

論文 超弾性合金及び PVA 繊維補強による自己復元型 RC 梁の構造性能に関する実験

古川 敦士*1・鈴木 裕介*2・谷口 与史也*3・Sanjay PAREEK*4

要旨：本研究では、塑性ヒンジ領域内の超弾性合金主筋の配筋、及び、PVA 繊維 1vol.%混入の繊維補強コンクリートの使用の有無を変数とした RC 梁の片側漸増繰返し載荷試験を通して、それぞれが部材各部の変形及び損傷、部材全体の性能に与える影響について検討した。その結果、破壊状況から、超弾性合金の特性による良好な変形及びひび割れ閉塞や PVA 繊維による損傷分散の効果を確認した。また、超弾性合金を配筋した試験体について、曲げ強度が通常の RC 梁と同様に算定できること、大変形時は超弾性特性の低下により消費エネルギーが増大すること、PVA 繊維によってひび割れ発生後の剛性劣化を抑制できることを示した。

キーワード：超弾性合金、繊維補強コンクリート、自己復元、構造性能

1. はじめに

地震被災による大変形後の自己復元効果付与のため、塑性ヒンジ領域の主筋を銅系の超弾性合金 (Superelastic-Alloy 以下, SEA) に代替した RC 梁 (以下, SEA-RC) の提案及び研究開発を進めている。これまで、部材が大変形に至っても SEA の超弾性効果によって変形及びひび割れ閉塞することを実証している¹⁾。また、SEA の力学特性が通常の鉄筋より小さいことから、SEA-RC 梁の構造性能が一般的な RC 梁に比べ劣るといった課題に対し、SEA の配筋箇所を梁中央に移動する (ヒンジリロケーションする) ことで部材耐力及び剛性の改善効果を確認している²⁾。さらに、PVA 繊維 (1vol.%) を混入した繊維補強コンクリートと併用することで、ひび割れ発生後の剛性低下の抑制及び自己復元効果の更なる向上に寄与することを示している³⁾。一方、近年において、これまでに比べ大径 (φ15mm 以上) で安定した超弾性特性を持つ銅系 SEA が開発された⁴⁾。したがって、これまでの部材実験に対し部材断面寸法を拡大して試験体製作を行うことが可能となった (既往の実験では径 12mm のものを M10 にねじ切り加工して使用)。

以上より本研究では、文献 3) と同様の実験変数で部材断面寸法を 1.5 倍に拡大した RC 梁部材を計画し、静的載荷実験を通して、SEA-RC 梁の構造性能評価及び PVA 繊維混入によって付加される性能改善効果を検討する。並びに、既往の実験結果との比較から、SEA-RC 梁の寸法の違いによる影響について確認する。

2. 実験概要

2.1 試験体計画及び概要

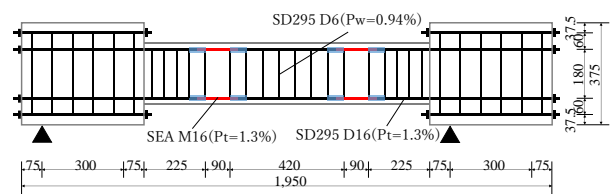


図-1 試験体形状及び配筋

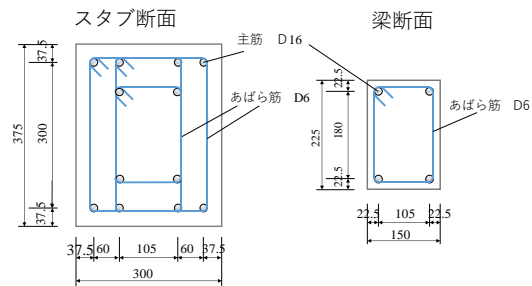


図-2 試験体断面形状及び配筋

図-1~2 に試験体形状及び配筋を示す。試験体は断面 $b \times D = 150 \times 225$ mm の梁部材とし、両端には梁に対し十分に剛な加力スタブを設けた。梁主筋は 2-D16 ($p_t = 1.30\%$) とし、あばら筋は D6@45 ($p_w = 0.94\%$) とした。実験パラメーター (試験体数) は、SEA の配筋の有無と PVA 繊維混入の有無による計 4 パターンとした。詳細として、SEA 及び PVA 繊維いずれも用いていない通常の RC 梁である SD-RC、SD-RC に対し主筋の一部に SEA を配筋した SEA-RC、及び、両者のコンクリートを PVA 繊維 1vol.%混入の繊維補強コンクリートに代替した、SD-FRC、SEA-FRC の計 4 体である。なお、SEA の配筋断面位置は、図に示す通りとし、梁端から梁中央側に向かって $1.0D$ (D : 梁せい) の断面位置でヒンジ形成 (以下、ヒンジリロケーション) させ、SEA 試験体の終局曲げ強

*1 大阪市立大学 大学院工学研究科 前期博士課程 (学生会員)

*2 大阪市立大学 大学院工学研究科 講師 博士 (工学) (正会員)

*3 大阪市立大学 大学院工学研究科 教授 博士 (工学) (正会員)

*4 日本大学 工学部 准教授 博士 (工学) (正会員)

度がSD試験体の80%程度発揮できるような計画とした。また、SEAと鉄筋の接続には、鉄製の長さ60mmのM16ナット（JIS B 1052-2に規定される強度区分10に相当）を用いた簡易な継手とし、ネジ切り加工した主筋及びSEAを定着長さ30mmずつで接続した。

2.2 使用材料特性

表-1にコンクリートの調合表を、表-2にコンクリートの圧縮試験、割裂引張試験結果一覧を示す。また、表-3に各種補強筋の引張試験結果一覧と図-3にSEAの応力-ひずみ曲線を示す。梁及びスタブ主筋(D16)とあばら筋(D6)にはSD295を使用した。また、SEAには、長さ150mm径20mm程度のCu-Al-Mn合金の丸鋼を、M16にねじ切り加工して使用した。SEAの材料特性の詳細として、一軸引張試験結果から得た0.2%オフセットによる降伏強度が180MPa程度、ヤング係数が25GPa程度であった。PVA繊維は、直径0.66mm×長さ30mmで引張強度980MPaの短繊維を使用した。

表-1 コンクリート調合表

RC 単位容積重量 (kg/m ³)							
セメント	水	細骨材	粗骨材	AE減水材	細骨材比 (%)	水セメント比 (%)	
318	191	821	897	3.18	48	60	
FRC 単位容積重量 (kg/m ³)							
セメント	水	細骨材	粗骨材	AE減水材	PVA繊維 (1.0%)	細骨材比 (%)	水セメント比 (%)
318	238	821	897	3.18	1300	48	75

表-2 材料試験結果一覧

試験体名		降伏強度(MPa)	降伏ひずみ(%)	ヤング係数(GPa)	引張強度(MPa)
SD	D16 (SD295)	394	0.19	201	568
SEA	M16	183	0.75	25	—
SD	D6 (SD295)	472	0.25	189.0	721

表-3 各種補強筋強度結果一覧

試験体名	養生期間(日)	圧縮強度(MPa)	圧縮ひずみ(%)	ヤング係数(GPa)	割裂強度(MPa)
SD-RC	35	33.3	0.21	28	3.15
SEA-RC		30.2	0.17	29	3.36
SD-FRC	31	25.2	0.33	23	2.54
SEA-FRC		24.3	0.40	19	2.79

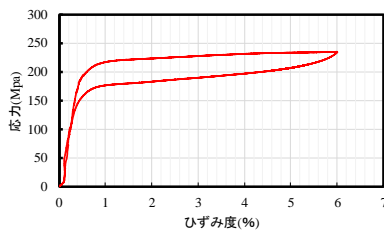


図-3 SEA 応力ひずみ関係

2.3 荷重及び測定方法

図-4に本実験における荷重状況を示す。荷重方法は

梁中央断面を反曲点とした逆対称4点曲げ荷重とし、試験体に、部材角 $R=0.125\%$, 0.25% , 0.5% , 0.75% , 1.0% , 1.5% , 2.0% , 3.0% , 4.0% , 5.0% の10回の片側漸増繰返し荷重を与えた。図-5に変位計取り付け位置を示す。測定した項目は、荷重点荷重、各荷重階における加力スタブ両サイド各3点の鉛直方向変位(No.1~No.6)、梁端部から梁上下面の150mmの2区間における水平方向変位(No.7~No.14)、梁両端のせん断方向変位(No.15~No.18)、並びに、梁端部及びSEA配筋断面での主筋とせん断補強筋のひずみ度である。なお、両スタブの鉛直変位から部材角 R 、梁上下水平方向変位から各区間の曲率、梁両端のせん断方向変位からせん断ひずみを算出した。次節2.4にそれぞれの算出方法を記す。

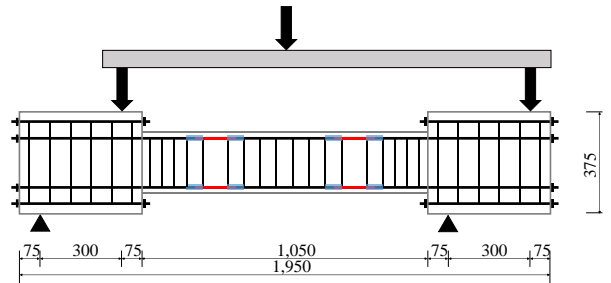


図-4 荷重状況図

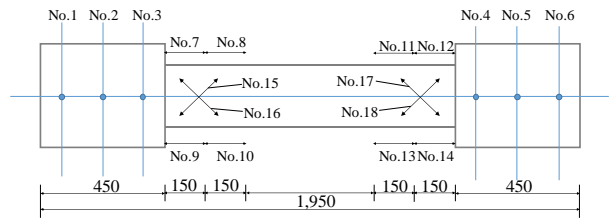


図-5 変位計取り付け位置

2.4 各変形の算出方法

(1) 部材角 R

図-6に部材角算出に用いた部材全体変形前後のモデルを示す。図及び次式に示すように、スタブ回転変形を考慮し、(1)式より部材角 R を算出した。

$$\ell \cos \theta_1 + \ell \sin \theta_1 \cot \theta_2 + \frac{1}{5} \ell \sin \theta_1 \cot \theta_2 + \ell \cos \theta_1 = L$$

ここで、 $\cos \theta_1 \cong \cos \theta_2 \cong 1$, $\sin \theta_1 \cong \theta_1$,

$$\cot \theta_2 \cong \frac{\cos \theta_2}{\sin \theta_2} = \frac{1}{\theta_2} = \frac{1}{R - \theta_1}, \quad L = \frac{24}{5} \ell$$

よって、 $R = \frac{10}{7} \theta_1$ (1)

(2) 曲率 κ

曲率 κ は図-5での水平方向変位計(No7~14)の区間にある8つの測定値を用い算出を行った。算出方法は各区間の上下面の変位の大きさの和を測定区間(150mm)及

び上下の変位計の距離で除すことで算出した。本実験では、SEA の配筋断面に降伏ヒンジ形成を図っているため、梁両端からそれぞれ2区間(各150mm)の曲率を計測することで、ヒンジ形成断面を確認することとした。

(3) せん断ひずみ γ

図-7 にせん断変形モデルを示す。本実験のせん断ひずみ γ は No.15~18 に配置した変位計の計測値 (δ_1 , δ_2) を用いて、変形モデルから得られる(2)式から算出した。本実験では、SEA 配筋断面に降伏ヒンジが形成されると、SEA 配筋断面から梁端側に向かう斜めひび割れ(せん断ひび割れ)が生じ部材全体の剛性低下に影響することが予測される。よって、当領域のせん断変形を計測し試験体間で比較することとした。

$$\gamma = \gamma_1 + \gamma_2 = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{2ab} (\delta_1 + \delta_2) \quad (2)$$

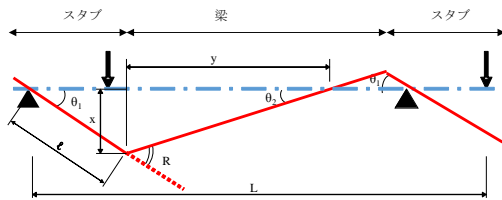


図-6 部材全体変形前後のモデル

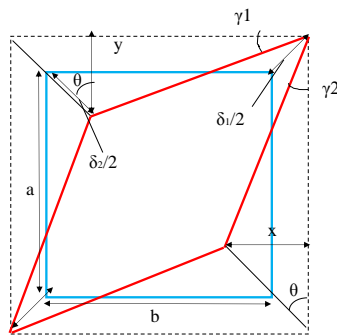


図-7 せん断変形モデル

3. 実験結果、考察

3.1 破壊経過及び最終破壊

図-8 に曲率と部材角の関係、図-9 に各試験体のひび割れ状況を示す。図-8 より、SD 試験体ではコンクリートに関わらず梁端(A区間)で曲げ変形が集中したが、SEA 試験体ではSEA配筋箇所(B区間)に曲げ変形が集中した。既往の研究と同様に、SEA配筋断面に降伏ヒンジを移行できたことを確認した。各試験体の破壊経過として、まず、全試験体とも $R=0.125\%$ 未済で初期ひび割れが生じた。その後の経過において、SD-RCとSEA-RCを比較すると、 $R=0.5\%$ まではあまり差がないが、降伏性状を示した $R=0.5\%$ 以降では、図-9に示す通り、SD-RCが梁端近傍のA区間に、SEA-RCではSEAを配筋したB区間においてひび割れの進展が集中したため、前述

した曲率の進展状況との対応が見られる。繊維補強コンクリートを用いたSD-FRCとSEA-FRCを比較についても同様の傾向が見られたが、SD-FRCはB区間にも多くのひび割れが生じたため、PVA繊維によって損傷が分散されていることを確認できた。また、SEA-RCに比べ、SEA-FRCでは剥落面積が小さいことも確認された。

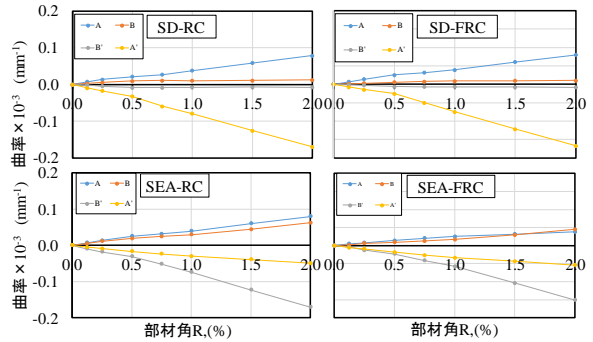


図-8 曲率-部材角関係

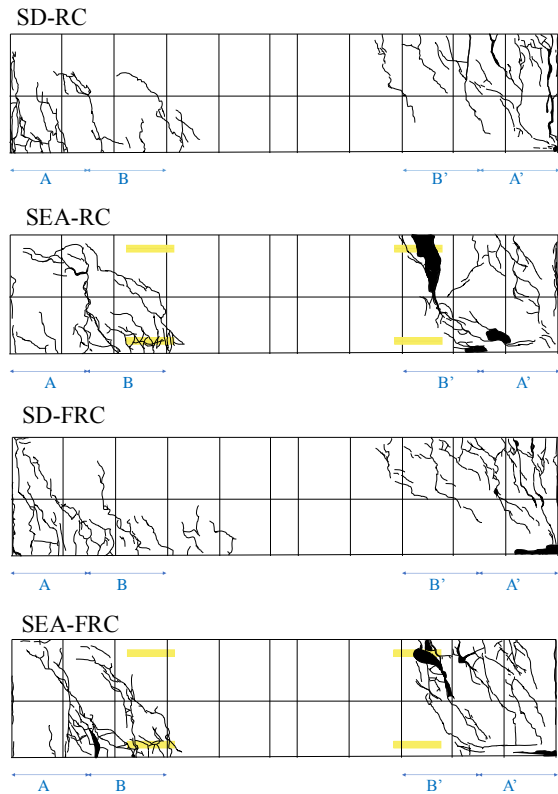


図-9 最終ひび割れ状況

3.2 強度結果一覧及び荷重変形関係

表-4 に全試験体の強度結果一覧、図-10 にせん断力 Q -部材角 R 関係を示す。表-4 での () 内の値は計算値であり、それぞれコンクリートの引張強度 ($0.56\sqrt{\sigma_B}$, σ_B ; 圧縮強度) と断面係数を乗じた曲げひび割れモーメント、応力中間距離 j を $7/8d$ (d ; 有効せい) 及び、 $0.9d$ として算出した曲げ降伏モーメント、曲げ終

局モーメントを、せん断力に換算した値である⁵⁾。計算値の比較では、SD 試験体の初期ひび割れ時せん断力のみ差が見られたものの、降伏及び終局せん断力では比較的良い対応が見られた。また、両 SEA 試験体の終局曲げせん断力の計算値が実験値の 80%程度の結果が得られ SD 試験体と同程度の精度が確認されたため、SEA を配筋した試験体でも略算式で十分に強度推定が可能であることを示した。また、コンクリート別で比較した際、繊維補強を行ったことによる強度の差が見られない結果となった。

表-4 強度結果一覧

試験体名	せん断力(kN)		
	初期ひび割れ時 Q_c	降伏時 Q_y	終局時 Q_u
SD-RC	16.1(7.6)	55.0(52.8)	66.4(54.4)
SEA-RC	14.8(14.2)	43.5(42.9)	57.7(44.2)
SD-FRC	14.7(6.1)	54.8(52.8)	66.5(54.4)
SEA-FRC	12.2(11.8)	45.0(42.9)	56.1(44.2)

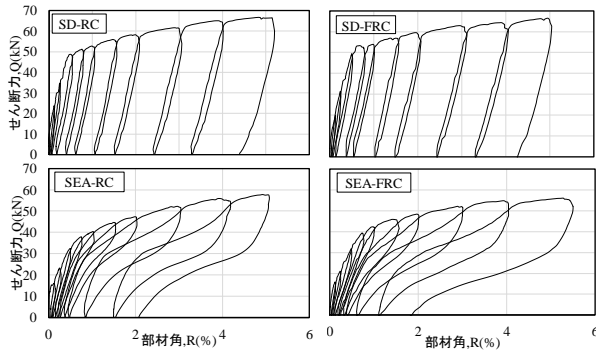


図-10 荷重変形関係

3.3 剛性低下率の比較

図-11 に各試験体の剛性低下率を示す。図中の剛性低下率 α は図-10 の荷重変形関係を用いて、弾性剛性(ひび割れ発生点の割線剛性) K に対する、原点から各試験体の降伏点を結んだ割線剛性 αK の比として算出した。普通コンクリートを用いた RC 試験体を比較すると、SD-RC が 0.3 程度であったことに対し、SEA-RC は 0.15 以下で 50%以上低い結果となった。繊維補強コンクリートを用いた FRC 試験体では、SD に対する SEA の低下率が約 20%程度であったことから、PVA 繊維を用いることによる、SEA 試験体の剛性低下率の改善が確認された。

3.4 累積消費エネルギー量の比較

図-12 に SD 試験体を基準とした際の SEA 試験体の累積消費エネルギー量を示す。図中の縦軸は図-10 の荷重変形関係のループから算出し、SD 試験体に対する比で表したものである。SEA を用いた試験体は、SD 試験体が降伏性状を示した $R = 0.5 \sim 1.0\%$ で、SD 試験体に比べ最も小さくなる結果となった。詳細として RC 試験体では約 45%，FRC 試験体では約 40%であった。その後、

$R = 2.0\%$ 程度から SEA 試験体のエネルギー吸収量が増加し、3.0%以降を経験する際は、SD 試験体より大きくなることも示した。 $R = 2.0\%$ 以降の大変形時には、SEA の超弾性特性が低下し(塑性化し始め)、梁の残留変形が徐々に大きくなることで生じた結果である。なお RC 試験体において $R = 5.0\%$ 時の累積エネルギー量が小さくなった要因として、SEA-RC 試験体のみ一部に圧壊が生じループ面積が小さくなったためと考えられる。

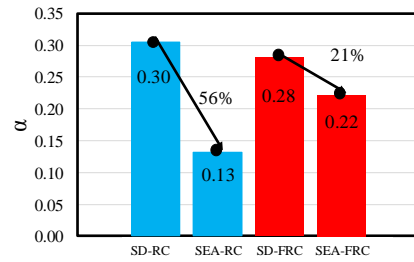


図-11 剛性低下率の推移

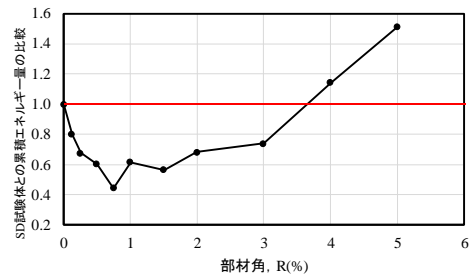
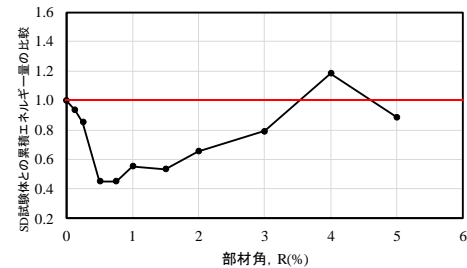


図-12 累積エネルギー量の推移

(上図 RC 試験体, 下図 FRC 試験体)

3.5 残留変形及びひび割れ幅の比較

図-13 に各試験体の载荷サイクルピーク時に対する除荷後の部材角と平均ひび割れ幅の関係を示す。ここでの平均ひび割れ幅は、総ひび割れ幅をひび割れ本数で除した値とした。上図が SD 試験体の降伏性状が確認できた後の $R = 0.75\%$ 時、下図が RC 骨組の安全限界の梁部材角の目安⁶⁾である $R = 2.0\%$ 時の推移を示している。図に示す通り、SD が降伏した後の 0.75%サイクルから残留変形及び残留ひび割れ幅に補強筋の違いによる差が見られ始めた。下図に示している 2.0%まで载荷した場合でも、SEA を用いた両試験体は、除荷するのみで 0.5%未満の残留変形まで変形ひび割れ閉塞し、平均残留ひび割れ幅においてもサイクルピーク時に対し 80%以上ひび割れを閉塞できることを示し、SEA の超弾性特性による良好な自

己復元効果を確認できた。また、 $R=0.75\%$ 時においては、SD-RC と SD-FRC コンクリートの違いも明確で、平均残留ひび割れ幅に大きな差が確認できた。これは繊維を混入することによって、それぞれのひび割れ幅が微小となったためと考えられる。また、図中には示していないが、平均ひび割れ幅ではなく各サイクル時の最大ひび割れ幅で比較した場合、両 SEA 試験体では $R=1.5\%$ までは残留ひび割れ幅が 0.3mm （許容ひび割れ幅⁷⁾）以内に納まったことに対し、SD-RC は $R=0.5\%$ 、SD-FRC では $R=0.75\%$ で残留ひび割れ幅が 0.3mm を超える結果となった。

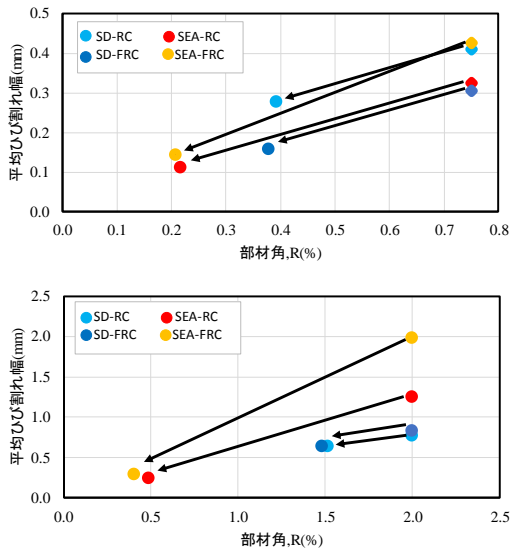


図-13 平均ひび割れ幅の推移
(上図: $R=0.75\%$, 下図: $R=2.0\%$)

3.6 せん断ひずみの比較

2.4 節(3)で前述したように SEA-RC 試験体において、SEA 配筋断面に降伏ヒンジが形成されると、SEA 配筋断面から梁端側に向かう斜めひび割れ（せん断ひび割れ）が大きくなり、これが部材全体の剛性低下に影響することが予測される。よって本節では、当該領域で計測したせん断変形において各試験体の違いを比較する。図-14 に $R=2.0\%$ までのせん断ひずみの推移を示す。SD-RC 試験体においては、梁端部での曲げ変形が支配的となるため、せん断ひずみの進展はほとんど見られない結果となった。しかし、SD-FRC においては、当該領域での変形増大が確認された。これは、図-9 で示した通り、繊維補強によって損傷する領域が分散されたためと考えられる。また SEA 試験体の 2 体を比較すると、 $R=0.5\sim 1.0\%$ では繊維を混入することによって、約 20%のせん断ひずみの低下が見られ、3.3 節で示した剛性劣化の軽減に寄与していると考えられる。しかし、 $R=2.0\%$ （梁の終局限界状態⁵⁾）ではほとんど差のない結果となった。SEA 試験体では、繊維補強コンクリートを用いることで、当該領域

のせん断ひずみが大きく低減されるものと予測していたが、本実験での大変形時ではその差は小さかった。これは、普通コンクリートと繊維補強コンクリートの強度の差（表-2 参照）や、上述の SD 試験体にも見られた繊維補強によって変形及び損傷が分散したことなど各要因が複合的に影響したためと考えられ、詳細な検討が必要である。

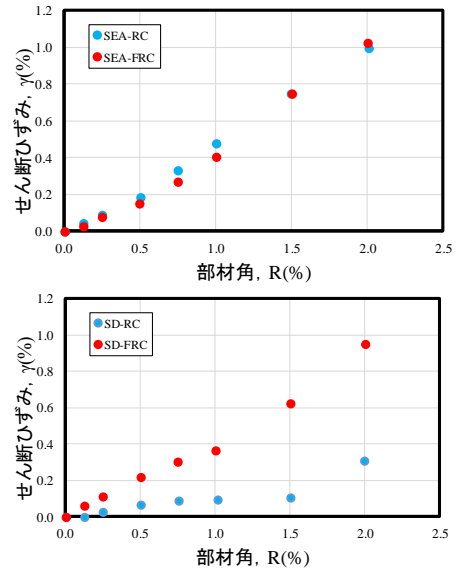


図-14 せん断ひずみの推移

3.7 寸法の違いによる影響

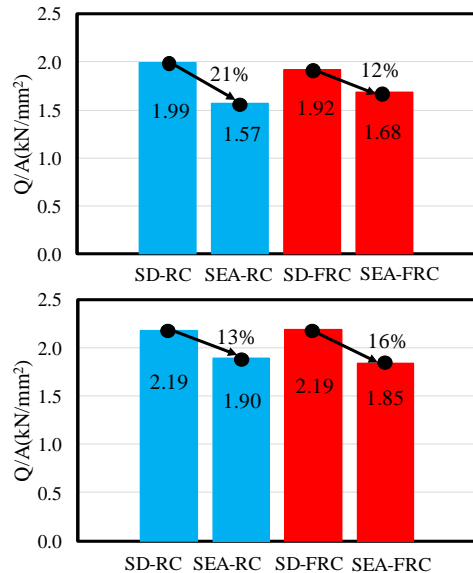


図-15 終局せん断力の比較
(上図 既往実験, 下図 本実験)

本研究では、既往の研究³⁾に比べ、部材断面寸法を 1.5 倍した梁を対象に、寸法が異なることによる強度及び剛性の違いを検討する。図-15 に既往実験と本実験それぞれ SD に対する SEA 試験体の終局時せん断応力度の比較

を示す。既往の実験では、RC 試験体の強度比 21%に対し、FRC 試験体のそれは 12%と繊維による強度改善が見られたものの、本実験ではそれぞれ 13%、16%であり、その効果は見られなかった。これは、既往の実験のあばら筋には(材料準備の都合上)丸鋼を使用しているため、繊維を混入したことで、SEA 配筋断面から梁端にかけての損傷とそれに伴う強度劣化の抑制効果が発揮しやすかったためと考えられ、寸法の違いによる影響はないものと思われる。次に、**図-16**に既往研究の剛性低下率 α を示す。本実験結果である**図-11**の値と比較して、いずれの試験体も剛性低下率 α に大差はなく、SD 試験体に対する SEA 試験体の比率も同等の結果で強度同様寸法の違いによる影響をほとんど受けなかった。

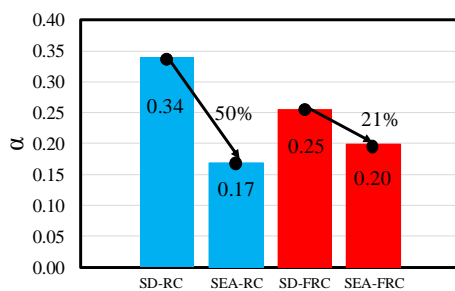


図-16 既往研究の剛性低下率の推移

4.まとめ

本研究によって以下の知見が得られた。

- ①破壊状況より、SEA-RC、SEA-FRC 試験体が SEA を配筋した B 区間において曲げ変形と損傷が集中したこと(ヒンジリロケーション)を確認した。SD-FRC についても A 区間のみでなく B 区間にも多くのひび割れが生じたため、PVA 繊維による損傷分散が確認できた。
- ②強度結果より、実験値と計算値に大きな差はなかった。また、実験値同士の比較からも、SEA を配筋した試験体の強度は、概ね設計通りに値が発揮されることを確認した。
- ③剛性低下率に関して、RC 試験体では SEA を用いることで 50%以上の低下が確認されたことに対し、FRC 試験体では約 20%の低下に抑えることが出来たため、PVA 繊維を混入させることによる剛性低下の抑制効果が確認された。
- ④累積消費エネルギーに関して、SEA を用いた試験体は、 $R = 0.5 \sim 1.0\%$ 時において SD 試験体に対して小さい値推移した。しかし、 $R = 2.0\%$ 以降では、SEA の超弾性特性の低下とともに消費エネルギーが増大し始め、SD を上回る結果も得られた。
- ⑤残留変形及び残留ひび割れ幅の比較では、SEA を配筋することで除荷後の変形ひび割れ閉塞及びひび割れ閉塞に対し、既往の研究と同様に効果的に働くことを

確認した。SD 試験体同士の比較から、PVA 繊維のみでも小変形時での残留ひび割れ幅が改善されることを確認した。

- ⑥せん断ひずみの比較から、SEA を配筋した試験体に関し、当初に想定していた PVA 繊維によるせん断ひずみの大幅な低減効果は確認できなかった。コンクリート強度や PVA 繊維による変形と損傷の分散効果などとの関係を整理し再度検討が必要である。
- ⑦既往の実験結果との比較による寸法効果の検討では、SEA を配筋した試験体においても強度、剛性ともに寸法の違いによる影響をほとんど受けなかった。

謝辞

本研究は、科学研究費補助金・若手研究 (B) (課題番号: K1618182) による助成の下で実施した。また、古河テクノマテリアル特殊金属事業部の喜瀬 純男 氏には、本試験体の製作に当たり、超弾性合金の材料提供とともに材料特性についてのご助言など、多大なご協力を頂きました。並びに、本実験で使用した鉄筋は、朝日工業㈱より提供いただきました。ここに記し、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Pareek S., Shrestha K.C., Suzuki Y., Omori T., Kainuma ., and Araki Y.: Feasibility of Externally Activated Self-Repairing Concrete with Epoxy Injection Network and Cu-Al-Mn Superelastic Alloy Reinforcing Bars, Smart Materials and Structures, Vol. 23, 105027, (13pp.), 2014
- 2) 鈴木裕介, 上野拓, Sanjay PAREEK, 荒木慶一: 超弾性合金の配筋位置によってヒンジリロケーションした RC 梁の構造性能評価に関する基礎実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.1351-1356, 2017.7
- 3) 古川敦士, 鈴木裕介, 喜瀬純男, Sanjay PAREEK, 荒木慶一: 塑性ヒンジ領域に銅系超弾性合金を用いた自己復元型 RC 梁の構造性能評価に関する実験 その 1 実験概要, その 2 実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.185-188, 2018.9
- 4) Kusama T., Omori T., Kise S., Araki Y., Kainuma R. : Ultra-large single crystals by abnormal grain growth, Nature Communications, Vol.8, No.354, 2017.8
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 6) 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.
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の耐久性設計施工指針・同解説, 2016