

論文 HFRCC を用いた柱部材の破壊性状予測に関する実験的研究

鶴飼 和也*1・迫田 丈志*2・前田 匡樹*3・三橋 博三*4

要旨: 高強度鋼繊維と合成繊維を混入したハイブリッド型繊維補強セメント系複合材料(HFRCC)を用いた柱の曲げせん断実験を行った。昨年度の実験では、実設計で避けるべき脆性破壊に至った試験体が存在した。そこで本研究では、せん断余裕度と HFRCC が負担するせん断応力度 ($\tau_{HF}=(Q_{mu}-Q_{su})/bj$) を実験因子として脆性破壊を避けるよう設計し実験を行った。結果、軸力支持能力を完全に失うような脆性破壊を防ぐことができた。既往の研究結果の分析を行い、 τ_{HF} が HFRCC の引張強度 σ_T 程度に抑えられれば変形能力が確保され、せん断余裕度と τ_{HF} により設計を行うことで詳細な破壊モードの判別ができる可能性を確認した。

キーワード: ハイブリッド型繊維補強セメント系複合材料, 柱, 破壊モード, 限界変形

1. はじめに

近年、セメント材料を繊維で補強した複合材料で、曲げ応力下において複数ひび割れ特性を示し、曲げ、引張、圧縮破壊時の靱性が大幅に向上する高靱性セメント複合材料の研究が積極的に行われ、使用される繊維の種類も多様化している。本研究で用いる材料は、補強機能の異なる2種類の繊維でマトリックスを補強したハイブリッド型繊維補強セメント系複合材料(Hybrid Fiber Reinforced Cement-based Composites, 以下 HFRCC)¹⁾である。この材料は、合成繊維(ポリエチレン繊維[PE])と、高強度鋼繊維(スチールコード[SC])の2種類の繊維を用いることで、各繊維の特性と、異なる繊維の相互作用によって、高い靱性を実現している(図-1)。

既往の研究²⁾では、ピロティ構造部材に適用することを目的として実験を行い、HFRCCのせん断補強効果や変形能力、大変形時の軸力支持能力、損傷低減効果を確認した。しかし、その中で $p_w \sigma_{wy} = 0.69 \text{ N/mm}^2$ と帯筋量が少ない V-HF0.69 が、曲げ降伏後に急激なせん断破壊に至った(図-2)。これは、実設計において避けるべき危険な破壊性状であった。そのため本研究では、このような脆性破壊を避けるため破壊モードのより詳細な判別を可能にするべく、既往の研究を基準とした実験を行い、その結果と過去の実験結果や既往の研究結果をあわせて分析を行うことで、HFRCCの破壊性状を予測できる新たな指標の提案を行うことを目的とする。

$$Q'_{su} = b j_i (p_w \sigma_{wy} + \sigma_T) \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D v \sigma_B / 2 \quad (1)$$

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

使用する記号は文献5)参照

$$\tau_{HF} = \tau_{mu} - \tau_{su} = Q_{mu} / bj - Q_{su} / bj \quad (2)$$

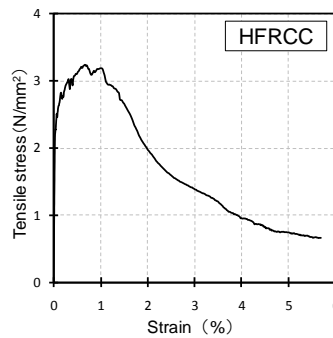


図-1 HFRCC 引張特性

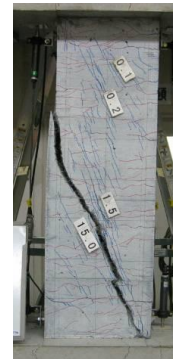


図-2 脆性破壊の様子 (V-HF0.69)

2. 実験概要

ピロティ階を有する10階建RC造集合住宅³⁾を想定建物とし、1/4スケールのピロティ柱について実験を行う。前述の通り本研究では、昨年度 V-HF0.69 試験体²⁾で曲げ降伏後に急激なせん断破壊に至ったことを考慮し、V-HF0.69 を基準とし比較的せん断余裕度を高めた試験体の2体をせん断余裕度 (Q'_{su}/Q_{mu}) および HFRCC の負担せん断応力比 (τ_{HF}/σ_T , σ_T : HFRCC の引張強度) を実験因子として実験を行う。ここで、建築学会・終局強度指針 A 法式⁴⁾のトラス機構の項に HFRCC の引張強度 σ_T を累加して求めたせん断終局強度⁵⁾を Q'_{su} (式(1))とした。曲げ終局強度 (Q_{mu}) は中段筋を考慮した略算式⁶⁾から求めた。また、HFRCC の負担せん断応力度 τ_{HF} を(2)式のように定義して設計に用いた。式(2)で、第1項は曲げ降伏時の断面の平均せん断応力度、第2項は HFRCC の引張強度 σ_T を無視したせん断耐力 Q_{su} をせん断応力度に換算したもので、これらの差 τ_{HF} (HFRCC の負担せん断応力度と呼ぶ) は、曲げ降伏するために HFRCC が負担するべきせん断応力度と考えることにした。

*1 東北大学 工学研究科 都市・建築学専攻 修士課程 (正会員)

*2 東北大学 工学研究科 都市・建築学専攻 助手 修士(工学) (正会員)

*3 東北大学 工学研究科 都市・建築学専攻 准教授 博士(工学) (正会員)

*4 東北大学 工学研究科 都市・建築学専攻 教授 工博 (正会員)

2.1 試験体

表-1に試験体一覧を、図-3に試験体配筋図を示す。HFRCC (F_c45相当)を用いて、断面は250mm角、内法スパン800mmとした。危険断面での打ち継ぎによる影響を考慮し、柱をスタブ内に200mm飲み込ませた。

V-HF12_10は、V-HF0.69と断面・主筋を同一にして横補強筋を増やすことでせん断余裕度 (Q'_{su}/Q_{mu}) を1.06から1.2、 τ_{HF}/σ_T を1.31から1とした試験体である。V-HF10_09は、主筋量を増やし曲げ耐力を上げると同時に、横補強筋量を増やすことで Q'_{su}/Q_{mu} を1.0、 τ_{HF}/σ_T を0.9とした試験体である。3体のうちV-HF10_09にのみ帯筋に高強度せん断補強筋 KSS785を使用した。

2.2 材料強度

表-2にHFRCCの調査表を示す。HFRCCの引張強度 σ_T はJCI基準⁷⁾に従い4点曲げ試験から求めた。使用した鉄筋の力学的特性を表-3に示す。

2.3 加力計画

荷重装置を図-4に示す(図中の矢印は軸力、せん断力の正方向)。荷重はピロティ建物の側柱を想定して変動軸力とし、逆対称曲げモーメントが生じるようにせん断力を与え、変形角が $\pm 1.25 \times 10^{-3} \sim 80 \times 10^{-3} \text{rad}$ の範囲において正負繰り返し制御を行った。軸力は、図-5に示すとおり、せん断力0で長期軸力($0.15bDF_c=422\text{kN}$)とし、せん断力に比例させ、最大引張軸力を -394kN 、最大圧縮軸力を $0.4bDF_c=1125\text{kN}$ とした。

3. 実験結果

3.1 破壊過程と荷重-変形関係

荷重-変形角関係を図-6に、各試験体の $10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時、 $15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時、最終破壊時のひび割れ状況を図-7に示す。正側加力時の破壊過程について述べる。

表-1 試験体一覧

試験体名	V-HF12_10	V-HF10_09	V-HF0.69
断面 (mm)	250×250		
コンクリート	HFRCC		
$\sigma_B(\text{N/mm}^2)$	55.3	59.5	48.6
主筋	12-D13 SD345	12-D19 SD345	12-D13 SD345
帯筋	2-D6@67 SD295		2-D6@110 SD295
$\sigma_T(\text{N/mm}^2)$	3.4	3.4	2.72
Q'_{su}/Q_{mu}	1.2	1.0	1.06
τ_{HF}/σ_T	1.0	0.9	1.31
$p_w O_{wy}$	1.04	3.48	0.69

σ_B : コンクリート圧縮強度, σ_T : HFRCC引張強度
 σ_y : 主筋降伏強度, σ_{wy} : 帯筋降伏強度, p_w : 帯筋比

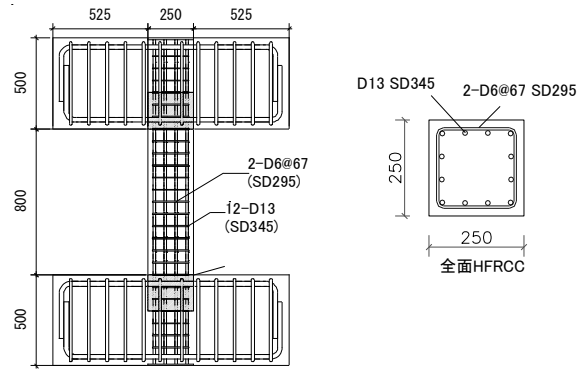


図-3 試験体配筋図 (V-HF12_10)

表-2 HFRCC 調査表

(W+SP)/B wt. %	SF/B wt. %	S/B wt. %	SP/B wt. %	PE vol. %	SC vol. %
45	15	45	0.9	0.75	0.75

SF: シリカフェーム, S: 珪砂, SP: 高性能減水剤
 B=SF+C, PE: ポリエチレン繊維, SC: 鋼繊維

表-3 鉄筋材料特性

鉄筋種	降伏応力度 (N/mm^2)	降伏歪 (μ)	ヤング係数 ($\times 10^5 \text{N/mm}^2$)	引張強度 (N/mm^2)
D13(SD345)	380	2233	1.80	540
D19(SD345)	386	2308	1.67	564
D6(KSS785)*	910	7749	1.59	1165
D6(SD295)*	273	4051	1.31	462

*0.2% オフセット耐力

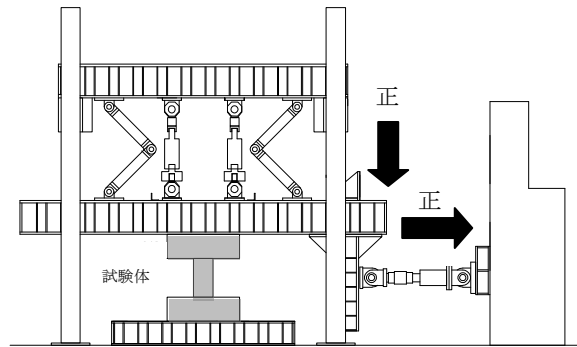


図-4 荷重装置

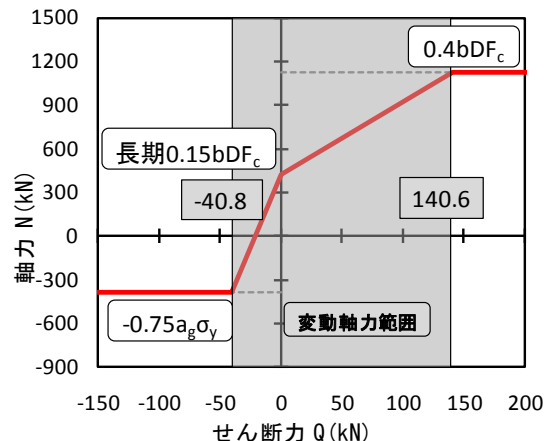


図-5 変動軸力

・ V-HF12_10

部材角 2.5×10^{-3} rad. 曲げひび割れが発生した。 5×10^{-3} rad. のサイクルで主筋が圧縮降伏した。 10×10^{-3} rad. 時、せん断ひび割れが発生した。 15×10^{-3} rad. 時、せん断ひび割れが拡大、増加した。 20×10^{-3} rad. 時に最大耐力をむかえ加力方向直交面に圧壊による縦ひび割れが発生。 30×10^{-3} rad. 時、帯筋が降伏した。 40×10^{-3} rad. 時、危険断面のひび割れが顕著になり、コンクリートの圧壊ではらみが見られた。 60×10^{-3} rad. 時、曲げ・せん断ひび割れともに増加した。 80×10^{-3} rad. 時、コンクリートの圧壊が顕著になり主筋が座屈し、破断したため载荷を終了した。

・ V-HF10_09

部材角 2.5×10^{-3} rad. のサイクルで曲げひび割れが発生した。 10×10^{-3} rad. 時、せん断ひび割れが発生、主筋が圧縮降伏した。 20×10^{-3} rad. 時にせん断ひび割れが大幅に増加、 30×10^{-3} rad. 時に最大耐力をむかえた。 60×10^{-3} rad. 時に帯筋が降伏し、せん断ひび割れも急激に開くなどせん断破壊の傾向が見られた。 80×10^{-3} rad. 時、せん断ひび割れが拡大し、耐力も大きく低下した。その後2サイクル目で耐力が著しく低下したため载荷を終了した。

・ V-HF0.69

部材角 5×10^{-3} rad. のサイクルで曲げひび割れ、主筋の圧縮降伏を確認した。 10×10^{-3} rad. でせん断ひび割れが発生した。 15×10^{-3} rad. で縦ひび割れが発生した。 17×10^{-3} rad. で主筋と帯筋が引張降伏、 20×10^{-3} rad. で最大耐力をむかえた。 30×10^{-3} rad. 直前で突然せん断ひび割れが大きく開き、帯筋が破断して急激に耐力が低下し破壊に至った。

3.2 計算値との比較

各試験体の強度計算値と実験値との比較を表-4、図-6 に示す。試験体の初期剛性は曲げとせん断を考慮した弾性式、剛性低下率は菅野式、曲げひび割れ強度は略算式から求めた。図中の破線はせん断耐力を示しており、 Q'_{su} は塑性変形角 $R_p=0$ とした時の値を示している。計算値との比較を行うと、初期剛性、曲げひび割れ強度は計算値より低い結果となった。また、計算上 $Q'_{su}=Q_{mu}$ となる変形角 caR_u 以降も耐力を維持しているため変形性能は安全側に評価されている。なお、 Q_{mu} に対する繊維の影響は小さいため考慮しないこととした。

表-4 実験値-計算値比較

試験体		K	Q_{mcr}	Q_{mu}
		kN/mm	kN	kN
V-HF12_10	計算値	128	144	338
	実験値	67	113	357
V-HF10_09	計算値	127	145	478
	実験値	81	124	469

K : 初期剛性, Q_{mcr} : 曲げひび割れ強度, Q_{mu} : 曲げ終局強度

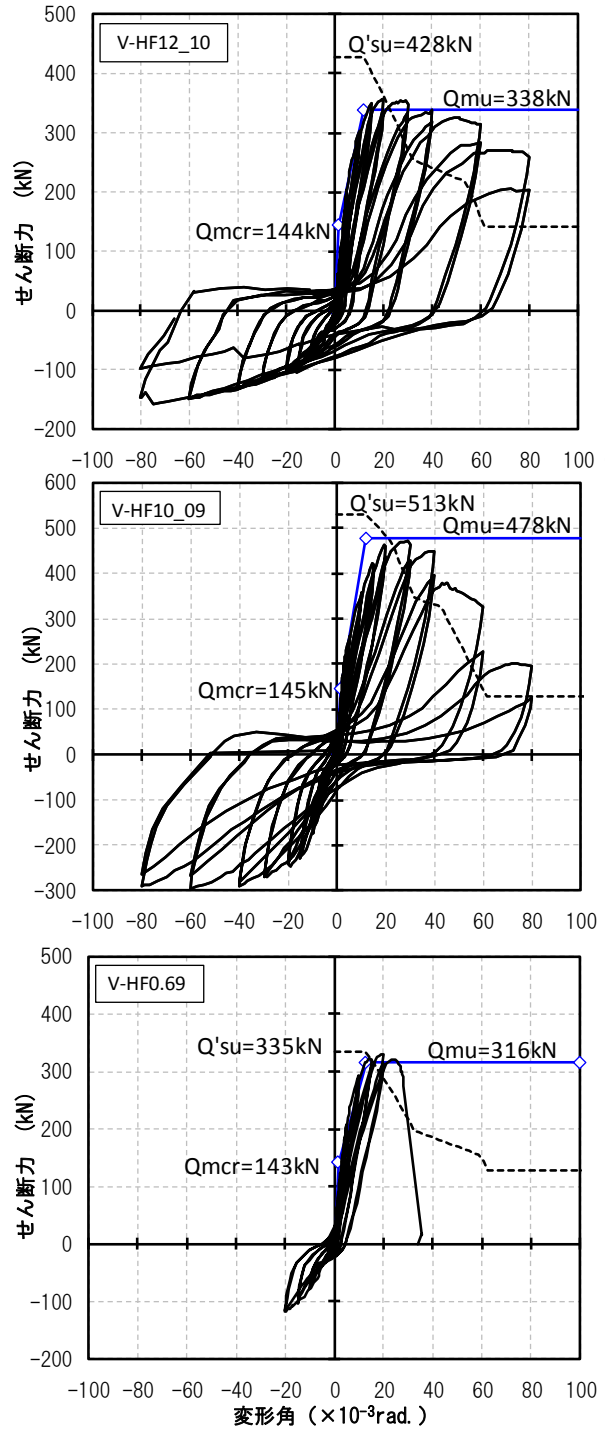


図-6 荷重-変形角関係

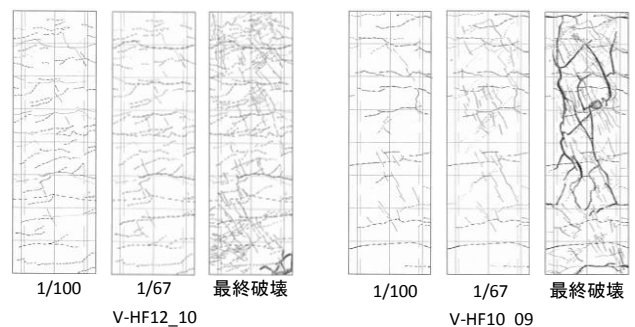


図-7 試験体ひび割れ図

3.3 限界変形

限界変形角について本論では、耐力が最大耐力の8割 ($0.8Q_{max}$) まで劣化した時の変形角をせん断抵抗限界, 最大変動軸力 N_{max} (軸力比 $\eta = 0.4$), 長期軸力 N_0 ($\eta = 0.15$) を支持できる限界の変形角をそれぞれ変動軸力支持限界, 長期軸力支持限界と定義し, 試験体ごとに示す。図-8 に軸変形, 表-5 に各限界変形角を示す。軸変形は, 変位計により測定したクリアスパン内の鉛直方向の変形である。V-HF0.69 は, $30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 直前で急激なせん断破壊を起こしたため, せん断破壊に至る前のサイクルのピーク時 $20 \times 10^{-3} \text{rad}$ を各限界変形角とした。V-HF12_10 は, $60 \times 10^{-3} \text{rad}$ でせん断抵抗限界をむかえたが, 最終破壊に至っても最大変動軸力, 長期軸力を支持できていた。V-HF10_09 は, $40 \times 10^{-3} \text{rad}$ でせん断抵抗限界をむかえ, その後 $80 \times 10^{-3} \text{rad}$ で変動軸力支持限界をむかえ, せん断破壊により耐力低下が進んだものの最終破壊時においても長期軸力を支持できる結果となった。V-HF12_10 と V-HF10_09 の実験から, τ_{HF} を σ_T 以下として設計することで過去の事例にあるような急激なせん断破壊を起こすことなく, 最終破壊時においても長期軸力を支持できる結果が得られた。また, HFRCC 試験体において計算上の限界変形角 $calR_u$ ($Q_{mu} = Q'_{su}$ となる変形角) と実験から得られた各限界変形角の比較をすると安全側の評価となっていることが分かる。

3.4 破壊モードの考察

図-9 に各試験体の変形割合を, 図-10 に各試験体の横ひずみの推移を示す。なお横ひずみは, 帯筋に沿うように設置した変位計から得られたデータのひずみ換算値である。V-HF12_10 は, 最終破壊時まで曲げ変形成分が8割を占め, 横ひずみも進行していないことから曲げ破壊であったと言える。それに対して, V-HF10_09 は $5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時からせん断変形成分が増加し始め $40 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降をみるとせん断変形割合が5割を占め横ひずみも著しく増加していることから V-HF0.69 と同様に曲げ降伏後のせん断破壊に至っていることが分かる。しかし, V-HF0.69 では急激に横ひずみが増加し, 最終的に長期軸力を支持できず破壊に至ったのに対して, V-HF10_09 は $80 \times 10^{-3} \text{rad}$ という大変形時にも長期軸力を支持してい

表-5 限界変形角

試験体名	$0.8Q_{max}$	N_{max}	N_0	$Q'_{su} = Q_{mu}$
	$expR_u$			$calR_u$
	$\times 10^{-3} \text{rad}$.			$\times 10^{-3} \text{rad}$.
V-HF12_10	60	—	—	22
V-HF10_09	40	80	—	21
V-HF0.69	20	20	20	18

$expR_u$: 限界変形角実験値, $calR_u$: 限界変形角計算値

たという点で両者の破壊モードは大きく異なっているといえる。

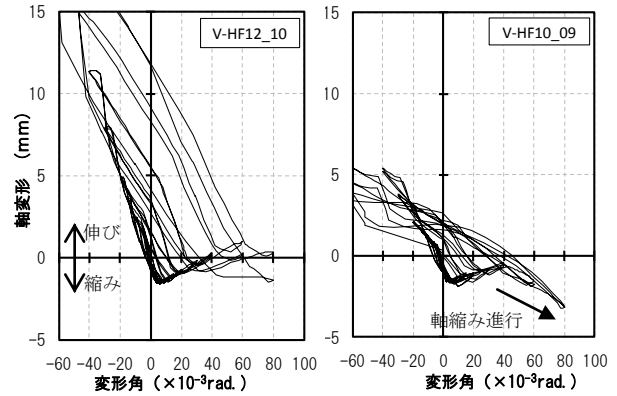


図-8 軸変形

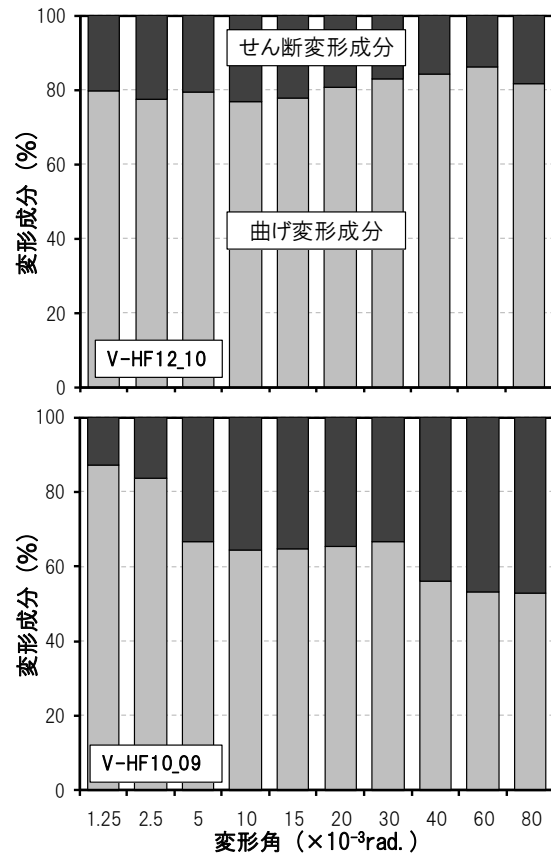


図-9 変形割合

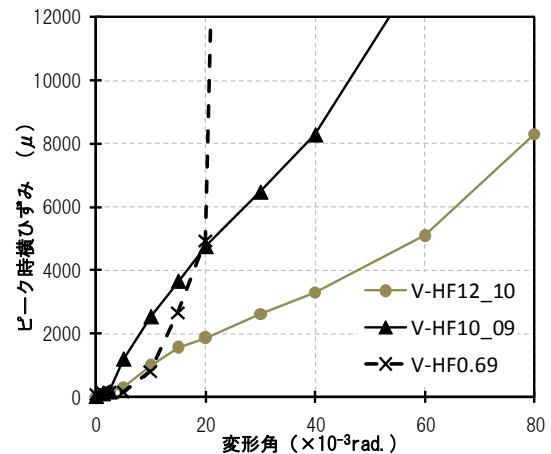


図-10 横ひずみ推移

4. 耐力と変形性能の評価法の検討

HFRCC を用いた柱部材を設計するためには、部材耐力・変形性能の評価が必要である。そこで、今回の実験結果に既往の研究^{2),7),8),9)}を加え、(1)式を用いて実験データを評価し、強度・変形性能の予測精度、破壊モード判別の精度検証を行い、評価の妥当性を検討した。また、試験体の各パラメータが破壊性状に及ぼす影響を考察することで曲げ降伏後の脆性破壊を防止するための条件について検討した。以下では HFRCC の引張強度 σ_T の寄与を無視して ((1)式で $\sigma_T=0$ とした) 求めたせん断耐力を Q_{su} とする。ここで試験体の破壊モードをせん断破壊 (S 破壊)・曲げ降伏後のせん断破壊 (FS 破壊)・曲げ破壊 (F 破壊) の3つのモードに分類した。

4.1 せん断耐力・破壊モード、変形能力の予測精度

図-11 及び図-12 に、せん断耐力計算値 Q_{su} 及び Q'_{su} と最大耐力の実験値の比較をそれぞれ示す。各図は、横軸、縦軸を曲げ終局強度計算値 Q_{mu} で基準化している。

図-11 によると、引張強度 σ_T を無視すると、せん断破壊した試験体 (×) のせん断耐力をかなり過小評価し、せん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu} が 0.5~0.8 程度の範囲でも曲げ降伏した試験体 (▲, ●) が含まれることから、引張強度 σ_T の効果を考慮しないと破壊モードも適切に判定できない結果となっている。

引張強度 σ_T を考慮してせん断耐力を求めた図-12 によると、せん断破壊した試験体 (×) に対して、全て実験値 Q_{max} が計算値 Q'_{su} を上回り安全側に評価できている。せん断強度の予測精度は、 (Q_{max}/Q'_{su}) が 1.15~1.47 の範囲で、平均値が 1.29 であった。破壊モードの予測については、せん断余裕度 $Q'_{su}/Q_{mu}=1$ 付近で、曲げ降伏に達するか (▲, ●)、降伏前にせん断破壊するか (×) が判別されており、予測精度がよいと言える。しかし、帯筋量が少なく V-HF0.69 のように曲げ降伏後においても急激な脆性破壊を起こすことがあり、建物の設計では防止すべき危険な破壊モードであると考えられるので、次節において、塑性変形能力の評価法と曲げ降伏後に生じる脆性破壊を防止するための条件について検討することとする。

図-13 に(1)式により求めた計算上の塑性変形角 ($Q'_{su}=Q_{mu}$ となる変形角, $calR_p$) と実験での塑性変形角 (せん断力が最大耐力の8割まで低下した変形角, $expR_p$) の比較を示す。これにより変形能力の予測精度の検討を行う。曲げ降伏後にせん断破壊した試験体 (▲) は、曲げ破壊した試験体 (●) と比較すると、計算値・実験値ともに塑性変形角が小さい。実験値に対する計算値の安全率 (実験値/計算値) は平均3程度であり、安全側の評価であるといえる。

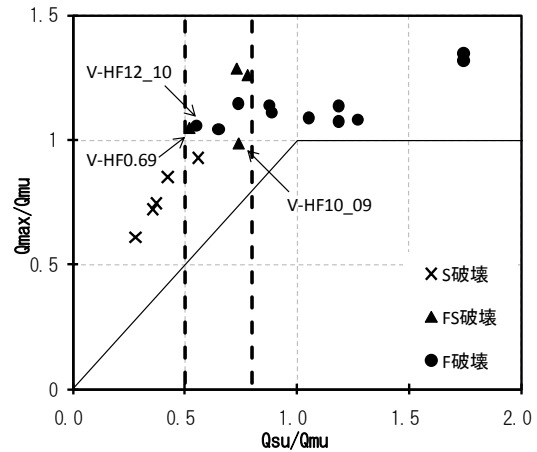


図-11 引張強度を無視した耐力式の整合性

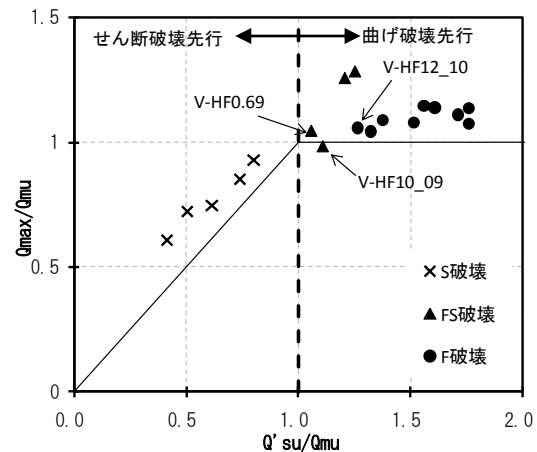


図-12 引張強度を考慮した耐力式の整合性

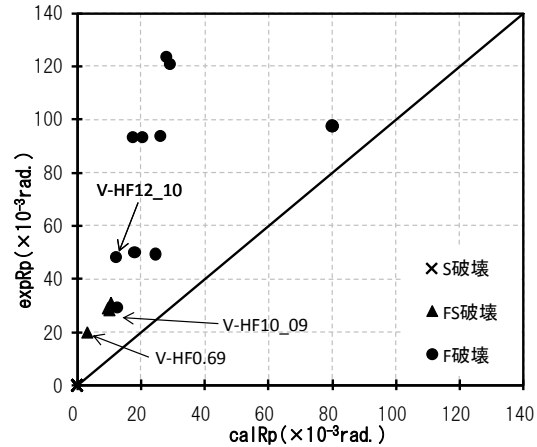


図-13 塑性変形角計算値と実験値の比較

4.2 脆性破壊防止のための条件

図-14 に HFRCC の負担せん断応力 (2)式) の HFRCC の引張強度に対する比 (τ_{HF}/σ_T) と実験での塑性変形角 R_p の関係を示す。図より、HFRCC の負担が増え、 τ_{HF}/σ_T が大きくなるにつれ変形能力が低下する傾向がみられる。特に、 τ_{HF} が σ_T を上回った場合 ($\tau_{HF}/\sigma_T > 1$)、急激に変形能力が失われる。4点曲げから算出される σ_T と一軸引張試験結果の σ_{max} はほぼ対応することが既往の研究¹⁰⁾で確認されていることから、引張応力ひずみ関係 (図-15) を考えると、 τ_{HF} が σ_T を超えると歪硬化後の軟化領域に入り、脆性破壊に至ることが考えられる。

図-16にHFRCCの負担せん断応力の引張強度に対する比(τ_{HF}/σ_T)と引張強度 σ_T を考慮したせん断余裕度(Q'_{su}/Q_{mu})の関係を示した。図より、せん断余裕度 Q'_{su}/Q_{mu} が小さくなると、HFRCCの負担せん断応力 τ_{HF} が大きくなり、破壊モードも脆性的になる傾向がみられる。V-HF0.69($\tau_{HF}/\sigma_T=1.31$)が完全に軸力支持能力を失ったこと、V-HF12_10($\tau_{HF}/\sigma_T=0.99$)とV-HF10_09($\tau_{HF}/\sigma_T=0.81$)をはじめ $Q'_{su}/Q_{mu}>1$ 、 $\tau_{HF}/\sigma_T < 1$ として設計された試験体すべてにおいて最終破壊時における長期軸力支持を確認した。このことから引張強度 σ_T を考慮したせん断余裕度(Q'_{su}/Q_{mu})に加えHFRCCの負担せん断応力のHFRCCの引張強度に対する比(τ_{HF}/σ_T)による設計を行うことで、長期軸力支持能力を失うような脆性破壊を防止できると考えられる。

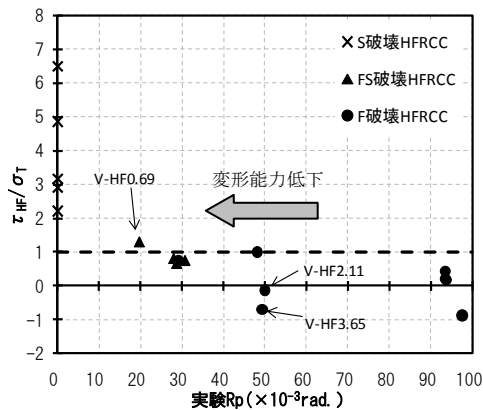


図-14 τ_{HF} と変形能力

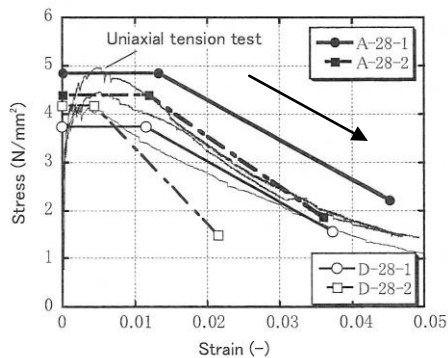


図-15 4点曲げ・一軸引張試験結果の比較¹⁰⁾

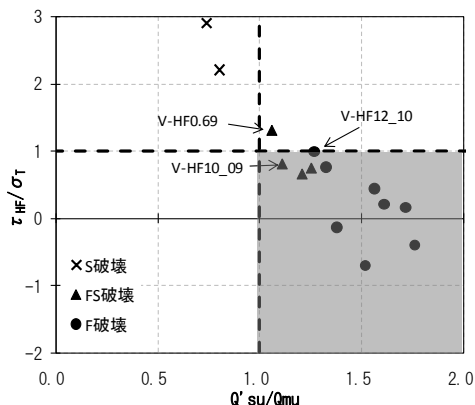


図-16 τ_{HF}/σ_T とせん断余裕度 Q'_{su}/Q_{mu} の関係

5. まとめ

既往の研究で脆性破壊した試験体を基に、同様な破壊を防ぐような試験体を設計し柱部材の実験を行い、データ分析を行った結果、以下の3点を確認した。

- (1) 実験において、せん断余裕度を上げ、曲げ降伏時のHFRCCの負担せん断応力 τ_{HF} を引張強度 σ_T と同等となるように設計した試験体は、2体とも最終破壊時においても長期軸力を支持する結果となった。
- (2) HFRCCの引張強度 σ_T を考慮したせん断耐力を用いることで破壊モード、変形性能を適切に評価できることを確認した。
- (3) せん断余裕度を1以上、 τ_{HF} を σ_T 以下程度に制限することで、脆性破壊を防止できる可能性がある。

謝辞

本研究は、平成18年度科学研究費補助金(基盤研究A一般: 課題番号 18206058, 研究代表者 三橋博三)の援助を受けて実施しました。謝意を表します。また実験にあたり、東北大学 青木貴氏, 菊田貴恒氏, 石川直哉氏, キングモンクト工科大学 Tummapetch Nitikorn氏にお手伝い頂いたことをここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会: 高靱性セメント複合材料を知る・作る・使う, 2002
- 2) 鶴飼和也ほか: 変動軸力を受けるHFRCC柱の構造性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.31, No.2, pp.1279-1284, 2009
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算用資料集「15章ピロティ階のある集合住宅設計例」, 2001
- 4) 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, 1988
- 5) 永井寛ほか: 高靱性繊維補強セメント複合材料を用いたダンパ部材の構造性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.1513-1518, 2004
- 6) 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
- 7) JCI基準: 繊維セメント系複合材料の曲げモーメント-曲率曲線試験法 (JCI-S-003-2005)
- 8) 田邊裕介ほか: ハイブリッド型繊維補強セメント系複合材料を用いた柱及び耐震壁の構造性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.30, No.3, pp.1411-1416, 2008
- 9) 諏訪田晴彦: ひずみ硬化型引張特性を有する高靱性セメント系複合材料を用いたダンパー部材のせん断挙動に関する研究, 博士学位申請論文, 2008
- 10) 三橋博三ほか: 高靱性セメント複合材料の簡易型引張性能評価法に関する研究, Cement Science and Concrete Technology, No.60, 2006