連続繊維で横補強したコンクリート部材の曲げせん断性状

—付着割裂破壊時のせん断耐力と変形性能の評価—

SEISMIC BEHAVIOR OF CONCRETE ELEMENTS REINFORCED
WITH CONTINUOUS FIBER FILAMENTS

—Evaluation of the shear capacity determined by bond failure and the ductility—

飯 星 力*, 田 中 仁 史**

Chikara IIHOSHI and Hitoshi TANAKA

Polyacetal-fiber (PAF) has high tensile strain capacity with approximately linear stress-strain relationship. Seismic response of concrete columns reinforced by PAF filaments as internal reinforcements was investigated experimentally. 5 columns were tested under statically applied lateral load reversals with a constant axial load. The shear capacity due to bond failure for columns was modeled by the truss and arch analogy based on the theory of plasticity. Meanwhile a prediction formula for the ductility of columns was proposed by a modification of previously reported formula. Then the experimental results were found to be in good agreement with the predicted values.

Keywords: continuous fiber, polyacetal fiber, splitting bond failure, shear capacity, deformability, truss-arch analogy

連続繊維、ポリアセタール繊維、付着割裂破壊、せん断強度、変形性能、トラス・アーチ機構

1. はじめに

ポリアセタール繊維 (PAF) は、8%という高い一様伸びと破断までほぼ線形性を示す応力-歪み挙動を有する(図-1および表-1)¹⁾。このような特性の材料を横補強材として用いた補強 RC 構造は、高い破断歪を持つため補強材の破断により部材の終局状態が決まらない可能性が高く、部材としての高い靱性能(変形性能)が期待出来る。既往の研究で、PAF シートを用いて RC 柱を補強することによって、せん断耐力と変形性能が向上する事が報告されている²⁾。また、シリンダーを用いた横拘束コンクリートの軸圧縮実験で、横拘束により最大強度の上昇と極めて高い変形性能を発揮する事が確認されている³⁾。これは、伸び性能の乏しい他繊維材料や、降伏現象を有する鋼材等による横拘束では得られない特性である。

コンクリート部材の圧縮・せん断・主筋の付着割裂破壊等に対する補強効果は、横補強材の剛性と補強筋比の積として表される横拘束剛性の影響を受ける。横補強材による拘束は、コアコンクリートに発生する歪によって生じるパッシブ コンファインメント(受動的横拘束)である。したがって、横補強材に発生する歪が同じであれば、横拘束剛性に比例した補強効果が予想できる。一般にコンファインドコンクリートは、横補強材の横拘束剛性が低いと見かけのポ

アソン比が大きくなり、横歪が大きくなる。このため、横補強材の効果は横拘束剛性と相関があるものの比例しない。また、横拘束剛性が低い場合、横補強材に比較的大きな歪が発生するので、鋼材や炭素繊維などの繊維材料は早期に降伏や破断に至り、比較的大きな歪領域の挙動は不明であった。したがって、低剛性・高破断歪を有する材料で横補強したコンクリート部材の挙動は未知の分野と言える。高強度繊維材料を帯筋などの横補強筋として用いた RC 部材については、これまで様々な研究が行われており、それらの研究成果を反映して、AIJ (日本建築学会) の指針⁴⁾および ACI (American Concrete Institute) の指針⁵⁾がそれぞれ出版されている。これら FRP 棒材に関する既往の指針における設計法が、PAF のような低剛性で高破断歪を有する素材を FRP 化せずに横補強材として用いた、RC 部材に適用可能かどうかは不明である。特に、付着割裂破壊に対する設計法は、既往の FRP 棒材についても十分な検証が行われておらず、PAF を含めた高強度繊維材料からなる横補強材を有する部材の合理的な設計法が待たれていた。

筆者らは、既にキャンティレバー型試験体を用いた要素実験の結果をもとに、PAF フィラメントを帯筋および中子筋として、樹脂を含浸せずに直接主筋に巻き付けて内部的に横補強した RC 部材の主

* 旭化成ホームズ基礎技術室 課長・博士(工学)

** 京都大学防災研究所 教授・Ph. D.

Manager, Fundamental Technology Dept., Asahi Kasei Homes, Dr. Eng.
Prof., Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., Ph. D.

筋付着割裂強度の算定式を提案している⁶⁾⁷⁾。しかし、地震力を想定した曲げせん断力を受ける場合の挙動については不明である。本研究では、PAF フィラメントで横補強した RC 柱の定軸力下における曲げせん断挙動を実験により明らかにし、主筋が付着破壊する際のせん断耐力および曲げ降伏後の変形性能について検討を行い、評価法を提案する。

2. 曲げせん断実験

2.1 試験体及び載荷方法

実験に使用した材料の力学的特性を表-2に、柱試験体仕様と実験結果概要を図-2および表-3に示す。試験体は、クリアスパン(1200 mm)、柱断面寸法(300×300 mm)および主筋量(12-D13)を共通仕様とし、主筋強度、PAF 帯筋比 $p_{wf,h}$ 、PAF 中子筋比 $p_{wf,s}$

および帯鉄筋比 p_{ws} を変動因子とした。せん断スパン比(M/VD)は2.0、部材ランクは主筋比が0.85%であるためFBとなる。試験時のコンクリート強度 σ_c は40.1MPa、軸力比は中低層建築を想定して25%とした。試験体 No.1 は高強度主筋(SD785)を用いて付着割裂破壊を想定した。一方、No.2~5 は主筋に普通強度(SD295)を用い曲げ降伏後の付着割裂破壊を計画した(表-3)。No.1~4 は PAF と帯鉄筋のハイブリッド補強で、No.5 は高強度帯鉄筋のみである。No.2 は、PAF と帯鉄筋を合わせた横補強筋比が純 RC 試験体 No.5 と同じ0.32%である。No.3 は No.2 に PAF 中子筋を加え、No.4 は PAF 帯筋のみを増加させ横補強筋比を0.51%とし、PAF が変形性能に及ぼす影響を調べるものである。PAF 補強は、樹脂を含まない1本のフィラメント(断面積:0.63mm²)を主筋外周に数十回周回させ、始末端は弛みのない様に主筋に結び付けた(写真-1、図-2)。

写真-1 Arrangement

図-2 Test Specimen (No.1)

図-1 Stress-Strain Relationship¹⁾

表-1 Properties of PAF filament¹⁾

Item	Value
Tensile strength (MPa)	1,700
Elastic modulus (GPa)	35 (18.5 ^{*1})
Elongation (%)	8
Density (g/cm ³)	1.45

^{*1} 2 次剛性

表-2 Mechanical Properties

Material	Strength (MPa)	
	Yield	Peak
Hoop D6 (SD295A)	492	650
Hoop D10 (SD685)	735	907
Re-bar D13 (SD295A)	342	491
Re-bar D13 (equiv. SD785)	797 ^{*2}	843

^{*2} 0.2% off-set point

表-3 Specimen Details and Experimental Results

No.	p_{ws} (%)	$p_{wf,h}$ (%)	$p_{wf,s}$ (%)	Re-bar 12-D13	Steel hoop	Number of filaments	Failure mode	V_f (kN)	V_{su} (kN)	V_{bu} (kN)	V_{su}/V_f	V_{bu}/V_f	V_{max} (kN)		V_{max}/V_f	
1			0.19	SD785		2-36@50	Bond	334	391	278	1.17	0.83	302	306	0.90	0.92
2	0.21	0.11	-----		D6@100	2-13@50			338	272	1.41	1.13	257	272	1.07	1.13
3			0.19		(SD295)	2-36@50	Flexure		391	278	1.63	1.16	260	270	1.08	1.13
4		0.30	-----	SD295			→ Bond	240	391	278	1.63	1.16	263	265	1.10	1.10
5	0.32	-----	-----		D10@15 (SD685)	None			338	277	1.41	1.15	264	270	1.10	1.13

V_f : AIJ多段配筋式⁸⁾による曲げ耐力計算値

V_{su} : シートの方法²⁾によるせん断耐力計算値

V_{bu} : 本提案方法による付着割裂破壊時せん断耐力計算値

V_{max} : 最大耐力実験値

試験体製作上の都合により、コンクリートの打設は左側面からの横打ちとした。したがって、左側主筋は上端筋として見なす。加力は建研式加力装置を用いた変位漸増型の正負交番繰返し载荷とした。

2.2 実験結果

P - δ 効果を考慮したモーメント-変位角関係を図-3に示す。図中の○印は、引張側主筋が降伏した時点を表す。一般に付着割裂破壊で見られる顕著なピンチングは見られなかった。曲げ降伏が先行した試験体 No.2~No.5 では、試験体間の最大耐力 V_{max} の差はなく、AIJ⁶⁾ による計算値 V_f に対して 1.07~1.13 倍となった。AIJ の方法で曲げ耐力を適切に評価できる事が分かった。PAF 補強量の少ない No.2 は、部材角 $\pm 1/33$ で上端筋沿いのひび割れが拡大し、軸力を保持できなくなった。No.2 は同じ補強筋比の純 RC 試験体 No.5 に対して、横拘束剛性（補強筋比 $\times$ 補強材剛性）が 7 割程度であるが、両試験体は同等の変形性状を示した。No.2 に PAF 帯筋と PAF 中子筋をそれぞれ追加した No.4 と No.3 は、変形性能が大幅に向上している。PAF によ

る帯筋・中子筋が曲げ降伏後の付着割裂破壊を抑制し、変形性能を向上できる事が分かった。PAF 中子筋を有する No.3 は、中子筋の無い No.4 に対して $\pm 1/33$ 以降の変形性能が改善されている。一般の RC 構造と同様に、同補強量でも中子筋を有する方が変形性能は向上することが分かった。図-4a)に試験体 No.1 の柱頭柱脚スタブ界面位置の主筋歪より求めた部材全長に渡っての平均付着応力度-部材角関係を示す。PAF 中子筋により拘束されている内側の主筋●が、隅角部の主筋○の約 1.5 倍の平均付着応力度を示した。これは既往の研究^{6) 7)} でキャンティレバー型要素実験により確認された挙動と一致する。図-4b)に柱脚スタブ面から $0.6D$ (180 mm) の範囲における局所付着応力度-部材角関係を示す。局所付着応力度が最大に達した時点で、水平せん断力が最大荷重に達している。この時、フープ筋及び主筋は降伏しておらず、曲げ耐力計算値 V_f 及びせん断耐力計算値 V_u にも達していない。これらの事から No.1 は計画通り、柱頭柱脚部における付着割裂破壊によりせん断強度が低下する破壊形式であったと考える。

写真-2 Damage Properties at -1/33 radian of Drift Angle

図-3 Drift Angle - Moment Resistance Relationships

図-4 Drift Angle - Bond Stress Relationships

図-5 Truss Analogy

図-6 Shear Strength Determined by Bond Failure

3. 付着割裂破壊時のせん断耐力

本章では、主筋が付着割裂破壊する時のせん断耐力の評価について、塑性理論に基づくトラス・アーチ機構を用いた理論的な検討を行う。さらに、前章で示した試験体を含む実験結果との比較により、本評価法の妥当性を検証する。

3.1 マクロモデル

付着割裂破壊時のせん断耐力を、トラス機構の接点破壊であるという従来の考え方⁹⁾に基づき、アーチ機構との累加により、以下のよう求める。

主筋の付着強度によりせん断耐力が決まる場合、トラス機構において横補強筋は降伏せず、コンクリートは有効圧縮強度 $v_c \sigma_B$ に達していないものとする、図-5a)に示すトラス機構によるせん断力寄与分は下式になる。なお、 T_x は部材の単位長さあたりに負担できる付着力である。

$$V_t = \Sigma \psi_1 j_1 \tau_{bu} + \alpha_2 \Sigma \psi_2 j_{12} \tau_{bu2b} = \Sigma (T_x j_i) \quad (1)$$

$\Sigma \psi_1$, $\Sigma \psi_2$: 1 段目および 2 段目主筋の周長の合計

j_1 , j_{12} : 1 段目および 2 段目主筋の中心間距離

$\alpha_2 = 0.6$: 2 段目主筋付着強度の低減係数¹⁰⁾

なお、付着強度 τ_{bu} は筆者らのキャンティレバー型試験結果に基づく提案式⁶⁾⁷⁾による。断面せい方向のかぶり厚さが十分であるために、2 段目主筋位置で生じる付着割裂破壊はサイドスプリットとなり、横補強筋に直接拘束されない主筋も直接拘束される主筋と同等の付着割裂強度を発揮すると考え、2 段目主筋付着強度 τ_{bu2b} の横補強筋の寄与は 1 段目主筋の隅筋と中筋の大きい方の値⁶⁾⁷⁾を用いる事とした。

アーチ機構によるせん断力の寄与は次式で与えられる。

図-7 Inclination of Truss Strut

$$V_a = \tan \theta (v_c \sigma_B - \sigma_t) b D / 2 \quad (2)$$

ここで、AIJ 終局強度指針¹²⁾に基づき下式を用いる。

$$\tan \theta = \left\{ \sqrt{\left(\frac{L}{D} \right)^2 + 1} - \frac{L}{D} \right\} \quad (3)$$

$$v_c = 0.7 - \sigma_B / 200 \quad (4)$$

b : 断面の幅

D : 断面せい

L : 内法長さ

図-5a)におけるトラス機構のコンクリート斜め圧縮応力度 σ_t について、1段目主筋と2段目主筋によるトラスの重ね合わせが成り立つと仮定すると、次式を得る。

$$\sigma_t = \sigma_{t1} + \sigma_{t2} = \frac{T_{x1}}{b \sin \phi \cos \phi} + \frac{T_{x2}}{b \sin \phi \cos \phi} = \frac{\sum T_x}{b \sin \phi \cos \phi} \quad (5)$$

σ_{t1}, σ_{t2} : 1段目および2段目主筋のトラス ストラットの応力度
 T_{x1}, T_{x2} : 1段目および2段目主筋の単位長さあたりの付着力

式(5)を式(2)に代入する事でアーチ機構によるせん断力が以下のように求まる。

$$V_a = \tan \theta (1 - \beta) v_c \sigma_B b D / 2 \quad (6)$$

$$\beta = (\Sigma \psi_1 \tau_{bu} + \alpha_2 \Sigma \psi_2 \tau_{bu2b}) / (\sin \phi \cos \phi b v_c \sigma_B) \quad (7)$$

なお、 σ_t は $v_c \sigma_B$ 以下であるので、 β は1.0以下でなければならない。したがって、トラス機構によるせん断力の寄与 V_t は、 $\sigma_t = v_c \sigma_B$ の場合が上限となり下式を得る。

$$V_t = b j_1 v_c \sigma_B \sin \phi \cos \phi \quad (8)$$

3.2 トラス ストラットの角度 ϕ

ここで、トラス ストラットの角度 ϕ をどのように決めるかが問題となる。既往の研究を以下に示す。

- a) AIJ 靱性指針¹⁰⁾では、トラス ストラットのコンクリート斜め圧縮応力度 σ_t が最大となるように26.6度 ($\cot \phi = 2$)と仮定している。

$$\beta = 2.5 (\Sigma \psi_1 \tau_{bu} + \alpha_2 \Sigma \psi_2 \tau_{bu2b}) / (b v \sigma_B) \quad (9)$$

- b) 純RCに対しては渡辺⁹⁾が45度 ($\cot \phi = 1$)と仮定しており、繊維シート巻き立て補強部材に対しては藤井¹¹⁾、AIJ 繊維指針⁴⁾が同じ仮定を用いている。

仮定 a)において σ_t が最大となるようにする理由は不明であり、仮定 b)についてもその根拠は示されていない。ちなみに、せん断補強筋によりせん断耐力が決まる場合、角度 ϕ が大きい方がトラス機構の寄与分は小さくなる。また、全せん断力がトラス機構により負担される場合がせん断補強筋限界となる。この場合、式(6)の β は1.0になる。その時、せん断耐力の極大値は $p_w \alpha_{xy} = v_c \sigma_B$ 、 $\cot \phi = 1.0$ ($\phi = 45$ 度)が成立する¹²⁾。

ここでは、塑性理論の下界定理より ϕ を求める。トラス機構の寄与式(1)は ϕ と無関係なので、アーチ機構による寄与式(6)が最大となる場合がより真の値に近い事になる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial V_a}{\partial \phi} &= -\frac{1}{\sin^2 \phi} + \frac{1}{\cos^2 \phi} \\ \frac{\partial V_a}{\partial \phi} &= 0 \quad \rightarrow \quad \cos \phi = \sin \phi \\ \therefore \phi &= \frac{\pi}{4} \quad \left(0 < \phi \leq \frac{\pi}{2} \right) \end{aligned} \quad (10)$$

ϕ は45度で $\cot \phi = 1$ となる。これは、渡辺、藤井および繊維指針の仮定と一致する。つまり、式(7)は以下ようになる。

$$\beta = 2 (\Sigma \psi_1 \tau_{bu} + \alpha_2 \Sigma \psi_2 \tau_{bu2b}) / (b v_c \sigma_B) \quad (11)$$

3.3 実験結果との比較

提案する式(1)、式(6)および式(11)による方法と実験結果との比較を図-6に示す。実験結果は、前章で示した付着破壊した試験体 No. 1の正負方向それぞれの最大値と、佐藤らによる高強度スパイラル筋を有する2つの純RCはり試験体¹³⁾とした。計算値 V_{cal} は実験結果とよく適合している。

試験体 No. 1の実験結果を用いて角度 ϕ を推定した。主筋付着力は上端筋となる左側の1段目主筋歪より求め、計測の都合上2段目主筋は含んでいない。横補強筋による拘束力は帯鉄筋およびPAFの歪より求めた。柱脚スタブ面から1.17D (350mm)の範囲における値と、部材全長に渡っての平均値を図-7に示す。 ϕ は部材角の増加に伴い大きくなる傾向があるが、最大耐力時でそれぞれ約20度、10度程度となり、理論値の45度に対してかなり小さい。正確には2段目主筋の付着力も考慮しなければならないが、その場合 ϕ はさらに小さくなる。高い軸力が作用する場合に ϕ が小さくなる傾向になることは一般的に知られているが、トラス・アーチ理論によるせん断耐力の評価では、主筋のダボ作用および骨材のかみ合せ等によるせん断抵抗を考慮していない事が、角度 ϕ の実験結果と理論値の乖離の原因であろう。

4. 変形性能

4.1 塑性率の評価

建築物の塑性設計において部材の塑性率を求める事は、極めて重要である。塑性率を求める簡便な方法として、付着またはせん断強度の曲げ強度に対する比である、付着余裕度およびせん断余裕度を用いる方法⁴⁾¹⁴⁾¹⁵⁾がある。ここでは、下記AIJ 繊維指針⁴⁾の方法を用いて検討を行う。

$$\mu = 10 \left(\frac{V_u}{V_f} - 0.9 \right) \quad (1 < \mu < 5) \quad (12)$$

ここで、 μ は塑性率を、 V_u は付着強度計算値 V_{bu} または、せん断強度計算値 V_{su} を、 V_f は前述の曲げ耐力計算値を示す。図-8および図-9にそれぞれ付着余裕度、せん断余裕度を用いた式(12)による塑性率の計算値と実験値の関係を示す。塑性率実験値は、限界部材角 R_u を降伏部材角で除したものであり、 P - δ 効果を考慮したモーメントが最大の80%に低下する時点を限界部材角 R_u とした。付着余裕度による塑性率の計算値は、モーメント低下による塑性率実験値との相関に乏しく、実験値と計算値の比は極めて大きい。せん断余裕度を用いて求めた塑性率は、実験値との相関は多少改善するが、計算値は実験値を過小評価する傾向がある。せん断余裕度の方が実験結果との相関が良いのは、横補強筋の付着強度に与える影響がせん断強度ほど大きくないためである。PAF 補強RCに対する付着余裕度およびせん断余裕度による塑性率の評価は、純RC同様、ほぼ実験の下限を表すものの精度は高くない。

4.2 限界部材角の評価

前述のように付着余裕度およびせん断余裕度による塑性率の評価は安全側となるものの、合理的な評価とはなっていない。また、純 RC についても塑性率を精度よく求めることはまだ十分といえず、シート補強 RC についても精度は高くない¹¹⁾。付着およびせん断余裕度による評価は、簡易的な手法であり、変形性能のメカニズムを直接反映していない。一方、Saatcioglu らは、pushover 非線形解析結果に基づいて横補強筋の量と強度に加えて配筋形状を考慮した、式(13)~(15)に示す変形性能の評価法を提案している¹⁶⁾。この方法は純 RC を対象にしており、本研究では繊維補強筋の効果を考慮するため、式(16)および式(17)を用いて式(13)および式(15)を計算する方法を提案する。なお、Saatcioglu らの評価法は 0.04 rad 以下の部材角を対象としている。

$$R_u = \frac{p_w}{14} \frac{f_{yh}}{f'_c} \left[\frac{A_c}{A_g - A_c} \right] \sqrt{k_2} \frac{P_0}{P} \quad (13)$$

$$k_2 = 0.26 \sqrt{\frac{b_c b_c}{s s_l} \frac{1}{f_t}} \quad (14)$$

$$f_t = \frac{\sum A_w f_{yh}}{s b_c} \quad (15)$$

$$\sum p_w f_{yh} = p_{ws} f_{yh} + (p_{wf,h} + p_{wf,s}) f_f \quad (16)$$

$$\sum A_w f_{yh} = A_{ws} f_{yh} + A_{wf} f_f \quad (17)$$

- A_c : 帯筋の芯により囲まれたコアコンクリート面積
- A_g : コンクリート柱の断面積
- A_w : 1組の横補強筋断面積
- A_{ws} : 1組の横補強鉄筋断面積
- A_{wf} : 1組の PAF 横補強筋断面積
- b_c : 帯筋の芯間距離
- f'_c : コンクリート圧縮強度
- f_f : 繊維横補強筋の引張強さ
- f_{yh} : 横補強鉄筋の降伏点
- p_w : 横補強筋比
- p_{ws} : 帯鉄筋による補強筋比
- $p_{wf,h}$: PAF 帯筋による補強筋比
- $p_{wf,s}$: PAF 中子筋による補強筋比
- P : 作用軸力
- P_0 : 軸圧縮耐力
- s : 横補強筋間隔
- s_l : 横補強筋により拘束された主筋の間隔

図-10 に本方法による限界部材角計算値 $R_{u,cal}$ と限界部材角実験値 R_u を示す。ここで、 R_u は前節の定義と同じである。計算値は実験結果を適切かつ安全側に評価できる。Saatcioglu らの方法に PAF 補強の影響を考慮する事によって、実設計に必要な P - δ 効果を考慮したモーメントによる限界部材角を、十分精度良く評価できる事が分かった。ただし、本実験は試験体数が少なく未検証のパラメータが多い。しかし、Saatcioglu らは軸力比 ($P/P_0 \leq 0.8$) およびせん断スパン比 (1.25

~2.5) についてパラメトリックな検証をしており、純 RC に対して上記の式で適切に評価できる事を確認している¹⁶⁾。

図-8 Ductility Based on Bond Capacity Margin

図-9 Ductility Based on Shear Capacity Margin

図-10 Drift Capacity Based on Proposed Equation

5. まとめ

- (1) PAF による帯筋・中子筋が曲げ降伏後の付着割裂破壊を抑制し、柱の変形性能を向上できる事が分かった。
- (2) 同じ PAF 補強量でも帯筋に比べ中子筋の方が、変形性能は向上する。
- (3) 主筋の付着割裂破壊時のせん断耐力は、筆者らが既に提案している付着強度式⁶⁾⁷⁾と、トラス・アーチ機構によるマクロモデルを用いて、トラス ストラットの角度を下界定理により導く事で、PAF 補強 RC および純 RC について適切に評価できる。
- (4) 上記下界定理によるトラス ストラットの角度は、45 度となり渡辺⁹⁾・藤井¹⁰⁾の仮定と一致した。
- (5) AIJ 繊維指針の付着余裕度およびせん断余裕度による塑性率の評価は、実験の下限を表すものの精度は高くない。一方、Saatcioglu ら¹⁶⁾の方法に PAF 補強の影響を考慮した限界部材角の評価は、 $P-\delta$ 効果を考慮したモーメント低下による限界部材角を、十分精度良く評価できる。

今後検討すべき課題として、以下の事が挙げられる。

限界部材角の本評価法は横補強筋の強度は考慮しているものの、剛性や伸び性能は含まれておらず、これら横補強筋の特性による影響を表現可能な評価法が望まれる。

謝辞

豊橋技術科学大学 角 徹三 教授には、本研究について貴重なご意見を賜りました。また、実験には、建築研究所 福山 洋 上席研究員ならびに京都大学 西山 峰広 助教授、佐藤 裕一 博士、大学院生 新木 悠太氏より多大なる協力を頂きました。ここに記して、深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 飯星 力：低剛性・高破断歪を有する新材料を用いて横補強した RC 部材の力学的性状に関する研究、京都大学学位論文、2005
- 2) 飯星 力、福山 洋、松本 佳成、阿部 信一：ポリアセタール繊維による RC 柱の耐震補強効果、コンクリート工学年次論文報告集、pp.1471-1476、1999.7
- 3) 飯星 力、黒木 正幸、阿部 信一：ポリアセタール繊維による RC 部材耐震補強に関する研究(その 1 円形コンファインドコンクリートの単純圧縮性状)、日本建築学会大会学術講演概要集 (構造Ⅳ)、pp.193-194、1998.9
- 4) 日本建築学会：連続繊維補強コンクリート系構造設計施工指針案、2002.3
- 5) ACI Committee 440 : "440.1R-03: Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars", 2003
- 6) 飯星 力、藤井 栄、角 徹三：連続繊維で横補強したコンクリート部材の付着割裂強度、日本建築学会大会学術講演梗概集 (構造Ⅳ)、pp.577-578、2003.9
- 7) Iihoshi, C., Kaku, T. and Fujii, S.: Splitting Bond Capacities of Concrete Element Reinforced with Continuous Fiber, Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 131, No. 11, pp.1699-1711, 2005.11
- 8) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能 1990
- 9) 渡辺 史夫：RC 柱の付着割裂せん断破壊機構と耐力の解析、第 2 回 RC のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集、pp.61-68、1983.10
- 10) 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・同解説、1997.7
- 11) 藤井 栄：連続繊維補強材のコンクリート構造への応用、日本建築学会・構造委員会、pp.67-78、1998.12
- 12) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990.11
- 13) 長友 克寛、金 吉熙、佐藤 裕一、神谷 一彰：超高強度スパイラル筋と非閉鎖型補強筋の混用による RC はりの補強効果、コンクリート工学年次論文集、V. 25, No. 2, コンクリート工学協会、pp.859-864、2003
- 14) 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・改修設計指針・同解説 (2001 年改訂版)
- 15) 渡辺 英義、是永 建好、中野 克彦、松崎 育弘：曲げ降伏後にせん断破壊する RC 柱の靱性評価に関する実験研究、日本建築学会構造系論文集、第 572 号、pp.155-162、2003.10
- 16) Saatcioglu, M., and Razvi, R. S.: Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Columns for Confinement, ACI Structural Journal, V. 99, No. 1, ACI, pp.3-11, 2002 Jan.-Feb.

付録 1

付着強度 τ_{bu} は筆者らのキャンティレバー型試験結果に基づく提案式^{6) 7)}により、コンクリートの寄与 τ_{co} と横補強筋の寄与 τ_{st} の和として以下の通り算出した。

$$\tau_{bu} = \tau_{co} + \tau_{st} \quad (\text{付 1})$$

$$\tau_{co} = 1.22 \left[0.0961 \left(\frac{b}{N_t d_b} - 1 \right) + 0.134 \right] \sqrt{\sigma_B} \quad (\text{付 2})$$

(N/mm²)

$$\tau_{st} = \frac{2\tau_{st,1} + (N_t - 2)\tau_{st,2}}{N_t} \quad (\text{付 3})$$

横補強筋の隅筋（帯筋により直接拘束されている主筋）付着強度に対する寄与 $\tau_{st,i}$ は下式により得られる。

$$\tau_{st,1} = 1.22 \cdot 4.98 \cdot 0.5 \left(p_{ws} + v_{f,p} p_{wf,h} \right) \frac{b \sqrt{\sigma_B}}{d_b} \quad (\text{付 4})$$

(N/mm²)

$$v_{f,p} = \left(\frac{E_f}{E_s} \right)^{0.543} \quad (\text{付 5})$$

横補強筋の中筋（隅筋以外の主筋）付着強度に対する寄与 $\tau_{st,2}$ は下式により得られる。

$$\tau_{st,2} = 1.22 \cdot 0.5 \left[4.98 v_{f,s} p_{wf,s} + 2.39 \left(p_{ws} + v_{f,p} p_{wf,h} \right) \right] \frac{b \sqrt{\sigma_B}}{d_b} \quad (\text{付 6})$$

(N/mm²)

$$v_{f,s} = 1.80 \left(\frac{E_f}{E_s} \right)^{0.543} \quad (\text{付 7})$$

 N_t : 主筋の本数 d_b : 主筋の径 $v_{f,p}$: 繊維横補強筋の帯筋としての有効係数 $v_{f,s}$: 繊維横補強筋の中子筋としての有効係数 E_f : 繊維横補強筋の弾性係数(PAF フィラメント: 35GPa) E_s : 帯鉄筋の弾性係数

付録 2

シートの方法²⁾によるせん断強度計算値 V_{su} は、下式を用いて AIJ 終局強度指針¹²⁾により算出した。

$$\Sigma p_w f_{yh} = p_{ws} f_{yh} + v_f (p_{wf,h} + p_{wf,s}) f_f \quad (\text{付 8})$$

$$v_f = 0.08 + \frac{0.9}{\left(\Sigma p_w f_{w0} / \sqrt{\sigma_B} \right)^{1.05}} \leq 1 \quad (\text{付 9})$$

$$\Sigma p_w f_{w0} = p_{ws} f_{yh} + (p_{wf,h} + p_{wf,s}) f_f \quad (\text{付 10})$$

 v_f : 有効係数

(2005年9月10日原稿受理, 2006年1月27日採用決定)