

論文 粗い間隔でアラミド繊維補強を施した RC 柱の曲げせん断性状

花井 伸明^{*1}・西 健太郎^{*2}・日比野 陽^{*3}・市之瀬 敏勝^{*4}

要旨：壁付き RC 柱に対する耐震補強工法として、アラミド繊維帯を連続的かつ粗い間隔で巻きつける工法を提案し、その効果について検討した。その結果、高軸力下においても、強度・変形性能の改善に効果があることが確認できた。また、付着割裂破壊を抑制し、所定のせん断強度が期待できることが分かった。しかし、極短柱においては、アラミド繊維帯がカバーコンクリートに食い込み、帯の間でせん断すべりが発生して、変形性能に関しては補強効果が十分に得られなかった。

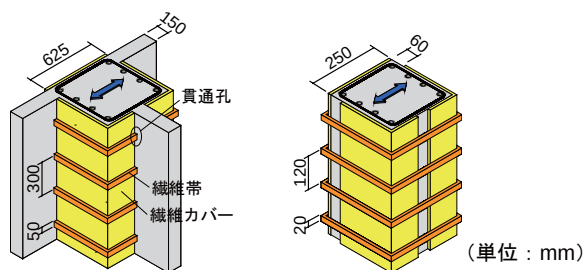
キーワード：アラミド繊維、せん断補強、壁付き柱、極短柱、靱性指標、付着割裂破壊

1. はじめに

アラミド繊維を用いた RC 柱の耐震補強は、壁付き柱に適用することが困難である。壁付き柱に対するアラミド繊維補強方法としては、たとえば繊維シートの端部を定着プレートとボルトを用いて壁に固定する工法¹⁾が挙げられるが、繊維シートと壁の定着部分が弱点となる危険性があり、好ましい補強方法とはいえない。

以上を鑑みて、筆者らはこれまで、図-1に示すように、帯状のアラミド繊維を用いた継手を設けない補強方法を提案し、せん断強度および変形性能に関して検討を行ってきた^{2), 3)}。

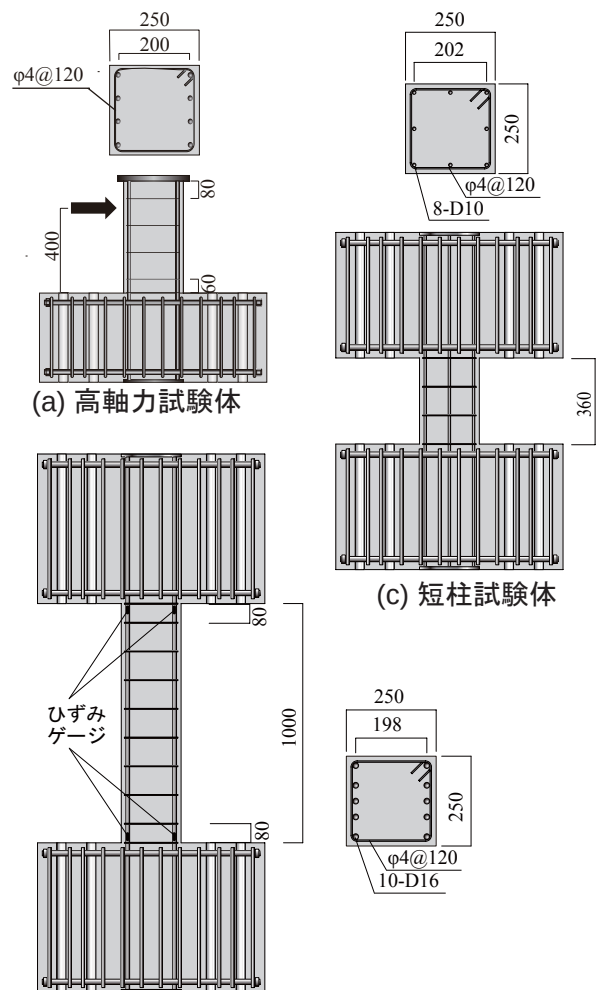
本稿では、地震時に変動軸力を受け高軸力となりやすい低層階の隅柱を想定して、軸力比 0.33 という高軸力下での変形性能について実験



(a) 想定する柱

(b) 試験体

図-1 アラミド繊維補強方法



(a) 高軸力試験体

(c) 短柱試験体

(b) 付着試験体

図-2 試験体形状

*1 九州産業大学 工学部建築学科講師 博士(工) (正会員)

*2 (株)竹中工務店 修士(工) (正会員)

*3 名古屋大学大学院 環境学研究科研究員 博士(工) (正会員)

*4 名古屋工業大学 建築・デザイン工学科教授 工博 (正会員)

的に検討した（以下、高軸力実験と称す）。また、付着割裂破壊に対する補強効果およびせん断破壊を生じやすい極短柱に対する補強効果についても検討した（以下、付着実験、短柱実験と称す）。

2. 実験方法

2.1 試験体形状

縮尺は 1/2.5 を想定した。試験体形状を図 2 に、試験体一覧を表 1 に示す。横補強筋には丸鋼 (SS400) を用い、 $\phi 4@120$ とした。コンクリートは普通コンクリートを用い、 20 N/mm^2 を目標として、全試験体とも同バッチのコンクリートを打設した。実験時の材齢は 45 ～ 74 日であった。壁は省略した。鉄筋の材料特性を表 2 に示す。

なお、各実験の試験体を高軸力試験体、付着試験体、短柱試験体と称することとする。

(1) 高軸力試験体

片持ち形式として 3 体計画した。無補強の状態でせん断破壊先行・補強後に曲げ降伏先行型となるように計画し、主筋を 8-D13 (SD295) とした。本試験体のみ片持ち形式としたのは既報³⁾と比較しやすくするためである。

(2) 付着試験体

逆対称形式として 3 体計画した。付着割裂破壊先行型となるように計画し、主筋を 10-D16 (SD785 相当) とした。

(3) 短柱試験体

逆対称形式として 1 体計画した。せん断破壊先行型となるように計画し、主筋を 8-D10 (SD295) とした。

2.2 補強方法および準備計算

補強に使用したアラミド繊維材の材料特性を表 3 に、補強パターンを表 4 に示す。高軸力・付着試験体のそれぞれ No.1 は無補強とし、No.2 は AK90 を全面に 1 層で閉鎖形に巻き付け、端部は 250 mm ラップさせた。No.3 は 1 層の AK16 を繊維カバーとして壁のない部分に貼り付け、その上から幅 20 mm の AK90 を繊維帯

表 1 試験体一覧

試験体	高軸力	付着	短柱
主筋	8-D13	10-D16	8-D10
横補強筋	$\phi 4@120$		
コンクリート強度 (N/mm^2)	24.3 (圧縮試験時の材齢 41 日)		
軸力比	0.33	0.20	
形式	片持ち	逆対称	

表 2 鉄筋の材料特性 (N/mm^2)

種別	降伏強度	引張強度	弾性係数
$\phi 4$	451	492	1.95×10^5
D10	380	394	1.99×10^5
D13	381	401	1.90×10^5
D16	855	1002	1.98×10^5

表 3 アラミド繊維材の材料特性 (N/mm^2)

種別	引張強度	弾性係数	設計厚さ (mm)
AK90	帯状	2710	1.28×10^5
	シート状	2500	1.09×10^5
AK16	3010	1.30×10^5	0.054

表 4 補強パターンおよび準備計算結果

試験体	補強パターン		終局強度算定値 (kN)			付着せん断耐力 (kN)	実験値 (kN)
	繊維帯	繊維カバー	式 (1)	式 (2)	曲げ強度		
高軸力	No.1	無	139	96	202	—	100
	No.2	無	AK90 全周	179		—	198
	No.3	AK90 × 6	AK16	170		—	221
付着	No.1	無	120	84	401	107	122
	No.2	無	AK90 全周	159		144	179
	No.3	AK90 × 6	AK16	150		137	178
短柱	AK90 × 6	AK16	205	231	259	—	257

として、横補強筋と同じ高さ位置に 120 mm ピッチで 6 重に連続して巻き付け、端部は 250 mm ラップさせた。短柱試験体は、No.3 と同様の補強を施した。

せん断終局強度 Q_{su} は荒川 mean 式 (式 (1)) および文献 4) による式 (2) により算定した。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t (17.6 + \sigma_B)}{(M/Qd) + 0.12} + 0.845 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b j \quad (1)$$

$$Q_{su} = b j_i p_w \sigma_{wy} \cot \phi + \frac{\tan \theta (1 - \beta) b D v \sigma_B}{2} \quad (2)$$

p_t : 引張鉄筋比 σ_B : コンクリート強度

M/Qd : シアスパン比 σ_0 : 軸応力度

b : 柱幅 j : 応力中心間距離

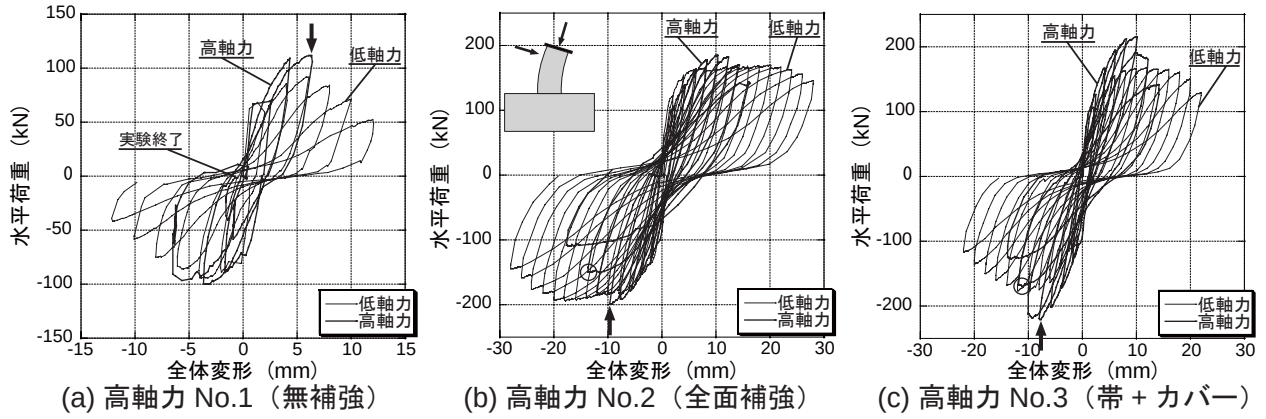
j_i : 主筋間距離 D : 柱せい

ϕ : トラス機構のコンクリート圧縮束の角度

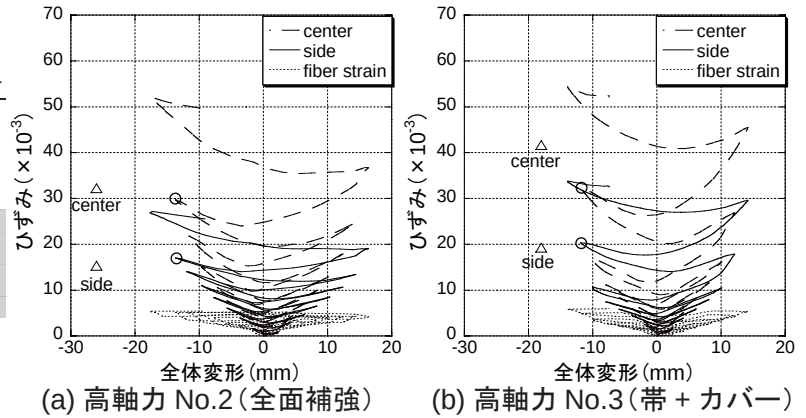
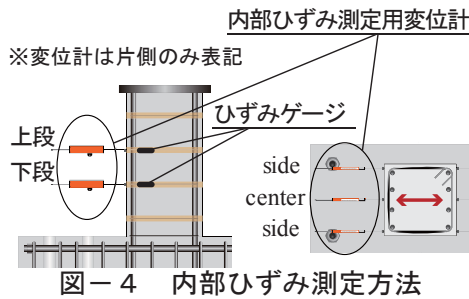
θ : アーチ機構のコンクリート圧縮束の角度

v : コンクリート圧縮強度有効係数

ここで、 $p_w \sigma_{wy}$ はアラミド繊維補強量を横補強筋に換算して累加したものであり、全面補強と 120 mm ピッチ補強の格差を考慮するた



図－3 高軸力実験の荷重－変形関係



図－5 高軸力実験の内部ひずみ－変形関係

め、アラミド繊維補強量分に
(1 - s/D) (s = 100 mm : 繊維
帯のあき間隔) を乗じた。

$$p_w \sigma_{wy} = p_{ws} \sigma_{wys} + \left(1 - \frac{s}{D}\right) p_{wf} \sigma_{wyf} \quad (3)$$

p_{ws} : 横補強筋比 σ_{wys} : 横補強筋強度

p_{wf} : アラミド繊維材のせん断補強比

σ_{wyf} : アラミド繊維材のせん断設計用強度

$$\sigma_{wyf} = \min \left[0.007 E_f, (2/3) \sigma_f \right] \quad (4)$$

E_f : アラミド繊維材の弾性係数

σ_f : アラミド繊維材の引張強度

付着割裂強度は文献 5) による式を準用し、せん断終局強度算定式と同様にアラミド繊維負担分に (1 - s/D) を考慮した。

$$\tau_{wf} = \frac{1}{6} \left(\frac{E_{wf}}{E_0} + 0.5 \right) \left\{ 1 - \left(\frac{(1-s/D)p_{wf}}{0.0035} - 1 \right)^2 \right\} \sqrt{\sigma_B} \quad (5)$$

τ_{wf} : 付着割裂強度のアラミド繊維負担分

E_{wf} : アラミド繊維材の弾性係数

$E_0 = 2.30 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

なお、No.3 の繊維カバーは強度算定上は無視した。

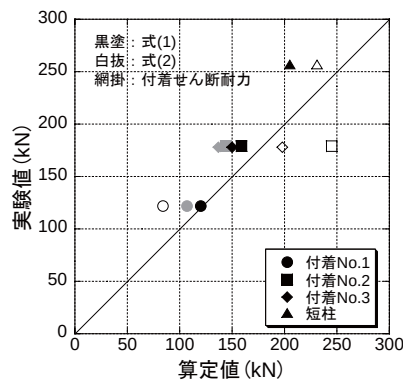
2.3 載荷方法

載荷は一定軸力下における正負交番漸増繰返し載荷とした。軸力は、高軸力実験では 500 kN (軸力比 0.33)、付着・短柱実験では 304 kN (同 0.20) とした。高軸力実験では 2 基の油圧ジャッキにより水平力と軸力を加えた。付着・短柱実験では 2 基の鉛直ジャッキを変位制御することで上下スタブの平行を保ちながら軸力を加え、1 基の水平ジャッキにより水平力を加えた。

3. 高軸力実験の実験結果

3.1 荷重－変形関係

荷重－変形関係を図－3 に示す。図中矢印は最大耐力点を示す。正側と負側で先に最大耐力の 80 % 以下まで耐力低下したサイクルのピークを耐力低下点と定義し○印で示す。また、軸力比を 0.2 として行った実験結果³⁾ (以下、低軸力実験と称す) も併記する。なお、いずれも



図－6 せん断強度算定値と実験値の対応

P - δ 効果を考慮している。

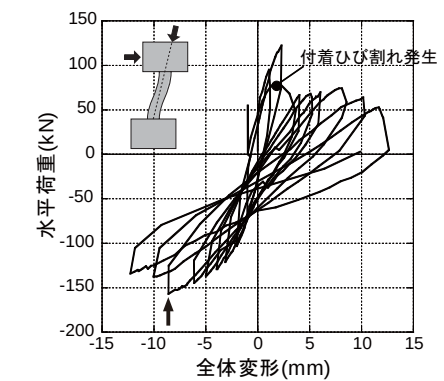
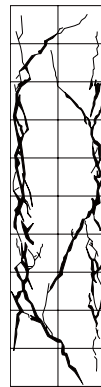
高軸力実験においては、低軸力実験と比較して変形性能は劣っており、最大耐力後の耐力低下も急激であったが、低軸力実験と同様に補強することにより無補強試験体に対して約2倍の耐力向上が確認された。

3.2 内部ひずみ

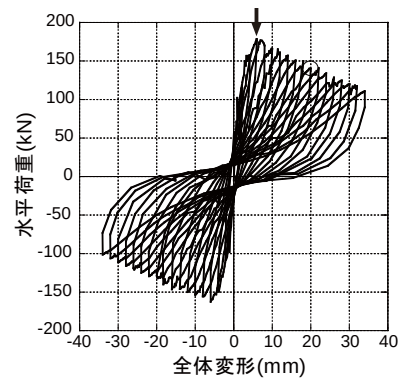
図－4のように柱脚から2, 3本目のアラミド繊維の両フランジ部に変位計を取り付け、対面する変位計の出力を合計してはらみ出し量を測定した。これを断面せい250 mmで除して内部ひずみとした。また、アラミド繊維に貼付したひずみゲージにより、アラミド繊維のひずみを測定した。

上段の内部ひずみおよび繊維ひずみ－変形関係を図－5に示す。図中○印は高軸力実験、△印は低軸力実験の耐力低下点を示す。アラミド補強した試験体に共通してcenter位置でのひずみが卓越していることが分かる。これは、コンクリート内部のひび割れが拡大して断面が樽形に膨らみ、アラミド繊維を押し出しているためである。また、繊維ひずみは内部ひずみと比べて小さく、変形が進行してもあまり増加しない。

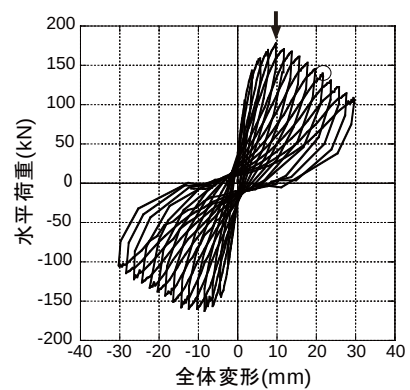
耐力低下点における内部ひずみの値は、高軸力・低軸力実験ともほぼ同程度であるが、そのときの変形を見ると、高軸力実験では低軸力実験の約半分である。言い換えれば、変形が小さい範囲で大きな内部ひずみが生じている。これが高軸力実験では低軸力実験より変形性能が劣った原因といえる。



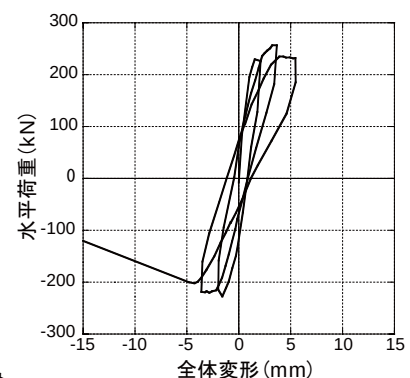
(a) 付着 No.1 (無補強)



(b) 付着 No.2 (全面補強)



(c) 付着 No.3 (帯 + カバー)



(d) 短柱試験体 (帯 + カバー)

図－7 ひび割れ図および荷重－変形関係

4. 付着・短柱実験の実験結果

4.1 荷重－変形関係

せん断強度算定値と実験値の比較を図－6に示す。付着試験体3体については付着せん断耐力の計算値との比較も併記する。これら3体は付着割裂破壊先行型として計画したが、付着割裂破壊に対し安全側となった。

載荷終了後のひび割れ図およ

び荷重－変形関係を図－7に示す。図中矢印は最大耐力点、○印は耐力低下点を示す。いずれも $P-\delta$ 効果を考慮している。なお、No.2, No.3 のひび割れ図は載荷終了後にアラミド繊維を剥がして内部のひび割れ状況を観察したものである。

付着実験では、すべての試験体において主筋位置に沿って付着ひび割れが生じた。無補強とした No.1 では +3 サイクルの途中で顕著な付着ひび割れが生じるとともに急激に耐力が低下し、以降正方向の耐力の上昇は見られなかった。No.2, No.3 では無補強の場合と比べ、耐力低下が緩やかとなった。しかし、帯＋カバー補強とした No.3 の耐力低下の程度は全面補強とした No.2 より大きく、早く耐力低下している。

短柱実験では、-3 サイクル途中でひび割れが急激に成長し、帯の間でせん断すべりが発生し、変位制御ができなくなり終局に至った。

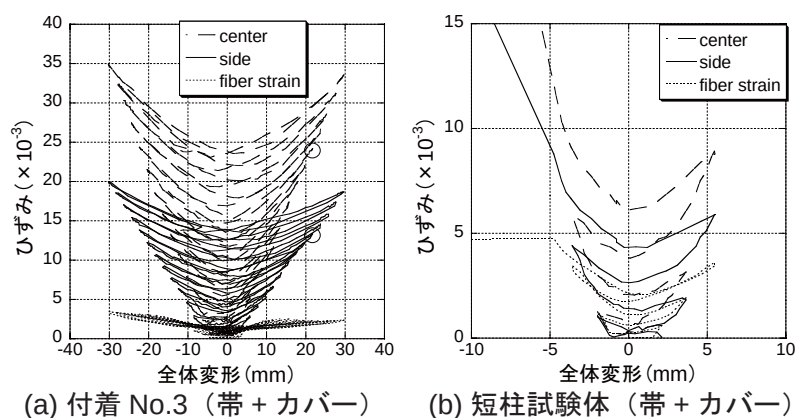
4.2 内部ひずみ

高軸力実験と同様に内部ひずみを測定した。下段の内部ひずみおよび繊維ひずみ－変形関係を図－8に示す。図中○印は耐力低下点を示す。

付着・短柱実験においても、内部ひずみは side 位置より center 位置において卓越しており、樽形に膨らんでいることが分かる。

付着実験での耐力低下点における内部ひずみを高軸力実験と比較すると、やや小さな内部ひずみで耐力低下点に達していることが分かる。

短柱実験の載荷終了後に試験体を観察する



図－8 付着・短柱実験の内部ひずみ－変形関係

と、隅角部で帯がカバーコンクリートに食い込んでいた（図－7(d) ひび割れ図○印および写真）。これは、短柱試験体のようにせん断応力の大きな柱に帯状の補強を施すと、帯が健全であっても、帯の食い込みにより拘束効果が減少しせん断補強効果が期待できなくなってせん断破壊に至る可能性を示唆している。

4.3 主筋とコンクリートの付着

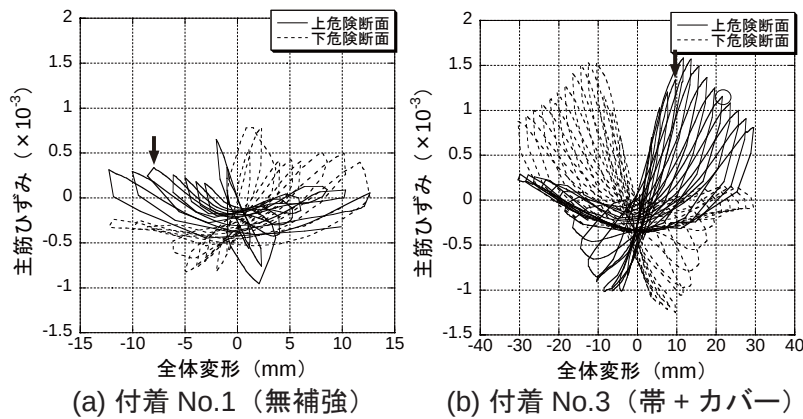
付着実験について、主筋の上下危険断面位置でのひずみを図－9に示す。図中矢印は最大耐力点を示す。図－9(b) より、補強試験体では最大耐力点付近以降、徐々に主筋とコンクリートの付着が減少し、載荷終了時には最大耐力点の 1/3 ～ 1/4 程度まで付着力が減少した。一方、図－9(a) の無補強試験体では、特に正側サイクルにおいて付着がほとんど失われている。つまり、帯状の補強でも付着性状の改善が確認されたといえる。

5. 靱性指標

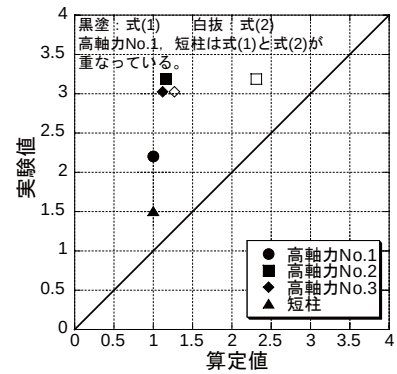
高軸力・短柱実験について靱性指標 F^6 を算定した。曲げ強度算定値がせん断強度算定値より小さい試験体は曲げ柱とみなして、式(6)によった。

$$F = \sqrt{\frac{2R_{mu}}{1/150} - 1} / 0.75 \left(1 + \frac{0.05R_{mu}}{1/150} \right) \quad (6)$$

ここで、 R_{mu} は柱の曲げ終局層間変形角であり、式(7)によった。



図－9 主筋ひずみ－変形関係



図－10 靱性指標 F 算定値と実験値の対応

$$R_{mu} = \frac{1}{150} + 10 \left(\frac{Q_{su}}{Q_{mu}} - 1.1 \right) \frac{1}{150} \quad (7)$$

せん断強度算定値が曲げ強度算定値より小さい試験体はせん断柱とみなして、式(8)によった。

$$F = 1 + 0.27 \frac{R_{su} - (1/250)}{(1/150) - (1/250)} \quad (8)$$

ここで、 R_{su} は柱のせん断終局層間変形角であり、式(9)によった。

$$R_{su} = \frac{(Q_{su}/Q_{mu}) - 0.3}{0.7} R_{my} \quad (9)$$

R_{my} ：曲げ降伏層間変形角（高軸力試験体では 1/150，短柱試験体では 1/250）

また，最大耐力が曲げ強度算定値より大きい試験体を曲げ柱，小さい試験体をせん断柱として， F 値の実験値を算出した。なお，曲げ柱の R_{mu} には耐力低下点の変形角，せん断柱の R_{su} には最大耐力点の変形角を用いた。

F 値の実験値と算定値の比較を図－10 に示す。荒川 mean 式（式(1)）を用いると実験値が算定値を大きく上回り，実験値を過小評価することとなるが，文献4)による式（式(2)）を用いると，実験値が算定値をやや上回り，安全側で良好な評価となった。

6. まとめ

- (1) 高軸力下においても，強度・変形性能の改善が確認できた。また，強度算定式も実験結果とよく整合した。
- (2) 付着割裂破壊に対しても安全側の結果と

なった。

- (3) 提案した補強方法は，極短柱の変形性能に対しては十分な効果が得られなかった。
- (4) いずれの補強試験体においても，中央付近の内部ひずみが卓越シアラミド繊維が押し出されて，断面が樽形に変形していた。

参考文献

- 1) 岡本直，石橋一彦，谷垣正治，伊吹英昭：腰壁によって短柱化した柱のアラミド繊維シートによる補強効果，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 93-94，1999.9
- 2) 伊藤陽祐，花井伸明，市之瀬敏勝，小杉一正：壁を想定した鉄筋コンクリート柱のアラミド繊維補強，コンクリート工学年次論文集，Vol. 27，No. 2，pp. 1069-1074，2005.6
- 3) 西健太郎，伊藤陽祐，花井伸明，市之瀬敏勝：粗い間隔でアラミド繊維補強を施した RC 柱の変形性能，コンクリート工学年次論文集，Vol. 28，No. 2，pp. 1429-1434，2006.7
- 4) AF 工法研究会：AF 工法設計・施工指針，1997
- 5) 松野一成，角徹三，田村冬樹：連続繊維シートで補強された RC 部材の付着割裂破壊時のせん断耐力，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 1255-1260，2002.6
- 6) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・同解説，2001

謝辞 ファイベックス株式会社・小杉一正氏，三井住友建設株式会社・谷垣正治博士には貴重なご助言を賜りました。矢作建設工業株式会社には実験施設の提供等，多大なるご協力を頂きました。名古屋工業大学学生・青木裕哉氏・三吉怜氏には，実験全般にわたり協力を得ました。ここに記して謝意を表します。