

鋼繊維材料を用いた耐震補強効果確認実験

井上 敦雄¹・幸左 賢二²・合田 寛基³・清水 英樹⁴

¹九州工業大学 工学部建設社会工学科 (〒804-8550北九州市戸畑区仙水町1-1)

E-mail:e105007a@tobata.isc.kyutech.ac.jp

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

E-mail:kosa@civil.kyutech.ac.jp

³九州工業大学 工学部建設社会工学科 助教 (〒804-8550北九州市戸畑区仙水町1-1)

E-mail:goda-h@civil.kyutech.ac.jp

⁴大日本コンサルタント株式会社 (〒170-0003東京都豊島区駒込3-23-1)

E-mail:shimizu_hideki@ne-con.co.jp

橋脚柱において、高靱性の鋼繊維補強材料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使用することで耐震性向上が図れ、施工性・コスト面でも有利になると考えられることから、鋼繊維補強材料を使用した橋脚について試算による評価を行い、次いで供試体の正負交番繰返し載荷実験により補強効果の確認を行った。その結果、鋼繊維補強材料の使用範囲を限定した供試体でも普通コンクリートに比べて大幅な靱性の向上が確認された。また、試算値と実験値を比較した結果、柱のような断面幅の大きな部材では鋼繊維補強材料による引張り力の負担は期待できないことが確認された。

Key Words : Steel Fiber Concrete, Steel Fiber Mortar, Concrete jacketing, Ductility, Retrofit

1. はじめに

RC 構造物の耐震設計において、柱の靱性を上げることは変形性能の向上に繋がり、大規模地震時のエネルギーを効果的に吸収することが出来る。また、高靱性材料として知られる鋼繊維補強材料は、繊維によるひび割れ間の応力架橋効果などから、非常に大きな靱性を有する材料である。これを従来の RC 構造物の補強に使用することで、耐震性だけでなく、耐久性についても向上効果が得られることが既往の研究から判明している。ここでは、鋼繊維補強材料の使用量を少量に留めて、十分な効果が得られる方法を考案する。

対象とする曲げ破壊型 RC 柱では、かぶりコンクリートの剥落を遅延させることができれば、耐力および変形性能の向上に繋がると考えられる。また、鋼繊維補強材料は、終局時においてもかぶりコンクリートの損傷は軽微であり、かぶりコンクリートが応力を負担できることから、靱性能の高い鋼繊維補強材料を、断面の周囲を覆うように使用する方法によって、耐震性能の向上を図る。さらに、柱が変形する際、曲げモーメントは基部に集中することから、弱点である塑性ヒンジ部のみに上記方法を適用することで、さらなる効率化が図れると考えられる。

以上の点から鋼繊維補強材料として、鋼繊維補強

コンクリート（以下、SFRC）と骨材を使用しない鋼繊維補強モルタル（以下、SFRM）を用いて鋼繊維混入率、使用範囲をパラメータとした実験を行い、効率的な鋼繊維補強材料による補強法について検討を行なった。

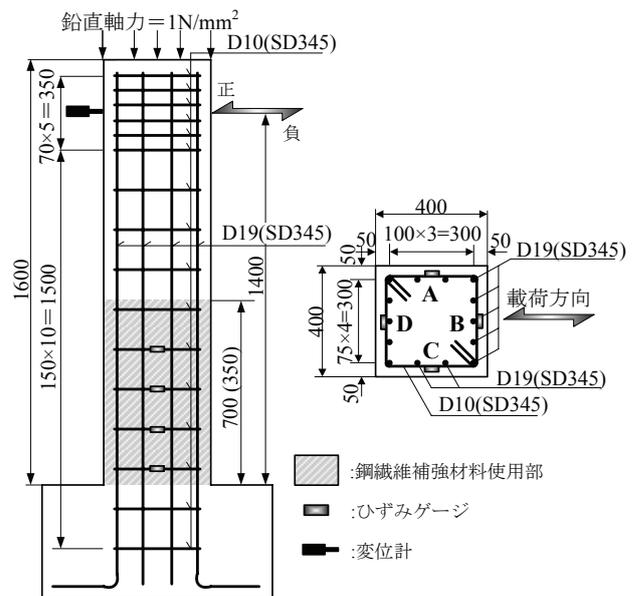


図-1 供試体断面および形状

表-1 供試体諸元

供試体番号	No.1	No.2	No.3	No.4				
断面[mm]	400×400				主鉄筋	使用鋼材	SD345(399)	
かぶり厚[mm]	30					径	D19	
せん断スパン[mm]	1400					引張鉄筋比[%]	1.43	
普通コンクリート圧縮強度 [N/mm ²]	30.3	39.3	36	24.9	帯鉄筋	使用鋼材	SD345(362)	
鋼繊維補強材料	圧縮強度	-	39.2	41		68.1	径	D10
	引張強度 [N/mm ²]	-	-	-		3.6	間隔[mm]	150
鋼繊維混入率 (体積比) [%]	0.0	1.0	1.6	2.0		体積比[%]	0.63	
軸圧縮応力[N/mm ²]					1.0			

※()内はミルシート値 (N/mm²)

表-2 SFRC (1.0%) の配合表

粗骨材最大寸法 (mm)	水セメント比 (%)	繊維混入率 (vol%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m ³)					
				水	セメント	細骨材	粗骨材	減水剤(cc)	鋼繊維
20	52	1.0	44	167	322	776	1035	3.22	78.5

表-3 SFRM (2.0%) の配合表

水セメント比 (%)	繊維混入率 (vol%)	単位量(kg/m ³)						
		水	普通セメント	シリカフェューム	7号珪砂	AE減水剤	増粘剤	鋼繊維
40	2.0	323	805	100	795	18	1	157

2. 試算による評価

(1) 供試体諸元

図-1 に供試体断面および形状, 表-1 に供試体諸元を示す. 供試体は, 一般的な RC 単柱式橋脚を想定してモデル化しており, 主鉄筋比および帯鉄筋比は, 破壊形態が曲げ破壊型となるように設定している.

表-2, 3 に今回使用した SFRC, SFRM の配合表を, 図-2 に本研究における検討断面を示す. No.1 は普通 RC 柱であり, No.2, 3 は柱基部から 700mm の断面全域が SFRC のもの, No.4 は効率的な高靱性材料の使用法を検討するため, 柱基部から 350mm の柱外周面にのみ SFRM を使用したものである. No.2 には鋼繊維の単位体積混入率 1.0%, No.3 には 1.6% の SFRC を使用し, No.4 には単位体積混入率 2.0% の SFRM を使用している.

(2) 試算方法

ここでの試算は, 道路橋示方書¹⁾に基づいて行った. ただし, 普通コンクリートの応力-ひずみ関係は, 図-3 に示す Mander らの提案式²⁾を使用した. 高靱性材料を用いるケースでは, 圧縮側かぶりコンクリートが終局時でも応力を負担できると仮定し, 終局時にもかぶりコンクリート部分を計算に含めた. また, 鋼繊維補強材料は, 繊維による応力架橋効果により, 引張側における応力の負担も期待できる材料であるが, 柱部材では繊維長に比べ部材厚が厚いことから, 引張側での抵抗が小さいと想定されるため, 試算では引張力を考慮しなかった. さらに, 試算では応力が最大圧縮応力の 30%まで低下した点でのひずみを終局ひずみと定義し, 圧縮側最外縁ひずみが終局ひずみに達した時の変位を終局変位とした. これは, 30%低下点で評価することにより, 実際の靱性率に近い値を算出できるという研究成果³⁾に基づいている.

試算に使用した鋼繊維補強材料の応力-ひずみ関係は, 円柱験供試体による圧縮試験結果の平均値を

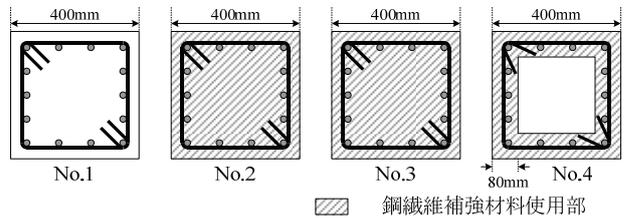


図-2 検討断面

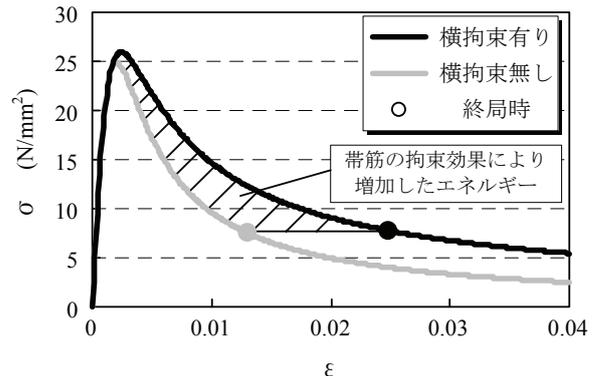


図-3 普通コンクリートの応力-ひずみモデル

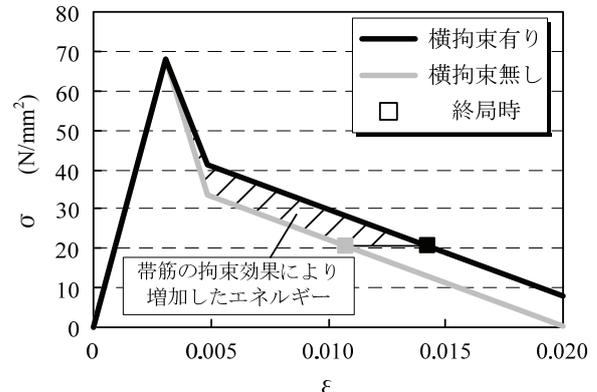


図-4 SFRM の応力-ひずみモデル (No.4)

使用し, 試算しやすいように直線にモデル化した. 図-4 に No.4, SFRM の応力ひずみ関係を示す. ここで, 帯鉄筋による拘束効果については, 実際の供試体では帯鉄筋の拘束が影響する位置にも鋼繊維補

強材料が存在するため、この影響を無視できない。そこで、今回は普通コンクリートの場合の帯鉄筋による拘束効果を Mander らの式から算出し、その増加分を追加する形で鋼繊維補強材料の帯鉄筋による拘束効果を考慮した応力-ひずみ関係のモデル化を行なった。具体的には帯鉄筋による拘束効果の有無による 2 本の応力-ひずみ曲線に囲まれた面積 (図-3, 4 斜線部) が拘束による吸収エネルギー増加分と考え、図-3 で算出される面積を、図-4 でも増加するように応力軟化勾配を決定した。

図-5 に試算に使用した各ケースの応力-ひずみ関係の応力をそれぞれの最大応力で除し、無次元化した図を示す。SFRC を用いた No.2, 3 では圧縮試験において最大応力以降、急激に応力が減少する傾向が見られず、緩やかな下降勾配となっていたため、帯鉄筋による拘束効果も考慮し SFRC のような急激な応力低下部をなくす形でモデル化を行なった。終局と定義した 30% 低下点のひずみを見ると、0.013~0.015 程度となっており、SFRC では繊維混入率が多いほど終局ひずみが伸びる結果となった。SFRC では最大応力と最大応力時のひずみは SFRC より大きかったが、終局ひずみは SFRC に劣る結果となった。

(3) 試算結果

図-6 に試算によって求めた水平荷重-水平変位 (以下 P- δ) 関係を示す。試算の結果、今回の仮定の下では、いずれのケースでも、No.1 に比べ最大荷重が 5% 程度上昇し、変形性能についても、1.1~1.6 倍程度の向上が見られる。これは試算上では圧縮域がほぼ鋼繊維補強材料の範囲であることから、鋼繊維補強材料の強度、終局ひずみが結果に大きく影響しているためである。特に No.4 では圧縮強度が大きいため断面内の釣り合い計算時に、中立軸が圧縮側に大きく寄り、その結果算出される曲率が大きくなるため終局変位が大幅に向上している。

3. 実験概要

供試体諸元および配筋は、図-1, 表-1 に示したものと同様である。鋼繊維には、表-4 に示すように付着特性の良い両端フック型で長さ 30mm, 径 0.6mm のものを使用している。柱高さ方向の鋼繊維補強材料の適用範囲は、塑性ヒンジ部のみを想定しているが、遷移領域も加味し、No.2, No.3 では基部から 700mm の範囲を基本とし、No.4 では使用範囲を縮小し 350mm としている。

実験は正負交番荷重により行った。荷重は引張側主鉄筋が降伏するまでは荷重制御を行い、それ以降は降伏変位 (δ_y) の整数倍を変位制御により実施した。なお、各荷重ステップの繰返し回数は 1 回とし、最大荷重以降で荷重が降伏荷重 (P_y) に低下した時点を終局荷重 (P_u) と定義し、荷重が $0.5P_{max}$ に低下した時点で実験を終了した。また、実構造物の死

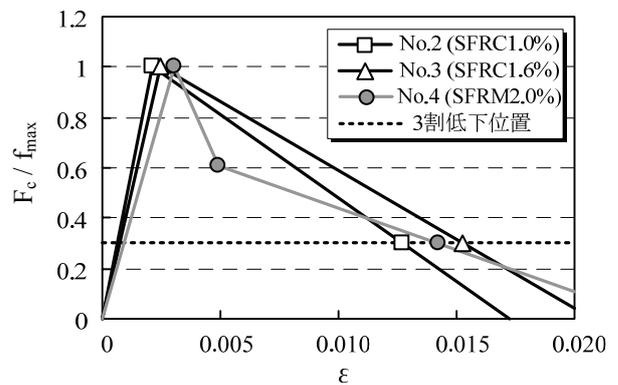


図-5 無次元化応力-ひずみ関係

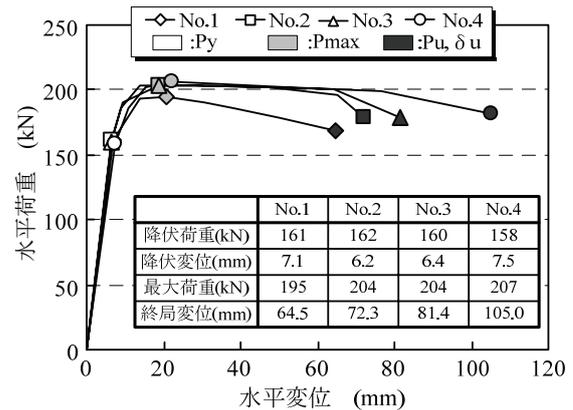


図-6 水平荷重-水平変位関係 (試算値)

表-4 使用した繊維の緒元

	種類	形状	径	長さ
鋼繊維	両端フック型		0.6mm	30mm

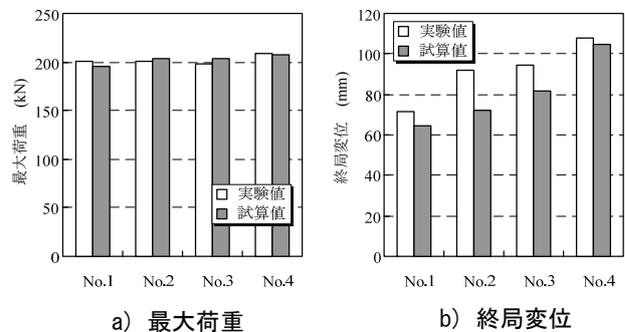


図-7 実験値と試算値の比較

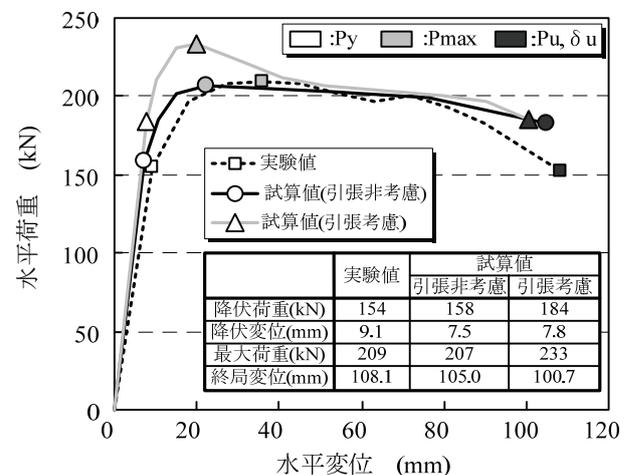


図-8 試算における引張力の影響 (No. 4)

荷重を考慮し、柱供試体の上面より 1.0N/mm^2 相当の一定軸力を載荷した。

4. 実験結果および考察

(1) 実験結果の比較

図-7 に各供試体における最大荷重と終局変位の実験値と試算値の比較を示す。最大荷重を見ると、いずれの供試体も精度良く評価できている。終局変位では試算値は実験値を過小評価しているが、実験値と試算値の比は平均で 88% となっている。今回の試算では鋼繊維補強材料による引張力の負担を考慮していない。図-8 に示す様に引張力を考慮した試算では引張力を考慮しない場合に比べ試算結果の最大荷重が上昇し、実験結果を過大評価している。また、最大荷重以降、断面内の中立軸が圧縮側に移動することで引張ひずみが急増し、変位 40mm 時点で引張縁からかぶり 50mm の範囲ではひずみが 0.04 を越えており、このとき鋼繊維補強材料の引張応力は 0 となる。このため引張側で鋼繊維補強材料が引張力を負担できなくなり、最大荷重以降、荷重が低下する現象が見られることから、今回の試算においては鋼繊維補強材料による引張力を考慮しない方が実験との対応は良い。以上のことから柱のような断面幅の大きい部材では鋼繊維補強材料による引張力の負担は期待できないものと思われる。

図-9 に各供試体の $P-\delta$ 履歴曲線を示す。図より荷重初期から変位 50mm 時までは各供試体の $P-\delta$ の差は小さい。その後 No.1 では $7\delta_y$ (62.1mm) まで荷重を保持していたが、かぶりコンクリートの剥落、主鉄筋の座屈と共に荷重が低下し、 $8\delta_y$ (71.4mm) で荷重が P_y を下回った。一方、No.2, 3, 4 では最大荷重以降変位 80mm 程度まで荷重を保持しており、かぶりコンクリートのはらみ出しが確認されて以降も荷重の低下は緩やかであった。終局変位はそれぞれ 92.1, 94.4, 108mm となり No.1 と比較すると終局変位は 1.3~1.5 倍程度上昇する結果となった。その後さらに荷重を続けると、No.1 では $0.5P_{max}$ まで急激に荷重低下が生じたため荷重を終了した。これに対し、No.2, 3, 4 では終局変位以降かぶりコンクリートのはらみ出しは進展していったが、No.1 のようにかぶりコンクリートの大部分が剥落することはなく、荷重の低下は緩やかであり、最終的には軸方向鉄筋が破断した。荷重終了時の軸方向鉄筋の破断本数は No.2 は 1 本、No.3 は 5 本、No.4 は 1 本であった。No.2, 3, 4 では鋼繊維がひび割れを繋ぎとめる効果により大変形時でもかぶりコンクリートが剥落しないため、主鉄筋のはらみ出しを抑制し、かぶりコンクリートの剥落、主鉄筋の座屈を遅延させることにより終局変位が向上したと考えられる。

ここで、No.2 と No.3 の終局変位は試算結果で見られたような差が生じなかった。この原因として、No.3 では実験終了後かぶりコンクリートをは

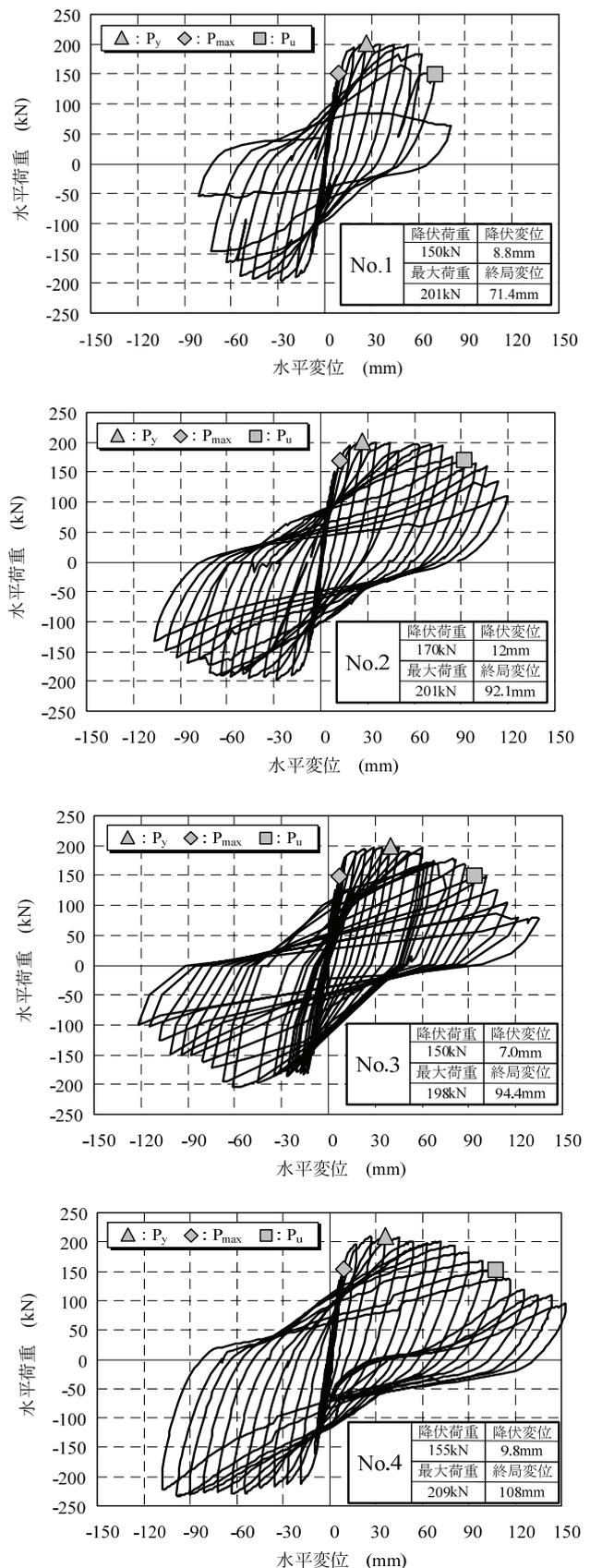


図-9 水平荷重-水平変位履歴曲線 (実験値)

つりとした際に繊維の分散が不均一な部分が確認されており、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。一方で SF

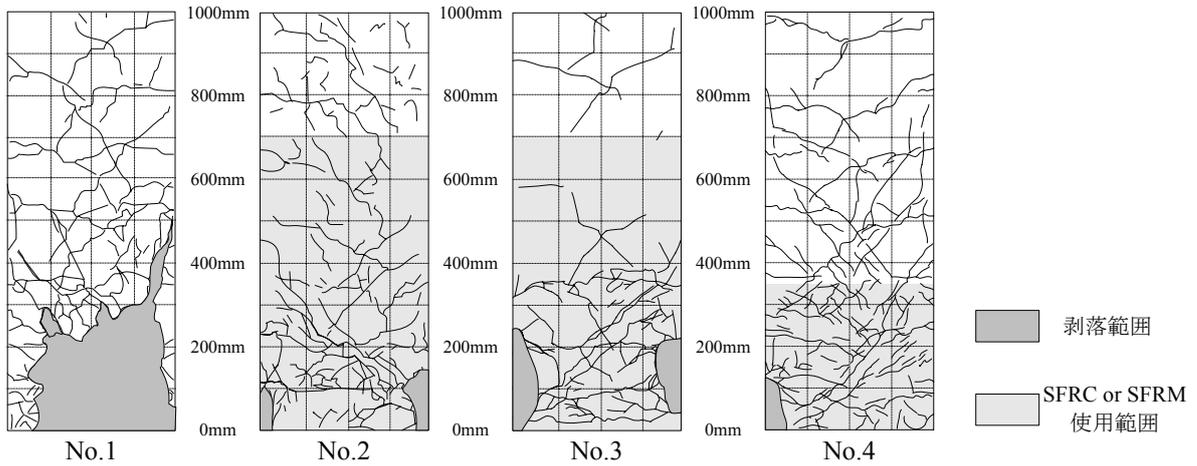


図-10 荷終時損傷状況

RM を使用した No.4 では試算結果と同程度の終局変位となっており、繊維も均一に分散していたことから柱外周面 80mm の狭い範囲でも骨材を使用しない SFRC を用いることによって効果的な打設が可能であると考えられる。

図-10 に各供試体の荷終時の C 面の損傷状況を示す。No.1 では変位 50mm 付近からひび割れの開口幅が急激に進展し、終局時にはかぶりコンクリートの大部分が剥落している。SFRC を使用した No.2, 3 では基部付近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。最終的にはかぶりコンクリートが剥落したが、No.1 に比べ損傷は軽微であった。SFRM を使用した No.4 でも基部には微細なひび割れが多数発生しており、ひび割れの分散性は良い。また普通コンクリートを使用した基部から 350mm 以上の範囲でも多数のひび割れが発生しているが、SFRC と普通コンクリートの界面には目立った損傷は見られなかった。

図-11 に各供試体の荷終サイクル毎の履歴吸収エネルギーを示す。No.1 では終局変位付近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ている。これに対し No.2, 3 では最大で 23~25 kN・m であり、変位 100mm 時でも No.1 の最大値と同程度の履歴吸収エネルギーを有している。No.4 では変位 90mm で最大値 32 kN・m となり、これは No.1 の 1.6 倍、No.2, 3 の 1.3 倍である。荷重が $0.5P_{max}$ を下回った変位 120mm でも 25 kN・m を越える高いエネルギー吸収性能を有していた。

(2) No. 1 と No. 4 の比較

ここでは、No.1 と特に靱性向上効果の大きかった No.4 の比較を行う。

図-12 に帯鉄筋ひずみの分布を示す。ここでははらみ出しに対する抵抗を比較するために、影響が大きいと考えられる正方向荷重時に圧縮面となる D 面でのひずみをプロットしている。

No.1 では変位の進展と共にひずみが進展し、 $7\delta_y$ (62.1mm) では基部から 60mm の位置で 1500 μ を越えるひずみが発生している。No.1 ではこの時点でかぶりコンクリートが剥落しており、主鉄筋のは

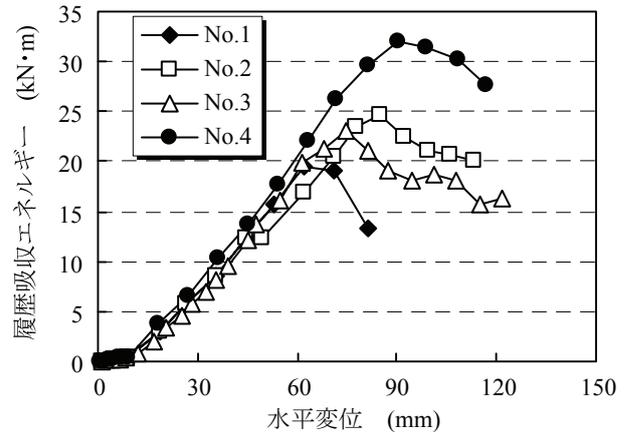


図-11 履歴吸収エネルギー

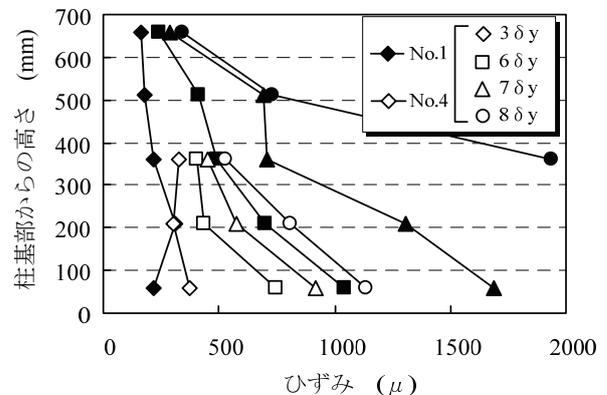


図-12 帯鉄筋のひずみ分布

らみ出しに対して帯鉄筋のみで抵抗していたと考えられる。 $8\delta_y$ (71.4mm) では主鉄筋の座屈も確認されており基部から 60mm, 210mm の位置では降伏ひずみを大きく超えるひずみが計測されている。

一方、No.4 では全体的にひずみの進展が緩やかであり、 $8\delta_y$ (71.8mm) でも最大で 1000 μ 程度のひずみしか発生していない。この原因として No.4 では $8\delta_y$ (71.8mm) 時点ではらみ出しは確認されておらず、SFRC を使用したかぶりコンクリートが主鉄筋のはらみ出し防止効果を分担したため、帯鉄筋のひずみの進展が緩やかになったと考えられる。このことから、かぶりコンクリートによる主鉄筋のはらみ出し防止効果の影響を見るため、実験終了後、供

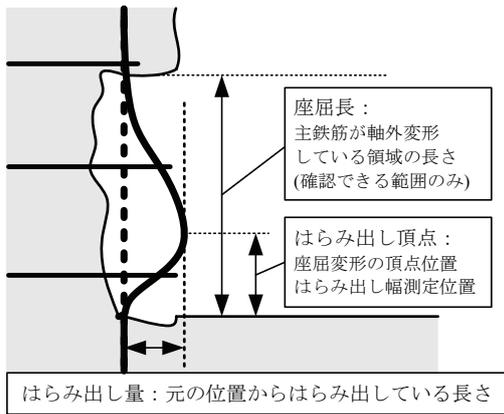


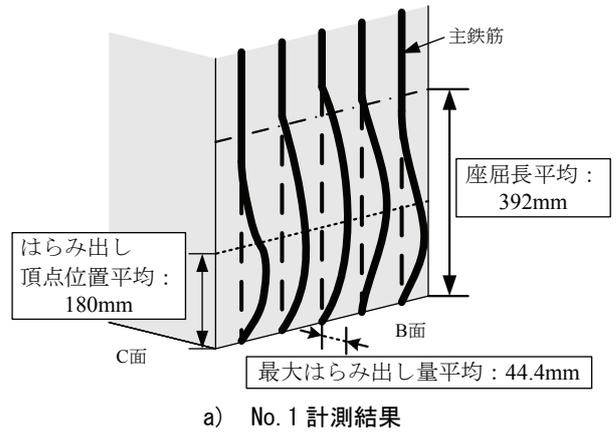
図-13 座屈長の測定における各値の定義

試体のかぶりコンクリートをはつり取り、主鉄筋の座屈長と座屈によるはらみ出し量を測定し、比較を行った。

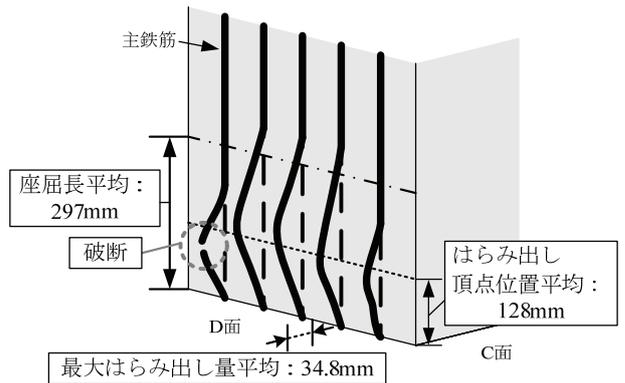
図-13 にそれぞれの値の定義を示す。座屈長は、主鉄筋が軸外変形している領域の長さとしているが、はつり取りが困難で確認できない箇所があるものや、フーチング内でも変形している可能性があるものもあったが、今回は柱高さ 0mm の位置から測定することとし、確認できる範囲のみの長さとしている。

No.1, 4 の測定結果を図-14 に示す。図には、座屈の発生が原因と考えられる、荷重の急激な低下が先に見られた面での、主鉄筋 5 本の平均座屈長、最大はらみ出し量の平均、はらみ出し頂点位置を示している。座屈長を見ると、靱性向上効果が大きい No.4 は平均座屈長 297mm となっており、No.1 の 392mm に比べ、座屈長が短くなっている。また、はらみ出し量も No.1 は 44.4mm に対し、No.4 は 34.8mm と少なくなっていることが分かる。一般に、帯鉄筋による主鉄筋はらみ出し防止効果が強いほど、座屈長は短くなることが報告されていることから、No.4 では、かぶり部分に使用した SFRM が、主鉄筋はらみ出し防止効果を発揮し、帯鉄筋と同様の働きをしたと推定できる。また、コアコンクリートの損傷状況を比較すると、No.1 のコアコンクリートは大部分が破碎しており、断面力が受け持てる状態ではなかった。一方、No.4 では一部にひび割れは見られたものの、ほとんど損傷は見られなかった。このことから、No.4 ではかぶりコンクリート部が終局付近まで断面力を受け持ち、コアコンクリートの負担を軽減したと考えられる。

No.4 では柱外周面 80mm の範囲に SFRM を使用しており、断面方向の SFRM の使用範囲の妥当性を検討するために、図-15 に示すように、柱基部の断面内にアクリル製の棒状のブロックを設置し、そこにひずみゲージを貼ることにより主に断面内圧縮ひずみの計測を実施した。測定結果を図-16 に示す。今回は圧縮ひずみの測定を目的としているためアクリルブロックの付着については特に処理を行っていない。そのため引張側のひずみには一部ひずみの計測が実施できないなどの不具合が生じている。



a) No. 1 計測結果



b) No. 4 計測結果

図-14 実験終了後の柱基部の破壊性状

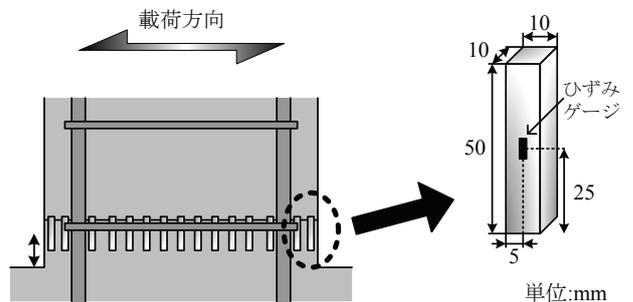


図-15 アクリルの設置方法

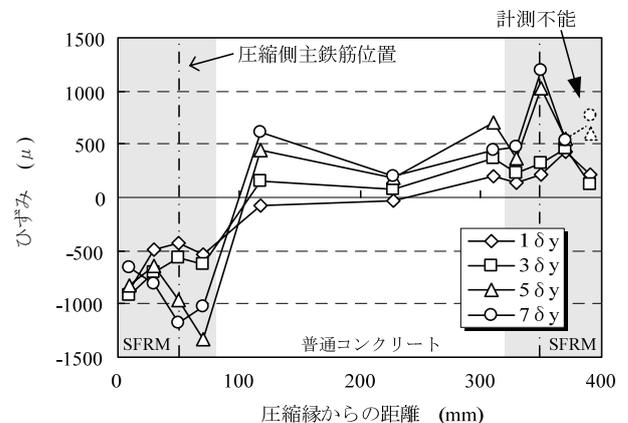


図-16 断面内ひずみ分布 (No. 4)

圧縮側に注目すると、 $1\delta_y$ 、 $3\delta_y$ では圧縮縁で最大の圧縮ひずみが生じているが、 $5\delta_y$ 、 $7\delta_y$ になると最大の圧縮ひずみの発生位置が断面内部に移動していることがわかる。No.4ではNo.1に比べかぶりコンクリート部損傷は軽微であったものの、荷重が進むにつれてはらみ出しなどが確認されており、圧縮縁が徐々に断面内部に移動したと考えられる。しかし、 $7\delta_y$ においても圧縮ひずみの発生位置はSFRMを使用した部分に集中しており、今回のように柱外周80mmにSFRMを使用することで効果的に靱性の向上が図れると考えられる。

また、No.4ではSFRMの高さ方向の使用範囲を柱基部から350mmとしており、この使用範囲の妥当性を検討するため図-17に示すように、柱基部から800mmの範囲に標点を設置し、各荷重サイクルの最大変位時にコンタクトストレインゲージで標点間の距離を測定して、曲率を算出した。標点間隔は100mmとしており、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、平面ひずみ保持が成り立つと仮定して、式(1)により計測区間の平均曲率を算出している。

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

ϕ : 計測区間の断面における平均曲率

D_t : 引張縁側と圧縮縁側に配置された左右の標点間距離

曲率の計測結果と $7\delta_y$ 時のひび割れを図-18に示す。結果より、ひび割れの発生位置で大きな曲率が計測されている。特に柱基部から150~250mmの範囲には幅の大きなひび割れが2本発生しており曲率が大きくなっている。曲率分布において普通コンクリートとSFRMの界面である300~400mmにかけて曲率が大きくなる傾向が見られているが、主に曲率は柱基部から300mmに集中している。また、柱基部から400mm~800mmにおいてもひび割れの発生は見られるが、曲率は小さくなっており、基部から350mmのみSFRMを使用した場合でも優れた靱性を発揮すると考えられる。

5. まとめ

- 1) 柱基部から700mmにSFRCを用いた供試体では、かぶりコンクリートの剥落、主鉄筋の座屈を遅延させることで、普通RCの供試体と比較して終局変位が30%程度上昇する。しかし、SFRCにおいて鋼繊維の単位体積混入率を1.0%から1.6%にした場合柱基部付近での鋼繊維の分散性が悪化することにより終局変位に大きな差は見られなかった。
- 2) 柱基部から350mmの柱外周面80mmにSFRMを用いた供試体では、普通RCの供試体に対し50%、SFRCを用いた供試体に対し15%の終局

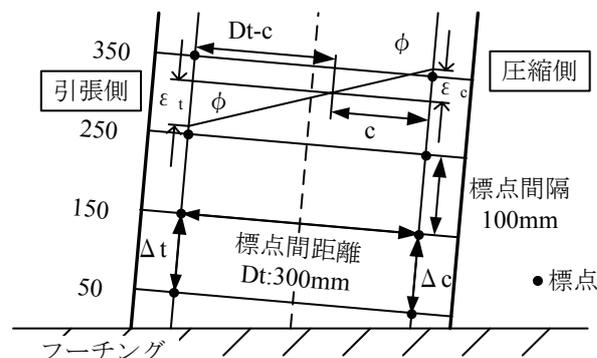


図-17 曲率算出方法

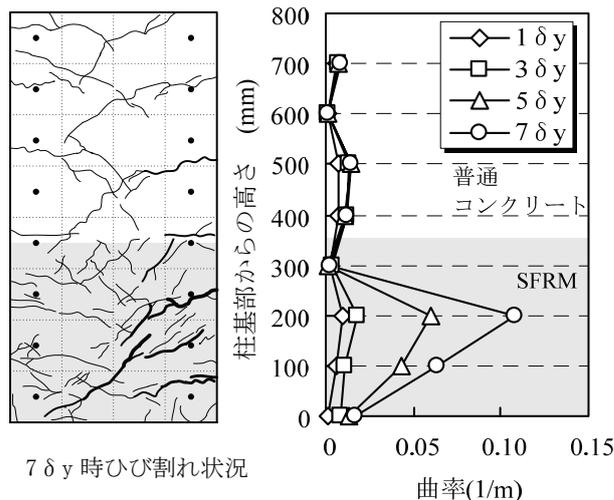


図-18 ひび割れと曲率分布 (No.4)

変位の向上が確認された。また、柱断面内の圧縮ひずみの分布状況と高さ方向の曲率分布を測定した結果、圧縮ひずみ、曲率ともSFRMを用いた部分に集中しており、今回のようにSFRMを柱基部から350mmの柱外周面80mmに用いた場合でもかぶりコンクリートの剥落や主鉄筋のはらみ出しを効果的に抑制できるため、全面用いた場合と同等の靱性向上効果が期待できる。

- 3) 試算と実験を比較した結果、鋼繊維補強材料の引張力を考慮しない試算によって実験結果を精度よく評価できており、引張力を考慮した試算では実験の最大荷重を過大評価していたことから、柱のような断面幅の大きい構造物では鋼繊維補強材料による引張り力の負担は期待できない。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，pp.148-189，2002.3
- 2) Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park R.: Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.114, No.ST8, pp.1804-1826, Aug. 1988
- 3) Sheikh, S.A. and Uzumeri, S.M.: Strength and ductility of tied concrete columns, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.106, No.ST5, pp.1079-1102, May. 1980