

三次元有限要素法によるRC橋脚の弾塑性地震応答解析

張 広鋒¹・岸 徳光²・西 弘明³

*正会員 博(工) (独)土木研究所耐震研究グループ耐震チーム 研究員 (〒305-8516 つくば市南原 1-6)

**フェロー会員 工博 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

***正会員 博(工) 寒地土木研究所寒地構造チーム 総括主任研究員 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)

1. はじめに

近年発生地震では、鉄筋コンクリート(RC)製橋脚の被害が多く生じている(例えば1),2)。その中で、基部周辺の曲げ破壊によって損傷に至った場合もあるが、主鉄筋段落し部における曲げせん断破壊によって破壊に至った橋脚が多い。段落し部の破壊は脆性的なせん断破壊に至りやすく、落橋等の最も重大な被害に至る可能性のある破壊形式である。また、段落し部を有するRC橋脚の場合には、段落し部と基部の耐力のバランスによって多様な破壊形式が想定されるため、耐震性能の評価や破壊形式の予測が非常に困難である。そのため、主鉄筋に段落しを有する場合を含め、RC橋脚の耐震性能や破壊形式を適切に把握することは、地震防災対策上非常に重要であるものと判断される。

このような背景を踏まえ、本研究では、三次元有限要素法を用い、主鉄筋が段落しされている場合と段落しされていない場合のRC橋脚に対して多方向地震動が作用する場合の地震応答解析を行い、地震応答性状や破壊形式を適切に再現可能な数値解析手法の提案を試みた。解析では、基部曲げ破壊型と段落しを有し曲げせん断破壊型の2体のRC橋脚を対象として、地震応答性状の再現のみならず、損傷の進展状況や終局時の破壊形式の予測に関する検討も行った。橋脚のモデル化は、実配筋状況に即して軸方向筋および横拘束筋を忠実にモデル化することとし、さらに、鉄筋の降伏、コンクリートのひび割れ破壊および圧縮破壊等の材料非線形挙動を適切に考慮することとした。数値解析結果の妥当性検討は、固有周期、地震応答変位およびコンクリートと鉄筋の損傷状況に関する解析結果を実験結果と比較することにより行った。なお、本解析には、構造解析用汎用コード DIANA³⁾を使用した。

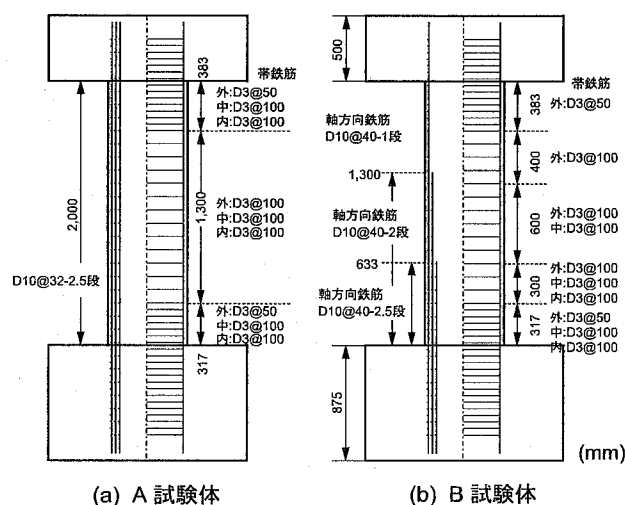


図-1 試験体概要

2. 解析対象の概要

本研究では、独立行政法人土木研究所で実施された三次元震動台加震実験結果⁴⁾を用いて解析手法の妥当性検討を行うこととした。図-1に解析対象の2体のRC橋脚の寸法および配筋状況の詳細を示す。これらの試験体は、1995年の兵庫県南部地震における被災の再現を目的に、1970年代に建設されたRC橋脚を想定して設計されたものである。A試験体は基部で曲げ破壊するタイプ、B試験体は主鉄筋の段落し部で曲げせん断破壊に至るタイプである。橋脚断面の直径は600 mmであり、柱部の高さは2,000 mmである。主鉄筋が段落しされていないA試験体の場合には、軸方向鉄筋としてD10が合計80本配筋されている。主鉄筋が段落しされているB試験体の場合には、それぞれ基部から高さ630 mmおよび1,300 mmの位置で内側から外側に向かって軸方向

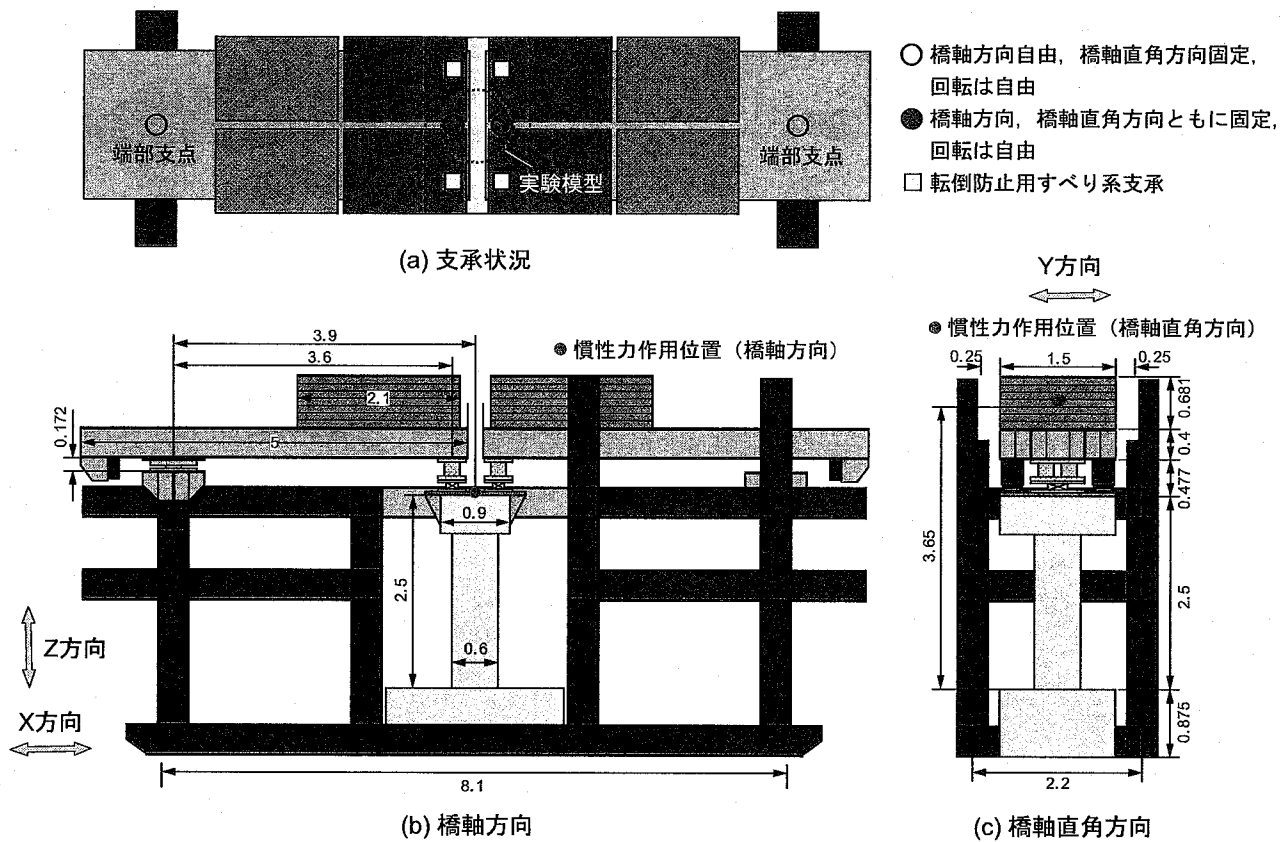


図-2 実験の設置状況

表-1 材料特性値の一覧

材料	圧縮強度 (MPa)	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
コンクリート (A 試験体)	27.9	-	28.8
コンクリート (B 試験体)	28.8	-	26.5
軸方向筋 (SD295A D10)	-	351.4	178.3
軸方向筋 (SD345 D10)	-	374.2	179.8
横拘束筋 (SD295 D3)	-	280.4	212.9

鉄筋が段落しされている。横拘束筋には両試験体ともに SD295 D3 が用いられている。

図-2 には、RC 橋脚模型の設置状況を示している。実験では、三次元震動台上に RC 橋脚および支持フレームを設置し、その上に上部構造を模擬する桁と重錘を設置して震動実験が実施されている。図-2(a) には、各支承の支持状況を示している。桁端部の固定支承は橋軸方向変位と回転を、また橋脚上の固定支承は回転のみを許容するように設置されている。その両側には転倒を防止するためにすべり系の支承が設置されている。橋軸方向と橋軸直角方向の慣性力作用位置は、それぞれ基部から 2.5 m と 3.65 m である。試験体に作用する死荷重反力は 260 kN であり、その荷重は軸応力に換算すると 1.04 MPa となる。なお、ここでは、橋軸方向を X 方向、橋

軸直角方向を Y 方向、上下方向を Z 方向とする。

表-1 には、材料実験から得られたコンクリートと鉄筋の材料特性値の一覧を示している。実験時における柱部のコンクリートの圧縮強度は、A 試験体、B 試験体でそれぞれ 27.9MPa、28.8 MPa であった。軸方向鉄筋の降伏強度は、同様にそれぞれ 351 MPa、374 MPa であった。横拘束筋の降伏強度は 280 MPa である。

入力地震動は、1995 年の兵庫県南部地震で JR 西日本鷹取駅構内において観測された地震動 (JR 鷹取駅記録) を基に、振幅を 80%、時間刻みを 0.006 秒としたものである。その詳細は文献 4) に譲ることとする。

3. 数値解析の概要

(1) 解析モデル

図-3 には、一例として B 試験体の解析モデルの要素分割状況を示している。本解析では可能な限り実験模型を忠実に再現して解析を行うこととし、フーチング、柱部、桁および上部マスは全て 8 節点あるいは 6 節点三次元固体要素でモデル化している。軸方向筋は、トラス要素を用いてモデル化し、周囲のコンクリート要素と完全付着とした。また、横拘束筋は、DIANA に予め組み込まれている埋め込み鉄筋要素 (embedded reinforcement element) を用いてモデル化している。埋め込み鉄筋要素

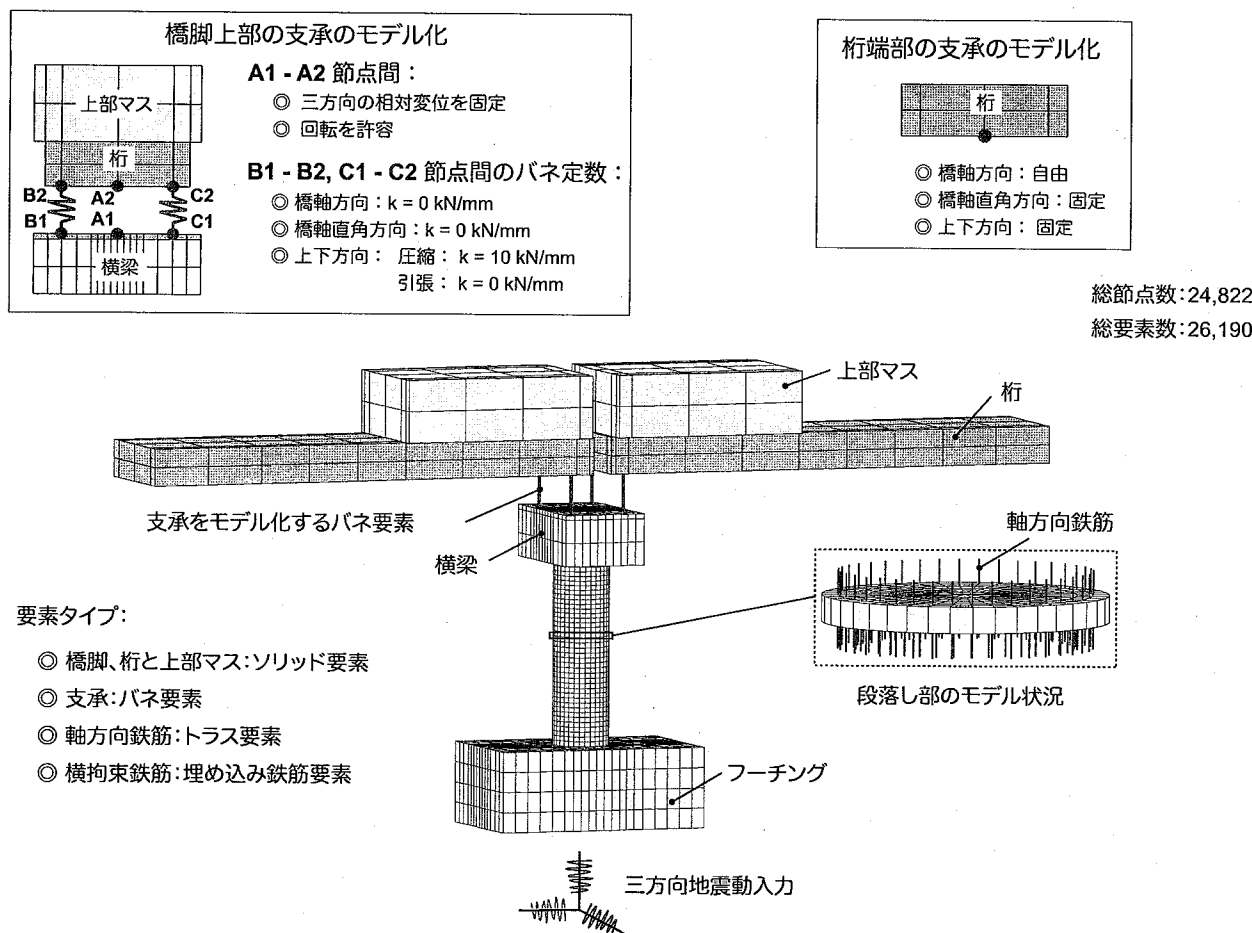


図-3 要素分割状況 (B 試験体)

は、独立な自由度を持たずに母要素のコンクリート要素に埋め込まれるものであり、節点に依存せずに簡易に鉄筋要素を配置できる特徴を有している。埋め込み鉄筋要素のひずみは、周囲のコンクリート母要素の変位場から算出される。軸方向筋および横拘束筋の配置位置は全て実験と同様である。また、B 試験体の段落し部のモデル化に関しては、図に示されるように、実験時の鉄筋の段落し位置と等しい高さで鉄筋要素を取り除くようにした。

支承のモデル化に関しては、図-3に示すように、バネ要素や境界条件を用い、実験時と同程度の支持効果を確保することによって各支承をモデル化することとした。すなわち、

- ・ 桁端部の固定支承：支承と同一位置にある節点の橋軸直角方向と上下変位成分を固定することによってモデル化した。
- ・ 橋脚上の固定支承：A1-A2 節点間の三方向相対変位成分を固定かつ回転を許容することによってモデル化した。
- ・ 転倒防止すべり系支承：バネ要素を用いてモデル化した。本解析では、解析モデルを簡易化するために、水平方向の摩擦抵抗を無視し、上下方向における圧縮抵抗のみをモデル化することとした。バネ定数は

10 kN/mm とした。これは、橋軸直角方向の固有周期に対する感度解析によって決定したものである。

(2) 材料構成則

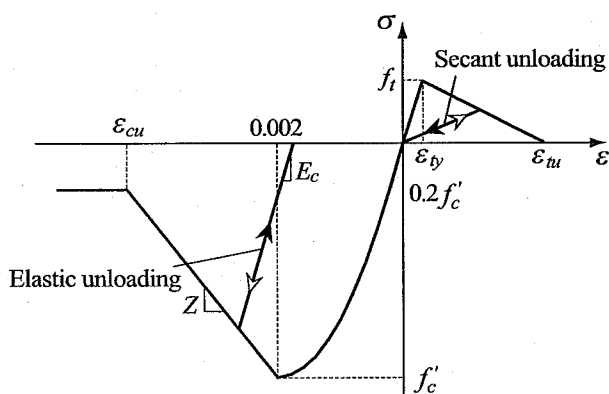
コンクリートの応力-ひずみ曲線に関しては、圧縮側には、図-4(a)に示す軟化勾配を有する Park 式^{5),6)}を用いた。上昇域は式 (1) より定義され、軟化勾配 z は f'_c を用いて式 (2) より算出される。式中 f'_c の単位は psi である。

$$\sigma = f'_c \left[\frac{2\varepsilon}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon}{0.002} \right)^2 \right] \quad (1)$$

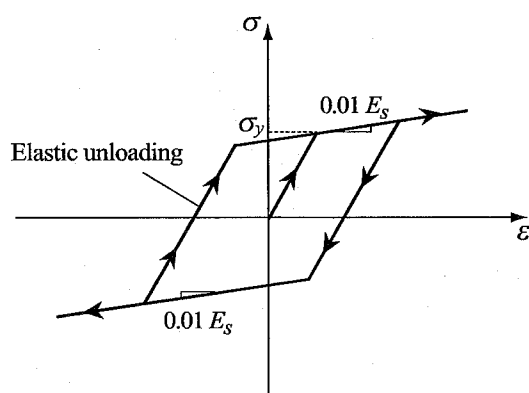
$$z = \frac{0.5}{\left(\frac{3 + 0.002 f'_c}{f'_c - 1000} \right) - 0.002} \quad (\text{Unit : psi}) \quad (2)$$

降伏の判定には Mohr-Coulomb の降伏条件を適用した。内部摩擦角は 30° と仮定した。

引張側には線形軟化モデルを適用することとし、終局ひずみ ε_{tu} は文献 7) に基づき式 3) より定義される。式中の h_{eq} は要素の等価長さである。本解析では便宜的に



(a) コンクリート



(b) 鉄筋

図-4 材料構成則

要素の軸方向(Z方向)の長さと同じくしている。 G_f はコンクリートの引張破壊エネルギーであり、式4)より算出される⁵⁾。

$$\epsilon_{tu} = \frac{2G_f}{f_t h_{eq}} \quad (3)$$

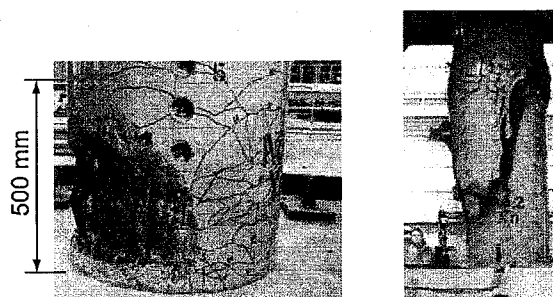
$$G_f = 10(d_{max})^{1/3} \cdot f_c^{1/3} \quad (4)$$

式中の d_{max} は粗骨材の最大寸法である。

一方、コンクリート要素のひび割れ破壊は、Fixed orthogonal crack モデル³⁾によって判定することとした。このモデルでは、主応力がコンクリートの引張強度に達した時点で、主応力の方向に対して直交方向に分布ひび割れが発生するものと定義している。分布ひび割れが発生した要素のひび割れ面に沿うせん断剛性は、コンクリートの初期せん断剛性 G の5%と設定した。

なお、コンクリートの除荷・再載荷パスに関しては、図に示すように、圧縮側には elastic unloading を、引張側には secant unloading を仮定した。

図-4(b)には、鉄筋要素の材料構成則を示している。図示のように、鉄筋要素には降伏後の塑性硬化勾配を弾性係数の1%とし、移動硬化則を仮定した。降伏判定は



(a) A 試験体

(b) B 試験体

図-5 実験終了後の破壊状況写真

表-2 固有周期の一覧

供試体	結果	橋軸方向 (sec)	橋軸直角方向 (sec)
A 試験体	実験	0.251	0.394
	解析	0.208 (0.83)	0.395 (1.00)
B 試験体	実験	0.266	0.385
	解析	0.222 (0.83)	0.405 (1.05)

() 内の数値は解析結果と実験結果の比である

von Mises の降伏条件に従うものとした。除荷・再載荷パスには、圧縮側および引張側とも elastic unloading を採用した。

(3) 入力地震動

本研究では、実験時の震動台上面の観測波形を入力波形とし、基部加振によって1/50秒刻みで5秒まで解析を行った。また、解析時の減衰定数は0%とした。

4. 解析結果および考察

橋脚一支承一桁全体系の固有周期、橋脚天端の相対応答変位および橋脚の損傷状況に関する解析結果を実験結果と比較することにより、解析結果の妥当性を検討する。

図-5には、両試験体の実験終了後の破壊状況写真を示している。図より、A試験体は基部曲げ破壊、B試験体は段落し部からのせん断破壊、によって終局に至ったことが分かる。一方、後述のように、解析では基部かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈およびせん断ひび割れの発生を再現できていないため、妥当性検討における解析結果と実験結果の比較範囲は、A試験体の場合は基部かぶりコンクリートの剥落と軸方向鉄筋の座屈が現れる前の時点、B試験体の場合は段落し部からのせん断ひび割れが明瞭に発生する前の時点とした。

(1) 固有周期

表-2には、橋脚一支承一桁全体系の固有周期の比較

を示している。表より、両試験体の場合とも、橋軸直角方向の解析結果は実験結果をよく再現しているが、橋軸方向の解析結果は実験結果の約 0.83 倍程度となり全体系の剛性を高く評価していることが分かる。これは、解析では、A1-A2 節点間（図-3 を参考）の三方向の相対変位が全て固定されているため、実験時の支承による固定効果がより高く評価されたことによるものと推察される。

(2) 地震応答

図-6 には、橋脚天端の相対応答変位に関する比較図を示している。図示の各解析結果は、実験時の計測位置と同一位置にある節点の地震応答変位である。ここで、B 試験体の実験結果に関しては、文献 4) より、3.1 秒付近において橋脚の横梁が落下防止治具と接触し、それ以降の応答にはこの影響が含まれているものと考えられることより、3.1 秒以降の曲線を一点鎖線にして区別して示している。

図-6(a) に示す A 試験体に関する比較より、橋軸方向および橋軸直角方向の解析結果とも、3.0 秒近傍の最大振幅値まで実験結果をよく再現していることが分かる。3.0 秒付近以降は、実験結果の応答値との差異が大きく、応答波形の分布性状も異なっている。また、図-6(b) に示す B 試験体に関する比較より、3.0 秒手前までの解析結果は実験結果とよく一致しているが、その後実験結果との差異が大きく生じていることが分かる。このように応答変位に差異が生じる原因は、4.3 節に述べるように、A 試験体の場合には 3.0 秒付近、B 試験体の場合には 2.8 秒付近以降の解析において、実験結果の破壊状況を適切に再現できていないことによるものと考えられる。なお、それ以降の解析結果は本解析手法の適用範囲外の結果であるとし、図中にはその部分の応答変位を破線で表わしている。

(3) 損傷状況

図-7, 8 には、両試験体に関する解析結果の損傷の進展状況を示している。ここで、損傷状況は橋脚高さ方向のひずみ分布を用いて表している。図中の (a)~(f) 図は、図-6 における A~F 時点における切断面のひずみコンター図である。切断位置は、各図の上を示すように圧縮ひずみと引張ひずみとも最大となる断面である。コンクリートのひずみコンターレベルの $-6,000$, 100 , および $1,300 \mu$ は、それぞれ図-4 の ϵ_{cu} , ϵ_{ty} および ϵ_{tu} の概略値である。なお、比較のために、両図には終局時付近の実験結果の破壊状況写真も示している。

図-7(a) に示す基部曲げ破壊タイプの橋脚に関する解析結果より、(a) 図の 1.04 秒付近では、引張側には分散ひび割れ ($1,300 \mu$ の引張ひずみを越えた区域) が広い範囲に発生し、圧縮側には $2,000 \mu$ を越えた圧縮ひずみ

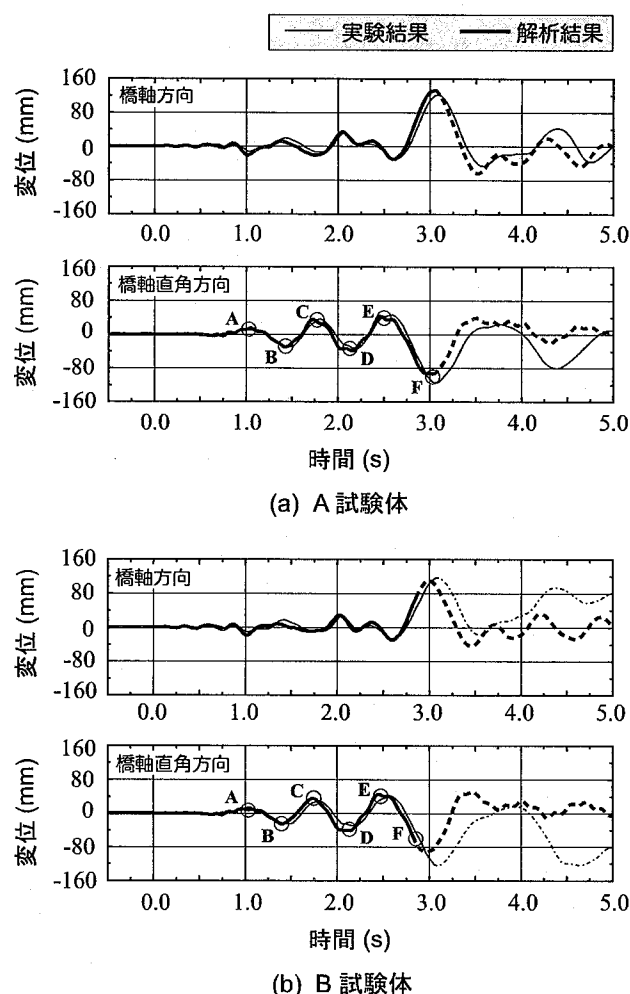


図-6 橋脚天端の相対応答変位に関する比較

が発生していることが分かる。(b) 図の 1.36 秒付近では、 $10,000 \mu$ を超える引張ひずみの領域が現れている。その後の (c)~(e) 時点では、変形の増大に伴い、引張破壊の領域が拡大していることが分かる。(f) 図の 3.06 秒付近では、引張破壊領域がさらに大きく拡がり、最大引張ひずみは $70,300 \mu$ に達している。圧縮側には $6,000 \mu$ を超えて圧縮破壊を示す領域が広く分布している。最大圧縮ひずみは $32,900 \mu$ を示している。なお、(g) 図の拡大図より、圧縮破壊となった領域は基部から高さ 500 mm 程度の範囲に集中していることが分かる。これは、図-5 に示す実験終了後のかぶりコンクリートの剥落範囲と大略一致している。3.06 秒以降の解析に関しては、橋脚基部における損傷の拡大が見られず 5.0 秒付近で解析を終了した。

一方、実験では、文献 4) より、(h) 図に示す 3.1 秒付近でひび割れが大きく発生し、その後かぶりコンクリートの剥落と軸方向鉄筋に座屈が生じたことが確認できる。

図-8 には、段落し部近傍からの曲げせん断破壊タイプである B 試験体に関する解析結果および実験結果を示している。(a), (b) 図に示す 1.04, 1.36 秒付近の結果より、引張側には柱頂部付近まで分散ひび割れが発生し

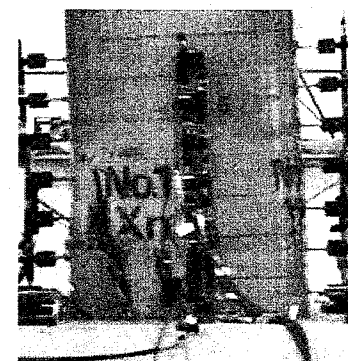
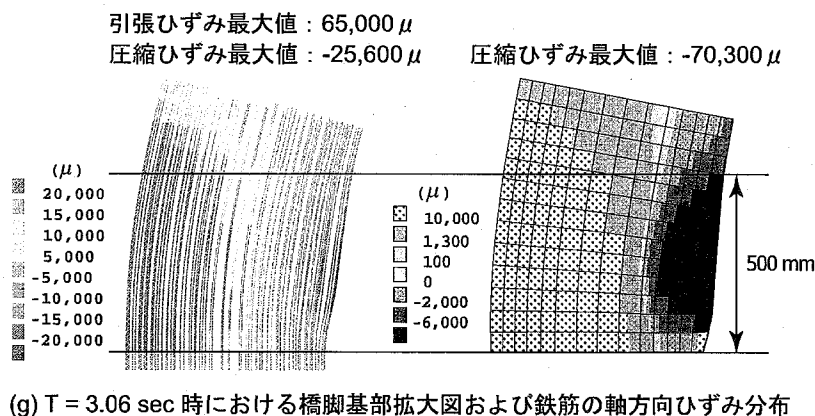
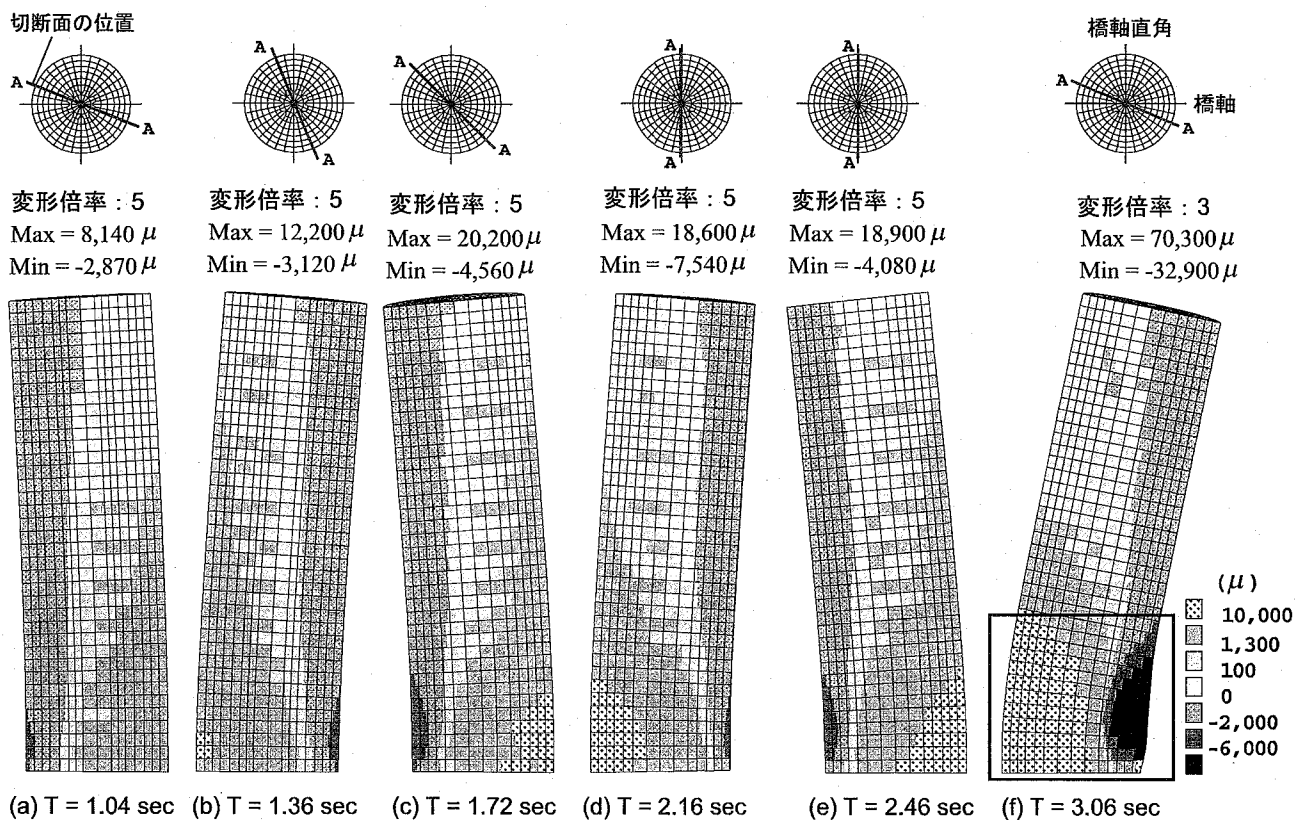


図-7 解析結果における橋脚高さ方向ひずみ分布および終局時付近の破壊状況写真 (A 試験体)

ていることが分かる。圧縮側には未だ 2,000 μ を超えるひずみが生じていない。(c) 図の 1.72 秒時点では、上段段落し部において、引張側には 10,000 μ 、圧縮側には 2,000 μ を超えるひずみが発生していることがうかがえる。その後、2.46 秒まで、引張破壊は主に上段段落し部に集中している。ただし、2.46 秒時点では、基部にも 10,000 μ を超えるひずみが発生している。(f) 図の 2.8 秒付近の解析結果より、上段段落し部と共に基部にも引張破壊が広い領域で発生し、段落し部の破壊から基部の破壊に推移していることがうかがえる。2.8 秒以後の解析では、基部の圧縮破壊および引張破壊が卓越し、図-8(f) と類似な破壊状況となっている。

実験では、2.8 秒付近において、(f) 図に示すように上

段段落し部に大きな曲げひび割れが発生している。その後、段落し部からせん断ひび割れが発生し、4.4 秒時点で (i) 図に示すように橋脚が激しく破壊した。

以上より、A 試験体に関する解析結果は、図-7(f) の 3.06 秒付近までは実験結果の破壊状況を概ね再現できることが明らかになった。なお、3.06 秒以降の解析に関しては、1) 圧縮破壊と引張破壊領域がこれ以上拡大していないこと、2) かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈を再現できないこと等より、本解析手法の適用範囲外の結果とした。同様に、B 試験体に関する解析においても、段落し部における曲げ破壊は再現できたが、その後のせん断破壊が再現できていないため、2.8 秒以降の解析結果は本解析手法の適用範囲外の結果とした。

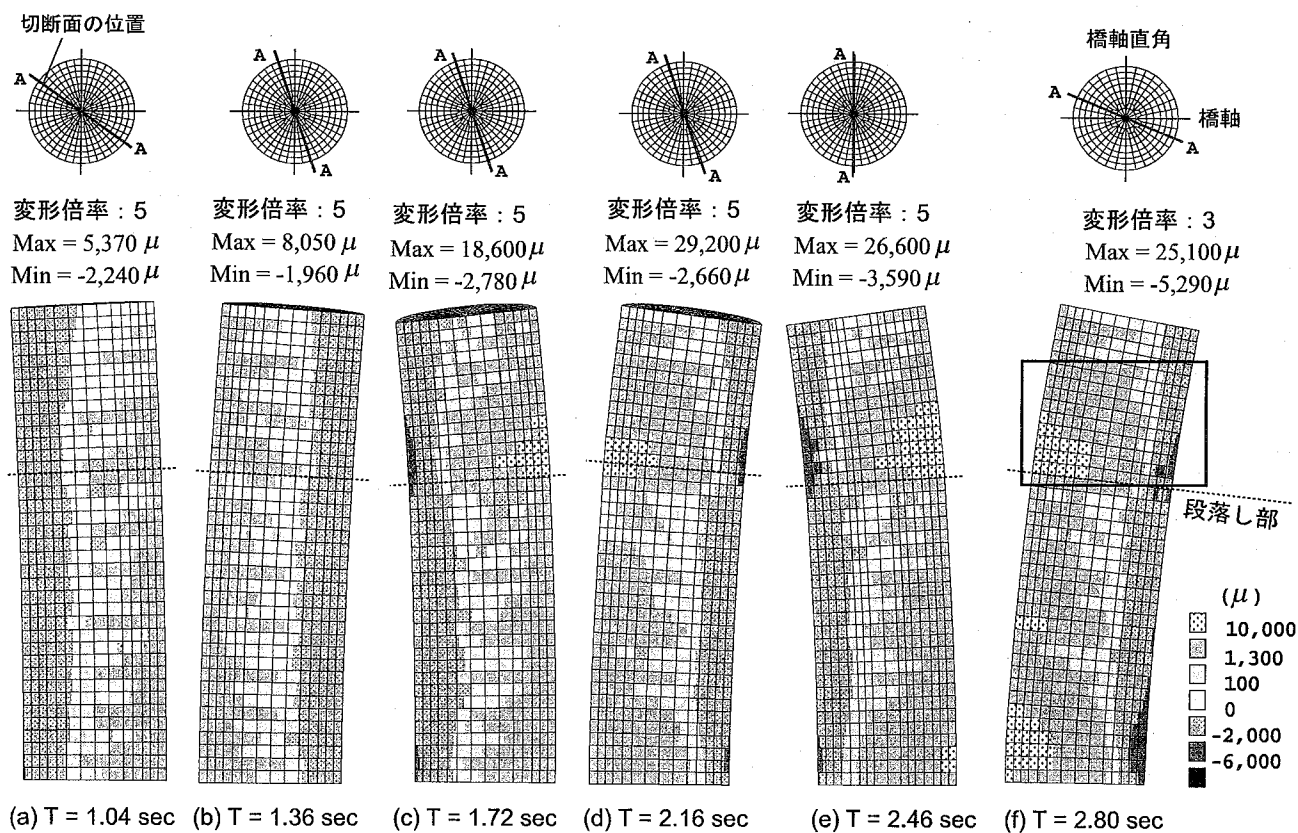


図-8 解析結果における橋脚高さ方向ひずみ分布および終局時付近の破壊状況写真 (B 試験体)

5. まとめ

本研究では、多方向地震動を受ける RC 橋脚の地震応答や破壊形式を再現可能な数値解析手法の提案を目的に、基部曲げ破壊タイプと段落し部からの曲げせん断破壊タイプの 2 体の RC 橋脚に対して地震応答解析を行い、実験結果と比較することにより解析手法の妥当性検討を行った。検討の結果、本研究で提案の解析方法を用いることにより、本 RC 橋脚模型の地震応答特性や終局直前までの損傷状況を大略再現可能である。しかしながら、終局時の破壊モードは未だ適切に再現できない。

謝辞 本研究は、第一著者が室蘭工業大学に在籍中に実

施したものであり、共著者が E-defense における実大 RC 橋脚模型の振動台実験に向けた数値解析法の確立に関する検討委員会 WG の一員として、縮小模型を用いた実験結果を対象に実施したものである。実測波形等を提供頂いた関係各位に、この場を借りて感謝する次第である。

参考文献

- 1) 川島一彦, 星隈順一, 運上茂樹: 鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp. 83-95, 1995.
- 2) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 (土木学会, 地盤工学会, 日本機械学会, 日本建築学会, 日本地

- 震学会)：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 第1章 橋梁, 土木学会, 1996.
- 3) Nonlinear Analysis User's Manual (7.2), TNO Building and Construction Research.
- 4) 界 淳一, 運上茂樹, 右近大道：兵庫県南部地震における RC 橋脚の被災再現のための振動台実験, 地震工学論文集, Vol.29, 2007.
- 5) Kent, D. C., and Park, R. : "Flexural members with confined concrete." J. Struct. Div. ASCE, 97(7), pp. 1969-1990, 1971.
- 6) 張 広鋒, 岸 徳光, 西 弘明, 小室雅人：3D-FEM による円形断面 RC 橋脚の弾塑性地震応答解析, 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.79-84, 2007.02.
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書 (2002 年制定) 構造性能照査編, 2002.