

鋼繊維混入量がRC橋脚の変形性能向上に及ぼす影響

芳賀祥晃¹・幸左賢二²・内野裕士³

¹学生会員 九州工業大学大学院 建設社会工学専攻（〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1）

²正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科（〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1）

³正会員 工修 三井住友建設株式会社 土木部（〒103-0023 東京都中央区日本橋本町1-9-4）

1. はじめに

RC構造物の耐震性を向上させる方法の一つとして、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。そこで、本研究では、高じん性材料として知られる繊維補強コンクリートをRC橋脚に適用した場合の鋼繊維混入量が変形性能向上に及ぼす影響について検討した。鋼繊維を混入することで、RC柱のせん断耐力が向上し、破壊形態が曲げ先行型に移行することが明らかとなっている¹⁾が、変形性能の定量的な評価はなされておらず、繊維補強コンクリートを柱部材の変形性能向上のために用いる場合の有用性は明確ではない。ここでは、普通コンクリートに比較し優れた断面耐力・じん性を有する鋼繊維コンクリート（以下、SFRC）を、想定される曲げ損傷部分である塑性ヒンジ部に適用

し、その変形性能の向上効果について検討する。具体的には、まず鋼繊維混入率をパラメータとした圧縮試験を行い、その結果からコンクリートの応力-ひずみ曲線をモデル化し、道路橋示方書V耐震設計編（以降、道示Vと呼ぶ）に基づき、解析的に鋼繊維補強コンクリート柱部材の変形性能についての評価を行った。ついで、その効果を確認するために、SFRC柱およびRC柱の供試体を作製し、正負交番実験を行い、座屈長、曲率性状を含めた計測により、変形性能向上の検討を行った。

2. コンクリート圧縮試験結果に基づく柱供試体変形性能推定

2.1 供試体概要

図-1に正負交番载荷実験に用いた柱供試体の形状および配筋状況を示す。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。柱断面は400×400mmの正方形断面を有し、有効高さは350mm、せん断スパンを1400mmとし、 a/d は4.0に設定した。鋼材は、すべてSD345とし、軸方向鉄筋にD19、帯鉄筋にD10の異形鉄筋を用い、帯鉄筋は150mm間隔で配置し、軸方向引張鉄筋比1.3%、帯鉄筋による横拘束筋体積比を0.63%とした。実験パラメータとしては表-1に示すように、鋼繊維の単位体積混入率（以降、 V_f と呼ぶ）を0.0%、1.0%、1.6%の3水準としている。鋼繊維には付着性能のよい両端フック型

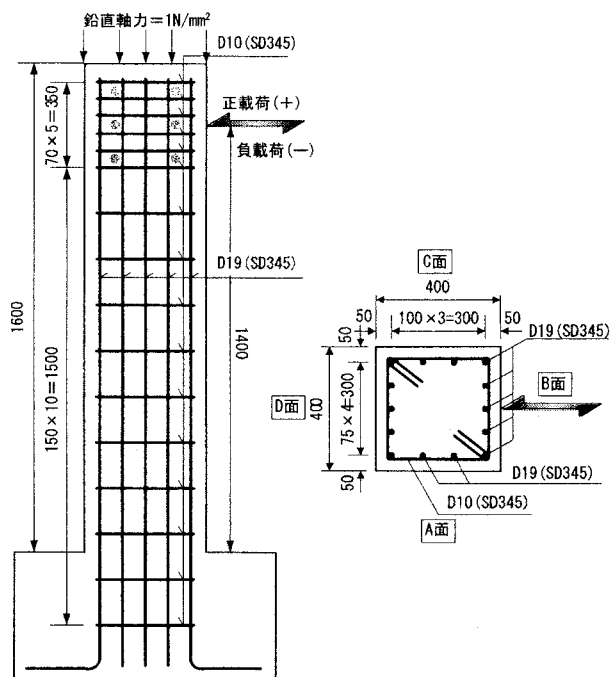


図-1 供試体形状および配筋状況

表-1 柱実験供試体一覧

供試体種類	No.1	No.2	No.3
使用コンクリート	RC	SFRC	SFRC
鋼繊維混入率(%)	0.0	1.0	1.6
軸力 (N/mm ²)	1.0	1.0	1.0

を採用した。SFRCは塑性ヒンジ長を考慮し、柱基部から高さ方向700mmの範囲のみ適用し、それ以外の部分には普通コンクリートを用いている。

2.2 コンクリート圧縮試験結果

コンクリートの圧縮試験は、柱供試体のVfと同様のシリンダー試験体を用いて実施した。

表-2に圧縮試験によって得られた各供試体6体の平均圧縮強度、図-2に供試体の応力-ひずみ関係を示す。これは、6体の供試体のうち、特殊な破壊性状を除いて、応力-ひずみ関係を平均化したものである。図での応力は、各試験体の発生応力を最大応力で除し無次元化した値を用いている。図-2より、応力8割低下点のひずみは、Vf=0%で4815 μ 、Vf=1.0%で6250 μ 、Vf=1.6%では7335 μ となり、応力5割低下点のひずみは、Vf=0%で5700 μ 、Vf=1.0%で9993 μ 、Vf=1.6%では12762 μ となった。Vfの増加に伴い、最大応力の8割低下点、5割低下点ともにひずみの増加が見られたが、Vf=0.0%のひずみとVf=1.0%、1.6%のひずみを比較したひずみ増加率は、8割低下点では1.3倍、1.5倍であったのに対して、5割低下点では1.7倍、2.2倍であったことから、応力低下点をより下まで評価する程、鋼繊維の効果が大きくなっていることが分かる。

次に、変形性能の試算を行うために、Vfの増加による終局ひずみ増加の結果を用いて変形性能の試算を行った²⁾。

図-3に、解析上の応力-ひずみモデルを示すが、応力の下降域の傾きは、道示Vに準じた圧縮試験結果による最大応力の8割低下点時のひずみ、5割低下点時のひずみと最大応力時のひずみを直線近似して求めた。

2.3 変形性能計算手法および結果

変形性能の計算手法は、道示Vに示す水平耐力及び水平変位の算出方法を用いた。ここで計算に用いたコンクリートの応力-ひずみ曲線は、前述したSFRCの応力-ひずみ関係に、道示Vの帯鉄筋の横拘束効果による増分ひずみを累加して応力-ひずみ関係を求めた。鋼繊維混入による終局ひずみ ϵ_{cu} の向上で、終局曲率 ϕ_u が大きくなることにより、変形性能向上をもたらすと推定される。

図-4に、変形性能の計算結果のうち、終局変位の比較を示す。応力8割低下モデルでは、Vf=0.0%で25.2mm、Vf=1.0%で44.2mm、Vf=1.6%で49.1mmとなり、鋼繊維混入によりVf=1.0%で約1.8倍、Vf=1.6%で約2.0倍終局変位が向上し、応力5割低下モデルではVf=0.0%で33.6mm、Vf=1.0%で80.9mm、Vf=1.6%

表-2 コンクリート及び鉄筋の物性値

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	No.3	D10	D19
30.3	39.3	36.0	397.0	393.0

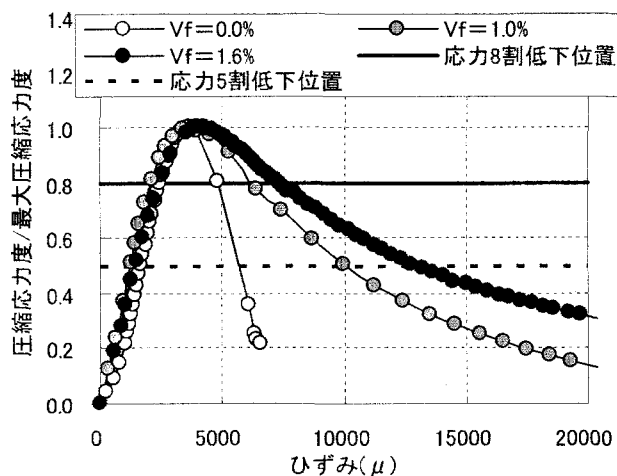


図-2 応力-ひずみ関係(圧縮試験結果)

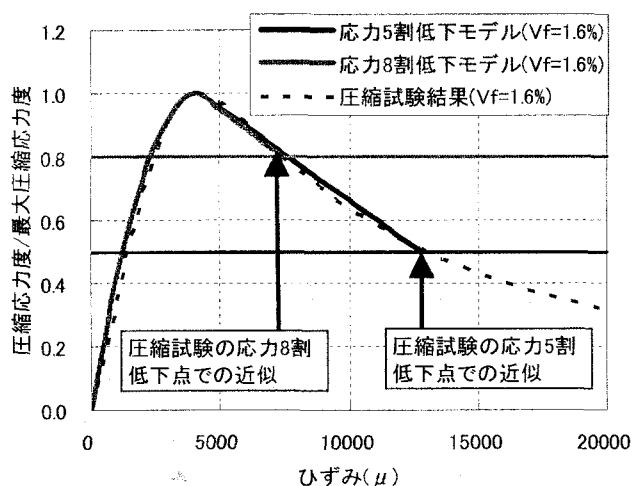


図-3 応力-ひずみ関係モデル

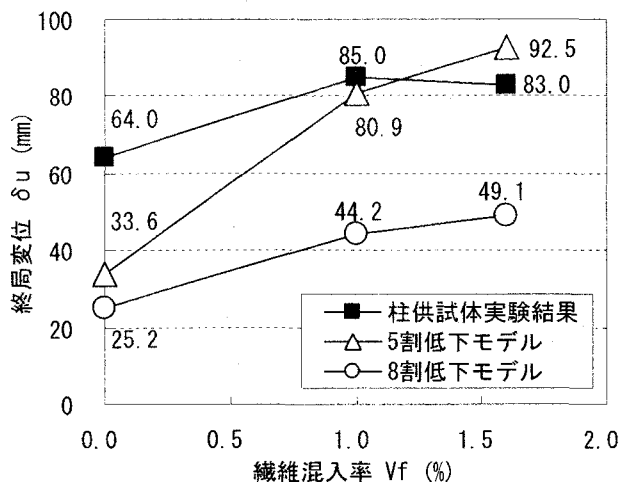


図-4 終局変位の計算結果比較

で92.5mmとなり、鋼繊維混入により $V_f=1.0\%$ で約2.4倍、 $V_f=1.6\%$ で約2.8倍終局変位が向上することが分かった。

3. 正負交番载荷実験

3.1 実験概要

(1) 载荷方法

正負交番载荷の方法としては、道示Vより求めた曲げ降伏荷重までは荷重制御で25kNずつ载荷し、降伏荷重以降は、降伏変位($=1\delta_y$)を基本としその整数倍の変形量を変位制御で $1\delta_y$ ずつ载荷した。なお、繰り返し回数は1回とし、最大荷重载荷後の荷重低下が、最大荷重の5割まで達した時点で载荷を終了した。なお、図-1に示すB面側に加力することを正载荷としている。鉛直荷重は、全供試体ともに $1.0\text{N/mm}^2(=160\text{kN})$ の軸力を、柱供試体上面に一定に加えた状態で载荷実験を行った。

(2) 計測方法

柱供試体には、変形性能向上効果を計測するため、変位計を载荷位置と、その下からは基部に近くなるほど密になるように400, 200, 100mm間隔で取り付けた。加えて、ひずみゲージを基部と、その上からは塑性ヒンジ領域($=0.5D$)は150mm間隔、それ以外は300mm間隔で貼付した。また、デジタルカメラ撮影により、かぶりコンクリートのはらみ出し、曲率とその分布を計測するために供試体に設置した標点間の変形量を計測した。

3.2 実験結果

(1) 損傷の進展

図-5に、No.1供試体と、SFRCの代表例としてNo.3供試体のひび割れ損傷の進展比較を示す。図-5の左側図には、変位16.7mm~18.7mm時、右側図にはNo.1供試体の座屈開始近傍(62.0mm)でのNo.1、No.3供試体のひび割れの状況を示す。両供試体とも変位18mm近傍時には、基部から高さ方向600mmの範囲に曲げひび割れが発生する。この時、No.1供試体ではひび割れの発生は少なく、1本当りのひび割れ長さは長い。No.3供試体では短いひび割れが多く発生している。座屈開始の変位62.0mm近傍での、No.1供試体とNo.3供試体のひび割れ進展を比較すると、両供試体ともに曲げひび割れが発生、進展していくが、No.1供試体では、変位36.3mm時に大きな斜めひび割れが発生する。また、No.3供試体では、損傷が大きかった基部から高さ方向400mmの範囲のひび割れ発生本数が多く、ひび割れの分散傾向が認められる。

(2) 载荷荷重—水平変位関係

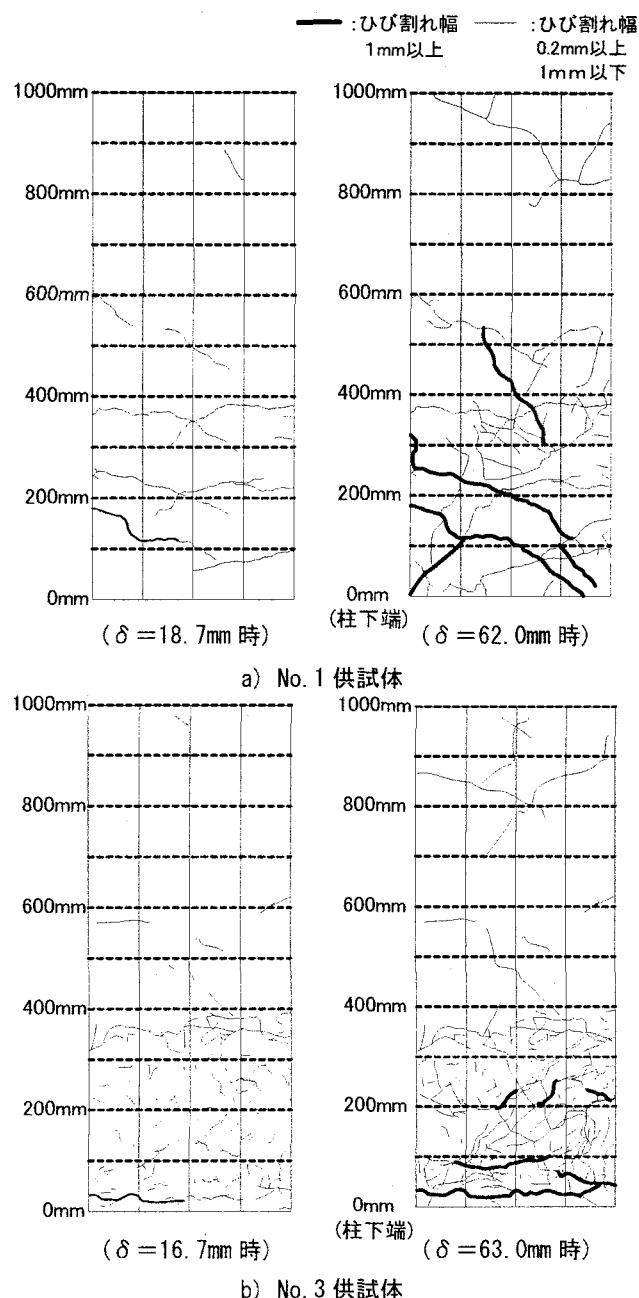


図-5 実験終了時のひび割れ図

図-6に、各供試体の载荷荷重と水平変位の関係を示す。

図より、载荷初期から変位30mm時までの载荷段階においては、各供試体の荷重—変位関係の差異は小さい。その後、実験値の終局の定義を、载荷荷重が最大値に達した後の荷重低下時に、計算値の降伏荷重 $175\text{kN}(=0.85P_{\max})$ まで低下した状態とすると、No.1が終局変位64.0mm程度まで荷重を保持しているのに対して、No.2供試体では終局変位85.0mm程度、No.3供試体では終局変位83.0mm程度まで载荷荷重を保持しており、SFRCを適用することで終局変位は約1.3倍伸びている。

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の発生と共に0.50Pmaxまで急激に荷重低下が生じたため載荷を終了した。

これに対して、No.2、No.3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、最終的には柱断面引張側の軸方向鉄筋が破断した。軸方向鉄筋の破断本数は、No.2供試体が1本、No.3供試体が5本である。

ここで、No.2、No.3供試体の載荷荷重－水平変位関係にほとんど変化が現れなかった。その原因として、Vfが1.0%を超えると、特に基部付近ではコンクリート打設が困難となり、鋼繊維の分散性も悪くなり、塑性ヒンジ領域での鋼繊維の効果が十分に発揮されなかったことが考えられる。

(3) 履歴吸収エネルギー

図-7に、各水平変位毎の履歴吸収エネルギーを示す。履歴吸収エネルギーの計算方法は、載荷荷重－水平変位関係において各ステップ毎の履歴曲線に囲まれた面積計算を行い算出した。

No.1供試体は、終局変位64.0mm程度で履歴吸収エネルギーが最大20kN・mとなり、その後急激に低下した。これに対し、No.2供試体は終局変位85.0mm程度で履歴吸収エネルギーが最大25kN・mとなり、変位100mm付近においても、No.1供試体の最大履歴吸収エネルギー20kN・mを上回る履歴吸収エネルギーを有する結果であった。同様に、No.3供試体も終局変位83.0mm程度で履歴吸収エネルギーが23kN・m、変位100mm程度で最大25kN・mとなり、いずれにおいてもNo.1供試体の最大履歴吸収エネルギー20kN・mを上回る履歴吸収エネルギーを有する結果であった。

図-8に、図-7の履歴吸収エネルギーを累積した累積履歴吸収エネルギーを示す。No.1供試体は、終局変位64.0mm程度で累積履歴吸収エネルギーが0.5kN・m²となる。No.2、No.3供試体も、変位60.0mm程度までNo.1供試体とほとんど同じ履歴を示すが、No.2、No.

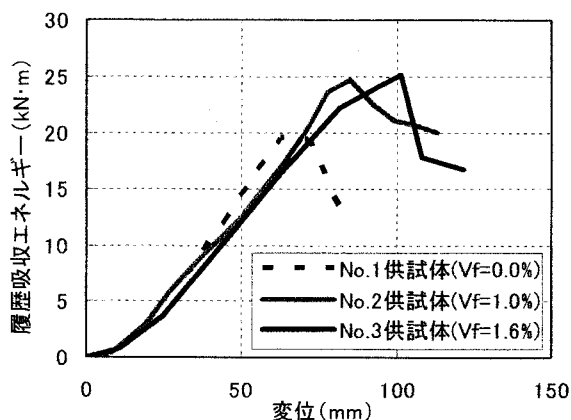


図-7 履歴吸収エネルギー－変位関係の比較

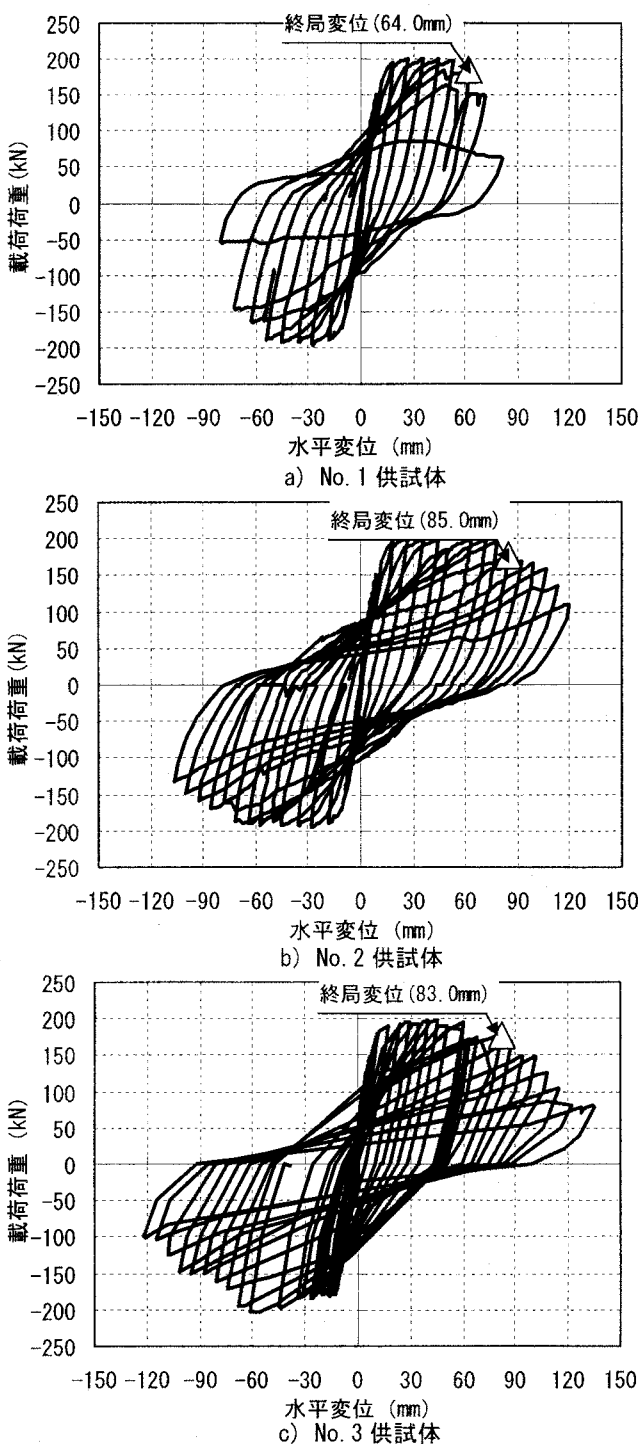


図-6 載荷荷重－水平変位関係の履歴曲線

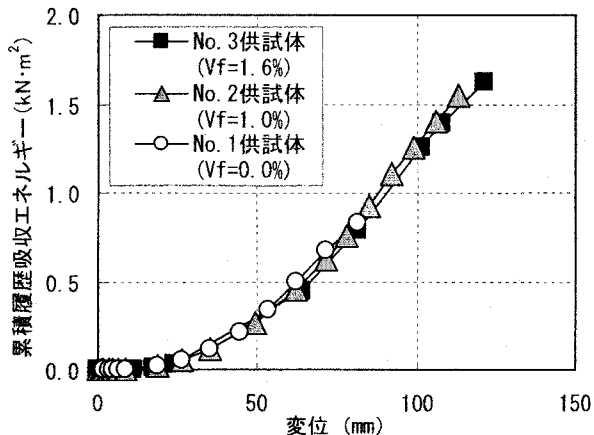


図-8 累積履歴吸収エネルギー－変位関係の比較

3供試体の終局変位85.0mm程度で累積履歴吸収エネルギーが両供試体とも $1.0\text{kN}\cdot\text{m}^2$ となる。よって、No.2, No.3供試体は、No.1供試体よりも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) 変形性能の実験結果と計算結果の比較

図-9に、各供試体の載荷実験で得られた載荷荷重—水平変位曲線の包絡線と、計算結果による水平荷重—水平変位関係を示す。計算結果の値は、2.3節の変形性能計算結果の内、コンクリートの応力—ひずみ関係の応力が最大応力の5割まで低下したモデルによる値を示している。じん性率は、終局変位を降伏変位で除した値とした。

その結果、終局変位の計算値は、No.1供試体が33.6mm、No.2供試体が80.9mm、No.3供試体が92.5mmであったのに対して、柱供試体実験では、No.1供試体が64.0mm、No.2供試体が85.0mm、No.3供試体が83.0mmとなり、No.1供試体では実験値が計算値の約1.9倍、No.2供試体では約1.1倍、No.3供試体では約0.9倍の結果となった。

また、じん性率の計算値は、No.1供試体が4.2、No.2供試体が9.6、No.3供試体が10.6であったのに対して、柱供試体実験では、No.1供試体が5.3、No.2供試体が7.1、No.3供試体が7.5となった。

以上の結果から、No.2, No.3供試体とNo.1供試体を比較すると、塑性ヒンジ領域に鋼繊維を混入することにより、終局変位、じん性率ともに計算値では約2.4倍向上する結果であったが、実験でも約1.3倍向上することが分かった。

3.3 塑性ヒンジに関する検討

図-10に、No.1供試体とNo.3供試体の軸方向鉄筋ひずみの高さ方向分布を、各計測位置で急激なひずみの進展が発生した変形時毎の進展状況で示す。ひずみゲージの添付位置は、塑性ヒンジ領域になり得ると考えられる $0.5D(=200\text{mm})$ 付近を密にするため、基部から300mmの範囲では150mm間隔、それ以上の300mm～1200mmの範囲は300mm間隔とした。図より、変形量の増加に伴い、0mm位置から上方に軸方向鉄筋ひずみの塑性化範囲が広がっていることが分かるが、計測点が少なかったこともあり、軸方向鉄筋塑性範囲には明確な差異は認められなかった。

次に詳細な座屈長の比較を行うために、軸方向鉄筋の座屈が発生する領域はコンクリート外縁のはらみ出しの発生領域に近似していると考え、はらみ出し領域を計測した。

図-11に、コンクリート外縁のはらみ出し領域の算出方法を示す。各変位状態で撮影したデジタルカメ

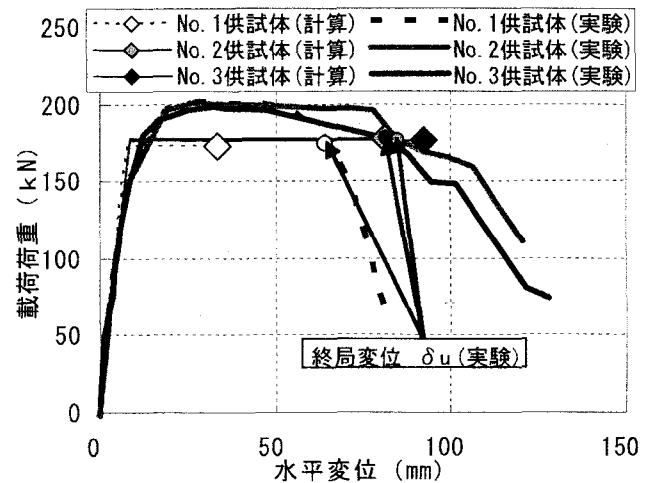


図-9 載荷荷重—水平変位曲線の包絡線の比較

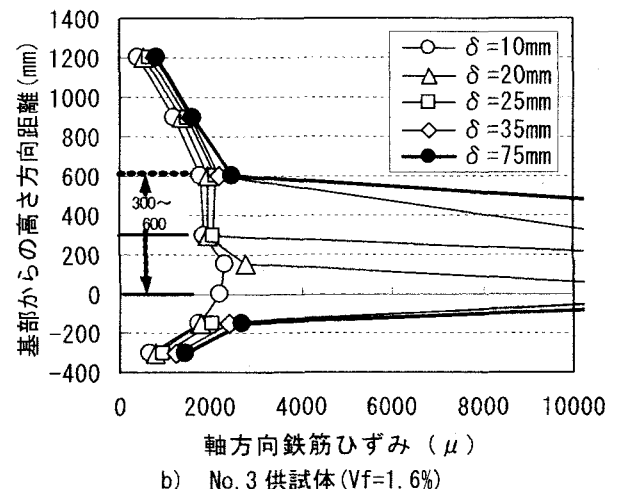
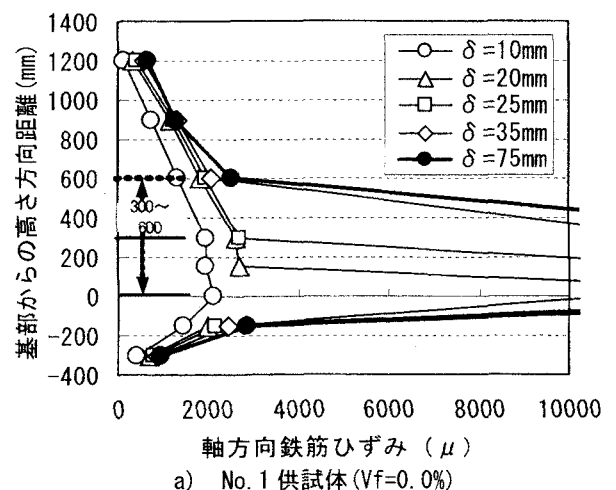


図-10 軸方向鉄筋ひずみの高さ方向分布進展状況

ラ画像を用いて、供試体中央からコンクリート外縁までの距離を、供試体の基部から高さ方向順に計測を行い、載荷前の基準距離(200mm)を超えた計測部分の領域をはらみ出し領域とした。

図-12に、はらみ出し量の進展状況、図-13に、はらみ出し領域の進展状況、表-3に、はらみ出し発生変位の比較を示す。aは、はらみ出しの発生時、bは、

はらみ出し発生から終局までの変位領域、cは終局時のはらみ出し状況に対応している。図-13に示すように、鋼繊維混入供試体でははらみ出し発生変位が大幅に伸びることが分かる。一方、はらみ出し形状については、No.1供試体が高さ方向距離約400mmの範囲で滑らかにはらみ出しが増加するのに対し、No.3供試体では、高さ方向距離約300mmの限られた範囲で、大きなはらみ出しが発生している。このように、はらみ出し発生変位が大きくなった原因としては、詳細は3.4に示すが、コアコンクリート部の鋼繊維の影響が考えられる。

図-14に、終局時の塑性ヒンジに関する検討結果の比較を示す。図-10での軸方向鉄筋の塑性化領域、図-12、13でははらみ出し領域に加えて、載荷実験終了後にかぶりコンクリートをはつり取りにより測定した軸方向鉄筋の変形領域、算出した曲率分布から推定した塑性ヒンジ長の比較を行った。図より、軸方向鉄筋の塑性化領域、はらみ出し、軸方向鉄筋の変形領域のいずれも、やや鋼繊維コンクリートの方が小さめの値になっている。

図-15に、コンクリート外縁ひずみの計測方法と曲率の算出方法を示す。供試体に示した100mm間隔の標点の変形量をデジタルカメラ画像により計測し、断面の圧縮縁近傍ならびに引張縁近傍における圧縮ひずみ ϵ_c と引張ひずみ ϵ_t を、それぞれ算出した。平面ひずみ保持が成り立つことを前提として、これらのひずみ値から計測区間の断面における平均曲率を次式により算定した。

$$\phi = (\epsilon_t + \epsilon_c) / Dt \quad (1)$$

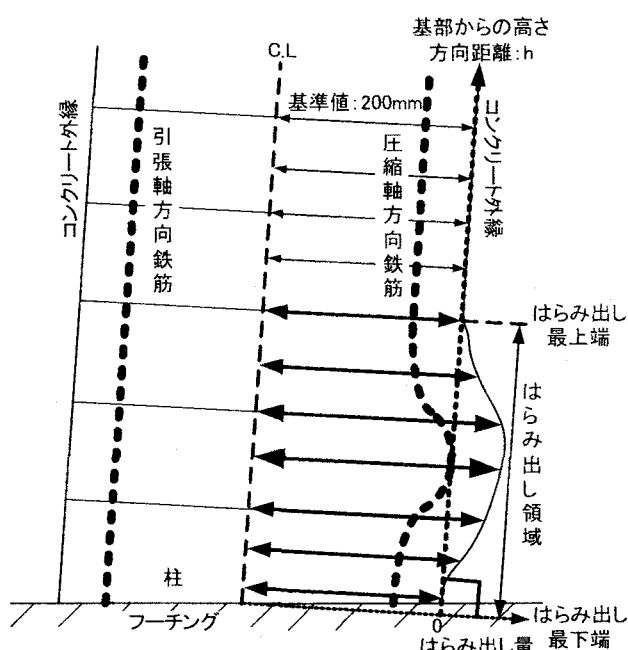


図-11 はらみ出し領域の算出方法

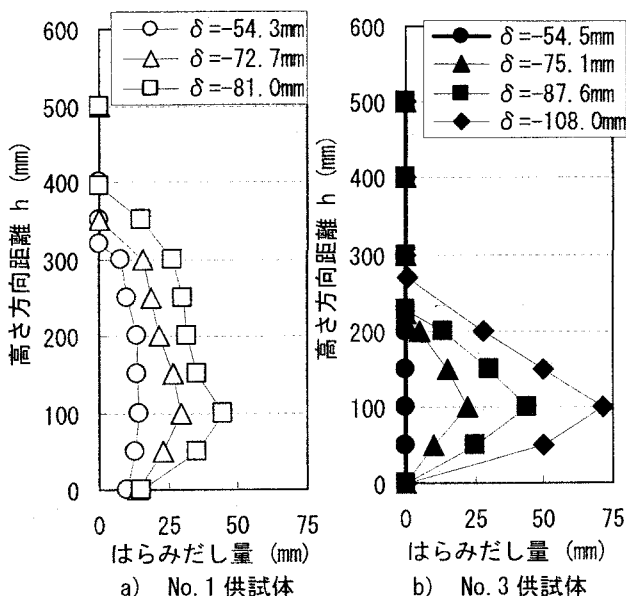


図-12 はらみ出し量の進展状況比較

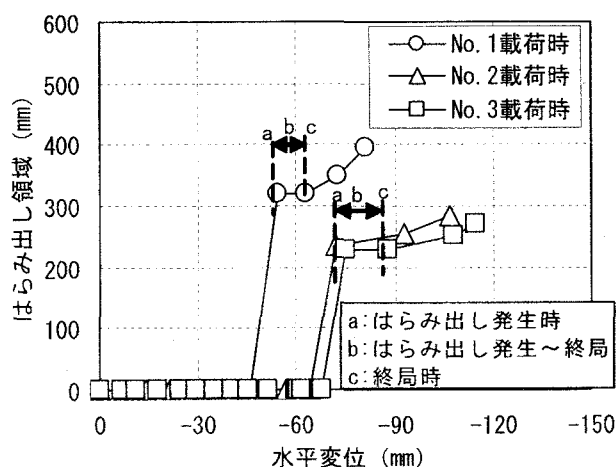


図-13 はらみ出し領域の進展状況

表-3 はらみ出し発生変位の比較

供試体No	Vf (%)	a (mm)	c (mm)	b (=c-a) (mm)
No. 1	0.0	-54.3	-64.0	-9.7
No. 2	1.0	-71.9	-85.0	-13.1
No. 3	1.6	-72.5	-83.0	-10.5

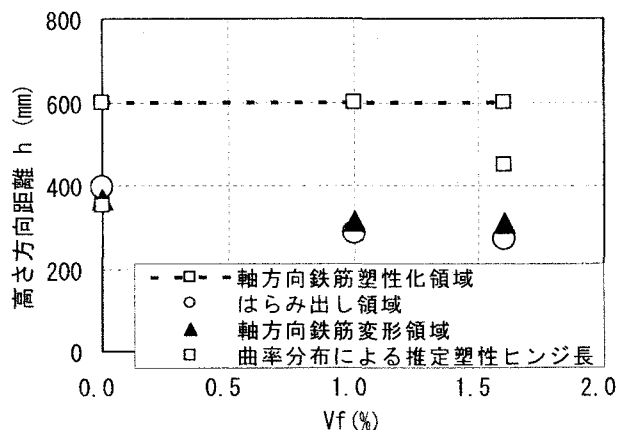


図-14 終局時における塑性ヒンジに関する検討結果の比較

ここに、 ϕ ：計測区間の断面における平均曲率

Dt ：引張縁側と圧縮縁側に配置された標点間距離(=200mm)

図-16に、No.1供試体、No.3供試体各々の軸方向鉄筋の座屈発生変位時、終局変位時における柱断面に生じた曲率の高さ方向分布を示す。ここで、図-16による塑性ヒンジ領域として、曲率分布が急激に上昇している高さ方向距離の領域と定義している。No.1供試体の座屈発生変位-54.3mm時、終局変位-63.6mm時の曲率分布と、No.3供試体における変位-54.5mm時、変位-67.9mm時の曲率分布を比較するとほとんど差は見られなかった。しかし、変位-64.0mm以降、No.1供試体では座屈の進展に伴い、急激に荷重が低下しているのに対し、No.3供試体は座屈発生直後で、荷重が緩やかに低下している。また、No.3供試体の終局変位-83.0mm時には、基部付近の曲率が約0.201/mと上昇しているにも関わらず、No.1供試体のような座屈後の急激な荷重の低減が発生することなく変位が伸びている。

図-17に、終局時の変位の実験値と計算値の比較を示す。計算値は、図-16の曲率分布より、次式により算出した。

$$\delta = \sum_{i=1}^m (L_i \cdot L_p \cdot \phi_i) \quad (2)$$

ここに、 δ ：水平変形量(mm)

L_i ：载荷点から i 番目の曲率分布中間点までの距離(mm)

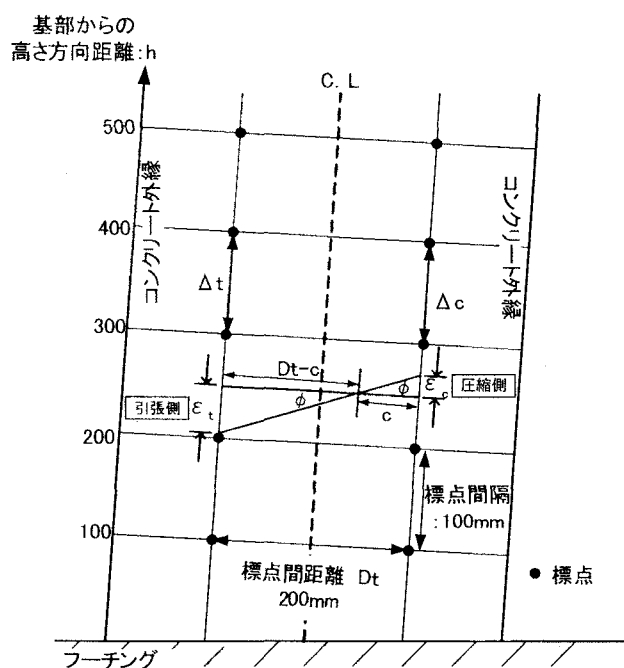
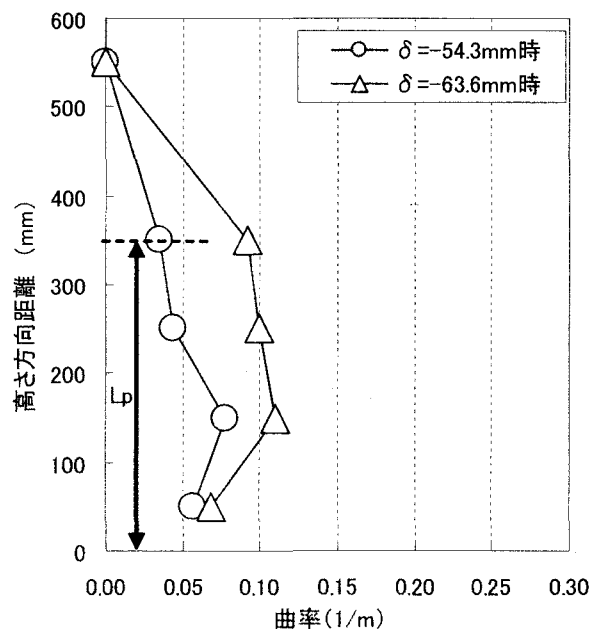


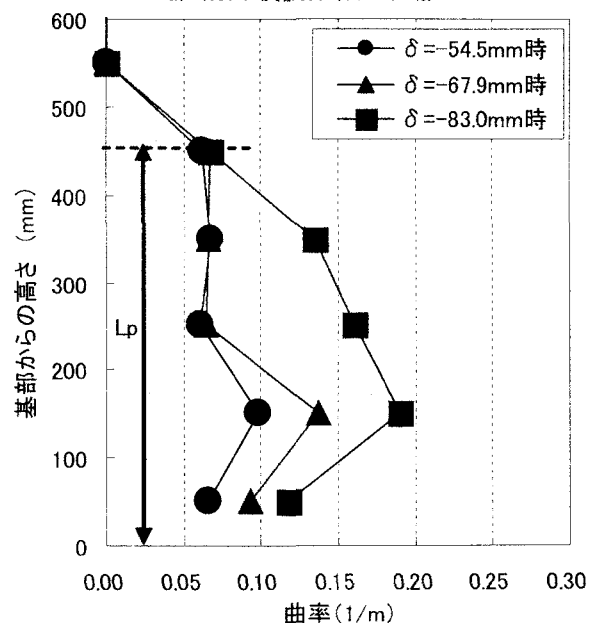
図-15 コンクリート外縁ひずみの計測方法

L_p ：標点間隔(mm)(=100mm)

ϕ_i ：载荷点から i 番目の曲率(1/mm)



a) No.1 供試体 (Vf=0.0%)



b) No.3 供試体 (Vf=1.6%)

図-16 曲率分布の比較

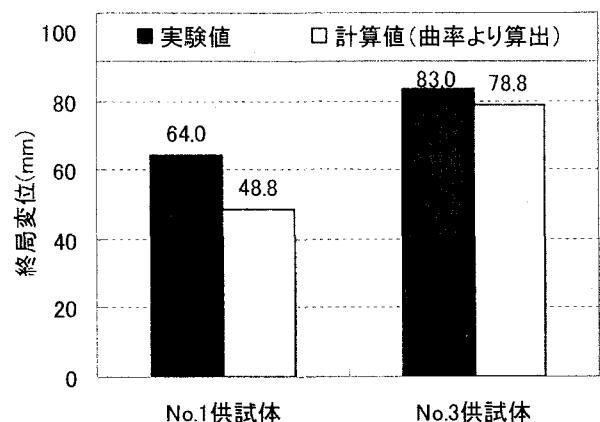


図-17 終局変位の実験値と計算値の比較

実験値の終局変位は、No.1供試体が64.0mm、No.3供試体が83.0mmで、約1.3倍増加しているのに対して、計算値はNo.1供試体が48.8mm、No.3供試体が78.8mmで、約1.6倍増加している。ここでは軸方向鉄筋の伸び出しに対する影響を考慮していないことから、計算値は定性的には実験値に対して良い傾向を示していると考えられる。

3.4 損傷メカニズムの推定

図-18に、No.1供試体の座屈発生時と終局時でのコアコンクリートの損傷状況を、No.3供試体と比較した模式図を示す。No.1供試体は、変位-54.3mmで座屈が生じる。コアコンクリートの損傷が大きく、圧縮応力を受け持てなくなるため、軸方向鉄筋に大きな圧縮力が発生し、鉄筋座屈が生じる。これに対して、No.3供試体では、鋼繊維がコアコンクリートのひび割れ面での応力伝達を受け持ち、圧縮応力を十分負担するために、座屈発生変位が伸びると考えられる。また、鉄筋座屈発生後も、コアコンクリートが圧縮応力を負担し続けるため、大きな座屈の鉄筋はらみ出しが発生するにも関わらず、荷重を保持することが可能になると考えられる。

4. まとめ

本検討での圧縮試験、柱部材を対象とした変形性能計算、正負交番実験により明らかになったことを以下に示す。

- 1) 圧縮試験により、応力8割低下点のプレーンコンクリートの圧縮ひずみが 4815μ であったのが、単位体積鋼繊維混入率を1.0%、1.6%に増加させるのに伴い、圧縮ひずみが 6250μ 、 7335μ と増加し、応力5割低下点のプレーンコンクリートの圧縮ひずみが 5700μ であったのが、単位体積鋼繊維混入率を1.0%、1.6%に増加させるのに伴い、圧縮ひずみが 9993μ 、 12762μ と増加することが確認出来た。
- 2) 鋼繊維混入率1.0%程度のSFRC柱の終局変位は85.0mm、じん性率は7.1であり、RC柱の終局変位64.0mm、じん性率5.3よりも、1.3倍程度向上し、最大履歴吸収エネルギーも $20\text{kN}\cdot\text{m}$ から $25\text{kN}\cdot\text{m}$ へと1.3倍程度向上することが分かった。
- 3) 鋼繊維混入によりコアコンクリートの応力-ひずみ関係が向上し、荷重保持するひずみ点が増加することから、鉄筋座屈の発生点が伸びると考えられる。
- 4) デジタルカメラ画像により標点間距離計測を行い、高さ方向100mm間隔ごとに曲率を算出した。

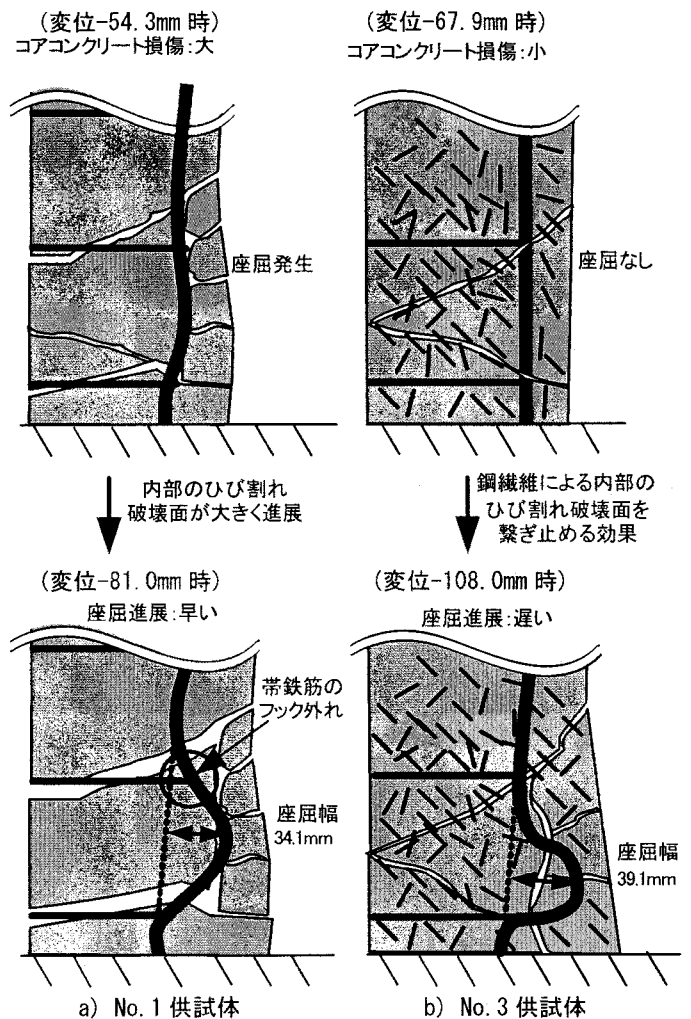


図-18 コアコンクリート部の損傷メカニズム

その結果、RC柱の塑性ヒンジ領域での終局曲率が約0.101/mであったのに対して、鋼繊維混入により、終局曲率が約0.201/mに増加することが分かった。

参考文献

- 1) 松尾庄二, 柳博文, 土井至朗: 鋼繊維補強RC柱のせん断破壊実験と解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp1441-1446, 1999.
- 2) 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.