

高靱性セメント巻き立て厚に着目した耐震補強実験

Experimental study of seismic reinforcement with thickness of high performance cement jacket

幸左賢二*, 小川敦久**, 合田寛基***, 脇田和也****

Kenji Kosa, Atsuhisa Ogawa, Hiroki Goda and Kazuya Wakita

* 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)

** 株式会社クラレ, 繊維資材事業部, 産資開発部 (〒100-8115 東京都千代田区大手町 1-1-3)

*** 九州工業大学, 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)

**** 九州工業大学大学院, 工学研究科建設社会工学専攻 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町 1-1)

It has been known that the ductility of bridge piers can be improved if they are constructed of high ductility cement, but the use of this cement is not so widespread because of cost problems. To find the most efficient use of this material for seismic strengthening of bridge piers, the authors performed a loading test using specimens with varying cover concrete thicknesses. From the experiment, it was found that the high ductility cement has the 80mm thickness, includes main reinforcement, can provide a horizontal confinement effect as much as the pier whose entire cross section is constructed of this material.

Key Words: HPFRCC, lapped reinforcement, ductility, retrofit

キーワード: 高靱性セメント材料, 巻き立て補強, 靱性, 補強

1. はじめに

高靱性セメント材料(微細で高密度の複数ひび割れを形成することにより高靱性で延性的挙動を示す材料)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¹⁾から分かっている。しかし、構造物全体への使用など大量打設となる使用法は、使用する繊維が高価であることや、専用の製造設備が必要であること、繊維の不均一分散等によって要求性能を十分に満たす打設が難しいことなどから、コストパフォーマンスや施工性の面で問題となる。そこで、本研究では高靱性セメント材料の使用量を少量に留めつつ、十分な耐震性能が得られる、効率的な使用方法を考案する。図-1 に本研究での研究フローを示す。

ここで、曲げ破壊となる RC 柱の耐力低下のメカニズムを考える。まず、引張側の鉄筋が降伏することにより曲げ剛性が低下する。その後、圧縮側のコンクリートが圧壊等によって剥離し、かぶりコンクリートによる主鉄筋はらみ出し防止効果が低下することで、圧縮側の鉄筋が座屈、その後はらみ出しが進展し、最終的に剥落して

耐力は低下する。よって、かぶりコンクリートの剥落を遅延させ、座屈を抑制できれば、耐力および変形性能の向上に繋がると考えられる。そこで、かぶりコンクリートに、靱性能の高い高靱性セメント材料を使用することにより、剥落を遅延させ、その結果、RC 柱の耐震性能の向上を図ることが可能であると考えた。

例えば、道路橋示方書²⁾(以下道示)では、普通 RC 柱の終局曲げ耐力計算時に、かぶりコンクリートを無視

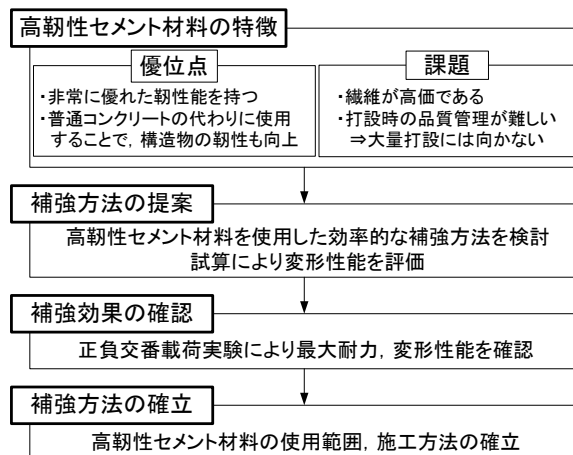


図-1 研究フロー

表－1 供試体諸元

供試体番号					供試体番号			
No.1					No.1,2,4			
No.2,4					No.3-1			
No.3-1,2					No.3-2			
試算(平均値)								
断面[mm]					使用鋼材			
かぶり厚[mm]					SD345(399)			
せん断スパン[mm]					D19			
普通コンクリート圧縮強度[N/mm ²]					引張鉄筋比[%]			
30.3					1.43			
24.8					1.12			
28.1					1.23			
高靱性セメント					使用鋼材			
圧縮強度					SD345(362)			
引張強度					D10			
軸圧縮応力[N/mm ²]					間隔[mm]			
—					150			
—					体積比[%]			
—					0.63			
—					0.59			
—					0.63			
軸圧縮応力[N/mm ²]					※()内はミリシート値[N/mm ²]			
1.0								

して計算する。これは、終局時にはかぶりコンクリートは剥落し、断面力を負担できないと考えられるためである。しかし、高靱性セメント材料を使用した柱では、普通RC柱に比べ損傷の進展は緩やかであるとの結果が得られており、終局付近においても、かぶりコンクリートが断面力を負担できる可能性がある。

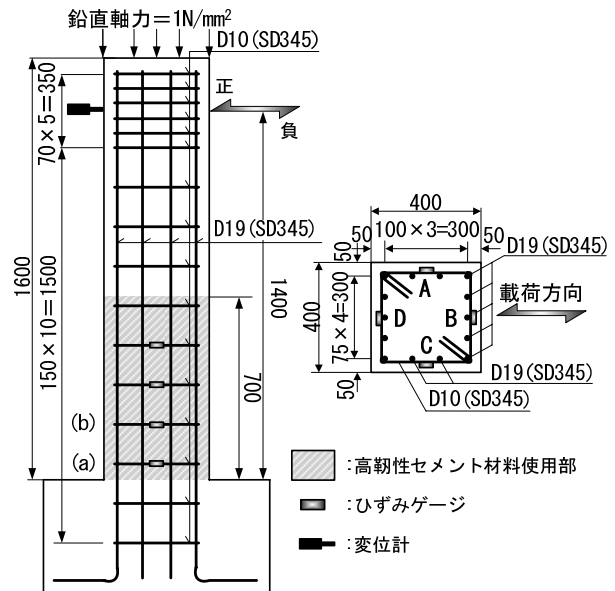
さらに、柱が曲げ変形する際、柱に作用する曲げモーメントは基部を最大とする三角形分布となり、基部に塑性ヒンジが形成される。そこで、柱の弱点となる塑性ヒンジ部のみを補強し、十分な効果が得られれば、全体に使用するよりも、高靱性セメント材料の使用量、施工性の面での効率化が図れると考えられる。

このような観点から研究された例³⁾もあるが、使用材料が超高強度繊維補強セメントであることや、補強材料のかぶりコンクリート部での使用範囲、既設構造物への適用方法など、検討されていない項目も多い。そこで、本研究では、高靱性セメント材料を補強材料として使用することを想定し、柱外郭部をどの程度の厚さとするれば十分な効果が得られるのかを検討するため、高靱性セメント材料の使用範囲をパラメータとして実験を行い、効率的な高靱性セメント材料による補強法について検討を行った。

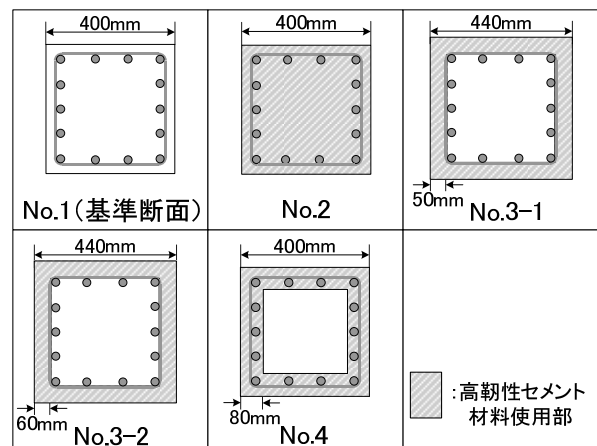
2. 検討供試体の決定

2.1 検討供試体概要

図－2 に供試体の基本断面および形状、主な測定位置を、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、主鉄筋にはSD345、D19、帯鉄筋にはSD345、D10を使用し、引張主鉄筋比および帯鉄筋体積比²⁾は、普通RC断面の破壊形態が曲げ破壊（曲げ耐力：せん断耐力＝1：1.3）となるように、それぞれ1.43、0.63%と設定している。また、高靱性セメント材料を使用する供試体では、使用量の削減のため、柱全体に使用せず、塑性変形が生じると考えられる、塑性ヒンジ部を含めた柱基部から700mmの範囲にのみ使用することとした。これは、終局時において、降伏モーメント以上の断面力が発生する範囲は、基部からおおよそ0.3～0.4H（H：載荷点高さ）であり、接合面での破壊を防ぐためには、これより上部に接合面を設ける必要があると考えられるためである。また、高靱性セメントは



図－2 供試体断面および主な測定位置



図－3 検討断面

No.2、4 が原因は不明であるが、配合条件に対して非常に高めの値となっている。

図－3 に本研究における検討断面を示す。No.1 は普通RC柱を想定し、No.2 は断面全域を高靱性セメント材料に置き換えたものであり、No.4 はNo.2 よりも高靱性セメント材料の使用量を大幅に削減した供試体である。断面外郭部の高靱性セメント材料が、断面内部の拘束効果を発揮することを期待しており、いずれも新設工事を対象とした供試体である。No.3-1、3-2 は、かぶりコンクリート部分のみ高靱性セメント材料に置き換えたもので

あり、かぶりコンクリートの劣化が激しく、さらに曲げ靱性も不足している橋脚に対する補強法として提案した供試体である。No.3, 4 のように、断面外郭部にのみ使用することで、主鉄筋はらみ出し防止効果の増加、高靱性セメント材料の使用量の低減を同時に達成でき、効率的な使用方法となっている。また、No.3 のみ断面形状が異なるが、これは、高靱性セメント材料の性能の確保および打設時の施工性を考慮し、かぶりコンクリート部の厚さを No.3-1 は 50mm, No.3-2 は 60mm としている。また、帯鉄筋では、ラップ継手として 20ϕ を確保している。No.3-1, 3-2 の違いは、図-4 に示すように、鉄筋と高靱性セメント材料の付着の有無による差を見れるように設定している。また、補強のイメージとして、No.3-1 はかぶりコンクリートのみをはつり取り打ち替えるもの、No.3-2 は帯鉄筋まで取り替えるものとしている。

2. 2 試算による最大荷重・終局変位の評価

(1) 試算方法

試算は、道示に基づいて行い、変位については各荷重状態における高さ方向の曲率を積分し求めた。ただし、普通コンクリートの応力-ひずみ関係は、Mander らの提案式⁴⁾を使用した。道示に示されている星隈らの提案式⁵⁾は、低帯筋比の供試体を対象とした式であり、本実験での基準供試体もこの対象に含まれる。しかし、今回はかぶりコンクリートによる鉄筋はらみだし防止効果を期待した実験であり、この効果は、帯鉄筋比を増加させたものと見なせる。そのため、見かけ上、高帯筋比と考えることができるため、高帯筋比も対象としている Mander らの提案式の方が、適用性が高いと判断した。

終局の判定は、道路橋示方書で示されている通り、圧縮側主鉄筋位置におけるコンクリートのひずみが終局ひずみに達した時としている。終局ひずみは、通常は応力が最大圧縮応力の 80% まで低下した点でのひずみと定義されるが、川島ら⁶⁾の研究によると、これはかぶりコンクリートの剥落時にほぼ相当すると考えられ、今回の実験での終局の条件とは異なる。また、本研究では、かぶりコンクリートが終局付近まで断面力を受け持つことや、内部拘束効果を発揮することを想定しているため、応力-ひずみ関係において、大きなひずみが発生している領域も重要となる。藤井⁷⁾らの提案式では、最大圧縮応力の 20% 低下点、Sheikh⁸⁾らの提案式では、30% 低下点でのひずみまでをモデル化の対象としている。これは、部材の塑性変形を考慮した解析を行う上では、80% 低下点よりもさらに応力の低下した領域が必要であることや、実際の圧縮試験において、元の供試体形状が保たず、測定不可能になる応力がほぼ一定となる点が 20~30% 低下時であるため、このようにモデル化されている。そのため本実験でも、高靱性セメントおよび普通コンクリートにおける終局ひずみは、最大圧縮応力の

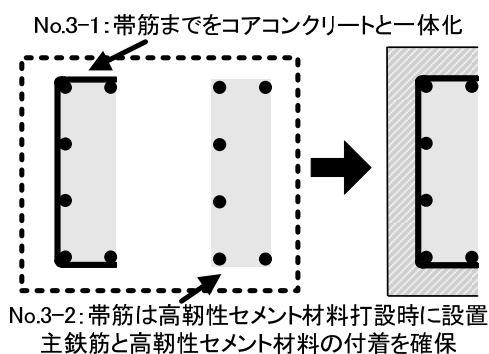


図-4 No.3-1, 3-2 供試体の設計詳細

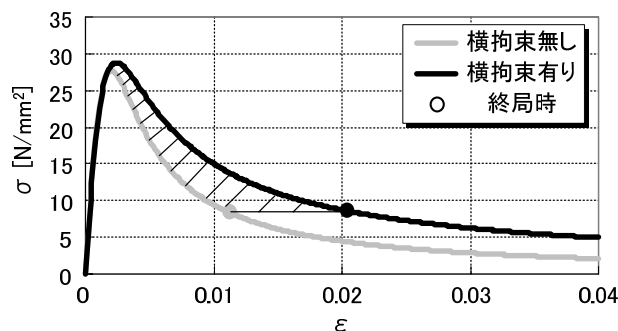


図-5 普通コンクリートの応力-ひずみ関係モデル

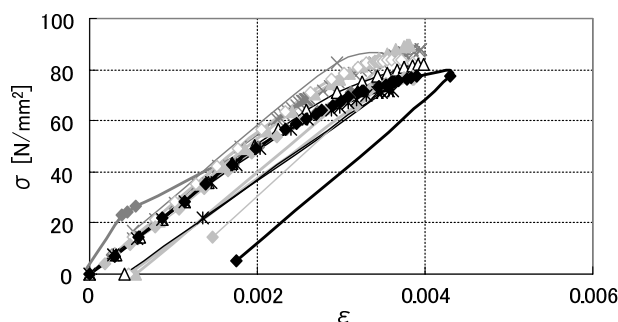


図-6 円柱供試体による圧縮試験結果 (No.2, 4)

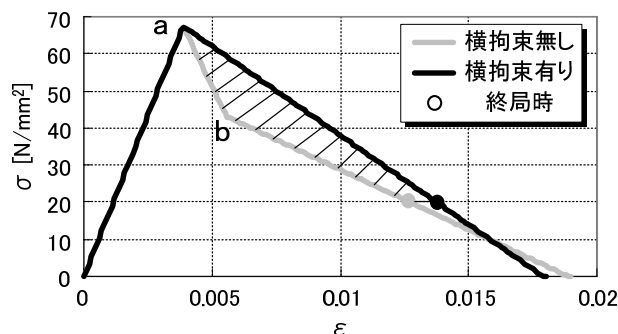


図-7 高靱性セメント材料の応力-ひずみ関係モデル

30% まで低下した点でのひずみと定義した。

図-6 に高靱性セメント材料の圧縮試験結果を示す。今回の測定では、供試体の急激な耐力低下により、最大荷重後の応力軟化勾配が測定できなかった。そのため、最大圧縮応力までは実際の測定結果を平均したものを使用し、応力の軟化勾配は既往の研究^{9), 10)}で示されている測定結果を平均することでモデル化を行った。また、帯鉄筋による拘束効果は、Mander らの式から算出できる

拘束の有無による差を高靱性セメント材料でも同様に増加すると考え、図-7のa~bのような、応力の急激な低下をしない形状とし、さらに、2本の応力-ひずみ曲線に囲まれた面積（図-5、7斜線部）が拘束による吸収エネルギー増加分と考え、図-5で算出される面積を、図-7でも増加するように応力軟化勾配を決定した。また、高靱性セメント材料は、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、引張側でひび割れ発生に抵抗が小さいと想定されることから、試算では引張力を考慮しなかった。

さらに、道路橋示方書では、終局時の耐力計算において、かぶりコンクリートは剥落し、耐力は負担できないとして計算に含まないが、高靱性セメント材料であれば、かぶりコンクリートの損傷は抑制され、断面力を負担できる期間が持続できることから、終局時にもかぶりコンクリート部分を計算に含めた。圧縮強度については、各々の供試体形状の效果に着目した評価を目的とするため、普通コンクリート、高靱性セメント材料ともに、 $\phi 100\text{mm} \times h200\text{mm}$ の円柱供試体による圧縮試験結果の平均としている。

(2) 試算結果

図-8に試算によって求めた荷重-変位（以下P- δ ）関係を示す。グラフより、No.2と4、No.3-1と3-2でほぼ同様の履歴を描いていることが分かる。降伏荷重に着目すると、断面積 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ のNo.1, 2, 4では同程度の値となっており、断面積 $440\text{mm} \times 440\text{mm}$ のNo.3シリーズでは高めの値となっている。最大荷重を見ると、No.1に比べ、No.2, 4では約6%、No.3-1, 3-2では約14%の向上が見られた。これは、高靱性セメント材料の圧縮強度が、普通コンクリートに比べ約2.4倍と大きいためであり、No.3-1, 3-2の方が荷重が大きいのは、断面形状がその他の供試体よりも大きいためである。終局変位についても、No.1に比べ、No.2, 4では約40%、No.3-1, 3-2では約20%の向上が見られた。これは、高靱性セメント材料の終局ひずみが大きいことや、図-9に示す、圧縮縁でのひずみが0.0115（No.1が $0.8\sigma_{\max}$ まで低下）時点でのひずみ分布に示す通り、高靱性セメント材料の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である。

以上の結果より、今回の試算のような簡易なモデルでも、高靱性セメント材料を、本研究で提案したNo.2~4供試体のように使用することで、耐力、変形性能共に向上することがわかった。この試算結果の通り、実際に靱性向上効果が得られるか、さらに試算では考慮されていない、主鉄筋の座屈の抑制や損傷抑制効果が得られるのかについて、正負交番水平載荷実験により検証した。

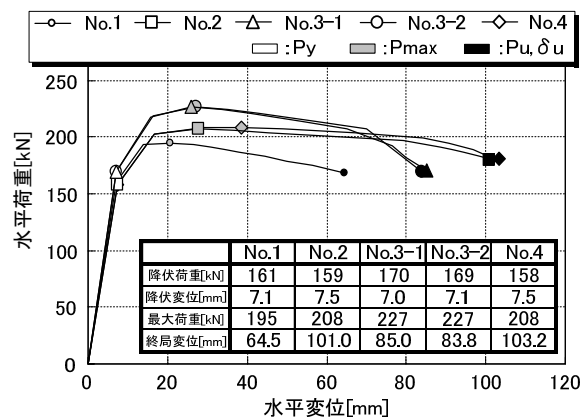


図-8 荷重-変位関係（試算値）

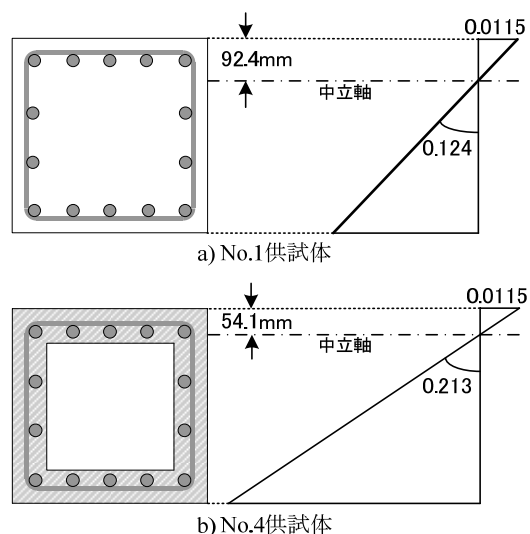


図-9 圧縮縁ひずみが同一時における断面内ひずみ

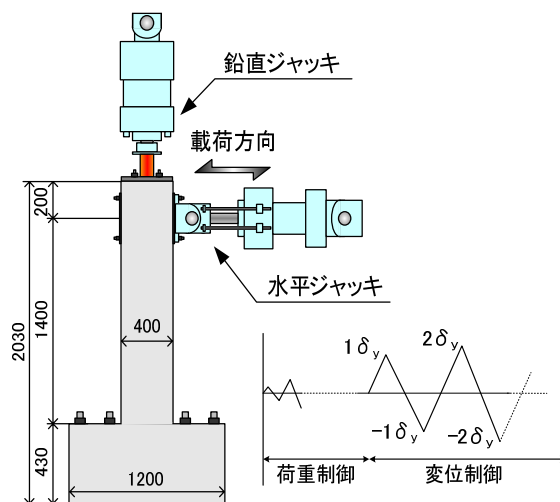


図-10 載荷装置および載荷サイクル

3. 実験概要

3.1 載荷装置、載荷方法について

図-10に載荷装置および載荷サイクルを示す。今回使用した載荷装置は、鉛直ジャッキ載荷能力 1000kN 、ストローク $\pm 100\text{mm}$ 、水平ジャッキ載荷能力 500kN 、スト

表-2 使用した繊維緒元

繊維	径 [μm]	長さ [mm]	体積混入率 [%]	破断強度 [N/mm ²]
ビニロン	40.0	8.0	2.0	1600



写真-1 高靱性セメント材料打設時の様子 (左) と使用した PVA 繊維 (右)

ロック $\pm 150\text{mm}$ となっている。

実験は、図-10 に示すように供試体を載荷装置に設置し、実構造物の死荷重を再現するため、柱供試体の上面より 1.0N/mm^2 相当の一定軸力を載荷して正負交番水平載荷を行った。試算で求めた降伏荷重までは荷重制御で載荷し、引張側主鉄筋の降伏を確認した時点での変位を δ_y と定義し、降伏以後は δ_y の整数倍を変位制御により載荷した。

なお、各載荷ステップの繰返し回数は1回としており、荷重が降伏荷重 (P_y) に低下した時を終局 (P_u) と定義し、荷重が $0.5P_{\text{max}}$ を下回った時点で実験を終了した。

3.2 高靱性セメント材料について

高靱性セメント材料には、通常、ビニロン (PVA) やポリエチレン (PE) などの化学繊維が用いられる。ビニロン繊維はセメントとの親和性に優れ、付着が非常に強い特徴があり、ポリエチレンは、ビニロンに比べ破断強度は高いが、付着性状は劣るという特徴がある。高靱性セメント材料に、引張力の負担を期待する場合には、ポリエチレンが優れているが、今回の実験では、ひび割れの分散による損傷抑制を主に期待しているため、ひび割れ部での応力架橋効果を発揮するのに優れたビニロン繊維を使用した。使用したビニロン繊維の緒元を表-2 に示す。繊維長は、付着の制御や繊維の均一分散、施工性などを考慮した上で決定している。体積混入率は、一般的に1~2%の範囲とされており、本研究では2%と設定した。表-3 に配合表、写真-1 にモルタルの性状および使用した繊維を示す。増粘剤、AE 減水剤を使用することで、狭い箇所でも十分に充填できる流動性を確保している。

3.3 計測項目について

本実験では、載荷水平荷重、鉛直荷重、水平変位、鉄筋のひずみ、供試体断面内のひずみ (No.3 のみ)、フーチングからの主鉄筋の抜け出し変位、供試体基部の曲率、

表-3 高靱性セメント材料の配合

単位量 [kg/m ³]			
水道水	普通セメント	シリカフューム	7号珪砂
323	805	100	795
AE減水剤	増粘剤	ビニロン繊維	水セメント比 [%]
18	0.9	26	40

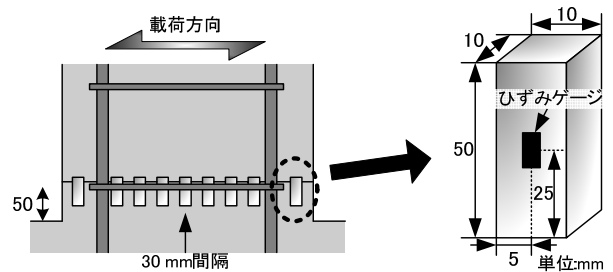


図-11 アクリルの設置方法

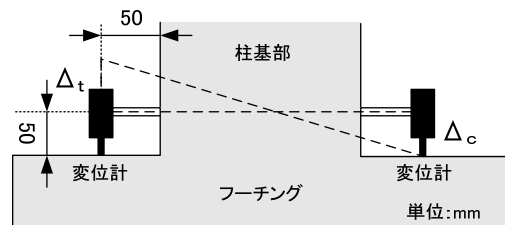


図-12 フーチングからの主鉄筋抜け出し量計測方法

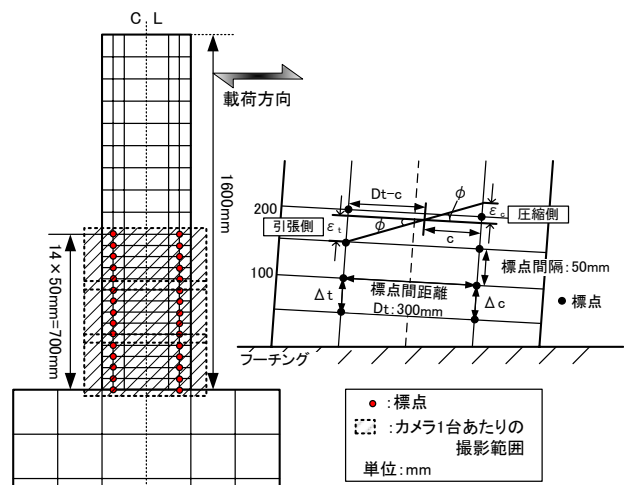


図-13 画像計測による曲率算出方法

ひび割れ性状について計測を行った。荷重については、ジャッキ内に設置しているロードセルによって測定を行った。水平変位は、供試体の B, D 面 (図-2 参照) の高さ方向に変位計を1面毎に10箇所設置し測定した。

鉄筋のひずみは、主鉄筋は圧縮面となる B, D 面の鉄筋に高さ方向に1面毎に17箇所、帯鉄筋は各面の中間に1箇所ひずみゲージを設置して測定した。

供試体の断面内のひずみは、No.3 両供試体のみ測定しており、図-11 に示すように、柱基部の載荷方向一列に並ぶように、長さ50mmの直方体のアクリルを埋め込み、

表－4 各供試体における実験値と試算値の比較

	最大荷重[kN]			終局変位[mm]		
	測定値	測定値/試算値	測定値/No.1	測定値	測定値/試算値	測定値/No.1
No.1	201	1.03	1.00	71.4	1.11	1.00
No.2	209	1.01	1.04	111.6	1.10	1.56
No.3-1	217	0.96	1.08	81.8	0.96	1.15
No.3-2	221	0.97	1.10	92.1	1.10	1.29
No.4	223	1.07	1.11	123.4	1.20	1.73

そのアクリルにひずみゲージを貼り付けることでひずみの測定を行った。なお、本研究では圧縮側のひずみの計測を目的としているため、アクリル棒の表面に凹凸は設置していない。

フーチングからの主鉄筋の抜け出しは、図－12に示すように柱基部のB、D面に変位計を設置することで測定した。

供試体基部の曲率は、図－13に示すように、供試体基部を供試体から1m程度離れた位置に設置した3台のデジタルカメラで撮影し、その画像を画像解析ソフトに取り込んで標点間の変位を測定して、曲率を算出した。標点間隔は50mmで、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

なお、ひび割れ性状は、载荷の各サイクルの最大荷重時に、目視によって観察している。

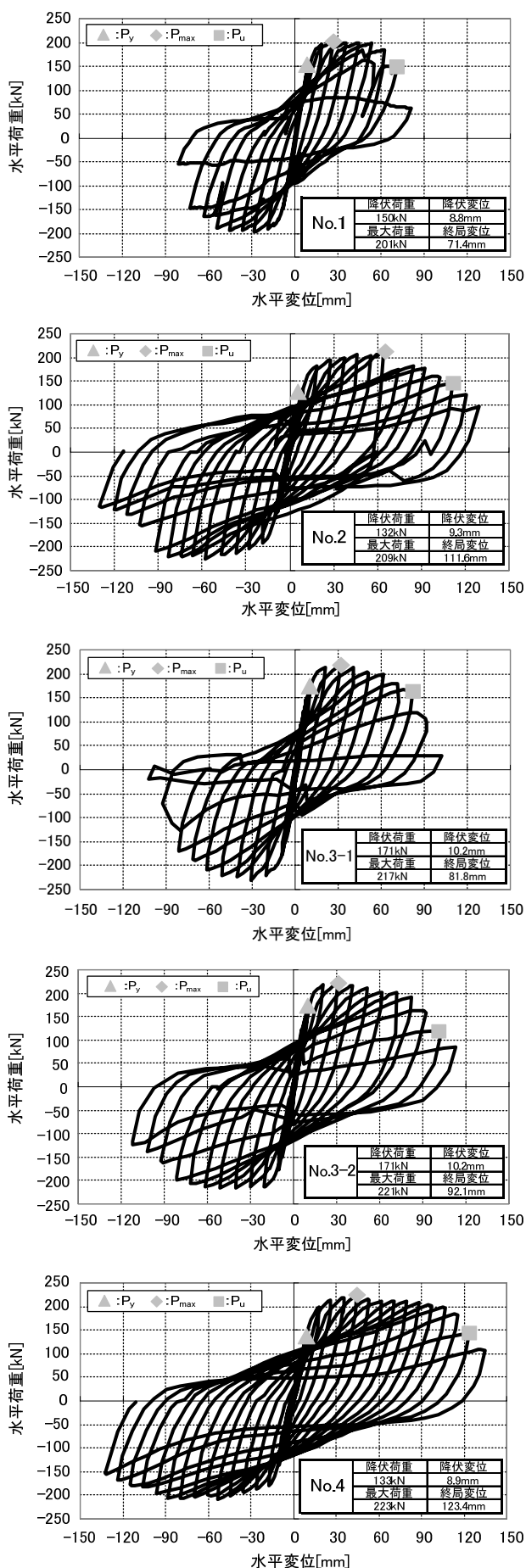
4. 実験結果および考察

4.1 実験結果の比較

(1) 各供試体の実験結果

表－4に各供試体の実験値と試算値の比較を示す。実験値と試算値を比較すると、最大荷重は、いずれの供試体も精度よく算出できている。しかし、試算で使用した高弾性セメント材料の強度は、全実験の平均値を使用した。そのため、この平均値よりも強度の高かったNo.2、4では、試算値の方が小さく算出されている。一方、No.3両供試体では実際の強度の方が試算で使用した平均強度よりも小さいため、試算値の方が大きく算出されたと考えられる。

終局変位は、No.3-1を除く供試体では、実験値の方が試算値に比べ、1割から2割大きくなった。また、試算ではNo.1に比べ、その他の供試体は約1.3～1.6倍終局変位が向上していたが、実験においても、No.1に比べNo.3-1を除く供試体は同程度の変位の向上が見られることから、期待通りの結果が得られていることがわかる。No.3-1ではほとんど終局変位の向上が見られないため、この供試体のみ、期待通りの結果が得られなかったと推定できる。また、No.3-2については、試算通りの結果は得られているが、No.2、4の結果に比べ、



図－14 荷重－変位履歴曲線（実験値）

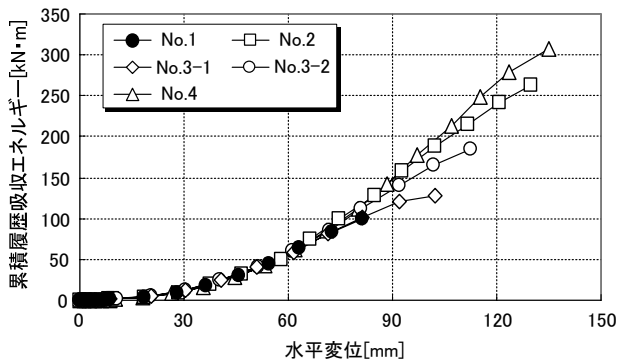


図-15 累積履歴吸収エネルギーの比較

終局変位は劣る結果となっている。

図-14 に各供試体の P- δ 履歴曲線を示す。変位は、
 載荷装置の反対側に設置した変位計 (図-2 参照) での
 値を使用している。No.1 では約 150kN で最外縁主鉄筋
 が降伏ひずみを超え、 $3\delta_y$ (26.6mm) で最大荷重 (201kN)
 に達した。 $7\delta_y$ (62.1mm) まで荷重を保持していたが、
 その後かぶりコンクリートの剥落、主鉄筋の座屈と共に
 急激に荷重が低下し、 $8\delta_y$ (71.4mm) で荷重が P_y を下回
 った。

No.2 では、約 132kN で最外縁主鉄筋が降伏ひずみを超
 え、 $7\delta_y$ (63.8mm) で最大荷重 (209kN) に達した。最大荷
 重以降は徐々に荷重が低下していき、 $10\delta_y$ (92.7mm) で
 はらみ出しが発生、その後はらみ出しが進展していき、
 $12\delta_y$ (111.6mm) で荷重が P_y を下回った。No.1 と比較す
 ると、終局変位は約 1.6 倍向上した。

No.3-1 では、約 171kN で最外縁主鉄筋が降伏ひずみを超
 え、 $3\delta_y$ (30.8mm) で最大荷重 (217kN) に達した。最大荷
 重以降は徐々に荷重が低下していき、 $6\delta_y$ (61.3mm) で
 はらみ出しが発生し、 $8\delta_y$ (81.8mm) で荷重が P_y を下回った。No.1
 と比較すると、変位自体は 10mm 程度向上しているが、靱性
 率で比較するとほとんど変わらない結果となった。

No.3-2 では、約 171kN で最外縁主鉄筋が降伏ひずみを超
 え、 $3\delta_y$ (30.7mm) で最大荷重 (221kN) に達した。最大荷
 重以降は、No.3-1 よりも緩やかに荷重が低下していき、 $7\delta_y$
 (71.9mm) ではらみ出しが発生、 $9\delta_y$ (92.1mm) で荷重が
 P_y を下回った。No.1 と比較すると、変位自体は 20mm 程度
 向上しているが、No.3-1 と同様、靱性率で比較するとほとん
 ど変わらない結果となった。文献 3) の供試体柱断面は、超高
 強度繊維補強コンクリートと普通コンクリートの境界部に
 主鉄筋と帯鉄筋が配置されており、No.3 シリーズと断面構
 成が類似している。文献 3) の供試体最大耐力は、 $9.5\delta_y$ 時に
 出現しており、No.3 シリーズの $3\delta_y$ 時に比べて大きい。こ
 れは、繊維補強コンクリートの圧縮強度に 3 倍以上、引張強
 度に 7 倍以上の差があることから、かぶりコンクリートのほ
 らみだしを効果的に抑制した結果と推定される。

No.4 では、約 133kN で主鉄筋が降伏ひずみを超え、 $5\delta_y$
 (44.5mm) で最大荷重 (223kN) に達した。その後、 $13\delta_y$

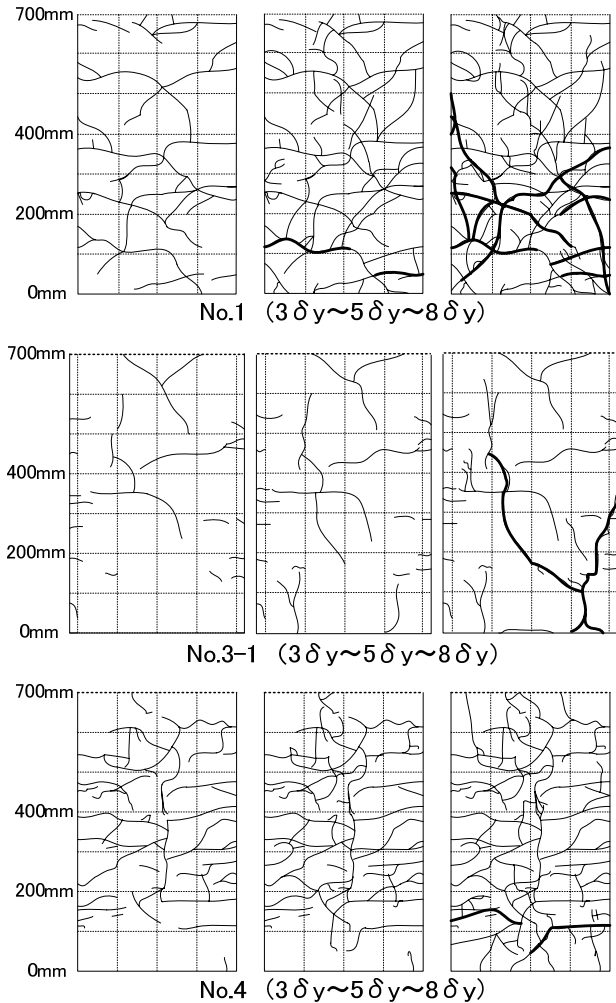


図-16 ひび割れ損傷の進展状況 (C 面)

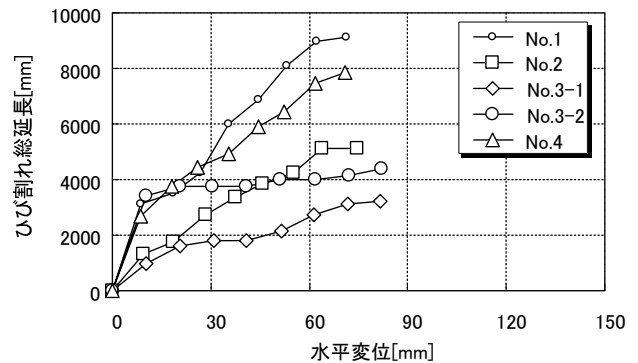


図-17 柱基部のひび割れ増加傾向

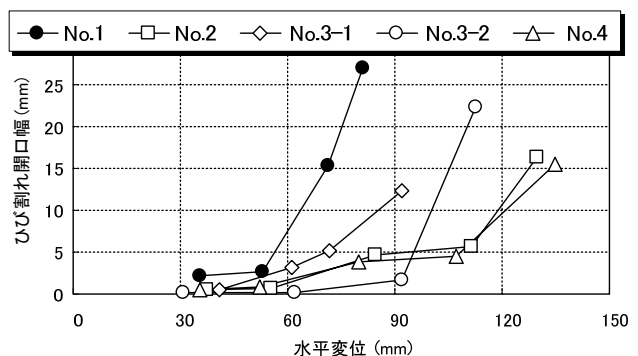


図-18 ひび割れ開口幅の推移

(115.2mm) まで荷重を保持したまま変位が進展したが、柱基部のはらみ出しの進展とともに荷重が低下し、 $14\delta_y$ (123.4mm)で P_y を下回った。No.1 と比較すると、終局変位は約 1.9 倍向上した。

以下、靱性向上効果の大きい供試体 (No.2, 4) と効果の小さい供試体 (No.3-1, 3-2) に分けてデータの比較を行う。

(2) No. 1 と No. 2, 4 の比較

ここでは、No.1 に比べ、靱性向上効果の大きかった No.2, 4 供試体について比較を行う。

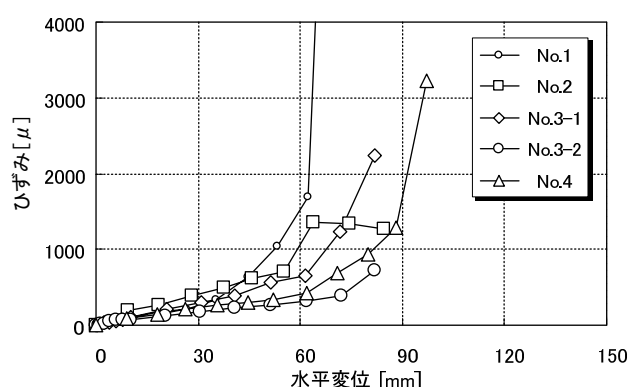
図-15 に各供試体の載荷サイクル毎の累積履歴吸収エネルギーについて示す。No.1 に比べ、No.2, 4 では約 2.5~3 倍増加しており、高靱性セメント材料は、靱性能だけでなく、エネルギー吸収能力も優れているということが分かる。

図-16 に、代表供試体 3 体の $3\delta_y$ (No.1, 3-1 最大荷重時)、 $5\delta_y$ (No.4 最大荷重時)、 $8\delta_y$ (No.1 終局時) における C 面のひび割れ損傷状況を、図-17 に、各供試体の柱基部から 700mm までの範囲における変位の進展に伴うひび割れ長さの累計の推移を、図-18 に、変位の進展に伴う、ひび割れ開口幅の推移を示す。ひび割れ幅の測定結果は、デジタルカメラにより、載荷サイクルの最大荷重時に、各供試体の C 面の基部から 300mm まで撮影した画像を、横方向に 50mm 間隔で区切り、区切られた線上で測定されたひび割れ開口幅のうち、最大のものをプロットしている。

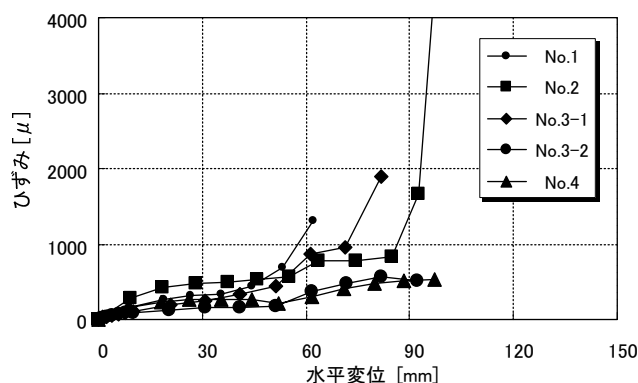
No.1 では、最大荷重時から終局時にかけて、ひび割れの増加も見られるが、変位 50mm 付近からひび割れの開口が急激に進展していることがわかる。終局時には、基部の大部分が圧壊しており、B, D 面では座屈による主鉄筋のはらみ出しが生じていた。

一方 No.4 では、ひび割れの増加傾向は No.1 とほぼ同様であるが、No.1 の終局時である $8\delta_y$ 時においても、開口しているひび割れは基部の一部のみであった。ひび割れ開口幅を見ても、No.1 のような急激な開口は見られず、徐々に開口しており、細かいひび割れが多数発生する傾向にあった。また、ひび割れは各サイクルの最大荷重時に測定しているが、除荷後はひび割れが閉じ、目視では確認できなくなるものが多数あった。これは、高靱性セメント材料の特徴である、ひび割れの分散効果や応力の架橋効果によるものと考えられる。また、 $9\delta_y$ 時においても、各面ではらみ出しは見られなかった。このことから、断面外郭部に使用している高靱性セメント材料は、主鉄筋はらみ出し防止効果を長期間発揮し、主鉄筋の座屈を抑制していると考えられる。

ここで、No.1 と No.4 を同一変位時で比較すると、ひび割れの増加傾向が同様で、開口幅は No.1 の方が大きくなっている。この場合、No.1 の方が総変形量は大きくなる。しかし、ここで示しているひび割れ開口幅は最大



a) 基部から 60mm の位置での帯鉄筋ひずみ



b) 基部から 210mm の位置での帯鉄筋ひずみ

図-19 帯鉄筋ひずみの推移

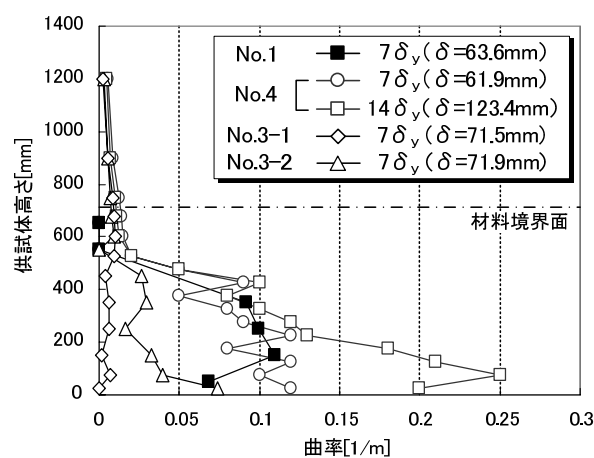


図-20 高さ方向の曲率分布

値であり、No.1 のひび割れは 1~2 本のみ開口する傾向、No.2, 4 では全てがほぼ均等に開口していく傾向にあることから、例として $6\delta_y$ (約 50mm) 時点での平均ひび割れ幅を見ると、No.1 では約 0.8mm、No.2, 4 では約 0.4~0.6mm となり、ほとんど変わらない。また、ひび割れ量も全てのひび割れを対象としているが、曲げ変形に起因すると考えられるひび割れのみに着目すると、No.2, 4 の方が密に入っていた。以上のことから、ひび割れ幅から算出した総変形量はほぼ同等となっている。

図-19 に各供試体の帯鉄筋ひずみの進展を示す。帯鉄

筋のひずみは、図-2に示すように、帯鉄筋1本につき、直線部の中央の4箇所測定しているが、ここでは、はらみ出しにどれだけ抵抗しているかを比較するため、影響が大きいと考えられる、柱基部から60mmおよび210mmの位置(図-2中(a),(b))の正載荷時に圧縮面となるD面でのひずみをプロットしている。

No.1は、変位の進展と共にひずみも進展し、 $7\delta_y$ 時では基部から60mmの位置で 1500μ を超えるひずみが発生している。 $8\delta_y$ 時(終局時)では、両方とも測定できなくなっていた。No.2では、基部から60mmの位置でひずみの進展は見られるが、No.1と比べると抑制されている。No.4ではその傾向が顕著に現れている。

帯鉄筋より外側にはかぶりコンクリートしかないことから、高靱性セメント材料のかぶりコンクリートが帯鉄筋の主鉄筋はらみ出し防止効果を分担し、その結果、帯鉄筋のひずみの進展が抑制されたと推察される。帯鉄筋ひずみの進展が最も抑制されていたNo.4で、最も終局変位が大きくなったことから、かぶりコンクリートが主鉄筋はらみ出し防止効果を発揮することにより、座屈の進展も抑制され、終局変位の向上に繋がったと考えられる。

図-20に供試体高さ方向の曲率分布を示す。No.1, 3-1, 3-2は測定できた最大変位($7\delta_y$)での値を、No.4では $7\delta_y$ 時の値と、測定できた最大変位($14\delta_y$)での値を示し、No.2はNo.4とほぼ同等の結果であったため省略している。また、値は前述した図-13のように、標点を50mm間隔で設置し、その標点間の載荷前の間隔と載荷サイクルの最大変位時の間隔を測定して、圧縮側、引張側共に変形量をひずみとして算出し、それを式(1)に代入することにより求めている。算出した曲率は、測定した標点間の中央(0mmと50mmであれば高さ25mm)での平均曲率として図中にプロットしており、高さ700mm以上の結果は、主鉄筋のひずみから算出している。

結果より、いずれの供試体でも、柱高さ方向での高靱性セメント材料と普通コンクリートの境界において極端な変形は確認されなかったことから、この接合面での破壊は生じていないことが確認できる。よって、今回行った高靱性セメント材料による補強を、柱基部の塑性変形が生じる範囲に限定した方法は、高靱性セメント材料の使用量の削減に効果的であることが分かった。また、図-20の曲率分布性状から、変形は基部から500mm付近から生じていることから、更に使用範囲を狭めることが可能であると考えられる。さらに、No.4の結果では、非常に大きな曲率が発生していることから、高靱性セメント材料を、今回の供試体のように断面外郭部にのみ使用する方法においても、優れた靱性を発揮できることが確認できる。

(3) No. 3-1, 3-2 とその他供試体との比較

靱性向上効果のほとんど得られなかったNo.3-1, 3-2

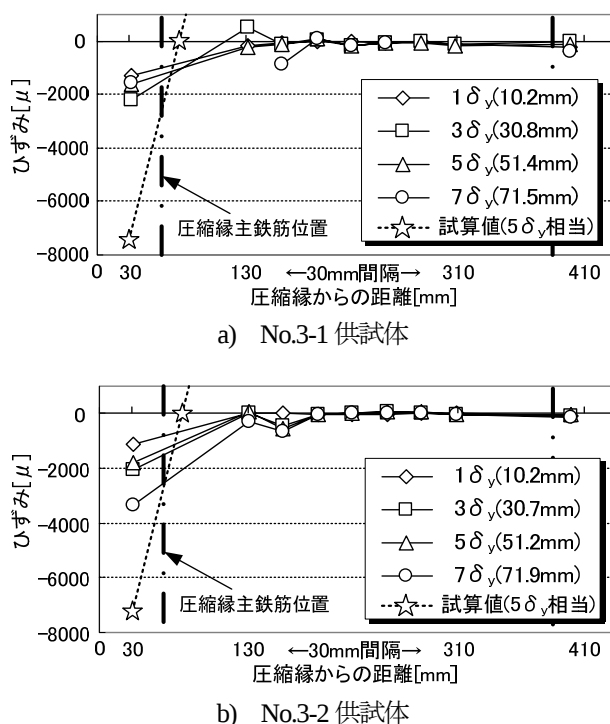


図-21 断面内ひずみ分布測定結果

両供試体について比較を行う。

図-15の累積履歴吸収エネルギーを見ると、No.1に比べ約3割の増加、No.2, 4と比べると約1/2となっている。吸収エネルギー量で見てもほとんど効果が得られなかったことが分かる。

図-16のひび割れ状況や、図-17のひび割れの増加傾向を見ると、No.3は他の供試体に比べ、ひび割れが極端に少ないことが分かる。 $8\delta_y$ 時では一部のひび割れが大きく開口し、B, D面でははらみ出しも発生しており、かぶりコンクリートは剥離している箇所も見られ、次の載荷サイクルでかぶりコンクリートは剥落した。No.2, 4では、かぶりコンクリートの剥落は、圧壊によって崩れるように発生するのに対し、No.3での多くは大きな塊のまま剥落しているのが特徴であった。ひび割れが少ない理由として、他の供試体は、かぶりコンクリートが圧壊もしくは曲げや引張力によってひび割れが増加しているが、No.3ではそれらの影響を受ける前に、高靱性セメント材料が剥離することが原因と考えられる。

また、図-18のひび割れ開口幅の推移を見ても、No.3はNo.2, 4に比べて開口の進展が早いことが分かる。本来であれば、高靱性セメント材料は、ひび割れの開口を抑制し、ひび割れは分散するが、普通コンクリートのように、1本のひび割れが開口する傾向にあったため、No.3では高靱性セメント材料の性能を十分に発揮できなかったと考えられる。

図-19の帯鉄筋ひずみの分布性状を見ると、No.3-1では変位の進展と共にひずみも進展しており、ほぼNo.1と同様の進展傾向であった。一方No.3-2では、ひずみの

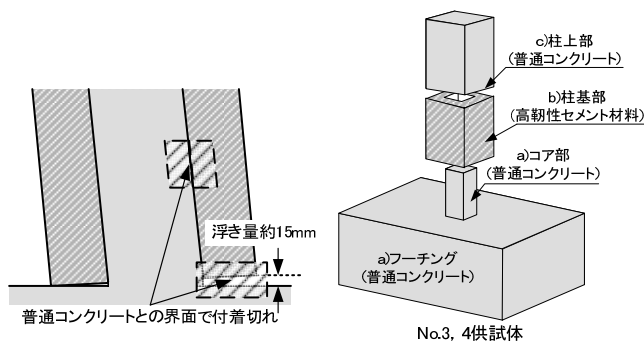


図-22 柱の打設方法および浮き上がり状況

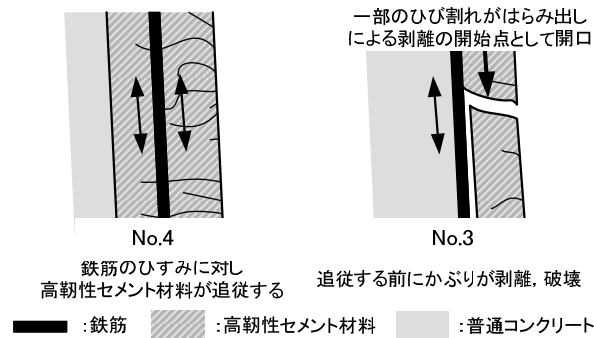


図-23 ひび割れ発生 の推定メカニズム

進展が見られていない。これは、帯鉄筋を設置する際、打設方法の関係で定着長の確保や主鉄筋との固定が十分に行えなかったことから、帯鉄筋での主鉄筋はらみ出し防止効果が発揮できなかったため、ひずみが発生しなかったと考えられる。しかし、十分に定着等が確保されている No.3-1 でも効果が得られなかったことから、これが靱性向上効果の得られなかった主要因ではないと考えられる。

以上の結果より、No.3-1、3-2 では、かぶりコンクリート部分での主鉄筋はらみ出し防止効果が小さく、鉄筋の座屈の抑制ができず、急激に耐力が低下したと考えられる。

また、No.3-1、3-2 での断面内ひずみ分布を図-21 に示す。この分布性状より、ひずみはかぶり部に集中していることが分かるが、圧縮ひずみの最大値は2000 μ 程度であった。図中に実験での変位 $5\delta_y$ に相当する試算でのひずみ分布も示しているが、かぶり部にひずみが集中している傾向は同様であるが、試算ではかぶり部に8000 μ 程度の圧縮ひずみが生じている。このことから、 $5\delta_y$ の時点ですでにかぶり部では断面力が十分に受け持てない状況となり、試算におけるひずみとの差となったと考えられる。

4.2 破壊メカニズムの推定

(1) 破壊性状の特徴

図-22 左に示すように、高靱性セメント材料を使用した No.2～4 の供試体では、フーチングと高靱性セメント材料の間でひび割れが生じ、最大で15mm程度のフーチ

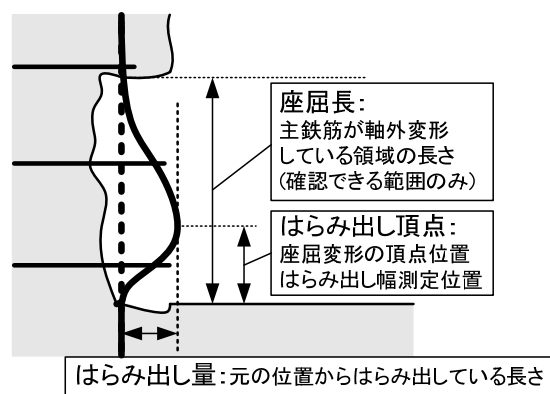
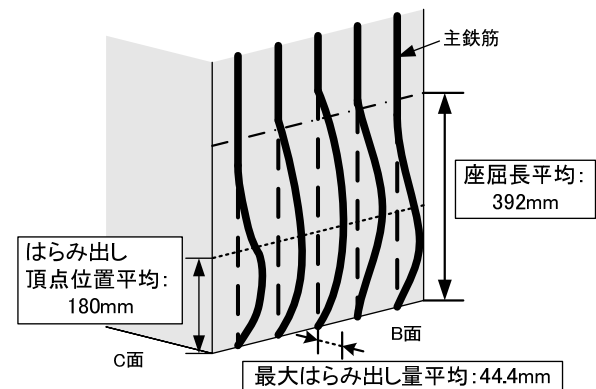
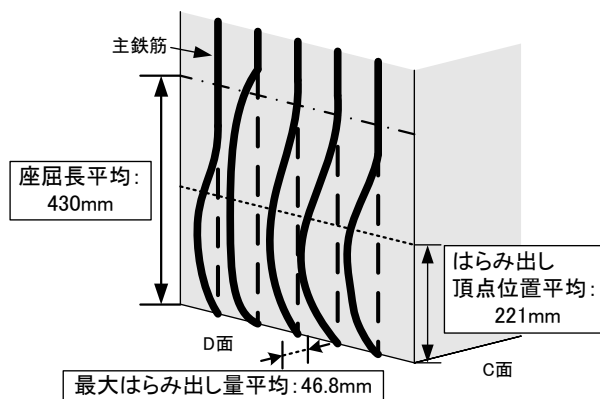


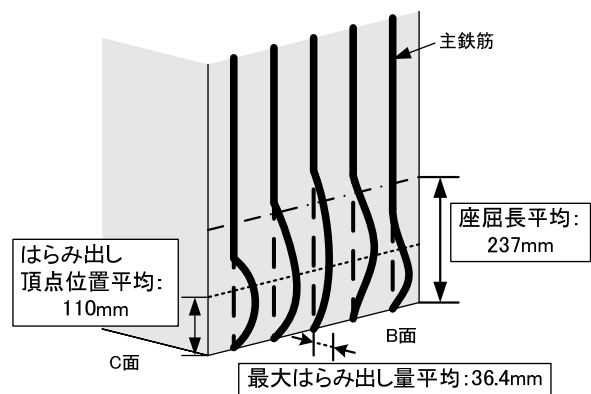
図-24 座屈長の測定における各値の定義



a) No.1



b) No.3-1



c) No.4

図-25 実験終了後の柱基部の破壊性状

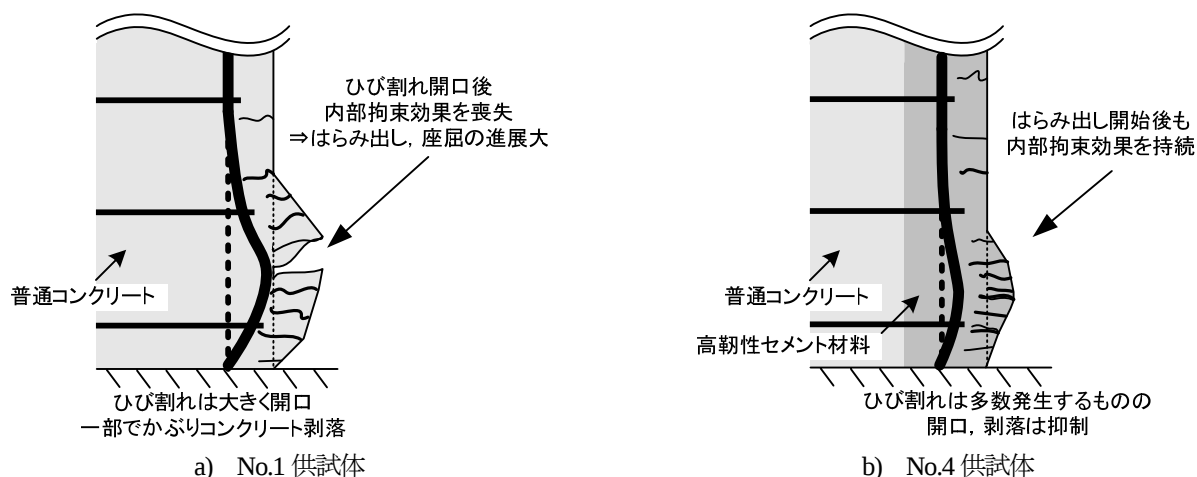


図-26 かぶりコンクリートが座屈抑制に寄与するメカニズム

ングからの主鉄筋の抜け出しが見られた。これは、供試体の打設方法が原因として考えられる。図-22 右に、例として No.3, 4 供試体の打設方法を示す。打設はまず普通コンクリート部である、a) フーチングおよび柱基部のコア部を一体として (No.2 はフーチングのみ) 打設、次に b) 柱基部の高靱性セメント材料部を打設、最後に c) 柱の上部を打設という順序で行った。異種材料である普通コンクリートと高靱性セメント材料の接合面は、レイタンスを取り除き、目荒らしを施す処理を行ったが、接合部で大きな初期ひび割れが発生し、その影響により、フーチングからの主鉄筋の抜け出し量が大きくなった。

また、図-16 より No.3 で極端にひび割れが少なかった。その原因として、図-23 に示すように、No.3 は、高靱性セメント材料と普通コンクリートの境界に主鉄筋があり、その主鉄筋ははらみ出し、変形するため、ひび割れが分散する前にかぶりコンクリート部が剥離してしまったと考えられる。これに対し No.2, 4 では、主鉄筋が高靱性セメントの内部にあるため、主鉄筋付近の高靱性セメント材料は一体化しており、剥離しにくくなっているため、ひび割れの増加が No.3 に比べ顕著であったと考えられる。

(2) 高靱性セメント材料の効果

No.2, 4 で大きな靱性向上効果が得られた理由について、破壊メカニズムの観点から考察する。ここでは、靱性の向上効果に関して最も影響が大きいと考えられる、かぶりコンクリート部での主鉄筋はらみ出し防止効果について検討を行うため、実験終了後、供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幅を測定し、比較を行った。

図-24 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。

代表の供試体 3 体 (No.1, 3-1, 4) の測定結果を図-25 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、他の供試体に比べ、6 割程度の座屈長と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、座屈長の短かった No.2, 4 の供試体では、かぶりコンクリートの高靱性セメント材料が、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。

一方、同様にかぶりコンクリートに高靱性セメント材料を用いた No.3-1 では、座屈長は No.1 と同程度かそれ以上となっており、基部の広い範囲で損傷が生じていることが分かる。すなわち、かぶりコンクリート部に高靱性セメント材料を使用した場合では、十分な主鉄筋はらみ出し防止効果は得られず、その結果、座屈の発生を十分に抑制できなかったと推定できる。

はらみ出し量については、各供試体で大きな差は見られなかった。そのため、主鉄筋はらみ出し防止効果によって大きく影響を受けるのは座屈長であり、その効果が大きいほど小さくなる傾向となっている。

また、コアコンクリートの損傷状況を比較すると、No.1 および No.3-1 は破碎しており、断面力が受け持てる状態ではなかった。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、コアの負担を軽減したと考えられる。

このように、高靱性セメント材料のかぶりコンクリート部分が主鉄筋はらみ出し防止効果を発揮したメカニズムについて、靱性向上効果に差が生じた供試体 2 体を対象として、図-26 に模式図を示す。一般に、a) に示す普通コンクリートであれば、かぶりコンクリートが主鉄筋はらみ出し防止効果を発揮するのは、ひび割れが発生

する前までであり、ひび割れの発生と共にその効果は急激に低下し、そこから主鉄筋のはらみ出しが開始する。このはらみ出しにより、かぶりコンクリートは押し出され、剥落して、部材は終局を迎える。一方、高靱性セメントであれば、ひび割れ発生後も、繊維による応力架橋効果によって、ひび割れ間で引張力を負担し続け、ひび割れが多数入った状態でも、主鉄筋のはらみ出し防止効果を発揮できる。よって、かぶりコンクリートが高靱性セメント材料であれば、主鉄筋のはらみ出し防止効果を長期に渡り発揮できることにより、座屈が抑制され、靱性向上効果が大きかったと考えられる。No.3 では、図-23 で前述したように、かぶりコンクリートが剥離しやすく、さらに引張力も負担しにくい状況であったと考えられ、その結果、普通コンクリートのように、一本のひび割れが開口し、その部分から剥落したと推定される。

以上の結果より、No.3-1 のようにかぶりコンクリートのみに高靱性セメント材料を使用して、靱性向上効果を得るためには、かぶりコンクリート部に主鉄筋を増設することや、アンカーを打つなど、かぶりコンクリートの剥離の抑制や、普通コンクリートとの一体化を図る改善が必要であると考えられる。

5. まとめ

本実験により得られた知見を以下に示す。

- (1) 高靱性セメント材料を、柱基部から塑性ヒンジ部を含んだ 700mm の高さまで、No.2 のように柱断面の全面、もしくは No.4 のように断面の縁から主鉄筋の内側までの 80mm の厚さで、断面外郭部に使用することにより、普通 RC 柱である No.1 に比べ、終局変位は 71.4mm からそれぞれ 111.6mm, 123.4mm に約 60%増加、最大耐力は 201kN からそれぞれ 209kN, 223kN に約 5~10%増加した。
- (2) 高靱性セメント材料をかぶりコンクリート部分にのみ用いた No.3-1, 3-2 のケースでは、大幅な靱性向上効果は得られなかった。これは、普通コンクリートと高靱性セメント材料の付着が十分でなかったことや、主鉄筋の変形が付着面での剥離を促進してしまったことで、かぶりコンクリートが早期に剥離し、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が低下して座屈の抑制効果を十分に発揮できなかったためと考えられる。
- (3) No.2, 4 の帯鉄筋のひずみの進展が、No.1 に比べて緩やかであることから、No.4 のように、主鉄筋の内側までの 80mm の厚さで、断面外郭部に高靱性セメント材料を使用することにより、かぶりコンクリートが帯鉄筋を増加させた場合と同様の主鉄筋のはらみ出し防止効果を発揮したと考えられる。これが座屈の抑制に繋がり、

急激な耐力低下を防いだことで、終局変位が大幅に増加したと推定できる。

- (4) 座屈長は、靱性向上効果の大きかった No.2, 4 供試体で短くなる傾向にあることから、かぶりコンクリート部の高靱性セメント材料が、普通コンクリートよりも大きな主鉄筋のはらみ出し防止効果を発揮したと考えられ、高靱性セメント材料を使用したかぶりコンクリート部が、帯鉄筋の増加と同様の働きをしたと考えられる。

参考文献

- 1) 住学, 竹内博幸, 中出睦, 谷垣正治: ビニロン繊維補強コンクリートに関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp.257-262, 2003
- 2) 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.148-163, 2002.3
- 3) 曾我部直樹, 山野辺慎一, 家村浩和, 高橋良和: 超高強度繊維補強コンクリート製型枠を適用した RC 橋脚の正負交番載荷実験, 第 10 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.85-90, 2007
- 4) 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
- 5) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.1-11, 1995.8
- 6) 武村浩志, 川島一彦, 運上茂樹, 星隈順一: 繰り返し載荷実験に基づく RC 橋脚の終局変位の評価, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.869-880, 1997
- 7) 藤井学, 小林和夫, 宮川豊章, 井上晋, 松本利彦: 横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係の適用に関する検討, セメント技術年報, Vol.42, pp.311-314, 1988
- 8) 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
- 9) 諏訪田晴彦, 福山洋, 梁一承: セメント系部材の履歴特性コントロールに関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1597-1602, 2002
- 10) 諏訪田晴彦, 福山洋: 高靱性型セメント系複合材料を用いた応答制御要素の復元力特性に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.1375-1380, 2003
- 11) 脇田和也, 幸左賢二, 合田寛基, 小川敦久: コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1441-1446, 2007

(2008 年 9 月 18 日受付)