

1. 研究の背景と目的

近年、セメント材料を短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¹⁾。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)²⁾である。この材料は、マイクロレベルのひび割れを補強する短く細い合成繊維(ポリエチレン繊維, ポリビニルアルコール繊維)と、メゾレベルのひび割れを補強する特殊加工された鋼繊維の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)

そこで本研究では、HFRCCの構造部材への適用を検討することを目的とし、HFRCCを用いた定軸力せん断柱、ピロティ架構を想定した変動軸力曲げ柱及び曲げ先行型耐震壁の静的載荷実験を行い、普通コンクリート試験体との比較を行い構造性能と損傷制御性能について論じる。変動軸力曲げ柱試験体には、HFRCCをかぶり部分の外殻プレキャストに用いたものも含めた。

2. 定軸力柱実験

2.1 試験体概要

試験体一覧を表-1に試験体図を図-2に示す。試験体は実験因子をコンクリートの種類、繊維の種類、横補強筋比とした5体とした。断面 $b \times D = 200 \times 400\text{mm}$ 、せん断スパン比 $M/QD=1$ とし、せん断破壊型試験体を想定した。表-2に HFRCC の調査表を示す。柱部分に HFRCC を用いた試験体は柱をスタブ内に 200mm 埋め込み危険断面でのすべり破壊を防止した。普通コンクリート ($F_c=45\text{N/mm}^2$) の引張強度は割裂試験から、HFRCC の引張強度は JCI 基準に従い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。普通コンクリートを用い

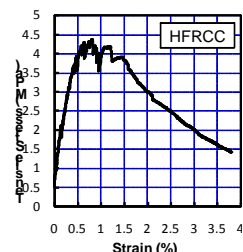


図-1 HFRCC 材料特性

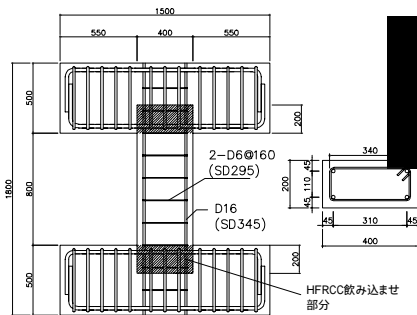


図-2 配筋図例(HF-PE-02)

た N-02, N-04 のせん断余裕度 (Q_{su}/Q_{mu}) は、各 0.71, 0.77 である。

2.2 加力方法・計測方法

載荷は鉛直ジャッキにより一定軸力(軸力比 $N/bDF_c=0.12$, 450kN)を加え上下スタブを平行に保ち、柱の中央高さが反曲点となるように載荷した。載荷履歴は、部材角 $R=\pm 2.5/1000\text{rad}$ を 1 サイクル行った後、 $R=\pm 5, 10, 15, 20, 30, 40/1000\text{rad}$ を 2 サイクル行い、1 サイクルずつ $R=\pm 60, \pm 80, +100/1000\text{rad}$ まで載荷した。ひび割れ計測はクラックスケールにより、目標変形角時と除荷時に目視計測し記録した。

2.3 実験結果

2.3.1 せん断力 - 部材角関係と破壊経過

図-3に代表的な最終破壊状況とせん断力 - 部材角関係を示す。N-02 試験体は部材角 $2.5/1000\text{rad}$ 時に曲げひび割れ、せん断ひび割れが発生し、部材角 $+5/1000\text{rad}$ の 1 サイクル目でせん断破壊し、N-04 試験体は、 $15/1000\text{rad}$ 時に軸力を保持できなくなった。一方 HFRCC を用いた試験体では、最終サイクルの $100/1000\text{rad}$ までほとんど耐力の低下もなく、軸力を十分保持し変形性能が大きく向上した。ひび割れ状況も、危険断面の曲げひび割れが大きく開いたものを除くと細かいせん断ひび割れが分散して柱全体に発生し、除荷時にはほとんどのひび割れが閉じた。また、かぶりコンクリートの剥離などもなく、普通コンクリートに比べ損傷を大きく低減できることが分かった。横補強筋のない HF-PE-00 試験体においても HF-PE-02 と同等の性能を示した。HFRCC 試験体の破壊の特徴としては、部材角 $20/1000\text{rad}$ を超えた変形から、危険断面 1 箇所曲げひび割れとして集中した。

表-2 HFRCC 調査表

[Redacted Table Content]	
--------------------------	--

表-3 鉄筋材料特性

[Redacted Table Content]	
--------------------------	--

表-1 定軸力柱試験体一覧

[Redacted Table Content]	
--------------------------	--

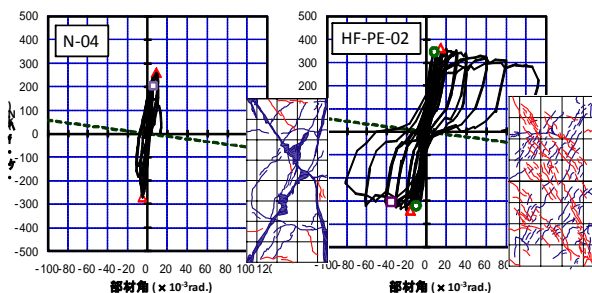


図 - 3 せん断力 - 部材角関係と破壊状況

2.3.2 ひび割れ幅の推移

除荷時の最大せん断ひび割れ幅の推移を図 - 4 に示す。図には、本研究室で過去に行った、せん断スパン比 2 の曲げ降伏後せん断破壊した普通コンクリート試験体 (N-02, N-04) の結果を合わせて示す。HFRCC 試験体は、部材角が 40/1000rad.まで進んでも最大せん断ひび割れ幅は 0.3mm 以下に留まり、RC 部材と比較して損傷度を抑えられることがわかる。

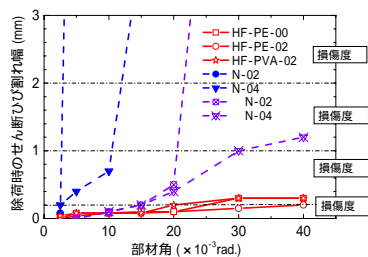


図 - 4 ひび割れ幅の推移

2.3.3 横補強筋のひずみ

各試験体の正加力時における横補強筋の歪分布を図 - 5 に示す。N-02 試験体は部材角 5/1000rad.で横補強筋の歪度が降伏歪を超え、せん断破壊に至った。一方、HFRCC を用いた試験体の歪度は大変時まで低い値を示した。せん断歪分布は均等であり、HFRCC がせん断抵抗に寄与していることがわかる。

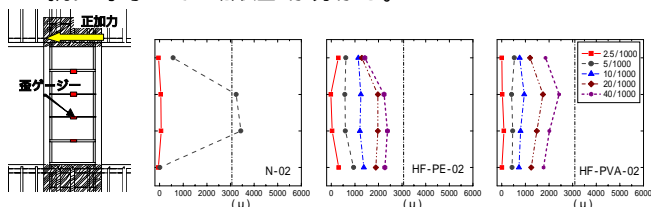


図 - 5 横補強筋の歪分布

2.3.4 計算値との比較

HF-PE-00 と HF-PE-02 試験体の強度計算値と実験値の比較を図 - 6 に示す。試験体の初期剛性は弾性式から、剛性低下率 γ は菅野式から、降伏強度 (Q_{mu}) は曲げ強度略算式から求めた。また、せん断終局強度 (Q_{su}) は A 法式²⁾のトラス機構の項に HFRCC の引張強度 t を累加して求めた。塑性回転角に伴う圧縮強度等の低減は普通コンクリートと同様と仮定し、圧縮強度の有効係数 α には $1.7 B^{-0.333}$ を用いた。

$$Q_{su} = b \cdot j_c (p_w \cdot \sigma_{wy} + \sigma_t) \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (1)$$

$$\beta = \frac{(1 + \cot^2 \phi)(p_w \cdot \sigma_{wy} + \sigma_t)}{v \cdot \sigma_B}, \quad v = (1 - 20R_p) v_0$$

σ_t : HFRCC の引張強度

せん断強度は、 t を考慮することにより $Q_{su} > Q_{mu}$ となり、破壊モードを評価できた。保証ヒンジ回転角

(R_p) に各部材角を代入して求めたせん断強度 (Q_{su}) をみると、計算上 $Q_{mu} = Q_{su}$ となる変形角以降においても実験値は耐力を十分保持しており、HFRCC の変形性能は安全側に評価されていることが分かる。

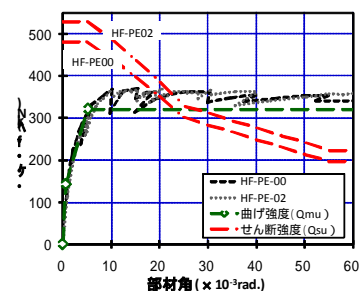


図 - 6 計算値との比較

3. ピロティ構造建物を想定した実験

2 章の定軸力柱実験から HFRCC の高いせん断補強効果を確認できた。そこで、HFRCC の適用場所として大きな変動軸力とせん断力が生じるピロティ構造建物の柱及び耐震壁を想定し、1 階部分を模擬した約 1/4 縮小モデルによる静的繰返し漸増載荷を行った。

3.1 試設計建物

本研究で検討対象とした構造物は、ピロティ階を有する 10 階建 RC 造集合住宅である。検討対象建物の伏図を図 - 7 に示す。この建物は、文献 3) の構造計算例を参考に、平面形状や部材断面を設定したものであり、X (桁行) 方向は 6.5m x 6 スパンの純ラーメン構造、Y (梁間) 方向は 1 スパンの架構で、7 フレーム中、両妻の X0, X6 フレーム、および中央の X3 フレームは連層耐震壁架構、残りの X1, X2, X4, X5 フレームは、1 階のみに耐震壁のないピロティ架構となっている。Y 方向のスパン長は、文献 1) の設計例では 12m であるが、後述する耐震壁の部材実験の試験体の寸法との関係から 8m とした。

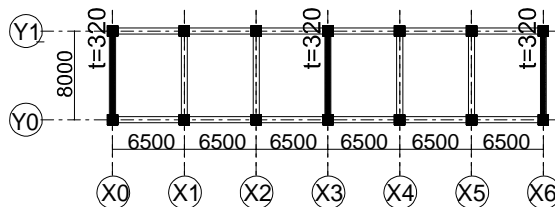


図 - 7 1F 伏図

3.2 試験体

(1) 柱試験体

表 - 4 に試験体一覧を示す。試験体は、試設計建物の 1 階ピロティ柱を 1/4 縮小モデルにしたもので、 $b \times D_{mm} = 250 \times 250$ mm, 内法スパンは $L = 800$ mm とした。普通コンクリート ($F_c = 45$ N/mm²) を用いた V-N 試験体を基準とし、V-HF は柱全面に HFRCC を用いた試験体、V-HF-P はかぶり部分にのみ HFRCC を用いた試験体とした。V-HF 試験体は、HFRCC の補強効果を考え V-N 試験体の $p_w \cdot \gamma$ と V-HF 試験体の $p_w \cdot \gamma + t$ が同等の値になるように配筋を決定した。V-HF-P は、帯筋を配した HFRCC 外殻部分を打設し、後日コア部分に主筋を配し普通コンクリートを打設した。配筋などは V-HF と同じにしている。外殻部分には軸力が入らないように、コア部分より 10mm ずつ短く製作し、この部分にはパッキン材を挟んでいる。

(2) 耐震壁試験体

試験体一覧を表 - 5 に、試験体の配筋図を図 - 8 に示す。試験体は、試設計建物を縮小した N-W 試験体と、壁パネル部分に HFRCC を用いた HF-W 試験体である。1.5 層 1 スパンで、壁パネル厚さ $t=80\text{mm}$ 、内法幅 $l_w'=1750\text{mm}$ とし、HF-W 試験体では、壁筋を減らしている。また HF-W 試験体は定着用の鉄筋を N-W 試験体と同ピッチ配している。

3.3 加力方法

加力は、 $R = \pm 1.25, 2.5, 5, 10, 15, 20, 30, 40/1000\text{rad}$ を各 2 サイクルとし、耐震壁は $1/1600$ を 1 サイクル実施した。

(1) 柱試験体

柱にはピロティ建物の側柱として変動軸力を考慮し、逆対称曲げモーメントが生じるようにせん断力を与えた。柱の軸力は最大引張時 $0.75a_g \quad y = 249\text{kN}$ 、最大圧縮時 $0.4bDFc=1125\text{kN}$ となるように設定し、部材角 $\pm 2.5/1000\text{rad}$ 以下の区間において部材角に比例して変動させた。ここで、部材角 0 では長期軸力として $0.15bDFc = 422\text{kN}$ とした。押切り時は軸力比を $0.6 (=1700\text{kN})$ まで上げ、せん断力を載荷した。

(2) 耐震壁試験体

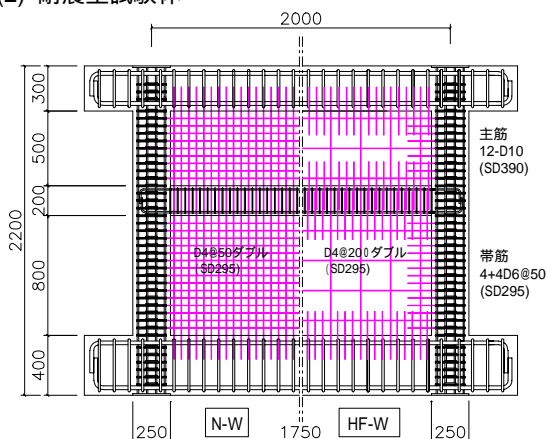


図 - 8 耐震壁試験体配筋図

表 - 4 柱試験体一覧

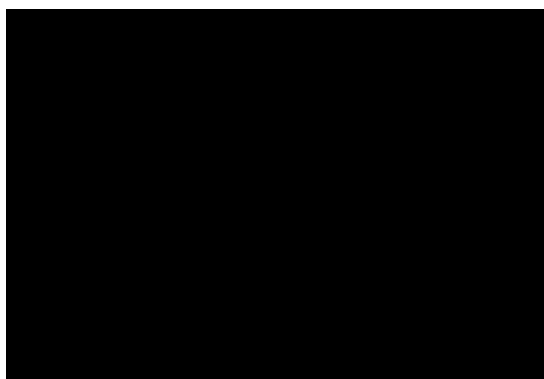


表 - 5 耐震壁試験体一覧

鉛直ジャッキにより一定軸力を加え(側柱に対する軸力比 $0.1=562\text{kN}$)、2 本の水平ジャッキによりせん断力を載荷した。耐震壁については壁脚部が曲げ降伏する連層耐震壁の 1 階を想定しており上下の水平ジャッキによりシアスパン比 M/QD を常に 1 に保ちながら載荷した。

3.3 実験結果

3.3.1 せん断力 - 変形角関係と破壊経過

(1) 柱のせん断力 - 変形角関係と破壊経過

図 - 9 にせん断力 - 変形角関係と最終破壊状況を示す。V-N 試験体は部材角 $10/1000$ で主筋が降伏し、部材角 $15/1000$ で最大耐力となった。その後圧壊とともに多少の耐力低下を生じたが、P- 効果によるものがほとんどであり部材角 $100/1000$ まで安定した挙動を示し、軸力を保持した。ひび割れについては曲げひび割れと圧壊が目立ち、縦ひび割れが多少発生した。

V-HF 試験体は、V-N 試験体と比較すると曲げひび割れ、せん断ひび割れとも分散して発生しており、除荷時のひび割れ幅も小さく、高軸力下でもマルチプルクラック効果を確認できた。また圧壊によりコンクリートの剥離が抑えられた。押切り時に、部材角 $30/1000$ 付近でせん断破壊し、軸力を保持できなくなった。

V-HF-P 試験体は小変形時においては、ひび割れが他の試験体に比べてさらに少ない性状を示した。 $5/1000$ に 0.04mm の縦ひび割れが発生し、それ以降変形が進むに従い、縦ひび割れが増加した。部材角 $20/1000\text{rad}$ サイクル載荷中に縦ひび割れが大きく開き、軸力を保持できなくなり破壊に至った。

(2) 耐震壁のせん断力 - 変形角関係と破壊経過

図 - 10 に層せん断力 - 層間変形角関係と最終破壊状況を示す。 $5/1000$ では柱主筋が降伏し、 $15/1000$ では壁板部分のせん断補強筋が降伏した。 $15/1000$ を超えて $20/1000$ へ向かう途中、突然壁板の圧壊が始まり、耐力が急激に低下した。その後は壁板部の耐力がほとんど無くなった。

HF-W 試験体の周辺フレームのひび割れ状況は N-W 試験体と同様であったが、HFRCC 壁板はせん断ひび割れが壁板全体に分散して発生した。壁板部分では除荷時にはひび割れは閉じた。変形角が $10/1000$ にすすむと壁パネルに 1mm 程度の曲げひび割れができ、 $15/1000$ の正負載荷で壁板両側の曲げひび割れがつながり、ひび割れの上部和下部が滑り始め耐力が低下し始め、最終的にせん断スリップ破壊した。これは、HFRCC はモルタルで粗骨材がないため、材料のピーク以降ひび割れが 1 箇所に集中するとその部分がすべるためであると考えられる。

3.3.2 ひび割れ幅の推移

変形角 10/1000rad.までの除荷時の最大ひび割れ幅の推移を図-11に示す。耐震壁試験体は、壁板のひび割れ幅を示す。10/1000rad.まで、HF-W 試験体のひび割れ幅は小さく 0.4mm 以下におさまっていることが分かる。柱試験体 V-HF はひび割れ幅が 0.1mm 以下に抑えられ、さらに V-HF-P は損傷が小さかった。また柱試験体では HFRCC を用いると、かぶりの剥離も抑制されている。

3.3.3 計算値との比較

先述(1)式を用いて、V-HF 試験体、V-HF-P 試験体の強度計算値と実験値との比較を行った。図-9、図-10に合わせて計算値を示している。高軸力下においても(1)式を用いてせん断強度を安全側に評価できるが、変形性能は RC 部材に比べて安全余裕度は低い値となっている。

3.3.4 HFRCC の破壊挙動

HFRCC 部材は、最終的にひび割れが 1 箇所に集中し耐力が低下する挙動を示した。そこで破壊状況に示す HF-W 試験体、V-HF 試験体、V-HF-P 試験体の最終的に破壊に至るひび割れを横切る変位計から求めた歪の値、また付近の鉄筋に貼付したひずみゲージの値を図-12に示す。HFRCC は材料レベルでは図-1に示すようにピーク荷重の終局歪が 1%程度である。各試験体の破壊時にも 1%程度の歪になっており、HFRCC 構造部材は、1%程度の歪が発生するとひび割れがその部分に集中し、耐力が低下し破壊に至ると考えられる。

4. 結論

HFRCC を用いた柱及び耐震壁の静的実験から得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 定軸力せん断柱実験より、HFRCC を用いることで、マルチブラック効果により除荷時のせん断ひび割れ幅が 0.3mm 以下の損傷に抑えられ、履歴性状も破壊モードが変わり、部材角 100/1000rad.まで安定した性能を示し、大きく変形性能が向上することが確認できた。
- (2) HFRCC の引張強度 t を用いて、せん断強度を安全側に評価することができた。
- (3) 変動軸力柱実験より、高軸力下でのマルチブルック性能や、コンクリートの剥離を抑制するなどの損傷低減効果を確認した。
- (4) HFRCC 部材は変形が進み、1%程度の歪に達する大変形時には、1 箇所に変形が集中し耐力が低下しはじめ、急激な破壊に至る可能性があるため、小さい歪レベルにて部材設計を行うことが考えられる。

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) 例えば、石原誠一郎他：ハイブリッド型繊維補強セメント複合材料の破壊特性に及ぼす水セメント比の影響に関する研究、コンクリート工学年次講演会論文集、Vol.28、No.1、pp.377-382、2006
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算用資料集、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、1990

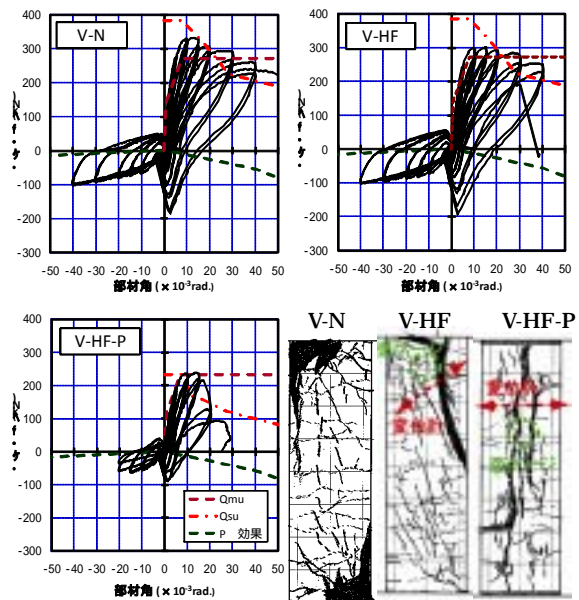


図-9 せん断力 - 部材角関係と破壊状況

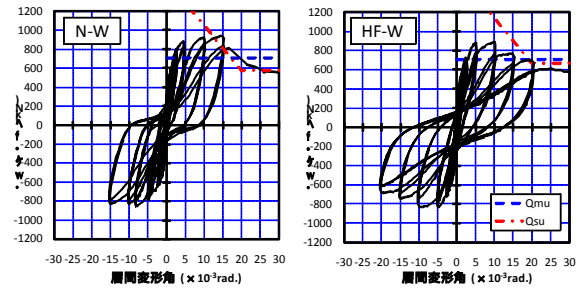


図-10 せん断力 - 部材角関係と破壊状況

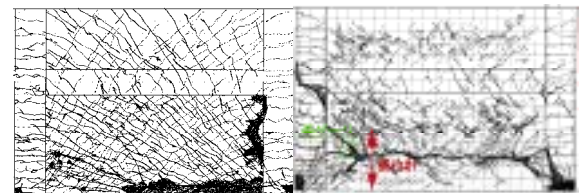


図-10 せん断力 - 部材角関係と破壊状況

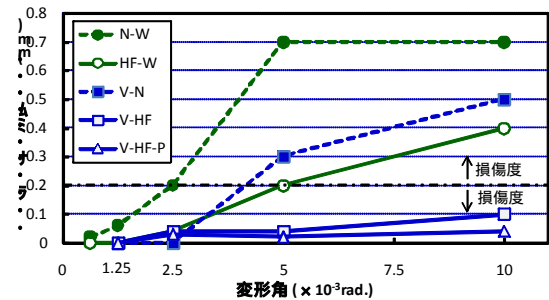


図-11 除荷時最大ひび割れ幅の推移

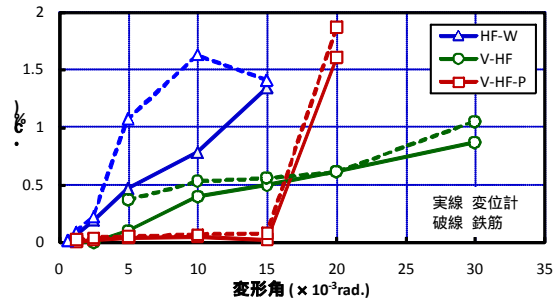


図-12 歪の推移