

論文 粗い間隔でアラミド繊維補強を施したRC柱の変形性能

西 健太郎^{*1}・伊藤 陽祐^{*1}・花井 伸明^{*2}・市之瀬 敏勝^{*3}

要旨：壁付きRC柱の補強を想定して、継手を設けない閉鎖的なアラミド繊維補強を施し、実験により変形性能に関して検討を行った。本実験の結果、柱全面を補強材で覆う従来の補強方法ではなく、本実験で施したような繊維帯間隔が120mmピッチといった粗い間隔でアラミド繊維補強を施す補強方法においても、試験体のせん断強度、変形性能が共に大幅に改善された。補強帯間隔を考慮したせん断強度算定式を用いて靱性指標を評価したところ、安全側の予測結果が得られた。

キーワード：アラミド繊維、壁付き柱、せん断強度、靱性指標、変形性能

1. はじめに

アラミド繊維による壁付き柱のせん断補強方法として、定着プレートとボルトを用いた補強方法¹⁾が挙げられる。しかし、この方法では繊維シートと壁の定着部分が弱点となる危険性があり、あまり好ましい補強方法とはいえない。

そこで、昨年度図-1(a)に示すような、三面に壁を有するRC柱を想定してアラミド繊維による継手を設けない閉鎖的な補強方法を提案し、実験によりせん断強度に関する検討を行った²⁾。その補強方法とは、はじめに壁に貫通孔を明け、次に非常に薄い繊維カバー(AK16)を柱表面に貼り付け、最後にアラミド繊維帯(AK90)を300mmピッチという粗い間隔で各箇所に15枚重ねて巻きつける方法である。

実験では図-1(b)に示すような1/2.5モデルを作成し、壁を省略した。実験の結果、提案した補強方法により、せん断強度、及び変形性能の大幅な改善が得られることが分かった。

そこで、本研究では昨年度の実験に引き続き、同様のアラミド繊維補強スタイルをもとに5つの試験体を作成し、主に変形性能に関して検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体形状

本実験で使用した試験体の形状、及び配筋詳細を図-2に示す。横補強筋にはφ4(SS400)を使用し、横補強筋間隔は120mmとした。試験体を曲げ降伏先行型とするため、主筋には

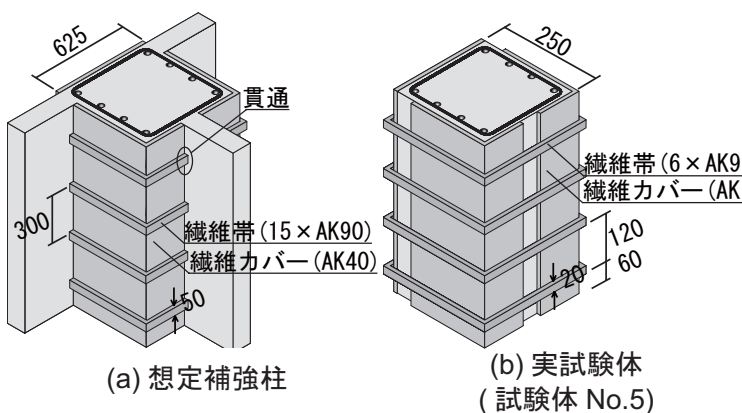


図-1 アラミド繊維補強方法

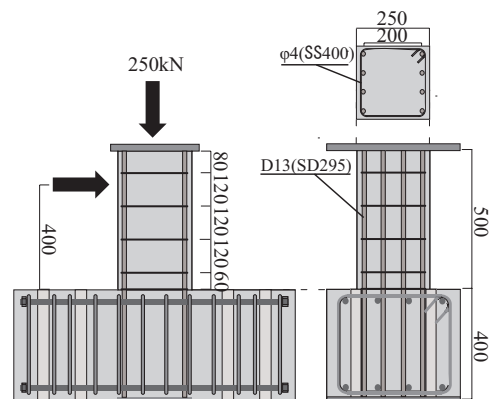


図-2 試験体形状

*1 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻 (正会員)

*2 名古屋工業大学大学院 博士後期課程社会工学専攻 修士(工学) (正会員)

*3 名古屋工業大学大学院 建築・デザイン工学科教授 工博 (正会員)

D13(SD295)を使用した。鉄筋及びコンクリートの材料特性を表－1、2に示す。また、今回RC柱の補強に用いたアラミド繊維AK90、及びAK16の材料特性を表－3に示す。

2.2 試験体補強パターンと予想強度

試験体 No.1 は無補強とし、試験体 No.2 は AK90 を全周に巻き付けた。試験体 No.3 は幅 20mm の繊維帯 (AK90) を柱脚の 60mm 上位置から、120mm ピッチで各箇所に 6 枚重ねて巻き付け、試験体 No.4 は試験体 No.3 と同位置に同様な繊維帯 (AK90) を 3 枚重ねて巻き付けた。試験体 No.5 は図－1(b)に示すように非常に薄い繊維カバー (AK16) を繊維方向が横方向となるように試験体表面に張付け、その上から試験体 No.3 と同様に AK90 を 120 ピッチで各箇所に 6 枚重ねて巻き付けた。

文献³⁾によるせん断終局強度算定式を日本建築防災協会式として式(1)で示す。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (17.6 + F_c)}{M/Qd + 0.12} + 0.845 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} bj \quad (1)$$

M/Q : せん断スパン j : 応力中心間距離

b : 柱断面幅 d : 柱断面有効せい

p_t : 引張鉄筋比 σ_0 : 軸方向応力度

F_c : コンクリート圧縮強度

なお、本実験では従来のような全体補強と

120mm ピッチ補強の格差を考慮するため、アラミド繊維補強量分に $(1-s/D)$ を乗じた。

$$p_w \sigma_{wy} = p_{ws} \sigma_{wys} + \left(1 - \frac{s}{D}\right) p_{wf} \sigma_{wyf} \quad (2)$$

s : 繊維補強の間隔 D : 柱せい

p_{ws} : せん断補強筋比

p_{wf} : 連続繊維補強材のせん断補強筋比

σ_{wys} : せん断補強筋の降伏点強度

σ_{wyf} : 連続繊維補強材のせん断設計用引張強度

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

E_f : 連続繊維補強材の弾性係数

σ_f : 連続繊維補強材の引張強度

文献⁴⁾によるせん断終局強度算定式を AF 工法評価式として式(3)で示す。

$$Q_{su} = \left\{ b j_t p_w \sigma_{wy} \cot \phi + \frac{\tan \theta (1 - \beta) b D v \sigma_B}{2} \right\} \quad (3)$$

$$\beta = \{(1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy}\} / (v \sigma_B)$$

$$\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D$$

L : 柱の内法長さ j_t : 主筋間距離

σ_B : コンクリート圧縮強度

v : コンクリート圧縮強度有効係数

ϕ : トラス機構のコンクリート圧縮束の角度

なお、式(3)においても式(2)を使用し、補強の格差を考慮した。また、両算定式ともに繊維カバーの効果は無視した。試験体の各補強パターンと算定結果を表－4に示す。

表－1 鉄筋材料特性 (N/mm²)

	降伏強度	引張強度	弾性係数
主筋(D13)	360.1	526.0	1.96×10^5
横補強筋(φ4)	739.8	827.4	2.05×10^5

表－2 コンクリート材料特性

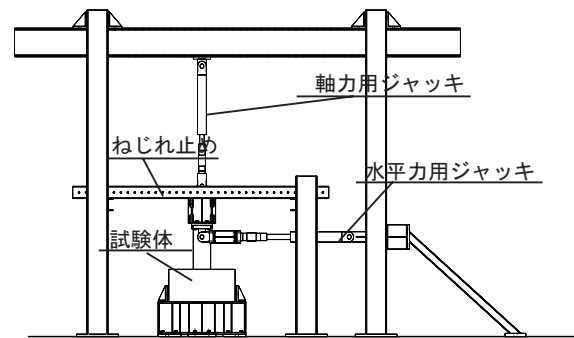
圧縮強度	弾性係数	材齢(日)
19.88	2.64×10^4	45～56

表－3 アラミド繊維材料特性 (N/mm²)

繊維名	引張強度	弾性係数	設計厚さ(mm)
AK90	2636	1.59×10^5	0.43
AK16	3240	1.54×10^5	0.076

表－4 試験体補強パターンと予想強度

No	パラメータ		せん断強度(kN)		曲げ強度(kN)	実験結果(kN)
	繊維帯	繊維カバー	式(1)	式(3)		
1	なし	なし	104	104	154	94
2	なし	AK90全面	288	160		194
3	AK90@120×6	なし	246	139		181
4	AK90@120×3	なし	179	125		153
5	AK90@120×6	AK16(横)	246	139		178



図－3 載荷装置

2.3 載荷方法

試験体を図－3のような載荷装置に設置し、載荷を行った。ねじれ止めと治具の間にはテフロンシートを挟み、摩擦を低減させた。5/1000rad 漸増繰り返し載荷を 250kN の一定軸力下において実験を行った。

3. 実験結果

3.1 破壊形状

写真－1は載荷終了後、試験体 No.3 を正面より撮影した写真である。載荷終了後、試験体 No.3 ～試験体 No.5 に施したアラミド繊維帯 (AK90) の破断、及び剥離は見られなかった。試験体 No.3 では、写真のようにひび割れが生じているにも関わらず、脆性的な破壊には至らなかった。



試験体 No.3 (載荷終了)

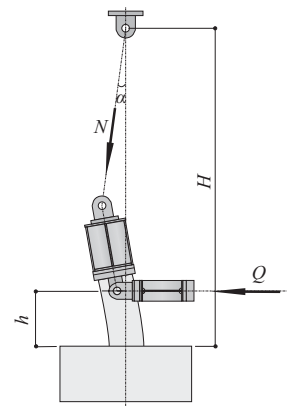
写真－1 試験体破壊状況

3.2 荷重－変形関係

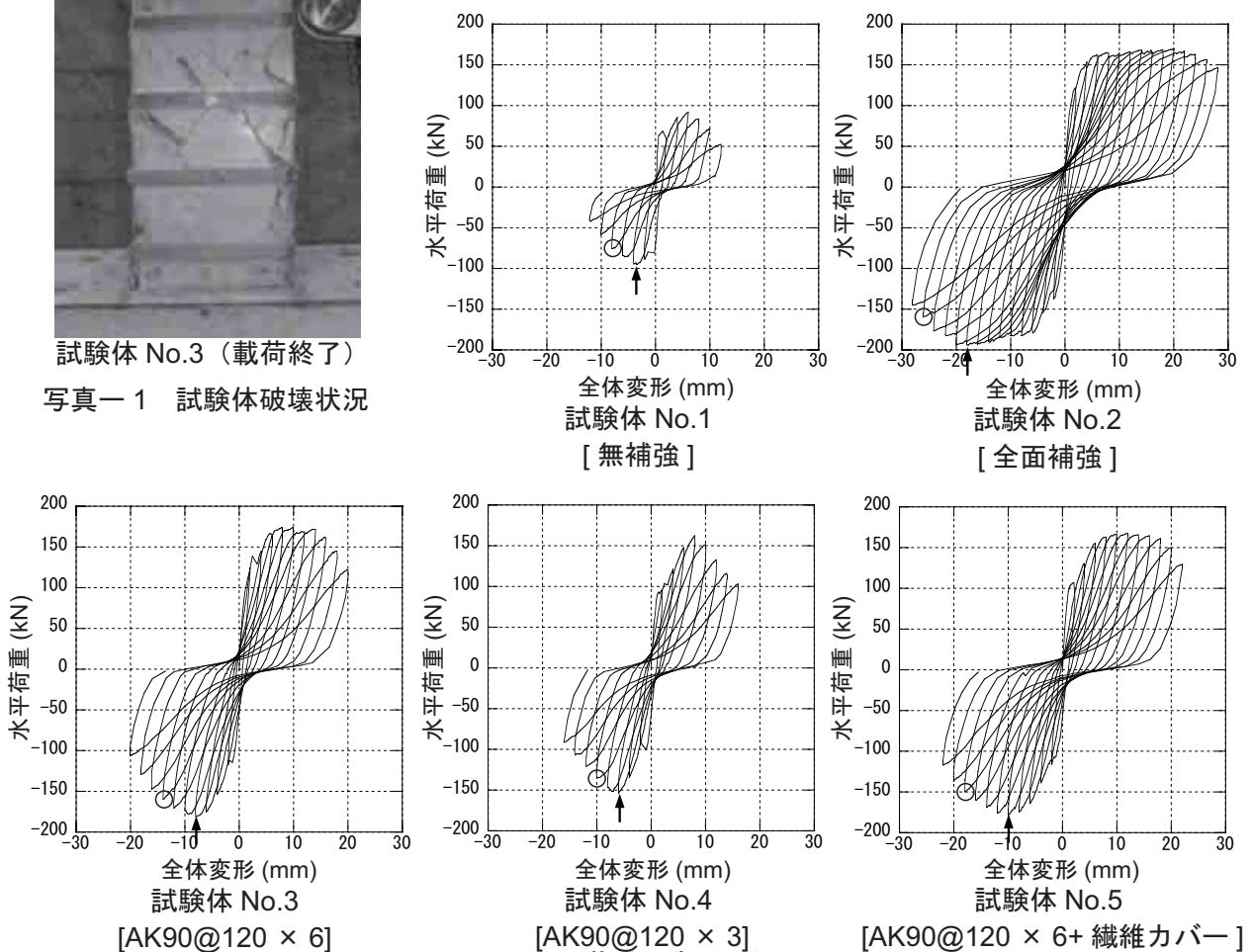
本実験では、図－4のように P- δ 効果を考慮し、水平力を $Q+N \cdot H \sin \alpha / h$ として評価した。荷重－変形関係を図－5に示す。最大耐力を図中の↑印で示した。また、正側と負側で先に最大耐力の 80% まで低下したサイクルのピークを耐力低下点と定義し、○印で示す。

無補強の試験体 No.1 は曲げ降伏前にせん断破壊し、急激に耐力低下している。また補強量の小さい試験体 No.4 は最大耐力は増加したが、変形性能は優れておらず、急激な耐力低下がみられる。

一方、繊維補強量の大きい試験体 No.2, No.3, 及び No.5 については変形性能の改



図－4 P- δ 効果



図－5 荷重－変形関係

善が確認できた。特に、試験体 No.2 は、他の試験体に比べ大幅に変形性能が優れていることが分かる。また、80% 耐力低下点に達する変形は全試験体中最大で約 26mm(65/1000rad) という結果を得た。

次に、試験体 No.3 と No.5 に関して比較する。試験体 No.5 に施した繊維カバー (AK16) は微少な補強量であり、定着もとっていないという理由から、強度算定上無視した。しかし、両者を比較してみると、80% 耐力低下点に達するのは試験体 No.5 のほうが 2 サイクル、つまり約 4mm 多く変形が進行した時点である。これは、繊維カバーによる補強効果、拘束効果の影響であると考えられる。

3.3 靱性指標 F

(1) 層間変形角定義

F 値を算出するにあたり曲げ降伏時、及び終局時の層間変形角が必要となる為、それらを定義する必要がある。そこで、図-6 に示すような考え方を基に層の降伏変形角 R_{my} 、及び終局層間変形角 R_{mu} を定義した。なお、図中の曲線は荷重-変形曲線の各ピーク点をプロットした崩落線である。

(2) F 値算定方法

曲げ強度算定値が実験結果より小さい試験体は曲げ破壊を起こすと判断し、曲げ柱とみなした。その結果、試験体 No.2、試験体 No.3、及び試験体 No.5 が曲げ柱となり、曲げ柱の F 値を文献³⁾による算定式 (4) を用いて算出した。

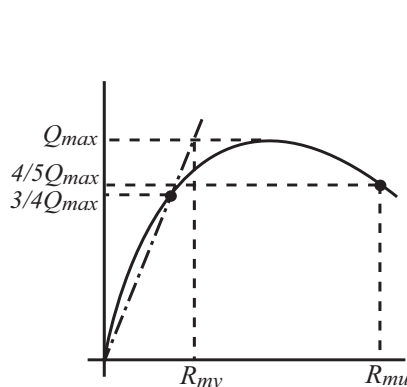


図-6 層間変形角定義

$$F = \frac{\sqrt{2R_{mu}/\frac{1}{150}-1}}{0.75\left(1+0.05R_{mu}/\frac{1}{150}\right)} \quad (4)$$

ここで R_{mu} は柱の曲げ終局層間変形角であり、式 (5) により算出した。

$$R_{mu} = R_{my} + R_{mp} = \frac{1}{150} + 10\left(\frac{Q_{su}}{Q_{mu}} - 1.1\right)\frac{1}{150} \quad (5)$$

R_{my} : 柱の降伏変形角 R_{mp} : 柱の塑性変形角

Q_{su} : 柱のせん断終局強度

Q_{mu} : 柱の曲げ終局時せん断力

実験結果が曲げ強度算定値より小さい試験体をせん断破壊を起こすと判断し、せん断柱とみなした。その結果、試験体 No.1、及び試験体 No.4 がせん断柱となり、せん断柱の F 値を文献³⁾による算定式 (6) を用いて算出した。

$$F = 1.0 + 0.27 \frac{R_{su} - 1/250}{1/150 - 1/250} \quad (6)$$

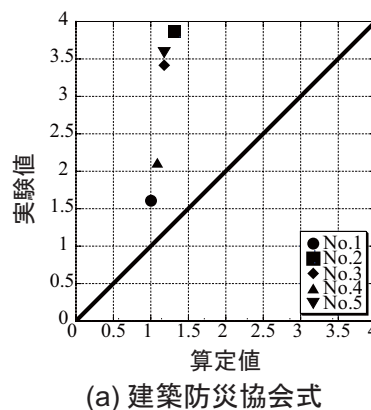
ここで R_{su} は柱のせん断終局層間変形角であり式 (7) により算出した。

$$R_{su} = \frac{Q_{su}/Q_{mu} - 0.3}{0.7} \times \frac{1}{150} \quad (7)$$

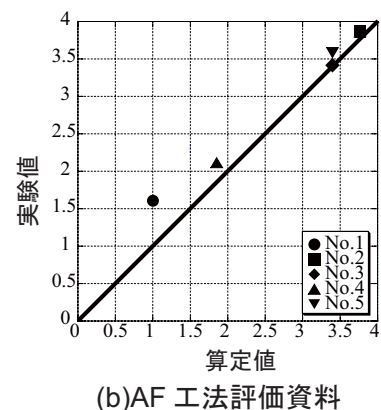
なお、実験結果から F 値を算定するにあたり、 R_{mu} を最大耐力の 80% にまで耐力が低下した点の変位角、 R_{su} を最大耐力点の変位角として定義した。

(3) 実験値-算定値関係

実験値及び算定値より算出した靱性指標 F を比較し図-7 に示す。AF 工法評価式を用いて



(a) 建築防災協会式



(b) AF 工法評価資料

図-7 F 値比較

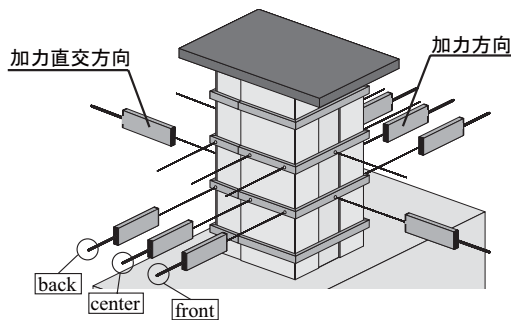
算出した F 値比較では、図－7(b)に示されるように、実験値が算定値の安全側となり、良好な予測が出来たといえる。日本建築防災協会式を用いて算出した F 値比較では、図－7(a)に示すように補強した試験体の実験値が算定値を大きく上回り、極めて安全側の予測となった。また、 F 値という観点では試験体 No.3 及び No.5 は試験体 No.2 とほぼ同等の値であった。

3.4 内部ひずみ

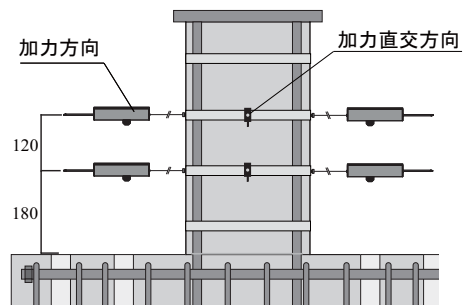
(1) 測定方法

アラミド繊維帯に取り付けた変位計により、アラミド繊維のはらみ出し量を測定した。本論では、これを断面せい 250mm で除して内部ひずみとした。

図－8(a)に示すように各測定位置において、2個の変位計を一对として対面するように設置した。加力方向については front, center, back の3点、加力直交方向については中央の一点とした。実際には、図－8(b)に示すように各測定位置において上下2箇所での測定を行ったが、図－8(a)では下段の変位計のみ描写した。



(a) アイソメ図



(b) 側面図

図－8 内部ひずみ測定方法

(2) 加力方向内部ひずみ－変形関係

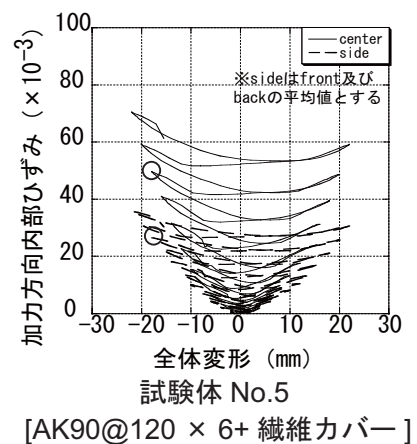
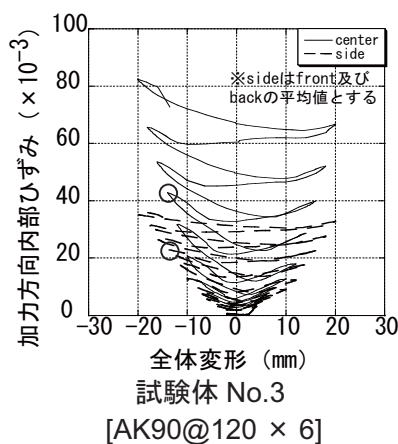
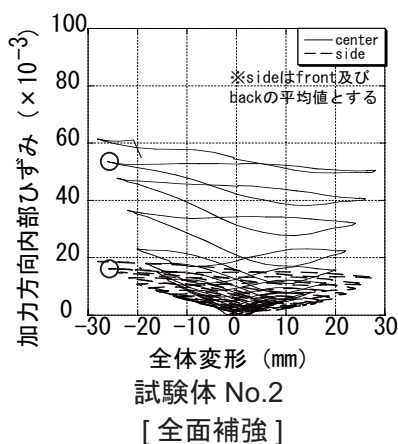
下段の加力方向内部ひずみ－変形関係を図－9に示す。図中の○印は 80% 耐力低下点を示し、また side とは front, back の平均値である。

補強した試験体に共通して、center のひずみが卓越することが分かる。つまり、コアコンクリートが内部でふくらみ、アラミド繊維を押し出しているのである。このような形態のせん断破壊は横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ が十分多く、降伏しないような場合に見受けられる⁹⁾。つまり、アラミド繊維が横補強筋と同じ働きをし、十分なせん断補強効果、拘束効果を試験体に寄与した結果である。

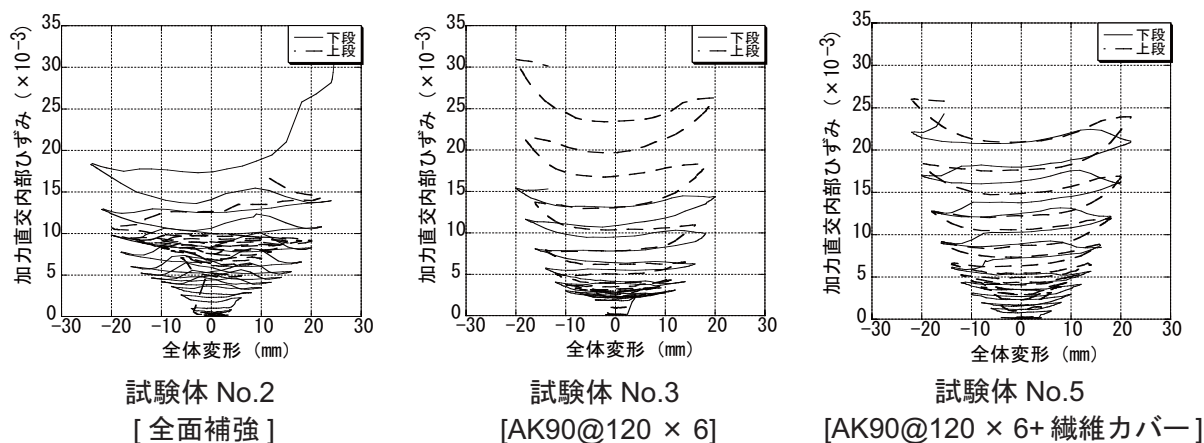
特に、試験体 No.2 においては、他の試験体の center の値が side と比べ約 2 倍の値となっているのに対して、約 3 倍となっており非常に高い拘束効果があり変形性能が向上していることが分かる。

(3) 加力直交方向内部ひずみ－変形関係

加力直交方向内部ひずみ－変形関係を図－10に示す。試験体 No.3 においては、上段の内部



図－9 加力方向内部ひずみ



図一 10 加力直交方向内部ひずみー変形関係

ひずみが下段の内部ひずみに比べ卓越していることがわかる。また、試験体 No.4 においても同様の結果であった。

一方、試験体 No.2 は下段の内部ひずみが上段の内部ひずみに比べ卓越していることがわかる。つまり、柱全面に補強材を巻き付けた試験体は下段の内部ひずみが卓越する傾向があり、逆に粗い間隔で補強を施した試験体は上段の内部ひずみが卓越する傾向があるといえる。

ここで、試験体 No.5 は上段と下段の内部ひずみはほぼ同等であることがわかる。つまり、試験体 No.5 の補強効果は、試験体 No.2 と試験体 No.3 の間であると考えられる。試験体 No.5 は試験体 No.3 と同量の補強量として扱ったが、このような結果になったのは、計算上考慮しなかった繊維カバーの効果であったといえる。

4. まとめ

- (1) 繰り返し漸増载荷においても、本研究で提案した補強方法によるせん断強度、変形性能の改善が確認された。
- (2) 試験体 No.5 に貼り付けた繊維カバーは非常に微小な補強量であったが、変形性能の向上に寄与することが分かった。
- (3) F 値比較において、AF 工法評価式を用いた場合は安全側で精度の良い予測となったが、日本建築防災協会式を用いた場合は極めて安全側の予測となった。
- (4) アラミド繊維の補強間隔が粗い場合において

もアラミド繊維補強量 $p_{wf}\sigma_{wyf}$ に $(1-s/D)$ を乗じることによって、変形性能を安全側に評価できることが分かった。

- (5) 加力直交方向内部ひずみにおいて、全面巻きの試験体 No.2 は下段のひずみが卓越し、粗い間隔で補強した試験体 No.3 は上段のひずみが卓越した。

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.1059-1074, 2005.6
- 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診断基準・同解説, 2001
- 4) AF 工法研究会: AF 工法設計・施工指針, 1997
- 5) 花井伸明, 市之瀬敏勝, 梅村恒, 野田聡: 载荷履歴と配筋が RC 柱の耐力低下に及ぼす影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.175-180, 2004.7

謝辞

ファイベックス株式会社・小杉一正氏ならびに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。また、名古屋工業大学学生・高木陽平氏には実験全般にわたり協力を頂きました。ここに謝意を表します。