

RC橋脚の実大模型を用いた曲げせん断破壊型 震動破壊実験の数値シミュレーション

土屋 智史¹・佐々木 智大²・梶原 浩一³・矢部 正明⁴

¹正会員 博（工） 株式会社コムスエンジニアリング（〒113-0023 東京都文京区向丘1-1-17）

²正会員 博（工） 株式会社大林組 技術研究所 構造技術研究部（〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640）
（研究当時：防災科学技術研究所 地震減災実験研究部門 兵庫耐震工学研究センター）

³正会員 博（工） 国立研究開発法人防災科学技術研究所 地震減災実験研究部門 兵庫耐震工学研究センター（〒673-0515 兵庫県三木市志染町三津田字西亀屋1501-21）

⁴正会員 博（工） 株式会社長大 構造事業本部（〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730）

1. はじめに

E-Defenseを用いた実大RC橋脚震動破壊実験では、1970年代に建設された基部で曲げ破壊するRC橋脚を対象としたC1-1実験¹⁾と、やはり1970年代に建設された段落し部で曲げ損傷を起点としてせん断破壊するRC橋脚を対象としたC1-2実験²⁾、1995年兵庫県南部地震でRC橋脚に生じた甚大な被害を受けて改訂された耐震設計基準で設計されたRC橋脚を対象としたC1-5実験²⁾が行われている。C1-1実験、C1-5実験はともに、曲げ損傷を対象としているため、平面保持則を基本としたファイバー要素を用いた解析でも、損傷が大きく進展しない範囲ならば、実用上十分な精度でその挙動を動的解析で追跡できることが報告¹⁾²⁾されている。しかし、せん断破壊を対象としたC1-2実験は、平面保持則を基本としたファイバー要素では直接評価することができないため、非線形有限要素による必要がある。

本報告は、E-Defense C1-2実験を対象に、東京大学コンクリート研究室で開発中の3次元有限要素非線形解析コードCOM3 version9.11（研究版）^{4)~8)}を用いて動的解析を行い、動的なせん断破壊実験の再現度合いを検討した。

なお、E-Defenseでは、C1-2実験を対象に、事前解析コンテストが行われており、そのときの審査対象は、破壊モードや破壊時刻の判定精度であった⁹⁾。本報告でも、破壊モードと破壊時刻を解析と実験で



写真-1 C1-2 実験が対象としたせん断破壊

比較した後、加震開始からせん断破壊が生じる時点までに計測された地震応答に対する解析結果の再現性について検討した。

2. C1-2実験の概要と解析条件

C1-2実験で対象としたRC橋脚は、1995年兵庫県南部地震で段落し部でせん断破壊した阪神高速道路3号神戸線の西宮市甲子園高潮町にあった西P167橋脚である。写真-1に示すように、単純鋼鈑桁を支持する架け違い部の橋脚であった。

写真-2は、E-Defense C1-2実験の全景である。ここでは、写真に示す実験状況を図-1に示すように、モデル化した。モデル化は、C1-2橋脚と桁とその上に載る錘、固定支承と橋脚天端に設置された転倒防止装置および可動支承、桁を支えるフレームを対象



写真-2 E-Defense C1-2 実験加震後の全景

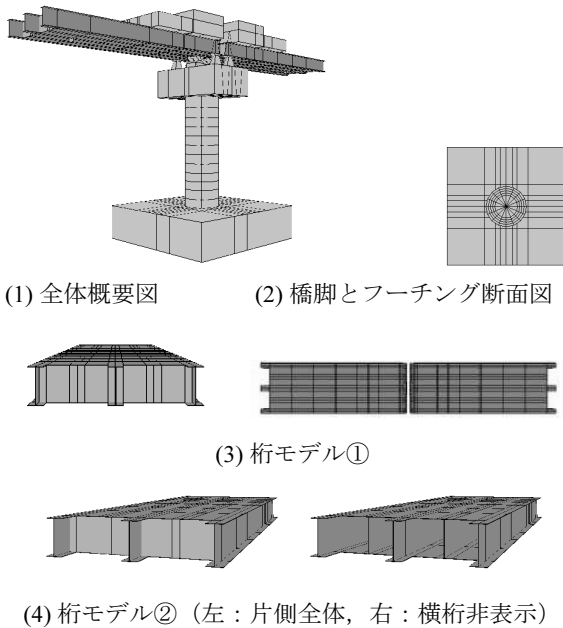


図-1 3次元有限要素によるC1-2実験のモデル化

に行った。要素は、20節点アイソパラメトリック要素を基本としたが、桁は積層シェル要素、可動支承と桁を支えるフレームは、ばね要素に集約した。橋脚は、RC/無筋コンクリート要素を用いて、鉄筋配置に応じて要素分割を行った。上部構造や支承を直接支持している張出横梁部は、弾性要素とした。橋脚の断面形状は円形であるが、解析モデルは、16角形で近似した。橋脚基部とフーチングの間には、接合部での局所変形を考慮するための接合要素を配置した。転倒防止装置も圧縮力のみを伝達する接合要素を用いた。コンクリートの引張軟化（無筋部）と圧縮軟化特性は、要素寸法に応じて定めた。軸方向鉄筋の座屈や破断は考慮していない。

C1-2実験に用いたRC橋脚は、径1.8m、全高さ9.3m（フーチング1.8m、脚柱躯体6.0m、横梁部1.5m）で、軸方向鉄筋はD29が用いられ脚柱基部から1.86m区間は2.5段配筋（外側32本-中間32本-内側

16本）、基部から1.86～3.86m区間は2.0段配筋（外側32本-中間32本）、基部から3.86mより上部は1.0段配筋（外側32本）と段落しがされている。帯鉄筋は、D13が用いられている。解析モデルに与えたコンクリートと鉄筋の材料特性値は、全て実験に用いた供試体製作時の同一材料を対象に行った試験結果³⁾に基づいて定めたものである。以下に、解析モデルに与えた材料特性値を示す。

橋脚上側段落し位置より上部にあるコンクリートは、圧縮強度 28.4N/mm^2 、引張強度 1.80N/mm^2 、弾性係数 25.3N/mm^2 である。橋脚上側段落し位置より下部にあるコンクリートは、圧縮強度 33.1N/mm^2 、引張強度 1.93N/mm^2 、弾性係数 28.9N/mm^2 である。フーチングのコンクリートは、圧縮強度 34.3N/mm^2 、引張強度 1.87N/mm^2 、弾性係数 27.9N/mm^2 である。ポアソン比は0.2、RCの単位体積重量は 24.5kN/m^3 とした。外側に配置された軸方向鉄筋は、降伏強度 378.67N/mm^2 、弾性係数 198.67kN/mm^2 、引張強度 568.0N/mm^2 、引張強度時ひずみ24.0%である。中間に配置された軸方向鉄筋は、降伏強度 369.33N/mm^2 、弾性係数 193.33kN/mm^2 、引張強度 551.0N/mm^2 、引張強度時ひずみ24.0%である。内側に配置された軸方向鉄筋は、降伏強度 369.33N/mm^2 、弾性係数 193.33kN/mm^2 、引張強度 551.0N/mm^2 、引張強度時ひずみ24.67%である。外側に配置された帯鉄筋は、降伏強度 401.67N/mm^2 、弾性係数 189.00kN/mm^2 、引張強度 576.33N/mm^2 、引張強度時ひずみ22.0%である。中間と内側に配置された帯鉄筋は、降伏強度 386.67N/mm^2 、弾性係数 190.67kN/mm^2 、引張強度 542.67N/mm^2 、引張強度時ひずみ23.67%である。なお、軸方向鉄筋の段落し位置は図面通りとし、定着長区間を差し引くことは行わずにモデル化している。

桁に用いられているH鋼と錘の弾性係数は 200kN/mm^2 とした。可動支承は、初期剛性 $K_1 = 106\text{kN/m}$ 、摩擦係数0.12に相当する水平力で2次剛性 $K_2 = K_1/1000$ に移行するようにモデル化した。

なお、C1-2実験の詳細は文献3)、3次元有限要素非線形解析コードCOM3の詳細は文献4)と5)を参照されたい。

3. 破壊モードと破壊時刻の再現性

図-2は、加震開始から20秒間の変位計によって計測された橋脚頂部位置応答変位と解析結果を比較したものである。実験時の映像によれば、加震開始から6.87秒でせん断破壊が生じていることと、写真-2に示すように、供試体周辺には、RC橋脚がせん断破壊した際に、桁が加震台上に落下しないように、

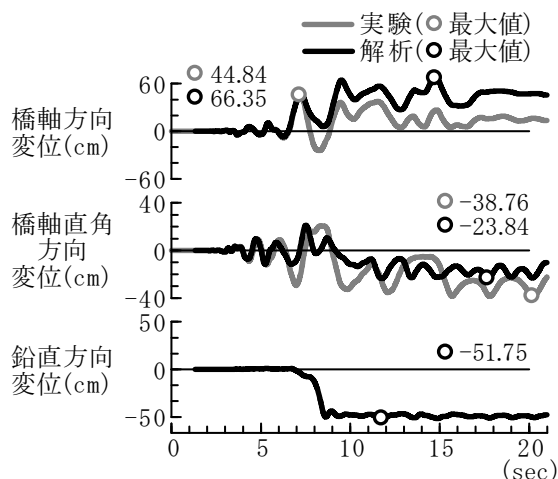


図-2 橋脚頂部の応答変位

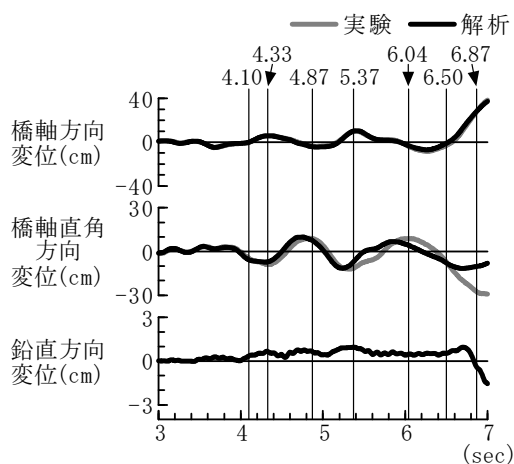


図-3 上部段落し部で損傷が生じ始めてせん断破壊するまでの橋脚頂部応答変位

鋼製フレームが組まれており、せん断破壊後は、RC橋脚の張出横梁部がそのフレーム上に落下しており、図-1に示した解析モデルとは異なる状態となっていることから、加震開始からせん断破壊が生じるまでの約7.0秒間に着目して、実験結果と解析結果の比較を行う。

図-3は、図-2の中から加震開始から7.0秒間だけを取り出したものである。図中に示した時刻は、佐々木によって整理された上部の段落し部にひび割れが発生してそれが進展し、せん断破壊が生じるまでの事象に着目した時間³⁾である。動的解析でも、図-3に示す時間毎に、変形図や最大主ひずみ分布図を出力した。

図-4は、加震開始後6.04秒と6.50秒の映像と動的解析より得られた最大主ひずみ分布（引張が正）を重ねた変形図（変形を10倍に拡大）である。6.04秒時の映像では上部の段落し部の全周にひび割れが生じており、そこを起点に斜め方向のひび割れも生じ

ている。さらに、外縁のかぶりコンクリートが剥落し始めている。動的解析では、上部段落し部全周に引張主ひずみが生じており、矩形の要素形状もゆがんでいるものがある。動的解析では、SE面に基部の上方に大きな引張主ひずみが生じているが、6.04秒以後もこの引張主ひずみは外縁から進展することがないので、曲げ損傷に起因するものと考えられる。

6.50秒時の映像では上部の段落し部を起点とした斜めひび割れがより進展し、かぶりコンクリートが剥落する範囲も広がっている。動的解析では、上部段落し部周辺の状況は6.04秒から有意な変化を確認することができないが、橋脚基部直上の要素に引張主ひずみが生じている。

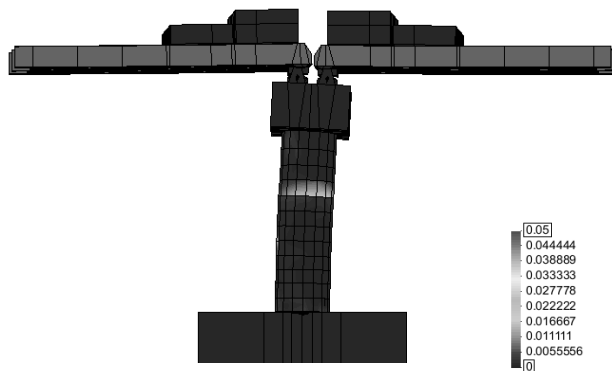
図-5は、せん断破壊が生じた6.87秒の映像と動的解析より得られた最大主ひずみ分布と変形図（変形を10倍に拡大）である。映像、動的解析ともに、上部段落し部でせん断破壊が生じていることが分かる。

3次元有限要素を用いた非線形動的解析から鉄筋やコンクリートの応力-ひずみ関係の情報を抽出することをここでは行っていないため、計測された鉄筋のひずみと動的解析結果を比較していないが、動的解析より得られた変形図と最大主ひずみ分布より、3次元有限要素非線形解析コードCOM3は、C1-2実験の破壊モードと破壊時刻を再現できていることがわかる。

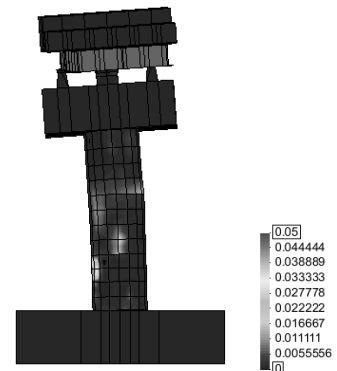
4. 地震応答変位と地震応答加速度の再現性

図-6と図-7は、橋脚頂部の応答変位波形のフーリエスペクトルを実験と解析で比較したものである。フーリエスペクトルは、加震開始から約20秒間のデータ全てを用いた場合と、加震開始から図-3に示す着目時間までのデータを用いた場合を示している。図-6に示す橋軸方向変位のフーリエスペクトルは、実験と解析はよく一致していることがわかる。図-7に示す橋軸直角方向の変位は、加震開始から6.04秒以降は、フーリエスペクトルの卓越ピークが解析の方が実験よりも小さくなっていることがわかる。特に、せん断破壊が生じた6.87秒時点では、フーリエスペクトルの形状は実験と動的解析で近似しているが、振幅の大きさは、実験の方が明らかに大きいことがわかる。前述したように、6.04秒付近から上部の段落し位置で斜めひび割れが生じはじめていることから、実験結果と動的解析結果に差が生じたと考えられる。

図-8は、橋脚頂部の応答加速度波形を実験と動的解析で比較したものである。図に示した最大値が動的解析で大きいのは、スパイク状の異常値が瞬間的

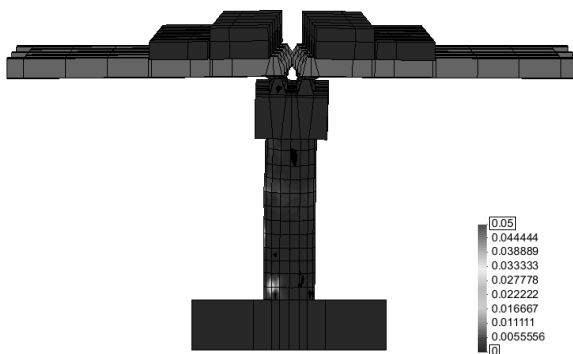


(a) NW

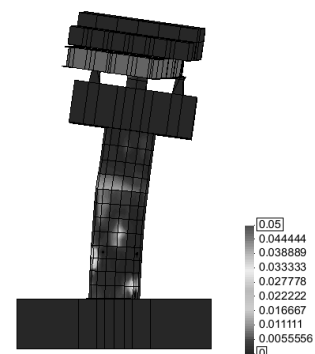


(b) SE

(1) 実験時映像と変形図 6.04 秒



(a) NW



(b) SE

(2) 実験時映像と変形図 6.50 秒

図-4 加震開始後 6.04 秒（斜めひび割れ発生時）と 6.50 秒（めひび割れ進展時）の映像と解析結果の比較

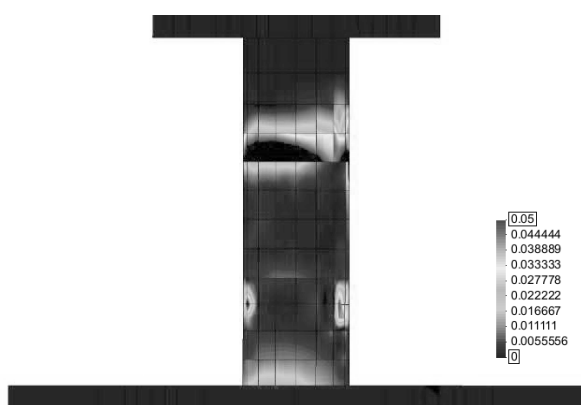


(a) NW

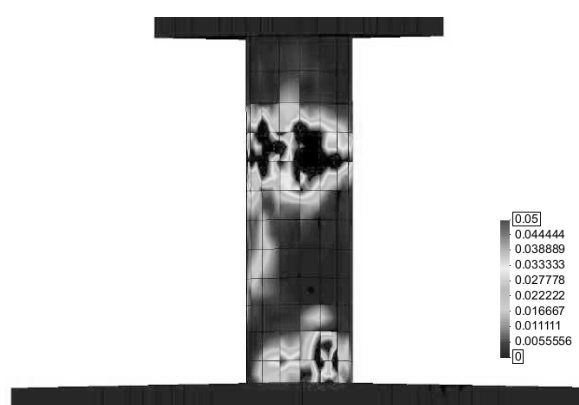


(b) SE

(1) 実験時映像 6.87 秒

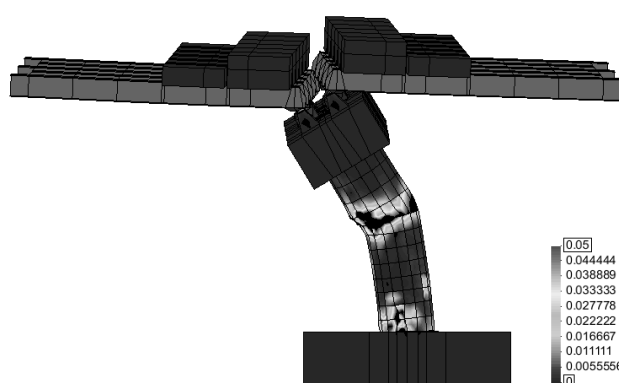


(a) NW

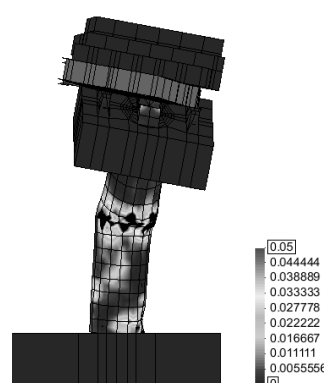


(b) SE

(2) 最大主ひずみ分布 6.87 秒



(a) NW



(b) SE

(3) 変形図 6.87 秒

図-5 加震開始後 6.87 秒（：上部段落し部でせん断破壊が生じる）時点での映像と解析結果の比較

に生じているからである。そのようなスパイク状の瞬間値を無視して、主要な加速度振幅を図示したのが図-8である。橋軸直角方向の応答加速度に位相のずれが見られるが、動的解析は、加速度波形の主要な振幅は再現できていることがわかる。

図-9と図-10は、加震台上で計測した加速度と橋脚頂部の加速度から求めた伝達関数である。周期 0.2秒よりも短周期域は、動的解析は実験を再現で

きていないが、C1-2実験で対象としたRC橋脚の地震応答を表している周期0.2秒より長周期域では、伝達関数の増幅率は動的解析の方が小さいが、その形状は、概ね再現できていることがわかる。ただし、変位のフーリエスペクトルと同様に、橋軸直角方向の0.0～6.87秒間のデータを用いた伝達関数は、周期 0.6秒から1.5秒の領域で実験結果と動的解析結果に大きな差が生じている。

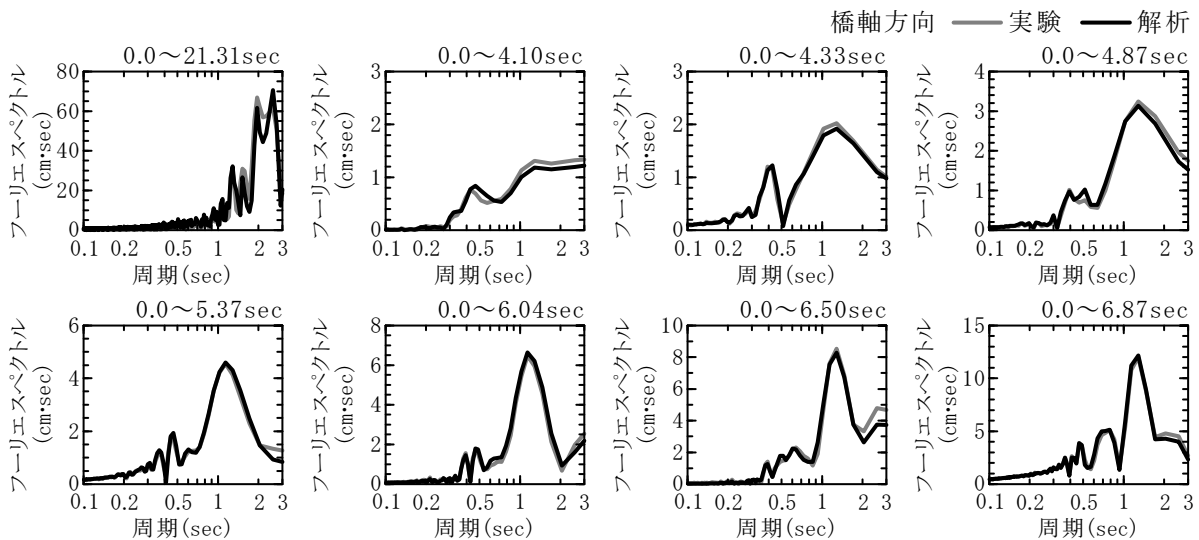


図-6 橋脚頂部の橋軸方向応答変位のフーリエスペクトルの再現性

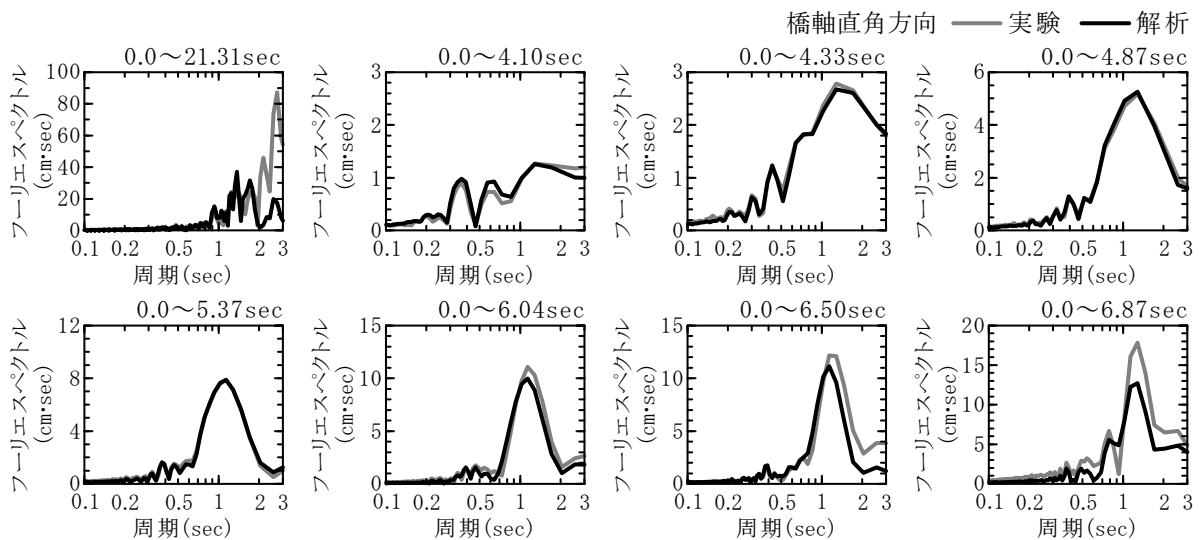


図-7 橋脚頂部の橋軸直角方向応答変位のフーリエスペクトルの再現性

5. まとめ

E-Defenseを用いた実大RC橋脚のせん断破壊実験C1-2実験を、3次元有限要素非線形解析コードCOM3を用いて動的解析を行った結果、破壊モードと破壊時刻をほぼ再現できることが確認された。実験時に計測された橋脚頂部の応答変位と応答加速度も、せん断破壊の起点となる斜めひび割れが生じるまでは、解析結果は、応答変位と応答加速度を概ね再現できており、斜めひび割れが生じ始めるあたりから解析結果の応答変位や応答加速度の再現性が低下し始めるが、せん断破壊が生じる時までは、実用上許容できる精度で応答変位と応答加速度を再現できていることがわかる。

新設の橋梁は、せん断破壊型の損傷が先行するよ

うなRC橋脚は、よほどの制約がなければ設計（建設）されることはないが、既設橋梁の中には、設計計算式による判定では、せん断破壊が生じると判定されるものが数多くある。設計計算式のような安全側の評価式を用いても、補強設計が成り立つ場合には問題ないが、設計計算式を満足させるために、既設橋梁に無理な補強を強いるような場合には、3次元有限要素非線形解析コード等を用いて、既設橋梁の実力を見極めることによって、無理のない合理的な補強設計が可能となる。

最後に、本報告で実施した3次元有限要素非線形解析コードを用いた動的解析が、せん断破壊実験を再現できた理由の1つに、RC橋脚を構成するコンクリートと鉄筋に関する材料特性値が全て、試験によって提供されていたことを忘れてはならない。

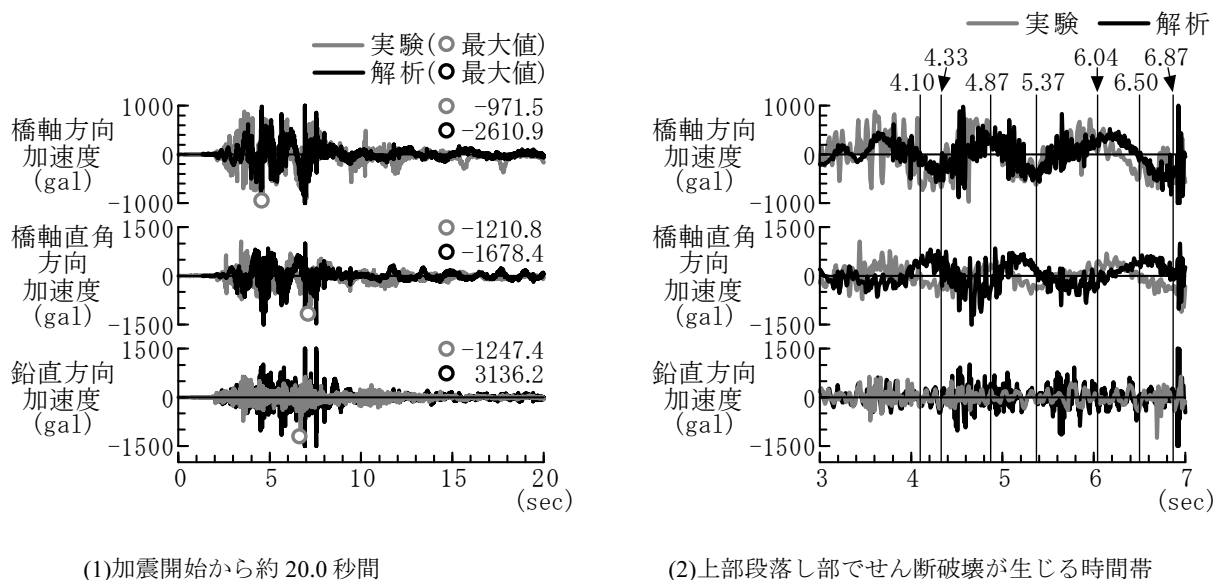


図-8 橋脚頂部の応答加速度波形の再現性

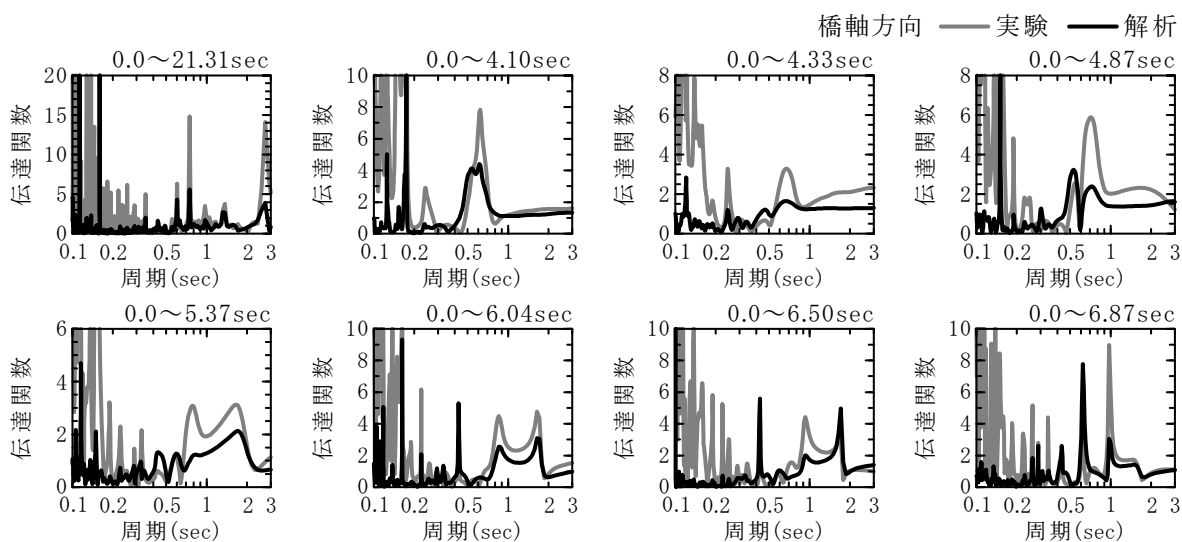


図-9 橋軸方向の伝達関数（橋脚頂部加速度／加震台上加速度）の再現性

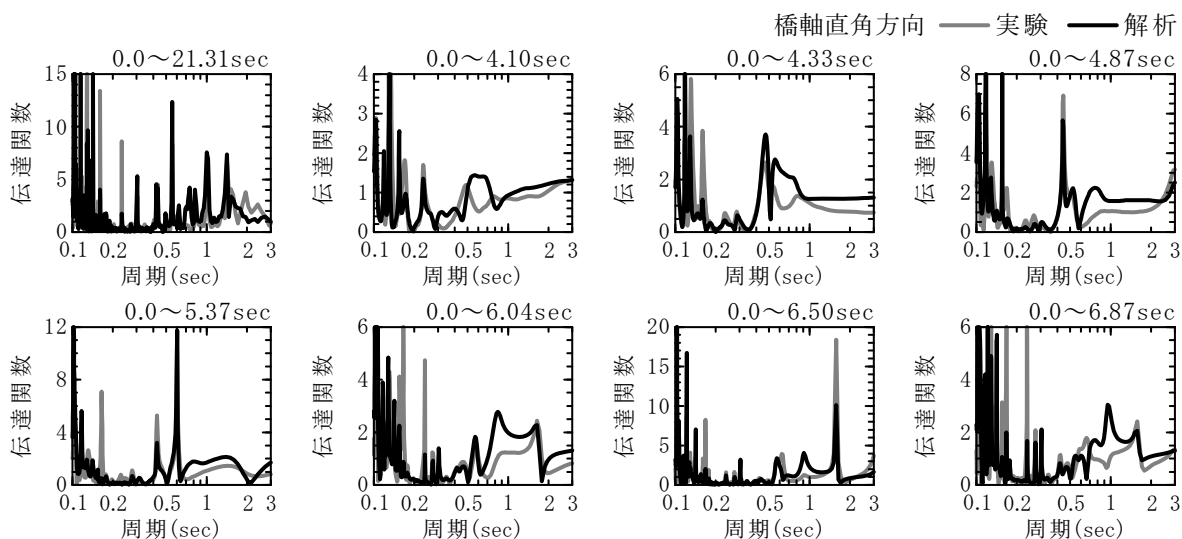


図-10 橋軸直角方向の伝達関数（橋脚頂部加速度／加震台上加速度）の再現性

付録 解析手法の概要

解析コードCOM3では、アクティブブラック法に基づく非直交多方向固定/分散ひび割れモデルにより、ひび割れを表現している^{4)~8)}。これは任意の載荷経路依存性を考慮した、ひび割れを内在する有限体積に適用される鉄筋コンクリート(以下、RCとする)要素の平面材料構成則^{4),5)}を3次元に拡張したものである。

RC 平面モデルは、複数の微細なひび割れの挙動を有限体積上で平均化することにより、有限要素の平均ひずみ-平均応力関係を規定する(分散ひび割れモデル)。ひび割れ以後のひび割れ開口方向の直応力およびひび割れ面に沿ったせん断応力伝達機構、鉄筋とコンクリート間の付着とひび割れ位置での鉄筋の塑性局所化は、すべて有限要素の平均ひずみ-平均応力関係を導出する中で考慮されている。これをひずみ経路に沿って経路積分することにより、応力を算定する。あわせて塑性・損傷状態を定量的に算出することが可能である。

上述の通り、モデル化に際しては、鉄筋配置に応じて、鉄筋との付着が影響する RC 要素と影響しない無筋コンクリート要素に分割して設定する²⁰⁾。無筋コンクリート要素は鉄筋比が 0 の RC 要素として取り扱うが、コンクリートの引張破壊エネルギーと要素寸法から、応力ひずみ関係の軟化勾配を要素毎に設定する。本検討のようにせん断破壊が生じる RC 構造を対象とする場合には、このような処置が重要となる^{4),8)}。

謝辞：本検討を行うに際し、東京大学大学院工学系研究科前川宏一教授より解析コードCOM3をお借りしました。厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 右近大道，梶原浩一，川島一彦，佐々木智大，運上茂樹，堺淳一，高橋良和，幸左賢二，矢部正明：E-Defenseを用いた実大RC橋脚（C1-1橋脚）震動破壊実験研究報告書-1970年代に建設された基部曲げ破壊タイプのRC橋脚震動台実験-，防災科学技術研究所研究資料第331号，2009。
- 2) 右近大道，梶原浩一，川島一彦，佐々木智大，運上茂樹，堺淳一，高橋良和，幸左賢二，矢部正明，松崎裕：E-Defenseを用いた実大RC橋脚（C1-5橋脚）震動破壊実験研究報告書-現在の技術基準で設計したRC橋脚の耐震性に関する震動台実験及びその解析-，防災科学技術研究所研究資料第369号，2012。
- 3) Tomohiro Sasaki : Seismic Performance of RC Bridge Columns based on Large-scale Shake Table Experiments,

東京工業大学学位論文，2010。

- 4) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H.: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press, London, 2003.
- 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，技報堂出版，1991。
- 6) 前川宏一，土屋智史，福浦尚之：鉄筋コンクリートの非線形解析の現況と耐震性能照査法の構築に向けた今後の取り組み，第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，土木学会鋼構造委員会，1999。
- 7) Satoshi Tsuchiya , Koichi Maekawa and Kazuhiko Kawashima : Three-Dimensional Cyclic Behavior Simulation of RC Columns under Combined Flexural Moment and Torsion Coupled with Axial and Shear Forces, *Journal of Advanced Technology*, Vol.5, No.3, pp.409-421, 2007.
- 8) 土木学会コンクリート委員会：2012年制定，コンクリート標準示方書〔設計編：標準〕，9編 非線形有限要素解析による照査，pp.439-494，2013。
- 9) 田中浩一，穴吹拓也，米澤健次：段落しを有する実大RC橋脚の振動台実験を対象とした破壊予測解析，第13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.137-144，2010。
- 10) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，pp.89-99，1995。