

高強度 RC 柱の一軸圧縮実験とその横拘束効果の定量化

秋山充良¹・洪起男²・佐藤成禎³・鈴木将⁴・前田直己⁵・鈴木基行⁶

¹正会員 博(工) 東北大学講師 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

²学生会員 工修 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

³正会員 工修 オリエンタル建設(株)東京支店技術部(〒164-0012 東京都中野区本町 1-32-2)

⁴学生会員 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

⁵正会員 前田製管(株)取締役会長(〒998-8611 山形県酒田市上本町 6-7)

⁶フェロー会員 工博 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

1. はじめに

コンクリート圧縮強度 45～130MPa, 横拘束筋体積比 0.32～1.92%, 横拘束筋降伏強度 320～1300MPa の範囲にあり, 正方形断面を有する 21 体の RC 柱の一軸圧縮実験を行った. 本実験供試体は, 既往の高強度 RC 柱の実験^{1)～8)}に比べ横拘束筋体積比が小さい点に特徴があり, コンクリート圧縮強度, 横拘束筋降伏強度, 横拘束筋体積比などの各実験因子のコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係への影響を評価する. そして, そのコンファインド効果を定量化することで, 実験に用いたコンクリートおよび横拘束筋の広範な材料強度の範囲で適用可能なコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係を提案する.

2. 実験概要

(1) 供試体諸元および使用材料

本研究で用いる全ての供試体は, 高さ 750mm, 1 辺 250mm の正方形断面を有する. 供試体諸元の一覧を表-1 に示す. また, 一例として, 横拘束筋間隔が 100mm の供試体の配筋状況を図-1 に示す. 供試体の破壊が柱脚部の試験機との拘束部付近に集中することを避けるため, 供試体の上下端 75mm の範囲では, 横拘束筋を密に配筋している. 横拘束筋の定着条件は定着長 60 mm とした 135 度フックである.

実験因子は, コンクリート圧縮強度 σ_c , 横拘束筋降伏強度 f_{sy} , 横拘束筋体積比 ρ_s (横拘束筋間隔 s) であり, それぞれ σ_c : 46.3, 84.8, 128MPa, f_{sy} : 317, 1028, 1288MPa, ρ_s : 0.32～1.92% (s : 25, 50, 100, 150mm) の範囲である. 表-1 に示されるコンクリート圧縮強度 σ_c は, 3 本の円柱供試体 ($\phi 100 \times 200$ mm) の材料試験より得られた圧縮

強度の平均値である. 本研究では, この他に, 表-1 の SF1P0Y0-1 などのように, 図-1 の実験供試体と同形状の横拘束筋を持たないアンコンファインド供試体(以下, 無拘束供試体)も圧縮強度毎に 3 体作製し, これから得られる圧縮強度や圧縮強度時のひずみを横拘束筋による拘束効果を評価する際の基準としている.

高強度 RC 柱の一軸圧縮実験では, かぶりコンクリートが剥落する際の荷重低下が破壊の誘因となる可能性が指摘され, また, 載荷荷重からかぶりコンクリート負担分の荷重を適切に差引けば, コンファインドコンクリートの評価にかぶりコンクリートの存在の有無は影響しないとの報告があることから^{9),10)}, 表-1 の実験供試体は全てかぶりコンクリートを持たない供試体とした. ただし, 施工の都合上, 最大で 5mm 程度のかぶりコンクリートを有しているものもあった. なお, 本研究では, 施工上設けられたかぶりコンクリートおよび軸方向鉄筋の荷重負担分を無視し, 作用荷重をコアコンクリート断面積で除した値をコンファインドコンクリートの軸方向応力と仮定している.

実験計画時に目標としたコンクリート圧縮強度は, 40MPa, 80MPa, および 120MPa であり, 実験載荷日に行った材料試験から得られた強度が表-1 の各値である. 目標圧縮強度が同じ供試体は, 同一バッチのコンクリートを使用し, 部材軸に対する供試体両端面の直角度を十分な精度で確保できるような鋼製型枠に対して, 供試体側面から打設している. 側面の表面仕上げ後に蒸気養生を行い, 脱型後は載荷日まで気中養生とした.

全ての供試体の軸方向鉄筋には SD295 を使用し, 降伏強度の異なる 3 種類の横拘束筋を準備した. 横拘束筋は, 鉄筋径が約 6mm であり, 降伏強度 f_{sy} は 317, 1028, 1288 MPa である.

表-1 供試体諸元の一覧

供試体 No.	コンクリート 圧縮強度 σ'_c 注1)(MPa)	軸方向鉄筋	横拘束筋				
			径	間隔 s	体積比 ρ_s	降伏強度 f_{sy} 注2)	$\rho_s \cdot f_{sy}$
SF1P0Y0-1 SF1P0Y0-2 SF1P0Y0-3	46.3	D6-4 本 SD295	—	—	—	—	—
SF1P1Y3			—	—	—	—	—
SF1P2Y1			—	—	—	—	—
SF1P2Y3			—	—	—	—	—
SF1P3Y1			6.4 mm	25 mm	1.92%	1288 MPa	24.7 MPa
SF1P3Y2			6.0 mm	50 mm	1.01%	317 MPa	3.20 MPa
SF1P3Y3			6.4 mm	50 mm	0.96%	1288 MPa	12.4 MPa
SF1P4Y3			6.0 mm	100 mm	0.51%	317 MPa	1.62 MPa
SF2P0Y0-1 SF2P0Y0-2 SF2P0Y0-3	84.8		6.0 mm	100 mm	0.51%	1028 MPa	5.24 MPa
SF2P1Y3			6.4 mm	100 mm	0.48%	1288 MPa	6.18 MPa
SF2P2Y1			6.4 mm	150 mm	0.32%	1288 MPa	4.12 MPa
SF2P2Y3			—	—	—	—	—
SF2P3Y1			—	—	—	—	—
SF2P3Y2			—	—	—	—	—
SF2P3Y3			—	—	—	—	—
SF2P4Y3			—	—	—	—	—
SF3P0Y0-1 SF3P0Y0-2 SF3P0Y0-3	128		—	—	—	—	—
SF3P1Y3			—	—	—	—	—
SF3P2Y1			—	—	—	—	—
SF3P2Y3			—	—	—	—	—
SF3P3Y1			6.4 mm	25 mm	1.92%	1288 MPa	24.7 MPa
SF3P3Y2			6.0 mm	50 mm	1.01%	317 MPa	3.20 MPa
SF3P3Y3			6.4 mm	50 mm	0.96%	1288 MPa	12.4 MPa
SF3P4Y3			6.0 mm	100 mm	0.51%	317 MPa	1.62 MPa
			6.0 mm	100 mm	0.51%	1028 MPa	5.24 MPa
			6.4 mm	100 mm	0.48%	1288 MPa	6.18 MPa
			6.4 mm	150 mm	0.32%	1288 MPa	4.12 MPa

注1) 円柱供試体($\phi 100 \times 200$ mm)3本の材料試験より得られた圧縮強度の平均値

注2) 3本の試験片から得られた降伏強度の平均値

(2) 載荷方法および測定項目

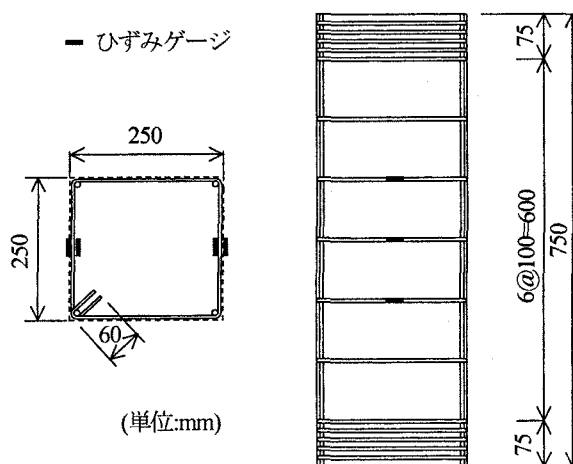
載荷は、10MN 大型載荷試験装置により行なった。載荷状況を図-2 に示す。この 10MN 大型載荷試験装置は、油圧付加式の 4 本柱構造となっており、負荷速度として 0.01~50mm/min の載荷が可能な非常に剛性の高い試験機である。高強度コンクリートの圧縮強度は、剛性の高い試験機で測定することの必要性が指摘されるが^{8),11)}、本研究で用いた大型載荷試験装置はこの要求を十分に満足するものとする。

コンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係を定式化する際の軸方向ひずみは、供試体全長 h ($=750$ mm) に生じる変形量を供試体 4 側面で測定し、その平均値 Δh を h で除した値($\Delta h/h$)と定義した。その他の測定項目は、軸方向鉄筋ひずみと横拘束筋ひずみであり、あわせてひび割れなどの損傷状況を観察した。

3. 実験結果

(1) 破壊性状

$\sigma'_c = 46.3$ MPa の供試体は、コンファインドコンクリートの最大強度 σ_{cc} と 3 本の無拘束供試体から得られる圧

図-1 供試体配筋の一例($s=100$ mm)

縮強度の平均値 σ'_{c0} の比($\sigma_{cc} / \sigma'_{c0}$)が $\rho_s = 0.32\%$ の SF1P4Y3 で最小の 1.02 であり、 $\rho_s = 1.92\%$ の SF1P1Y3 で最大の 1.40 となった。最大強度 σ_{cc} 近くなると、横拘束筋間に縦ひび割れが多数発生するようになり、施工上設けられたかぶりコンクリートの一部が剥落するようになる。最大荷重後は、新たな損傷は見られなくなり、横拘束筋間隔が最も小さい SF1P1Y3 では、ひずみ増分に対する応

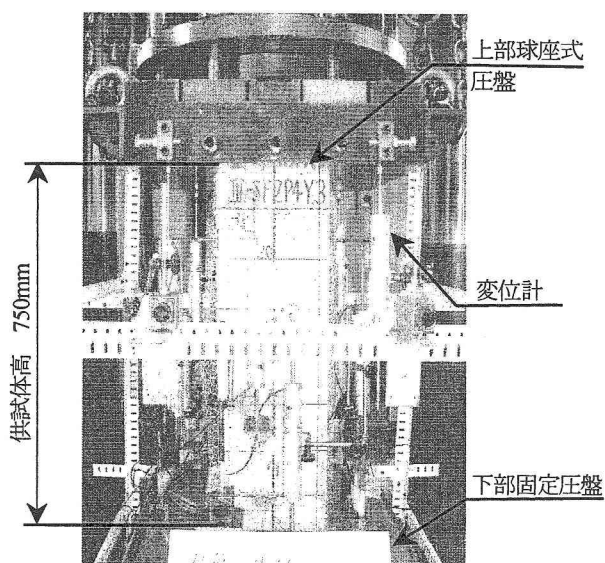


図-2 荷重載荷状況

力の減少が非常に緩やかとなり、図-3 (a)に示されるようにコアコンクリート内の断面欠損は小さい状態に留まる。一方、横拘束筋間隔が最も大きい SF1P4Y3 では、SF1P1Y3 と異なり、特定の横拘束筋間隔に損傷が集中し、コアコンクリート内の断面欠損が大きくなった(図-3 (b))。なお、 $\sigma'_c=46.3\text{MPa}$ の供試体は、コアコンクリートの横膨張に伴い、図 4(a)に示されるように、横拘束筋が隅角部を支点として外側にはらみ出している様子が目視により確認できた。

$\sigma'_c=84.8\text{MPa}$ の供試体の σ_{cc}/σ'_{c0} は、 $\rho_s=0.32\%$ の SF2P4Y3 で最小の 1.07 であり、 $\rho_s=1.92\%$ の SF2P1Y3 で最大の 1.31 となった。 $\sigma'_c=46.3\text{MPa}$ の供試体と比較して、最大強度 σ_{cc} 前後のひび割れ状況などに違いは見られないが、その後の圧縮軟化挙動は後述するコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係に示されるように脆性的となった。最も横拘束筋間隔が小さい SF2P1Y3 では、供試体高さ方向の損傷範囲やコアコンクリート内の損傷などは SF1P1Y3 と同程度であり、外観上の損傷に大きな違いは見られないのに対して(図-3 (c))、横拘束筋間隔が大きい SF2P4Y3 は、図-3 (d)に示されるように、SF1P4Y3 よりもコアコンクリート内の断面欠損が大きく、破壊時に爆音を伴うなどの違いが観察された。

$\sigma'_c=128\text{MPa}$ の供試体の σ_{cc}/σ'_{c0} は、 $\rho_s=0.51\%$ の SF3P3Y2 で最小の 1.02 であり、 $\rho_s=1.92\%$ の SF3P1Y3 で最大の 1.27 となった。後述する応力-ひずみ関係に示されるように、 $\sigma'_c=128\text{MPa}$ の供試体は、本実験の範囲で与えた横拘束筋量では圧縮軟化後の破壊が非常に脆性的となり、SF3P1Y3 を除いて、最大荷重後ほとんどひずみが増えることなく爆音を伴い急激に耐力を失った。損傷状況も、 $\sigma'_c=46.3, 84.8\text{MPa}$ の供試体と大きく異なり、SF3P1Y3 では、損傷範囲が非常に狭い横拘束筋間に集中したのに

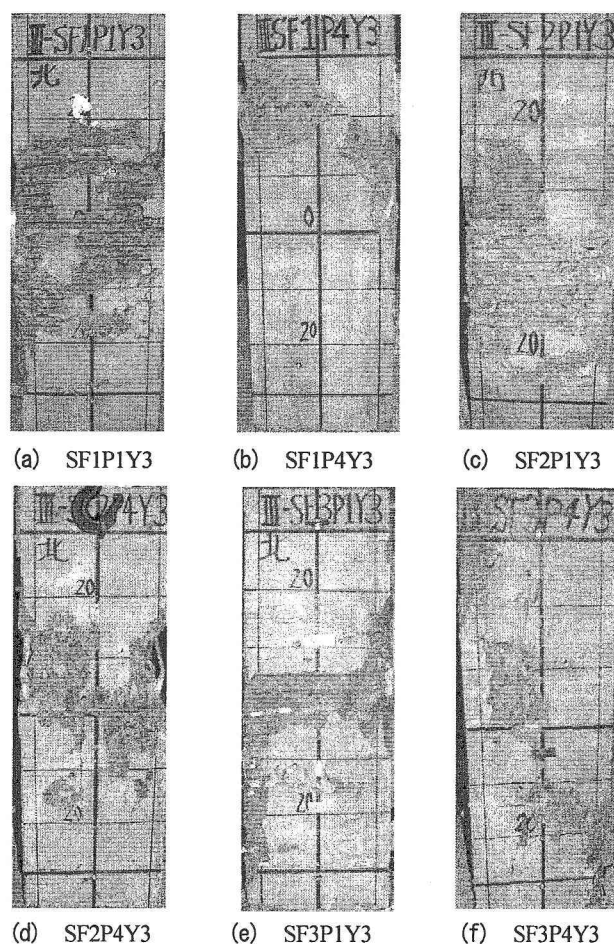


図-3 損傷状況の一例

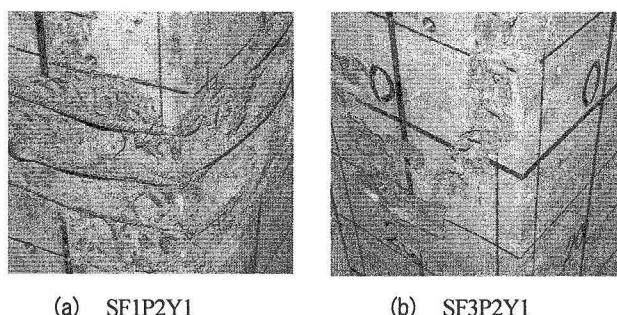


図-4 コンクリート圧縮強度による横拘束効果の違い

対し(図-3 (e))、横拘束筋量が 0.51%以下の供試体では、図-3 (f)に示されるように、供試体全長に及ぶ明瞭なせん断すべり面が形成された。このような損傷状況の違いは、横拘束圧に依存するものであり、横拘束圧が小さいほどすべり面と部材軸のなす角が小さくなる現象は、既往の研究でも報告されている²⁾。なお、 $\sigma'_c=128\text{MPa}$ の供試体では、図-4 (b)に示されるように、コアコンクリートの横膨張は目視により全く観察されず、横拘束筋の外側へのはらみ出しも生じなかった。

(2) 高強度 RC 柱の一軸圧縮特性

a) 横拘束筋体積比の影響

図-5 は、横拘束筋降伏強度が $f_{sy}=1288\text{MPa}$ で等しく、

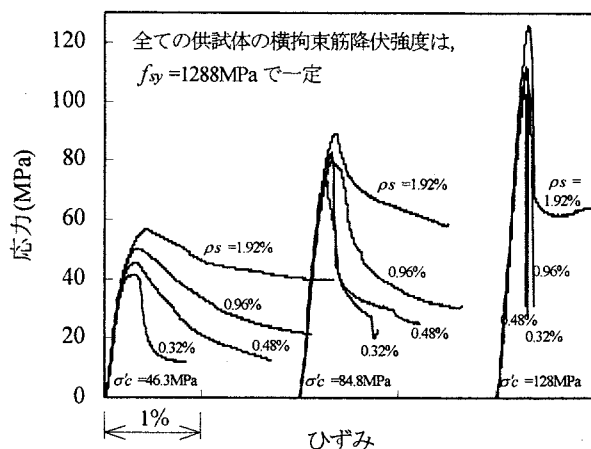


図-5 横拘束筋体積比の影響

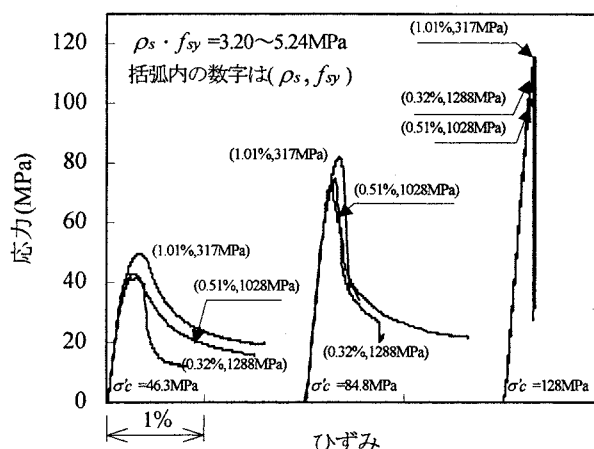


図-7 $\rho_s \cdot f_{sy}$ の影響

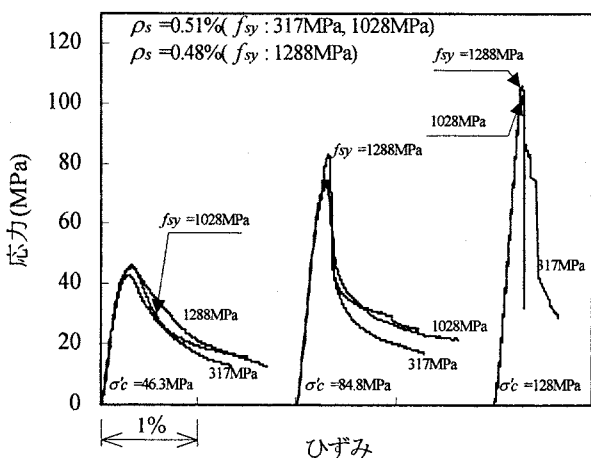


図-6 横拘束筋降伏強度の影響

横拘束筋体積比 ρ_s のみが異なる供試体の応力-ひずみ関係をまとめた結果である。図-5 に示されるように、 σ_{cc}/σ'_{c0} は ρ_s と良い対応関係にあり、 ρ_s の増加による最大圧縮強度時のひずみの増加や、 $\sigma'_{c0}=128\text{MPa}$ を除き最大強度後の下降勾配の改善が確認される。一方で、 σ'_{c0} が大きくなるほど初期勾配は大きく、最大強度まで直線的に応力が上昇するようになる。そして、 ρ_s の増加に対する σ_{cc}/σ'_{c0} の増加量は小さくなるなど、高強度コンクリートを用いた RC 柱では、同じ ρ_s でも普通強度コンクリートを用いた場合に比べ、圧縮強度および圧縮強度時のひずみの増加量が少なく、また下降勾配が緩やかになる効果が小さく現れる。この原因としては、前記したように、 σ'_{c0} が大きくなると、コアコンクリートの横膨張量が小さく、横拘束筋の外側へのはらみ出しが観察されなくなることが関係する(図-4)。一軸圧縮を受ける RC 柱に与えられる横拘束圧は、コンクリートの横膨張が横拘束筋により拘束されることで生じる受動的な拘束圧であるため、弾性係数が大きく、普通強度コンクリートに比べひずみ割れが局所化する高強度コンクリートは¹²⁾、最大強度以降の横ひずみ量が小さく、結果として同じ ρ_s を与えても得られるコンファインド効果は小さくなると考えられる¹³⁾。

図-5 に示されるように、最大強度後の下降勾配は、顕著にコンクリート圧縮強度の影響を受け、特に、 $\sigma'_{c0}=128\text{MPa}$ のコンクリートを使用した高強度 RC 柱は、現在設計される RC 橋脚が保有する ρ_s の上限値と考えられる $\rho_s=1.92\%$ を与えても最大荷重後のわずかなひずみの増加に対し、約 50% もの耐力を一気に失うなど、脆性的な挙動が改善されない。また、それよりも横拘束筋体積比が小さい供試体では、最大強度の 1/3 程度まで応力が低下すると、試験機の制御を超える速度で荷重低下が生じ、実験が終了した。

b) 横拘束筋降伏強度の影響

図-6 は、横拘束筋体積比 ρ_s が 0.48% から 0.51% で概ね等しく、横拘束筋降伏強度 f_{sy} のみが異なる供試体の応力-ひずみ関係をまとめた結果である。また、図-7 は、既往の横拘束効果指標の一つとして用いられてきた $\rho_s \cdot f_{sy}$ が 3.20~5.24 MPa の範囲にあり、 f_{sy} と ρ_s の組合せがそれぞれ異なる供試体の応力-ひずみ関係をまとめた結果である。図-6 の結果より、降伏強度 f_{sy} の増加によるコンファインド効果の大幅な改善は期待できないことが分かる。特に、図-7 にも示されるように、 $\rho_s \cdot f_{sy}$ は同程度の値を有していても、 f_{sy} を大きく ρ_s を小さくした供試体は、 f_{sy} を小さく ρ_s を大きくした供試体よりもコンファインド効果が小さく現れ、 $\rho_s \cdot f_{sy}$ を目安に高強度鉄筋の利用による鉄筋量の削減などを検討できないことが示唆される。

このように、 f_{sy} を大きくしても、比例的にコンファインド効果が改善されない原因は、図-8 で説明することができる。図-8 は、図-1 のように貼付した横拘束筋ひずみゲージの測定値を基に、コンファインドコンクリート最大強度時に作用する横拘束筋応力 $f_{s,exp}$ と f_{sy} の比 ($f_{s,exp}/f_{sy}$) をまとめた結果である。 $f_{s,exp}$ は、貼付した 12 枚のひずみゲージから、異常値を示すものを除いた後にその平均値を計算し、応力換算したものである。横拘束筋ひずみは、貼付箇所毎に大きく異なる場合もある

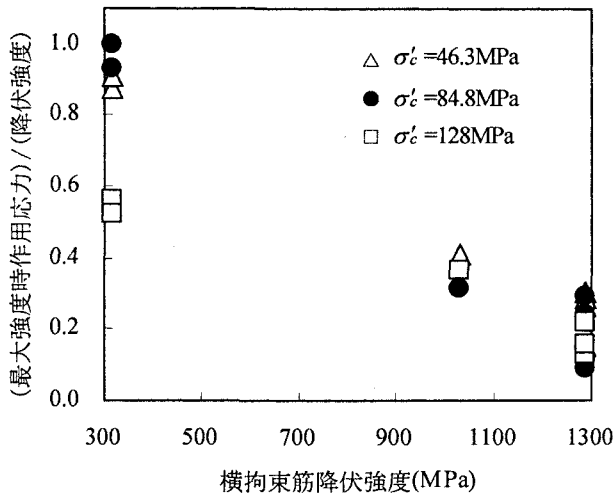


図-8 最大圧縮強度時の横拘束筋作用応力

が、本実験で貼付したひずみゲージの平均値より作成した図-8からは、(i)普通強度鉄筋である $f_{sy}=317\text{MPa}$ の場合には、 $\sigma'_c=128\text{MPa}$ を除き、横拘束筋は最大強度時に降伏していると思わせること、(ii) $f_{sy}=1028\text{MPa}$ 、および 1288MPa を用いても、 $f_{s,exp}/f_{sy}$ はそれぞれ 0.41 、および 0.30 以下(貼付した 12 枚のひずみゲージの最大値を用いた場合には、それぞれ 0.69 および 0.66 以下)であり、 f_{sy} から計算されるほどの横拘束圧は与えられていないこと、(iii) $\sigma'_c=128\text{MPa}$ を用いた RC 柱は、体積比 ρ_s ($0.32\sim 1.92\%$)の値に関らず、何れの場合も最大強度時に横拘束筋の平均応力 $f_{s,exp}$ は降伏強度 f_{sy} に達しないこと、が確認され、これが図-6 や図-7 に示されるように、高強度鉄筋の利用がコンファインド効果の向上に直結しない理由と判断される。

4. 普通強度から高強度 RC 柱まで適用可能なコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係

(1) コンファインド効果の定量化

本研究では、横拘束効果指標として式(1)で与えられる有効横拘束圧 p_e を定義し、コンファインド効果による(i)最大圧縮強度 σ_{cc} の増加、(ii)最大圧縮強度時のひずみ ε_{cc} の増加、(iii)最大圧縮強度後の下降勾配 E_{des} の改善を回帰分析することにした。なお E_{des} は、 $(\sigma_{cc}, \varepsilon_{cc})$ と結ぶ応力低下点を変化させて検討した結果、全ての実験結果を最も平均的に表現できる、最大強度点と最大強度の 85% 応力に達した点 $(\sigma_{85}, \varepsilon_{85})$ を結んだ直線の勾配により算定することにした。

$$p_e = k_e \rho_w f_{s,c} \quad (1)$$

ここに、 ρ_w は横拘束筋面積比、 $f_{s,c}$ は最大強度時に横拘束筋に生じる応力であり、その計算法は後述する。また、 k_e は式(2)で与えられる有効横拘束係数¹⁴⁾である。

$$k_e = \left(1 - \sum \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right) / (1 - \rho_{cc}) \quad (2)$$

ここに、 w'_i は隣接する軸方向鉄筋間の純間隔、 s' は横拘束筋間の純間隔、 b_c および d_c は最外周にある横拘束筋の断面幅および断面高さ方向の間隔、 ρ_{cc} はコアコンクリート断面積に対する軸方向鉄筋比である。

無拘束供試体を除く実験結果($p_e \neq 0$)に対する回帰分析から得られた $p_e - \sigma_{cc}$ 関係、 $p_e - \varepsilon_{cc}$ 関係、および $p_e - E_{des}$ 関係をそれぞれ式(3)~(5)に示す。

$$\frac{\sigma_{cc}}{\sigma_{c0}} = 1.0 + 4.1 \left(\frac{p_e}{\sigma_{c0}}\right)^{0.70} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} + 0.015 \left(\frac{p_e}{\sigma_{c0}}\right)^{0.56} \quad (4)$$

$$E_{des} = 0.026 \frac{\sigma_{c0}^3}{p_e^{0.4}} \quad (5)$$

$$\sigma_{c0} = 0.85 \quad (6)$$

$$\varepsilon_{c0} = 0.0028 - 0.0008k_3 \quad (7)$$

$$k_3 = 40/\sigma_{c0} \leq 1.0 \quad (8)$$

ここに、 p_e 、 σ_{c0} 、および E_{des} の単位は MPa であり、 σ_{c0} と ε_{c0} はコンファインドコンクリートの圧縮強度とそのときのひずみである。

(2) 最大圧縮強度時の横拘束筋作用応力

本研究では、横拘束圧と横ひずみの関係を次のように簡単化し、コンファインドコンクリート最大強度時の横拘束筋に生じる応力 $f_{s,c}$ を算定する。

Nielsen¹⁵⁾は、一軸圧縮強度 $40\sim 110\text{MPa}$ を有するコンクリートの既往の 3 軸圧縮実験を整理し、最大圧縮強度時のひずみ ε_{cc} とそのときの横ひずみ $\varepsilon_{3,p}$ には、広い横拘束圧の範囲($0 < p'_c / \sigma'_c < 2.0$)で圧縮強度に関らず式(9)の関係が成立することを報告している。

$$\varepsilon_{cc} = -2.2\varepsilon_{3,p} \quad (9)$$

ここで、圧縮を正とする。

そこで、式(4)と式(9)を基に、以下の手順で繰り返し計算を行い $f_{s,c}$ を求める。

- 横拘束筋作用応力 $f_{s,c}$ の初期値をその降伏強度 f_{sy} と仮定し、有効横拘束圧 p_e を算出する。
- 式(4)と式(9)から横ひずみ $\varepsilon_{3,p}$ を算出する。
- 横拘束筋の応力-ひずみ関係から作用応力 $f_{s,c}$ を再評価する。
- $f_{s,c} < f_{sy}$ の場合、iii)で求められた $f_{s,c}$ から p_e を算出する。
- $f_{s,c}$ が収束するまで、ii)~iv)を繰り返す。

得られた $f_{s,c}$ と $f_{s,exp}$ (図-8)の比($f_{s,exp}/f_{s,c}$)は、平均値 0.98 、変動係数 22% となった。

なお、i)~v)の計算に関係するパラメータを用いた回帰分析を行ったところ、式(10)より得られる $f_{s,c}$ は、この繰

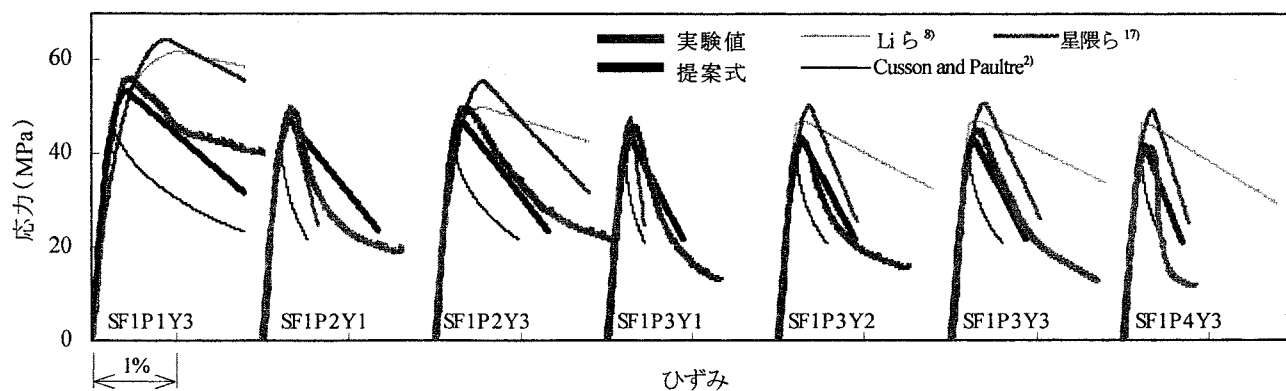


図-9 応力-ひずみ関係の比較($\sigma'_c = 46.3 \text{ MPa}$)

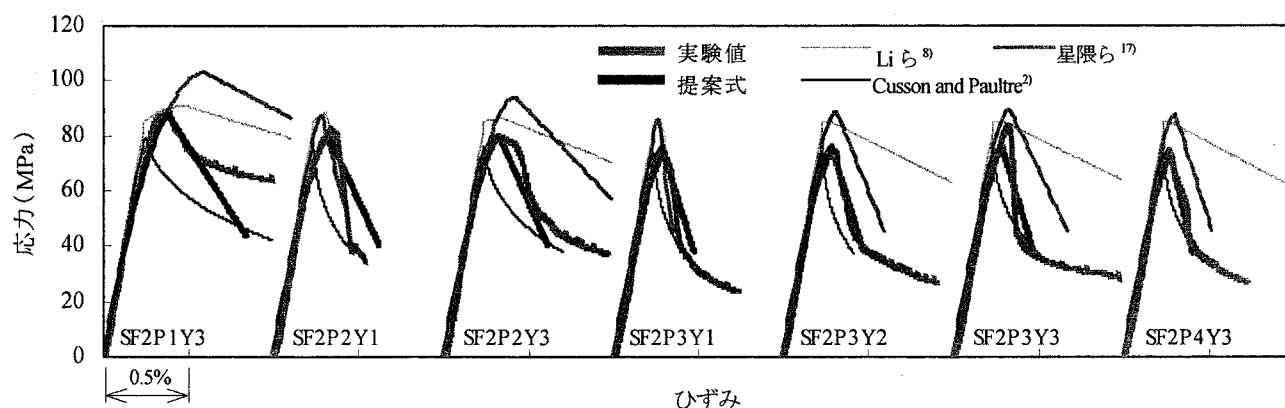


図-10 応力-ひずみ関係の比較($\sigma'_c = 84.8 \text{ MPa}$)

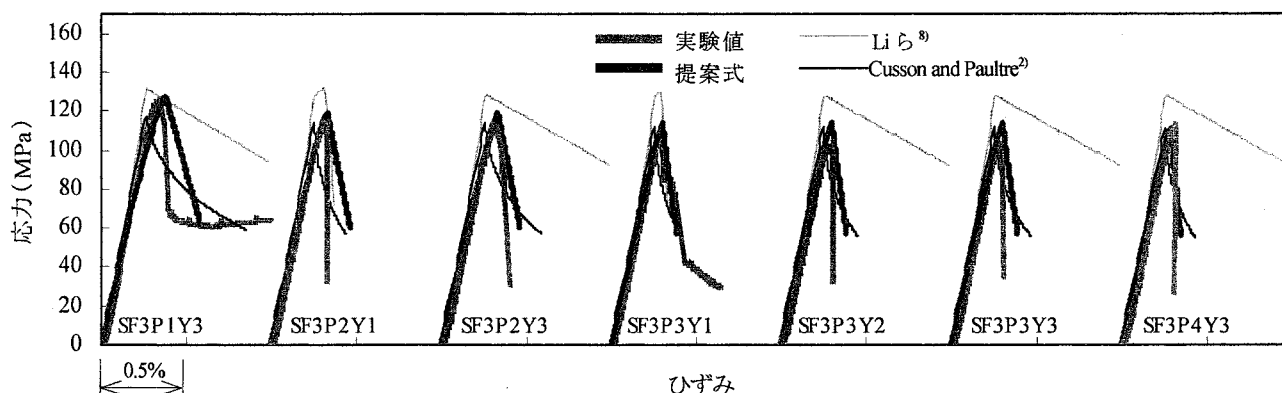


図-11 応力-ひずみ関係の比較($\sigma'_c = 128 \text{ MPa}$)

り返し計算結果と概ね等しいことが確かめられた。そこで、以降の計算では、有効横拘束圧 p_e は式(10)により算定される横拘束筋作用応力 $f_{s,c}$ により求める。

$$f_{s,c} = E_s \left\{ 0.45\varepsilon_{c0} + 0.73 \left(\frac{k_e \rho_w}{\sigma_{c0}} \right)^{0.70} \right\} \leq f_{sy} \quad (10)$$

ここに、 E_s は横拘束筋のヤング係数であり、 σ_{c0} の単位は MPa である。

(3) 普通強度から高強度 RC 柱まで適用可能なコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係

a) 応力-ひずみ関係の提案

式(3)~(5)を用いることにより、 σ_{cc} 、 ε_{cc} および E_{des} を

得ることができる。ここでは、この3つのパラメータを基に、本実験で用いたコンクリート圧縮強度と横拘束筋の降伏強度の任意の組合せに対して適用可能なコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係を定式化する。

応力-ひずみ関係には、既に多くのモデルが提案されている。応力上昇域を対象に、既往モデルの適応性を検討した結果、Fafitis and Shah¹⁶⁾の応力-ひずみ関係と Razvi and Saatioglu³⁾が用いたコンクリートの初期ヤング係数 E_c を組み合わせたものが最も実験結果の再現性に優れた。

そこで本研究では、 σ'_c が 46.3~128 MPa、 f_{sy} が 317~1288 MPa、 ρ_s が 0.32~1.92% の正方形断面を有する RC 柱の一軸圧縮実験の結果を基に、コンファインドコンクリ

ートの応力(σ_c)—ひずみ(ε_c)関係として、式(11)～(14)を提案する。

$$\sigma_c = \sigma_{cc} \left\{ 1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^\alpha \right\} \quad (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \quad (11)$$

$$\alpha = E_c \frac{\varepsilon_{cc}}{\sigma_{cc}} \quad (12)$$

$$E_c = 3320\sqrt{\sigma_{c0}} + 6900 \quad (13)$$

$$\sigma_c = \sigma_{cc} - E_{des}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (\varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c) \quad (14)$$

ここに、 σ_{c0} の単位はMPaである。

b) 提案モデルと既往モデルによる実験結果の再現解析

無拘束供試体を除いた表-1の全21体の実験結果と提案モデルの比較を図-9～図-11に示す。各図には、既往のRC柱の一軸圧縮実験に関し、断面形状が正方形であり、断面幅に対する計測長の比(計測長/断面幅)が本研究と同じ値(3.0)、もしくはそれに近い条件で定義される軸方向ひずみを用いて提案されたCusson and Paultre²⁾、Liら⁸⁾、および星隈ら¹⁷⁾のモデルから得られる応力—ひずみ関係も示している。

各図に示されるように、本研究で提案した応力—ひずみ関係は、実験結果を良好に再現している。特に、最大強度時の横拘束筋作用応力 $f_{s,c}$ により有効横拘束圧 p_e を算定することで、図-6や図-7で考察されたように、横拘束筋降伏強度を増加させてもコンファインド効果は比例的に大きく現れない現象や、 $\rho_s \cdot f_{sy}$ が同程度でも、その組合せにより最大強度、最大強度時のひずみ、および下降勾配が相違する様子を精度良く再現できている。

既往の提案モデルは、回帰分析する際に参照した実験供試体に近い諸元を有するRC柱の実験結果を良好に再現する。例えば、我が国のRC橋脚が有する横拘束筋量を考慮して提案された星隈らのモデルは、 $\sigma'_c=46.3\text{MPa}$ 、 $f_{sy}=317\text{MPa}$ で $\rho_s=1.01\%$ としたSF1P2Y1や、 $\rho_s=0.51\%$ としたSF1P3Y1の応力—ひずみ関係を良く評価し、さらにこの横拘束筋降伏強度であれば、 $\sigma'_c=84.8\text{MPa}$ でも実用上十分な精度で実験結果を再現できるなど、その汎用性の高さが示される。しかし、横拘束筋降伏強度によりコンファインド効果を評価するため、 $f_{sy}=1028, 1288\text{MPa}$ の横拘束筋を用いた実験供試体に対し、その最大強度や最大強度時のひずみを過大評価するようになる。従って、横拘束筋の高強度化を図った場合には、式(10)など、最大強度時に横拘束筋に実際に作用する応力を用いてコンファインド効果を評価する必要がある。同様の考察は、コンファインド効果を横拘束筋の降伏強度 f_{sy} で評価するLiらの結果にも当てはまる。一方、Cusson and Paultreのモデルが提案される際に使われた実験供試体は、その多くがコンクリート圧縮強度90MPa以上であるため、 $\sigma'_c=46.3, 84.8\text{MPa}$ の供試体の実験結果に対する精度が特に悪く、一様に実験結果を過小評価する。

このように、提案した応力—ひずみ関係は、繰り返し計算や、コンクリート強度や横拘束筋降伏強度による使い分けを必要とせず、式(1)～(8)と式(10)～(14)を用いることのみで、 $\sigma'_c=46.3\sim 128\text{MPa}$ 、 $f_{sy}=317\sim 1288\text{MPa}$ を使用し、 $\rho_s=0.32\sim 1.92\%$ の正方形断面を有するRC柱の応力—ひずみ関係を評価可能であることが示された。

5. 結論

本研究により得られた結論を以下に示す。

- (1) コンクリート圧縮強度 $\sigma'_c: 46.3\sim 128\text{MPa}$ 、横拘束筋降伏強度 $f_{sy}: 317\sim 1288\text{MPa}$ を使用し、横拘束筋体積比 $\rho_s: 0.32\sim 1.92\%$ の正方形断面を有するRC柱の一軸圧縮実験を行った。実験時の観察より、i)高強度RC柱は、載荷終了時になっても、普通強度RC柱に比べほとんど横膨張せず、隅角部を支点とした横拘束筋のはらみ出しが生じない、ii)横拘束圧が小さい(横拘束筋間隔が大きい)高強度RC柱では供試体全長に及ばせん断すべり面が形成され破壊に至る、ことなどが確認された。
- (2) 各実験因子に着目したコンファインドコンクリートの応力—ひずみ関係の比較より、i)横拘束筋の降伏強度を大きくしても、比例的にコンファインド効果は大きく現れない、ii)既往の横拘束効果指標である $\rho_s \cdot f_{sy}$ が同程度の値を有していても、 f_{sy} を大きく ρ_s を小さくした供試体は、 f_{sy} を小さく ρ_s を大きくした供試体よりもコンファインド効果が小さく現れ、 $\rho_s \cdot f_{sy}$ は高強度RC柱の横拘束効果指標とならない、iii)これらの原因は、高強度な横拘束筋を用いても、コンファインドコンクリートの最大強度時に横拘束筋の作用応力が降伏強度の50%にも満たないことにある、ことなどを確認した。
- (3) 実施した21体のRC柱の実験結果より、コンファインドコンクリートの応力—ひずみ関係を提案した。提案モデルは、最大強度時の横拘束筋作用応力を推定し、これにより横拘束圧を評価するため、使用するコンクリート圧縮強度や横拘束筋の降伏強度などに関らず、コンファインドコンクリートの応力—ひずみ関係を精度良く再現できることを実験結果との比較から確認した。

謝辞：本研究で使用した横拘束筋は、高周波熱錬(株)に提供戴いたものです。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Cusson, D. and Paultre, P. : High-Strength Concrete Columns Confined by Rectangular Ties, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.120, No.3, pp.783-804, 1994.
- 2) Cusson, D. and Paultre, P. : Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.121, No.3, pp.468-477, 1995.
- 3) Razvi, S. and Saatcioglu, M. : Confinement Model for

- High-Strength Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.125, No.3, pp.281-289, 1999.
- 4) Razvi, S. and Saatcioglu, M. : Circular High-Strength Concrete Columns under Concentric Compression, ACI Structural Journal, Vol. 96, No.5, pp.817-825, 1999.
 - 5) Saatcioglu, M. and Razvi, S. : High-Strength Concrete Columns with Square Sections under Concentric Compression, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.124, No.12, pp.1438-1447, 1998.
 - 6) Nagashima, T., Sugano, S., Kimura, H. and Ichikawa, A. : Monotonic Axial Compression Test on Ultra-High-Strength Concrete Tied Columns, 10th World Conference on Earthquake Engineering, pp.2983-2988, 1992.
 - 7) Itakura, Y. and Yagenji, A. : Compressive Test on High-Strength R/C Columns and their Analysis Based on Energy Concept, 10th World Conference on Earthquake Engineering, pp.2599-2602, 1992.
 - 8) Li Bing, Park, R. and Tanaka, H. : Stress-Strain Behavior of High-Strength Concrete Confined by Ultra-High- and Normal-Strength Transverse Reinforcements, ACI Structural Journal, Vol. 98, No.3, pp.395-406, 2001.
 - 9) 崎野健治, 孫玉平 : コンファインド高強度コンクリートの中心圧縮性状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.15, No.2, pp.713-718, 1993.
 - 10) 孫玉平, 崎野健治 : 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の靱性改善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.15, No.2, pp.719-729, 1993.
 - 11) 友澤史紀, 野口貴文, 小野山貫造 : コンクリートの圧縮強度に及ぼす試験機剛性の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.1, pp.251-256, 1990.
 - 12) 藤田学, 佐藤良一, 松元香保里, 高木康宏 : 高強度コンクリートを用いた RC はりのせん断強度と寸法効果, 土木学会論文集, No.711/V-56, pp.161-172, 2002.
 - 13) (財)国土開発技術研究センター : New RC 研究開発概要報告書 平成元年度, 建設省総合技術開発プロジェクト, 1990.
 - 14) 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.
 - 15) Nielsen, C. V. : Triaxial Behavior of High-Strength Concrete and Mortar, ACI Materials Journal, Vol.95, No.2, pp.144-151, 1998.
 - 16) Fafitis, A. and Shah, S. P. : Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns, High-Strength Concrete, SP-87, ACI, Detroit, Mich., pp.213-232, 1985.
 - 17) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏 : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.1-11, 1995.