

# 論文 高靱性セメント材料の部分的使用による耐震補強効果実験

脇田 和也\*1・幸左 賢二\*2・合田 寛基\*3・小川 敦久\*4

**要旨**：靱性の大幅な改善が期待できるが、コストが割高となってしまう高靱性セメント材料を、柱に適用する際に使用量をできるだけ抑えて、耐震性能の向上を図れる効率的な使用方法を考え、実験によりその効果を確かめた。その結果、塑性ヒンジ部の断面外殻部 80mm だけを高靱性セメント材料に置き換えた部分的使用でも、断面全域に使用した場合と同等の、主鉄筋やコアコンクリートの拘束効果が得られ、普通コンクリートを使用した柱に比べ、変形性能やエネルギー吸収性能が大幅に向上することがわかった。

**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

## 1. はじめに

高靱性セメントを鉄筋コンクリート構造物に適用することは、RC 構造物の耐震性のみでなく、耐久性の面からも有効であるということが既往の研究<sup>1)</sup>からわかっている。しかし、製造・施工に専用の製造設備が必要であり、特殊なノウハウが必要であることなどの技術的な問題、また、繊維を用いることによって普通 RC と比べて割高となることから、大量打設が必要となる構造物本体への適用は必ずしも有利とはいえない。そのため、高靱性セメントの効率的な使用方法を検討する必要がある。

ここで、代表的設計法の一つである道路橋示方書<sup>2)</sup>を取り上げると、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が剥落し、応力を受け持たなくなると考えられているためである。しかし、高靱性セメントであれば、終局時においてもかぶりコンクリートの損傷は軽微で、コンクリートの剥離が小さいとの報告<sup>3)</sup>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することが可能であるとも考えられる。

以上より、高靱性セメントを塑性ヒンジ部のかぶりコンクリート部分にのみ使用することにより、効

率的に柱の耐震性能を向上させることを本実験の目的とし、高靱性セメントの使用範囲をパラメータとして実験を行った。

## 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。主鉄筋比および帯鉄筋比は、既設橋脚において一般的であり、かつ破壊形式が曲げ破壊になることを条件として設定している。

表-2 に今回考案した検討断面を示す。No.1 は基準供試体であり、全断面が普通コンクリートのものである。No.2 は断面全域が高靱性セメントのもの、No.3~5 は終局時のかぶりコンクリートの有効性および主鉄筋付近の圧縮域を検討するため、断面外側にのみ高靱性セメントを用いており、使用幅を変化させることで使用量を削減している。

### 2.2 試算方法

今回の試算は、道路橋示方書<sup>2)</sup>に基づいて行った。ただし、高靱性セメントを用いるケースは

\*1 九州工業大学 工学部建設社会工学科 (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 岡山事業所 開発主管 (正会員)

表-1 供試体諸元

		試算	実験		
断面[mm]	400×400	主鉄筋		使用鋼材	SD345
かぶり厚[mm]	50			径	D19
せん断スパン[mm]	1400			引張鉄筋比[%]	1.43
せん断スパン比	4.0	帯鉄筋		使用鋼材	SD345
コンクリート強度	高靱性セメント 56.9 80.8			径	D10
[N/mm <sup>2</sup> ]	普通コン 27.0 24.8			間隔[mm]	150
軸圧縮応力度[N/mm <sup>2</sup> ]	1.0			体積比[%]	0.63

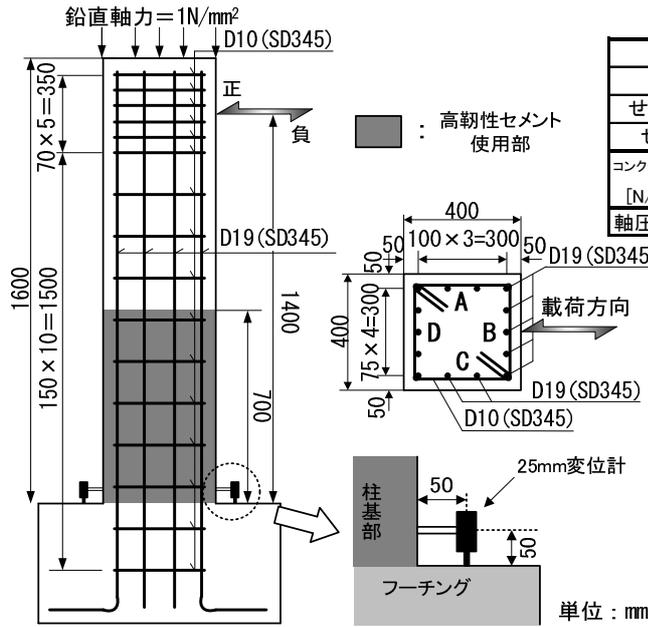


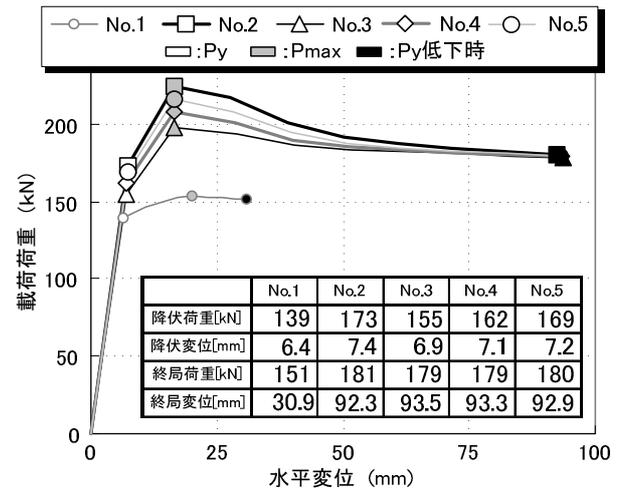
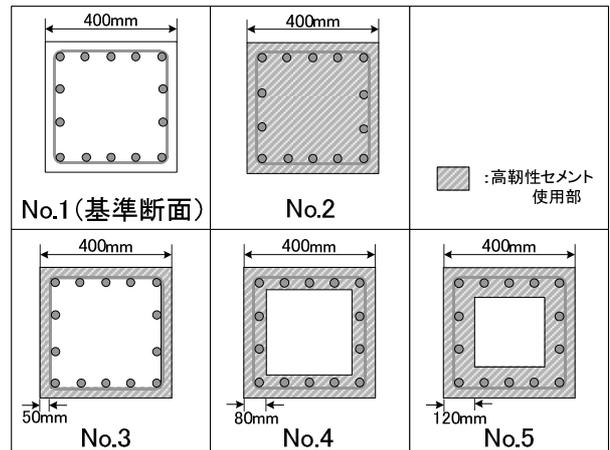
図-1 供試体断面および形状

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、終局時にもかぶりコンクリートを考慮して計算を行った。また、高靱性セメントは繊維により、引張側における応力の負担も期待できるため、引張側の応力-ひずみ関係も考慮した。また、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<sup>4)</sup>に基づいている。

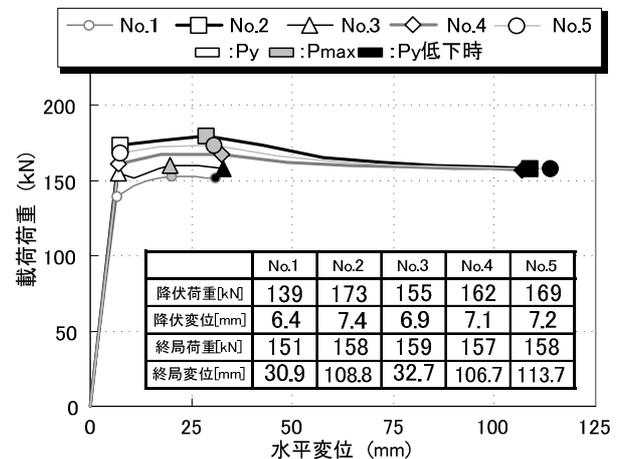
### 2.3 試算結果

図-2 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、かぶり考慮の有無別に示す。試算の結果、かぶりを考慮することで、いずれのケースでも最大荷重が1~2割上昇した。変形性能を見ると、No.2, 4, 5 ではかぶり考慮の有無によらず No.1 に比べ変形性能が60~80mm程度大幅に向上しているが、No.3 ではかぶり考慮の有無により変形性能の向上量に大きな差が生じた。これは、かぶりを無視する方法では、高靱性セメントを使用した範囲の全てを計算上無視することになるためである。

表-2 検討断面



a) かぶり考慮の場合



b) かぶり無視の場合

図-2 水平荷重-水平変位関係 (試算値)

### 3. 実験概要

2章より、既往の道路橋示方書の試算方法に基づいた場合、No.3 では効果が期待できない結果となった。そのため、この試算方法においても効果が期待でき、なおかつ高靱性セメントの使用量が少なく効率的であると考えられる No.4 と、基準断面である No.1、そして、高靱性セメントを全面に使用する No.2 を本実験対象とした。

供試体諸元および配筋は、図-1、表-1 に示したものである。高靱性セメントには、長さ 15mm、径 40 $\mu$ m のビニロン繊維を使用し、体積比で 1.3% 混入した。柱高さ方向の高靱性セメント適用範囲は、塑性ヒンジ部のみとしているが、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 ( $\delta_y$ ) 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  $0.8P_{max}$  に低下した時を終局と定義し、荷重が  $0.5P_{max}$  に低下した時点で実験を終了した。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。また、変位計を柱基部の荷重面 (B, D 面) に設置し、主鉄筋のフーチングからの抜け出しによる影響を測定した (図-1 に詳細)。

### 4. 実験結果

#### 4.1 損傷状況

図-3 に  $\pm 9\delta_y$  荷重終了時における各供試体の損傷状況を示す。No.1 ではこの荷重で実験を終了しており、基部の大部分で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 3.0mm 以上のひび割れが多数発生していた。

No.2 では幅 3.0mm 以上のひび割れは発生せず、細かいひび割れが広い範囲で発生しており、ひび割れの分散傾向が見られた。また、はらみ出しはこの時点で確認できなかった。その後のステップにおいてもひび割れ幅の進展は緩やかであり、 $10\delta_y$  以降ははらみ出しが顕著になったものの、終局時においても

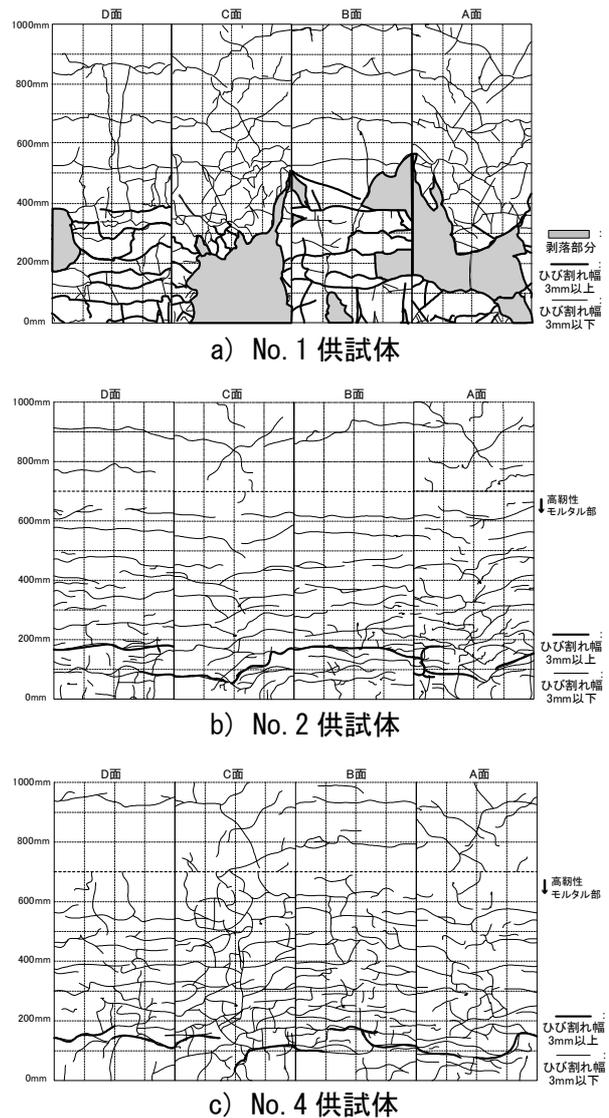


図-3  $\pm 9\delta_y$  荷重終了時損傷状況

コンクリートの剥落はほぼ見られなかった。

No.4 についても、幅 3.0mm 以上のひび割れは発生しておらず、細かいひび割れが分散していたが、No.2 よりもひび割れ本数が多かった。しかし、以降のステップではほぼ同様な傾向を示しており、No.2 と No.4 は同様の効果を示したといえる。

#### 4.2 P- $\delta$ 関係の比較

図-4 に各供試体の P- $\delta$  履歴曲線を示す。No.1 では約 150kN で主鉄筋ひずみ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とともに急激に荷重が低下し、 $9\delta_y$  (81.2mm) で荷重が  $0.5P_{max}$  を下回った。

次に、No.2 は約 136kN で主鉄筋ひずみが降伏ひずみを超え、 $7\delta_y$  (63.8mm) で最大荷重 (209kN)

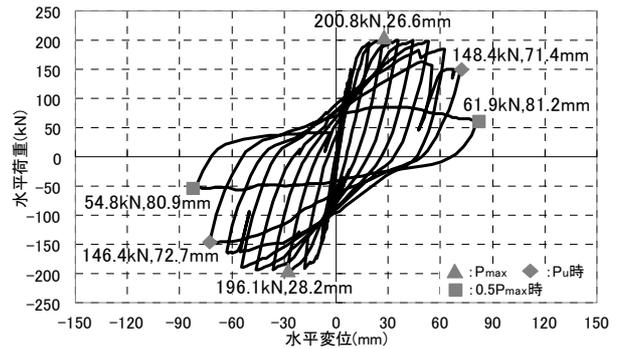
に達した。その後、水平変位が増加するに従って緩やかに荷重が低下し、柱基部のはらみ出しが発生した後、 $14\delta_y$  (129.8mm) で荷重が  $0.5P_{max}$  を下回った。

No.4 では、No.2 と同様に約 136kN で主鉄筋ひずみが降伏ひずみを超え、 $5\delta_y$  (44.5mm) で最大荷重 (222kN) に達した。その後、 $13\delta_y$  (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、 $15\delta_y$  (134.9mm) で荷重が  $0.5P_{max}$  を下回った。

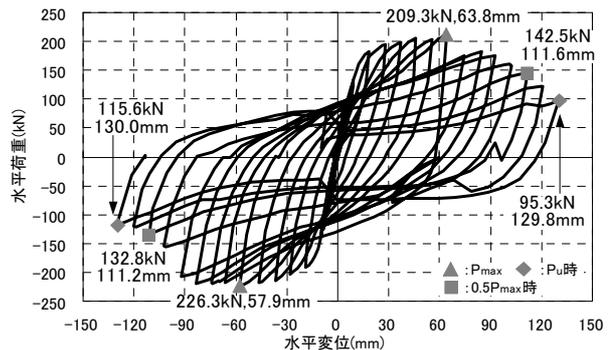
#### 4.3 各供試体の P- $\delta$ 包絡線の比較

図-5 に各供試体の P- $\delta$  関係の包絡線および試算による P- $\delta$  関係を示す。まず実験値を比較すると、柱基部に高靱性セメントを用いることにより、終局変位が 40mm 程度増加している。また、かぶり部を含めた外側 80mm のみ使用した No.4 でも、全面に使用した No.2 と同等の変形性能が得られている。したがって、高靱性セメントを部分的に使用することで効率的な変形性能の向上が期待できると考えられる。

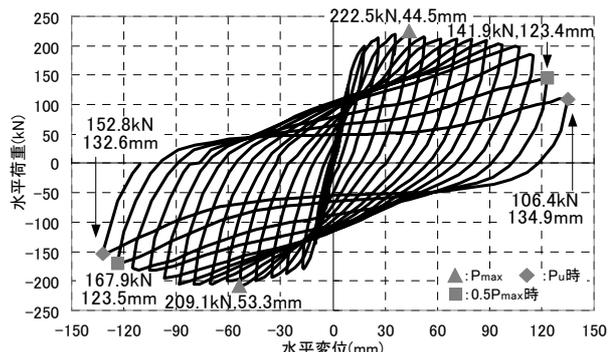
ここで No.2 と No.4 について比較すると、No.2 は最大荷重後、緩やかに荷重が低下したが、No.4 では最大荷重を 100mm 程度まで保持し、最後に急激に荷重が低下した。この差が生じた原因として、フーチングからの柱の浮き上がりによる影響が考えられる。本実験での柱の打設は、図-6 に示すように、1.フーチングの打設、2.柱基部（高靱性セメント部）の打設、3.柱上部の打設、という順序で行った。今回打継ぎ部の処理は行わなかったため、フーチングと柱基部間にコールドジョイントが発生し、図-7 のように No.2 ではフーチングからの柱の浮きが顕著に見られた。一方 No.4 ではフーチングと柱基部のコア部を一体として打設したため、浮



a) No. 1 供試体

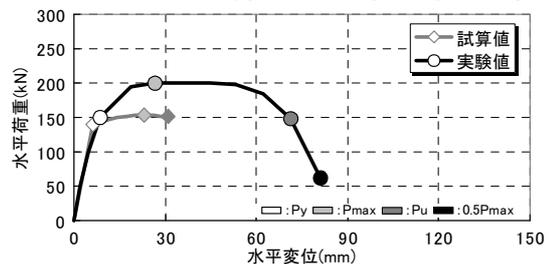


b) No. 2 供試体

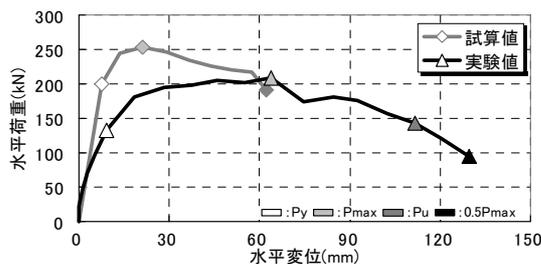


c) No. 4 供試体

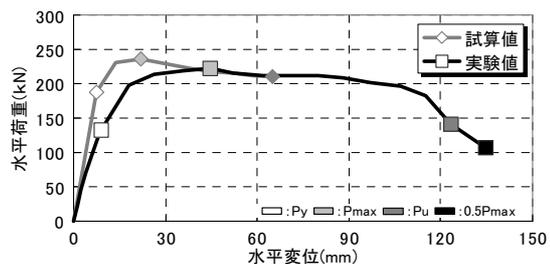
図-4 水平荷重-水平変位履歴曲線



a) No. 1 供試体



b) No. 2 供試体



c) No. 4 供試体

図-5 水平変位-水平荷重関係の包絡線比較

きが軽減したと考えられる。最大荷重前後の  $6\delta_y$  時における抜け出しによる変位を比較すると、No.2 では 27.4mm で、水平変位の 5 割程度の比率であったのに対し、No.4 の  $6\delta_y$  時での抜け出しによる変位は 18.1mm となり、水平変位の 3 割程度の比率であった。一般的には抜け出し変位の割合は 2 割程度といわれているため、両供試体とも抜け出しによる影響が大きかったといえるが、No.2 では特に顕著であった。この浮き上がりは、打継ぎ部に目荒らしなどの処理を施すことで改善できると考えられ、打継ぎ面における繊維補強も有効であると考えられる。

#### 4.4 履歴吸収エネルギー

図-8 に各供試体の荷重ステップ毎の履歴吸収エネルギーを示す。No.1 ではステップ毎の最大履歴吸収エネルギーが  $20\text{kN}\cdot\text{m}$  程度であったが、No.2 では  $30\text{kN}\cdot\text{m}$ 、No.4 では  $35\text{kN}\cdot\text{m}$  と、高靱性セメントを用いることによりエネルギー量が約 1.5 倍となった。また、最大値を示した変位も No.1 が 60mm であるのに対して No.2 では 90mm、No.4 でも 110mm となり、大きな変位で示している。累積履歴吸収エネルギーで比較した場合も、No.1 の最大値が  $100\text{kN}\cdot\text{m}$  であるのに対し、No.2 で  $260\text{kN}\cdot\text{m}$ 、No.4 で  $300\text{kN}\cdot\text{m}$  程度となり、高靱性セメントを使用することでエネルギー吸収能力は大幅に向上する結果となった。

#### 4.5 帯鉄筋のひずみ分布

図-9 に帯鉄筋のひずみ分布履歴を示す。図より、No.1 では変形量の増加とともにひずみが顕著に進展し、 $7\delta_y$  ( $62.1\text{mm}$ ) で、降伏ひずみを超えるようなひずみが帯鉄筋に発生している。しかし、No.2 ではひずみの進展があまり見られず、 $9\delta_y$  ( $84.7\text{mm}$ ) 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。No.4 でも  $9\delta_y$  ( $80.0\text{mm}$ ) でひずみが  $1000\mu$  以下に抑えられている。これは、かぶり部に設置した高靱性セメント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。その結果、軸方向鉄筋の座屈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し、終局変位が大きく向上したと考え

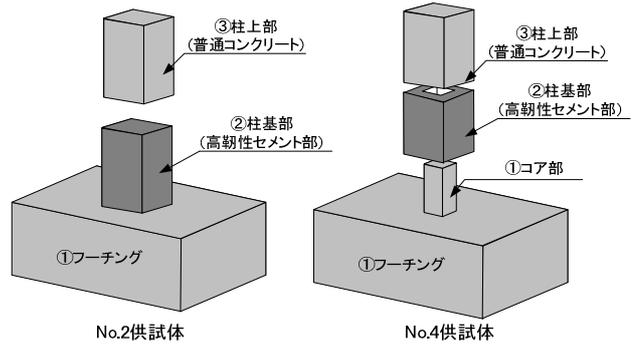


図-6 柱の打設方法

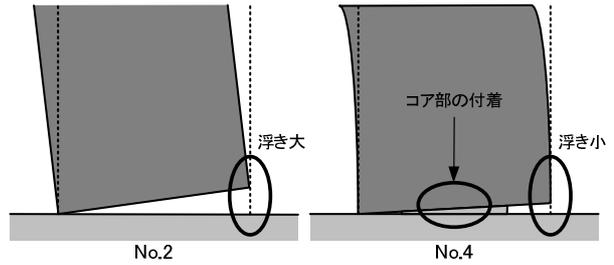


図-7 柱基部の浮き模式図

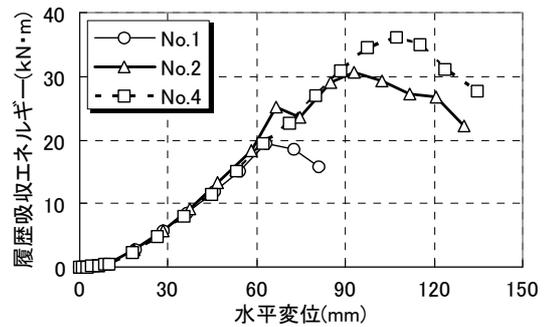
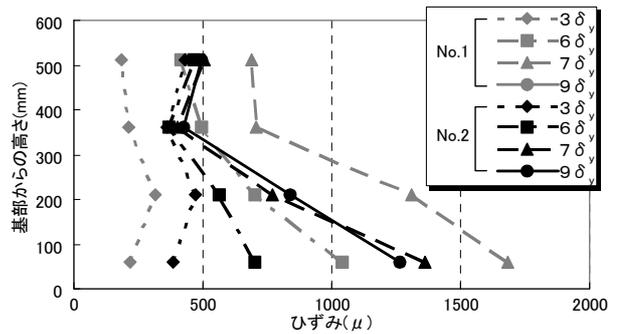
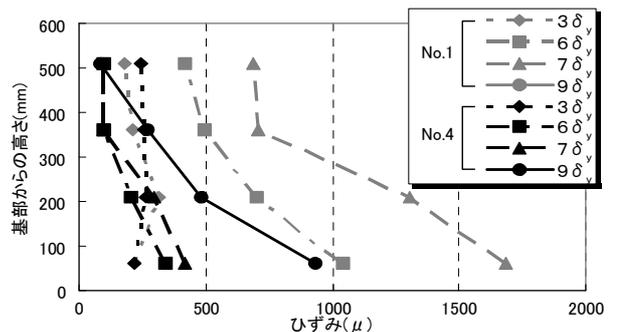


図-8 荷重ステップ毎の履歴吸収エネルギー



a) No.1 と No.2 の比較



b) No.1 と No.4 の比較

図-9 帯鉄筋のひずみ分布

られる。また、No.2 と No.4 で同様の帯鉄筋ひずみ性状を示していることから、かぶり部を含めた外側 80mm の厚さに高靱性セメントを用いた場合でも、軸方向鉄筋に対して十分な拘束効果を発揮することができたと考えられる。

#### 4.6 はらみ出しの進展

図-10, 11 にデジタルカメラの画像から測定した負荷荷時におけるはらみ出し量, およびはらみ出し領域の進展, 図-12 にはらみ出し状況の比較図を示す。No.1 では水平変位 50mm 程度ではらみ出しが発生し, 水平変位 80mm 程度で 60mm のはらみ出し量が計測された。一方, 高靱性セメントを用いた No.2, 4 では, はらみ出し発生が水平変位 90mm と遅く, はらみ出し量の最大値も 40mm 程度と小さくなっている。また, No.1 では 400mm 程度と広い領域で発生したが, No.2 では 280mm, No.4 では 160mm と, 高靱性セメントを用いることにより, はらみ出しの発生領域をやや小さくしている。以上のことから, 高靱性セメントを用いることで, 主鉄筋の座屈やコアコンクリートの損傷を抑制し, 変形性能が向上したと考えられる。また, No.2 と No.4 で同様の傾向を示していることから, かぶり部を含めた外側 80mm の厚さに高靱性セメントを用いた場合でも, 全断面に使用した場合と同等の座屈抑制効果が得られていると考えられる。

#### 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を用いることで, 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) 高靱性セメントを断面幅の 2 割の厚さで断面周囲に用いることにより, 全面に使用する場合と同程度の補強効果が見込めることが確認できた。
- 3) No.2, No.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, また, No.2, No.4 のはらみ出しの進展が No.1 に比べて抑制されていることから, かぶりコンクリートが主鉄筋のはらみ出しなどの横方向の拘束効果を発揮したと推定できる。

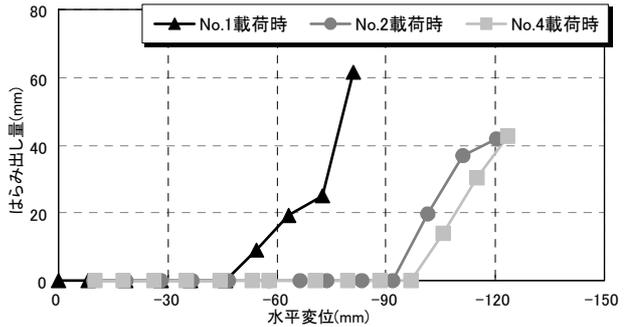


図-10 はらみ出し量の進展

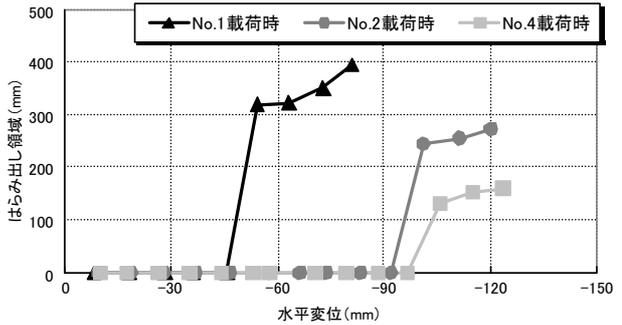


図-11 はらみ出し領域の進展

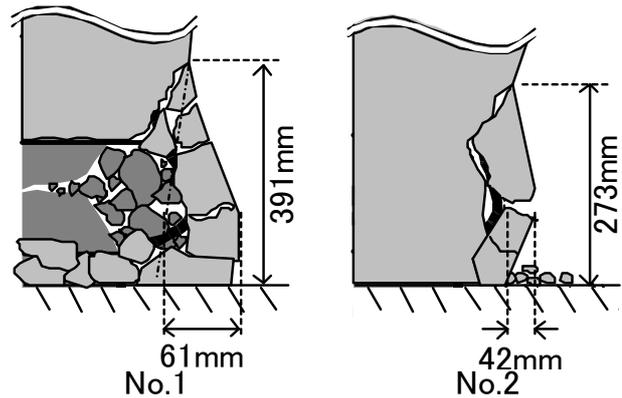


図-12 はらみ出し状況 (終局時)

#### 参考文献

- 1) 住学ら：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, 2002.3
- 3) 古川ら：高軸力下における繊維補強コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の実験, コンクリート工学年次論文集, vol.25, No.2, pp.1729-1734, 2003
- 4) 田口絢子：RC 橋脚の変形性能に関する研究, 九州工業大学院修士論文, 2002.3