

論文 鋼繊維を用いた RC 橋脚の変形性能改善に関する実験的評価

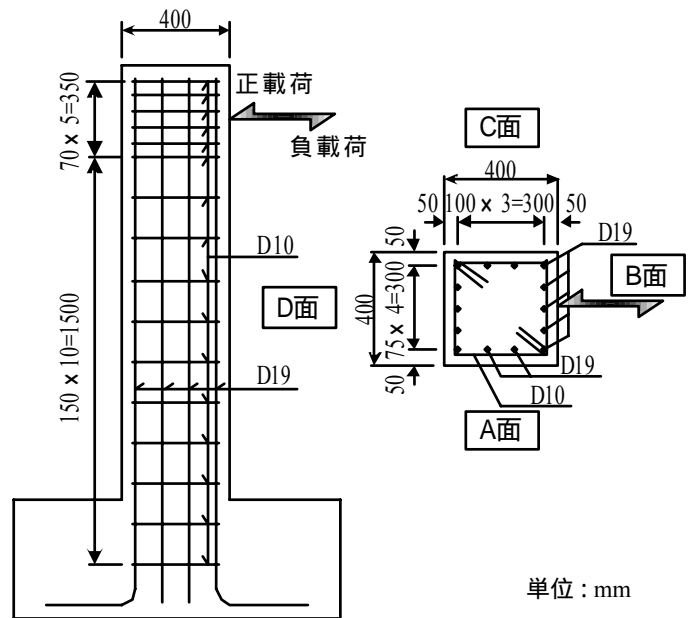
内野 裕士^{*1}・幸左 賢二^{*2}・合田 寛基^{*3}・森 暁一^{*4}

要旨：鋼繊維コンクリートを塑性ヒンジ部などのあらかじめ想定される曲げ損傷部分に適用することにより，有効にじん性の向上がはかれ，施工性・コスト面でも有利になるものと考えられる。そこで，SFRC および RC を適用した橋脚の供試体を作成し，正負交番実験を行いその有用性について検討を行った。その結果，曲げ変形性能の向上・エネルギー吸収性能の向上がみられ，SFRC の有用性について確認された。さらに，画像解析によりかぶりコンクリートの挙動を計測し，柱主鉄筋の座屈と荷重の低下との相関性について示した。

キーワード：鋼繊維コンクリート，正負交番載荷実験，じん性，変形性能，鉄筋座屈

1. はじめに

RC 構造物の耐震性を向上させる方法のひとつとして塑性ヒンジ部の部材レベルでの変形性能を向上させる方法が考えられる。ここでは，鋼繊維コンクリートを想定される曲げ損傷部分である塑性ヒンジ部断面に適用し，その変形性能の向上効果について検討する。本稿では，まず，既往の評価式を基に解析的に鋼繊維補強コンクリート (SFRC や Ductal) 柱部材の変形性能について評価を行った。ついで，その効果について確認するため，SFRC 柱および RC 柱の供試体を作製し，正負交番実験を行い，変形性能向上に関する検討を行った。



単位：mm

図 - 1 供試体断面および形状

2. 既往の評価式による変形性能評価

図 - 1 に標準供試体 (No.1) の断面および全体形状，表 - 1 に標準供試体の諸元を示す。供試体は，一般的なRC単柱式橋脚を1/8スケールでモデル化した。解析パラメータは，コンクリートの種類，帯鉄筋量，鉄筋強度，断面形状とした。コンクリートの種類は，一般的な普通コンクリート，および変形性能を向上させる目的で鋼繊維補強コンクリート(以下，SFRC)と，SFRCの一種で超高強度のDuctalを検討対象とした。表 - 2

表 - 1 供試体諸元

断面寸法	断面幅 × 断面高さ (mm)	400 × 400
有効高さ	(mm)	350
せん断スパン	(mm)	1400
せん断スパン比		4
軸方向鉄筋	鉄筋径	D19
	軸方向引張鉄筋比 pt (%)	1.3
	使用鋼材	SD345
帯鉄筋	鉄筋径	D10
	間隔 s (mm)	150
	横拘束筋体積比 s (%)	0.63
	使用鋼材	SD345
軸力	(N/mm ²)	1.0

*1 九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻 (正会員)

*2 九州工業大学 工学部教授 Ph.D (正会員)

*3 九州工業大学 工学研究科 機能システム創成工学 (正会員)

*4 九州工業大学 工学部建設社会工学科 (非会員)

表 - 2 各検討断面とそのパラメータ

	普通鉄筋 (SD345)		高強度鉄筋 (SD785)	普通鉄筋 (SD345)	
	通常コンクリート ($f'c=33$ [N/mm ²])	SFRC ($f'c=33$ [N/mm ²])	Ductal ($f'c=200$ [N/mm ²])	SFRC ($f'c=33$ [N/mm ²])	Ductal ($f'c=200$ [N/mm ²])
縦向き	D10(s=150) No.1	D10(s=150) No.2	D10(s=150) No.3	D10(s=150) No.7	D10(s=150) No.8
横向き	D6(s=420) No.4	D6(s=420) No.5	D6(s=420) No.6	No.6-2	
備考	全供試体ともに H×B=400×400[mm] せん断スパン1400[mm] せん断スパン比4.0 主鉄筋比 $\rho=1.3$ [%] 注1: No.7,8の中心部は通常コンクリート (繊維混入なし) 注2: 単位[mm]				

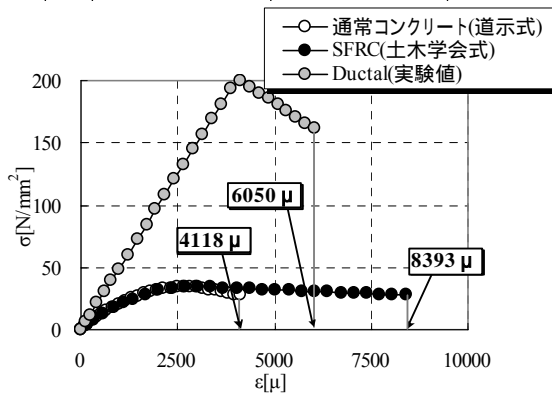


図 - 2 応力度 - ひずみ関係 (s=0.63%)

に検討断面ケースとパラメータを示す。

変形性能の評価は、道路橋示方書 耐震設計編 (以降、道示 と呼ぶ) に従って行った。その際、部材の応力度 - ひずみ関係が必要となるが、普通コンクリートの応力度 - ひずみ関係は、道示 で示されているタイプ 地震動に対応したものをを用いている。また、土木学会で提案されているSFRCの応力度 - ひずみ関係は、帯鉄筋による拘束効果が考慮されていない¹⁾。道示耐震編では帯鉄筋による拘束効果として、最大圧縮強度の上昇、最大圧縮強度時のひずみの増大および終局ひずみの増大が考慮されている。そこで、本研究でも道示で考慮されているこれらの効果を見込んだ式を仮定した。同様の考え方をを用いてDuctalの既往の実験結果²⁾に帯鉄筋の効果を考慮した式を仮定し、それにより得られた応力度 - ひずみ関係を図 - 2 に示す。

$$\sigma_c' = f'_{ck} \cdot \epsilon_c' / 0.002 (2 - \epsilon_c' / 0.002) \quad (\epsilon_c' > 0.002)$$

表 - 3 計算結果

	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
Pu (kN)	156.6	156.5	163.8	141.1	156.1
u (mm)	24.8	49.5	150.0	14.5	40.8
μ	4.0	8.0	26.1	せん断破壊	7.0
	No.6	No.7	No.8	No.3-2	No.6-2
Pu (kN)	163.8	156.5	163.8	348.7	348.6
u (mm)	148.0	49.7	149.6	76.8	74.3
μ	25.8	7.9	28.0	26.9	26.1

ここで、Pu : 終局荷重 u : 終局変位 μ : じん性率

$$f'_{ck} \cdot (\epsilon_c' / 0.0024 + 13/12) \quad (1) \quad (\epsilon_c' > 0.002)$$

ここで、

σ_c' = プレーンSFRCの応力度 (N/mm²)

f'_{ck} = プレーン SFRC の圧縮強度 (N)

ϵ_c' = プレーン SFRC のひずみ

これらの応力度 - ひずみ関係を用い、道示 に準じて変形性能を算出した結果を表 - 3 に示す。No.2, 5, 7 の結果に示すように、SFRC を 1% 混入することにより変形性能が大幅に改善できることが分かる。さらに、Ductal のみを適用した No.3, 6, 8 断面は、耐力がほとんど同程度でじん性率のみを 6 倍程度向上させることができ、高強度鉄筋と併用した No.3-2 および No.6-2 断面は耐力も 2 倍以上増加する結果となる。

3. 正負交番荷重実験

3.1 実験概要

試算により合計で10ケースの断面について検討を行い圧縮じん性に着目して鋼繊維補強コンクリートを用いることの有用性が見込まれる結果となった。そこで本研究ではその効果が最も

期待出来ると考えられるNo.2 供試体で検討を行うものとする。供試体諸元及び配筋は図 - 1, 表 - 1 に示したものである。また, 実験パラメータは表 - 4 に示すように, コンクリートの種類および軸力の有無による計3ケースの供試体とした。鋼繊維には付着性能のよい両端フック型の鋼繊維を採用し, 繊維混入率は1% (体積比) とした。SFRCは塑性ヒンジ長を考慮し, 柱基部から700mmの範囲にのみ適用し, それ以外は普通コンクリートを用いた。実験に使用したコンクリートおよび鉄筋の物性値を表 - 5 に示す。

正負交番荷重の方法としては, 実強度を用いた計算により求めた曲げ降伏荷重までは荷重制御で荷重し, 降伏荷重以降は, 降伏変位を基本としその整数倍を変位制御で荷重した。なお, 繰り返し回数は1回とし, 正負交互に荷重した。以下では正荷重とは図 - 1 に示すB面側に加力すること, 負荷重とはD面側に加力することを示す。また, 鉛直荷重はNo.1およびNo.2-2供試体は 1.0N/mm^2 の一定軸力を荷重し, No.2-1供試体は軸力無しで実験を行った。

なお, No.2-2供試体は実験初期段階で荷重制御の不手際により, 明確な降伏変位を確認する前に急激に3 yまでの変形となったが, 引張側となるD面に水平ひび割れが生じたものの, B面の柱基部において座屈などの損傷が生じていなかった。そこで, 再度, 設計降伏荷重まで荷重制御で加力し, その後は, そのときの変位から計算上の降伏変位の整数倍を変位制御で荷重した。

3.2 実験結果

(1) 破壊性状

図 - 3 に実験終了時のひび割れ図を示す。各供試体とも荷重方向であるB,D面の柱基部から400mmの範囲で顕著な水平ひび割れが約80mm間隔で発生しているが, それ以上の高さ領域では150mm程度の間隔で発生している。従って, 柱基部から約400mmの範囲が塑性ヒンジ部であったと考えられ, 後述の実験終了後に確認した主鉄筋の座屈長とほぼ一致していた。

表 - 4 実験供試体一覧

供試体種類	No.1	No.2-1	No.2-2
使用コンクリート	RC	SFRC	SFRC
鋼繊維混入率 (%)	0.0	1.0	1.0
軸力 (N/mm^2)	1.0	0.0	1.0

表 - 5 コンクリートおよび鉄筋の物性値

コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)			鉄筋降伏点強度 (N/mm^2)	
No.1	No.2-1	No.2-2	D10	D19
30.3	42.4	39.3	397	393

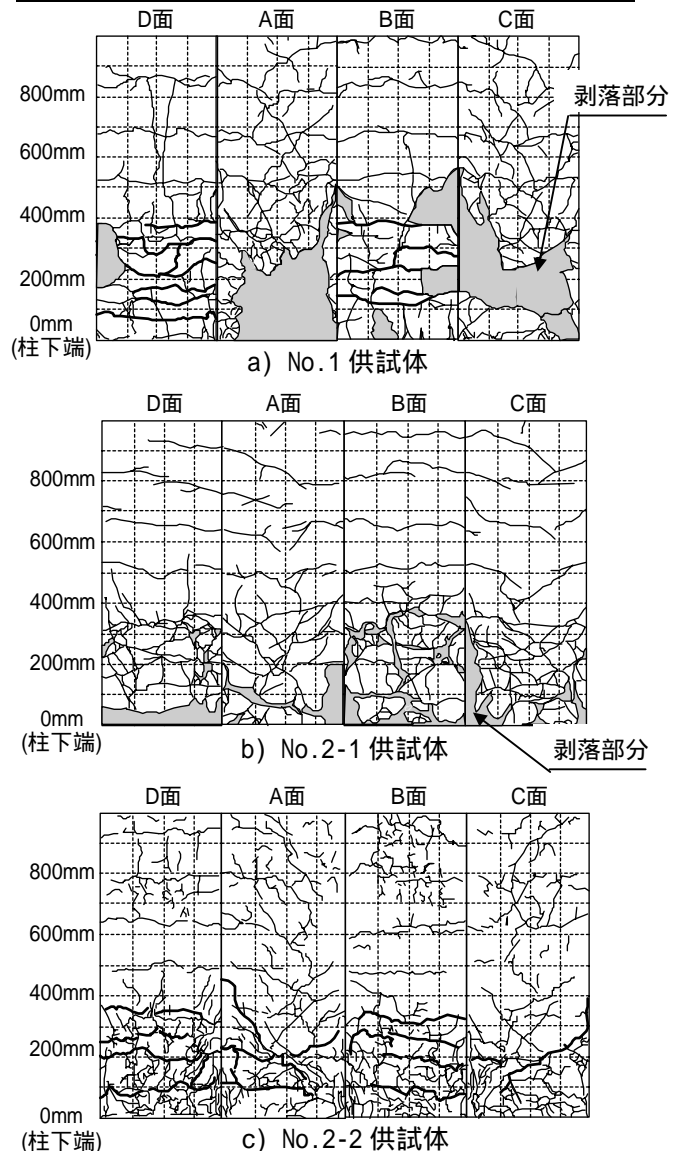


図 - 3 実験終了時のひび割れ図

また, 実験終了時には, No.1供試体はA,C面の柱基部に発生した大きな斜めひび割れを中心に かぶりコンクリートが大きく剥落していた。しかし, No.2-2供試体では剥離が生じていたものの鋼繊維により, かぶりコンクリートが繋ぎとめられたおり, 剥落に至ることは無かった。また, No.2-1供試体では鋼繊維の分散性が悪かったため剥落が生じていた。

(2) 荷重 - 変位関係

図 - 4 に各供試体の水平力と水平変位の関係を示す。先にも述べたが、No.2-2供試体は荷重制御の段階で3 y程度の変位が加わり、降伏荷重が明確でないこと、正方向の荷重 - 変形の進展がNo.1供試体とほぼ同一であったため3 yまではNo.1供試体の履歴曲線を用いて補正している。

実験初期および最大荷重を保持している段階においては、各供試体の差異は小さい。その後、No.1が53mm程度まで荷重を保持しているのに対して、No.2-2供試体は約78mmまで最大荷重を保持しており、SFRCを適用することで最大荷重を保持できる変位が1.5倍程度伸びている。その後、さらに载荷を続けるとNo.1供試体は柱の軸方向鉄筋の座屈が発生と共に急激な荷重低下が生じた。これに対して、No.2-2供試体は最大荷重以降、柱軸方向鉄筋が座屈しても荷重の低下が緩やかであり、最終的には引張側の柱軸方向鉄筋の破断で実験が終了した。各供試体を比較すると、SFRCを用いた供試体では荷重の低下開始が遅く、荷重低下域においても荷重の低下が緩やかである。一方、No.2-1供試体はNo.2-2供試体ほど変形性能が向上しなかった。武村らの研究（繰り返し载荷実験に基づくRC橋脚の終局変位の評価）を参考にすると、1 N/mm²程度の軸力の有無では変形性能に大きな差は見られていない。本研究でも、軸力が小さいこともあり軸力の影響は少ないと考えられる。しかし、局所的な破壊からNo.2-1供試体の変形性能は小さくなったものと考えられる。

(3) 履歴吸収エネルギー

図 - 5 に各载荷ステップ毎の履歴吸収エネルギーを示す。No.1供試体は変位60mm程度で履歴吸収エネルギーが最大20kN・mとなり、その後急激に低下するのに対して、No.2-2供試体は変位85mm程度で履歴吸収エネルギーが最大25kN・mとなり、変位120mmのときでもNo.1供試体の最大履歴吸収エネルギー以上を有する結果であった。また、No.2-1供試体は荷重低下域においても若干ではあるが履歴吸収エネルギーが増加し、

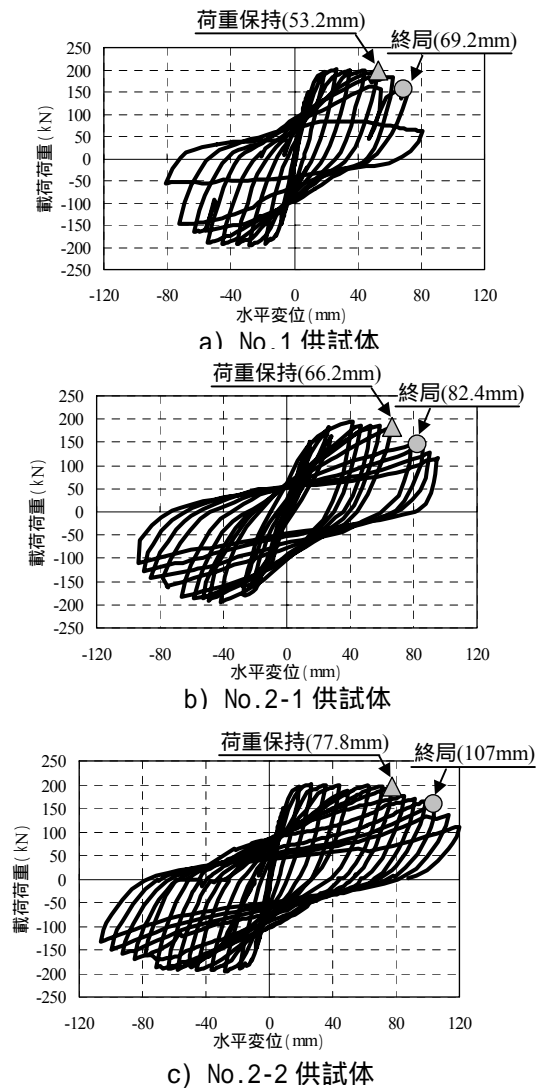


図 - 4 水平力と水平変位の関係履歴

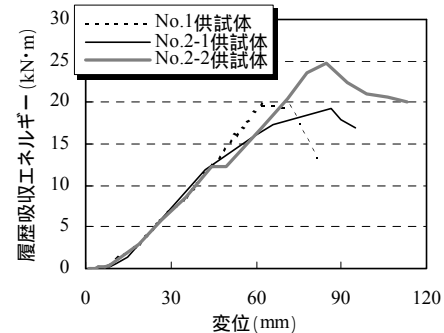


図 - 5 各载荷ステップ毎の履歴吸収エネルギー

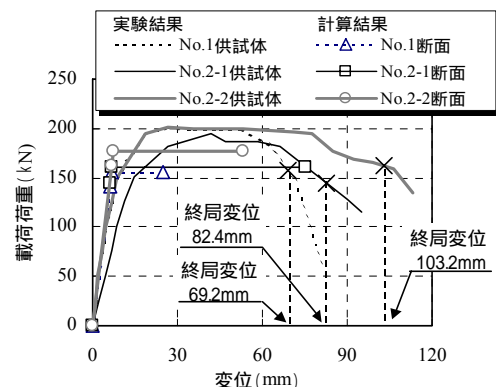


図 - 6 各供試体での包絡線の比較

表 - 6 変形性能の比較

	No.1供試体				No.2-1供試体				No.2-2供試体			
	実験値		計算値		実験値		計算値		実験値		計算値	
	荷重(kN)	変位(mm)	荷重(kN)	変位(mm)	荷重(kN)	変位(mm)	荷重(kN)	変位(mm)	荷重(kN)	変位(mm)	荷重(kN)	変位(mm)
初降伏	150	8.8	157	7.3	125	10.5	145	6.3	150	8.8	162	6.8
最大荷重	201				194				199			
終局	157	69.2	174	25.2	145	82.4	161	75.2	162	103.2	177	53.1
じん性率	7.9		3.5		7.8		11.8		11.7		7.8	
	実験値(kN・m)		計算値(kN・m)		実験値(kN・m)		計算値(kN・m)		実験値(kN・m)		計算値(kN・m)	
エネルギー吸収率	12.2		3.7		13.0		11.5		19.1		8.7	

変位85mm以降、緩やかに低下している。累積履歴吸収エネルギーで比較すると、No.1供試体が100kN・m程度であるのに対して、No.2-2供試体では210kN・mと2倍以上のエネルギー吸収能力を有しており、履歴吸収エネルギーの能力に優れている。

(4) 実験結果と計算結果との比較

図 - 6 に各供試体の実験で得られた包絡線と計算結果を示したものを示す。また、初降伏、最大荷重および終局時での荷重、変位およびじん性率を表 - 5 に示す。表中の実験の終局は計算での初降伏荷重まで低下した状態としている。

実験で得られた終局変位は計算値の2倍以上の値を示しているが、これは3.2 (1)で述べた、塑性ヒンジ長の影響が大きいと考えられる。No.2-2供試体とNo.1供試体を比較すると、SFRCを用いることにより計算では2倍程度のじん性が向上すると考えられ、これに対し、実験におけるNo.2-2供試体とNo.1供試体でじん性は1.5倍の伸びが確認された。また、実験での包絡線で囲まれた面積、および計算で算出されるバイリニアモデルで囲まれる面積をエネルギー吸収量とし、その結果を表 - 6 に併せて示す。計算値ではNo.1供試体が3.7kN・m、No.2-2供試体が8.7kN・mと2倍程度のエネルギー吸収向上が見込まれると考えられたが、実際にはNo.1供試体の実験値が12.2kN・m、No.2-2供試体で19.1kN・mと1.6倍エネルギー吸収量が向上した結果となった。これらのことから、本実験では変形性能・エネルギー吸収量ともに計算値に対応した結果が得られた。

(5) 座屈の検討

載荷実験中、デジタルカメラを設置して載荷面であるB,D面の損傷状況を撮影した。そのデジタル画像を用いて、かぶりコンクリートの

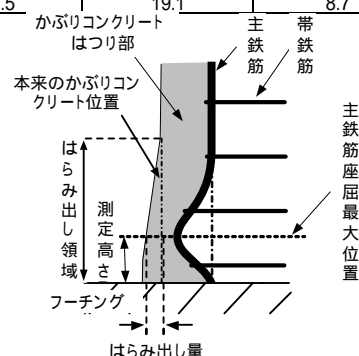


図 - 7 はらみ出し領域とはらみ出し量

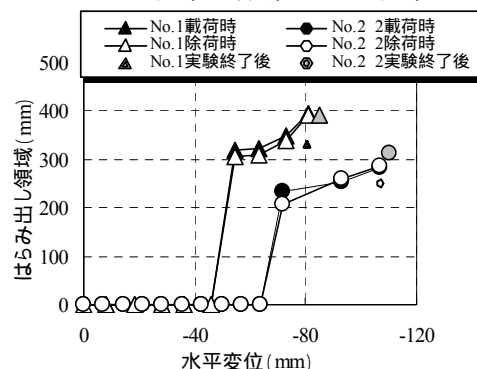


図 - 8 柱基部での はらみ出し領域の比較

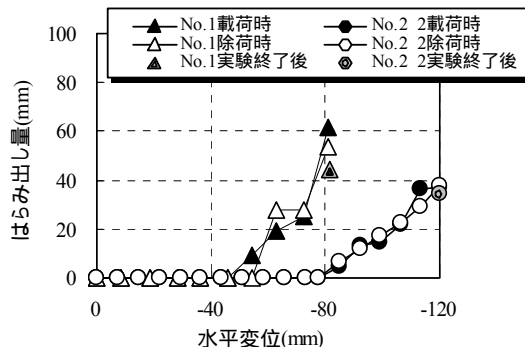


図 - 9 柱基部での はらみ出し量の比較

み出しを測定した。測定したはらみ出し領域とはらみ出し量の定義を図 - 7 に示す。はらみ出し領域とは、本来のかぶりコンクリートの位置から外側にかぶりコンクリートがはらみ出した高さ方向領域とし、はらみ出し量とは実験終了後、かぶりコンクリートをはつり、座屈最大位置を確認し、その高さにおけるはらみ出し幅をはらみ出し量と定義した。

図 - 8, 9 に画像解析による B 面のはらみ出

し領域，および座屈最大位置におけるはらみ出し量を示し，図 - 10 に座屈の進展状況を模式的に示したものを示す。No.1，No.2-2 供試体ともに荷重を保持できなくなる水平変位からはらみ出しが確認された。図 - 8 の柱高さ方向のはらみ出し領域に着目すると，荷重を保持できなくなる変位においてほぼ座屈長が決まる。また，はらみ出し量については，はらみ出し発生後，载荷の進展に伴い No.1，No.2-2 供試体ともに，はらみ出し量が増大することが分かる。その後 No.1 供試体では図 - 10 の 2)，3) に示すように主鉄筋の初降伏荷重付近である変位 71mm 時に 25mm であったはらみ出し量が，急激に荷重が低下した後の変位 81mm 時には，はらみ出し量が 61mm となり急激な荷重の低下とともに，はらみ出し量も大幅に増加している。また，この段階でかぶりコンクリートが大きく剥落し，コアコンクリートを貫通するようなひび割れを確認した。これに対して，No.2-2 供試体は，著しいはらみ出し量の増加はみられず一定の割合で増加しており，荷重の低下も緩やかであった。これらのことから，主鉄筋の座屈によるかぶりコンクリートのはらみ出し領域はほぼ一定で決まるのに対して，はらみ出し量は载荷の進展に従い，徐々に増大していくと考えられ，荷重の低下と相関性があると考えられる。

4. まとめ

本検討で試算，正負交番実験により明らかとなったことを以下に示す。

- 1) 試算結果より，SFRCおよびDuctalをRC橋脚に適用することで，変形性能を大きく向上することが出来ると考えられる。
- 2) 正負交番载荷実験を行い，SFRCを塑性ヒンジ部に用いることで，従来のRCより1.5倍程度終局変位が向上し，変形性能向上が見込めることが確認できた。
- 3) 本実験のでSFRCを適用することにより，累積履歴吸収エネルギーが2倍程度向上する。
- 4) デジタル画像を用いた画像解析により，荷

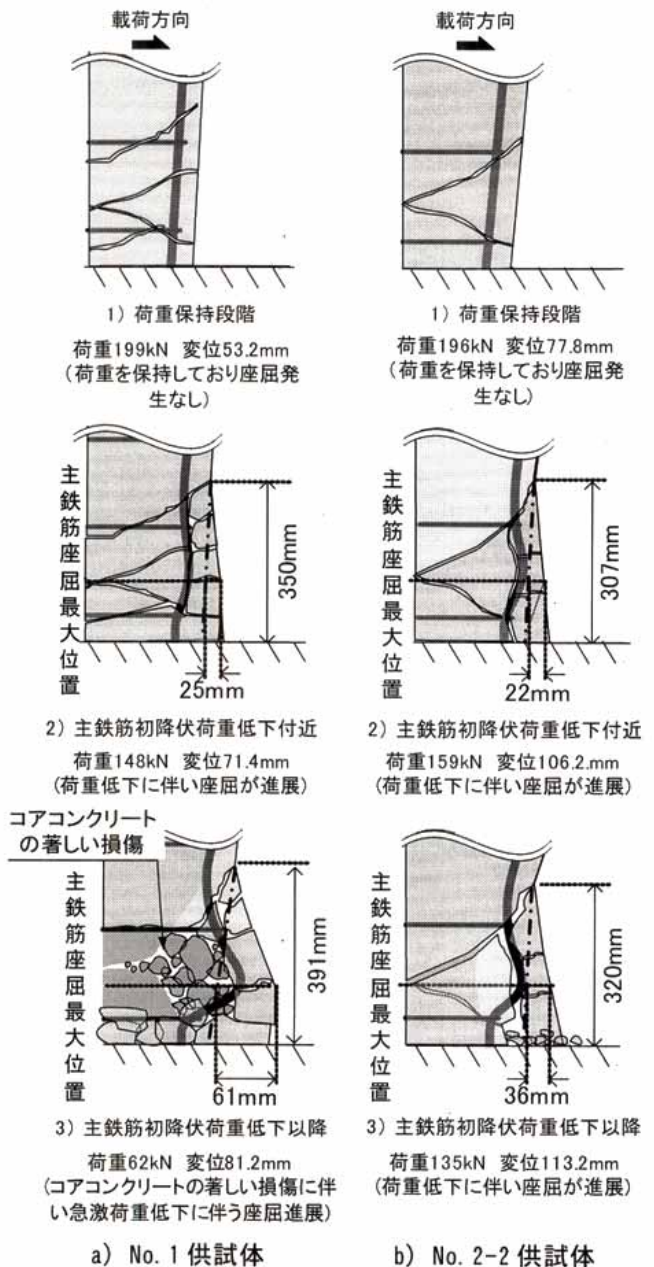


図-10 主鉄筋の座屈進展模式図

重低下と座屈の進展に相関が確認され，SFRCの方がRCに比べ，はらみ出し開始変位，最大はらみ出し量，はらみ出しの進展とともに小さくなる結果が得られた。

参考文献

- 1) 土木学会コンクリート委員会，コンクリートライブラリー97.鋼繊維鉄筋コンクリート柱部材の設計指針(案)，pp,3-24, 1999.
- 2) コンクリート委員会・超高強度繊維補強コンクリート究小委員会，第4回幹事会資料，pp,3-24,2003.