

非線形動的解析によるコンクリートアーチ橋の耐震設計

松田宏¹・井上洋²・森拓也³・武村浩志⁴・幸左賢二⁵・永井篤⁶

¹正会員 日本電子計算株式会社 科学技術事業部 構造解析グループマネージャ（〒135-8388 東京都江東区東陽2-4-24）

²日本電子計算株式会社 科学技術事業部 構造解析グループ（〒135-8388 東京都江東区東陽2-4-24）

³正会員 株式会社 ピーエス 本社土木技術部 主任研究員（〒170-0004 東京都豊島区北大塚1-13-17）

⁴正会員 株式会社 ピーエス 本社土木技術部（〒170-0004 東京都豊島区北大塚1-13-17）

⁵正会員 Ph.D 阪神高速道路公団 工務部 課長補佐（〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3）

⁶住友建設株式会社 技術・設計部 主任（〒160-0007 東京都新宿区荒木町13-4）

1. はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、我が国の構造物に甚大な被害を引き起こした。橋梁においても、橋脚の倒壊、橋げたの落下をはじめ多数の大きな被害が発生した。この地震を契機に道路橋の耐震設計法は大幅な見直しがなされ、1996年12月に新しい耐震設計基準が制定された。新基準では、兵庫県南部地震での強震記録が設計地震入力として考慮されるようになり、また構造部材の非線形性の効果も含めた橋の地震時の挙動を適切に把握するために非線形動的解析を積極的に活用するように規定されている。しかし、新基準に準拠して非線形動的解析により耐震設計を行った例はまだ少なく、その適用に当たっての問題点や不明点も十分に解決しているとはいえないのが現状である。

本稿では、図-1に示すようなアーチ径間140mの比較的大規模なコンクリートアーチ橋を対象に新基準に

基づいて行った耐震設計¹⁾に対して、アーチ橋の耐震設計で問題となるアーチリブの軸力変動が与える影響について検討した結果を示すものである。なお、軸力変動を考慮しない場合の耐震設計結果については参考文献2)、3)を参照されたい。

2. 解析モデル

解析モデルは集中質点系による骨組モデルとした。エンドポスト、鉛直材と補剛桁の接合点は支承構造になっており、橋軸方向は可動、橋軸直角方向は固定である。アーチリブ、エンドポストはアーチアバットに剛結されており、このアーチアバットは硬岩に設置されているため、道路橋示方書に基づき、地盤ばねを無視したモデルとしている。節点数はいたずらに多くする必要はないが、部材剛性の急変部や塑性化が予想される部材では密にする必要がある。そこで塑性化が予想されるアーチリブスプリング部、クラウン部付

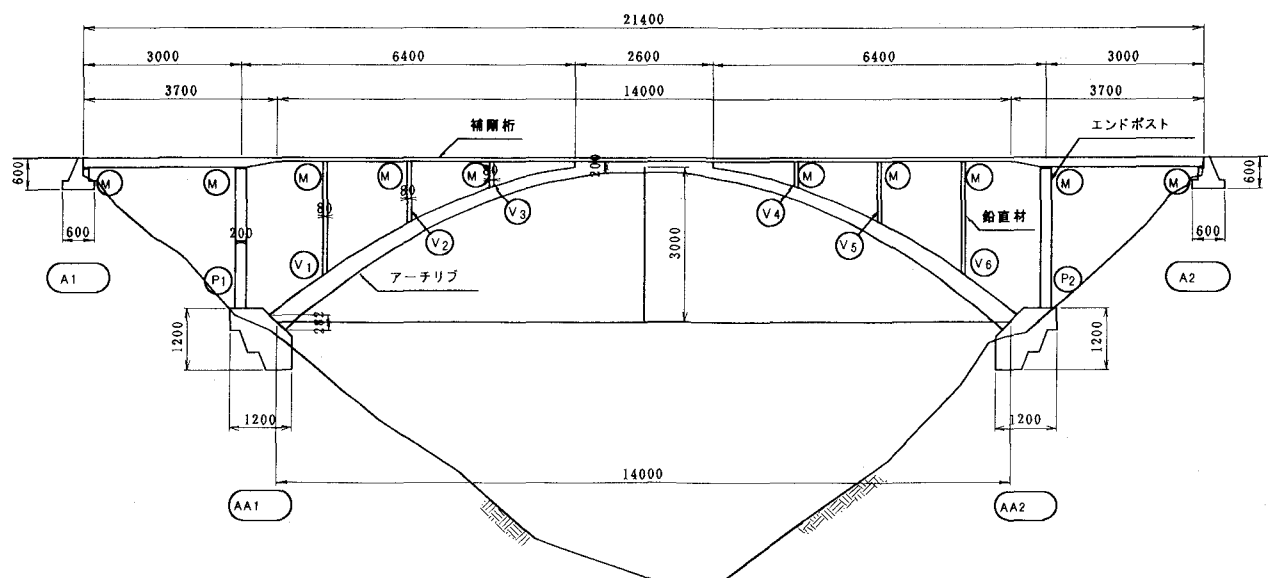


図-1 対象橋梁

近、エンドポストおよび鉛直材下端は、節点間隔が各部材厚の1/2程度になるようにした。

アーチリブ、エンドポスト、鉛直材は地震時に塑性化することが予想されるので、すべて非線形部材としてモデル化した。この際、非線形履歴特性モデルとしては、コンクリートのひび割れ、鉄筋の降伏、コンクリートの終局を考慮したトリリニア型の曲げモーメント～曲率関係（以下 $M\sim\phi$ 関係と呼ぶ）のスケルトンカーブとし、剛性低下型のトリリニアモデル（江戸型）とした。また、これらひび割れ、降伏、終局時の $M\sim\phi$ 関係に軸力変動の影響を考慮した。

一方、補剛桁はPC部材であることから弾性部材としてモデル化した。これは、プレストレスを導入した部材の降伏時以降の挙動については未解明の部分があることから、ここでは降伏しないように設計することとしたためである。この際、弾性部材の剛性としては、橋軸方向はコンクリート総断面の剛性、橋軸直角方向は降伏剛性を用いている。なお、本稿では橋軸方向の解析結果について示す。

3. 解析方法

我が国の道路橋の耐震設計では、1990 年からエネルギー一定則に基づく RC 橋脚の地震時保有水平耐力法という概念が導入され、これが 1995 年の兵庫県南部地震を経て、1996 年に改訂された道路橋示方書からは、震度法と並ぶ基本的な設計法として現在に至っている。この地震時保有水平耐力法は、動的な地震力を静的な地震力に置き換えて、エネルギー一定則を用いて非線形応答を求める方法である。しかしこの方法は、非線形性が複数箇所を生じる橋等で、エネルギー一定則の適用性が限定される場合には採用することができない。今回の解析対象であるアーチ橋も、地震時保有水平耐力法の適用性が限定される橋とされており、このような橋に対しては、動的解析によって耐震設計する必要がある。

また、アーチリブ部材のように曲げだけでなく軸力も同時に受ける場合、死荷重による軸力から大きく変動し、曲げ耐力が著しく変動することが考えられるため、軸力変動を考慮して解析を行うこととした。道路橋示方書 V 編では、門型鉄筋コンクリート橋脚に対して、死荷重時と終局時において作用軸力が大きく変動する可能性があることから、軸力変動を考慮した地震時保有水平耐力法による耐震計算を適用している。本稿で対象としたコンクリートアーチ橋のように、センタースパン長が 100m を越え、鉛直柱もエンドポストで 30m にも及ぶ場合、地震時発生軸力は初期軸力の $\pm 100\%$ 程度が発生し、曲げ耐力も $\pm 50\%$ 変化する可能性が高い。

軸力変動を考慮した解析には、

- (1) $M\sim\phi$ 関係と $N\sim M$ 相関曲線を指定する方法
 - (2) ファイバーモデルによりコンクリートおよび鉄筋の応力度一ひずみ曲線を指定する方法
- に大別される。本稿では、軸力変動を考慮しない場合

の解析が $M\sim\phi$ モデルを使用していることから (1) の方法を採用した。

積分法は Newmark の β 法 ($\beta=0.25$) とし、収束計算法としては Newton 法を用いた。積分時間間隔は、非線形解析であることから収束性を考慮して細かくすることとし、0.001 秒とした。また、減衰には Rayleigh 減衰を用いている。

入力地震動は、1995 年の兵庫県南部地震レベルを想定した応答加速度スペクトルが道路橋示方書耐震設計編に新たに規定されており、これに近い特性を有するように既往の強震記録を振動数領域で振幅調整された加速度波形のうち、神戸海洋気象台 E-W 成分のものをを用いた。

また、地震力は死荷重状態の構造物に作用するため、解析では、まず、死荷重による断面力を算出し、それを初期断面力とした上で非線形動的解析を行った。

4. 軸力変動を考慮する場合の $M\sim\phi$ 関係

軸力変動を考慮しない解析では、非線形部材に適用した履歴特性モデルは、死荷重時軸力に対する一定の $M\sim\phi$ 関係をスケルトンカーブのモデルに採用したが、実際は軸力変動に応じて $M\sim\phi$ 関係は変化する。アーチリブスプリング部を例にとると、死荷重時には約 4000tf の軸力であるのに対して、最大応答軸力は約 7400tf、最小応答軸力は約 900tf となっており、約 3000tf の変動がある。この変動軸力に対して $M\sim\phi$ 関係を算出すると図-2 に示すように曲げ耐力も大きく変化し、軸力変動の影響を考慮した解析を行うことが望ましいと考えられる。

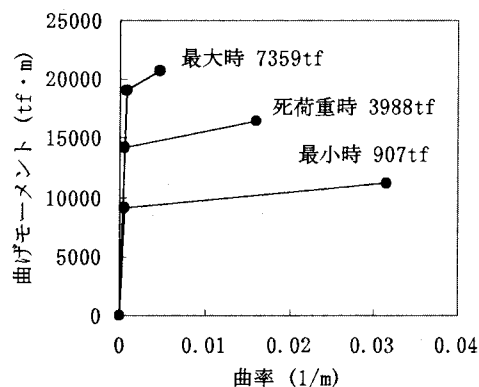
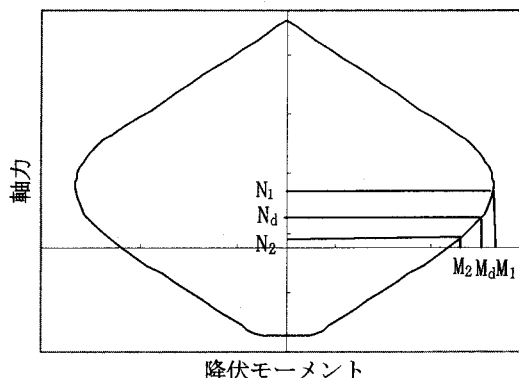


図-2 曲げモーメント～曲率関係



そこで、非線形部材に適用した履歴特性モデルに、軸力の変動に応じてM-φ関係が変化するスケルトンカーブのモデルを採用して、再度、非線形動的解析を行った。この解析では、図-3 に示すような曲げモーメントと軸力の降伏時のインターラクションカーブを入力し、計算より求まる軸力から降伏モーメントを随時変化させるものである。たとえば、死荷重時軸力 Nd から N1 に増加した場合は降伏モーメントは Md から M1 に変化するため、図-4 に示した軸力 N1 時のM-φ関係が用いられる。逆に、死荷重時軸力 Nd から N2 に減少した場合は降伏モーメントは Md から M2 に変化するため、

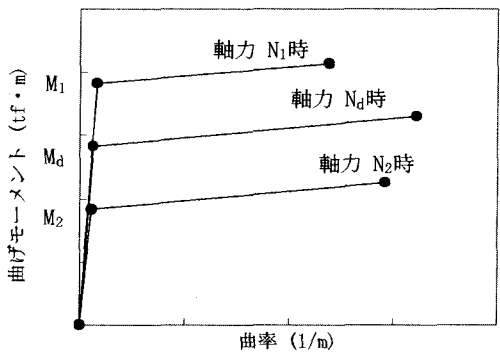


図-4 解析で使用したM-φ

今度は図-4 に示した軸力 N2 時のM-φ関係が用いられる。ただし、降伏以降のM-φ関係の傾きは、プログラムの制約により、常に死荷重時のものを用いている。

5. 解析結果

図-5 にアーチリブスプリング部、図-6 にクラウン部におけるそれぞれ軸力変動の影響を考慮した場合と考慮しない場合の応答結果を示す。また、表-7 に応答結果表を示す。これによると、アーチリブスプリングおよびクラウン部の断面力が、軸力変動を考慮することによって考慮しない場合に比べて小さい値となっている。

軸力-曲げモーメント-曲率関係を見てみると、スプリング部は、正負応答曲げモーメント共、軸力変動を考慮した場合の方が小さく、応答曲げモーメントで 20%程度、応答曲率で 15%程度減少する。また、履歴ループ面積も小さい。ただし、最大応答軸力はさほど変わらない値となっている。一方、クラウン部では正側応答曲げモーメント、曲率はほぼ同じ値となっている。しかしながら、軸力変動を考慮しない場合は降伏点を超えているが、軸力変動を考慮した場合は、軸力-曲げモーメント相関図を見ても分かるように、最大応答曲げモーメントの発生時の圧縮軸力が増加することから降伏に至らない結果となっている。さらに、負側応答曲げモーメントに着目すると、正側最大応答曲げモーメントが発生後、除荷過程に移行した際、M=0 点を通過した後の挙動がまったく異なることが曲げ

モーメント-曲率関係から分かる。M=0 点では次に目指す点は M=0 時の軸力での Mc の位置となる。軸力変動が大きい場合、軸力変動を無視した場合とまったく異なる点に向かうことになり、本解析のような差が生じることになる。クラウン部はこの影響により、軸力変動を考慮した場合にエネルギー吸収を受けることになり、構造全体の応答にも影響を与えるものと考えられる。なお、スプリング部と同様、最大応答軸力はさほど変わらない。

表-7 軸力変動の考慮の有無による解析結果の比較

		スプリング部		クラウン	
軸力変動		無視	考慮	無視	考慮
モーメント(tfm)	最大	14247	11497	4527	4527
	最小	-13113	-10194	-3025	-2417
曲率(1/m)	最大	0.000605	0.000465	0.001260	0.001260
	最小	-0.00063	-0.00055	-0.00072	-0.00089

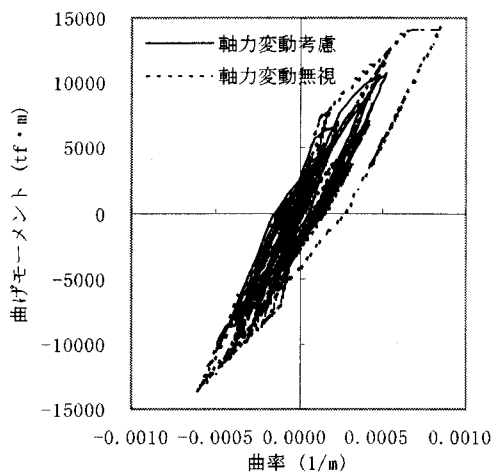
6. まとめ

今回行ったアーチ支間 140m のコンクリートアーチ橋を対象とした耐震設計についてまとめると、以下のようになる。

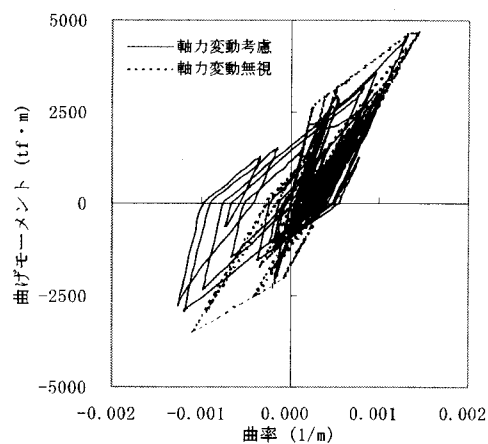
- 1) 非線形動的解析によって、アーチリブスプリング部では約 3000tf の軸力変動が生じた。この変動に対して、M-φ関係が大きく変化する結果となった。
- 2) 軸力の変動に応じてM-φ関係が変化するスケルトンカーブのモデルを採用して非線形動的解析を行ったところ、応答結果に違いが生じた。軸力変動を考慮すると、アーチリブに生じる断面力が減少し、軸力変動を考慮しない場合は降伏していた部材が降伏しない結果となった。

参考文献

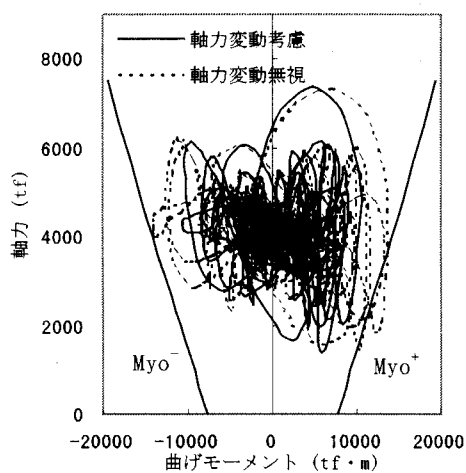
1) 道路橋示方書・同解説、Ⅰ編、Ⅲ編、Ⅳ編、Ⅴ編：日本道路協会、1996年12月
2) 道路橋の耐震設計に関する資料：日本道路協会、1998年1月
3) 第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集：土木学会、1998年1月



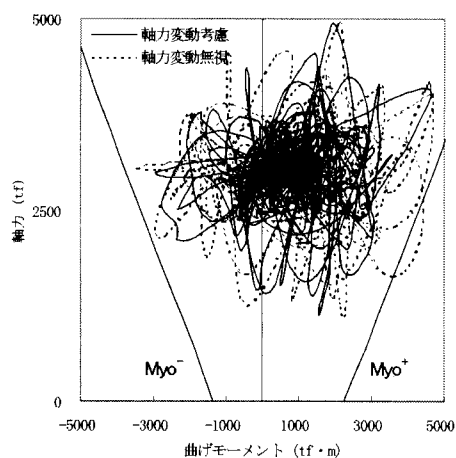
(a) 曲げモーメントー曲率関係



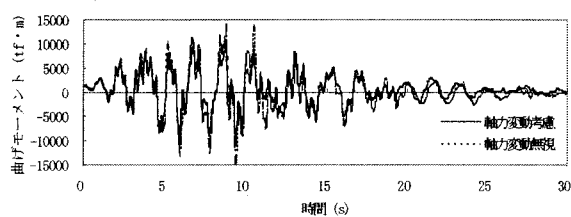
(a) 曲げモーメントー曲率関係



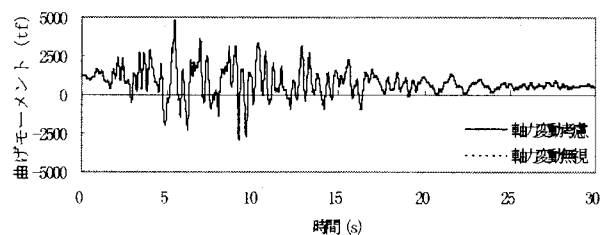
(b) 軸力ー曲げモーメント相関関係



(b) 軸力ー曲げモーメント相関関係



(c) 曲げモーメント時刻歴



(c) 曲げモーメント時刻歴

図-5 スプリング部応答解析結果

図-6 クラウン部応答解析結果