

局部座屈を受ける鋼製アーチ系橋梁の動的解析

熊本大学工学部	学生会員	○山本 誠	熊本大学大学院	学生会員	川部 知範
熊本大学工学部	正会員	鶴田 栄一	熊本大学工学部	正会員	渡辺 浩
			熊本大学工学部	正会員	崎元 達郎

1. はじめに

斜張橋や上・中路式アーチ橋梁が面外方向の地震力を受ける場合、軸圧縮力のほかに、2軸方向の曲げモーメントやねじりモーメントが繰り返し作用し、局部座屈等を生じ破壊に至ると考えられる。そこで、非線形動的解析による耐震設計が要求される。有限要素法を用いると理論上解析可能であるが、橋梁システム全体の解析となると高速ワークステーションによっても数週間以上必要と考えられ、実務設計での使用は困難である。一方、一般的なのは要素を用いた動的解析では局部座屈の影響を直接的に表現できないため、耐力や破壊を精確に求められない。そこで本研究では、局部座屈およびねじりによる強度劣化を近似的に考慮した動的解析法を提案し、実際にある鋼アーチ系橋梁を対象に耐震性の検討を行う。本報では、その第一段階として面内問題について報告する。

2. 解析モデル

解析対象の橋梁は道路橋示方書により昭和 55 年に設計された鋼上路式アーチ橋で、橋長 180.0m、補剛桁は中央部が 32.0m であり、20.6m と 27.4m の左右側径間を有する。アーチ形状は支間 126.0m、ライズ 20.0m の放物線となっている。床版は鉄筋コンクリート床版($t=210\text{mm}$)、舗装はアスファルト舗装($t=60\text{mm}$)である。橋梁の断面構成は、アーチリブ及び支柱が箱型断面、補剛桁・縦桁・横桁・横構はI型断面であり、鋼種はアーチリブ及び補剛桁、縦桁が SMA50、それ以外の部材は SMA41 である。図1はこの橋梁をはり要は質量として上部工の各節点に与えた。境界条件はアーチリブ基部を固定支承とし、上部工端部はローラー支承とする。

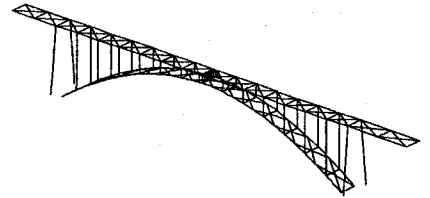


図-1 解析モデル

SMA50、それ以外の部材はSMA41である。図1はこの橋梁をはり要素に置き換えたものであり、鉄筋コンクリート床版は質量として上部工の各節点に与えた。境界条件はアーチリブ基部を面内回転のみ自由なヒンジ支承、端支柱基部を固定支承とし、上部工端部はローラー支承とする。

3. 動的解析プログラム (DP) による解析

解析モデルを平面モデルと立体モデルに分けて解析を行う。平面モデルではアーチリブ、支柱などは橋軸方向に2本存在するので、それらを断面積と断面二次モーメントが等しくなるような1つの等価断面に置き換えて解析を行う。等価断面を用いた平面モデルを解析に用いるのは、節点数を低減し解析時間を短縮することが目的である。解析法は直積積分法で、積分法としては Newmark の β 法 ($\beta = 0.25$) を用いた。アーチ橋は部材の軸圧縮力によって構造系を支持する形式であるため、一般に地盤が安定した山岳地帯などに架橋されることが多い。よって、入力地震波には一種地盤で観測された神戸海洋気象台観測地震波(以下 JMA)を用いるのが適当であると思われるが、面内に対して強いとされるアーチ橋において塑性化の影響を見るため、単柱橋脚の解析でも劣化が著しかった ¹⁾JR鷹取駅観測地震波(以下 JRT)をアーチ橋に対して加震することにした。しかし、本研究の目的の一つに、局部座屈の影響を考慮できる非線形動的解析プログラムDPを用いて劣化の影響を見ることがあるので、JRT地震波の加速度を線形的に3倍して得られる地震波を増幅地震波として定義し、解析に用いた。

この動的解析プログラムでは、あらかじめ FEM 解析結果を基にして得られた等価な応力-ひずみ関係²⁾(図-2)を復元力として導入することにより、近似的に局部座屈を考慮できるようにしている。

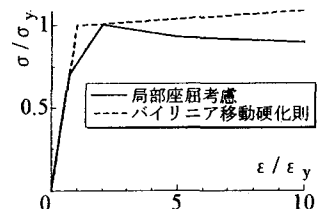


図-2 等価な応力-ひずみ関係

4. 解析結果

地震波を面内方向から与えた場合の平面モデルと立体モデルの固有周期を表1に示す。固有周期が異なっているのは、モデルを立体化する上で、アーチリブ及び上部工に横構が入るためアーチ橋全体としての剛性が高まったためと思われる。

表-1 固有周期 T(s)

	固有周期
平面モデル	2.069
立体モデル	1.775

動的応答特性には、構成則として局部座屈を考慮した等価な応力-ひずみ関係を用いて検討する。また、構成則として多用されているバイリニア移動硬化則を用いた場合と比較を行う。図-3に示すアーチ支間1/4付近B点及びアーチクラウン部A点に着目し、それらの箇所での各応答を出力させた。また、残留変位は15秒以降の平均をとることとした。

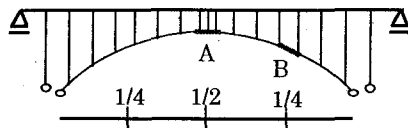
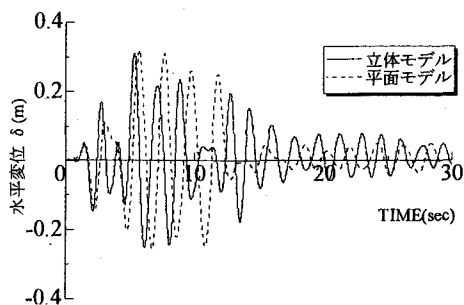
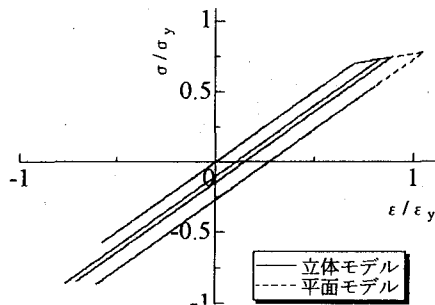


図-3 解析位置

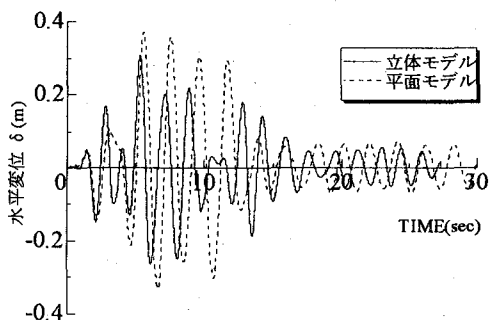


(a) A点の時刻歴応答変位

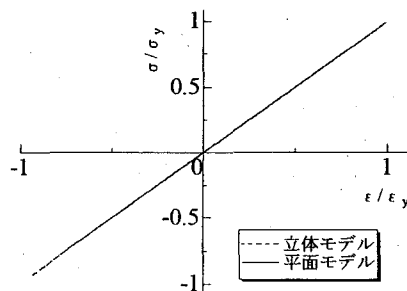


(b) B点の応力-ひずみ曲線

図-4 橋軸方向水平変位の時刻歴応答と応力-ひずみ曲線（局部座屈考慮）



(a) A点の時刻歴応答変位



(b) B点の応力-ひずみ曲線

図-5 橋軸方向水平変位の時刻歴応答と応力-ひずみ曲線（バイリニア移動硬化則）

5. まとめ

局部座屈考慮、バイリニア移動硬化則ともに立体モデルより平面モデルの方が最大変位が大きくなっている。立体にすることでアーチ橋全体の剛性が高まったためと思われる。残留変位は、あまり見られなかった。局部座屈考慮の復元力モデルの場合、B点近傍のみ塑性化するが、応答変位、残留変位ともに、バイリニアモデルの結果と大差はない。

表-2 最大変位と残留変位

		最大変位(cm)	残留変位(cm)
図-4	立体モデル	30.9	1.3
	平面モデル	31.7	2.3
図-5	立体モデル	30.7	4.0
	平面モデル	37.2	0.1

参考文献

- 1) 宇佐美勉他: ハイダクティリティー鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究、土木学会論文集 No591/I-43、207-218、1998.
- 2) 師岡文恵他: 曲げとねじりの繰り返し力を受けるアーチ部材… 土木学会西部支部研究発表会講演概要集 I-51、pp.98-99、2001.3