

高靱性セメント・高強度鉄筋を使用したRC橋脚の評価

溝上瑛亮¹・幸左賢二²・佐藤崇³・篠崎正治⁴

¹学生会員 九州工業大学大学院 工学部建設社会工学科（〒804-8550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北九州市戸畑区仙水町1-1）
³正会員 工修（株）長大 福岡構造技術部（〒810-0014福岡市中央区渡辺通1-1-1サンセルコビル6F）
⁴学生会員 九州工業大学大学院 工学部建設社会工学科（〒804-8550北九州市戸畑区仙水町1-1）

1. はじめに

RC 橋脚の耐震設計において、靱性を向上させることは大規模地震時の効率的なエネルギー吸収のために重要である。一方、建設コスト削減や施工性向上の観点から建築分野で高強度鉄筋の RC 部材への適用の研究が進められている。高強度鉄筋の RC 部材への使用は、普通鉄筋と比較した場合、耐力は向上する反面、変形性能が低下するという問題がある。そこで、本研究では、靱性を向上させる高靱性セメントと高強度鉄筋を併用した RC 橋脚の正負交番荷重実験を行い、両者の変形性能および破壊形態の比較を行なった。また、近年、RC 構造物の耐震性能評価では、最大耐力から、破壊に至るまでの挙動を高精度で把握することが重要とされている。RC 橋脚の耐震性の解析的評価は、ファイバー要素を用いた解析が広く行われている。しかし、柱の損傷が顕著になる大変形時の応力状態を詳細に把握することはファイバー要素では難しい。そこで、本研究では、RC 橋脚の大変形時の実験挙動を再現することを目的に、平面応力要素を用いた FEM 解析を行なった。また、モデル別に 2 ケースの解析を行い、軸方向鉄筋モデルの違いが解析結果に及ぼす影響を評価し、解析モデルの適用性の検討を行なった。

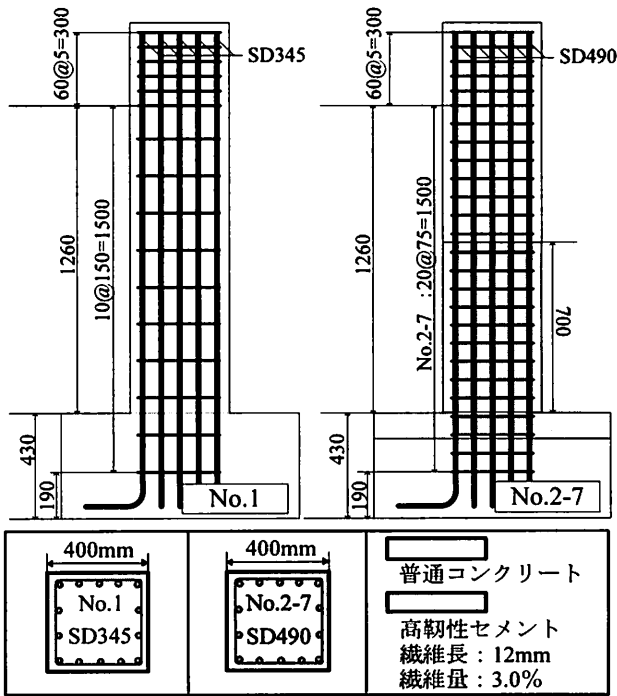


図-1 実験供試体

表-1 供試体諸元

供試体番号		No.1	No.2-7	供試体番号		No.1	No.2-7
断面[mm]		400×400		主鉄筋	種類	SD345	SD490
かぶり厚[mm]		50	50		降伏強度[N/mm ²]	399	567
せん断スパン[mm]		1400			径	D19	
せん断スパン比		4.0			引張鉄筋比[%]	1.43	
コンクリート強度 [N/mm ²]	高靱性セメント	—	77.4	帯鉄筋 (SD345)	帯鉄筋強度[N/mm ²]	362	408
	普通コンクリート	30.3	41.4		径	D10	
軸圧縮応力[N/mm ²]		1.0				間隔[mm]	150

2. 実験概要および実験結果

(1) 実験供試体

図-1 に供試体の基本断面形状および配筋の比較、表-1 に供試体諸元を示す。図-1 に示すように No.1 供試体は全断面を普通コンクリートで打設し、軸方向鉄筋には SD345 を使用した。No.2-7 供試体は基部高さ 0mm から 700mm までの全断面を高靱性セメント材料で打設しており、軸方向鉄筋には SD490 を使用した。両供試体は軸方向鉄筋径には D19、帯鉄筋径には D10 を使用し、供試体形状は高さ 1600mm、断面形状は、400mm×400mm の正方形断面で、水平荷重載荷点高さ H を 1400mm とした。なお、帯鉄筋間隔は、No.1 供試体では 150mm ピッチの配筋であるが、No.2-7 供試体では高強度鉄筋を用いることで水平耐力が増加し、柱の損傷形態がせん断破壊先行となる可能性があるため、帯鉄筋間隔を 75mm ピッチに変更した。載荷方法は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 相当を載荷した一定軸力下での正負交番水平載荷とした。試算で求めた降伏荷重を実験での降伏荷重とし、その時点での変位を δy と定義した。試算は道路橋示方書¹⁾に準拠して実施した。降伏荷重までは荷重制御で載荷し、降伏以後は δy の整数倍を変位制御により載荷した。終局は降伏荷重を下回った点と定義した。

(2) 実験結果

図-2 に No.1 供試体の荷重変位関係を示す。No.1 供試体の荷重変位関係は、試算で得られた降伏荷重 (150kN) 時の変位 δy が 8.8mm となり、 $3\delta y$ (26.6mm) で最大荷重 201kN に到達した。その後、 $7\delta y$ (62.1mm) まで荷重を保持したまま変位が進展したが、 $-7\delta y$ で柱基部の軸方向鉄筋の座屈によりコンクリートがはらみ出すことで荷重が低下し、その後 $8\delta y$ 時に降伏変位時の荷重を下回り終局 (70.9mm) を迎えた。

図-3 に No.2-7 供試体の荷重変位関係を示す。No.2-7 供試体の荷重変位関係は、試算で得られた降伏荷重 (217kN) 時の変位 δy が 14mm となり、 $5\delta y$ (65mm) で最大荷重 286kN に到達した。その後、 $8\delta y$ (104mm) まで荷重を保持したまま変位が進展したが、 $9\delta y$ で柱基部の軸方向鉄筋の座屈によりコンクリートがはらみ出すことで荷重が低下した。11 δy に向かう途中で大きな衝撃音とともに引張鉄筋が破断し、降伏荷重を下回り終局 (136mm) を迎えた。

図-4 に No.1, No.2-7 供試体の正載荷時の終局までの荷重変位包絡線を示す。同図より、No.1 供試体は、 $2\delta y$ から $6\delta y$ まで最大荷重と同程度の値で推移したが、 $6\delta y$ 以降、荷重が低下している。それに対し、No.2-7 供試体は、 $2\delta y$ から $8\delta y$ まで最大荷重で

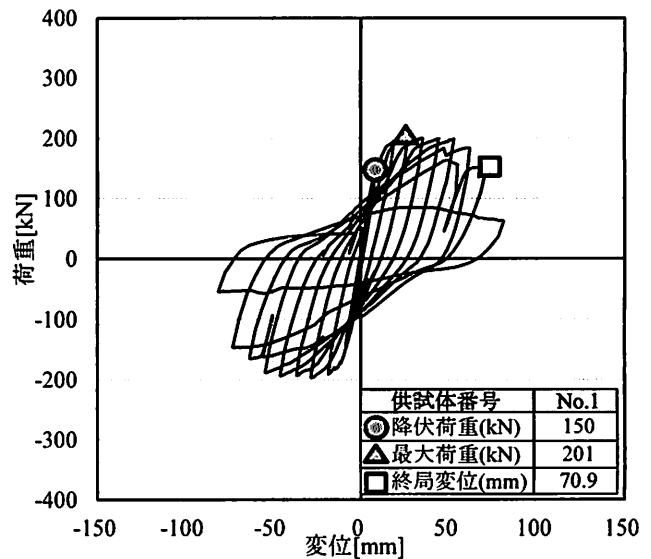


図-2 No.1 荷重変位関係 (実験)

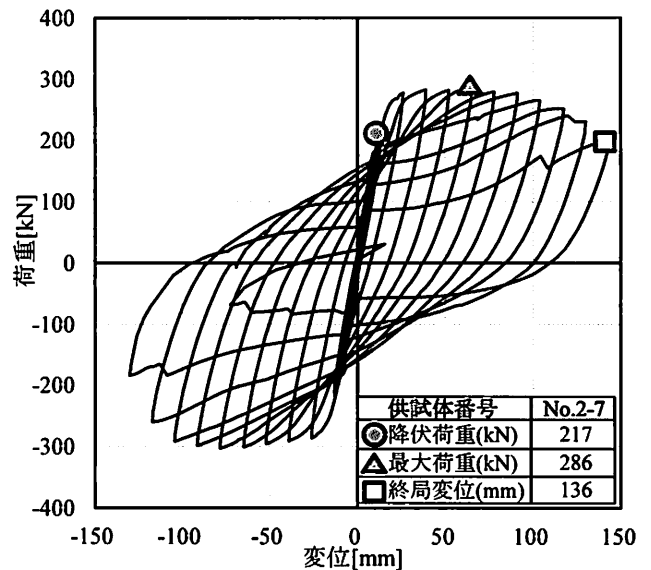


図-3 No.2-7 荷重変位関係 (実験)

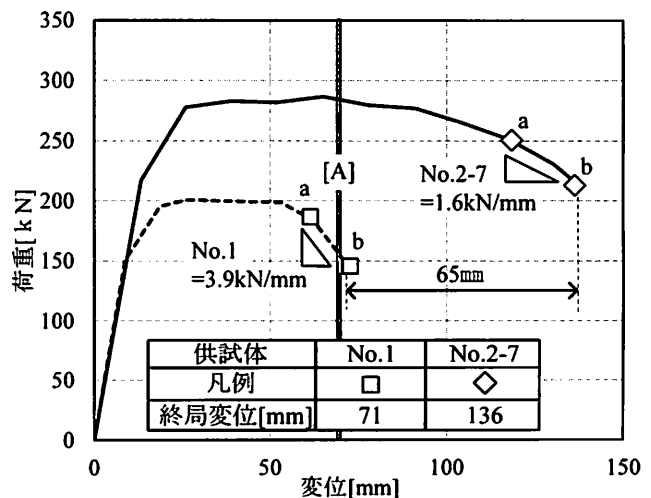


図-4 荷重変位包絡線 (実験)

ある 286kN に近い値を維持し、8 δ y 以降荷重が低下している。したがって、No.2-7 供試体の方が高い荷重を大変形時まで保持していたことがわかる。図-4 に示すようにコンクリートのはらみ出しが確認された点 a から終局時の点 b を結んだ軟化勾配を比較すると、No.1 供試体は 3.6kN/mm で、No.2-7 供試体は 1.6kN/mm であることから No.2-7 供試体の軟化勾配の方が緩やかであることがわかる。図-5 は図-4[A] に示す、同一水平変位時の No.1、No.2-7 供試体の柱基部損傷状況である。同図 (a) は No.1 供試体の終局直前ステップの 71mm (8 δ y) 時の損傷状況である。この時 No.1 供試体は正載荷と負載荷の両方で剥離が発生している。柱基部に着目すると、基部高さ 400mm までの高さのかぶりコンクリートが広い範囲にわたって剥離しており、東側側面の圧縮側のかぶりコンクリートも同様に基部高さ 400mm までの範囲で剥離している。一方、No.1 供試体の 71mm 時と同一変位時の No.2-7 供試体の損傷状況を (b) に示す、No.2-7 供試体の 6 δ y 時は、最大荷重を記録した変位であり、かぶりコンクリートの目立った損傷は見られず、無数の細かいひび割れが確認できる。

図-6 に No.1 供試体と No.2-7 供試体の柱基部北面(正載荷時圧縮)の帯鉄筋ひずみ進展状況を示す。横軸に水平変位、縦軸に各載荷ステップにおける No.1 供試体は基部高さ 60mm、No.2-7 供試体は基部高さ 135mm 位置の帯鉄筋のひずみをプロットした。同図より、両供試体とも柱基部ではらみ出しが生じる変位の前後で急激にひずみが進展している。No.1 供試体は同図[A]の北面ではらみ出しが生じる変位(71mm)でひずみが急激に進展していることから水平変位(71mm)時に軸方向鉄筋がはらみ出す力に帯鉄筋が抵抗したと考えられる。一方、No.2-7 供試体は No.1 供試体ではらみ出しが生じた変位はひずみがほぼ一定で推移しており、柱基部ではらみ出しが生じる直前の変位(104mm)で大きくひずみが進展している。したがって No.2-7 供試体では、軸方向鉄筋の座屈によるはらみ出し、荷重低下が No.1 供試体より遅延されており、高靱性セメント材料と帯鉄筋による拘束効果が大きく向上していると考えられる。

図-7 に No.1、No.2-7 供試体の終局時の損傷状況を示す。同図 (a) の No.1 供試体の北面に着目すると、かぶりの剥離は基部高さ 400mm 程度の範囲で生じていることがわかる。次に東面に着目すると、北面と同様に基部高さ 400mm の広範囲で剥離が生じていることがわかり、ひび割れは直線的に連続したひび割れが多く分布している。同図 (b) の No.2-7 供試体の北面に着目すると、基部高さ約 200mm の

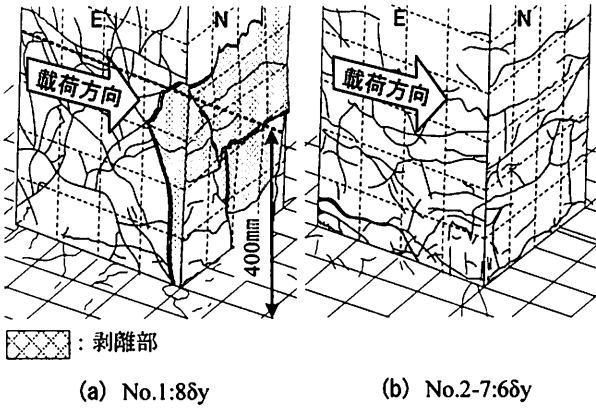


図-5 同一変位時柱基部損傷状況 (71mm)

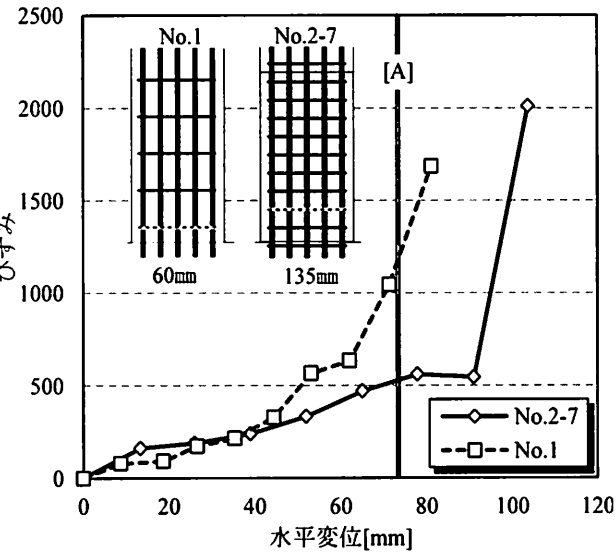


図-6 帯鉄筋ひずみ進展状況

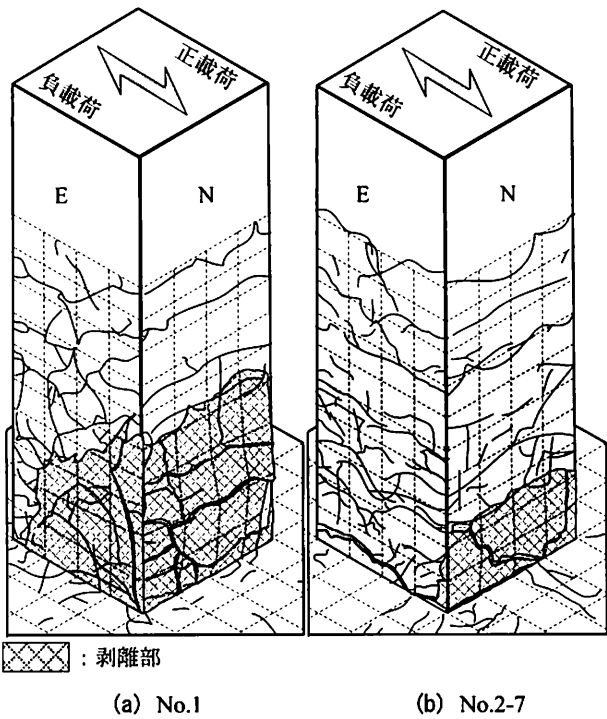


図-7 最終損傷状況

範囲でかぶりの剥離による損傷が生じており、No.1 供試体よりはらみ出しの範囲が狭くなっていることがわかる。次に東面に着目すると、かぶりの剥離は殆ど生じておらず、ひび割れは枝分かれしながら比較的短い長さで収束している。したがって、No.2-7 供試体は No.1 供試体と比較し、終局時の損傷範囲が狭く、ひび割れの分散性も向上している。図-8 に No.1, No.2-7 供試体の載荷終了時の柱基部の軸方向鉄筋座屈状況を示す。軸方向鉄筋の座屈長等は載荷試験後かぶりコンクリートをはつり測定した。まず、平均座屈長に着目すると、No.1 供試体は 392mm、No.2-7 供試体は 180mm となっており、図-7 に示す外観損傷と対応しており、No.1 供試体と比較して No.2-7 供試体は座屈範囲が短い結果となった。次に軸方向鉄筋の破断本数に着目すると、No.1 供試体は破断した鉄筋が見られず、No.2-7 供試体は最外縁鉄筋が 2 本破断していた。そして、最大はらみ出し量に着目すると、No.1 供試体は 61mm、No.2-7 供試体は 30mm となっており、No.1 供試体のはらみ出し量が約 2 倍大きい。したがって、No.2-7 供試体は No.1 供試体と比較し、軸方向鉄筋の座屈範囲が狭く、はらみ出し量も小さいことがわかる。

図-9 に No.1, No.2-7 供試体の履歴吸収エネルギーの推移を示す。ここで横軸は水平変位、縦軸は両供試体の終局変位までの各ステップの履歴吸収エネルギーをプロットしている。No.1 供試体の履歴吸収エネルギーの履歴を確認すると、載荷開始から 78y までほぼ一定の勾配で上昇し、7, 88y でほぼ同程度のエネルギーとなった後、終局を迎えている。一方、No.2-7 供試体の履歴吸収エネルギーは 88y までほぼ一定の勾配で上昇し、その後終局時まである程度のエネルギーを保持し、なだらかに減少している。No.1, No.2-7 供試体で載荷開始から終局までの履歴吸収エネルギーを合計して算出した累積吸収エネルギーを比較すると、No.1 供試体は 85kNmm、No.2-7 供試体は 314kNmm であり、高強度鉄筋と高靱性セメントを組み合わせた No.2-7 供試体は標準的な材料を使用した No.1 供試体と比較して、累積吸収エネルギーは約 4 倍も増加し、変形性能の向上が確認できる。

3. 解析モデルおよび解析概要

解析については No.1, No.2-7 供試体で概ね同様の傾向となっていたため、ここでは主に No.1 供試体について考察を行った。図-10 に対象供試体の解析モデル図を示す。モデル形状、配筋状況および材料定数は実験供試体と同様としている。解析モデルは、2 次元 FEM モデルとし、コンクリート要素には 8 節

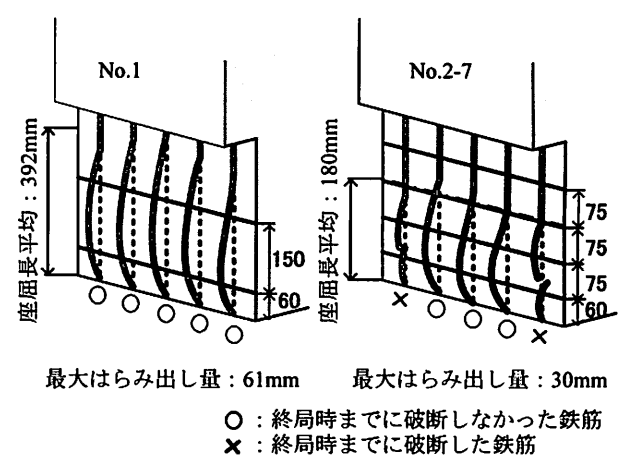


図-8 軸方向鉄筋座屈状況（実験）

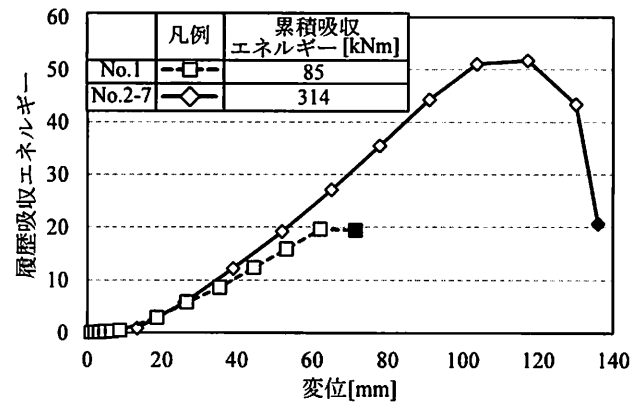


図-9 履歴吸エネルギー（実験）

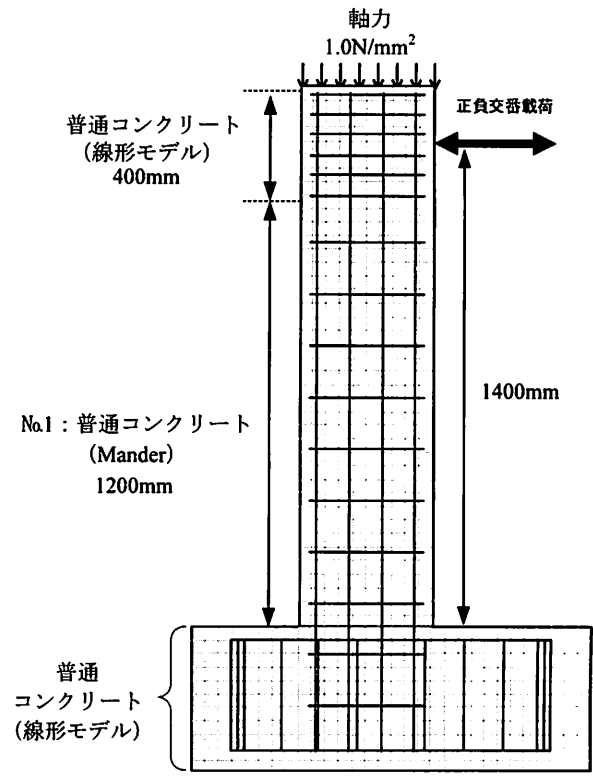


図-10 FEM 解析モデル

点のアイソパラメトリック要素を用い、要素分割は40mm×40mmの正方形要素となるように分割した。鉄筋要素には埋め込み鉄筋要素を用い、コンクリートと鉄筋は完全付着モデルとした。境界条件はフーチング下面を固定とし、載荷条件は実験と同様、実構造物の死荷重を再現するため供試体の上面より1.0N/mm²相当を載荷し、載荷位置(高さ1400mm)で変位制御の増分解析として線形剛性法による収束計算を行った。コンクリートの材料は、柱基部高さ1200mmの区間は非線形モデルを用い、フーチングと柱上部400mmを弾性モデルとしている。

図-11に、基部高さ1200mm区間に使用した一軸状態でのコンクリートの応力ひずみ関係を示す。非線形モデルの圧縮域で使用した普通コンクリートの応力ひずみ関係はMander²⁾らの帯鉄筋の拘束効果を考慮した応力ひずみ関係を用いた。引張域では、コンクリート標準示方書で定められている、引張強度 f_t までは直線的に応力が増加すると仮定し、引張強度到達後は軟化特性として破壊エネルギーを考慮した1/4モデルを用いた。ここでコンクリートの引張エネルギー G_f はコンクリート標準示方書構造性能照査編より0.08N/mmとしている。なお、ひずみとひび割れを関連付けるための等価長さ L_{eq} は要素の面積の平方根を用いた。繰り返しによる応力ひずみ関係の除荷経路は図内に示すように原点指向モデルを用いた。なお、引張応力が10%に低下する点Cからは解析の収束性を考慮し、僅かに勾配を設けてある。引張側では骨格曲線上(AB)のB点において圧縮ひずみを受けると、原点に向かい除荷され(B0)、再び載荷された場合は、原点を通り過去に経験した最大引張ひずみであるB点に向かい(0B)、さらに引張ひずみを受けた場合は再び骨格曲線上(BC-CD)で軟化する。同時に圧縮側においてもF点で引張ひずみを受けた場合は原点に向かい除かされ(F0)、さらに圧縮ひずみを受けた場合は再び骨格曲線上(FG)で軟化する。せん断剛性はひび割れ発生後に一定せん断保有曲線に対し、せん断保有係数を0.01%で保持するモデルとした。

図-12に鉄筋の応力ひずみ関係を示す。鉄筋の応力ひずみモデルは2ケースについて検討した。Case1は(a)に示す、引張側では鉄筋降伏後の2次勾配を弾性係数の1/100倍としたbi-linerモデルとし、繰り返し履歴は移動硬化則を用いた。Case2はMenegotto-pinto³⁾モデルを用いた。(b)に示すようにMenegotto-Pintoモデルは初期剛性 E_0 と2次剛性 E_1 の直線に漸近する曲線で定義されるモデルであり、明確な降伏棚を持たず、1次勾配から2次勾配へ滑らかに移行するモデルである。

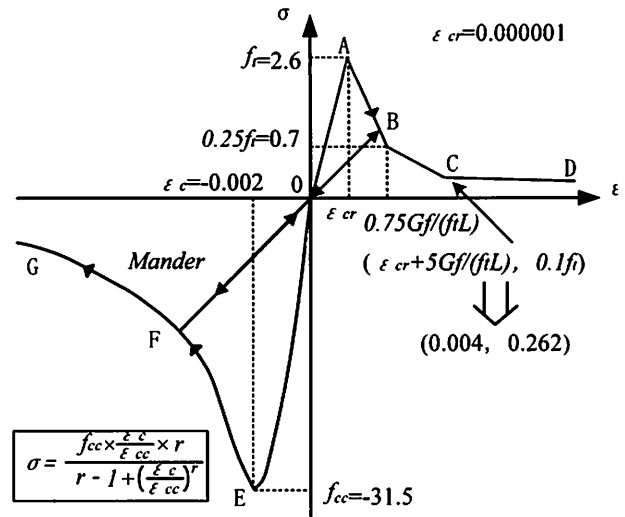
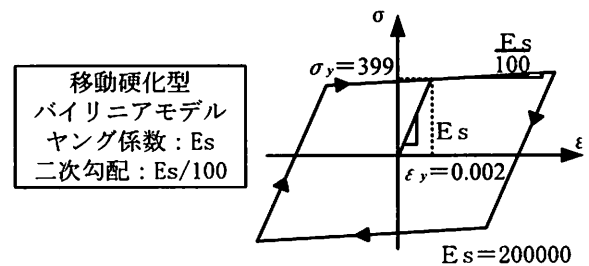
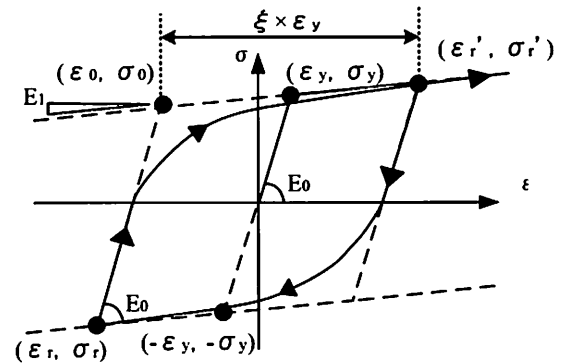


図-11 コンクリートモデル
 f_{cc} : 帯鉄筋拘束効果を考慮した圧縮応力
 圧縮 : Manderの帯鉄筋拘束効果考慮
 引張 : 1/4モデル



(a) bi-liner モデル (Case1)



(b) Menegotto-pinto モデル (Case2)

図-12 軸方向鉄筋モデル

4. 解析結果

(1) Case1 解析結果の検討

a) 荷重変位関係

図-13にCase1のFEM解析結果および実験結果の荷重変位履歴を示す。図中実線がFEM解析の荷重変位履歴であり、点線は実験の荷重変位関係を示している。+7δ_yまでのループは傾向がよく一致していることがわかる。一方、+7δ_y以降の履歴は実験の荷

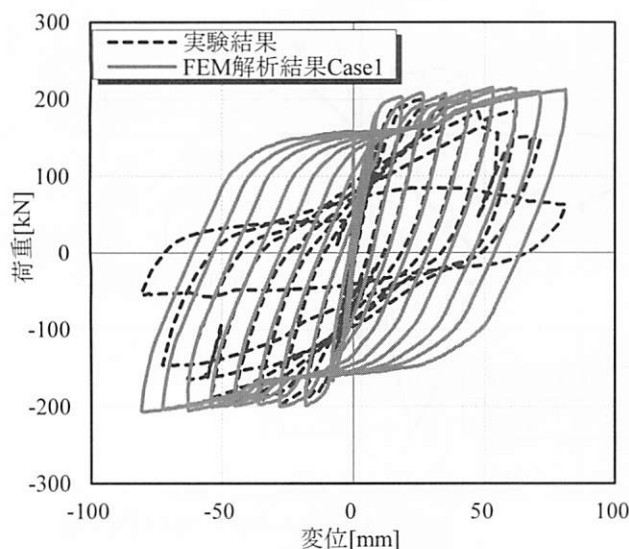


図-13 荷重変位関係 (Case1)

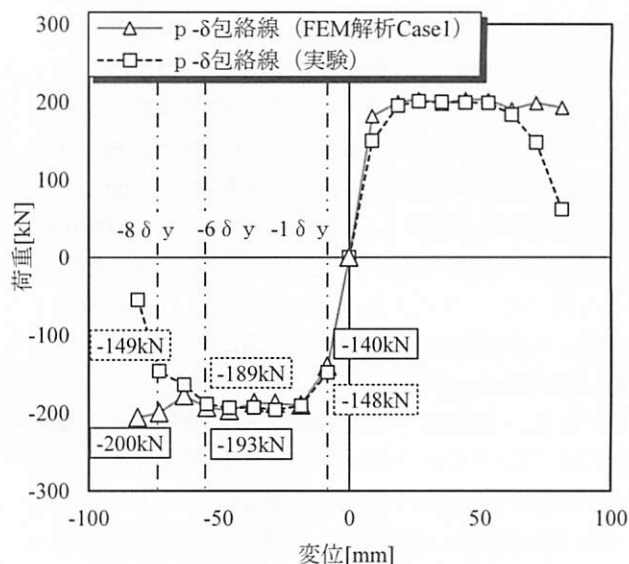


図-14 荷重変位包絡線 (Case1)

ることがわかる。一方、 $+7\delta y$ 以降の履歴は実験の荷重が大きく低下している。図-14 に荷重変位包絡線を示す。まず、負載荷の包絡線に着目すると、 $-6\delta y$ で実験の荷重が -189kN 、解析の荷重が -193kN となっており、 $-6\delta y$ までの履歴は解析による荷重の再現性は高い。正載荷も同様に $+7\delta y$ までは解析が実験を精度よく再現出来ている。一方、 $-8\delta y$ では実験の荷重は -149kN 、解析の荷重は -200kN となっており、両者に差が生じている。図-15 にコンクリートのはらみ出しが生じる1ステップ前のループである $\pm 6\delta y$ 時の実験と解析の荷重変位履歴を示す。同図より、実験の履歴は点 $A'B'C'D'E'F'$ を結ぶ履歴となり、解析は $ABCDEF$ を結ぶ履歴となっている。 $\pm 6\delta y$ の履歴を見ると、区間 AB 、 $A'B'$ と、区間 DE 、 $D'E'$ は解析と実験で同様の軌道を描いている。一方、区間 BD 、 $B'D'$ と区間 DF 、 $D'F'$ の曲線は、図中負側の BD 、 $B'D'$ 区間に着目すると、実験結果が区間 $B'C'D'$ で直線的に殆ど一定の勾配で荷重が変化しているのに対し、解析結果は区間 BC 、 CD でそれぞれ異なる勾配で荷重が変化し、特に点 C では実験と比較して高い荷重となっている。この傾向は図-12 (a) に示すように、bi-liner モデルは弾性挙動から、ひずみ硬化挙動に移移する部分が角張っており鉄筋のバウジンガー効果を考慮していないことが原因の一つとして考えられるため、(b) に示す、Menegotto-Pinto モデルについて後述 (2) で検討した。

b) 軸方向鉄筋ひずみ進展図

図-16 は、図-15 に示す $-6\delta y$ 時 (D 点) における柱基部付近の軸方向鉄筋ひずみを実験と解析と比較したものである。実験のプロットはひずみゲージから

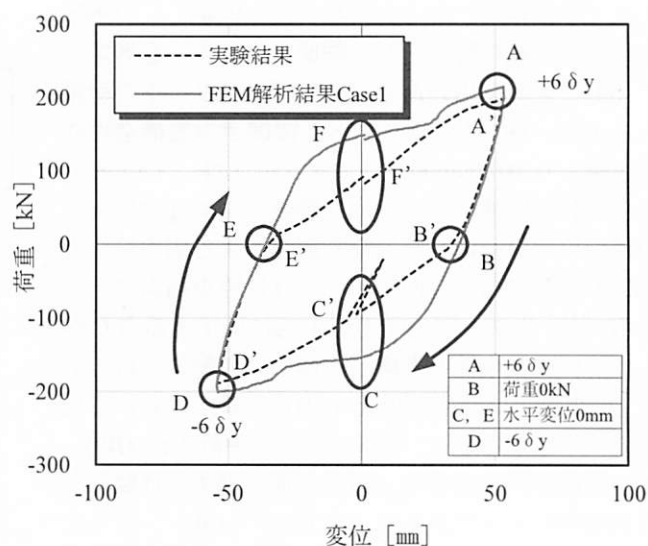


図-15 荷重変位関係 ($\pm 6\delta y$)

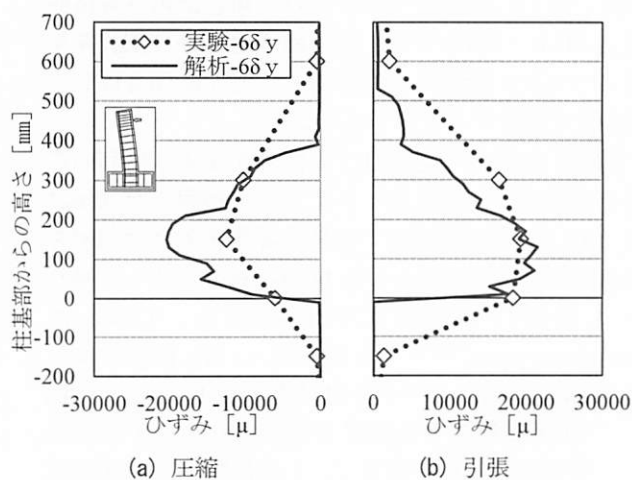


図-16 軸方向鉄筋ひずみ分布 ($-6\delta y$)

得られた値であり、解析のプロットは鉄筋要素の軸方向ひずみの値である。なお、同図にプロットされたひずみの値は、図-15中の水平変位0mm位置であるC点から、-6 δy 到達時のD点までに生じたひずみの進展量である。図-16より、実験の軸方向鉄筋ひずみの進展状況は圧縮、引張ともに柱基部から400mmまでの高さ位置でのひずみが大きく進展していることが分かる。両方でひずみの大きさは圧縮側で異なるものの、本解析は荷重変位関係がよく一致している載荷ステップまでは軸方向鉄筋のひずみも概ね再現できている。

c) 損傷状況

図-17に実験における-6 δy 時と-8 δy 時の柱基部圧縮側の損傷状況を示す。同図(a)に示すように、-6 δy 時においては、かぶりコンクリートには数本のひび割れが発生しているが、コンクリートの剥離などの大きな損傷は見られない。一方、(b)の-8 δy 時においては、かぶりコンクリートは柱基部から200mm近傍で柱側面に大きくひび割れが発生し、軸方向鉄筋の座屈によるはらみ出しが発生しているのが分かる。一方、図-18に柱基部圧縮側の120mm×120mm領域のコンクリート要素に着目した、FEM解析結果における-6 δy 時と-8 δy 時に発生する最小主ひずみベクトルを示す。同図内には併せて着目要素内のひずみを平均した値と最小値を示す。まず、-6 δy 時(図中(a))と-8 δy 時(図中(b))のベクトル図を比較すると、最小主ひずみの最小値は両ステップで柱基部のコンクリート縁端部に生じており、-6 δy では-185000 μ 、-8 δy では-298000 μ であり、局所的にひずみが集中している。一方、着目要素内の最小主ひずみの平均値は-6 δy では-14200 μ 、-8 δy では-23741 μ である。解析に用いたコンクリートの応力ひずみ関係上にそれぞれの応力ひずみをプロットすると(図中(c))、-6 δy 、-8 δy においてひずみは終局レベルに達している。したがって、基部のひずみは終局レベルに達しているにもかかわらず、局部的に圧壊が発生しているが、全体の破壊の傾向になっていないために荷重が低下しなかったと考えられる。

(2) Case2 解析結果の検討

図-19にCase2のFEM解析結果と実験結果の荷重変位履歴を比較したものを示す。図中実線が解析結果であり、点線が実験結果である。同図より、Case2の解析結果はCase1と同様に7 δy までは実験結果の各グループの最大到達変位時の荷重を概ね再現できているものの、それ以降は徐々に荷重が増加している。これは、変形が進むにつれコンクリートの軟化により中立軸が圧縮側へ変動することで、引張側鉄筋の

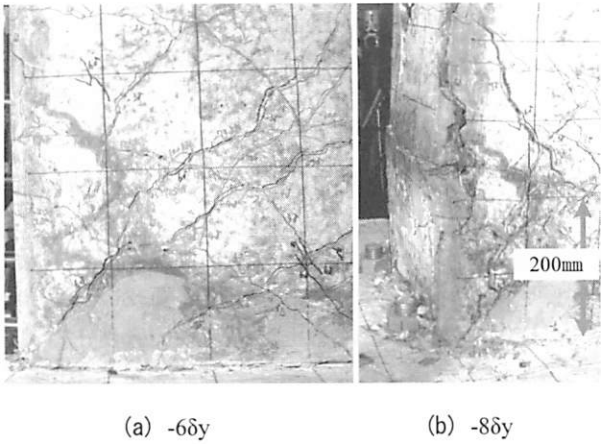


図-17 柱基部損傷状況

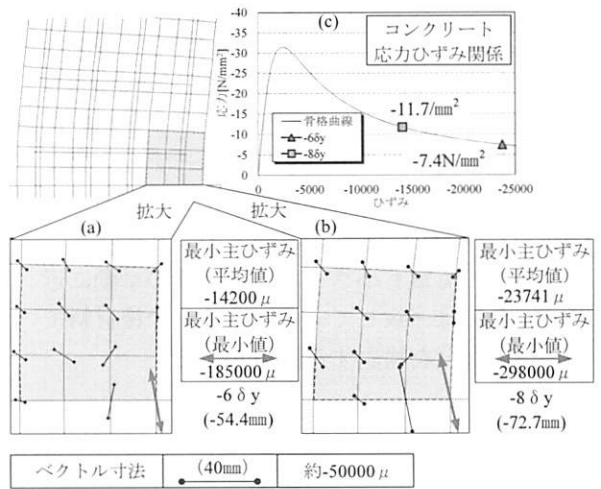


図-18 最小主ひずみ矢示図

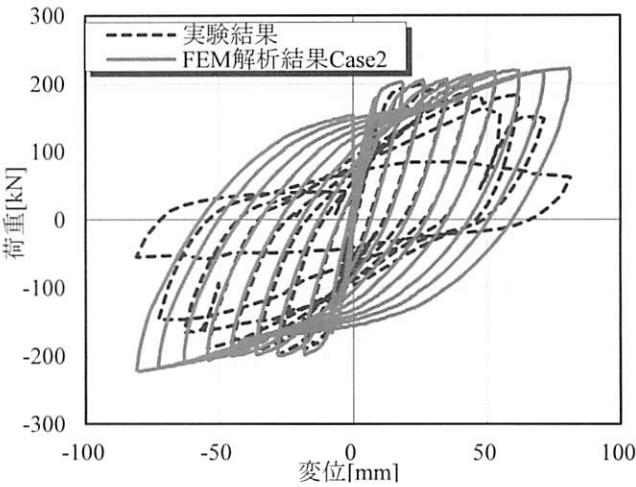


図-19 荷重変位関係 (Case2)

負担量が増加し、ひずみ硬化の影響が顕著に生じ始めたことが影響していると考えられる。図-20は、実験結果およびCase1、Case2の解析結果の $\pm 6\delta y$ 時の荷重変位履歴を拡大したものである。同図より、 $+6\delta y$ から $-6\delta y$ へ向かう除荷勾配は荷重が0kNとなる変位までは、Case1とCase2ともに履歴に違いは無いものの、変位0mm近傍では、Case2の方が実験結果に対する履歴の膨らみは小さくなっている。図-21は、図-20の荷重変位履歴における正載荷時に圧縮側となる最外縁軸方向鉄筋のCase1とCase2の応力ひずみ関係を比較したものである。同図には併せて図-20に示す着目変位35mm、0mm、-54mm時に対応した履歴中の応力ひずみ状態をプロットしている。まず、荷重が0kNとなる変位35mm時までのCase1とCase2の応力ひずみ履歴を見ると、両ケースとも直線的な挙動であり、それに対応して荷重変位関係も直線的な軌道を描く。その後、変位が進展するとBauschinger効果を考慮しているMenegotto-Pintoモデルを用いたCase2は、初期剛性が変化しないbi-linerモデルと異なり、滑らかな曲線で変位0mmの位置に到達する。この時Case2の鉄筋の応力はCase1の応力より小さく、これに対応して荷重も小さくなり、実験の挙動に近づくが、完全には一致していないため、今後材料モデルの妥当性などを検討する必要がある。

5. まとめ

正負交番載荷実験を用いて高靱性セメントと高強度鉄筋を使用したRC橋脚の変形性能の評価を行い、FEM解析を用いて実験結果の再現を行った。以下に得られた知見を示す。

- (1) 正負交番載荷実験より、高靱性セメント材料と軸方向鉄筋 SD490 を用いた供試体 (最大荷重 286kN, 終局変位 136mm) は、普通コンクリートと軸方向鉄筋 SD345 を用いた供試体 (最大荷重 201kN, 終局変位 70.9mm) と比較すると、最大荷重は 85kN 増加し、終局変位は 65mm 増加した。また、累積吸収エネルギーも約 4 倍増加し、大きく耐震性能が向上した。
- (2) 普通コンクリートおよび標準的な強度の軸方向鉄筋を用いた供試体の正負交番載荷実験を模擬した FEM 解析結果は、実験においてかぶりコンクリートがはらみ出す直前の $+7\delta y$ までの荷重変位関係および軸方向鉄筋ひずみの進展傾向を概ね再現出来た。しかし、解析では、実験の荷重が低下するステップで基部のひずみが終局レベルに達しているにもかかわらず、局所的な圧壊挙動となり、荷重低下を再現できなかった。

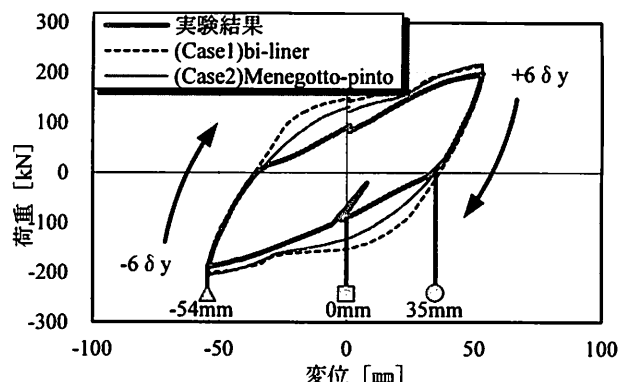


図-20 荷重変位関係 ($\pm 6\delta y$)

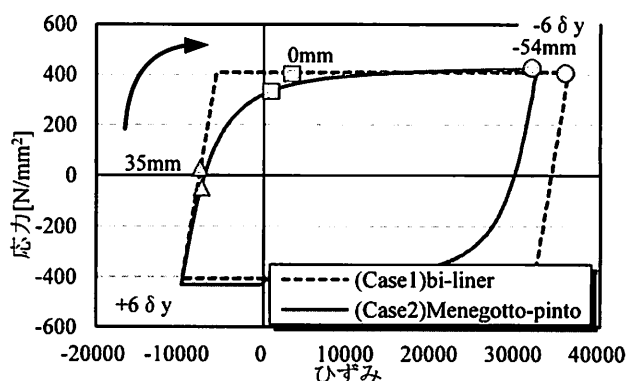


図-21 軸方向鉄筋履歴 ($\pm 6\delta y$)

- (3) 軸方向鉄筋履歴に Menegotto-Pinto モデルを用いた FEM 解析では、弾性挙動からひずみ硬化挙動へ遷移する部分は bi-liner モデルより応力負担が小さいため、荷重変位履歴の内部曲線の再現性が向上したが、完全には一致しなかった。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，pp.165-166，2012.3
- 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) Menegotto, M. and Pinto, P.E. : Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames uncluding change in geometry and non-elastic behavior of JABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated Loads, Final Reports, Vol. 13, pp. 15-22, Lisbon 1973.
- 4) 白戸真大，木村嘉富，福井次朗：鉄筋のはらみ出しを考慮した場所打ち杭のモデルと地盤振動がくい基礎に与える影響評価への適用，土木学会論文集 No. 689/I-57, pp. 153-172, 2001.10