

論文 粗い間隔でアラミド繊維補強を施した RC 柱の変動高軸力下における変形性能

花井伸明^{*1}・小杉一正^{*2}・谷垣正治^{*3}・市之瀬敏勝^{*4}

要旨：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。本稿では、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、変動高軸力下における変形性状について検証するため、軸力をパラメータとして実験的に検討した。その結果、(1) 軸力比 0.6 の高軸力下においても補強により十分な変形性能が得られた。(2) いずれの試験体においても断面が樽形に変形した。このことはアラミド繊維が十分なせん断補強効果・拘束効果を発揮したことを示唆する。(3) いずれの試験体も補強による靱性の改善効果が顕著であり、靱性指標の実験値が算定値を上回った。

キーワード：アラミド繊維，せん断補強，壁付き柱，変動軸力，高軸力

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、たとえば文献 1) のように繊維シートの端部をボルトと定着金物を用いて壁に固定する工法が挙げられるが、この場合繊維シートと壁の定着部分が弱点となる可能性がある。

筆者らはこれまで、図-1 に示すような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してきた^{2)~4)}。本

稿では、変動高軸力下における変形性状について検証するため、軸力をパラメータとして実験的に検討する。

2. 実験概要

縮尺は 1/2.5 を想定し、壁を省略し片持ち形式として 3 体の試験体を計画した。試験体形状を図-2 に、諸元を表-1 に示す。無補強の状態ですせん断破壊先行・補強

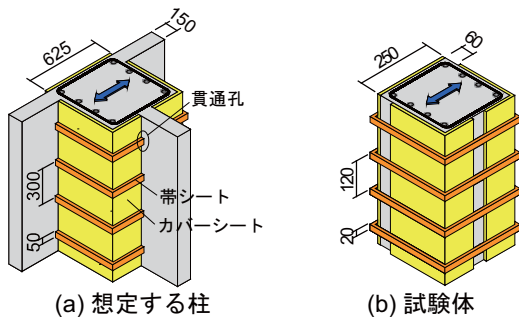


図-1 アラミド繊維補強方法

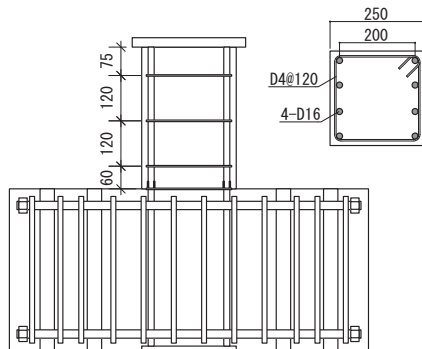


図-2 試験体形状

表-1 試験体諸元

試験体		No.1	No.2	No.3
$b \times D$ (mm)		250 × 250		
主筋	本数・径	8-D16		
	p_t (%)	1.42		
横補強筋	本数・径	□ -D4@120		
	p_{ws} (%)	0.087		
帯シート	種別・巻数	AK90 × 6層 @120		
	p_{wf} (%)	0.26		
カバーシート		AK16 × 1層		
コンクリート強度 (MPa)		25.2		
シアスパン比		3.0		
軸力比		0.4	0.5	0.6
終局強度 算定値 (kN)	曲げ	146	131	116
	せん断	149	161	174

表-2 鉄筋の材料特性

種別	降伏強度 (MPa)	ヤング係数 (MPa)
D16 (SD345)	389	2.12×10^5
D4 (SS295)	391	2.14×10^5

表-3 アラミド繊維シートの材料特性

種別	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (MPa)	設計厚さ (mm)
AK90	2710	1.28×10^5	0.331
AK16	3010	1.30×10^5	0.054

*1 九州産業大学 工学部建築学科講師 博士 (工) (正会員)

*2 ファイベックス株式会社 常務取締役

*3 三井住友建設株式会社 技術研究開発本部研究開発管理部長 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)

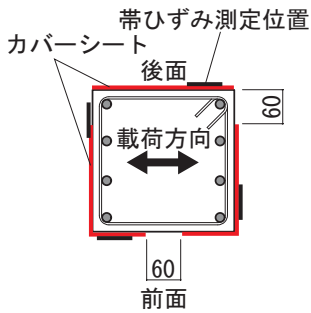


図-3 カバーシートの配置

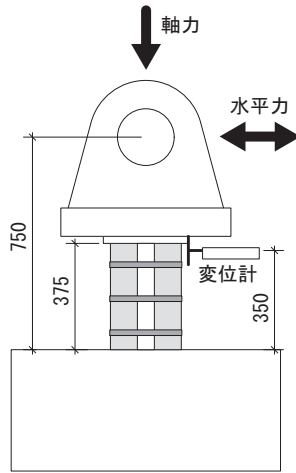


図-4 荷重方法および変形測定位置

後に曲げ降伏先行型となるように計画し、主筋を 8-D16 (SD345) とした。横補強筋は□-D4@120 (SD295) とした。コンクリートは普通コンクリートを用いた。鉄筋の材料特性を表-2 に示す。

補強はいずれの試験体も同一の方法とし、壁のない部分に貼り付ける「カバーシート」と壁に開けた孔を貫通してカバーシートの上から巻き付ける「帯シート」を併用する形式とした。補強に使用したアラミド繊維シートの材料特性を表-3 に示す。カバーシートには AK16 を用い、図-3 に示すように壁に相当する部分を避けて 1 層貼り付けた。帯シートには幅 20 mm の AK90 を用い、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。なお、試験体では壁を省略しているためカバーシートの上からそのまま帯シートを巻き付けた。

せん断終局強度 Q_{sw} は荒川 min 式により算定した。

$$Q_{sw} = \left\{ \frac{0.053 p_i (17.6 + \sigma_B)}{(M/Qd) + 0.12} + 0.845 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} bj \quad (1)$$

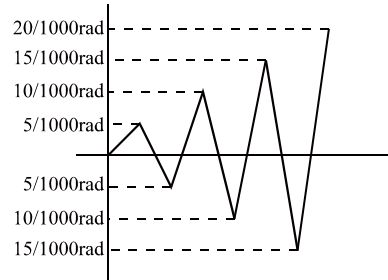
p_i : 引張鉄筋比 σ_B : コンクリート強度
 M/Qd : シアスパン比 σ_0 : 軸応力度
 b : 柱幅 j : 応力中心間距離

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、120 mm ピッチで離散的に補強したことの影響を考慮するため、アラミド繊維補強量分に $(1-s/aD)$ ($s=100$ mm: 繊維帯のあき間隔, $a=3$: カバーシートの効果による係数) を乗じた。

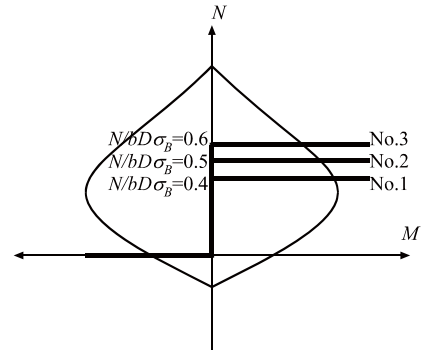
$$p_w \sigma_{wy} = p_{ws} \sigma_{wys} + \left(1 - \frac{s}{aD} \right) p_{wf} \sigma_{wfy} \quad (2)$$

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

p_{ws} : 横補強筋比 σ_{wys} : 横補強筋強度
 p_{wf} : 帯シートのせん断補強比
 σ_{wfy} : 帯シートのせん断設計用強度



(a) 荷重スケジュール



(b) 変動軸力

図-5 荷重ルール

E_f : 帯シートの弾性係数 σ_f : 帯シートの引張強度

荷重は変動軸力下における正負交番 5/1000 rad 漸増繰り返し荷重とし、シアスパン比が 3.0 となるようにクレビスを介して 2 基の油圧ジャッキにより水平力と軸力を加えた (図-4)。軸力は正側荷重のときに軸力比 0.4, 0.5 および 0.6, 負側荷重のときに 0 となるように与えた。荷重ルールを図-5 に示す。変形は柱脚から 350 mm の位置で測定した。

3. 実験結果

3.1 実験経過

最終破壊状況を写真-1 に、せん断力-変形関係を図-6 に示す。縦軸のせん断力は実験時の荷重に $P-\delta$ 効果を考慮したものである。以下、各試験体の経過について述べる。

(1) No.1 試験体 (軸力比 0.4)

+3 サイクル (目標 5.25 mm, 15/1000 rad) で最大耐力に達した。その後 +6 サイクルまで耐力を保持したのち、+7 サイクル (目標 12.25 mm, 35/1000 rad) 途中において圧縮側の側面が急速に圧壊し、耐力が低下した。また、このときにカバーシートが破れて剥離した。+8 サイクル (目標 14.0 mm, 40/1000 rad) ではほとんど荷重が上がらず、前サイクルでカバーシートが剥離した部分で主筋が座屈した。

(2) No.2 試験体 (軸力比 0.5)

+3 サイクル (目標 5.25 mm, 15/1000 rad) で最大耐力

に達し、その後わずかに負勾配に入った。-3 サイクルでカバーシートもろとも曲げせん断ひび割れが生じた。+6 サイクル (目標 10.5 mm, 30/1000 rad) 途中において圧縮側の側面が圧壊しカバーシートが裂けてコンクリートがはらみ出し、耐力が低下した。+7 サイクル (目標 12.25 mm, 35/1000 rad) では荷重があまり上がらず、コンクリートのはらみ出しがさらに顕著となった。載荷終了後にカバーコンクリートを取り除いたところ、主筋が座屈していた。

(3) No.3 試験体 (軸力比 0.6)

+3 サイクル (目標 5.25 mm, 15/1000 rad) で最大耐力に達し、その後負勾配に入った。また、このとき圧縮側の側面にわずかに圧壊が見られた。-4 サイクル (目標 7.0 mm, 20/1000 rad) でカバーシートもろとも曲げせん断ひび割れが生じた。+5 サイクル (目標 8.75 mm, 25/1000 rad) で前面のカバーシートが剥離するとともに圧縮側の側面の圧壊が顕著となり、耐力が低下した。+6 サイクル (目標 10.5 mm, 30/1000 rad) では荷重がほとんど上がらず (図-6(c)においては同サイクルでのせん断力がやや右上がりとなっているが、これはほぼすべて $P-\delta$ 効果の寄与分であり、荷重はほとんどゼロのままであった)、同サイクル途中で軸方向変形が急速に進行したため、これ以上続行するのは危険であると判断し載荷を中止した。

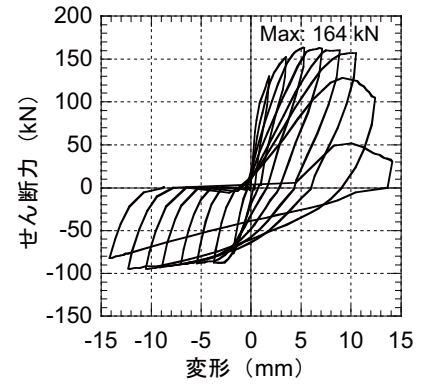
3.2 内部ひずみ

図-7のように柱脚から2, 3本目 (図中、「下段」「上段」と表記。以下同様) の帯シート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。これを断面幅またはせい 250 mm で除して内部ひずみとした。内部ひずみは各段とも載荷方向に「center」および「side」2箇所の計3箇所、載荷直交方向に1箇所測定した。また、帯シートに貼付したひずみゲージにより、帯シートのひずみを測定した。

下段の載荷方向内部ひずみ-変形関係を図-8に、載荷直交方向内部ひずみ-変形関係を図-9に示す。図-8中、実線は「center」の値、破線は「side」の値である。なお、いずれの試験体も2箇所の「side」ともほとんど同じ挙動を示していたので、図-8では両「side」の平均値を取って表示する。図-6



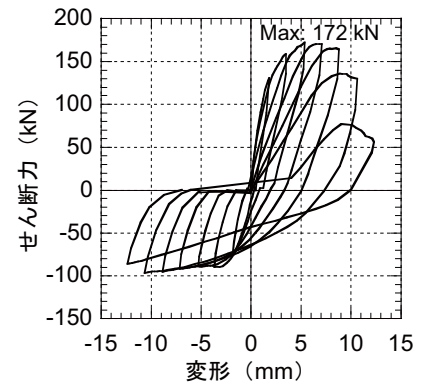
(a) No.1 試験体



(a) No.1 試験体



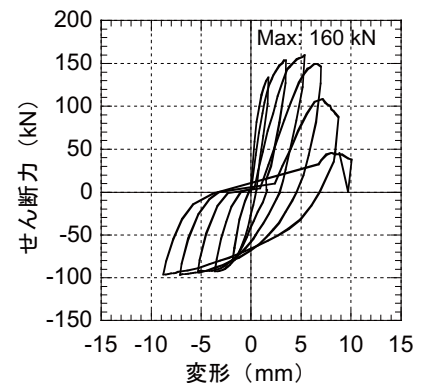
(b) No.2 試験体



(b) No.2 試験体



(c) No.3 試験体



(c) No.3 試験体

写真-1 最終破壊状況

図-6 せん断力-変形関係

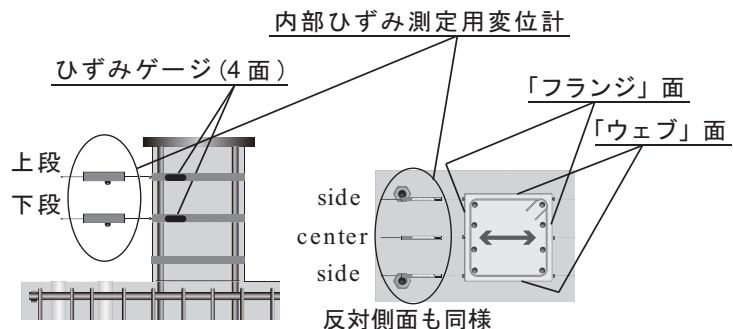


図-7 内部ひずみ測定方法

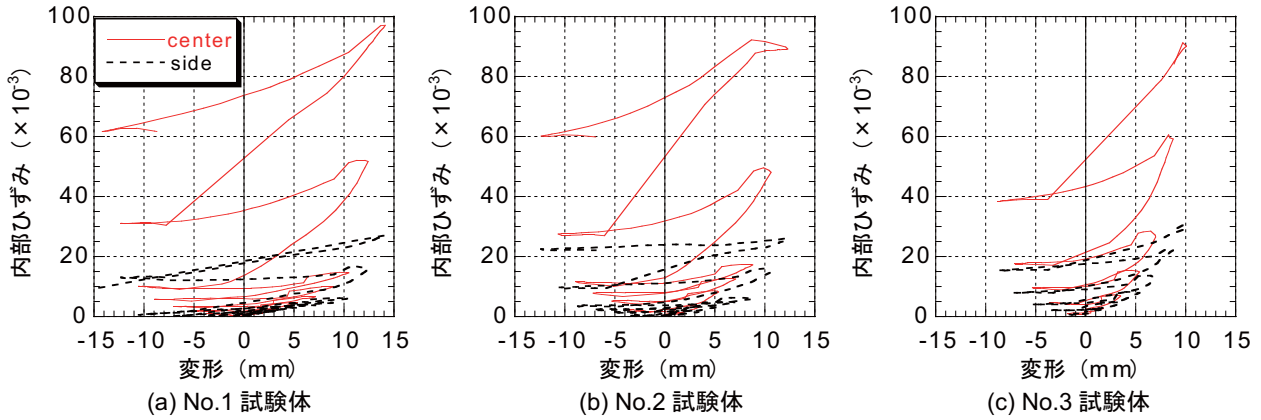


図-8 荷重方向内部ひずみ-変形関係

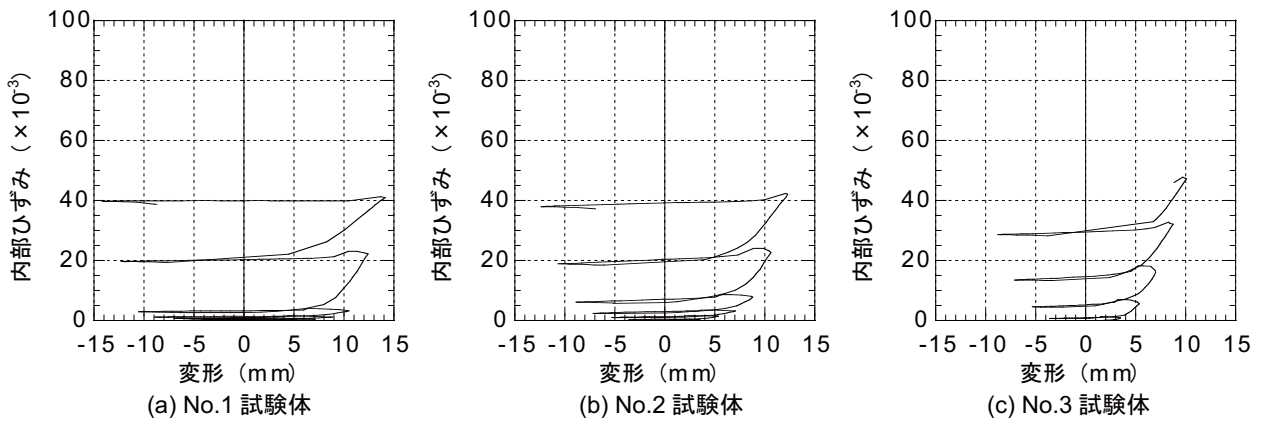


図-9 荷重直交方向内部ひずみ-変形関係

と見比べると、いずれの試験体も耐力が顕著に低下したサイクルの正側荷重時において内部ひずみが急激に増加していることが分かる。また、「center」の内部ひずみと荷重直交方向内部ひずみが大きく、「side」の内部ひずみが小さい。これは、図-10のように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帯シートを押し出しているためであり、過去の一連の実験結果^{2)~4)}と同様の傾向である。このような断面の変形は一般に $p_w\sigma_{wy}$ が大きく横補強筋が降伏しないときに見られる破壊性状であり⁵⁾、この結果は帯シートが十分なせん断補強効果・拘束効果を発揮したことを示唆している。

「フランジ」面における下段の帯シートのひずみ-変形関係を図-11に、「ウェブ」面における帯シートのひずみ-変形関係を図-12に示す（「フランジ」面、「ウェブ」面の定義は図-7を参照されたい）。いずれの試験体も「フランジ」面でのひずみが大きく、「ウェブ」面でのひずみが小さい。これは、図-10に示したように、「フランジ」面において帯シートが押し出されてはらんだことによる成分が大きく、帯シートの伸び自体はあまり大きくなかったためであると考えられる。帯シートのはらみは正側荷重時に圧縮となる側でより顕著であっ

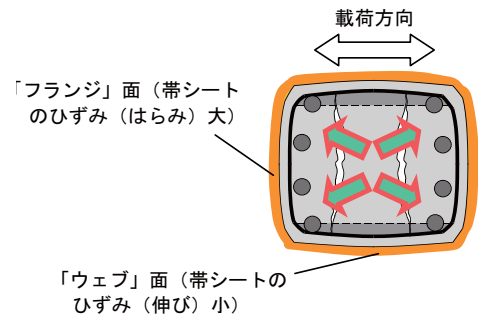


図-10 断面の変形状態

た。これは、圧縮側においてコンクリートの圧壊によるはらみ出しがより顕著であったためである。また、「ウェブ」面における帯シートのひずみはカバーシートを全面張りとした後面が前面より大きい傾向が見られた。これは、ひずみゲージを貼付する際、内部ひずみ測定治具を避け、かつリード線を処理するためにやむを得ず各面とも一定の方向にオフセットしたため（図-3参照）、前面では正側荷重時に引張となる側に近い方、後面では正側荷重時に圧縮となる側に近い方にひずみゲージを貼付したことの影響によるものと考えられる。言い換えれば、「ウェブ」面のひずみにおいても圧縮側と引張側で有意

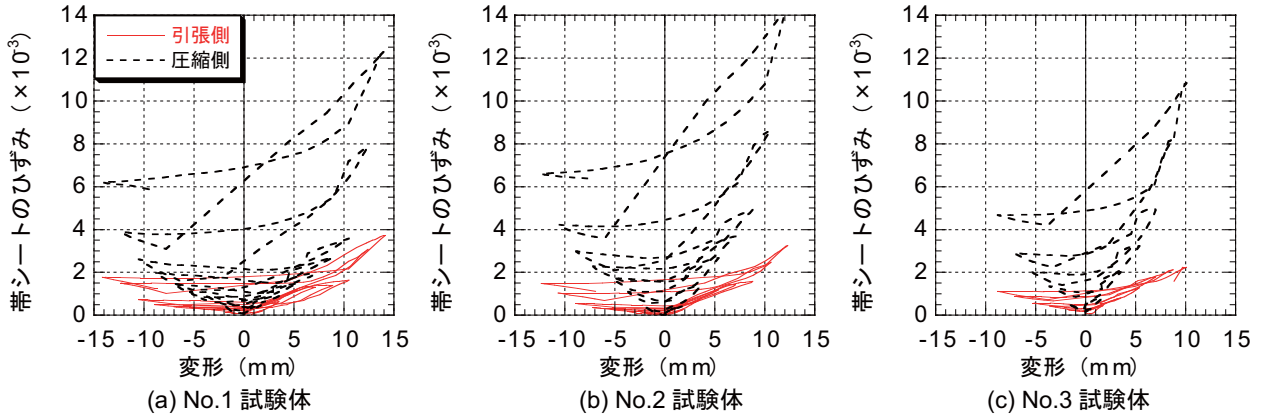


図-11 帯シートのひずみ（「フランジ」面）－変形関係

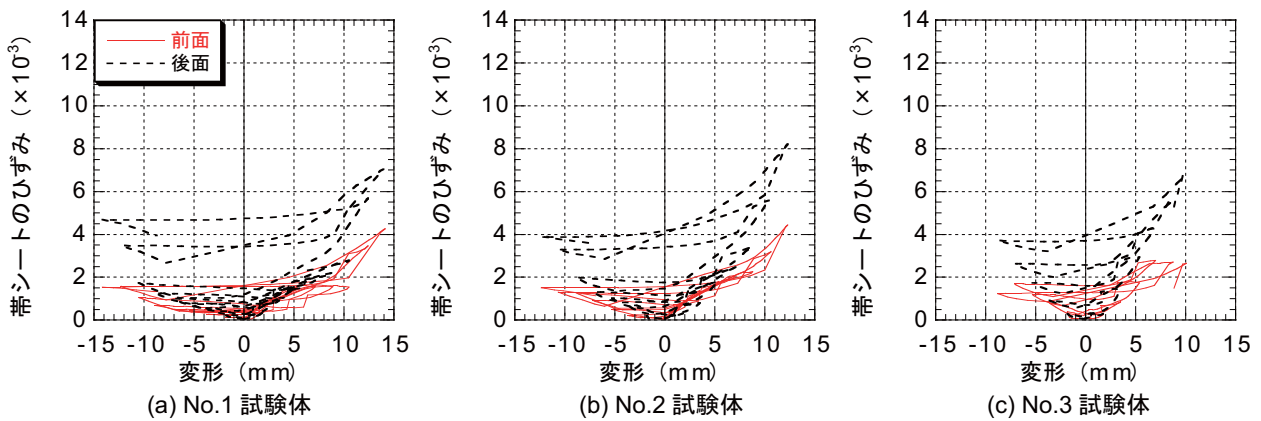


図-12 帯シートのひずみ（「ウェブ」面）－変形関係

表-4 靱性指標の算定に用いた試験体一覧

文献	試験体	記号	補強方法	
			カバーシート	帯シート
2)	No.6	◇	AK16 × 1層	AK90 × 6層
3)	No.3	×	無	AK90 × 6層
	No.4	○	無	AK90 × 3層
	No.5	△	AK16 × 1層	AK90 × 6層
4)	高軸力 No.3	□	AK16 × 1層	AK90 × 6層
	付着 No.3	◆	AK16 × 1層	AK90 × 6層
	短柱	▼	AK16 × 1層	AK90 × 6層
本稿	No.1	●	AK16 × 1層	AK90 × 6層
	No.2	▲	AK16 × 1層	AK90 × 6層
	No.3	■	AK16 × 1層	AK90 × 6層

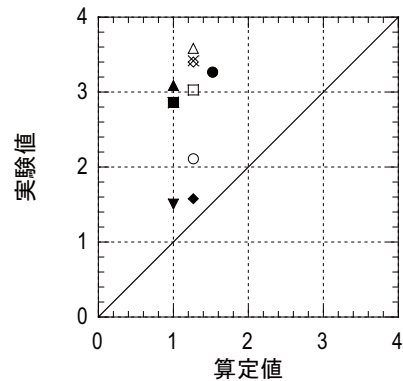


図-13 F値の実験値と算定値の比較

な差が見られたとも言える。

3.3 靱性指標

過去の一連の実験結果^{2)~4)}も含め、耐震診断基準⁶⁾に基づき靱性指標 F を算定した。参照した試験体一覧を表-4に示す。いずれの試験体も帯シートによる補強を施し正負交番漸増繰り返し荷重を行ったものである。表中の記号とは後述の図-13のプロットに用いた記号である。

F 値の実験値と算定値の比較を図-13に示す。算定値はいずれの試験体も曲げ柱として次式により算定し

た。

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

R_y : 降伏変形角 (=1/150) R_{mu} : 曲げ終局層間変形角
 なお、横軸の算定値を求める際、本則は $p_i > 1.0\%$ なる場合は曲げ終局変形角の上限が 1/250 に制限される⁶⁾と
 ころ、既報4)において補強による拘束効果により付着

性状の改善が認められたので、これを考慮して p_i を 1.8 % まで緩和して求めた。また、内のり高さによる曲げ終局変形角の上限を考慮する際、片持ち形式の試験体についてはシアスパン比の 2 倍を内のり高さとして仮定した。実験値の算出にあたっては、最大耐力の 80 % 以下まで耐力低下したサイクルのピーク変形角を曲げ終局層間変形角とみなした。

いずれの試験体も補強による靱性の改善効果が顕著であり、また実験値が算定値を上回り安全側の評価となった。

4. まとめ

本研究により、以下の知見が得られた。

- (1) 耐力低下時の変形角は、軸力比 0.6 の高軸力下においても 25/1000 rad であり、補強により十分な変形性能が得られた。
- (2) いずれの試験体においても、中央付近の内部ひずみが卓越し帯シートが押し出されて、断面が樽形に変形した。このことは帯シートが十分なせん断補強効果・拘束効果を発揮したことを示唆する。
- (3) いずれの試験体も補強による靱性の改善効果が顕著であり、靱性指標の実験値が算定値を上回った。

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) 花井伸明, 西健太郎, 日比野陽, 市之瀬敏勝: 粗い間隔でアラミド繊維補強を施した RC 柱の曲げせん断性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.2, pp.1531-1536, 2007.7
- 5) 花井伸明, 市之瀬敏勝, 梅村恒, 野田聡: 載荷履歴と配筋が 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
- 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