

鋼繊維補強コンクリートを適用した耐震壁の開発

小河 雅広*¹・杉山 智昭*¹・高橋 智也*¹・村松 晃次*²・渡辺 英義*¹・河本 慎一郎*³

Keywords : shear wall, steel fiber reinforced concrete, bending, tension ductility, crack width, ultimate deformation

耐震壁, 鋼繊維補強コンクリート, 曲げ, 引張靱性, ひび割れ幅, 限界変形角

1. はじめに

鋼繊維補強コンクリート（以下、SFRC）は鋼繊維の効果によりコンクリートの力学性能を改善できることが古くから知られている¹⁾。また、SFRCを適用した構造部材の構造特性を把握することを目的とした研究^{2),3)}も為されており、SFRCが構造部材の耐力の向上、変形性能の向上やひび割れ等の損傷抑制に有効であることが示されてきているが、その効果は十分に明らかになっておらず、主要構造体への適用実績は未だ少ない状況にある。

近年、地震により非構造部材が損傷を受けて建物の機能継続が困難となる事例が発生していることから、地震後に補修せずに継続使用できるレジリエントな建物が求められている。非構造部材の損傷を抑制するためには水平剛性の高い耐震壁を用いて層間変形を小さく抑えることが有効である。図-1 に示すように地震力を負担する連層耐震壁を建物外周部やコア部に集約させる架構形式は、建築計画の自由度が高く、室内空間を広く確保できるため、近年設計される中層から超高層の建築物に多く採用されている。しかし、このような架構では、耐震壁に大きな地震力が作用するため、脆性的なせん断破壊を生じたり、ひび割れ等の損傷が大きくなったりする危険性がある。

筆者らは、耐震壁のせん断耐力、変形性能やひび割れ等の損傷に対する SFRC の補強効果の把握を目的とした研究を行っている。既報⁴⁾では、SFRCを用いた耐震壁のせん断耐力等の把握を目的にせん断破壊先行型実験を実施し、SFRCのせん断補強効果を示している。本論文では、変形性能およびひび割れ等の損傷抑制に

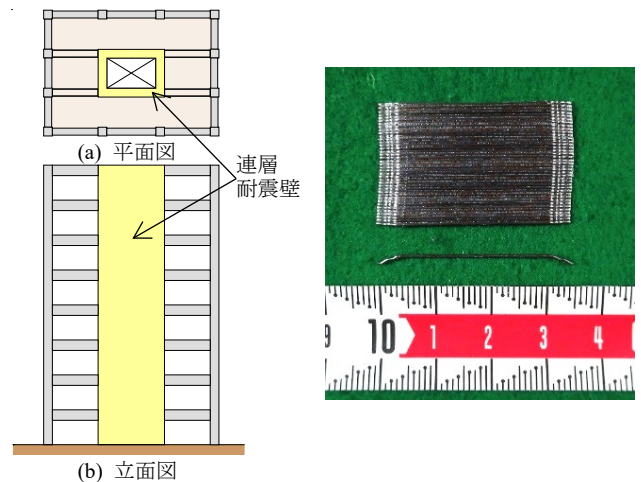


図-1 耐震壁の架構適用例
Fig.1 Example of shear walls

写真-1 鋼繊維
Photo.1 Steel fiber

対する SFRC の補強効果の把握を目的に実施した曲げ降伏先行型の実験を報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

実験に使用した鋼繊維を写真-1 に示す。鋼繊維は、繊維径 0.55mm、繊維長さ 35mm、アスペクト比 65、公称引張強度 1850N/mm²、両端 1.5 段フック付きとした。

試験体一覧を表-1 に、試験体配筋図および柱主筋と壁縦筋のひずみ計測位置を図-2 に示す。

試験体は実大の 1/3 程度の縮尺の 2 層 1 スパンの耐震壁であり、曲げ挙動を把握するため壁のせん断破壊に対して壁脚部の曲げ降伏が先行するように計画した。試験区間の上下には剛強なスタブを設け、壁厚 t は 180mm、壁内法高さは 2300mm、壁全長 L は 2200mm と

*1 技術センター 都市基盤技術研究部 構造研究室
*2 設計本部 原子力設計部
*3 設計本部 構造設計第三部

した。側柱は、柱せい D を 500mm、柱幅 B を壁厚と等しい 180mm とし、その断面内には壁横筋と同じ間隔で閉鎖型の帯筋を配筋し、脚部の高さ D の範囲に千鳥配置で幅止め筋を配筋した。壁筋は縦横で同じ補強筋量とし、壁横筋を柱の断面内に定着した。コンクリート目標強度は 60N/mm^2 とした。

実験パラメータは鋼繊維の有無、軸力比 η 、柱主筋比 p_g と壁筋比 p_s であり試験体数は 4 体である。

No.1,2 は損傷性能や靱性能に対する SFRC の補強効果を把握する試験体である。No.1 は RC 試験体、No.2 は鋼繊維の混入量 V_{sf} (コンクリート体積に対する割合) が 1.0% の SFRC 試験体であり、両試験体のせん断余裕度 (せん断耐力/曲げ耐力) が同等 (1.10 程度) となるように設定した。ここで、せん断耐力は SFRC の補強効果を既報⁴⁾と同様に壁補強筋量 Δp_s に換算して求め、両試験体の $\Sigma p_s (=p_s + \Delta p_s)$ を同等に設定した。 Δp_s は後述の引張軟化曲線より 0.83% ($\Delta p_s = \sigma_t / \sigma_{sy}$, σ_t :SFRC が負担する引張応力度で 3N/mm^2 とした, σ_{sy} :壁筋降伏点強度で $(345 \times 1.05)\text{N/mm}^2$ とした) と仮定した。これらより、 p_s は、No.1 では 1.13%, No.2 では 0.30% ($\Sigma p_s = 0.30 + 0.83 = 1.13\%$) と設定した。

No.3,4 は SFRC で高軸力の試験体である。軸力比 η は柱断面に対する値 ($N = \eta \cdot 2BD\sigma_B$: B :柱幅, D :柱せい, σ_B :コンクリート圧縮強度) であり、No.1,2 の 0.15 に対し、No.3,4 は 0.30 とした。No.3 は No.1,2 と同じせん断応力度レベル、せん断余裕度とするため柱主筋量を少なく設定した。No.4 は No.1~3 よりもせん断応力度の大きい試験体とし、 $p_s = 0.79\%$ ($\Sigma p_s = 0.79 + 0.83 = 1.62\%$) と高補強とした。

試験体製作時のコンクリートは横打ちとし、柱と壁を同時に打設した。その後、試験区間のコンクリートをスタブ内に 40mm 埋め込んだ位置にセットし、スタブには普通コンクリートを横打ちした。

表-2 コンクリート材料試験結果

Table 2 Properties of concrete

	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	割裂引張強度 (N/mm^2)
No.1(普通コン)	61.2	3.16	3.20
No.2-4(鋼繊維コン)	63.8	3.26	4.45

表-3 鉄筋材料試験結果

Table 3 Properties of steel reinforcement

使用箇所	径	材種	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 ($\times 10^5 \text{N/mm}^2$)	伸び (%)
柱主筋	D19	SD490	550	705	1.92	19
柱帯筋, 壁筋	No.1,4 D10 No.2,3 D6	SD345 SD345	391 379*	567 590	1.80 1.85	16 17

※: 0.2% オフセット耐力による値

表-1 試験体一覧

Table 1 Test specimen

	No.1	No.2	No.3	No.4
鋼繊維量 V_{sf} (%)	0.0		1.0	
壁配筋 (縦横)	$p_s = 1.13\%$ 2-D10@70 (SD345)	$p_s = 0.30\%$ 2-D6@120 (SD345)	$p_s = 0.79\%$ 2-D10@100 (SD345)	
軸力比 η	0.15		0.30	
柱主筋	$p_g = 3.83\%$ 12-D19 (SD490)	$p_g = 2.55\%$ 8-D19 (SD490)	$p_g = 3.83\%$ 12-D19 (SD490)	

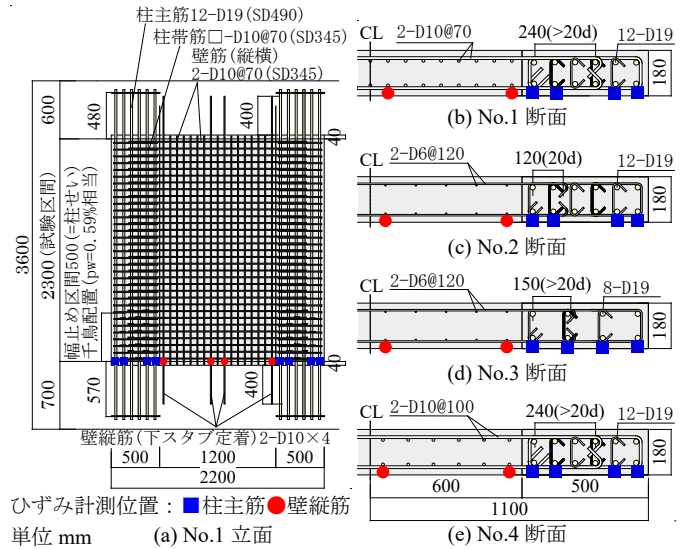


図-2 試験体配筋図および柱主筋と壁縦筋のひずみ計測位置
Fig.2 Reinforcement of specimen and location of measurement on column longitudinal reinforcement and wall vertical reinforcement

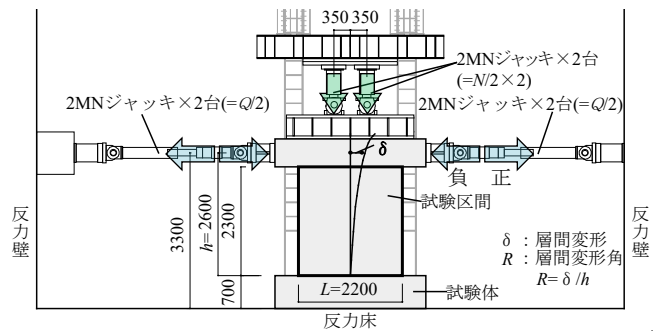


図-3 加力装置図 (単位 mm)

Fig.3 Loading setup (unit:mm)

赤: 鋼繊維補強コンクリート
黒: 普通コンクリート

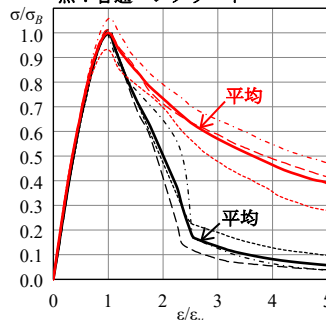


図-4 圧縮応力-ひずみ関係
Fig.4 Stress-strain curve in compression

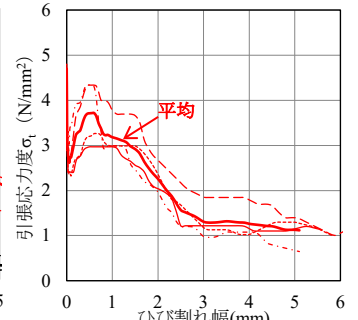


図-5 引張軟化曲線
Fig.5 Tension softening curve

2.2 加力方法

加力装置図を図-3に示す。既報⁴⁾と同様に一定の軸力 N を保持した状態でせん断力 Q を試験体左右から正負交番繰り返し载荷で与えた。加力サイクルは $R=\pm 1/3200$, $\pm 1/1600$ を各1回, $\pm 1/800$, $\pm 1/400$, $\pm 1/200$, $\pm 1/100$, $\pm 1/66$ を各2回, $\pm 1/50$ を1回とし, せん断力が著しく低下するまで加力した。

2.3 使用材料およびSFRCの特性

使用したコンクリートの材料試験結果を表-2に, 鉄筋の材料試験結果を表-3に示す。

RCとSFRCの圧縮応力-ひずみ関係を図-4に, SFRCの引張軟化曲線を図-5に示す。試験方法は既報⁴⁾と同様であり, 引張軟化曲線を求める試験^{5,6)}はSFRCのみ実施した。各図はRCを黒で, SFRCを赤で表しており, 図-4は各3体, 図-5は各4体の平均を太線で示している。図-4より, 圧縮強度後の応力度低下はSFRCが緩やかである。図-5より, SFRCはひび割れ後も引張応力を維持し, ひび割れ後の平均の最大引張応力度は約 3.7N/mm^2 である。圧縮, 引張ともSFRCの靱性能は既報⁴⁾の $V_{sf}=1.0\%$ と同程度である。

3. 実験結果の概要

3.1 破壊経過状況の概要

各試験体の全体破壊状況写真を図-6に示す。上段が $R=-1/200$ 時, 下段が最終破壊時である。 $R=-1/200$ 時の写真より, SFRCで $p_s=0.30\%$ のNo.2,3のひび割れ本

数はRCで $p_s=1.13\%$ のNo.1よりもやや少ない程度であり, SFRCによりひび割れ幅が小さくなっている。SFRCで高軸力・高補強のNo.4のひび割れ本数はNo.1と同程度であった。

いずれの試験体とも破壊モードは曲げ降伏型となり, その後, 図-6下段のようにNo.1は壁脚部の圧壊, No.2,3は圧縮柱の圧壊を伴う壁のせん断破壊(せん断圧縮破壊), No.4は柱脚部の圧壊により急激な耐力低下が生じた。

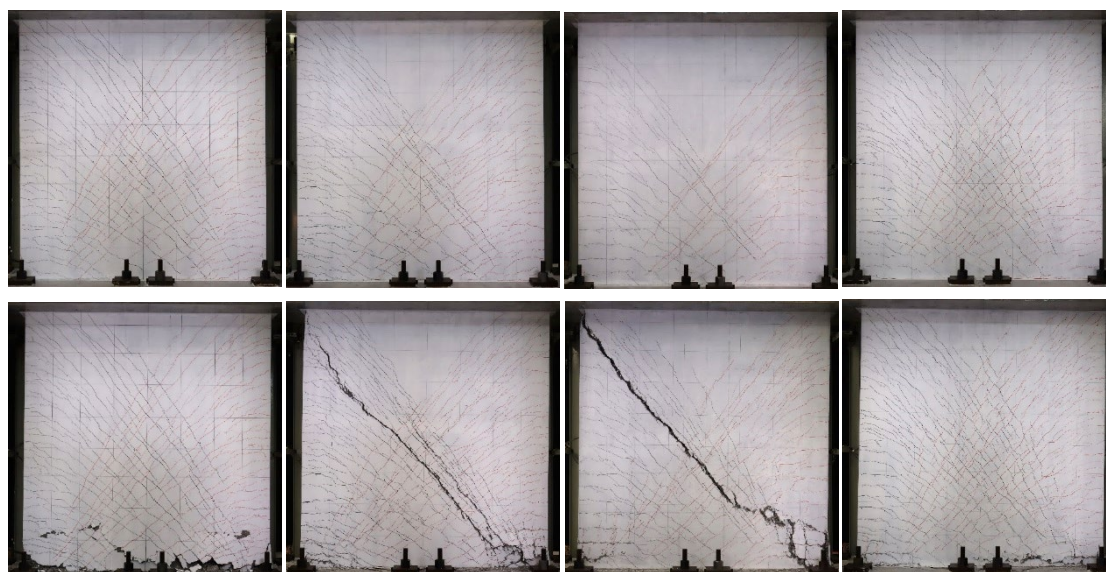
No.1~3の $R=+1/100$ 時の端部破壊状況写真を図-7に示す。圧壊によるかぶりコンクリートの剥落の範囲と程度はSFRCのNo.2がRCのNo.1に対して小さく, SFRCで高軸力のNo.3はNo.2よりやや大きい。

3.2 荷重-変形関係

正載荷時の実験結果一覧を表-4に, せん断力 Q -全体変形 δ 関係を図-8に示す。以下のせん断力 Q は全て P - δ 効果を考慮した数値を示している。

RCのNo.1とSFRCのNo.2は約 $R=1/4000$, 高軸力のNo.3,4は約 $R=1/2000$ で曲げひび割れが発生し, いずれの試験体とも約 $R=1/500$ でせん断ひび割れが発生した。SFRCのNo.2の曲げひび割れ発生荷重およびせん断ひび割れ発生荷重はRCのNo.1と比較してやや大きく, 高軸力のNo.3,4の曲げひび割れ発生荷重およびせん断ひび割れ発生荷重はNo.1,2より大きい。

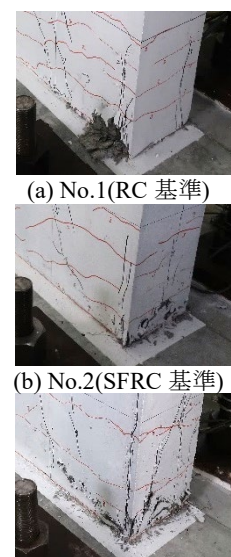
いずれの試験体とも $R=1/200\sim 1/100$ で引張柱主筋の全数が降伏して想定通り曲げ降伏型の破壊モードとなった。



(a) No.1(RC基準) (b) No.2(SFRC基準) (c) No.3(SFRC,高軸力) (d) No.4(SFRC,高軸力,高補強)

図-6 全体破壊状況(上: $R=-1/200$ ピーク時, 下: 最終破壊時)

Fig.6 Damage state of specimen (Upper: $R=-1/200$ loading, Lower: at failure)



(a) No.1(RC基準)
(b) No.2(SFRC基準)
(c) No.3(SFRC,高軸力)

図-7 端部破壊状況
($R=+1/100$ 時)
Fig.7 Damage state
of lower corner
($R=+1/100$ loading)

RC の No.1 は約 $R=1/100$ で最大耐力に到達し、 $R=+1/66$ の1回目のサイクルのピーク時で圧縮柱の圧壊により最大耐力の80%以下まで耐力低下した。その後、 $R=+1/66$ の2回目のサイクルで圧縮柱主筋の座屈を伴いながら壁脚部の中央部も圧壊して急激に耐力低下した。

SFRC の No.2 は約 $R=1/100$ で最大耐力に到達し、 $R=+1/66$ の2回目のサイクルまで最大耐力の80%以上の荷重を維持しており、SFRCによる靱性向上効果が確認された。その後、約 $R=+1/50$ で圧縮柱の圧壊が顕著になり、対角線状のせん断ひび割れが大きく開いて、せん断破壊により急激に耐力低下した(せん断圧縮破壊)。

SFRC で高軸力の No.3,4 は No.2 よりやや小さい変形角の約 $R=1/120$ で最大耐力に到達している。No.3 は約 $R=+1/90$ で No.2 と同様にせん断圧縮破壊に至った。No.4 は約 $R=+1/80$ で圧縮柱脚部の圧壊により急激に耐力低下しており、No.3 より変形性能がやや大きい。

図-8(e)に見られるように、ひび割れ発生後の剛性低下は高軸力の No.3,4 が No.1,2 よりも小さい傾向にある。曲げ耐力は、SFRC の No.2 が RC の No.1 と比較して大きい。これは、脚部の危険断面を SFRC が横切り、引張力を負担したためと考えられる。変形性能は、RC の No.1 に対して SFRC の No.2 で壁筋量が少ない場合でも向上しており、SFRC の高い補強効果が認められる。高軸力の No.3,4 は圧縮柱脚部の圧壊で変形性能が決定され、No.2 よりも変形性能が低下する傾向がある。

表-4 実験結果一覧(正載荷時)

Table 4 Results of experiments (positive loading)

	No.1		No.2		No.3		No.4	
	Q (kN)	R	Q (kN)	R	Q (kN)	R	Q (kN)	R
曲げひび割れ発生	349	1/4400	394	1/4100	924	1/1500	685	1/2100
せん断ひび割れ発生	1293	1/500	1430	1/500	1761	1/500	1796	1/500
最大耐力 eQ_{max}	2085	1/110	2258	1/100	2271	1/140	2619	1/120
破壊モード	曲げ降伏後 圧縮破壊 (壁中央脚部)		曲げ降伏後 せん断圧縮 破壊		曲げ降伏後 せん断圧縮 破壊		曲げ降伏後 圧縮破壊 (柱脚部)	

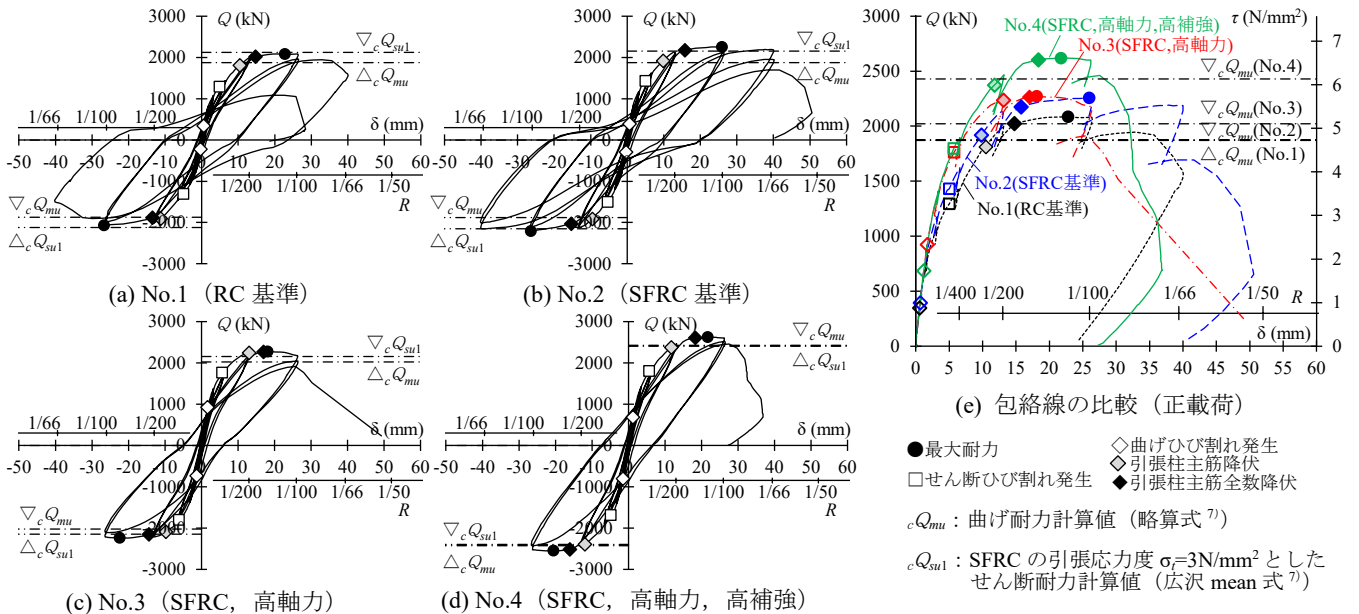


図-8 せん断力 Q-全体変形 delta 関係の実験結果

Fig.8 Relationship of shear force (Q) and story drift (delta)

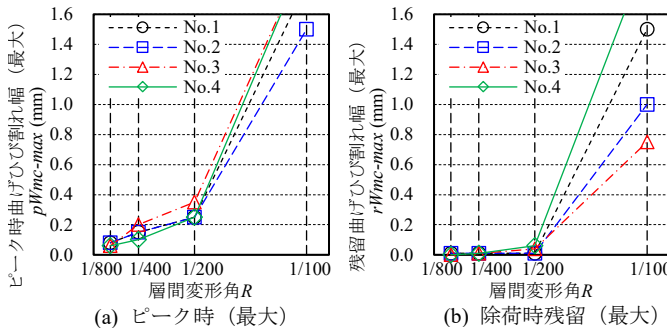


図-9 曲げひび割れ幅の比較
Fig.9 Comparison of flexural crack width

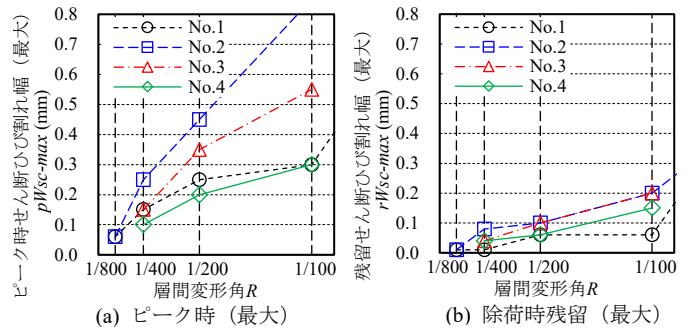
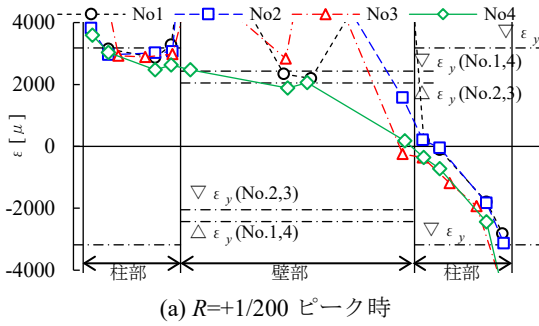
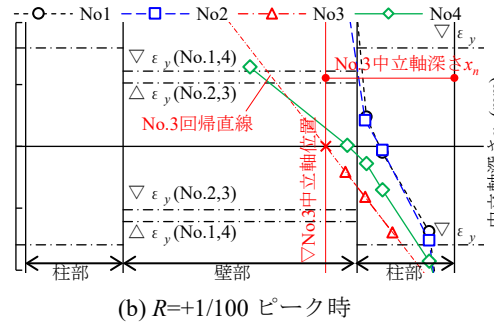


図-10 せん断ひび割れ幅の比較
Fig.10 Comparison of shear crack width



(a) $R=+1/200$ ピーク時



(b) $R=+1/100$ ピーク時

図-11 柱主筋および壁縦筋のひずみ分布
Fig.11 Strain distribution in vertical reinforcement

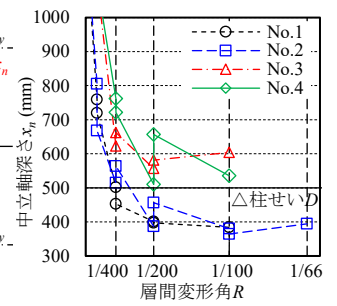


図-12 中立軸深さ x_n の推移
Fig.12 Transition of neutral axis depth

3.3 ひび割れ幅

正載荷側のピーク時および残留（除荷時）における最大曲げひび割れ幅を図-9 に、最大せん断ひび割れ幅の推移を図-10 に示す。ピーク時ひび割れ幅は、図-9(a)の曲げひび割れは試験体ごとの差異が小さく、図-10(a)のせん断ひび割れは p_s の小さい SFRC の No.2 と SFRC で高軸力の No.3 が RC の No.1 と SFRC で高軸力・高補強の No.4 と比較してやや大きい。一方、図-9(b), 図-10(b)より、許容せん断力を超えた $R=+1/200$ 時の除荷時残留ひび割れ幅は、曲げ・せん断ともにいずれの試験体とも 0.10mm 以下と小さく、RC の No.1 に対して p_s の小さい SFRC 試験体の No.2~4 においてもひび割れの損傷は小さい。残留せん断ひび割れ幅は、 $R=+1/100$ 時でもいずれの試験体とも 0.20mm 以下である。特に、 $p_s=0.30\%$ と小さい No.2,3 のせん断ひび割れが、 $R=1/200$ 時に短期許容せん断力を超える荷重を経験後、除荷時には 0.10mm 以下の小さい幅まで閉じたことから、SFRC の損傷抑制効果が高いといえる。

3.4 柱主筋および壁縦筋のひずみ性状

柱主筋および壁縦筋のひずみ分布を図-11 に示す。図-11 のひずみは図-2 に示した位置で計測したひずみであり、 $R=+1/200$ 時と $R=+1/100$ 時を示している。図中の ε_y は降伏ひずみであり、壁筋の D6 は降伏点強度をヤング率で除した値 ($\varepsilon_y = \sigma_{sy} / E_s$) である。図-11 中のプロットが無い計測点は、ひずみゲージの剥離等により計測不良と判断したものである。

図-11(a)の $R=+1/200$ 時では引張柱主筋は端部で降伏ひずみを超えており、図-11(b)の $R=+1/100$ 時では全試験体で引張柱主筋の全数が降伏している。

高軸力の No.3,4 は圧縮縁の柱主筋が降伏ひずみを超えており、No.1,2 と比較して圧縮柱主筋の圧縮ひずみが大きい傾向にある。また、No.1,2 は $R=+1/100$ 時でも圧縮ひずみが生じているのは圧縮柱内のみであるが、高軸力の No.3,4 は $R=+1/200$ 時でも壁縦筋の一部にも圧縮ひずみが生じており、No.1,2 と比較して中立軸深さ

が長くなっていると推測される。

圧縮縁からの中立軸深さ x_n の推移を図-12 に示す。中立軸位置は、ひずみ分布の計測点間を結んでひずみが 0 となる位置を算出した。ただし、図-11(b)の $R=+1/100$ 時の No.3 のように引張側が降伏により計測不良となった場合は、圧縮側の計測値から求めた回帰直線を用いた。

図-12 より、高軸力の No.3,4 は変形角の小さい領域から大きい領域まで No.1,2 と比較して中立軸深さ x_n が長く、No.1,2 が $R=+1/200$ 以降で中立軸深さが柱せい D ($=500$) よりも短くなっているが、No.3,4 は $R=+1/200$ 時でも柱せい D より長い。このことから、いずれの試験体も圧壊により変形性能が決定されているが、No.3,4 は圧縮力の負担がより厳しい条件であることが示されている。

4. 実験結果の考察

4.1 変形成分

4.1.1 変形成分の推移

変位計測方法および曲げ変形 δ_m と曲げ変形角 θ_m 、せん断変形 δ_s とせん断変形角 γ_s の算出方法を図-13 に示す。変位の測定は軸変位と壁板の対角方向の変位について行い、これらの測定値を用いて図中に示す方法で θ_m および γ_s を算出した。 θ_m は、図-13 のように上下端部と中央部 3 区間の計 5 区間の軸変位を用いて算出した曲げ変形角 $\theta_{m1} \sim \theta_{m5}$ の総和として算出した。 γ_s は、図-13 のように上下層それぞれの対角方向変位から算出したせん断変形 δ_{s1}, δ_{s2} の総和を用いて算出した。

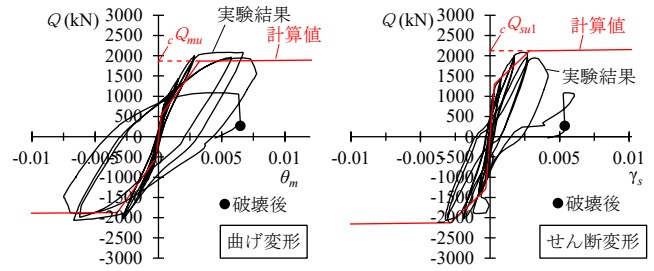
各試験体のせん断力 Q —曲げ変形角 θ_m 関係およびせん断力 Q —せん断変形角 γ_s 関係を図-14 に、正載荷時の各区間の曲げ変形 $\delta_{m1} \sim \delta_{m5}$ とせん断変形 δ_{s1}, δ_{s2} の比率の推移を図-15 に示す。図-14 には実験結果を黒線で、後述する方法で算出した骨格曲線の計算値を赤線で示している。なお、図-14 中の黒丸 (●) は図-15 で「破壊

後」とした点を示している。図-14は曲げ変形とせん断変形の合計が100%となるようにして示している。

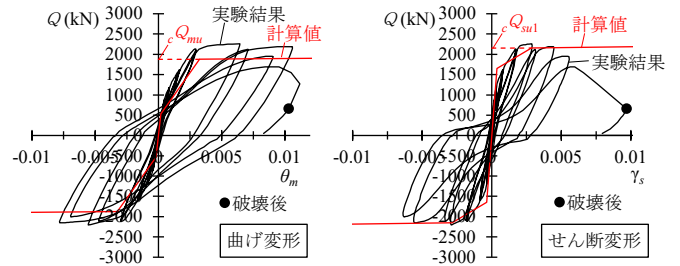
図-14より、いずれの試験体とも曲げ変形 δ_m が60~80%、せん断変形 δ_s が20~40%で推移しており、 $R=1/200\sim 1/100$ で曲げ降伏した後は曲げ変形（特に脚部の δ_{m1} ）が増加している。 $R=1/100$ を超えて耐力低下する際の変形成分の推移は、No.1は繰返し载荷により断面全体で圧壊し、破壊時に脚部全体が縮んで全体の軸変位が大きくなっているため、曲げとせん断のいずれも増加していないと推測される。せん断圧縮破壊したNo.2,3は破壊時にせん断変形が増加しており、圧縮柱脚部が圧壊したNo.4は軸変位の増加に伴って曲げ変形が増加している。

4.1.2 骨格曲線

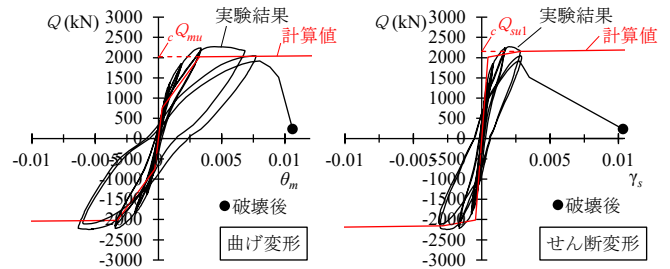
曲げ変形とせん断変形の骨格曲線の評価法について検討する。骨格曲線は、正負それぞれについて、ひび割れ点と最大耐力点を折れ点とするトリリニアでモデル化する。各折れ点の計算値一覧を表-5に示す。表-5の各値の計算方法は既報⁴⁾と同様であり、せん断剛性低下率 β_u とせん断耐力 cQ_{su1} ⁷⁾、 cQ_{su2} ⁸⁾にはSFRCが負担する引張応力度 σ_t (3N/mm²と仮定)を考慮した。また、曲げ耐力 cQ_{mu} ⁷⁾の算出に用いる有効壁長さは、両



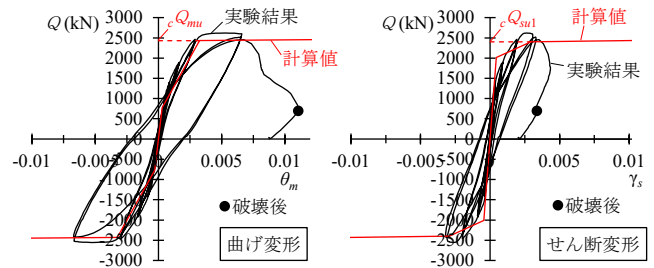
(a) No.1 (RC 基準)



(b) No.2 (SFRC 基準)



(c) No.3 (SFRC, 高軸力)



(d) No.4 (SFRC, 高軸力, 高補強)

図-14 変形成分 (左: 曲げ変形, 右: せん断変形)

Fig.14 Skeleton curve (left: flexure drift angle, right: shear drift angle)

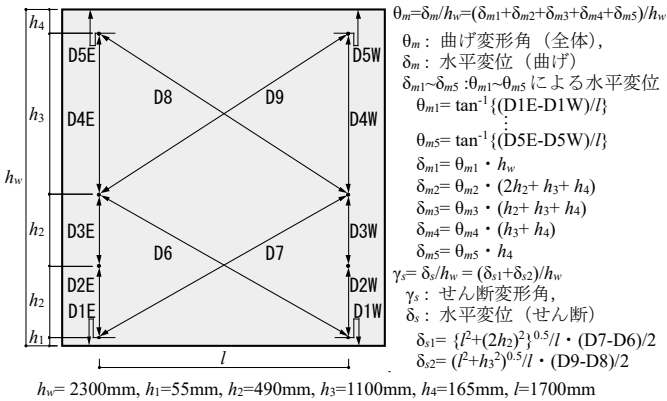


図-13 変位計測方法および変形分離方法

Fig.13 Measurement of displacement and calculation of flexural drift angle (θ_m) and shear drift angle (γ_s)

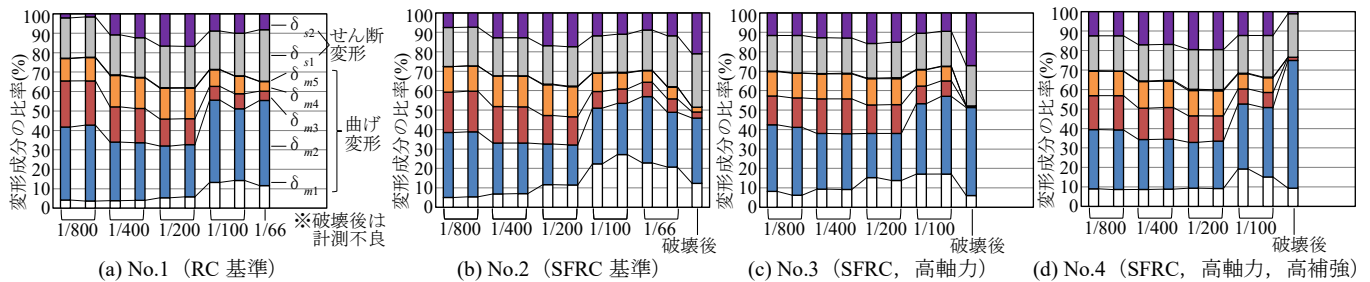


図-15 変形成分の比率の推移 (正载荷)

Fig.15 Ratio of components of deformation (positive loading)

表-5 各種計算値一覧
Table 5 Calculated values on skeleton curve

	No.1	No.2	No.3	No.4	
計算値	曲げひび割れ強度 cQ_{mc} (kN)	528	531	759	773
	せん断ひび割れ強度 cQ_{sc} (kN)	1295	1649	2015	2015
	曲げ剛性低下率 α_s	0.22	0.22	0.24	0.28
	せん断剛性低下率 β_u	0.17	0.17	0.17	0.18
	曲げ耐力 cQ_{mu} (kN)	1870	1877	2023	2429
	せん断耐力 cQ_{su1} (広沢 mean 式)(kN)	2123	2154	2154	2401
	せん断耐力 cQ_{su2} (靱性指針式)(kN)	2596	2551	2311	2763
実験結果	eQ_{mc}/cQ_{mc}	0.66	0.74	1.22	0.89
	eQ_{sc}/cQ_{sc}	1.00	0.87	0.87	0.89
	eQ_{max}/cQ_{mu}	1.11	1.20	1.12	1.08

側柱中心間距離 (=1700mm) とした。

骨格曲線の評価結果は、図-14 および表-5 に示すように、初期剛性、曲げおよびせん断のひび割れ発生荷重とひび割れ後の剛性低下率の実験結果と概ね対応している。SFRC が負担する引張応力度 σ_t を考慮したせん断剛性低下率 β_u の計算値が実験結果と対応したことから、鋼繊維の混入により β_u が増加することが確認された。その適切な評価法の提案には更に詳細な検討が必要である。曲げ耐力は、いずれの試験体とも実験結果が計算値より 10~20%程度高く、概ね評価できている。図-14 および表-5 に示した曲げ耐力の計算値 cQ_{mu} には SFRC の補強効果を考慮していないが、本実験では危険断面を貫通して鋼繊維が配置されているため、既往研究⁹⁾のように SFRC が曲げ耐力の上昇に寄与すると推測される。SFRC の No.2 の曲げ耐力の計算値に対する実験結果の比較値 eQ_{max}/cQ_{mu} が RC の No.1 に対してやや大きいことからそのことが示唆されるが、高軸力の No.3,4 の比較値は No.1 と同程度である。曲げ耐力に対する SFRC の補強効果については更に詳細な検討が必要である。

4.2 限界変形角

限界変形角とせん断余裕度および圧縮柱軸応力度比との関係を図-16(a)と図-16(b)に示す。圧縮柱軸応力度比は、引張柱主筋および壁縦筋の引張降伏耐力と軸力の和を圧縮柱の断面積とコンクリート圧縮強度の積で除して算出した。図-16 中に白抜きで示した実験値は、最大耐力の 80%まで耐力低下した変形角（限界変形角）であり、塗りつぶしで示した実験値は、2回繰返し載荷時にも最大耐力の 80%以上の荷重を維持した最後のサイクルの変形角（2回経験変形角）である。

図-16(a)および図-16(b)の白抜きで示した限界変形角を見ると、SFRC の No.2 は RC の No.1 よりもやや大きく、SFRC で高軸力の No.3,4 は No.1 よりも小さい。一方、塗りつぶしで示した 2 回経験変形角は、SFRC の No.2 は RC の No.1 よりも大きく、SFRC で高軸力の

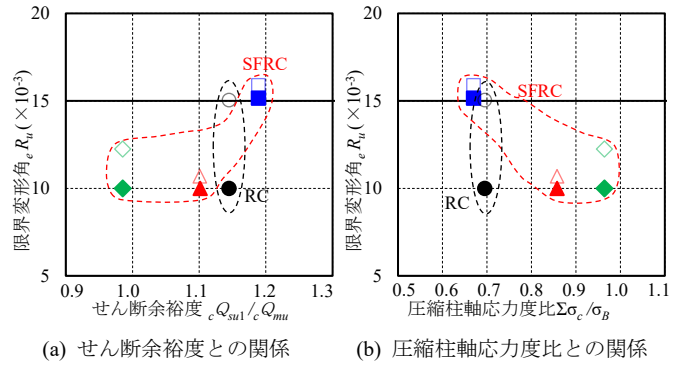


図-16 限界変形角
Fig.16 Ultimate deformation

No.3,4 は No.1 と同等に位置している。No.2 は、せん断余裕度および圧縮柱軸応力度比が No.1 と同程度であるため、SFRC の補強効果により靱性能が向上したと考えられる。さらに、No.3,4 は、No.1 に対してせん断余裕度が小さく、圧縮柱軸応力度比は大きいため、最大耐力後の耐力低下が生じやすい条件の試験体であるにもかかわらず No.1 と同等の靱性能を発揮していることから、SFRC の補強効果により靱性能が向上したといえる。

5. まとめ

SFRC を用いた耐震壁の構造性能を把握することを目的に、鋼繊維混入の有無、軸力比、壁筋比、柱主筋比をパラメータとした 2 層 1 スパンの曲げ降伏先行型実験を実施し、下記の知見を得た。

- 1) ひび割れは、鋼繊維の混入により除荷時に閉じやすくなる。実験におけるピーク時せん断ひび割れ幅は $p_s=0.30\%$ の SFRC 試験体が $p_s=1.13\%$ の RC 試験体よりもやや大きい程度で、許容せん断力を越えた $R=+1/200$ 時の除荷時残留ひび割れ幅は、いずれの試験体とも 0.10mm 以下と小さかった。
 - 2) 初期剛性、曲げおよびせん断のひび割れ発生荷重、曲げ剛性低下率は、鋼繊維混入の有無によらない。
 - 3) せん断剛性低下率は、鋼繊維の混入により増加するため、その効果を考慮した評価法が必要である。
 - 4) 変形性能は、鋼繊維の混入により改善する。実験における限界変形角は、 $p_s=0.30\%$ の SFRC 試験体が $p_s=1.13\%$ の RC 試験体よりも大きかった。
- 今後は、本技術の評価手法を確立して、実用化を進める予定である。

参考文献

- 1) 小林一輔, 和泉意登志, 趙力采: 鋼繊維補強コンクリート, コンクリート工学, 15巻, 3号, pp.7-21, 1977
- 2) 田中清, 望月重, 寺岡勝, 城内哲彦, 涌井俊秋: SFRC 部材のせん断挙動に関する研究 (その 15 壁筋比・軸圧が異なる耐震壁の曲げせん断加力実験: 実験結果の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造 II, pp.321-322, 1985
- 3) 高橋智也, 河本慎一郎, 渡辺英義, 杉本訓祥: 鋼繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁の曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文集, 第44巻, 2号, pp.733-738, 2022
- 4) 杉山智昭, 小河雅広, 村松晃次, 高橋智也, 渡辺英義, 河本慎一郎: 鋼繊維補強コンクリートを用いた耐震壁の構造特性に関する実験研究 その 1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.349-354, 2022.
- 5) 日本コンクリート工学会: JCI-S-002-2003 「切欠きはりを用いた繊維補強コンクリートの荷重-変位曲線試験方法」
- 6) 日本コンクリート工学会: 多直線近似法による引張軟化曲線の推定マニュアル (URL: http://www.jci-net.or.jp/j/jci/study/jci_standard/manual.pdf)
- 7) 2020年版建築物の構造関係技術基準解説書
- 8) 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, 1999.8
- 9) 高橋智也, 渡辺英義, 小河雅広, 杉山智昭, 河本慎一郎, 杉本訓祥: 鋼繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁の構造特性に関する実験研究 その 4 曲げ耐力の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.259-260, 2022.7