

論文 高靱性セメント巻き立て工法による既設構造物の補強効果確認実験

脇田 和也*1・幸左 賢二*2・合田 寛基*3・小川 敦久*4

要旨: 高靱性セメント材料は、構造物に適用することで靱性の大幅な向上が期待できるが、コストが割高となってしまう一面がある。そこで、本論では高靱性セメント材料の使用量を少なくしてコスト削減を図るため、主鉄筋近傍部分にのみ高靱性セメント材料を使用した柱の変形性能を実験的に評価した。その結果、普通コンクリートのみを使用した柱に比べ、主鉄筋より内側まで高靱性セメント材料を使用した柱は、大幅な靱性向上効果が得られることがわかったが、かぶりコンクリート部のみ高靱性セメント材料を使用した柱は、大きな靱性向上効果は得られなかった。

キーワード: 高靱性セメント材料, 靱性, かぶりコンクリート, 巻き立て補強

1. はじめに

高靱性セメント材料は、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からわかっている。しかし、使用する繊維が高価であることや、製造・施工の煩雑さから、大量打設となる大型構造物への適用は、コストパフォーマンスの面での問題が指摘される。ここでは、高靱性セメント材料の使用量を最小限に留めて、十分な効果が得られる方法を考案する。

曲げ破壊となる RC 柱の耐力低下のメカニズムを考えると、引張側の鉄筋が降伏することにより曲げ剛性が低下し、圧縮側のコンクリートが圧壊するか、もしくは、圧縮側の鉄筋が座屈することで、かぶりコンクリートがはらみ出し、最終的に剥落して耐力が低下する。よって、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ため、靱性能の高い高靱性セメント材料を、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。

代表的設計法の一つである道路橋示方書¹⁾では、普通 RC 柱の終局耐力計算時に、かぶりコンクリートを無視して計算する。これは、終局時にかぶりコンクリートは剥落し、応力を受け持て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であれば、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るとの報告があり、終局時においてもかぶりコンクリートが応力を負担できる可能性がある。

さらに、柱が変形する際、曲げモーメントは基部に集

中することがわかっているため、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。

このような観点から研究された例²⁾もあるが、材料が超高強度繊維補強セメントであることや、高靱性セメント材料の使用範囲、既設構造物への適用など、検討されていない項目も多い。そのため、本研究では、高靱性セメント材料の補強材料としての可能性を見出すことを目的とし、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、その効果を確認した。

2. 試算による評価

2.1 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

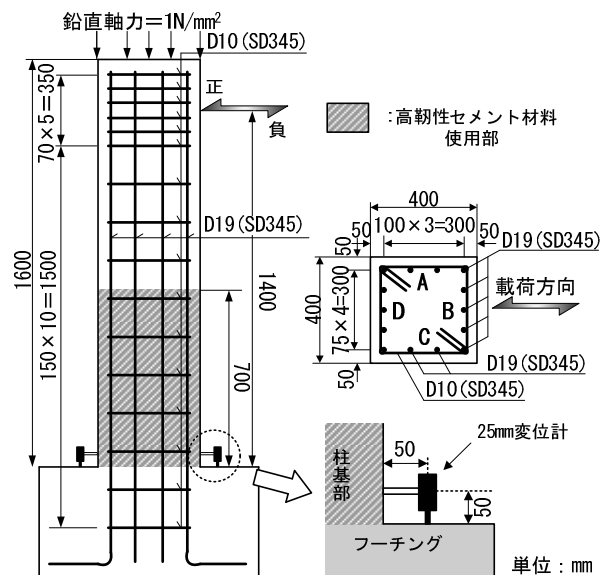


図-1 供試体断面および形状

*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 工学部建設社会工学科 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 (株)クラレ 繊維資材事業部 産資開発部 (正会員)

表-1 供試体諸元

		No.1	No.2,4	No.3	試算使用値	主鉄筋	使用鋼材	SD345(399)
断面[mm]		400×400	400×400	440×440	—		径	D19
かぶり厚[mm]		30	30	50	—	引張鉄筋比[%]	1.43	
せん断スパン[mm]		1400				帯鉄筋	使用鋼材	SD345(362)
コンクリート強度 [N/mm ²]	高靱性セメント	—	81.4	53.4	81.4		径	D10
	普通コンクリート	30.3	24.8	28.1	27.7		間隔[mm]	150
軸圧縮応力[N/mm ²]		1.0					体積比[%]	0.63

※()内は実強度[N/mm²]

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、破壊形式が曲げ破壊形式となるように設定している。

表-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は断面全域が高靱性セメント材料のもの、No.3~5は効率的な高靱性セメント材料の使用法を検討するため、断面外郭部のみ高靱性セメント材料を使用し、その使用域をパラメータとしている。No.3のみ断面幅が異なっているが、これは高靱性セメント材料を打設する際、施工性および高靱性セメント材料の性能を確保するためにかぶり厚を50mmとしたためである。またNo.3-1, 3-2は、かぶりコンクリートの鉄筋との付着による効果の差を見るため、図-2に示すように打設方法を変化させている。主鉄筋の配置位置は変更していないため、帯鉄筋を設置した後にかぶりコンクリート部を打設したNo.3-1では、帯鉄筋径分(10mm)だけ高靱性セメント材料使用範囲が狭くなっている。

2.2 試算方法

ここでの試算は、道路橋示方書²⁾に基づいて行った。ただし、高靱性セメント材料を用いるケースでは、かぶりコンクリートが終局時でも応力を負担できるものと仮定し、終局時にかぶりコンクリート部分を計算に含めた。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ため、高靱性セメント材料は引張側の応力-ひずみ関係も考慮した。さらに、試算では応力が最大圧縮応力の50%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、50%低下点で評価することにより、実際の靱性率により近い値を算出できるという研究成果³⁾に基づいている。

図-3, 4に試算に使用した高靱性セメント材料の応力-ひずみ関係を示す。最大強度は効果の高かったNo.2, 4実験時のものを使用し、軟化勾配等は実際に測定が行えなかったため、既往の研究⁴⁾を参考として決定し、試算に用いやすいように線形モデル化した。

2.3 試算結果

図-5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、

表-2 検討断面

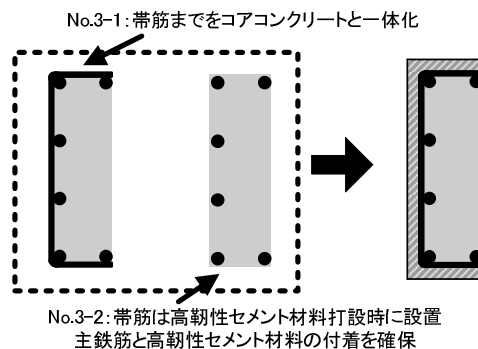
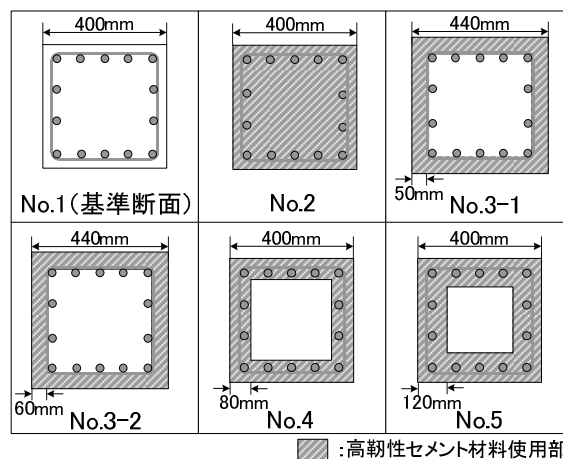


図-2 No.3の打設方法

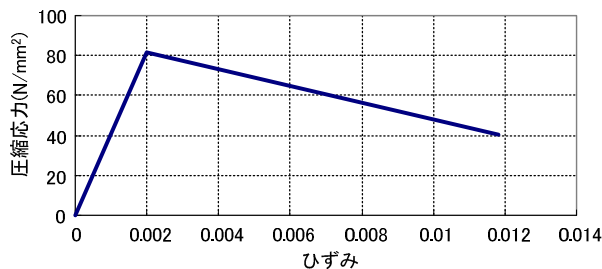


図-3 高靱性セメント材料の圧縮応力-ひずみ曲線

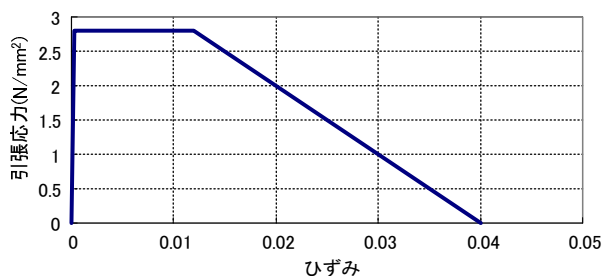


図-4 高靱性セメント材料の引張応力-ひずみ曲線

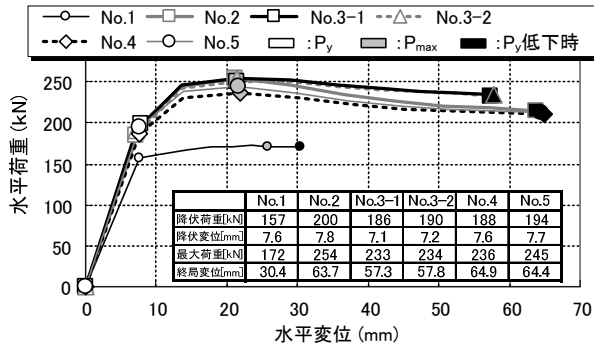


図-5 水平荷重-水平変位関係 (試算値)

表-3 使用した繊維の緒元

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

表-4 各供試体における実験値の比較

	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	1.17	1.00	71.4	2.35	1.00
No.2	210	0.83	1.04	111.6	1.75	1.56
No.3-1	217	0.93	1.08	81.8	1.43	1.15
No.3-2	221	0.94	1.10	92.1	1.59	1.29
No.4	223	0.94	1.11	123.4	1.90	1.73

いずれのケースでも、No.1 に比べ最大荷重が 3~5 割上昇し、変形性能についても、約 2 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高靱性セメント材料の範囲であることから、高靱性セメント材料の強度、終局ひずみが結果に大きく影響しているためである。

以上の結果から、今回検討を行う供試体は、試算上はいずれも耐震性能の向上が見込めると考えられる。

3. 実験概要

2章の試算結果より、本研究の仮定の下では、いずれの供試体においても耐震性能向上の可能性が見込めることがわかった。そこで、高靱性セメント材料の使用量が少ない順に No.3, 4, 比較対象として No.1, 2 を本研究対象とした。

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。高靱性セメント材料には、表-3 に示すように長さ 8mm、径 40 μm のピニロン繊維を使用し、体積比で 2.0% 混入した。柱高さ方向の高靱性セメント材料の適用範囲は、塑性ヒンジ部のみを想定しているが、遷移領域も加味し、基部から 700mm の範囲とした。

実験は正負交番荷重により行った。試算で求めた降伏荷重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荷重した。なお、各荷重ステップの繰返し回数は 1 回とし、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 $0.5P_{max}$ に低下した時点で実験を終了した。また、実構造物の死荷重を考慮し、柱供試体の上面より 1.0N/mm^2 相当の一定軸力を荷重した。さらに、変位計を柱基部の載荷面 (B, D 面)

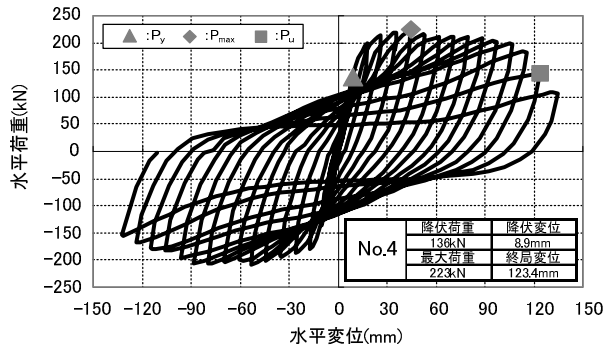
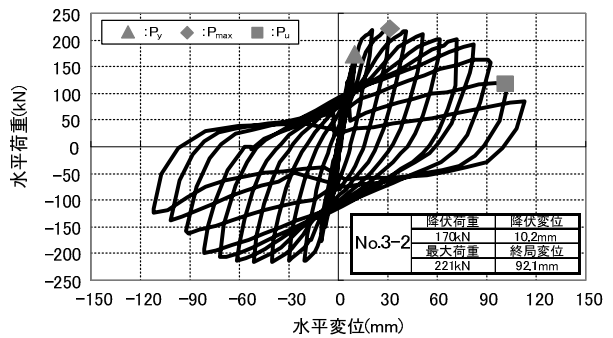
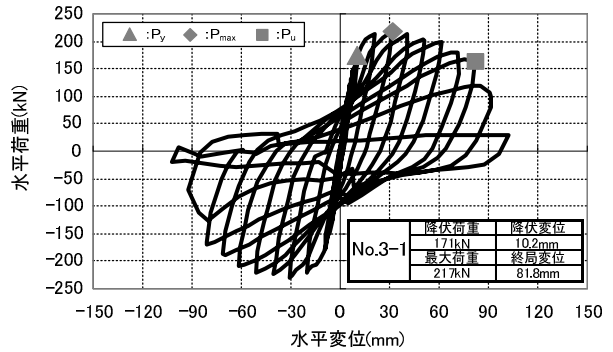
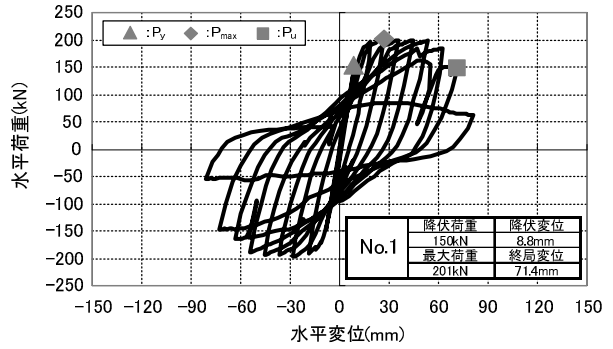


図-6 水平荷重-水平変位履歴曲線 (実験値)

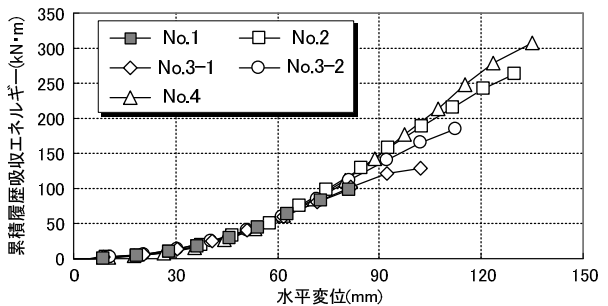


図-7 累積履歴吸収エネルギーの比較

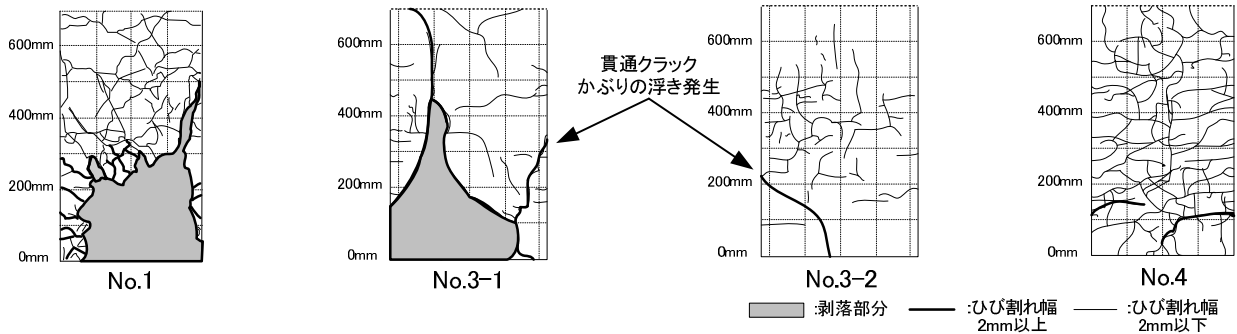


図-8 ±9δ_y 載荷終了時損傷状況

に設置し、主鉄筋のフーチングからの抜け出しおよび柱の浮きを測定した（図-1に詳細）。

4. 実験結果および考察

実験では、No.2, 4 でほぼ同等の結果が得られたため、以下の比較では、No.1, 3, 4 について詳しく示す。

4.1 No.1 と No.4 の比較

(1) 荷重-変位関係

図-6 に各供試体の P-δ 履歴曲線、表-4 に各供試体の比較を示す。No.1 では約 150kN で主鉄筋が降伏ひずみを超え、3δ_y (26.6mm) で最大荷重 (201kN) に達した。7δ_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と共に急激に荷重が低下し、8δ_y (71.4mm) で P_y を下回った。

No.4 では、約 136kN で主鉄筋が降伏ひずみを超え、5δ_y (44.5mm) で最大荷重 (222kN) に達した。その後、13δ_y (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発生とともに荷重が低下し、14δ_y (123.4mm) で P_y を下回った。

試算値と比較すると、終局変位は両供試体とも実験値が大幅に大きくなっているが、荷重は No.4 では試算値よりも低い値となっている。これは、試算上では正負交番履歴の影響を考慮していないためではないかと考えられる。

No.1, 4 を比較すると、変位は約 1.7 倍、荷重は 1 割程度増加したことがわかる。

(2) 累積履歴吸収エネルギー

図-7 に各供試体の載荷ステップ毎の累積履歴吸収エネルギーを示す。No.1 では最大値が 100kN・m 程度、No.4 では 300kN・m 程度であり、エネルギー吸収量が約 3 倍増加している。このことから、主鉄筋より内側まで高靱性セメント材料を使用したケースでは、エネルギー吸収能力が大幅に向上していることがわかる。

(3) 損傷状況

図-8 に ±9δ_y 載荷終了時における各供試体の C 面の損傷状況、図-9 に C 面で代表的なひび割れの開口進展状況を示す。No.1 では 9δ_y で実験を終了しており、基部の大部分がかぶりコンクリートの剥落が見られ、主鉄筋の座屈が確認できた。また、剥落していない部分においても、幅 2.0mm 以上のひび割れが多数発生していた。ひび割れ開口の進展におい

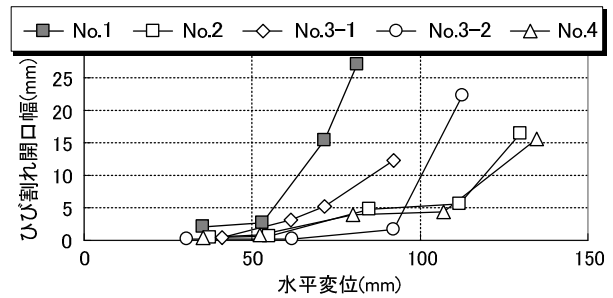


図-9 ひび割れ開口幅の推移

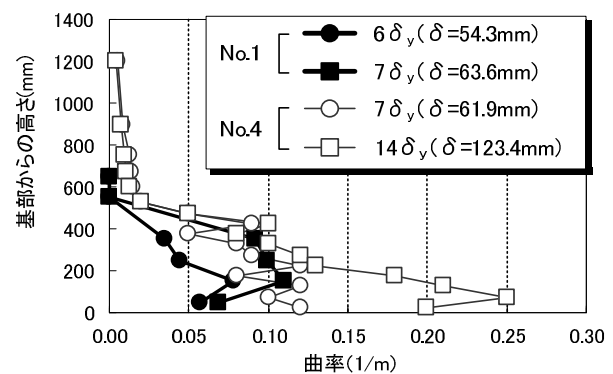


図-10 高さ方向の曲率分布

ても、他の供試体に比べ開口進展が早いことがわかる。

No.4 では、一部に幅 2.0mm 以上のひび割れが発生しているが、細かなひび割れの分散が顕著に見られた。No.2 でも同様にひび割れの分散が見られ、ひび割れの開口進展も、他に比べ非常に緩やかであり、繊維による応力架橋効果が発揮できていると考えられる。

(4) 曲率分布

図-10 に画像計測より算出した、供試体高さ方向の曲率分布を示す。両供試体とも同一変位時では同程度の分布性状であり、No.4 は大変形時に基部で大きな曲率、すなわち変形が生じていることがわかる。また、曲率は 600mm 以下の範囲で主に発生していることから、高靱性セメント材料は変形性能が高く、また、柱基部のみの補強は合理的であるといえる。

(5) 帯鉄筋のひずみ分布

図-11 に帯鉄筋のひずみ分布を示す。No.1 では変形量の増加とともにひずみが顕著に進展し、7δ_y (62.1mm) で、降伏ひずみを超えている。一方、No.4 では変位の進展に伴うひずみの進展があまり見られず、9δ_y (80.0mm) に

においても No.1 の $7\delta_y$ 時以下のひずみしか発生していない。これは、かぶり部に設置した高靱性セメント材料が帯鉄筋の横拘束力を負担したことが要因として考えられる。よって、軸方向鉄筋の屈服やコアコンクリートの損傷が抑制され、大変形時まで荷重を保持することができたため、終局変位や最大荷重が大きく向上したと考えられる。

4.2 No. 1 と No. 3-1, 3-2 の比較

(1) 荷重-変位関係

図-6 より、No.3-1 は約 170kN で主鉄筋ひずみが降伏ひずみを超え、 $3\delta_y$ (30.8mm) で最大荷重 (217kN) に達した。その後、 $6\delta_y$ (61.4mm) までは緩やかに荷重が低下し、それ以降はらみ出し発生と共に A 面および C 面に斜め方向のひび割れが発生、開口していき最終的にかぶりが剥落することで急激に荷重が低下し、 $8\delta_y$ (81.8mm) で P_y を下回った。

No.3-2 では、約 170kN で主鉄筋ひずみが降伏ひずみを超え、 $3\delta_y$ (30.7mm) で最大荷重 (221kN) に達した。その後、 $8\delta_y$ (81.9mm) まで緩やかに荷重が低下していき、それ以降ひび割れの開口、柱基部のはらみ出しと共に急激に荷重が低下し、 $9\delta_y$ (92.1mm) で P_y を下回った。

試算値と比較すると、変位は No.1, 4 ほどではないが大きくなっており、荷重は No.4 と同様に試算値よりも低い値となっている。これは、No.3 に使用した高靱性セメント材料の圧縮強度が、試算に用いたモデルの物よりもやや小さいことが原因として考えられる。

また、No.1 と比較すると、荷重は 1 割程度の増加が見られるが、変位は 1.2 倍程度の向上であり、No.4 ほどの向上量は得られなかった。

(2) 累積履歴吸収エネルギー

図-7 より、No.3-1 では最大値が $130 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 程度、No.3-2 では $180 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 程度であり、No.1 に比べ増加はしているが、No.4 ほどの増加は得られなかった。

(3) 損傷状況

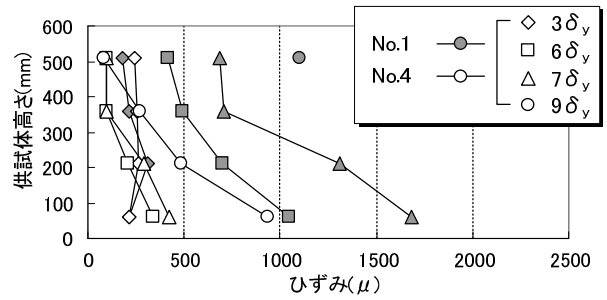
図-8, 9 より、No.3-1 ではこの段階で載荷を終了しているが、基部の大部分のかぶりコンクリートは剥落していた。残っている部分も、かぶり部分が浮いている状況であり、鉄筋の座屈も確認できた。No.3-2 では外観の目立った損傷は見られなかったが、この載荷後に基部のはらみ出しが顕著となり、かぶりコンクリートが剥離していった。また、両供試体とも No.4 に比べひび割れの分散性が悪かった。

ひび割れ開口の進展を見ても、急激な開口、早期進展が見られ、No.1 に近い性状であり、高靱性セメント材料の特徴を十分活かしていない傾向にあった。

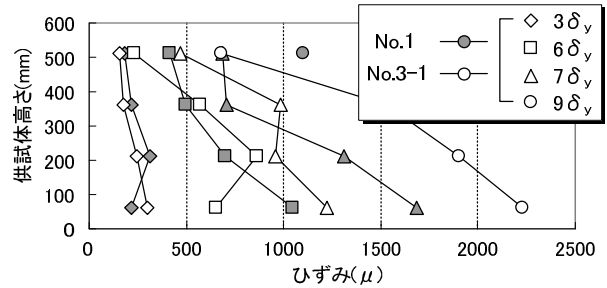
このように、開口の進展が顕著だったため、画像による標点間距離の測定が困難であった。

(4) 帯鉄筋のひずみ分布

図-11 より、No.3-1 はひずみの進展が No.1 と同じ傾向にあることがわかる。抵抗メカニズムを考えると、ま

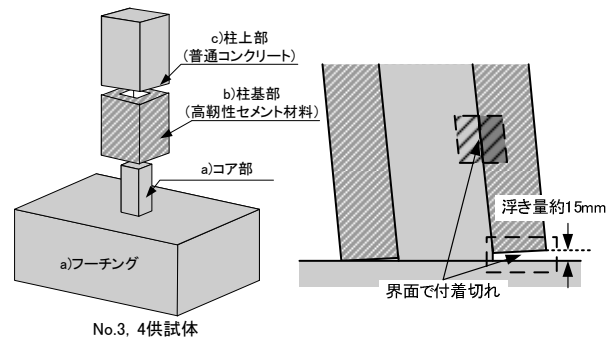


a) No. 1 と No. 4 の比較



b) No. 1 と No. 3 (1) の比較

図-11 帯鉄筋のひずみ分布



No.3, 4供試体

図-12 柱の打設方法および浮き上がり状況

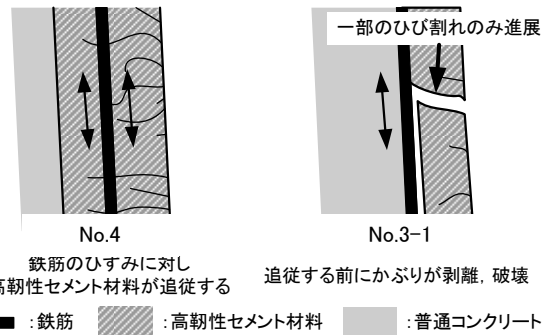


図-13 想定破壊メカニズム(図-12 斜線部)

ず主鉄筋がはらみ出し、それに対して帯鉄筋が抵抗することでひずみが発生する。No.4 の場合では、高靱性セメント材料のかぶり部でもはらみ出しを抑制する効果を発揮したが、No.3-1 では、後述するが、かぶり部の剥離が早いタイミングで生じ、そのため、かぶり部ではらみ出しに対する拘束効果が発揮できず、帯鉄筋のひずみだけが進展したと考えられる。

No.3-2 は帯鉄筋による主鉄筋の拘束が十分ではなかったため、ひずみの発生が顕著でなかった。

(5) 破壊メカニズムの推定

No.1 よりも靱性は向上したが、No.4 ほど効果が得られなかった No.3 の破壊メカニズムについて推定する。図-12 に No.3, 4 の打設方法および問題点を示す。No.3, 4 では a~c の順に打設を行った。そのため、普通コンクリートと高靱性セメント材料の界面が弱点となっており、載荷時に柱とフーチングの接合部で付着が切れてしまい、柱が浮いてしまうような挙動を示した。そのため、高靱性セメント部で引張力を負担しにくい状況になっていたと考えられる。しかし、図-13 に示すように、No.4 では高靱性セメント内部に主鉄筋が存在するため、鉄筋のひずみに対して高靱性セメント材料が追従して引張応力を負担することで、ひび割れの分散、すなわち損傷の抑制となり、かぶりコンクリートがコアの拘束効果を長く発揮し、結果靱性の大幅な向上に繋がったものと考えられる。

ここで、断面内のひずみ分布について測定した結果を示す。図-14 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、そこに設置したひずみゲージにより断面内ひずみの計測を実施した。測定結果を図-15 に示す。No.3 両供試体に設置したが、ここでは代表として No.3-1 のものを示す。

結果から、かぶりコンクリート中に設置しているアクリルにのみ圧縮ひずみが集中していることがわかる。これが影響し、図-13 の右図に示すように、かぶりの高靱性セメント材料とコアの普通コンクリートとの界面で付着切れが起こりやすくなり、引張応力を負担する前にかぶりの剥離や破壊が生じてしまったため、かぶり部の高靱性セメント材料が、主鉄筋およびコアコンクリートの拘束効果をほとんど発揮できなかったのではないかと考えられる。写真-1 に載荷途中の No.3-1 の基部の状況を示すが、このように、基部のはらみ出し開始とともに高靱性セメント材料部だけが剥がれるような破壊形態である。その結果、No.1 よりは変形性能の良い結果が得られたが、No.4 ほどの効果には至らなかったと考えられる。

以上のことから、かぶり部のみに高靱性セメント材料を使用する柱については、かぶり部に主筋を増設する等、フーチングと躯体との付着を改善する必要があると考えられる。

5. まとめ

本実験により明らかになったことを以下に示す。

- 1) 柱基部の塑性ヒンジ部に高靱性セメント材料を全面、もしくは断面外郭部に断面幅の2割の厚さで用いることによって、無補強に比べ終局変位は約6割、最大耐力は約1割増加した。
- 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ケースでは、界面での剥離によって、高靱性セメント材料が十分な応力を負担する前に破壊

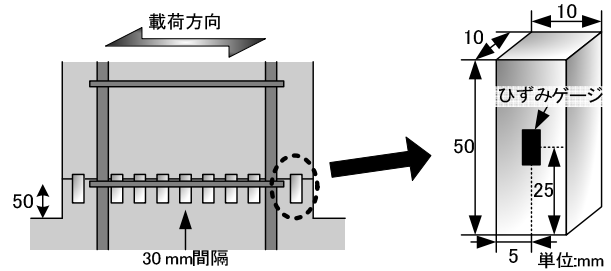


図-14 アクリルの設置方法

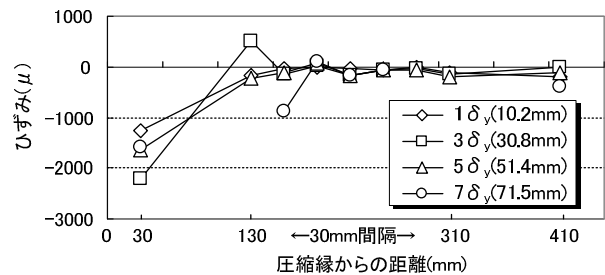


図-15 断面内のひずみ分布 (No. 3-1)



写真-1 かぶりコンクリートの剥離状況 (No. 3-1)

するため、大幅な靱性向上効果は得られなかった。

- 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、主鉄筋より内部に高靱性セメント材料を使用することで、かぶりコンクリートが横方向の拘束効果を発揮したと推定できる。

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，2002.3
- 2) 曾我部ら：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
- 3) 田口絢子ら：RC 橋脚のじん性率評価法の検討，第5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.247-252，2002
- 4) 諏訪田ら：高靱性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