

論文 ガラス繊維を用いた既存 RC 造柱部材の耐震補強法に関する実験的研究

堀 伸輔*1・高橋 宏行*2・前田 匡樹*3・中村 和明*4

要旨: 本研究では、ガラス繊維 (GFRP) による既存鉄筋コンクリート柱部材の耐震補強工法を開発することを目的に、GFRP 補強量を変数とした柱部材の曲げせん断実験を行い、GFRP 補強柱の破壊性状を把握し、せん断耐力・変形性能の評価法について検討した。その結果、GFRP 補強量を増やすことによって、補強柱部材のせん断耐力および変形性能が向上すること、また、せん断耐力および変形性能は、GFRP の引張強度に有効係数を考慮することで、既往の計算式で評価できることを確認した。

キーワード: ガラス繊維補強プラスチック (GFRP)、耐震補強、柱、せん断強度、靱性能

1. はじめに

1995 年阪神・淡路大震災では多くの鉄筋コンクリート造建築物に被害が生じた。被害は、1981 年以前に建設された、現行の耐震設計基準に適合しない「既存不適格」建築物に集中した。その後、1995 年 12 月に建築物の耐震改修の促進に関する法律が施行され、既存建築物の耐震診断・改修が広く行われるようになった。

既存建築物の耐震補強構法の開発研究はこれまでも多く行われている。RC 造建築物の耐震補強技術のひとつに柱のせん断補強がある。この補強法は既存の RC 造柱に、鉄板、溶接金網、あるいは、FRP (繊維補強プラスチック) を巻きつけることによりせん断強度を高めてせん断破壊を防ぎ、また、変形性能を増大させることを目的としている。FRP に用いる繊維には炭素繊維、アラミド繊維、ガラス繊維などがある。これらのうち、炭素繊維を用いた FRP (CFRP) による耐震補強についてこれまでに多くの研究がなされ^(例えば 1)、すでに実用化されている。一方、アラミド繊維、ガラス繊維についての研究例は多くない。

そこで本研究では、ガラス繊維を用いた FRP (GFRP) による既存 RC 柱の耐震補強工法につ

いて、GFRP の補強量をパラメータとした柱部材の曲げせん断実験を行い、補強効果の評価法について検討をおこなった。

2. 実験概要

2.1 GFRP の特性

本研究で使用した GFRP は、ガラス繊維を主とした複合繊維織物と含浸樹脂から構成されている。ガラスシートは、主補強方向の縦糸に E ガラス繊維を、横糸に E ガラス繊維とアラミド繊維を使って織られた複合繊維織物である (図 1 参照)。ガラスシート主補強方向の 1 層に含まれるガラス繊維の厚さは 0.339mm であり、標準目付量 827g/m² 以上である。このガラスシートをエポキシ樹脂に含浸して硬化させたものが GFRP である。

JIS の GFRP の引張試験法 (JIS K7054) による材料試験により得られた GFRP の力学的特性を表 1 に示す。以下の検討では、設計用材料強度 σ_w は引張強度の下限值 ($X-3\sigma$) を用い、ヤング係数 E_G は材料試験の平均値を用いる。GFRP の設計用材料強度は $\sigma_w=14000\text{kgf/cm}^2$ と一般の鉄筋と比較すると高強度であるが、ヤング係数 E_G は CFRP や鋼材の約 1/3 と比較的低いことに特徴がある。

*1 横浜国立大学大学院 工学研究科 計画建設学専攻 (正会員)

*2 横浜国立大学 工学部 建設学科

*3 横浜国立大学 助教授 工学部 建設学科、博士 (工学) (正会員)

*4 昭和高分子(株)

表 1 GFRP の力学的特性

材料強度 (kgf/cm ²)	平均(X)	1.635×10 ⁴
	標準偏差(σ)	6.8×10 ²
	$\sigma_{\alpha}(X-3\sigma)$	14,000
ヤング係数(kgf/cm ²)	E_G	8.5×10 ⁵
破断ひずみ(%)		1.65

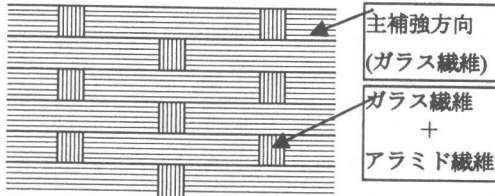


図 1 ガラス繊維の詳細

2.2 試験体

試験体は、1971 年以前に建設された 4 階建程度の既存鉄筋コンクリート造建物の独立柱を想定し、縮尺 1/2 とした 7 体を作成した。試験体の形状を図 2 に、試験体一覧を表 2 に示す。使用したコンクリートおよび鉄筋の材料特性を表 3 および表 4 に示す。

表 2 試験体一覧

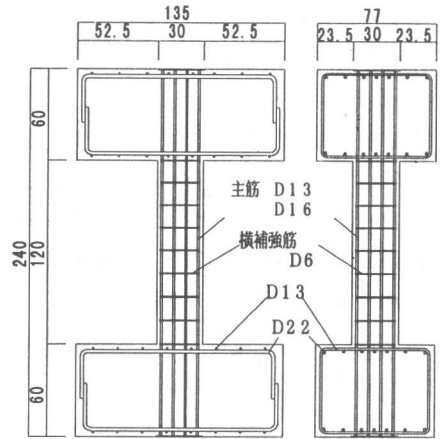
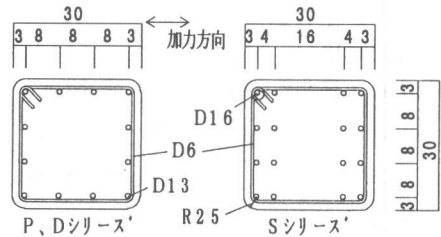
名称	主筋	帯筋		GFRP		$\Sigma p_v \sigma_{vf}$ kgf/cm ²	
		配筋	p_v %	巻数	$\alpha p_{vf} \sigma_{vu}$ kgf/cm ²	$\alpha=1.0$	$\alpha=0.2$
P				なし	0.0	4.6	4.6
D-05	12-D13	2-D6 @150	0.14	0.5	15.8	20.4	7.8
D-10(SD295)	1			31.6	36.2	10.9	
D-15	1.5			47.5	52.1	14.1	
S-05				0.5	15.8	20.4	7.8
S-10(SD785)	16-D16	16-D16 (SD785)		1	31.6	36.2	10.9
S-15				1.5	47.5	52.1	14.1

p_{vf} : 横補強筋比、 αp_{vf} : GFRP の補強筋比、
 $\Sigma p_v \sigma_{vf}$: せん断補強量

試験体は、上下に加カスタブを有し、柱部分は断面 $b \times D = 30\text{cm} \times 30\text{cm}$ (隅角部は $R=25\text{mm}$ で面取り)、内法スパン $h_0 = 120\text{cm}$ (せん断スパン比 $M/QD=2$) とした。主筋は、標準試験体 P および変形性能を調べるための試験体 D-05, D-10, D-15 では 12-D13 (SD295) とし、せん断強度を調べる試験体 S-05, S-10, S-15 ではせん断破壊を曲げ降伏に先行させるため主筋量を増やし 16-D16 (SD785) とした。帯筋、コンクリート設計基準強度、軸力比 $\eta = N / (bD\sigma_B)$ は全試験体共通で、そ

れぞれ 2-D6@150、 $F_c = 180\text{kgf/cm}^2$ 、 $\eta = 0.2$ とした。

実験パラメータは GFRP 補強量とし、標準試験体 P は無補強、D (靱性) シリーズ及び S (せん断) シリーズは、それぞれ GFRP の巻数を 0.5 層巻、1 層巻、1.5 層巻とした。0.5 層巻の試験体は、ガラスシートの繊維の束の半数を抜き取りガラス繊維量を通常のシートの 0.5 倍としたシートを 1 層巻付け、また、1.5 層巻の試験体はガラス繊維量を通常のシートの 0.75 倍としたシートを 2 層巻付けた。シートは、柱の上下で分けて、幅 60cm (全長は柱の周長×巻き数+余長 10cm) のものを樹脂に含浸させて巻き付けた。



(上図)断面図 (下図)側面図 単位: cm

図 2 試験体形状

表 3 コンクリート材料試験結果

	$\sigma_B/3$ 割線剛性 10 ⁶ kgf/cm ²	圧縮強度 kgf/cm ²	割裂引張強度 kgf/cm ²
P	2.98	299	25.5
D-05	2.94	290	24.0
D-10	2.83	278	23.6
D-15	2.60	282	23.3
S-05	3.04	307	22.7
S-10	3.14	319	23.9
S-15	3.03	296	25.1

σ_B : コンクリート圧縮強度

表 4 鉄筋材料試験結果

	ヤング係数 (kgf/cm ²)	降伏応力度 (kgf/cm ²)
D6	1.72 × 10 ⁶	3238
D13	1.85 × 10 ⁶	3518
D16	1.86 × 10 ⁶	9907

2.3 加力方法

試験体には、一定軸力および正負逆対称繰返し曲げせん断力を作用させた。加力履歴は変形制御により、部材変形角 1/400 を 1 サイクル、1/200、1/100、1/67、1/50、1/33、1/25 を 2 サイクルずつ行い、その後耐力低下するまで押し切った。S シリーズについては、これらに 3/400 を 2 サイクル加え行った。加力装置図を 図 3 に示す。

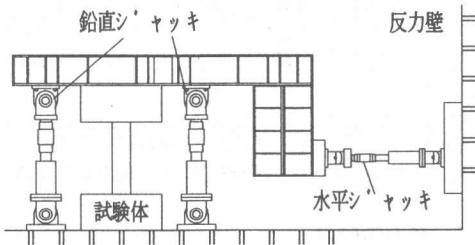


図 3 加力装置図

3. 実験結果

各試験体のせん断力と水平変形の関係を 図 4 に、代表的な試験体のひび割れ状況を 図 5 に、また、実験結果の一覧を 表 5 に示す。

表 5 実験結果一覧

名称	実験結果				
	Q _{max} (t)	R _u (%)	R _p (%)	R _y (%)	破壊モード
P	20.4	1.5	0.75	0.75	降伏後せん断
D-05	22.4	4	3.5	0.5	降伏後せん断
D-10	21.9	8	7.5	0.5	降伏後せん断 (曲げ圧縮)
D-15	23.4	>9	>8.4	0.6	
S-05	25.9	1.5			せん断(付着)
S-10	26.6	3			せん断(付着)
S-15	30.6	3			せん断(付着)

Q_{max}: 最大耐力 (実験値)、R_u: 終局変形角、R_p: 塑性変形角 (=R_u-R_y)、R_y: 降伏変形角

3.1 標準試験体 P

計算ではせん断破壊先行型であったが、部材角 3/400 で主筋が降伏した。その後、部材角 3/200

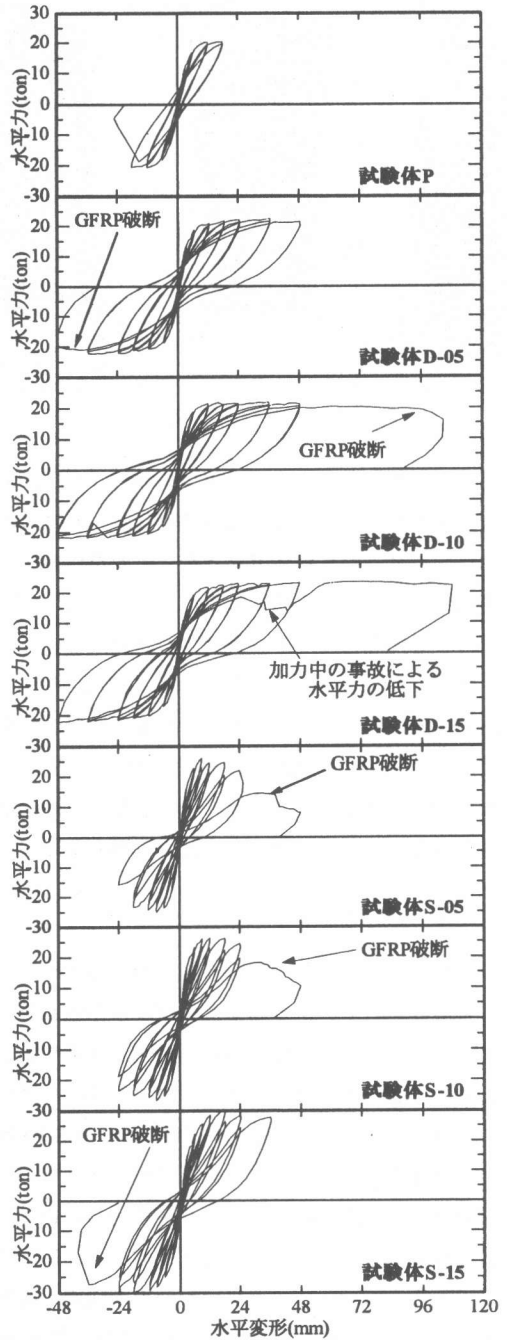


図 4 せん断耐力 - 変形関係

の繰返し第 2 サイクル負側で、せん断ひび割れが拡大し急激に耐力低下してせん断破壊した。

3.2 韌性シリーズ (D-05, D-10, D-15)

各試験体とも、部材角 1/200 (水平変形 6mm) 程度で危険断面位置の主筋が降伏しはじめ、部材

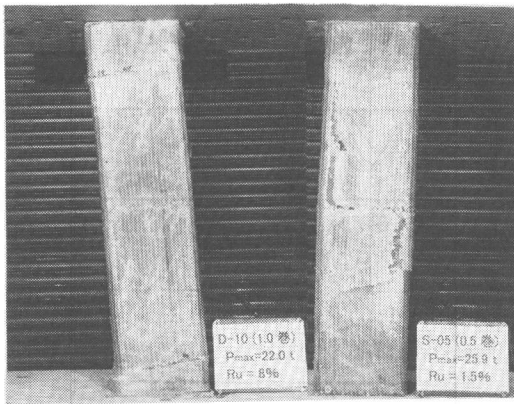


図5 ひび割れ状況

が曲げ降伏した。その後、帯筋が降伏し GFRP にガラス繊維に沿った細かなひび割れが生じはじめたが、無補強の試験体 P と比較して変形性能は顕著に増大し、D-05 は部材角 4%、D-10 は部材角 8% でヒンジ領域の GFRP が破断するまで耐力を維持した。D-15 は正側 1/25 第 2 サイクルの载荷中に、左右鉛直ジャッキの軸力バランスを失い変形が進行したため押切を開始し、部材角 9% まで加力したが GFRP は破断せずにせん断力、軸力ともに維持し破壊しなかったが、加力装置の限界から加力を打ち切った。

3.3 せん断シリーズ (S-05, S-10, S-15)

各試験体とも、危険断面に曲げひび割れが発生し、部材角 3/400 程度で帯筋が降伏しはじめるとともに、GFRP にガラス繊維に沿った細かなひび割れが生じはじめた。試験体 S-05 および S-10 はその後変形の増大とともに徐々に耐力低下した。試験体 S-15 は部材角 3/200 で最大耐力に達した後、徐々に耐力低下した。各試験体とも、最終的には柱中央部の上下のガラスシートの隙間の樹脂がひび割れ、そのひび割れから主筋に沿った GFRP のひび割れが伸展しせん断破壊した。

4. せん断耐力および変形性能の評価法

実験結果と曲げ・せん断強度および変形性能の計算値の一覧を表 6、7 に示す。せん断強度および変形性能を算定する際に、横補強量 $p_w \sigma_{wy}$ は、下式のように帯筋と GFRP の横補強量を累加

して評価することとした。計算値には、 $\sigma_B=300$ kgf/cm² を用いた。

$$\Sigma p_w \sigma_{wy} = r_p p_w r \sigma_{wy} + \alpha \cdot G \cdot p_w \cdot G \sigma_u \quad (1)$$

但し、 $r_p p_w$: 既存 RC 柱のせん断補強筋比、
 $r \sigma_{wy}$: 既存 RC 柱のせん断補強筋降伏強度、
 α : GFRP の有効係数、 $G p_w$: GFRP の補強筋比、 $G \sigma_u$: GFRP の設計用材料強度

表 6 実験結果と計算値 (せん断耐力)

	実験値 $Q_{max}(t)$	計算値 $Q_{su}(t)$	$V_u(t)$		曲げ耐力 $Q_{mu}(t)$
			$\alpha=1.0$	$\alpha=0.2$	
			14.5		
P	20.4	16.0			21.5
S-05	25.9	22.2	32.8	18.2	74.1
S-10	26.6	25.5	49.1	21.8	74.6
S-15	30.6	26.8	55.1	25.5	73.4

表 7 実験結果と計算値 (変形性能)

	実験値		計算値		
	$R_p(\%)$	F 値	$R_{ps}(\%)$	$R_{pf}(\%)$	F 値
P	0.75	1.47	0.00	0.56	1.00
D-05	3.5	3.24	3.45	0.95	1.00
D-10	7.5	3.97	3.56	1.35	1.21
D-15	>8.4	4.03	3.56	1.75	2.12

R_p : 塑性ヒンジ角、 R_{ps} : 靱性保証指針による塑性ヒンジ角、 R_{pf} : Priestley らの提案式による塑性ヒンジ角

4.1 せん断耐力

せん断耐力評価式には、「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」(以下、耐震診断基準)^[2]のせん断耐力評価式および「鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針(案)」(以下、靱性保証指針)^[3]のせん断強度式を用いた。耐震診断基準式によるせん断耐力 Q_u は、

$$Q_u = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 180)}{M/(Qd) + 0.12} + 2.7 \sqrt{\Sigma p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_c \right\} b_j \quad (2)$$

ここで、 p_t : 引張鉄筋比(%)、 $M/(Qd)$: せん断スパン比 ($1 \leq M/(Qd) \leq 3$)、 σ_c : 柱軸方向応力度 (kgf/cm²)、 j : 柱の応力中心距離(0.8D)

靱性保証指針式によるせん断耐力 V_u は以下の 3 式の最小値で与えられる。

$$V_u = \beta \cdot \Sigma p_w \sigma_{wy} b_e j_e + \left(v \cdot \sigma_B - \frac{5 \cdot \Sigma p_w \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} \cdot \tan \theta$$

$$V_u = \frac{\lambda \cdot v \cdot \sigma_B + \Sigma p_w \sigma_{wy}}{3} \cdot b_e j_e \quad (3)$$

$$V_u = \frac{\lambda \cdot v \cdot \sigma_B}{2} b_e j_e$$

$$v = \left(1 - 20R_p\right) \left(0.7 - \frac{\sigma_B}{2000}\right) \quad (4)$$

$$\beta = 2 - 20R_p \quad (5)$$

$$\tan \theta = \frac{\sqrt{L^2 + D^2} - L}{D} \quad (6)$$

ただし、 L ：柱内法高さ、GFRP は柱の外周に巻くため $b_e = b, j_e = D, \lambda = 1$ とする。

無補強試験体 P およびせん断シリーズ試験体 S-05、S-10、S-15 の横補強量 $\Sigma p_w \sigma_{wy}$ と最大耐力実験値 Q_{max} の関係を図 6 に示す。図中には、耐震診断基準式および靱性保証指針式による計算値も示した。耐震診断基準式によるせん断耐力の計算値は、(1)式で GFRP の有効係数 $\alpha = 1.0$ として $\Sigma p_w \sigma_{wy}$ を評価すると、標準試験体 P および S シリーズの実験値に対し安全側の評価となる。これに対して、靱性保証指針式による計算値は、有効係数 $\alpha = 1.0$ として $\Sigma p_w \sigma_{wy}$ を評価すると実験結果に対して過大評価となり、 $\alpha = 0.2$ とすれば実験結果を安全側に評価することができる。図 7(a) にせん断シリーズ試験体の最大耐力時の GFRP のひずみ度分布を示す。各試験体とも最大ひずみ度が約 0.4~0.5% 程度であり、GFRP の破断ひずみ 1.65% の 0.2~0.3 倍程度のひずみ度しか生じておらず、GFRP の応力度も引張強度 σ_u の 0.2~0.3 倍程度しか発揮されていないことになる。これは、靱性保証指針式で GFRP の有効係数 $\alpha = 0.2$ とした計算値により実験値を評価できることと対応すると考えられる。既往の研究で報告されている CFRP の有効係数は 0.6~0.8 程度であり¹⁾、耐震改修設計指針⁴⁾では 2/3 とされている。これに対して GFRP の有効係数が 0.2 と低いのは、ヤング係数が CFRP の 1/3 と低いことによると考えられるが、今後、有効係数が決定されるメカニズムの検討が必要である。

4.2 変形性能

変形性能の評価には、耐震診断基準による靱性指標 F 値²⁾、靱性保証指針による塑性ヒンジ回転

角 R_p ³⁾ および Priestley の提案式⁵⁾ による曲げで決まる塑性ヒンジ回転角 R_{pj} を用いた。

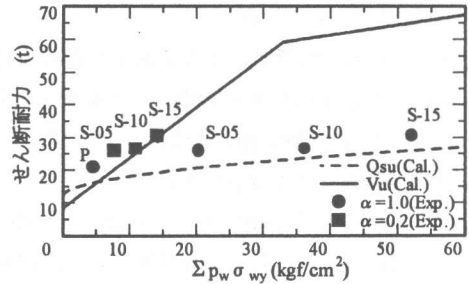


図 6 $\Sigma p_w \sigma_{wy} - Q_{max}$ 関係

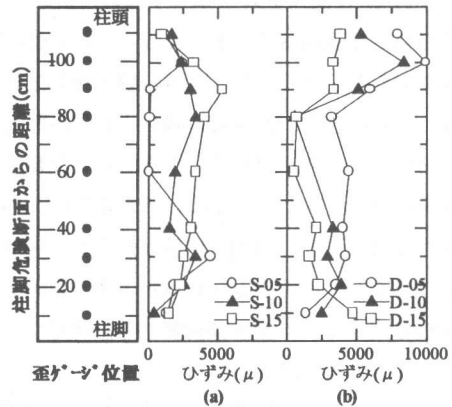


図 7 GFRP のひずみ分布

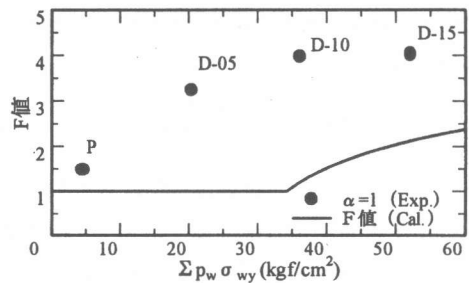


図 8 $\Sigma p_w \sigma_{wy} - F$ 値関係

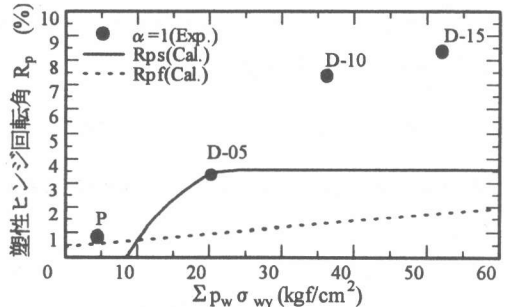


図 9 $\Sigma p_w \sigma_{wy} - R_p$ 関係

耐震診断基準による F 値は以下で求められる。

$$F = \frac{\sqrt{2\mu-1}}{0.75(1+0.05\mu)} \quad (7)$$

ただし、 μ : 塑性率

靱性指標 F 値の計算値および実験値と横補強量 $\Sigma p_w \sigma_{wy}$ の関係を図 8 に示す。有効係数 $\alpha=1.0$ とした F 値の計算値は標準試験体 P および D シリーズの実験値に対し安全側の評価となる。

靱性保証指針による塑性ヒンジ角 R_{ps} は(3)式による $V_u=Q_{mu}$ となる R_p として求められる。塑性ヒンジ回転角 R_{ps} の計算値および実験値と横補強量 $\Sigma p_w \sigma_{wy}$ の関係を図 9 に示す。靱性指標 F 値と同様に有効係数 $\alpha=1.0$ とした R_{ps} の計算値は実験値に対し安全側の評価となる。靱性保証指針式では、せん断強度の評価時には $\alpha=0.2$ が実験結果との対応がよいのに対して、塑性ヒンジ回転角の評価時には $\alpha=1.0$ となるのは、終局変形は GFRP の破断で決定され、図 7(b)に示したように終局変形時には GFRP のひずみ度レベルはせん断強度時と比較して高く、ほぼ引張強度 σ_{su} を発揮することによると考えられる。

Priestley らは、FRP で耐震補強した柱の曲げで決まる塑性変形 R_{pf} の評価を以下のように提案している。FRP により拘束された圧縮コンクリートの終局ひずみ ε_{cm} は、

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + 1.25 \frac{\rho_s f_{yt} \cdot \varepsilon_{uj}}{f'_{cc}} \quad (8)$$

ここで、 f'_{cc} : 拘束されたコンクリートの圧縮強度(=1.1 σ_B)、 f_{yt} : GFRP の設計用引張強度(=14,000 kgf/cm²)、 ε_{uj} : GFRP の応力度が f_{yt} の時の歪(=0.0165)

終局曲率 ϕ_m は、終局のひずみ度 ε_{cm} と中立軸から圧縮縁までの距離 $u X_n$ を用いて、

$$\phi_m = \frac{\varepsilon_{cm}}{u X_n} \quad (9)$$

塑性曲率 ϕ_p は、終局時曲率 ϕ_m と降伏時曲率 ϕ_y から

$$\phi_p = \phi_m - \phi_y \quad (10)$$

曲げ塑性変形は、以下で求められる。

$$R_{pf} = \phi_p L_p \quad (11)$$

ここで、 L_p は塑性ヒンジ長さで、

$$L_p = g + 4.31 \times 10^3 \sigma_y d_b \quad (12)$$

g : GFRP 補強と危険断面の隙間 ($g=0$)、

d_b : 主筋の径

R_{pf} の計算値と横補強量 $\Sigma p_w \sigma_{wy}$ の関係を図 9 に示す。有効係数 $\alpha=1.0$ とした曲げ変形性能 R_{pf} の計算値は標準試験体 P および D シリーズの実験値をかなり過小評価ではあるが安全側に評価することができる。

5. まとめ

- (1) GFRP を用いた既存鉄筋コンクリート柱の耐震補強により、柱のせん断耐力および変形性能は向上する。
- (2) GFRP で耐震補強した柱部材のせん断破壊時の GFRP の応力度は引張強度の 0.2 倍程度であり、GFRP の有効係数 $\alpha=0.2$ とすることにより靱性保証指針のせん断強度式でせん断耐力を評価することができる。
- (3) GFRP で耐震補強した柱部材の終局変形は GFRP の破断で決まり、有効係数 $\alpha=1.0$ とすることにより評価することができる。

【謝辞】

本研究を行うにあたり、柱の実験は昭和高分子(株)からの奨学寄付金により行った。また、青山博之(東京大学名誉教授、東京都立大学北山和宏助教授、前田建設工業(株)細川洋治博士、(株)堀江建築工学研究所大田勤氏、同小杉雅男氏に、ご指導・助言を戴いた。ここに記して謝意を表する。

【参考文献】

- [1] 勝俣英雄他: 新素材による既存鉄筋コンクリート柱の耐震補強に関する研究 大林組技術研究所報, 1986
- [2] 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, 1990
- [3] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針(案) 同解説, 1997
- [4] 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改修設計指針 同解説, 1990
- [5] M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi, SEISMIC DESIGN AND RETROFIT OF BRIDGES, 1996, John Wiley & Sons, Inc.