論文 超高強度鋼繊維補強コンクリートを使った耐震壁のせん断特性

田邊 裕介*1・掛 悟史*2・太田 義弘*3

要旨:超高強度鋼繊維補強コンクリートを使った耐震壁のせん断特性を把握した。材料実験として曲げ試験 を実施し、鋼繊維を V∈1.0 Vol.%混入することで、初期ひび割れ発生後の荷重低下がなくなり、引張特性が向 上した。せん断要素実験より、鋼繊維の効果によりせん断応力度で 2.0 N/mm² 程度大きくなった。耐震壁実 験から、鋼繊維を混入することで 1.1 倍程度せん断耐力が上昇した。非線形 FEM 解析では、材料試験から得 られた引張特性値を使うことで、実験を再現できること分かった。

キーワード:超高強度鋼繊維補強コンクリート、耐震壁、せん断、非線形 FEM 解析

1. はじめに

近年,超高強度鋼繊維補強コンクリート(Steel Fiber Reinforced Concrete,以下 SFRC)の研究開発が進み, Fc150~Fc200程度までの超高強度 SFRC が実用化され, 超高層建物の下層階の柱などへの適用が進んでいる¹⁾。 超高強度 SFRC 部材は,超高強度材料という特性を活か し,部材断面を小さくすることができる。また鋼繊維を 混入することでコンクリートが引張力を負担できること から,これまでより合理的な構造形式を実現でき,土木 分野では UFC として活用が図られている²⁾。建築分野の 既往の研究では,超高強度コンクリートを使用している ため,その圧縮強度を有効に活用した,柱部材への検討 事例が多い。一方,超高強度 SFRC は,繊維による補強 効果が発揮されるため,せん断強度の大幅な上昇も期待 できるが,検討事例は少ない。

そこで本研究では,超高強度 SFRC (Fc150~200)を 耐震壁へ適用することを目的に,特にせん断特性に着目 した実験および解析による検討を行った。まず,超高強 度 SFRC の材料実験,およびせん断要素実験を実施し, その基礎特性を把握した。実験因子は,鋼繊維の種類, 鋼繊維量および配筋とした。次に,鋼繊維の有無を実験 因子とした超高強度 SFRC 耐震壁実験を実施し,構造性 能の把握を行った。最後に,非線形 FEM 解析を実施し, 超高強度 SFRC 耐震壁の挙動の再現を試みた。

2. 超高強度 SFRC 板のせん断要素実験

2.1 実験計画

超高強度 SFRC 板のせん断性状を把握するために,要素実験を実施した。試験体は,実験因子を鋼繊維の種類, 鋼繊維量 Vrおよび配筋とする計 5 体とした。試験体一覧 を表-1 に示す。板厚は 50mm で共通とした。図-1 に 試験体図を示す。混入した鋼繊維は 2 種類(写真-1)

*1 竹中工務店 技術研究所 構造部門 RC 構造 G 研究主任 (正会員) *2 竹中工務店 東京本店 設計部 (正会員) *3 竹中工務店 技術研究所 構造部門 マネージャー (正会員)

表-1 せん断要素試験体一覧

試験体名	板厚 (mm)	鋼繊維 [※] Vf (Vol.%)	配筋 ps (%)
N-00		なし	0.0
N-04		なし	0.4
SF-S05-04	50	0.5 (S)	0.4
SF-H05		0.5 (H)	0.0
SF-S10		1.0 (S)	0.0

※S:ストレート鋼繊維,H:フック付鋼繊維





あり,ストレート鋼繊維(S:繊維長 13mm,繊維径 0.16mm, 公称引張強度 2200N/mm²) とフック付鋼繊維(H:繊維 長 30mm,繊維径 0.38mm,公称引張強度 2200N/mm²) とした。配筋は,壁筋比 psが 0.0%と 0.4%の 2 種類とし た。写真-2 に加力状況を示す。実験は,試験体を鋼製 治具内に高力ボルトで固定し,引張試験機を用いて試験 体をせん断変形させた。せん断変形角は,試験体に十字 に取り付けた変形計から幾何学的に算出した。

2.2 材料実験結果

超高強度 SFRC の材料実験として, 圧縮試験と曲げ試 験を実施した。圧縮試験は ϕ 100×200 供試体,曲げ試験 は 100×100×400mm 供試体を使用した。表-2 に圧縮試 験結果を示す。圧縮強度は、鋼繊維混入による影響は小 さく,200 N/mm²程度であった。ポアソン比は各試験体 ほぼ 0.2 で共通であった。ただし鋼繊維を混入すると, 超高強度コンクリート特有の破壊時の爆裂は,大きく低 減された。

曲げ試験結果として、曲げ応力度-曲率関係を図-2、 最大曲げ応力度の時の状況を写真-3に示す。曲げ応力 度 σ ь は, 供試体の等曲げ区間に発生しているモーメント を断面係数で除して求めた。計測時は、1 秒ごとに計測 データとリンクさせた画像データを取得した。Nは,曲 げ応力度平均8N/mm²で、ひび割れ発生と同時に二つに 割れた。繊維量の影響を見ると(S05 と S10), 第一折れ 点となる初期ひび割れ強度および最大曲げ応力度は、鋼 繊維量が増えるに従い大きくなった。S05 は、初期ひび 割れ発生時が最大曲げ応力度となり、荷重が徐々に低下 していった。鋼繊維を 1.0 Vol.%とした S10 は、初期ひび 割れ発生後もひび割れが分散し、曲率 5.0×10-5程度まで 荷重が増加した。鋼繊維種の影響を見ると(S05とH05), フック付鋼繊維H05は、初期ひび割れにより一度荷重が 低下した後,再び荷重が増加し S05 より最大曲げ応力度 が大きくなった。これは、ひび割れ発生後に鋼繊維のフ ック部の定着が働き、ひび割れの開口を抑制したためと 考えられる。

2.3 せん断要素実験結果

せん断要素実験結果として、代表して N-04, SF-H05 のひび割れ経過として図-3, 図-4, また全ての試験体 のせん断応力度-せん断変形角関係を図-5 に示す。鋼 繊維および配筋がない試験体 N-00 は, せん断変形角 γ =0.75×10⁻³rad.でせん断ひび割れが発生し,そのまま荷重 が低下した。配筋した N-04 は, 同様の変形角でひび割 れ発生した後も荷重低下はなく,その後ひび割れが鉄筋 ピッチ程度に分散して発生した。鋼繊維を混入すると, 鋼繊維を混入しない試験体と比較すると, せん断変形角 γ=0.2×10⁻³rad.程度から差異が出始め, せん断応力度が 大きくなった。鋼繊維を混入すると, 無筋の試験体でも

表-2 圧縮試験結果(せん断要素実験)

試験体名	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度時
	(N/mm^2)	$(\times 10^{3} \text{N/mm}^{2})$	ひずみ (μ)
Ν	213	47.5	4800
SF-S05	206	48.5	4538
SF-H05	209	50.6	4310
SF-S10	205	49.7	4372

[※]ヤング係数は1/3割線剛性とする 14 12 10 8 試験状況 6 4 SF-S05 2 SF-S10 SE-H05 0 5.0E-05 1.0E-04 1.5E-04 2.0E-04 0.0E+00 2.5E-04

: $\sigma_b (N/mm^2)$

げ応力度

⊞

図-2 曲げ応力度-曲率関係



(c) SF-H05 (d) SF-S10

写真-3 最大曲げ応力度時の状況



曲率: φ (1/mm)

ひび割れが分散して発生し、急激な荷重低下が発生しな かった。ストレート鋼繊維を混入した試験体は、せん断 変形角が R=1.0×10⁻³rad.より大きくなると、ひび割れが 1箇所に局所化した。鋼繊維を混入した試験体は、鋼繊 維量が多くなるほどせん断応力度 τ が大きくなり、せん 断変形角 γ =1.0×10⁻³rad.の時 2~4 N/mm² 程度大きくな った。図-5 には、せん断剛性 G の計算結果を示す。初 期剛性は、実験値と計算値は概ね一致した。

3. 超高強度 SFRC 耐震壁実験

3.1 実験計画

超高強度 SFRC を使った耐震壁実験を実施した。試験 体一覧を表-3 に、試験体図を図-6 に示す。実験因子 は、鋼繊維の有無とした。試験体形状は、コア壁を模擬 したものとし、壁端部には柱主筋と拘束筋を配筋した。 壁厚は tw=120 mm,内法高さ h=830 mm, 柱主筋は D13 (SD685), 壁縦筋は D13 (SD785)とし, 柱部分には D6 (SD785)の拘束筋を配筋した。壁横筋は D6 (SD785) と した。鋼繊維は、2章でフック付鋼繊維の補強効果が大 きかったことから,フック付鋼繊維を 1.0Vol.%混入した。 SF-W 試験体は、スタブも含めて一体打ちとした。表-4 に圧縮試験結果,表-5に引張特性試験結果を示す。加 力は、上部スタブを片持ち形式で加力した。加力芯を下 スタブ天端から 1100mm の高さとし, 部材角 R=0.5× 10-3rad.から正負交番で漸増載荷した。軸力は、上部スタ ブに一定軸力として N=4700 kN (軸力比 n=0.25, 壁全断 面で算出)を加えた。なお、軸力は、試験体のせん断特 性を把握するために、せん断破壊するように高めの設定 とした。

3.2 破壊経過

各試験体の破壊状況として、R=5.0×10-3rad.のひび割 れ状況と最終破壊状況を図-7,図-8に示す。N-W 試 験体は、R=1.0×10-3rad.にせん断ひび割れが発生し、 R=3.3×10-3rad.に柱端部に圧壊に伴う縦ひび割れが発生 した。以降,壁のせん断ひび割れ,および圧壊が伸展し, かぶりが飛散し始めた。最終的に R=+10×10-3rad.の1 サ イクル目に壁筋の座屈を伴い、壁中央部が大きく破壊し た。SF-W 試験体は、R=3.3×10-3rad.に壁にせん断ひび割 れが発生した。R=5.0×10-3rad.に圧壊に伴う縦ひび割れ が発生したが、鋼繊維による補強効果により、かぶりは 剥離しなかった。以降、ひび割れ長さが伸展したが、ひ び割れは大きく開口することなく, R=-10×10-3rad.の1 サイクル目で壁脚部に大きく水平方向の貫通ひび割れが 発生し、荷重が低下した。ひび割れ状況を比較すると、 N-W 試験体はひび割れ角度が 45° 方向より垂直側に寄 っていた。また、ひび割れ分散性をみると、繊維の有無 によって、顕著な差異はなかった。



封驗休夕		/////	11-11/1/2	王小花加加
武波中石	(mm)	Vf (Vol.%)	柱帯筋	壁横筋
N-W	120	なし	12-D13	D13@100
SF-W	120	1.0 (H)	4-4D6@50	D6@50

D13 (SD685): $\sigma_y = 709 \text{ N/mm}^2$,	D13 (SD785): $\sigma_y = 919 \text{ N/mm}^2$
D6 (SD785) : $\sigma_y = 951 \text{ N/mm}^2$	
	1500



表一4 コンクリートの圧縮試験結:

封殿休夕	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度時
武卿14-石	(N/mm^2)	$(\times 10^{3} \text{N/mm}^{2})$	ひずみ(μ)
N-W	156	46.0	3897
SF-W	165	49.4	3952
※ヤング係数は 1/3 割線剛性とする			

表-5 コンクリートの引張特性試験結果

試驗休夕	割裂引張強度	最大曲げ応力度
武歌 14-14	(N/mm^2)	(N/mm^2)
N-W	5.73	8.62
SF-W	6.82	13.4



(a) R=5.0×10⁻³rad. (b) 最終破壊状況 図-7 N-W 試験体の破壊状況

3.3 せん断カー部材角関係

図-9にせん断力-部材角関係,図-10にN-W試験 体とSF-W試験体の比較を示す。図-10には、等価粘性 減衰定数 heq の比較を併せて示す。せん断力-部材角関 係を比較すると、R=2.0×10⁻³rad.までN-W試験体とSF-W 試験体による差異はなかった。以降、SF-W 試験体のせ ん断力が大きくなり、最大耐力を比較するとSF-W 試験 体は、N-W 試験体と比べ正側で252 kN (1.13 倍)大きく なった。せん断応力度τに直すと、鋼繊維によるせん断 応力度τの上昇は2.1 N/mm²となり、2章のせん断要素 実験の結果と同様の傾向を示した。等価粘性衰定数は、 5%以下の値を推移し、SF-W 試験体が若干小さくなった。 図には靱性保証型耐震設計指針 ³により算出したせん断 終局強度 Vuを併記した。計算値 Vuは、N-W 試験体とほ ぼ同値となり、SF-W 試験体は計算値を上回った。

3.4 壁縦筋・壁横筋のひずみ分布

図-11 に壁中央高さ(h=415 mm)の壁横筋のひずみ 分布,図-12 に壁脚部位置(h=10 mm)における壁縦筋 のひずみ分布を示す。ひずみ分布は、R=2.0×10⁻³radと R=7.5×10⁻³rad.の値を示した。壁横筋のひずみ分布では、 R=2.0×10⁻³rad では試験体による差異は、ほとんどなか った。R=7.5×10⁻³rad.では、N-W 試験体の壁横筋のひず みが大きくなった。試験体が負担したせん断力は SF-W 試験体の方が大きかったことから、SF-W 試験体では、 鋼繊維補強コンクリートがせん断力を多く負担していた と考えられる。壁縦筋のひずみ分布をみると R=2.0× 10⁻³rad.では、試験体による差異はなかった。R=7.5× 10⁻³rad.では、入力されたせん断力が大きくなったことに 起因し、SF-W 試験体の方が壁縦筋のひずみは大きくな り、圧縮降伏していた。

3.5 耐震壁のせん断ひび割れ幅の推移

図-13 にせん断ひび割れ幅の推移を示す。壁中央部に 発生したせん断ひび割れを対象とし、ピーク時と除荷時 にクラックスケールを使い計測した。N-W 試験体と SF-W 試験体のピーク時のひび割れ幅を比較すると、部 材角 R=7.5×10⁻³rad.まで、同程度のひび割れ幅となった。 一方、除荷時のひび割れ幅は SF-W 試験体では 0.04mm 以下に閉じたのに対し、N-W 試験体ではピーク時の 7~8



割程度のひび割れ幅が残った。鋼繊維の効果により,特 に除荷時の損傷低減効果が確認できた。等価粘性減衰定 数が小さくなったことも,除荷時の残留ひび割れが小さ かったことにも起因すると考えられる。

3.6 壁の主ひずみ分布

図-14 に壁の主ひずみ分布を示す。主ひずみは, コン クリート表面に3 軸ゲージ状に貼付したゲージ値から算 出した。図には, コンクリート表面にひび割れの発生が なく計測結果として妥当と考えられる R=2.0, 3.3× 10⁻³rad.の時の値を示した。SF-W 試験体の主ひずみは, 壁中央部で見ると, N-W 試験体と比較し最大主ひずみ, 最小主ひずみとも大きくなった。これは, 鋼繊維を混入 した試験体では, コンクリートが負担する応力が大きく なっていることを示している。また, N-W 試験体では壁 脚部中央部のひずみが, 部材角に伴い大きくなっている ことが分かった。

4. 非線形 FEM 解析による検討

4.1 モデル化の概要

非線形 FEM 解析により, 超高強度 SFRC 耐震壁実験 の再現を試みた。非線形 FEM 解析は, 野口らのコンク リート構成則 ⁴⁾を組み込んだ RC 非線形解析プログラム を用いた。コンクリートは8節点立方体要素,鉄筋はト ラス要素を使用した。解析手順として,まず超高強度 SFRC の特性を表現するために,材料試験を使い引張特 性の特性値の選定を行った。次に,超高強度 SFRC 耐震 壁実験の再現を試みた。

4.2 超高強度 SFRC 材料試験の解析

超高強度 SFRC の構成則は, 圧縮強度上昇域において 超高強度コンクリートを模擬するために Fafitis & Shah 式 ⁵を使用した。引張側では, テンションスティフニン グ効果に, 出雲らのモデル ⁶を用いた。超高強度 SFRC の引張特性を表現するために, c 値をパラメータとして 解析を実施した。図-15 に曲げ試験の解析モデル, 曲げ 試験の解析結果を図-16 に示す。試行錯誤的に検討した 結果, 鋼繊維がない試験体では c=1.0, 鋼繊維を混入し た試験体では c=0.1 とすると, 曲げ試験結果を概ね評価 できることが分かった。

4.3 超高強度 SFRC 耐震壁実験の解析結果

超高強度 SFRC 耐震壁の解析モデルを図-17 に示す。 SFRC の引張特性には、先ほどの曲げ試験から求めた特 性値を使った。ひび割れ後のせん断伝達モデルには、 Al-Mahaidi モデル⁷⁾を適用し、鉄筋とコンクリートは完 全付着とした⁸⁾。

図-18に実験と解析の比較を示す。材料試験から設定 した引張側の材料特性値を使うことで、せん断力-部材 角における最大耐力までを、N-W 試験体、SF-W 試験体





ともに精度よく再現できた。図-19に、部材角 R=5.0× 10⁻³rad.における、各試験体の最大主ひずみ図を示す。 N-W 試験体では、最大主ひずみがすじ状に大きな箇所が 発生した。一方 SF-W 試験体では、最大主ひずみが N-W 試験体と比較し、局所化しなかった。これは、N-W 試験 体では、コンクリートの引張側のモデルが、引張強度到 達後、引張軟化が急激進むモデルにしたことに起因する と考えられる。SF-W 試験体は、引張軟化を緩やかにし たモデルのため、最大主ひずみが局所化しなかったと考 えられる。

今後の課題として,鋼繊維の寄与分を含めたせん断強 度評価式の提案および,FEM 解析における N-W と SF-W で異なった破壊モードを示した,ポストピーク以降の挙 動再現が挙げられる。

5. まとめ

圧縮強度 150N/mm²級, 鋼繊維量 1.0Vol.%を混入した 超高強度 SFRC の要素実験および耐震壁の実験を実施し, 以下のことが分かった。

- (1) 超高強度 SFRC 材料試験から,鋼繊維 1.0Vol.%混入す ると,曲げ試験において初期ひび割れ発生後も荷重 が上昇することが分かった。フック付の鋼繊維は, 初期ひび割れ発生後にフック部の性能を発揮するこ とが分かった。
- (2) 超高強度 SFRC のせん断要素実験では、コンクリー ト強度150N/mm²,鋼繊維を体積比当たり V∈1.0Vol.% 混入することで、せん断応力度 2.0 N/mm²程度上昇した。
- (3) 今回の実験では,超高強度 SFRC 耐震壁実験から, 鋼繊維を混入することで,せん断強度が1.1 倍程度上 昇した。損傷状況は,除荷時のひび割れを大きく低

減する効果があった。ただし、試験体数が限定され るため、データの蓄積が今後の課題となる。

(4) 非線形 FEM 解析では、材料試験から得られた引張特 性値を使うことで、超高強度 SFRC 耐震壁の構造特 性を再現できた。

参考文献

- 上田忠男、阿部洋、山下真吾他:最高階数 59 階の超高層集合住宅の設計と施工、コンクリート工学 Vol.45 No.3, pp.39-44, 2007.3
- 2) 土木学会:超高強度繊維補強コンクリートの設計・ 施工指針(案),コンクリートライブラリー113,2004
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証 型耐震設計指針・同解説,1999
- Noguchi, H. et al.: Finite element analysis of reinforced concrete joints subjected to multi-axial loading, Thomas T.C. Hsu Symposium: Shear and Torsion in Concrete Structures, ACI SP-265, pp.223-244, 2009.
- Fafitis, F. and Shah, S., P.:Lateral Reinforcement for High Strength Concrete Columns, ACI Journal, pp.213-232, 1985
- 6) 出雲淳一,島弘,岡村甫:面内力を受ける鉄筋コン クリート板要素の解析モデル、コンクリート工学, Vol.25, No.9, pp.107-120, 1987
- Al-Mahaidi, R.S.H. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell Univ., Jan.1979
- 8) 田邊裕介,飯田正憲,石川裕次:高強度立体コア壁の曲げ挙動に関する解析的検討,コンクリート工学 年次論文集, Vol.39, No.2, pp.265-270, 2017