

RC橋脚段落し部の 損傷挙動と補強効果に関する非線形構造解析

Non-linear Numerical Simulation of RC Bridge Piers Whose Main Reinforcements are Terminated at Mid-height

上半 文昭¹・目黒 公郎²
Fumiaki UEHAN and Kimiro MEGURO

¹正会員 工修 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

²正会員 工博 東京大学生産技術研究所 (〒153-8505 東京都目黒区駒場4-6-1)

RC members that have terminated main reinforcing bars with inadequate anchorage length become the weak points of the RC structures because a significant shear failure is likely to develop at the middle part of them. So, the development of the seismic inspection method and the seismic strengthening method of the RC members with termination of main reinforcing bars is very important. In this paper, Non-linear numerical simulation of the failure mechanism of the RC bridge piers whose main reinforcing bars are terminated is carried out and in addition to that on the effect of the seismic strengthening of the piers with steel jacket is also studied. The applicability of Applied Element Method as the evaluation tool for the seismic performance and the effect of seismic strengthening of bridge piers is tested.

Key Words: *numerical simulation, Applied Element Method, RC bridge pier, steel jacketing, termination of main reinforcement, seismic inspection*

1. はじめに

鉄筋コンクリート橋脚の中間部に定着長が不足した主鉄筋段落し部、つまり必要な高さまで段落し鉄筋が達していない段落し部が存在する場合、その橋脚中間部に著しい損傷が生じることがある。適切に帯鉄筋が配置された鉄筋コンクリート橋脚が基部で曲げ破壊する場合には、一般にねばりのある破壊性状を示すが、段落し部で破壊する場合には、曲げによる損傷から脆性的なせん断破壊に移行しやすく、橋梁の倒壊、落橋などの致命的な損傷を生じる可能性がある。新しい構造物では、これらの点を考慮した設計がなされているが、過去の基準で設計された構造物はその限りではなく、鉄筋段落し個所が地震時の弱点個所となる可能性の高い構造物が多数存在しているものと考えられる。これらの構造物については、耐震性能を正しく把握し、適切な耐震補強を施す必要がある。

著者らは、最新の非線形構造解析手法である応用要素法 (Applied Element Method, AEM)¹⁾を用いてRC構造物の複雑な損傷挙動を分析して、構造物の耐震性能評価、地震直後の構造物の損傷度評価、及び効果的な復旧工法の選択支援などに役立てたいと考え、実構造物の地震時損傷挙動の解析、損傷による

振動特性変化の分析²⁾、補強効果を評価するための数値解析モデルの開発³⁾などを行ってきた。それらの成果を既存の構造物に適用するにあたって、RC構造物の弱点個所の一つである主鉄筋段落し部の耐震性能を適切に評価できること、及び段落し個所を補強した際の補強効果を適切に把握できることは重要な課題の一つと思われる。すなわち、段落し鉄筋の定着長や鋼板などの補強材の巻き立て幅の微妙な違いによって、段落し部を有する部材、または構造物全体系の損傷挙動が変化する現象の把握である。

そこで、本論文では段落し部を有する橋脚模型および鋼板巻き立て補強された段落し部を有する橋脚模型の損傷挙動のAEMシミュレーションを実施し、数値解析的にどの程度までの追跡が可能であるかを検証した。川島ら⁴⁾は段落し部の損傷挙動の分析、及び段落し部の鋼板巻き立てによる補強効果に関する実験を精力的に行っている。その数多くの実験成果の中から、ここでは、段落し部の損傷挙動に対する鉄筋定着長の影響に関する実験、及び鋼板巻き立て補強による主鉄筋段落し部の補強効果の確認に関する実験を対象として、非線形構造解析を行う。そして、その結果から、応用要素法の主鉄筋段落し部の耐震性能評価ツール、適切な補強工法の開発及び選択支援ツールへの応用の可能性を検討する。

2. 応用要素法 (Applied Element Method, AEM) ¹⁾

応用要素法 (AEM) では、解析対象を仮想的に分割した要素の集合体として取り扱う。2次元AEMでは、平面応力状態を仮定して3次元の対象物を図-1の様にモデル化する。各要素は法線方向とせん断方向の2種類のバネを1組とする複数の分布バネでつながれている。図-1に網掛けで示した部分の法線方向のバネ剛性 K_n とせん断方向のバネ剛性 K_s は、それぞれ式(2)、式(3)で定義される。

$$K_n = \frac{E \cdot d \cdot T}{a} \quad (2)$$

$$K_s = \frac{G \cdot d \cdot T}{a} \quad (3)$$

ここで、 d はバネの間隔、 T は要素の厚さ、 a はバネが代表する領域の長さ、 E 、 G はそれぞれ材料のヤング係数、せん断係数である。解析対象がRCの場合で、網掛けの領域に鉄筋が位置している場合には、この部分に限って鉄筋バネとコンクリートバネを並列で配置する。鉄筋バネの剛性は、鉄筋のヤング係数と奥行き方向に存在する鉄筋の総断面積を考慮して求める。

2次元AEMの各要素は水平、鉛直、回転の3自由度を持っている。図-2に示す、ある1組の分布バネで結ばれた2つの要素を考えれば、各自由度に相当する剛性マトリクス (左上1/4) が式(4)の様に求められる。

$[K_E] =$

$$\begin{bmatrix} \sin^2(\theta + \alpha)K_n & -K_n \sin(\theta + \alpha)\cos(\theta + \alpha) & \cos(\theta + \alpha)K_n L \sin(\alpha) \\ + \cos^2(\theta + \alpha)K_s & + K_n \sin(\theta + \alpha)\cos(\theta + \alpha) & - \sin(\theta + \alpha)K_n L \cos(\alpha) \\ -K_n \sin(\theta + \alpha)\cos(\theta + \alpha) & \sin^2(\theta + \alpha)K_s & \cos(\theta + \alpha)K_n L \cos(\alpha) \\ + K_n \sin(\theta + \alpha)\cos(\theta + \alpha) & + \cos^2(\theta + \alpha)K_n & + \sin(\theta + \alpha)K_n L \sin(\alpha) \\ \cos(\theta + \alpha)K_n L \sin(\alpha) & \cos(\theta + \alpha)K_n L \cos(\alpha) & L^2 \cos^2(\alpha)K_n \\ - \sin(\theta + \alpha)K_n L \cos(\alpha) & + \sin(\theta + \alpha)K_n L \sin(\alpha) & + L^2 \sin^2(\alpha)K_s \end{bmatrix} \quad (4)$$

式(4)は、1組の分布バネに対する剛性マトリクスであり、要素全体の剛性マトリクスは、各要素の周りの全バネの剛性マトリクスの和で求められる。

本研究では、圧縮荷重下のコンクリートの材料モデルとして、図-3(a)の前川モデル⁵⁾を採用している。引張荷重を受けるコンクリートの材料モデルは、引張強度に達するまでは初期剛性をもっており、クラック発生後は0と仮定する。鉄筋については、図-3(b)に示す材料モデルを用いた。

各分布バネ位置での主応力値が材料の強度を超えると、バネが切断してクラックが発生する。各分布バネの位置における主応力の値は、次の様に計算する。図-4の点(A)におけるせん断応力 τ および法線応力 σ_1 は、それぞれせん断バネ、法線バネのひずみから計算する。 σ_2 は、点(B)と点(C)における σ_1 を用いて式(5)によって計算する。

$$\sigma_2 = \frac{x}{a} \sigma_B + \frac{(a-x)}{a} \sigma_C \quad (5)$$

主応力 σ_p は式(6)で計算される。

$$\sigma_p = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \right)^2 + (\tau)^2} \quad (6)$$

図-4中の β は式(7)で求められる。

$$\tan(2\beta) = \left(\frac{2\tau}{\sigma_1 - \sigma_2} \right) \quad (7)$$

主応力 σ_p と材料の強度を比較し、主応力が強度を超える場合には、法線バネ、せん断バネの両方を切断する。バネの切断によって開放される力は、次の解析ステップで周囲の分布バネに再分配される。

応用要素法は、上記のメカニズムで微小変形領域から大変形崩壊領域までの構造物の挙動を解析できるので、この応用要素法を用いれば、コンクリートのクラックや鉄筋の降伏・破断などの構造物の損傷を構造系が崩壊に至るレベルまで追跡可能である。

3. 鋼板補強柱の2次元解析モデル³⁾

鋼板内部のRC要素 E_c 、左右両端の鋼板要素 E_{js} 、両端の鋼板をつなぐ鋼板要素 E_{jb} の3種類の要素を用い、鋼板補強されたRC柱を平面応力状態の仮定のもとで2次元的にモデル化する(図-5)。要素 E_c にはコンクリートの材料特性、要素 E_{js} 及び要素 E_{jb} には鋼の材料特性を与える。RC要素 E_c の中で鉄筋の位置には鉄筋バネを配置する。要素 E_c と要素 E_{jb} は、初期状態ではその要素中心が一致する状態で配置されるが、両者は連結されておらず独立に挙動できる。鋼板内部のRC要素 E_c と両端の鋼板要素 E_{js} は連結されており、鋼板内部のRC柱が変形すると、両端の鋼板要素 E_{js} もそれに応じて変形しようとする。要素 E_{js} と要素 E_{jb} が連結されているため、内部のRC柱が損傷して外側にはらみ出そうとするのを鋼板によって拘束することができる。

本モデルを用いれば、鋼板補強されたRC柱を構成するコンクリート、鉄筋、及び鋼板のそれぞれ材料の挙動を別個に分析でき、鋼板補強RC部材の鋼板の降伏や破断、内部RCのコンクリートのひび割れや鉄筋の降伏や破断などの損傷を取り扱うことができる。補強鋼板の厚さや巻き立て幅の違いによる鋼板補強RC柱の損傷挙動の変化を大変形・崩壊領域にいたるまで分析することができる⁶⁾ので、効果的な補強工法を開発するための分析ツールや、適切な補強工法の選択作業を支援するツールとしても有効に機能するものと考えている。

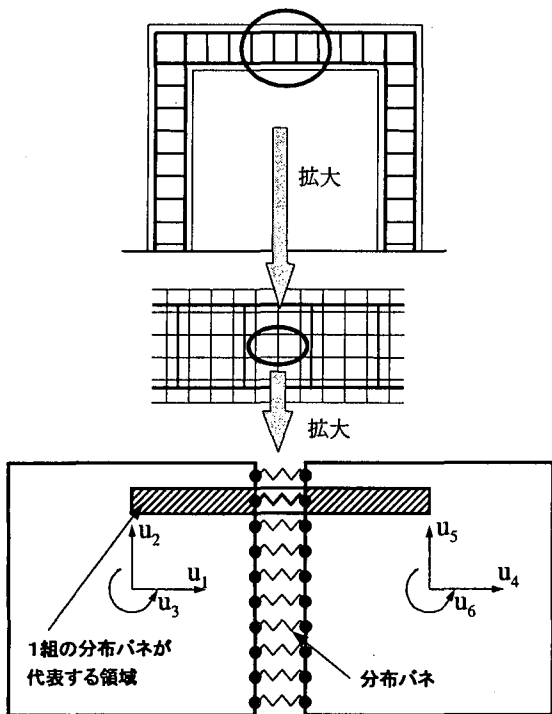


図-1 AEMにおける構造物のモデル化

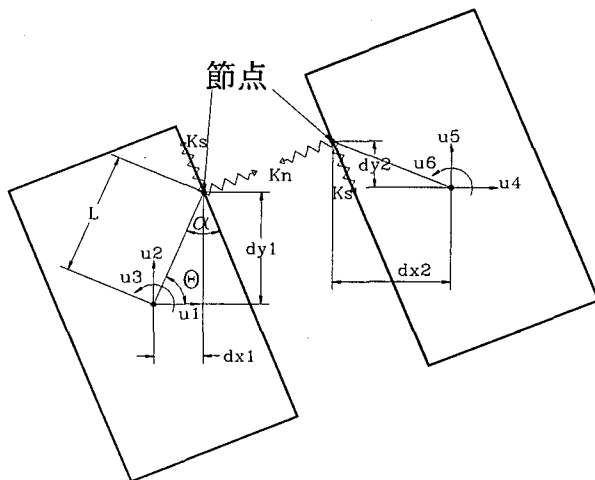


図-2 要素間の1組の分布バネ

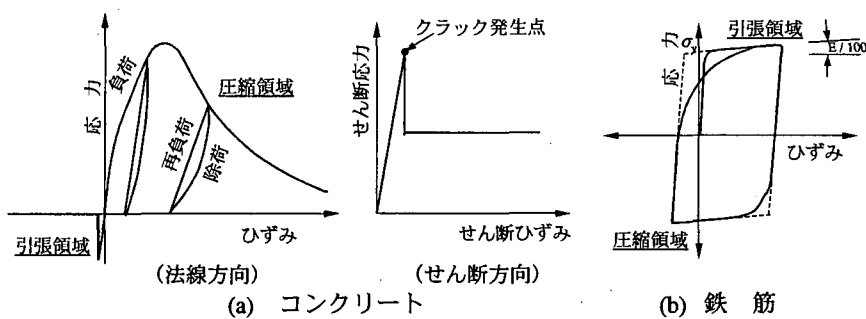


図-3 材料モデル

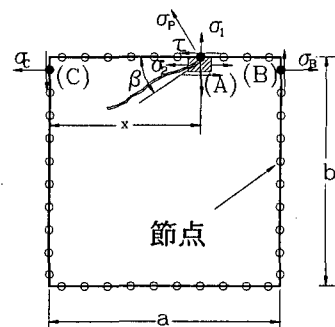


図-4 各バネ位置での主応力の求め方

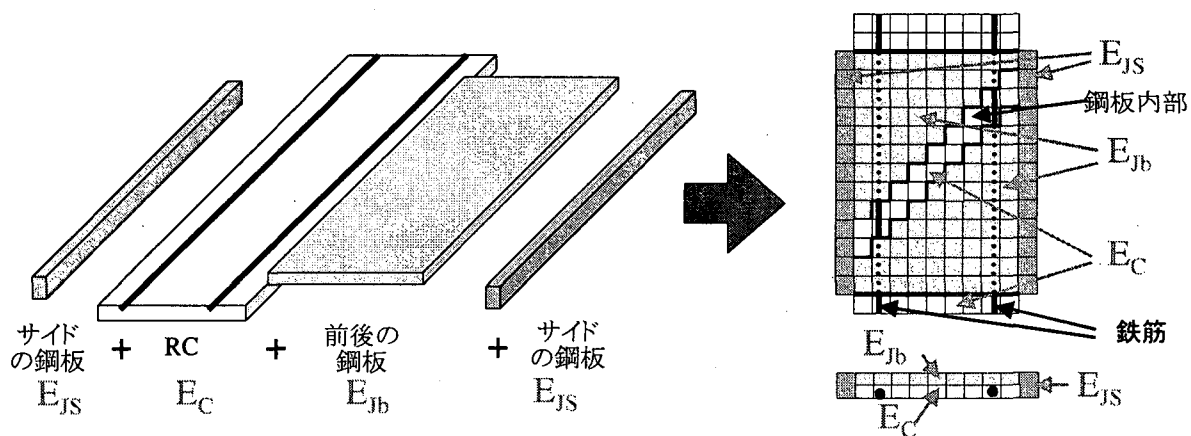


図-5 鋼板補強RC柱の2次元AEMモデル

4. 段落とし部を有するRC柱の解析

4-1 実験概要

川島ら⁴⁾はRC橋脚の主鉄筋段落し部の段落し鉄筋の影響を確認するためにRC橋脚模型の載荷実験を実施している。実験に用いた橋脚模型は図-6の通りである。表-1に各供試体の諸元を示す。各供試体の断面は50 cm×50 cm、載荷高さ（フーチング上面から荷重載荷中心点までの高さ）が2.5 m、せん断スパン比5.4の正方形断面を有するRC橋脚模型である。各面にD13（SD295）11本、合計40本が1段配筋されており、帯鉄筋は、SR235φ9 mmが25 cm間隔で配置されている。一般に橋脚には上部構造重量による軸力が作用するが、この実験では軸方向への載荷は行われていない。

4体の供試体の違いは、主鉄筋の段落し状況である。まず、供試体4-1では主鉄筋の段落しが行われていない。供試体4-2では設計計算上段落ししてよい位置で主鉄筋量が基部の1/2に減らされている。供試体4-3、4-4では計算上段落しして良い位置からそれぞれ25 cm、50 cmだけ高い位置で主鉄筋量が基部の1/2に減らされている。フーチング上面から段落し位置までの高さは、供試体4-2で110 cm、供試体4-3で135 cm、供試体4-4で160 cmである。上記の段落し位置は、コンクリートの圧縮強度を29.4 MPa、主鉄筋の降伏強度を294 MPaと仮定して計算された設計値である。供試体の実強度が仮定した値よりも大きくなったため、実際には供試体4-2が段落ししても良い位置から6 cm低い位置で、供試体4-3、供試体4-4がそれぞれ19 cm、44 cm高い位置で段落しされていることになっている。

実験では、これらの供試体を鉛直に立てた状態でフーチングを反力床に固定し、動的加振機により供試体頭部に正負交番水平力が加えられた。供試体4-1の降伏変位である1.3 cmを基準変位 δ_0 として、各供試体にこの整数倍の変位（ $n \times \delta_0$ 、 $n=1, 2, 3, \dots$ ）が順次変位振幅を増加させながら載荷されている。同一の載荷変位振幅における載荷繰り返し回数は10回である。本実験では、供試体の損傷状況および軸方向鉄筋のひずみ分布などが観測されている。

表-1 各供試体の諸元

	4-1	4-2	4-3	4-4
断面寸法 (cm)	50×50			
かぶり厚 (cm)	3.5			
載荷高さ (cm)	250			
せん断スパン比	5.4			
段落し高さ (cm)	無し	110	135	160
主鉄筋降伏強度 (MPa)	308			
帯鉄筋降伏強度 (MPa)	272			
鉄筋ヤング率 (GPa)	200			
コンクリート圧縮強度 (MPa)	31.3	32.0	32.5	31.9
コンクリートヤング率 (GPa)	28.0			

4-2 数値解析概要

対象となるそれぞれの供試体をサイズ5 cm×5 cm、要素間バネ5本のAEM要素620個を用いて平面応力状態を仮定して2次元モデル化した。コンクリートの圧縮強度、鉄筋の降伏強度、段落し位置などは、すべて実供試体の値に合わせた。

フーチングから高さ2.5 mの位置に、基準変位 δ_0 の整数倍の変位（ $n \times \delta_0$ 、 $n=1, 2, 3, \dots$ ）を順次変位振幅を増加させながら載荷した。実験では同一変位振幅で各10回繰り返し載荷しているが、解析では演算時間短縮のため各1回載荷とした。

本モデルでは、実際の鉄筋位置にその奥行き方向に存在する鉄筋の総断面積を持った鉄筋バネを与えることによって鉄筋のモデル化を行っている。したがって、モデルの左右両端の鉄筋バネはD13の11本分の断面積を持った1本の鉄筋と等価であり、それ以外の鉄筋バネはD13の2本分の断面積を持った1本の鉄筋と等価である。したがって実験では個々の鉄筋が1本ずつ降伏、破断することが可能であるが、解析モデルでは、奥行き方向に存在するバネのすべてが同時に降伏、破断することになる。解析では、モデルの柱の左端または右端の鉄筋バネが破断したとき、つまり鉄筋11本が同時破断したときを最終状態と定義した。

また、実験ではかぶりコンクリートの剥離が生じているが、本モデルではその影響を考慮しておらず、鉄筋の降伏及び破断、コンクリートのひび割れによる供試体の損傷のみを解析している。したがって、かぶりの剥落による断面減少の影響は解析中では考慮されていない。

4-3 最大耐力の比較

最大耐力の実験結果及び解析結果の比較を表-2に示す。解析結果は実験結果の90～97%と、やや低めの値を示している。解析では主鉄筋の最大強度を降伏強度の1.75倍と仮定したが、これが実際の値よりもやや低かったのではないかと考える。

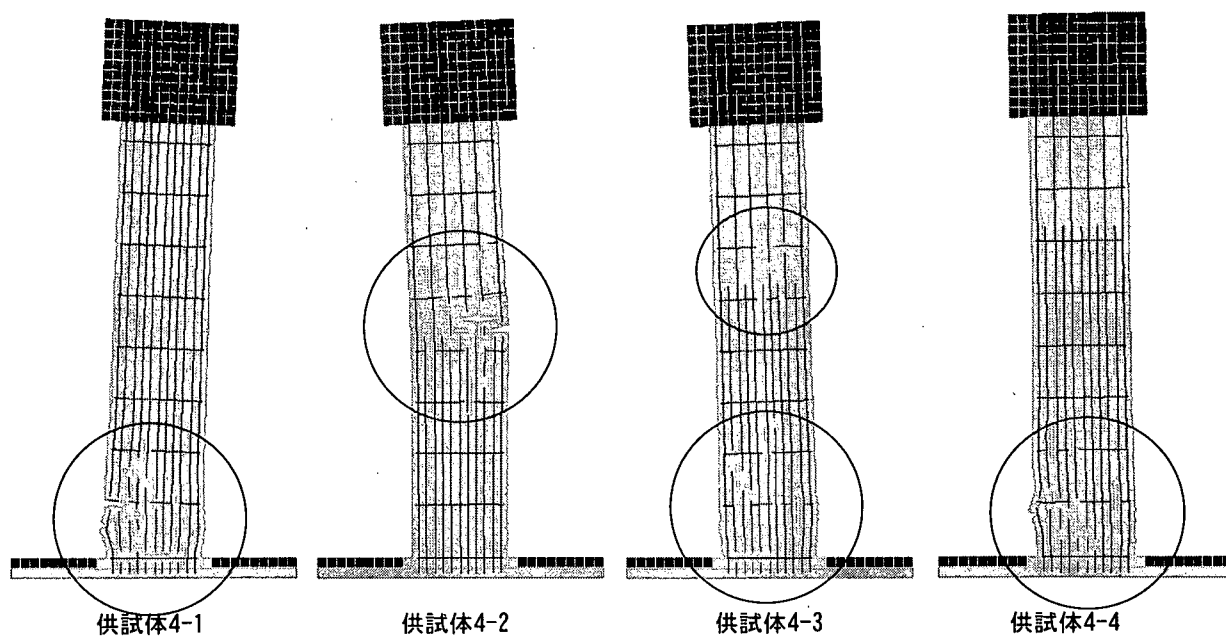
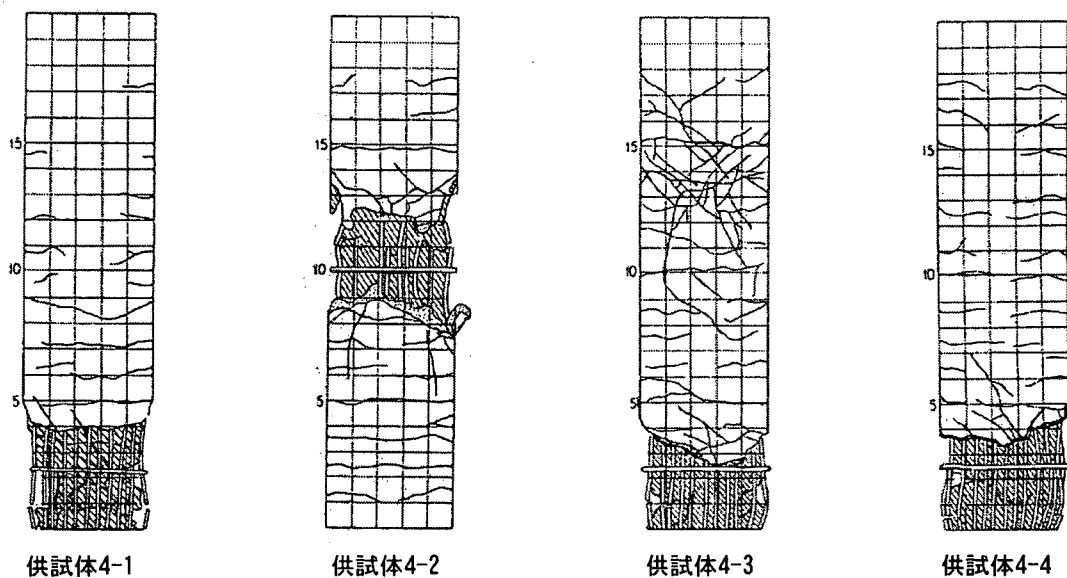
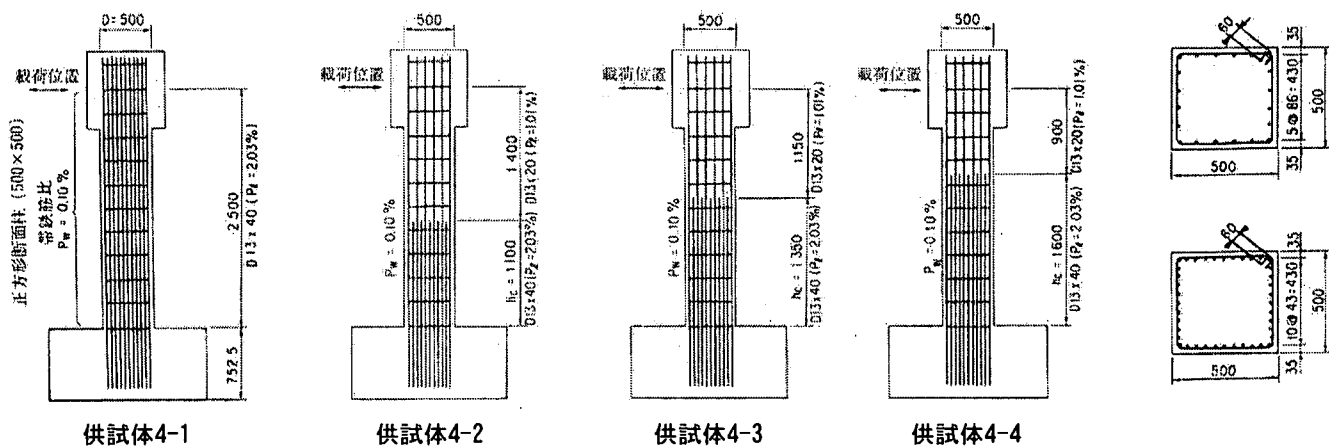
表-2 最大耐力の比較

供試体	4-1	4-2	4-3	4-4
最大耐力の実験結果 (kN)	167	148	161	166
最大耐力の解析結果 (kN)	154	143	145	160

4-4 損傷挙動の比較

(1) 実験結果

図-7に川島らによる実験による最終的な供試体の損傷状況図を示す。（本論文では、実験結果については文献4）の図をそのまま引用させていただく。）以下、各供試体毎に損傷の進展状況を説明する。



(a) 供試体4-1 (段落し無し)

主鉄筋を段落ししていない供試体4-1では、 $1\delta_0$ 載荷で橋脚全面に水平の曲げひび割れが発生し、 $3\delta_0$ 載荷で基部に斜めひび割れが発生、 $5\delta_0$ で基部から40~50 cmの範囲でかぶりコンクリートが剥離した。軸方向鉄筋は柱基部で $6\delta_0$ 載荷で1本、 $7\delta_0$ 載荷で3本(累計4本)破断し、 $8\delta_0$ でさらに7本破断して、最終的に基部で曲げ破壊した。

(b) 供試体4-2 (段落し位置高さ110 cm)

設計計算上段落してよい位置よりも6 cmだけ低い位置で段落しされた供試体4-2では、 $1\delta_0$ 載荷によって橋脚全面に水平の曲げひび割れが生じ、 $2\delta_0$ 載荷時には、段落し部の曲げひび割れが進展し、 $4\delta_0$ 載荷では段落し位置を中心に高さ約30 cmに渡ってかぶりコンクリートが剥離した。 $5\delta_0$ 載荷では軸方向鉄筋が段落し位置で2本破断し、 $6\delta_0$ 載荷では軸方向鉄筋がさらに5本破断し、 $6.5\delta_0$ 載荷に至るとさらに1本(累計8本)軸方向鉄筋が破断し、最終状態となった。基部周辺の曲げひび割れはほとんど進展しなかった。

(c) 供試体4-3 (段落し位置高さ135 cm)

$1\delta_0$ 載荷では全面に水平の曲げひび割れが生じ、 $2\delta_0$ 載荷では段落し部に斜めひび割れが発生し、 $3\delta_0$ 載荷では基部にも斜めひび割れが生じ、 $5\delta_0$ 載荷では、基部から20~40 cmの範囲にかぶりコンクリートの破壊が生じた。 $6\delta_0$ 載荷以降では基部に損傷が集中し、基部の軸方向鉄筋が $7\delta_0$ 載荷で3本、 $8\delta_0$ 載荷で9本、 $8.5\delta_0$ 載荷で12本(累計24本)破断し、最終状態に至った。

(d) 供試体4-4 (段落し位置高さ160 cm)

$3\delta_0$ 載荷で橋脚基部で曲げひび割れが顕著になり、 $4\delta_0$ 載荷で基部から30 cmにわたってかぶりコンクリートが剥離した。その後、基部で $7\delta_0$ 載荷時に6本、 $8\delta_0$ 載荷時に4本(累計10本)破断して最終的に基部で曲げ破壊した。

(2) 解析結果

損傷の集中場所、軸方向鉄筋の破断が始まった載荷ステップ、及び最終状態に達した載荷ステップに着目して解析結果を示す。また、図-8に各モデルの最終的な損傷状況を示した。

(a) 供試体モデル4-1

損傷は基部に集中した。 $8\delta_0$ 載荷で軸方向鉄筋が破断し始め、 $9\delta_0$ で基部付近の左端の鉄筋が破断して最終状態に至った。

(b) 供試体モデル4-2

段落し部に損傷が集中した。 $5\delta_0$ 載荷で軸方向鉄筋が破断し始め、 $6\delta_0$ 載荷で段落し部の右端の鉄筋が破断して最終状態に至った。

(c) 供試体モデル4-3

段落し部と基部に損傷が分散したが、最終的には基部側の損傷が顕著であった。 $6\delta_0$ 載荷で段落し部

付近の軸方向鉄筋が一部破断したが、その後は段落し部の損傷はあまり進行しなかった。 $7\delta_0$ 載荷で基部の軸方向鉄筋が多数破断したが、左右端の軸方向鉄筋については $9\delta_0$ 載荷時にも破断しなかった。

(d) 供試体モデル4-4

損傷は基部に集中した。 $8\delta_0$ 載荷時に基部で多数の軸方向鉄筋が破断して最終状態に至った。

4-5 主鉄筋の軸方向ひずみ分布の比較

(1) 実験結果

ひずみ分布の観測結果を図-9に示す。ひずみゲージは供試体左端の段落しされていない軸方向鉄筋に装着されている。供試体4-1では柱基部でひずみが最大で、柱上部に行くにしたがってひずみが減少している。供試体4-2、4-3では基部だけでなく、段落し部でもひずみが増大しており、供試体4-3よりも4-2の方が基部に対する段落し部のひずみ量がやや大きい。供試体4-4では、段落し部でのひずみの増大はわずかであり、基部にひずみが集中している。なお、かぶりコンクリートの剥離による計測機器の損傷などの影響のため、この実験では、ひずみの信頼できる計測範囲は $3,000\mu$ 以内とされている⁴⁾。

(2) 解析結果

解析モデル左端の軸方向鉄筋バネのひずみ分布の解析結果を図-10に示す。供試体4-1では基部付近でひずみが大きく、柱上部に行くにしたがってひずみが減少している。供試体4-2では、段落し部のひずみが他と比較して圧倒的に大きく、供試体4-3では、供試体と基部の両方でひずみが大きくなっている。供試体4-4では、段落し部でのひずみの増大はわずかであり、基部にひずみが集中している。

4-6 考 察

実験結果では、設計計算上の段落ししても良い高さより低い位置での主鉄筋の段落しを有する供試体4-2が段落し部で破壊した。段落し位置を上げるにしたがって基部に損傷が移行して、段落しの無い供試体4-1の損傷状況に近づくことが、主鉄筋のひずみ分布の観測結果からも確認された。

応用要素法による非線形構造解析結果は、実験結果に見られる上記の傾向をよく捕らえている。最大耐力や最終状態に至る載荷変位量なども誤差が数%以内であり、実験結果をよく模擬できている。RCの損傷を伴う領域ではひずみの計測が困難であるため、実験結果に誤差が含まれている可能性があることなどを考慮して、本研究ではひずみの解析精度に関する詳細な議論は避けることにするが、ひずみの値は実験結果と解析結果で概ね一致しており、軸方向鉄筋のひずみ分布の解析結果は、段落し位置の変化に伴うひずみ分布の変化の傾向をよく捕らえている。これらの結果から、応用要素法による非線形構造解析は、主鉄筋段落し部の耐震性能を評価するのに実用上十分な精度を持っているものと考えられる。

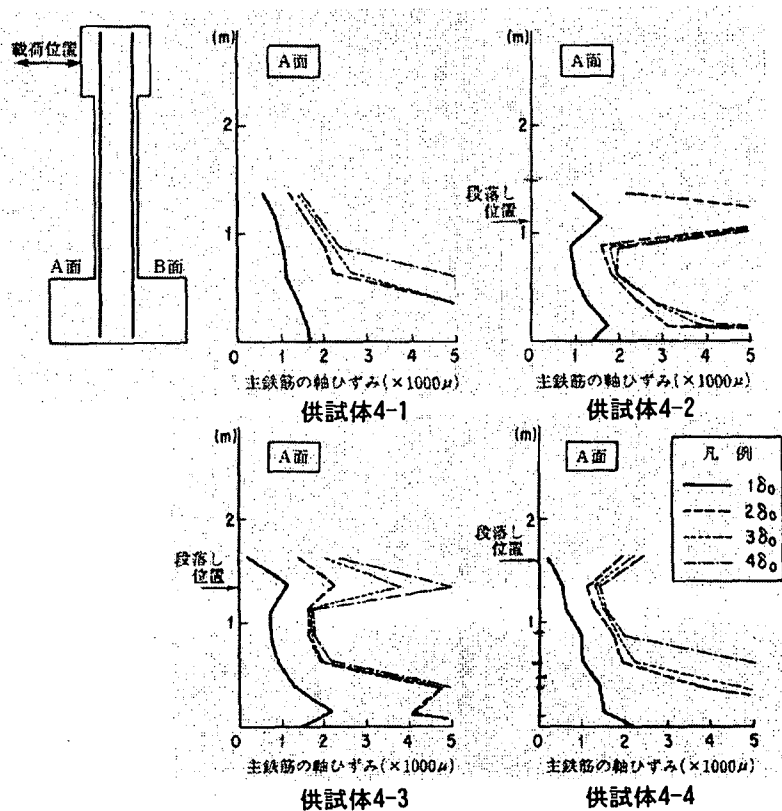


図-9 実験から得られた主鉄筋のひずみ分布 (供試体4-1~4-4)

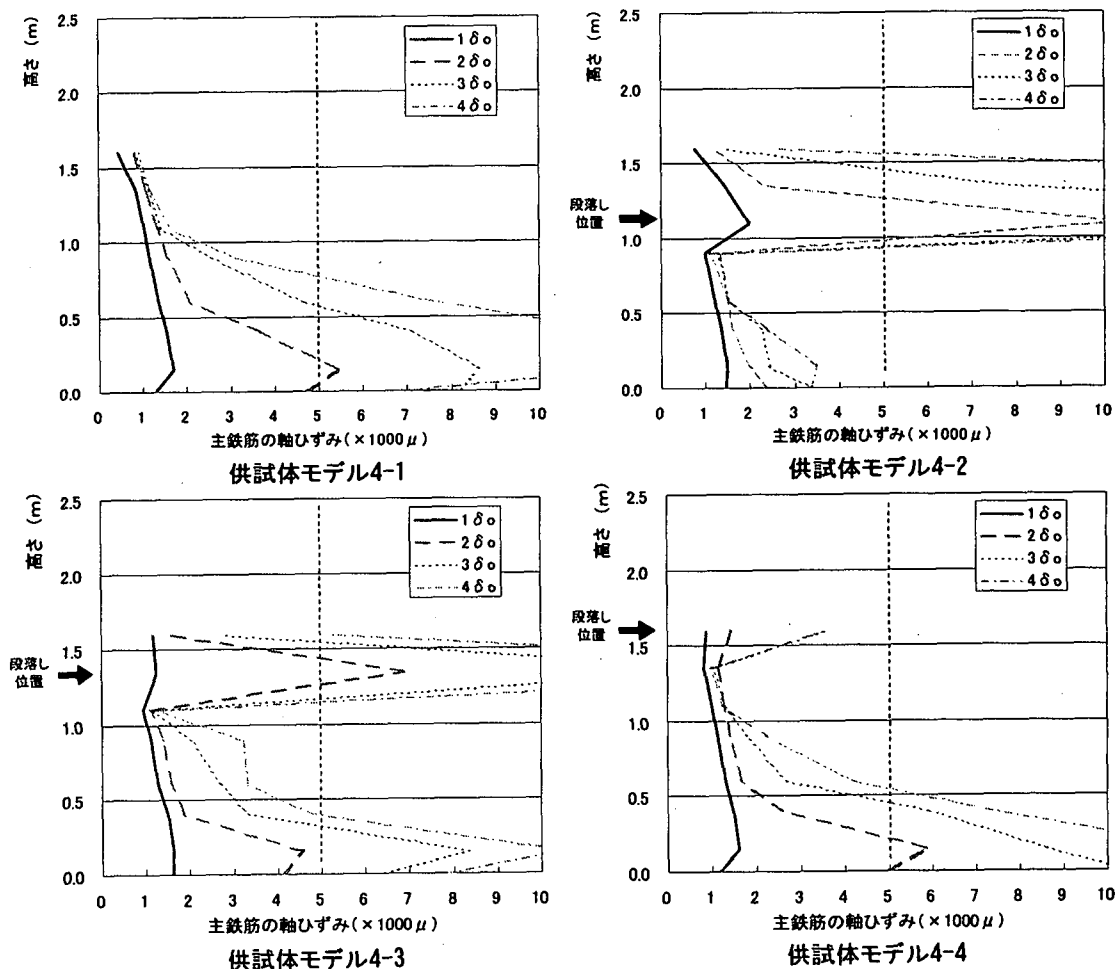


図-10 数値解析から得られた主鉄筋のひずみ分布 (供試体モデル4-1~4-4)

5. 鉄筋段落し部の鋼板補強効果の解析

5-1 実験概要

川島ら⁴⁾は、主鉄筋段落し部において著しい損傷を受ける可能性を有するRC橋脚を鋼板巻立て工法で補強する場合の補強効果について、RC橋脚モデルの載荷実験を行って調べている。実験に用いられた供試体は図-11の通りである。表-3に各供試体の諸元を示す。各供試体の断面は50 cm×50 cm、載荷高さ（フーチング上面から荷重載荷中心点までの高さ）が2.6 mの正方形断面を有するRC橋脚モデルである。各供試体の寸法諸元は同一であるが、鋼板の巻立て幅が異なっている。供試体5-1は鋼板補強を施していない供試体であり、設計計算上段落して良い位置よりも22 cm低い位置で主鉄筋が段落しされている。主鉄筋は、載荷方向に直角な面にD10（SD295）18本を1.5段に、載荷方向に平行な面には9本を1段に、合計46本が配筋されている。供試体5-2は厚さ1 mmの鋼板で段落し位置の上下25 cmずつ（鋼板巻き立て幅50 cm）の範囲を巻立てたものである。引張強さ274 MPaのコの字型の鋼板2枚が載荷方向と平行な面において溶接されている。鋼板と橋脚の間にはエポキシ樹脂が3 mmの厚さで注入されている。供試体5-3は鋼板の巻き立て幅を75 cmとし、段落し位置上側および下側にそれぞれ50 cm、25 cmずつ巻立てて補強されている。

実験では、これらの供試体を横に寝かせて反力壁に固定し、供試体頭部に正負交番水平力が加えられた。正負交番水平力の載荷方法は3章と同じく、基準変位 δ_0 の整数倍の変位（ $n \times \delta_0$, $n=1,2,3,\dots$ ）が順次変位振幅を増加させながら載荷された。ここでの基準変位の値は1.5 cmである。またこのケースでは各供試体には282 kNの軸力が載荷されている。

表-3 供試体諸元

	5-1	5-2	5-3	(5-4)
断面寸法 (cm)	50×50			
かぶり厚 (cm)	3.5			
載荷高さ (cm)	260			
せん断スパン比	5.6			
段落し高さ (cm)	90			
主鉄筋降伏強 (MPa)	409	357		
帯鉄筋降伏強度 (MPa)	433	245		
鋼板板厚 (mm)	—	1.0		
鋼板巻き立て幅 (cm)	—	50	75	30
鉄筋・鋼板ヤング率 (GPa)	200			
コンクリート圧縮強度 (MPa)	42.0	43.8	35.6	35.6
コンクリートヤング率 (GPa)	28.0			

5-2 数値解析概要

対象となるそれぞれの供試体を、サイズ5 cm×5 cm、要素間パネ5本のAEM要素640個を用いて2次元的にモデル化した。コンクリートの圧縮強度、鉄筋の降伏強度、段落し位置などは、すべて実供試体の値に合わせた。

フーチングから高さ2.6 mの位置に、基準変位 δ_0 の整数倍の変位（ $n \times \delta_0$, $n=1,2,3,\dots$ ）を順次変位振幅を増加させながら載荷した。実験では同一変位振幅で各10回繰り返し載荷しているが、解析では各1回載荷とした。

5-3 最大耐力の比較

最大耐力の実験及び解析の比較結果を表-4に示す。解析結果は実験結果の100～105 %でやや高めの値を示した。

表-4 最大耐力の比較

供試体	5-1	5-2	5-3
最大耐力の実験結果 (kN)	124	128	126
最大耐力の解析結果 (kN)	127	129	133

5-4 損傷挙動の比較

(1) 実験結果

以下に各供試体の損傷の進展状況を示す。また、図-12に川島らによる実験による最終的な供試体の損傷状況図を示す。

(a) 供試体5-1（無補強）

無補強の供試体5-1では、1 δ_0 載荷で橋脚全面に水平ひび割れが生じ、2 δ_0 載荷で段落し部の曲げひび割れが増加するとともに段落し部から基部に向かって斜めひび割れが進展し、3 δ_0 載荷では段落し部で高さ約25 cmにわたってかぶりコンクリートが剥離した。6 δ_0 載荷時に段落し部で主鉄筋が6本破断し、7 δ_0 載荷でさらに段落し部の鉄筋が6本（累計12本）破断し、最終状態になった。

(b) 供試体5-2（高さ50cmの鋼板で補強）

供試体5-2では、1 δ_0 載荷で水平の曲げひび割れが発生し、3 δ_0 載荷では補強鋼板よりも上部及び基部で斜めひび割れが増加し、かぶりコンクリートの剥離も見られた。7 δ_0 載荷時に基部で主鉄筋10本が破断し、最終状態となった。

(c) 供試体5-3（高さ75cmの鋼板で補強）

供試体5-3では、1 δ_0 載荷で水平の曲げひび割れが発生し、3 δ_0 載荷では基部周辺でひび割れが進展し、かぶりコンクリートの剥離も生じた。7 δ_0 載荷では基部で軸方向鉄筋が9本破断して最終状態となった。

(2) 解析結果

損傷の集中場所、軸方向鉄筋の破断が始まった載荷ステップ、及び最終状態に達した載荷ステップに着目して解析結果を示す。また、各モデルの最終的な損傷状況を図-13に示す。

(a) 供試体モデル5-1（無補強）

補強無しの供試体モデル5-1は、段落し部付近に損傷が集中した。5 δ_0 載荷時に段落し部の軸方向が破断し始め、6 δ_0 載荷で段落し部付近の右端の鉄筋が降伏して最終状態に至った。

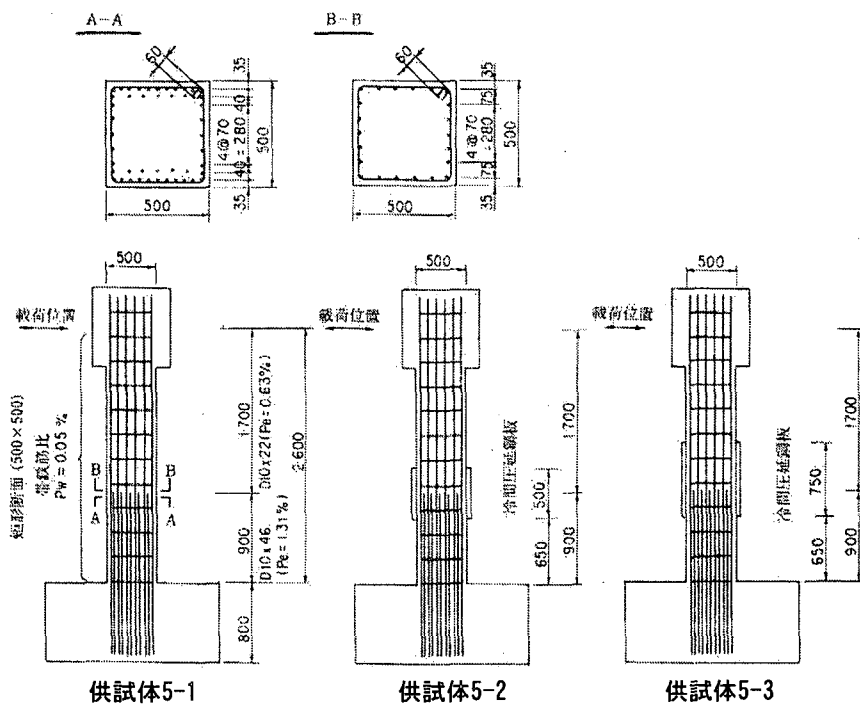


図--11 供試体5-1～5-3

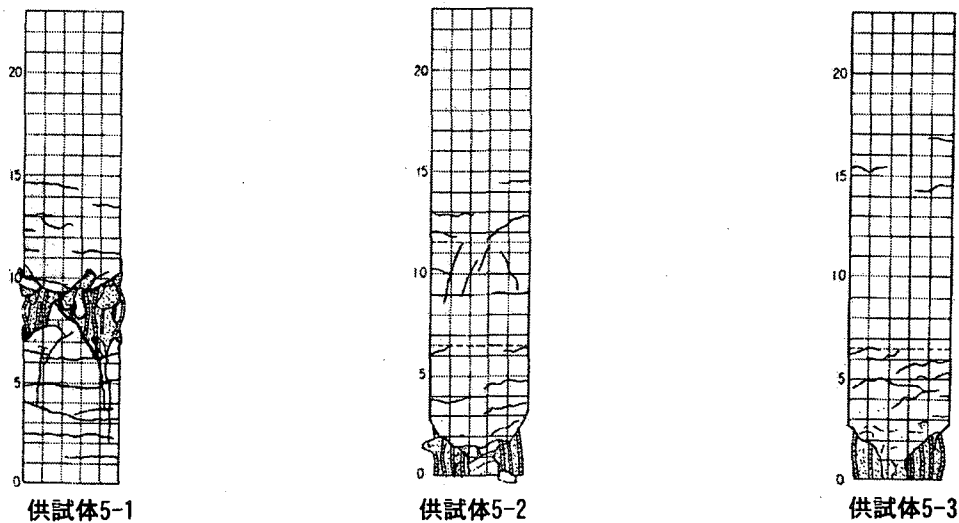


図--12 供試体5-1～5-3の最終的な損傷状況

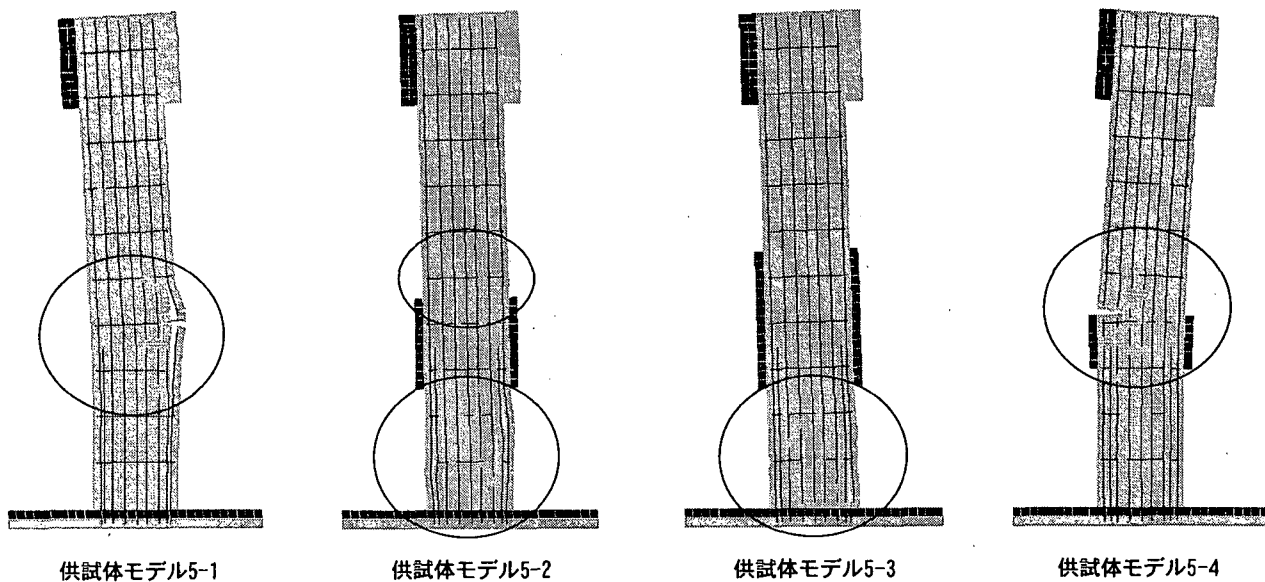


図--13 供試体モデル5-1～5-4の損傷状況

(b) 供試体モデル5-2 (高さ50cmの鋼板で補強)

損傷は鋼板補強箇所の上部と基部に分散したが、基部の損傷の方が顕著であった。7 δ_0 載荷で基部の軸方向鉄筋が破断し始めた。左端及び右端の鉄筋は8 δ_0 載荷時にも破断しなかった。

(c) 供試体モデル5-3 (高さ75cmの鋼板で補強)

損傷は基部に集中した。5 δ_0 載荷時に基部付近の軸方向鉄筋が破断し始め、6 δ_0 載荷で基部の右端の鉄筋が破断して最終状態に至った。

(d) 供試体モデル5-4 (高さ30cmの鋼板で補強)

このモデルは高さ30 cmの鋼板で段落し部を補強したモデルである。不十分な巻き立て幅の鋼板で補強した場合の橋脚の損傷挙動を解析するために、解析のみに加えたものであり、同種の供試体による実験は行われていない。このモデルでは、損傷は補強鋼板の上部に集中し、巻き立て幅が不十分であるこ

とが確認された。

5-5 主鉄筋の軸方向ひずみ分布の比較

(1) 実験結果

供試体の左端および右端の軸方向鉄筋に設置されたひずみゲージによって観測されたひずみ分布の観測結果を図-14に示す。供試体5-1では1 δ_0 載荷では、基部と段落し部のひずみ量は同程度であるが、2 δ_0 載荷以降では圧倒的に段落し部のひずみが大きくなっている。供試体5-2では、基部だけでなく、鋼板上部でも軸方向鉄筋に大きなひずみが発生している。供試体5-3では、鋼板上部でのひずみの増大がほとんど見られなくなり、ひずみが基部に集中している。なお、この実験では、信頼できるひずみの計測範囲は3,000 μ 以内とされている⁴⁾。

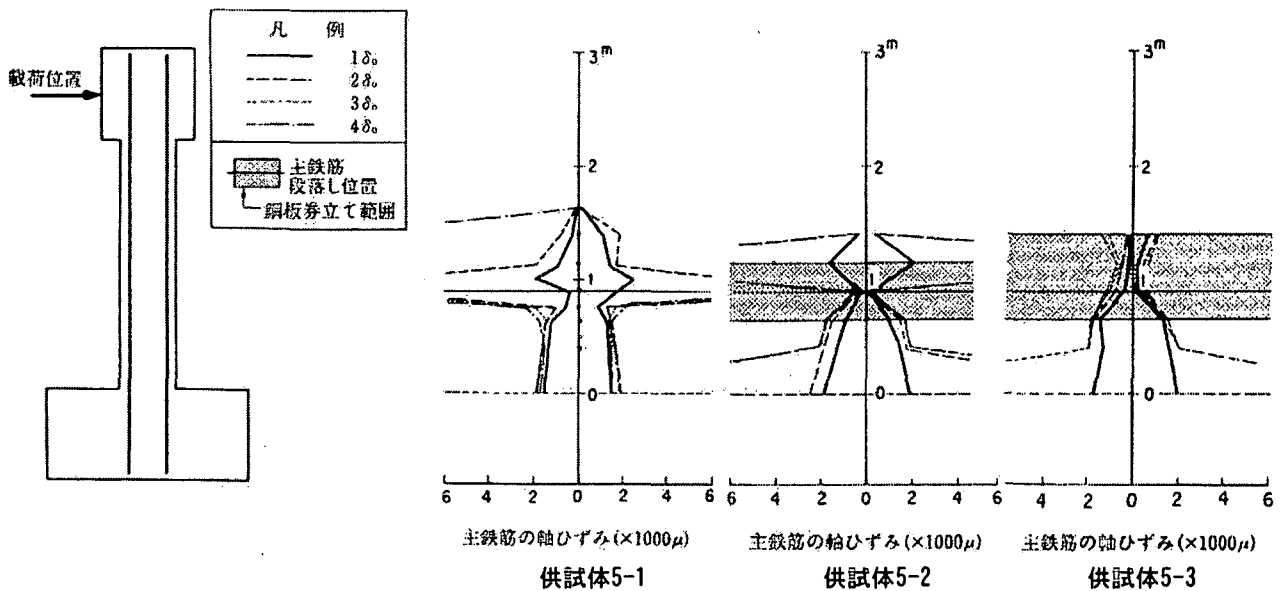


図-14 実験から得られた主鉄筋のひずみ分布 (供試体5-1~5-3)

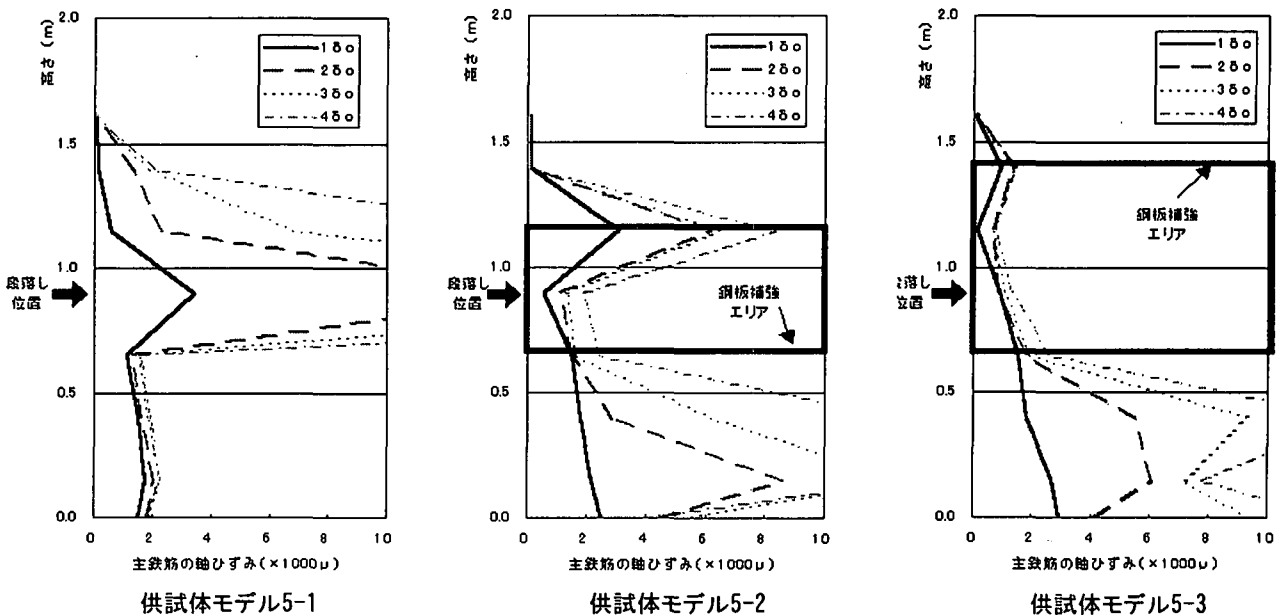


図-15 数値解析から得られた主鉄筋のひずみ分布 (供試体モデル5-1~5-3)

(2) 解析結果

解析結果を図-15に示した。実験結果では、左右両側の軸方向鉄筋のひずみ分布を示したが、解析結果については、左端の軸方向鉄筋のひずみ分布のみを示した。供試体モデル5-1では、段落し部のひずみ量が卓越する結果になった。供試体モデル5-2では、柱基部付近及び鋼板の上部の2個所にひずみが集中している。供試体モデル5-3では、鋼板の上部でのひずみの増大はわずかしき見られず、軸方向鉄筋のひずみは柱基部付近に集中している。

5-6 考察

実験では、無補強の供試体5-1は段落し部に損傷が集中して破壊すること、鋼板の巻き立て幅を大きくするにしたがって、損傷が柱基部に移行することが確認された。応用要素法による解析結果もこの傾向を捕らえており、最大耐力や最終状態に至る際の載荷変位量の計算結果も十分な精度を持っている。また、解析のみ実施した供試体5-4の結果は、応用要素法による非線形構造解析で、不十分な補強が施された構造物の損傷挙動を分析できることを示しており、応用要素法による数値解析で不適切な補強工法を検出できる可能性があることを示している。

図-14の供試体5-1の結果を見ると、1 δ_0 載荷時には、段落し部に近い高さ 1 m 付近と柱基部付近で軸方向鉄筋のひずみの値に大差は無いが、損傷が進展すると、柱基部のひずみは変化しないのに対して高さ1 m 付近のひずみが急激に増加している。損傷の進展に伴って弱点個所にひずみが集中する傾向は供試体5-2、5-3でも確認できる。図-15の解析結果はそれらの変化も追跡できている。

これらの結果から、鋼板補強RC柱の2次元応用要素法モデルは、段落し部の鋼板補強効果を確認するためのツールとして十分に機能するものと考えられる。

6. ま と め

主鉄筋段落し部を有するRC橋脚模型を対象にした加振実験結果のシミュレーションを実施し、段落し鉄筋の定着長の変化、及び鋼板巻き立て補強時の

鋼板巻き立て幅の変化によるRC橋脚の損傷挙動の変化を応用要素法を用いて十分な精度で分析できることを確かめた。応用要素法および応用要素法による鋼板補強RC柱の解析モデルは、主鉄筋段落し部を有するRC橋脚の耐震性能の評価ツールや、同橋脚の耐震補強方法の開発や選択を支援するためのツールとして有効に活用できるものと考えられる。

今後は、数値解析モデルのよりいっそうの精度向上に取り組むとともに、ここで得られた成果を踏まえて、既存構造物の地震時弱点個所の抽出、耐震補強された実構造物の耐震性能の評価、及び既存不適格構造物の効果的かつ経済的な補強方法の開発などに取り組みたい。

参考文献

- 1) Meguro K. and Tagel-Din H.: A new efficient technique for fracture analysis of structures, *Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center, IIS, Univ. of Tokyo*, No.30, pp.103-116, 1997.
- 2) 上半文昭, 目黒公郎: 非線形構造解析によるRC構造物の即時地震損傷度判定法に関する一考察, 土木学会応用力学論文集, Vol. 3, 2000.
- 3) Uehan F., Meguro K.: Vulnerability assessment of jacketed viaduct using microtremor measurement & numerical simulation, *Proceedings of 12th World Conference of Earthquake Engineering*, 2000.
- 4) 川島一彦, 運上茂樹, 飯田寛之: 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法及び耐震補強法に関する研究, 土木研究所報告, 第189号, 1993.
- 5) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂, 1991.
- 6) 上半文昭, 目黒公郎: 応用要素法による鋼板補強RC構造物の2次元解析モデルとその損傷度把握への応用, 生産研究, Vol. 52, No. 12, pp36-39, 2000.

(2001年4月20日受付)