

RCラーメン橋脚の動的弾塑性解析法に関する検討

幸左賢二¹・森尾 敏²・宮本文穂³

¹正会員 Ph.D 阪神高速道路公団 工務部設計課 (〒541 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

²正会員 工学博士 (株)奥村組 電算センター (〒545 大阪市阿倍野区松崎町2-2-2)

³正会員 工学博士 山口大学教授 工学部知能情報システム工学科 (〒755 宇部市常盤台2557)

1. 概要

兵庫県南部地震以後、動的解析の必要性が認識され、各所で、構造解析汎用プログラム（RESP, TDAP, DYNA等）による非線形動的解析を用いた耐震照査が実施されている。このような耐震照査を有効に行うためには、適切な精度を有する解析モデルの作成、解析目的に合致した非線形モデルの選定等、解析法、耐震設計基準をその詳細に立ち入って理解し、解釈・運用を弾力的かつ適正に行う必要がある。

本論文では、RCラーメン橋脚を対象にして非線形動的解析に影響を及ぼすと考えられるいくつかの要因を取り上げ、これらのパラメトリック解析から各種解析パラメーターの影響について考察する。ここで、RCラーメン橋脚を対象にしたのは、単柱式 RC 橋脚の耐震設計は地震時保有水平耐力法が主体であり、非線形動的解析の適用は限定されると判断したためである。

2. 解析対象橋脚

昭和41年に建設された既設 RC 2方向ラーメン橋脚（3径間連続ラーメンT桁橋）¹⁾の鋼板巻立て（厚さ $t = 9\text{mm}$ ）補強後の橋軸直角方向断面を解析対象とする。図-1に解析モデルを示す。図中、1～21は節点番号、①～⑯は要素番号であり、太線は柱幅、フーチング高さを剛域としてモデル化したものである。また、下端のパネは、杭及び地盤をモデル化したもので、水平、鉛直、回転の3成分を有する。

ここで、補強後の橋脚を解析対象としたのは、補強前の橋脚は、地震動の早い時期にせん断破壊が生じ¹⁾、それ以降の解析が意味のないものになるためである。

3. 基本的解析条件

以下に基本的な解析条件を示す。入力地震波、部材の弾塑性特性等の設定は、「復旧仕様²⁾」に基づいてい

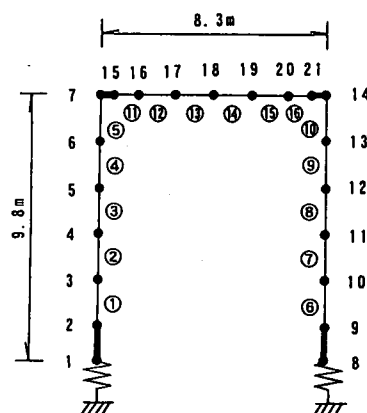


図-1 解析モデル

る。この条件に基づく解析を基本ケースとし、非線形動的解析に影響を及ぼすと考えられるいくつかの要因を取り上げ、各種解析パラメーターの影響を調べる。

当該地盤はⅡ種地盤と判定されたため、「復旧仕様」に基づき、入力地震波としてJR鷹取・EW成分（ $\text{Max} = 666.02 \text{ gal}$ ）を用いる。直接積分方法はNewmark β 法（ $\beta = 1/4$ ）、積分時間きざみは $\text{dt} = 0.001 \text{ s}$ 、地震継続時間は10秒間とする。収束計算はNewton-Raphson法を用い、エネルギーによる収束判定（許容値 $= 0.001$ ）を行う。減衰マトリックスは、 $[C] = \sum 2h_i K_i / \omega_i$ を用い、各要素の減衰定数 h_i を評価した剛性比例型とする。ここに、 ω_i は1次固有円振動数、 K_i は要素剛性マトリックスである。要素減衰定数 h_i は、道路橋示方書³⁾に基づき、RC部材を0.02、杭・地盤パネ（水平、鉛直、回転）を0.15とする。

RC部材は、材軸直交分割要素（4分割）を用い、曲げモーメント～曲率関係（ $M \sim \phi$ 関係）の骨格曲線は「復旧仕様」に基づくTri-linear型、履歴特性は武田モデル（ $\gamma = 0.4$ ）を用いる。ただし、 $M \sim \phi$ 関係を求めるにあたり、橋脚については上部構造重量を評価し、上部梁については軸力 $= 0$ として算定した。軸力と曲げの相関、部材のせん断変形は考慮しないものとした。

杭・地盤パネ（水平、鉛直、回転）は、道路橋示方

表-1 解析ケース

解析ケース	解析内容
ケース1	線形弾性
ケース2	柱端部の部材 (①、⑤、⑥、⑩) 弾塑性
ケース3	柱部材すべて弾塑性 (基本ケース)
ケース4	柱、梁部材すべて弾塑性
ケース5	ケース3と同じ、杭・地盤バネ無し
ケース6	ケース3と同じ、柱端部の部材 (①、⑤、⑥、⑩) MN相関考慮
ケース7	柱端部に弾塑性回転バネ (材端剛塑性バネ法)
ケース8	レイレイ減衰 $[C] = \alpha [M] + \beta [K]$
ケース9	剛性比例型減衰 $[C] = 2 h [K] / \omega$, ($h = 0.0496$)
ケース10	質量比例型減衰 $[C] = 2 h \omega_c [M]$, ($h = 0.0496$)
ケース11	履歴特性は武田モデル ($\gamma = 0.0$)
ケース12	履歴特性は標準型
ケース13	履歴特性は原点指向型
ケース14	履歴特性は深田モデル

書³⁾に基づく線形バネを用いる。

4. 解析ケース

解析ケースは表-1の通りであり、前章の基本的条件に示した解析を基本ケース (ケース3) とする。

ケース1は全部材を線形弾性とした解析である。

ケース2～4では、 $M \sim \phi$ 関係の非線形性を評価する部材の違いが応答に及ぼす影響を調べる。

ケース5は下端の杭・地盤バネを取り除いた解析で、基本ケースとの比較から杭・地盤バネの効果を調べる。

ケース6では、橋脚端部の部材で曲げと軸力の相関を考慮する。ケース7では、弾塑性回転バネを橋脚上下端部に付加した材端剛塑性バネ法を用いる。

ケース8～10では構造 (粘性) 減衰の違い、ケース11～14では、 $M \sim \phi$ 関係の履歴特性の違いに着目する。

5. 解析結果

(1) 基本ケースの応答値

基本ケースの橋脚頂部 (節点7) の加速度、変位の時刻歴を図-2(a)に示す。最大加速度は、入力波の最大値より低下しており、約20 cm もの大きな残留変位がみられる。同図(b)に、橋脚上端 (⑤) の $M \sim \phi$ 関係を示す。上端では最大塑性率 $\mu = 11.95$ の大きな塑性変形が生じている。ここに、 μ は最大曲率 ϕ_{MAX} を降伏時の曲率 ϕ_y で除した値である。 ϕ_{MAX} の発生時刻は、図(a)の5.1秒付近の側の最大変位に対応する。一方、図は省略するが、橋脚下端は弾性挙動を示している。

(2) 線形解析と弾塑性解析 (基本ケース) の違い

ケース1～7の最大応答値を表-2に示す。

全部材線形弾性のケース1と基本ケースを比べると、ケース1の方が加速度は約2.5倍大きく、変位は1/4程度と小さい。これは、基本ケースでは、橋脚上端付近に著しい塑性変形が生じたことにより、橋脚の曲げ剛性が低下したためであり、耐震設計における断面耐力、

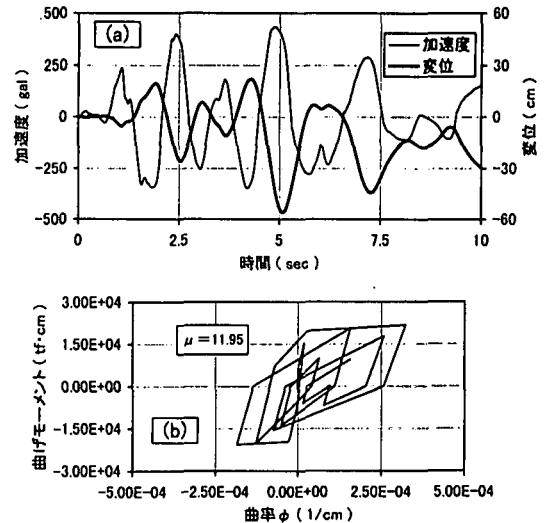


図-2 基本ケースの時刻歴応答、 $M \sim \phi$ 関係

表-2 最大応答 (加速度、速度、変位)

ケース	応答値	水平	鉛直	備考
1	ACC. (gal) VEL. (kine) DISP. (cm)	1098.23 103.28 14.13	122.22 10.00 1.38	線形弾性
2	ACC. (gal) VEL. (kine) DISP. (cm)	463.12 135.29 49.59	50.87 4.21 0.58	柱端部の部材のみ弾塑性 (①、⑤、⑥、⑩)
3	ACC. (gal) VEL. (kine) DISP. (cm)	423.97 151.28 56.14	68.46 3.37 0.55	柱部材すべて弾塑性
4	ACC. (gal) VEL. (kine) DISP. (cm)	424.61 152.22 56.41	49.53 3.37 0.55	柱、梁部材すべて弾塑性
5	ACC. (gal) VEL. (kine) DISP. (cm)	812.51 68.66 6.40	69.94 0.27 0.02	杭・地盤バネ無し
6	ACC. (gal) VEL. (kine) DISP. (cm)	420.26 153.05 59.20	54.67 3.19 1.17	柱端部の部材 MN 相関
7	ACC. (gal) VEL. (kine) DISP. (cm)	560.60 100.30 28.82	56.60 5.63 0.71	柱端部に弾塑性回転バネ

変形性能の照査に線形解析の適用が困難な事を示す。

(3) $M \sim \phi$ 関係の非線形性を評価する部材の影響

ケース2～4の結果から、 $M \sim \phi$ 関係の非線形性を評価する部材の違いが応答に及ぼす影響を調べる。表-2では、ケース2、3、4の順、すなわち、非線形性を評価する部材を増やすほど加速度は小さく、変位は大きくなる傾向がみられるが、その差は顕著ではない。これは、著しい塑性変形が橋脚上端部の要素付近に集中し、橋脚下端～中央部、梁部が比較的弾性的な挙動に近いことを示している。

(4) 杭・地盤バネの影響

杭・地盤バネを取り除いたケース5と基本ケースを比較すると、大きな違いがみられる。ケース5のほうで最大加速度は約1.9倍大きく、入力波の最大値より1.2倍増幅している。一方、変位はケース3の1/9程度とはるかに小さい。ケース5の橋脚頂部の加速度、変

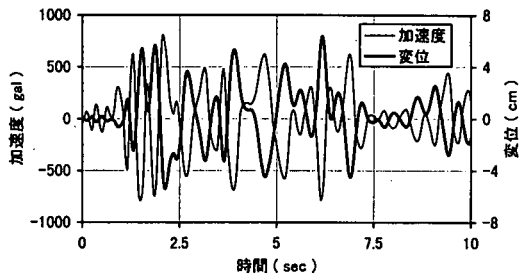


図-3 ケース5の時刻歴応答

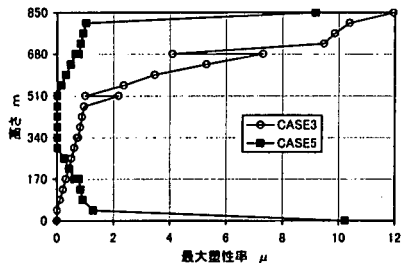


図-4 最大塑性率 μ の高さ方向分布

位の時刻歴を図-3に示す。ケース5では、残留変位も生じていない。図-2と比べ、ケース5で高振動数成分の卓越が特徴的である。これは、両者の1次固有振動数の違い（ケース3：1.41Hz、ケース5：4.03Hz）を反映しており、ケース3では、橋脚上端付近での著しい塑性変形による曲げ剛性の低下が橋脚の卓越振動数を更に低下させたことが考えられる。橋脚の $M \sim \phi$ 関係は省略するが、上下端とも $M \sim \phi$ 関係の第3勾配に至り、上端で $\mu = 9.16$ 、下端で $\mu = 10.23$ である。ケース3とケース5の μ の高さ方向分布を図-4に示す。

ケース3では約20 cmもの残留変位が生じているが、これは、図-4に示す橋脚上部での広範囲の強い塑性域の発生によるものである。このような広範囲の塑性域の発生は、塑性ヒンジ等のモデル化では表現できない現象であり、材軸直交分割法等による詳細な解析が必要であろう。なお、ケース3では、杭・地盤バネ剛性が橋脚剛性に比べ小さいため、橋脚下端がピン構造に近いものになっていることが予想される。これは、本高架橋特有の1柱1杭式ラーメン構造（パイロット構造）に起因すると考えられる。この結果、橋脚下端のモーメントが低下したものと推定される。

(5) MN相関の影響

橋脚端部のMN相関を考慮したケース6と基本ケースの最大応答を比べると（表-2）、橋脚頂部でケース6の最大加速度がやや小さく、変位は大きい。これは、ケース6の非線形化の程度がやや大きいことを示す。ただし、基本ケースとの差は小さく、本橋脚はMN相関の影響が比較的小さい構造である。ケース6の軸力と

曲げの相互作用図（MN相関）を図-5に示す。橋脚下端（①、⑥）では、応力点の軌跡はひび割れ曲線の内側にあり、弾性挙動を示している。

ケース6は他のケースと異なり、地震応答解析を行う前に上部構造重量を含めた（静的）自重解析を実施し、各部材の初期断面力（軸力、曲げモーメント）を設定している。この初期軸力下の $M \sim \phi$ 関係は、基本ケースの $M \sim \phi$ 関係と一致するように設定されている。

左右の橋脚の初期曲げモーメントは、⑤は+側、⑩は-側であり、地震動による最大曲げモーメントは⑤と同じ+側で生じる。このため、橋脚の最大曲げモーメントは⑤で生じている。ただし、最大塑性率 μ は、⑤で12.03、⑩で12.40であり、⑩の方がやや大きい。これは、⑩では地震動による+側のモーメントは軸力を低下させる方向に作用し、基本ケースより小さいモーメントの下で降伏に至る。このため ϕ_y も低下し、 $\mu = \phi_{MAX} / \phi_y$ で塑性化の程度をみると、モーメントの小さな⑩の方が塑性化の程度が大きくなることになる。

本解析では、ひび割れ～降伏、降伏～終局間の硬化係数（剛性低下率）は軸力に係わらず、一定としており、基本ケースの剛性低下率と一致させている。今後、これらの係数の効果についての検討も必要であろう。

(6) 材軸直交分割法と材端剛塑性バネ法の違い

表-2において、材端剛塑性バネ法によるケース7と基本ケースでは大きな違いがみられる。これは、材端剛塑性バネ法が以下の問題点を有しているためである。

本解法は、本来曲げモーメント分布が明確な部材の弾塑性挙動を簡単に（弾塑性を評価する自由度の数が少ない）表現するために提案された手法である。このため、部材断面性能に基づく $M \sim \phi$ 関係から、材端でのモーメント～回転角関係（ $M \sim \theta$ 関係）を決定するにあたり、部材軸方向モーメント分布等の仮定が必要である。この分布は、通常、逆対称、片持梁、一様分布等が考えられ、ケース7では、逆対称分布を仮定し

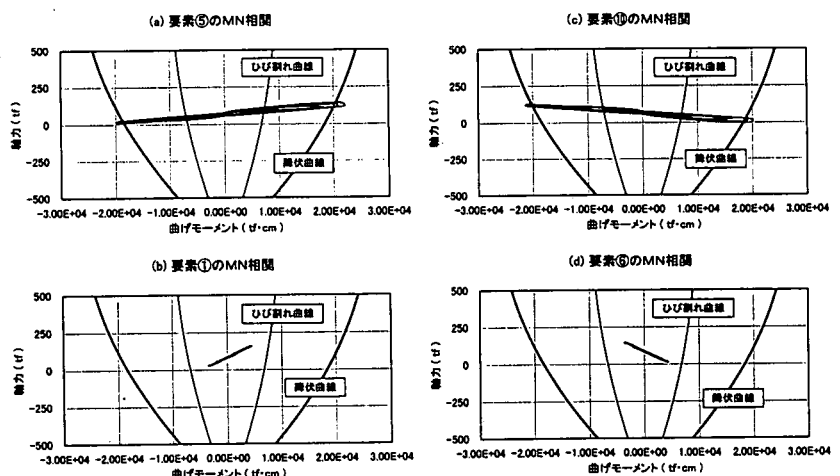


図-5 軸力と曲げの相互作用図（MN相関）

ている。しかし、モーメント分布が単純に設定できない場合、図-4のように塑性変形が広範囲に及ぶ場合は、本解法の精度はあまり高くない。このような場合、材軸直交分割法等による詳細な解析が必要である。

(7) 構造（粘性）減衰の影響

粘性減衰のタイプを変えたケース8～10の最大応答を図-6(a)に示す。本解析では、1次(1.41 Hz)の減衰定数をエネルギー比例型減衰定数に基づき、すべて $h=0.0496$ としており、これより高振動数域では、質量比例型<レイレイ型<剛性比例型の順に減衰が大きくなる。最大応答は、概ねこの傾向を反映している。特に、上下動のモードは一般に高振動数域で生じるため、剛性比例型減衰では、上下動応答が過小評価されることにも注意が必要である。どの減衰が最良かについては、今後の研究成果によらなければならないが、弾塑性解析も含めた数値解析の安定性が高く、比較的広範囲の振動数域での減衰が設定できることから、ケース8のエネルギー比例型レイレイ減衰が適したものと考えられる。

(8) 履歴特性の影響

履歴特性を変えたケース11～14の最大応答を図-6(b)、橋脚頂部(⑤)の $M \sim \phi$ 関係を図-7に示す。武田モデルは、最大変位と共に低下させる除荷剛性を加減することで、1サイクル中の履歴減衰（エネルギー消費量）を変えることができる。このパラメーターが γ であり、基本ケースにはRC部材の履歴特性として一般的に利用されている $\gamma=0.4$ を用いた。ケース11（武田型 $\gamma=0.0$ ）は基本ケースに比べ、除荷剛性が大きく、履歴減衰が増加する。このため、最大加速度、変位とも若干低下している。ケース12（標準型）は、Masing型の履歴則で復元力特性を表したモデルで、損傷に伴う剛性低下が起こらず、更に履歴減衰が大きい。最大応答の低下も著しい。ただし、ケース11、12の残留変形は、ケース3と同程度（図は省略）であり、本構造系では $M \sim \phi$ 関係の骨格曲線を同一にすれば、履歴特性の違いは残留変形にはあまり影響しない。

ケース13（原点指向型）は、せん断変形が卓越する部材の復元力特性として用いられ、損傷と共に剛性が低下するせん断挙動の特徴をとらえた簡単なモデルである。このモデルは履歴減衰が小さく、図-6(b)では、加速度、変位とも著しく増加している。しかし、除荷

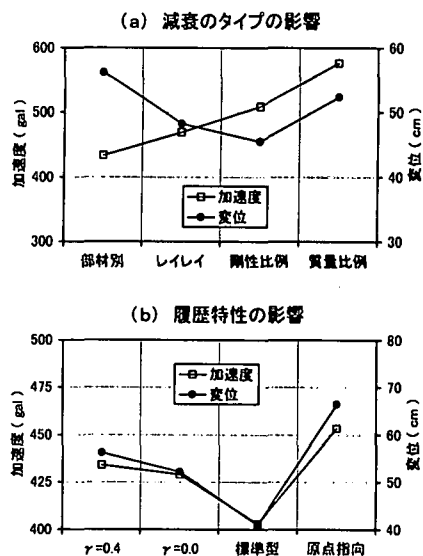


図-6 粘性減衰、履歴特性の影響

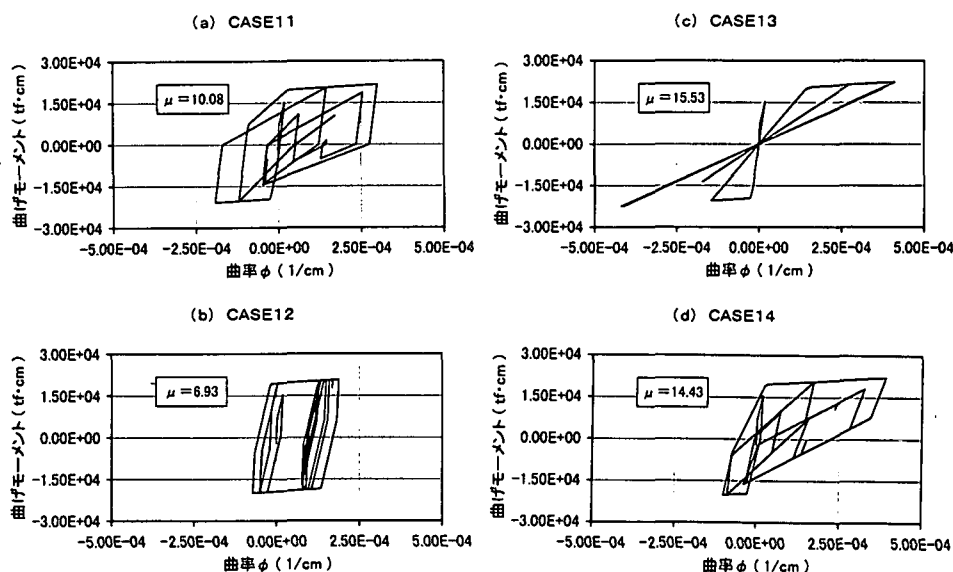


図-7 橋脚頂部(⑤)の $M \sim \phi$ 関係

時には原点に戻るため、残留変形まで含めて変形波形を再現する解析には適していない。

6. あとがき

今後、液状化を伴う地盤の剛性低下を評価した基礎構造のモデル化、複合荷重下での部材の復元力特性のモデル化、骨格曲線の負勾配域（ポストピーク域）での解析精度の向上等の検討を行い、骨組み構造解析の解析機能、精度をさらに向上させたい。

謝辞：本論文は土木学会関西支部阪神大震災調査研究委員会・コンクリート分科会（委員長：故藤井學京大教授、主査：小野紘一京大教授）での活動を基に作成した。関係委員に深謝します。

参考文献：1)：田坂他、橋梁と基礎、Vol. 31, No. 5, pp. 30-37
2)：日本道路協会、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に関する参考資料（案）、1995. 6
3)：日本道路協会、道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、IV下部構造編、1996. 12