

地震時の破壊現象を考慮した RC構造物の耐震補強法の合理的な選択に関する考察

上半文昭¹・目黒公郎²

¹正会員 工修 鉄道総合技術研究所 構造力学研究室（〒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）

1. はじめに

鉄道システムの地震被害を軽減するためには、鉄道構造物の地震被害の予測と、適切な耐震補強の実施が不可欠である。特に、今世紀前半に発生する可能性が高いと指摘されている東海道から南海道沖の南海トラフを震源とする地震のように被災地域が広範囲に渡ると予想される地震の場合には、事前に適切な対策が施されていないとすれば鉄道構造物の被災によって長期に渡り鉄道機能が麻痺し、経済的被害が増大する可能性がある。適切な耐震補強対策を講ずるためには、鉄道構造物の地震時破壊現象の把握が肝要であるが、構造物全体系の破壊の進展や大変形・崩壊挙動などには不明の点が多い。そこで、著者らは、最新の数値解析技術である応用要素法（Applied Element Method, AEM）¹⁾を利用してRC構造物の弱点個所の把握および適切な耐震補強法の選択/開発を支援するツールを開発しようと考えた。本報告ではその基礎的な検討として、RC部材の配筋の変化や、鋼板巻立て補強RC部材の補強範囲の変化による部材の弱点個所、耐力および変形性能の変化を応用要素法で解析できるかどうか確かめる。RC部材の弱点として主鉄筋の段落しをとりあげ、段落しを有するRC柱の供試体ならびに段落しを有するRC柱を鋼板巻立て補強した供試体の正負交番載荷実験の公開データ²⁾のシミュレーションを実施し、主鉄筋の段落し位置や鋼板補強範囲の変化による供試体の損傷挙動の変化を正しく捉えられるかどうかを確かめる。また、2層式RCラーメン高架橋の鋼板巻立て補強を対象として、実構造物の耐震補強法の選択手法を説明する。

2. 数値解析手法

(1) 応用要素法

応用要素法¹⁾は、構造物の挙動を弾性領域から大変形崩壊領域まで解析できる。解析対象は、仮想的に分割された要素の集合体として取り扱われる。各要素は法線方向とせん断方向の2種類の分布バネでつながれている（図-1）。2次元解析の場合、各要素は水平、鉛直、回転の3自由度を持っており、分布バネを介して周囲の要素と力のやり取りを行う。各分布バネには、コンクリートまたは鉄筋の材料モデルが適用されており、コンクリートのクラック、鉄筋の降伏・破断等のRCの損傷挙動を解析可能である。

(2) 鋼板補強RC柱の解析モデル

a) 応用要素法によるモデル化³⁾

鋼板内部のRC要素 E_c 、左右両端の鋼板要素 E_s 、両端の鋼板をつなぐ鋼板要素 E_b 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-2）。要素 E_c にはコンクリートの材料特性、要素 E_s 及び要素 E_b 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_b 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_s 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_s もそれに応じて変形しようとする。要素 E_s と要素 E_b 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で拘束できる。

b) 数値モデルの挙動確認

解析モデルの挙動を確認するために、補強状況の異なる3つのRC柱モデルの数値解析を行い、補強効果の差を捉えられるかどうか調べる。図-3に示すRC柱の、①無補強、②厚さ1mmの鋼板で補強、③厚さ2mmの鋼板で補強の3ケースのモデルを5cm×5cmの要素を用いて

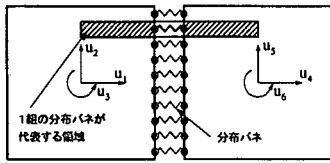


図-1 AEMの要素と分布バネ

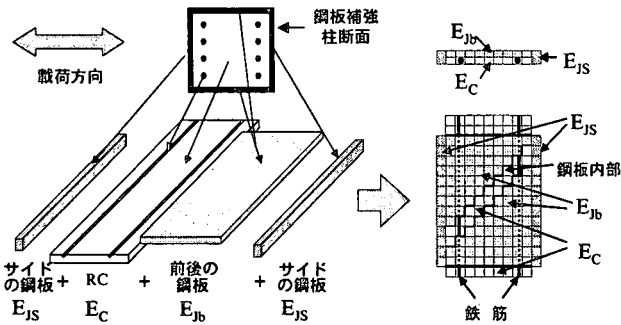


図-2 鋼板補強RC柱の2次元解析モデル

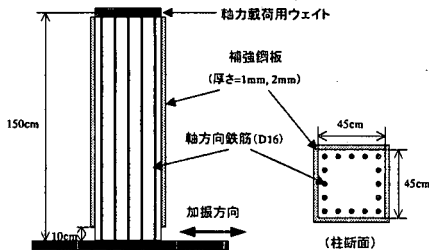


図-3 解析対象のRC柱

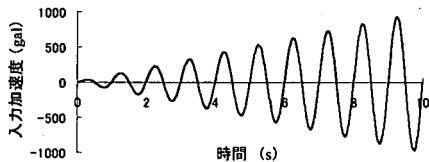


図-4 入力加速度波形

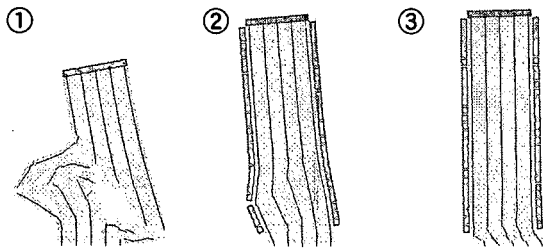


図-5 数値モデルの崩壊形状

作成し、図-4 に示す加速度波を地動として入力して破壊する。コンクリートのヤング係数は 220 GPa、圧縮強度は 30.0 MPa で引張強度はその十分の一とした。軸方向鉄筋はヤング係数 210 GPa、降伏強度 390 MPa の D16 を 16 本配置し、帯筋は配置していない。鋼板のヤング係数は 210 GPa、降伏強度は 310 MPa とした。柱には 294 kN の軸力を作用させている。なお、解析において左右両端の鋼

板要素は RC 要素と同サイズ (5cm×5cm) であるが、実際の鋼板厚さに対応するヤング係数と強度を与えている。

図-5 に解析結果として、柱の損傷過程での特徴的な崩壊状況を示す。同図には RC 柱の要素と、両サイドの鋼板要素のみを示し、内部の RC 柱の損傷状況を確認できるようにした。①無補強の場合には柱の中央部でせん断破壊が生じた。②厚さ 1mm の鋼板で補強した場合には、鋼板の厚さが十分でないため左端の鋼板が降伏して大きくはらみだし、柱の下部でせん断破壊を起こした。③厚さ 2mm の鋼板で補強した場合には、鋼板を巻いていない柱下端から 10cm の部分に損傷が集中して補強部分の損傷は軽微で十分な補強効果が確認できた。

3. 解析対象と目的

配筋や補強範囲等の変化による RC 部材の弱点箇所と変形性能の変化を応用要素法による数値解析で適切に評価できることを確かめるために、主鉄筋段落しを有する RC 柱の鋼板巻立て補強前後のシミュレーションを実施する。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、橋梁の倒壊などの致命的な損傷につながりやすい。段落しを有する RC 部材が端部で曲げ破壊するか、段落し部で破壊するかは主鉄筋の段落し位置によって変化する。既存の RC 構造物に不適切な主鉄筋段落しが存在する場合には、鋼板巻立て工法などを用いて補強するが、その場合の補強効果は、補強鋼板の材質や厚さが一定であれば、補強範囲によって変化する。以下では、主鉄筋段落し位置の異なる RC 柱供試体および補強鋼板の補強範囲の異なる RC 柱供試体の正負交番載荷実験結果をシミュレーションし、損傷の集中箇所、主鉄筋のひずみ分布、最大耐力および最終状態 (主鉄筋の破断などにより供試体の耐力が降伏耐力以下となった状態) に達する変位量を比較する。

4. 段落し部を有する RC 柱の解析

(1) 実験概要

川島ら²⁾は RC 橋脚の主鉄筋段落し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 のとおりである。表-1 に各供試体の諸元を示す。4 体の供試体の違いは、主鉄筋の段落し位置である。供試体 4-1 は主鉄筋の段落しが行われてい

ない。供試体 4-2 が設計計算上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。

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			
鉄筋ヤング係数 (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係数 (GPa)	28.0			

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、供試体頭部に正負交番水平力が加えられた。軸方向への載荷は行われていない。供試体 4-1 の降伏変位である 13 cm を基準変位 δ_0 と定義して、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。

(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、要素間分布バネ 5 本の要素 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、表-1 の値を用いた。モデルへの載荷方法も実験と同様である。ただし、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 回の載荷とした。

(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
実験結果 (kN)	167	148	161	166
解析結果 (kN)	154	143	145	160

(4) 損傷挙動の比較

図-6 に実験による最終的な供試体の損傷状況図と、数値モデルの損傷状況を示す。図-7 に軸方向鉄筋のひずみ分布の実験および解析結果を示す。

a) 供試体 4-1 (段落し無し)

実験、解析ともに柱基部に損傷が集中している。鉄筋のひずみも柱基部に集中している。実験供試体が $8\delta_0$ 、数値モデルが $9\delta_0$ で、柱基部の主鉄筋が破断して最終状態に達した。

b) 供試体 4-2 (段落し位置高さ 110 cm)

実験、解析ともに段落し部に損傷が集中しており、基部の損傷は軽微である。鉄筋のひずみも段落し部に集中している。実験供試体が $6.5\delta_0$ 、数値モデルが $6\delta_0$ で最終状態に達し

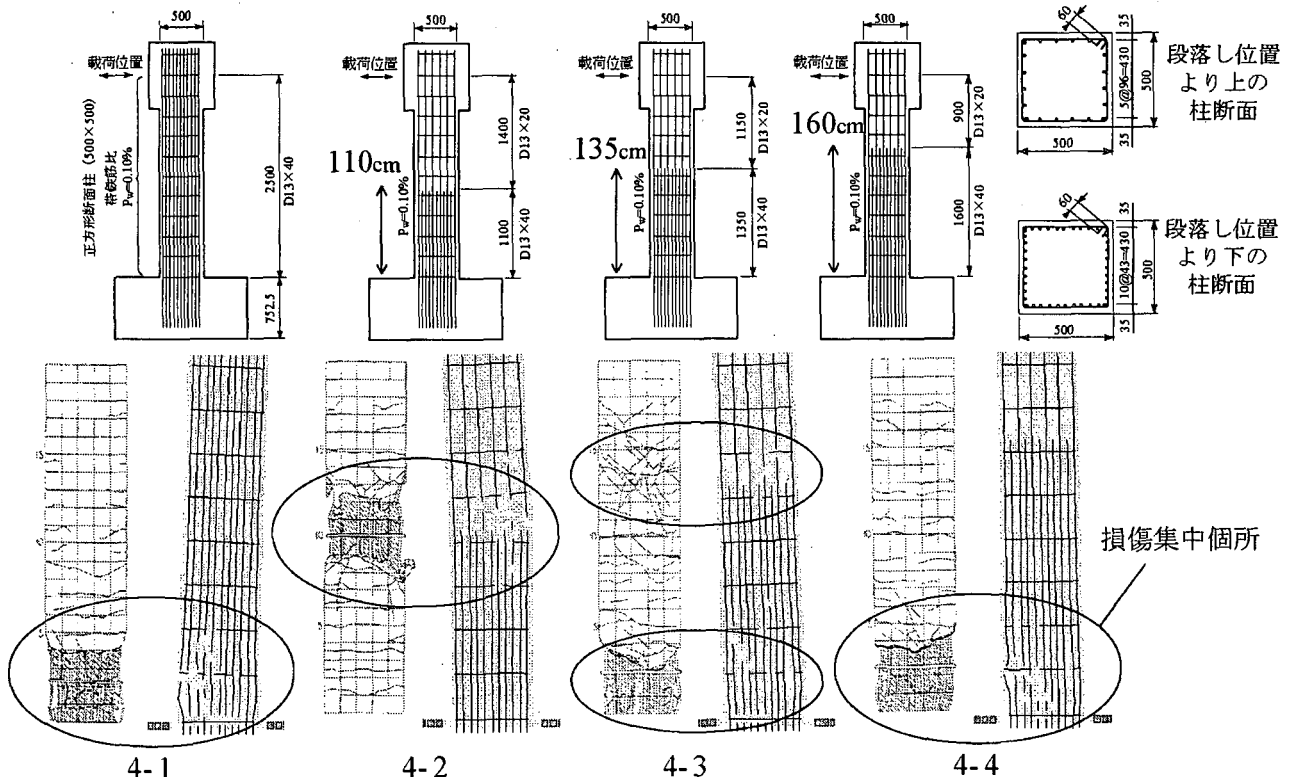


図-6 供試体諸元 (上図) と損傷状況 (下図: 各左が実験結果, 右が解析結果)

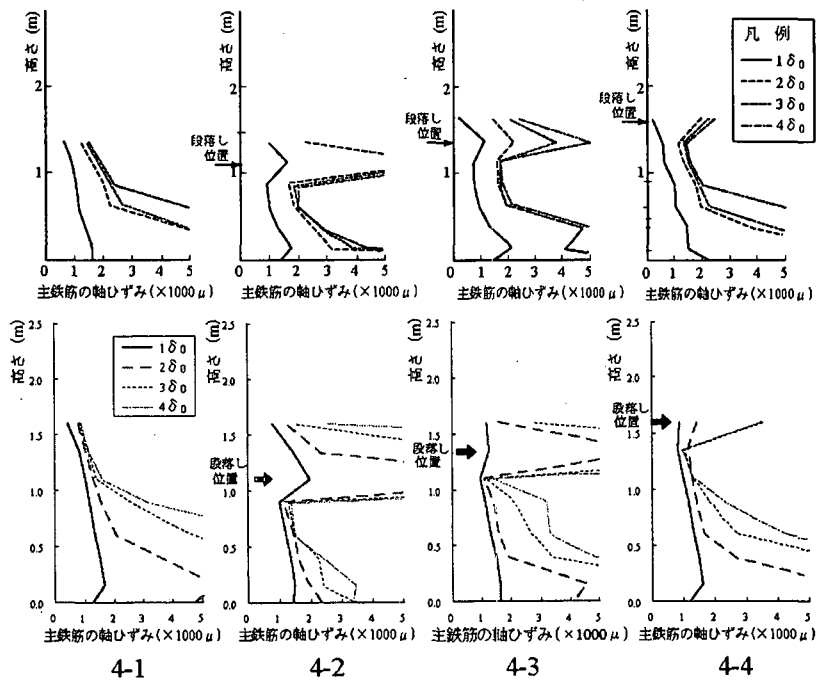


図-7 主鉄筋ひずみ分布 (上図：実験，下図：解析)

た。

c) 供試体 4-3 (段落し位置高さ 135 cm)

実験、解析ともに柱基部と段落し部の2ヶ所に損傷が分散したが、基部の損傷が顕著であった。実験供試体では $6\delta_0$ 載荷以降に基部に損傷が集中し、 $8.5\delta_0$ 載荷時に基部の損傷で最終状態に至った。解析モデルでは、 $6\delta_0$ で段落し部の主鉄筋が一部破断したが、その後は基部に損傷が集中した。

d) 供試体 4-4 (段落し位置高さ 160 cm)

実験、解析ともに柱基部に損傷が集中し、 $8\delta_0$ 載荷時に柱基部の軸方向鉄筋の破断により最終状態に達した。

(5) 損傷挙動の比較

実験結果では、設計計算上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。段落し位置を高くす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実験結果をよく模擬できている。RC の損傷を伴う領域での鉄筋のひずみは、計測が困難であり同一断面内でもばらつきがあると考えられるので、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が、ひずみの値は実験と解析で概ね一致しており、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。

5. 鉄筋段落し部の鋼板補強効果の解析

(1) 実験概要

ここでは、主鉄筋段落し部において著しい損傷を受け得る可能性を有する 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調べた RC 橋脚模型の載荷実験結果²⁾を利用する。実験に用いられた供試体は図-8 の通りである。表-3 に各供試体の諸元を示す。各供試体の RC 柱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。供試体 5-2 は段落し位置の上下 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。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、及び下側にそれぞれ 50 cm、25 cm ずつ巻立てて補強されている。鋼板の引張強さは 274 MPa で、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。

表-3 各供試体の諸元

	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・鋼板ヤグ係数 (GPa)	200			
コンクリート圧縮強度 (MPa)	42.0	43.8	35.6	35.6
コンクリートヤグ係数 (GPa)	28.0			

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、供試体 5-1 の降伏変位を基準変位 δ_0 と定義してその整数倍の変位 ($n \times \delta_0$, $n=1,2,3, \dots$) が載荷された。ここでの基準変位の値は 15 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。

(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,

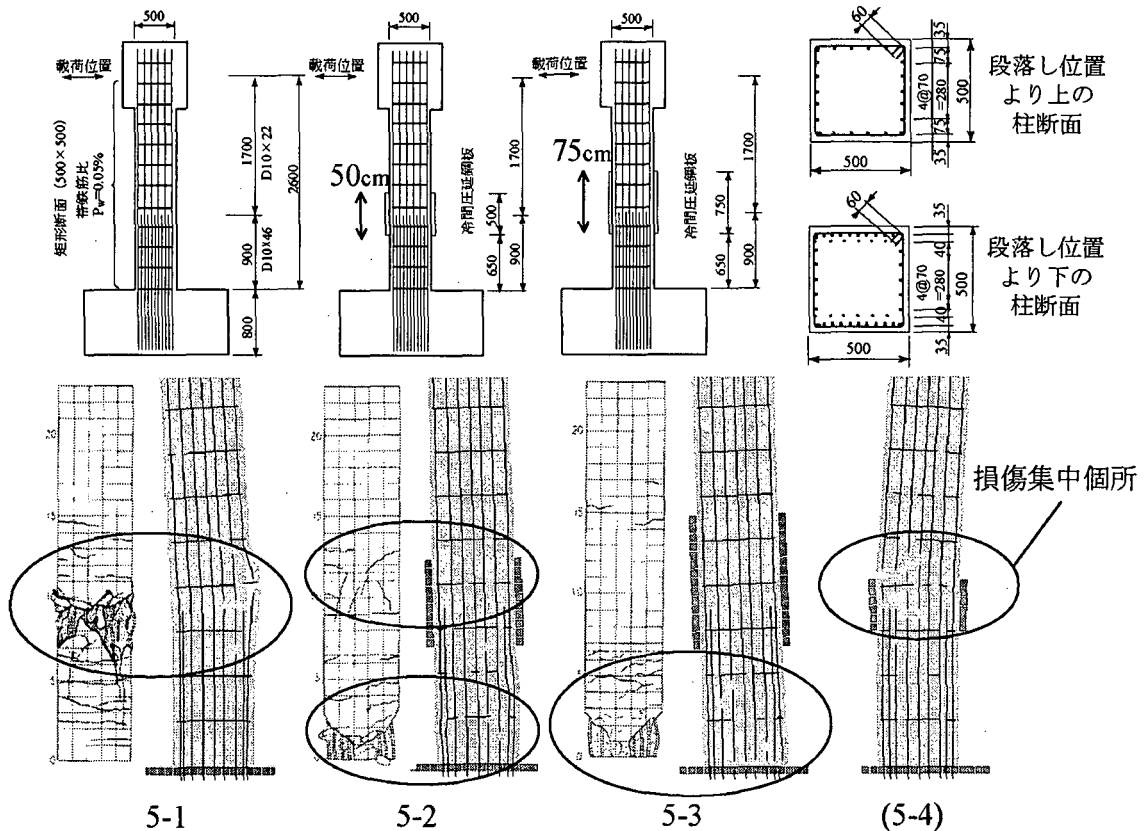


図-8 供試体諸元 (上図) と損傷状況 (下図: 各左が実験結果, 右が解析結果)

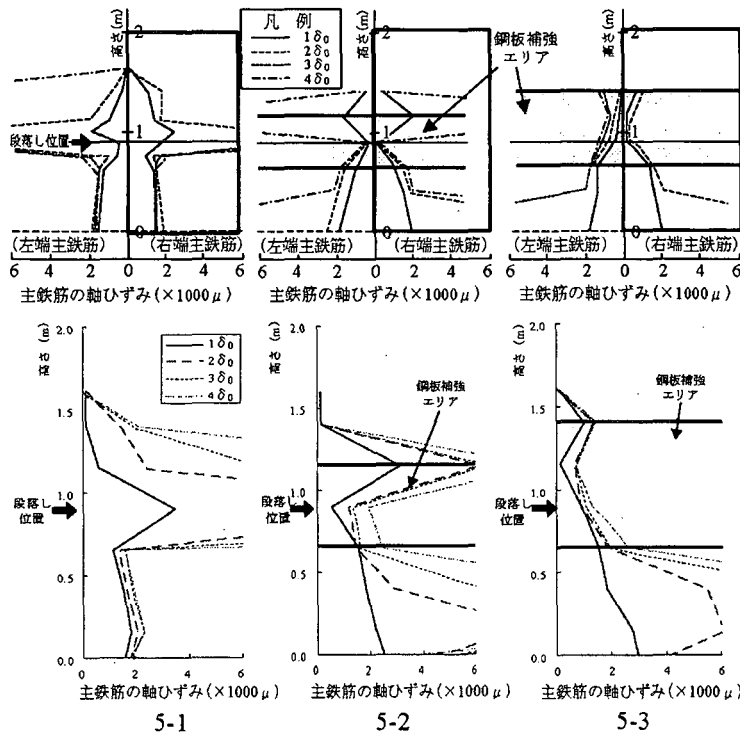


図-9 主鉄筋ひずみ分布 (上図: 実験, 下図: 解析)

要素間分布バネ 5 本の要素 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、表-3 の値を用いた。モデルへの载荷方法も実験と同様である。ただし、実験では同一変位振幅で各 10 回繰り返し载荷しているが、解析では各 1 回载荷とした。

(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% であった。

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

(4) 損傷挙動の比較

図-8 に実験による最終的な供試体の損傷状況図と、数値モデルの損傷状況を示す。図-9 に軸方向鉄筋のひずみ分布の実験および解析結果を示す。

a) 供試体 5-1 (無補強)

実験、解析ともに損傷は段落し部に集中した。実験供試体が $7\delta_0$ 、数値モデルが $6\delta_0$ で最終状態に達した。

b) 供試体 5-2 (高さ 50cm の鋼板で補強)

実験、解析ともに補強箇所よりやや上の位置および基部に損傷が分散したが、最終的には柱基部に損傷が集中した。

c) 供試体 5-3 (高さ 75cm の鋼板で補強)

実験、解析ともに柱基部に損傷が集中し、実験供試体が $7\delta_0$ 载荷、数値モデルが $6\delta_0$ 载荷で最終状態となった。

d) 供試体モデル 5-4 (高さ 30cm の鋼板で補強：数値解析のみ実施)

高さ 30 cm の鋼板で補強した数値モデルを作成し、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調べた。このモデルでは、鋼板補強部のやや上部に損傷が集中した。

(5) 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がって、損傷が柱基部に移行することが確認された。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载荷変位量の計算結果も十分な精度を持っている。また、供試体モデル 5-4 の結果は、応用要素法による非線形構造解析で、補強の不十分な構造物の損傷挙動を分析できることを示している。

6. 構造物の耐震補強法の選択への応用

(1) 2 層式 RC ラーメン高架橋の耐震補強法の検討

主要な鉄道土木構造物である 2 層式 RC ラーメン高架橋の線路直交方向断面の L2 地震に対する耐震性向上のための耐震補強法の検討を対象として、実構造物の耐震補強法の選択手法の流れを説明する。2 層式 RC ラーメン高架橋の補強対象となる部材は下層および上層の柱、および中層梁である。ここでは、中層梁の破壊が先行する設計となっている高架橋の鋼板巻き立て補強法を検討する。検討対象となる高架橋の線路直交方向断面の形状および配筋を応用要素法を用いてほぼ正確にモデル化した数値モデル 6-1 を図-10 に示す。ここでは、モデルの詳細な説明は割愛する。モデル 6-1 の基部を固定した状態で桁部の水平変位を漸増させる静的単調载荷解析を実施したところ、図-11 に示すように中層梁に破壊が集中し、設計に整合する解析結果が得られた。

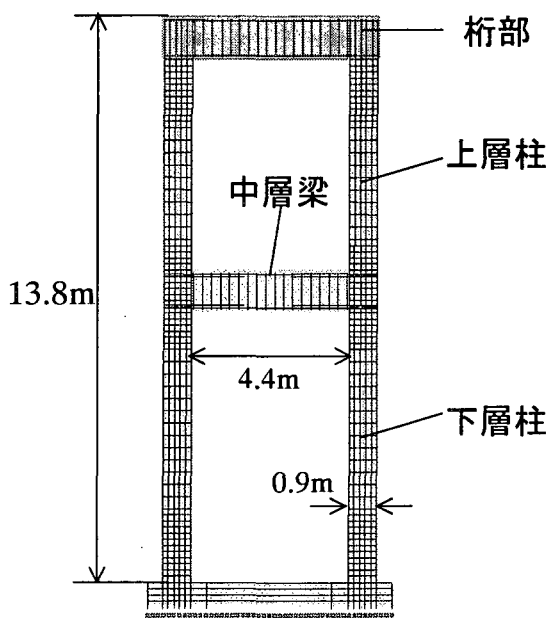


図-10 2 層式 RC ラーメン高架橋の数値モデル 6-1

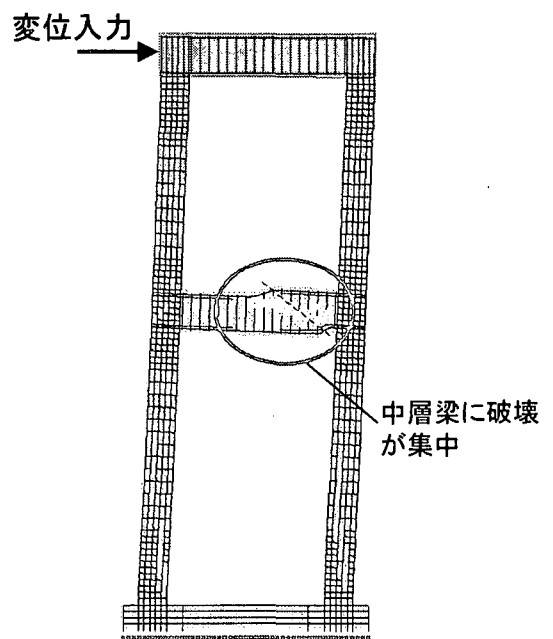


図-11 数値モデル 6-1 の破壊形態

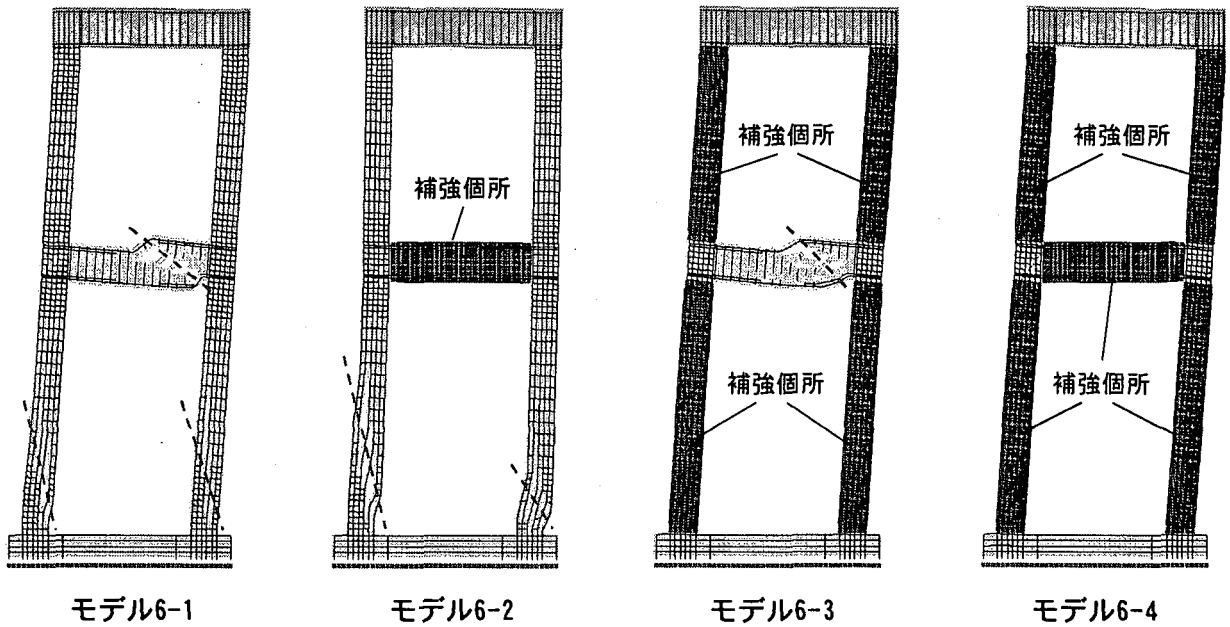


図-12 補強法の異なる高架橋モデルの破壊形態の比較

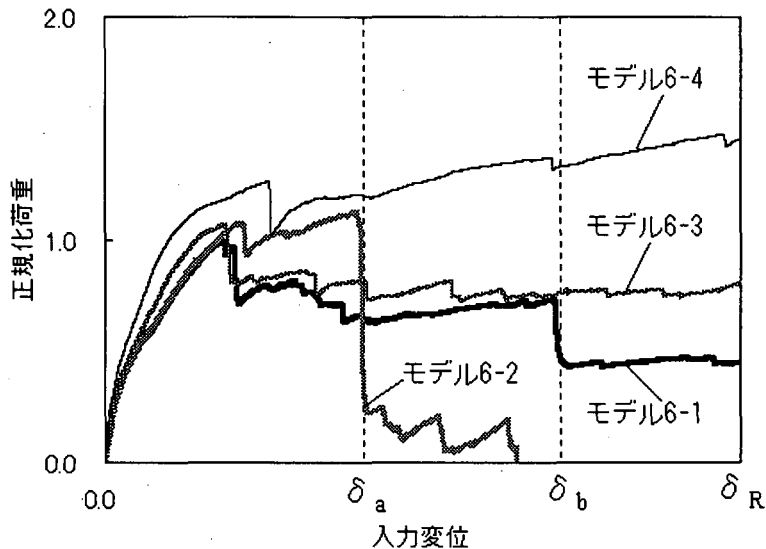


図-13 補強法の異なる高架橋モデルの荷重-変位関係の比較

(2)異なる補強法による破壊形態・変形性能の比較解析

図-10 の高架橋モデルに鋼板巻立て補強（鋼板厚さ6mm）を施した数値モデル6-2～6-4を作成し、基部を固定した状態で桁部の水平変位を漸増させる静的単調載荷解析を実施した。各数値モデルの補強状態と破壊形態を図-12に、荷重-変位関係を図-13に示す。各図には、無補強のモデル6-1の結果も合わせて示した。図-12における破壊形態は、それぞれ、モデル6-2に関しては図-13における変位 δ_a 時、その他のモデルに関しては変位 δ_b 時の破壊形態を示したものである。図-13の縦軸はモデル6-1の最大変位を1として正規化してある。また、同図中の変位 δ_R は、補強後の高架橋が十分な耐力を維持できる最大変位の目標値として設定したものである。

(3)最適な補強法の考察

モデル6-2は、高架橋の弱点個所である中層梁が補強されているため、中層梁の破壊による高架橋の耐力低下が抑えられ、比較的入力変位の小さい領域では優れた性能を発揮している。しかし、入力変位が大きくなると柱のせん断破壊が先行する結果になり、高架橋の変形性能が低下してしまっている。柱のみが補強されているモデル6-3は、比較的変位の小さい段階で中層梁が破壊するため、無補強のモデル6-1に近い耐力の低下傾向を示すが、柱の破壊が補強により抑えられるため、変位 δ_R に達しても最大耐力の70%程度の耐力を維持している。柱と中層梁の両方を補強したモデル6-4では、柱および中層梁の破壊が抑えられ、最も優れた変形性能を発揮している。

これらの結果から、構造物の弱点個所のみを補強することにより経済的かつ直接的に補強効果が得られると予

想されがちな中層梁のみの補強が、実は L2 地震時には高架橋の倒壊を誘発する可能性のある補強法であることを直感的に理解できる。また、柱および中層梁の両方の補強が最も大きな補強効果を発揮するが、L2 地震時にも高架橋全体系が崩壊しないという条件を満たすこと（鉄道構造物の耐震性能の定義における耐震性能Ⅲ⁴⁾）だけを目標とする場合には、柱のみの補強でも良い可能性があることがわかる。

7. まとめ

4章、5章の検討結果より、応用要素法を用いて配筋や補強範囲の変化による RC 部材の損傷挙動の変化を実用上十分な精度で解析できることを確認した。また、6章に例示したように、応用要素法によるシミュレーションを用いれば、次の手順（図-14）で構造物の耐震補強方法を検討できる。①補強を検討する既存 RC 構造物の数値モデルを作成し、②想定地震動や単調荷重または正負交番載荷荷重（変位）などを入力して、③構造物の耐震性能と弱点箇所を調べる。構造物が十分な耐震性能を有していない場合には、その損傷、破壊挙動を参考にして補強法を考え、④補強後の構造物の数値モデルを作成する。⑤そのモデルに想定地震動などを入力して、⑥耐震性能を調べる。補強構造物が十分な耐震性能を有していない場合や、より効果的、経済的な補強方法を検討したい場合には、④→⑥の手順を繰り返して、最適な補強方法を検討する。

応用要素法によるシミュレーションでは、コンクリートのクラックや鉄筋の降伏および破断などの破壊現象をばねの降伏や破断で直接的に表現できるので、図-6、図-8 および図-12 に示したように、構造物の破壊状況を容易に可視化できる。さらに、構造物の破壊の進展を構造物が倒壊に至るまで追跡できる。応用要素法を用いれば、構造物全体系の破壊の進展や最終的な崩壊形状を目で見て確認できるので、技術者が構造物の実地震時の被災状況をイメージしながら、L2 地震時に補強対象構造物が満たすべき耐震性能（耐震性能Ⅱ：地震後に補修を必要とするが早期に機能が回復できる性能。、または耐震性能Ⅲ）に応じて、最適な耐震補強法を検討できるようになるものと期待している。

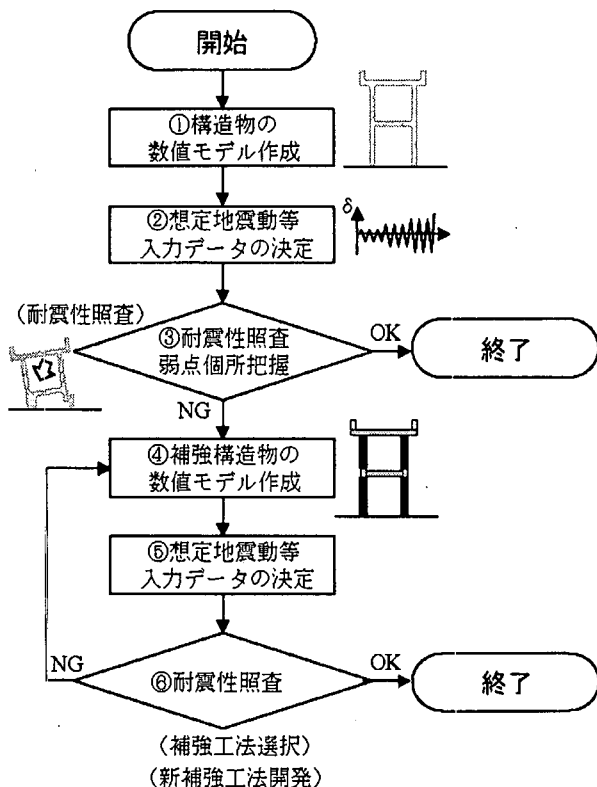


図-14 数値解析による耐震補強工法検討フロー

謝辞：本研究では、旧建設省土木研究所の実験結果を用らせていただいた。同実験の関係各位に感謝の意を表する。

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) 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.
- 3) Uehara, F. and Meguro, K.: Vulnerability assessment of jacketed viaduct using microtremor measurement & numerical simulation, *Proceedings of 12th World Conference of Earthquake Engineering (CD-ROM)*, 2000.
- 4) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説-耐震設計, 丸善, 1999.