

弾塑性バネを有する中路式RCアーチ橋の耐震性に関する研究

大塚久哲¹・水取和幸²・浜崎大輔³

¹フェロー 工博 九州大学大学院教授 工学研究科建設システム工学専攻 (〒812-0053 福岡市箱崎6-10-1)

²正会員 (株) 銭高組技術本部技術研究所 主席研究員 (〒163-1090 東京都新宿区西新宿3-7-1)

³学生会員 九州大学大学院工学研究科都市システム工学専攻 修士課程 (〒812-0053 福岡市箱崎6-10-1)

1. まえがき

平成8年の道路橋示方書の改訂により、複雑な地震時挙動をするアーチ橋、斜張橋、吊橋などの橋梁に対しては、動的解析により耐震性を検討することが規定された。これに伴い、最近、震度法により耐震設計されたこの種の橋梁の耐震性評価に関する研究が活発に行われている。RCアーチ橋に関しても、動的解析による耐震検討^{1), 2)}がなされているが、耐震性の向上を目的とした研究はほとんどない。

本研究では、中路式アーチ橋の耐震性向上の一手法として弾塑性バネの設置による免震・制震化³⁾を取り上げた。同橋の下横梁・主桁間、主桁端部・橋台間に弾塑性バネを設置することを考え、設置方向による制震効果をみるため、同様の3次元弾塑性時刻歴応答解析を行い、耐震性向上効果についての考察を行った。

2. 解析対象橋梁

解析対象橋梁は、図-1に示すように2本の鉄筋コンクリートアーチリブが横繫ぎ梁と下横梁で結合され、プレストレスコンクリート床版が吊鋼材(PCケーブル)で弾性支持された構造で、アーチリブはスプリング部において岩定着された橋台に固定されている。なお、アーチリブは頂部に至るほど扁平な断面をもつ変断面となっている。

3. 解析方法

(1) 解析モデル

解析では、本橋梁を図-2に示すような立体骨組モデルにモデル化した。主桁は床組構成梁に床版の剛性を考慮した線形梁要素、アーチリブは各断面ごとに算出された非線形梁要素、吊りケーブルは線形

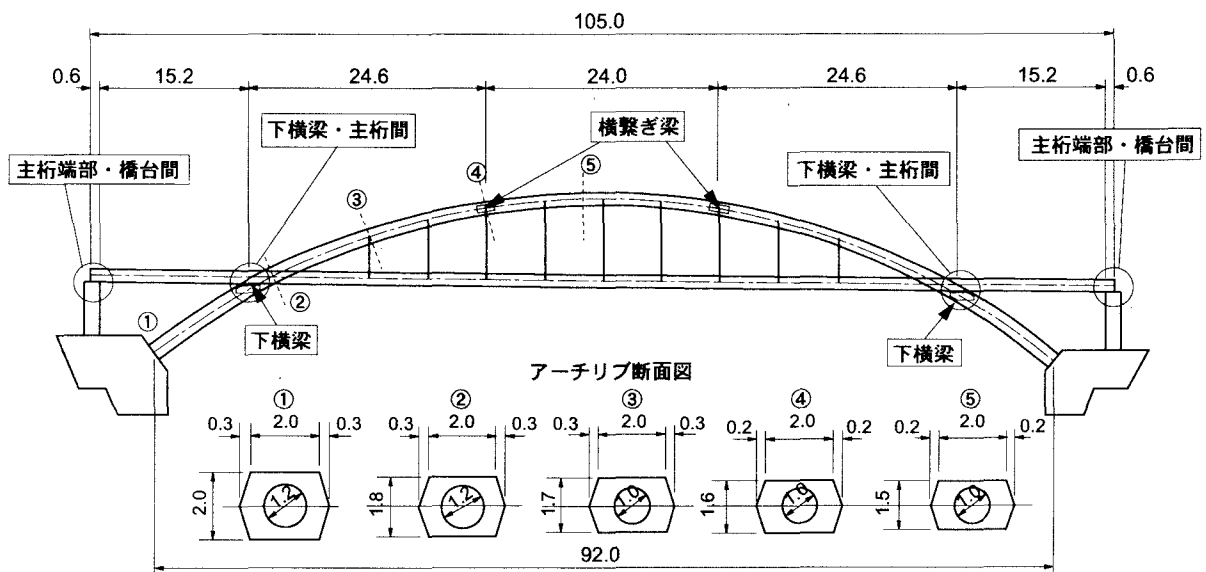


図-1 全体側面図 (単位:m)

表-1 解析ケース

解析ケース	下横梁・主桁間			主桁端部・橋台間			固有周期 (sec)
	橋軸	橋軸直角	鉛直	橋軸	橋軸直角	鉛直	
A	Free	Free	Anchor Bar $K=9.78 \times 10^6 \text{tf/m}$	Free	Fix	Fix	2.4951 (橋軸)
B				E-P Spring $K_1=1500 \text{tf/m}$			1.1532 (橋軸)
C	Fix			0.7708 (橋軸)			
D	Free		E-P Spring $K_1=1500 \text{tf/m}$	Free	Fix	Fix	2.4951 (橋軸)
E							E-P Spring $K_1=3000 \text{tf/m}$
F	Free		Anchor Bar $K=9.78 \times 10^6 \text{tf/m}$	E-P Spring $K_1=1500 \text{tf/m}$	E-P Spring $K_1=1500 \text{tf/m}$	E-P Spring $K_1=1500 \text{tf/m}$	1.1758 (橋軸直角)
G							Free
H			E-P Spring $K_1=3000 \text{tf/m}$	E-P Spring $K_1=1500 \text{tf/m}$	E-P Spring $K_1=1500 \text{tf/m}$	1.1824 (橋軸直角)	

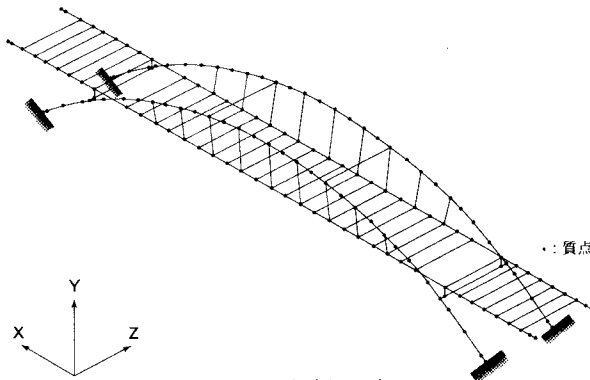


図-2 解析モデル

棒要素でモデル化したものである。各部材の減衰定数は、補剛桁を0.03、アーチ部材およびPC鋼材を0.05とした。

(2) 部材の材料非線形

アーチリブ部材の非線形特性値は、自重解析により求めた軸力が部材に作用するものとして、平面保持の仮定のもとに2軸回りについて算出した。なお、骨格曲線はトリリニア型、復元力特性は武田モデルとした。アーチリブ部材の2軸曲げに対する非線形性評価は、解析プログラムの制約から、同一の部材軸を持つ2つの部材に独立した直交軸回りの非線形特性を設定したもので、部材剛性を2部材に分けて評価した。また、解析中における軸力変動に伴うN-M相関は考慮していない。

免震装置は、バイリニアの復元力特性を有する弾塑性バネでモデル化した。解析では、水平2方向に作用する弾塑性バネの初期剛性を1500tf/m、鉛直方向に作用する弾塑性バネの初期剛性を3000tf/mとした。なお、両者とも1.25cmの変位が生じると塑性化により初期剛性の1/6に剛性低下するものとした。

(3) 数値解析法

時刻歴応答解析における数値積分には、Newmark β 法 ($\beta = 1/4$) を用い、時間刻みは0.001秒とした。

(4) 解析ケース

解析ケースを表-1に示す。解析ケースAを基本系とし、境界条件を弾塑性バネ、固定と変化させることで、9種類の構造モデルを作成した。

(5) 入力地震動

入力地震動には、平成7年の兵庫県南部地震により神戸海洋気象台で観測された記録を用いた。データ間隔は0.02sec、最大加速度はNS成分で818gal、EW成分で617gal、UD成分で332galである。なお、入力時間は主要動を含む20秒間とし、EWを橋軸方向、NSを橋軸直角方向、UDを鉛直方向に同時に入力するものとした。

4. 解析結果

(1) 橋軸方向条件の影響 (A・B・C)

橋軸方向の支承条件を変化させた場合の最大曲率 ϕ_z (Z軸回りの曲率、以下同様) 分布を図-4に示す。なお、 ϕ_y (Y軸回りの曲率、以下同様) に関しては3つのモデルに大きな差は見られなかった。 ϕ_z に関しては、アーチリブのほとんどの箇所においてケースCが他のケースに比べ大きな値を示した。特に、スプリング部では、部材の降伏により応答曲率差が大きくなっている。さらに、ケースA、Bを比較すると、弾塑性バネを設置したケースBの応答曲率がケースAに比べ若干小さくなっていることが分かる。

図-5に主桁中央の橋軸方向変位を示す。ケースAの橋軸方向の主桁最大変位は約27cmであるが、弾塑性バネにより桁を支持したケースBでは、10cm近く変位を抑えられている。また、ケースC以外は長周期となっているが、減衰効果に着目すると、弾塑性バネによる履歴減衰が付加されるケースBの方が減衰性能が優れていることが分かる。

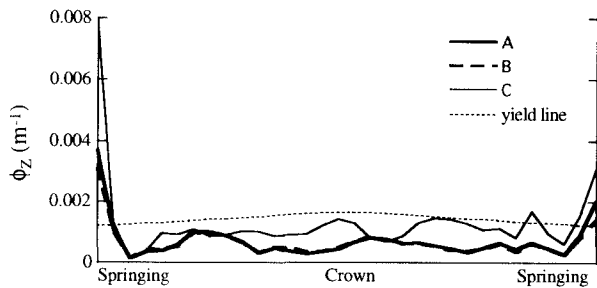


図-4 アーチリブ最大曲率 ϕ_z 分布

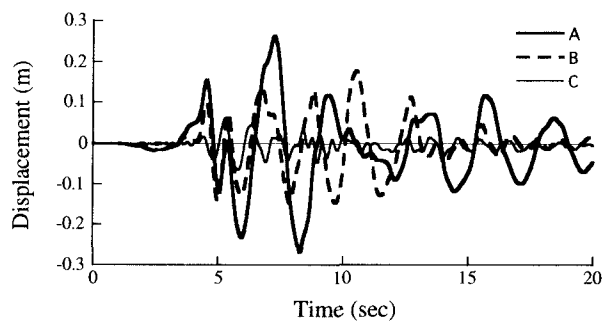


図-5 主桁中央部の橋軸方向変位

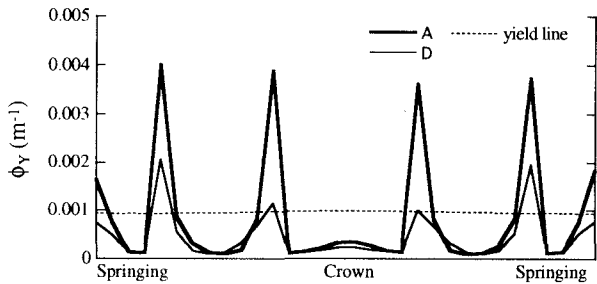


図-6 アーチリブ最大曲率 ϕ_y 分布

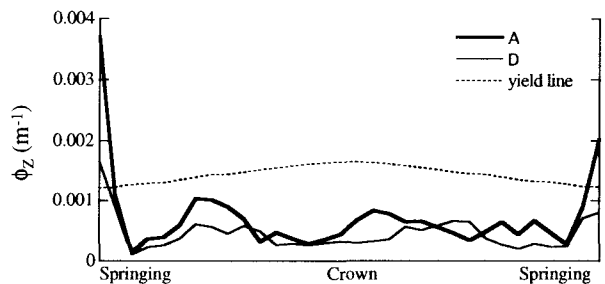


図-7 アーチリブ最大曲率 ϕ_z 分布

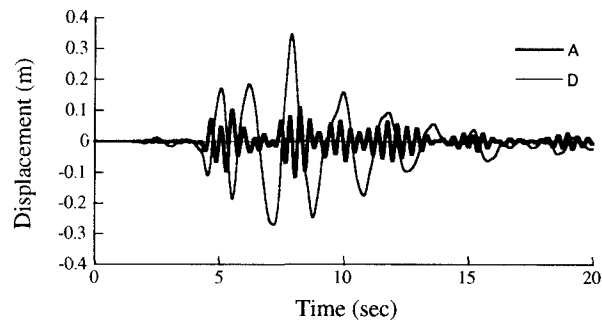


図-8 主桁中央の橋軸直角方向変位

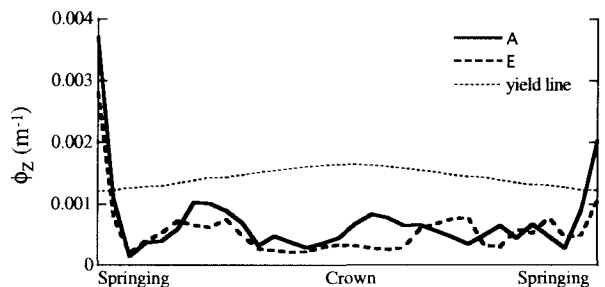


図-9 アーチリブ最大曲率 ϕ_z 分布

(2) 橋軸直角方向条件の影響 (A・D)

橋軸直角方向の支承条件の異なるケースAとケースDのアーチリブにおける最大曲率 ϕ_y 、 ϕ_z 分布をそれぞれ図-6、図-7に示す。 ϕ_y 分布ではケースDがケースAに比べスプリング部および下横梁付近では約50%、横繫ぎ梁付近では約25%にまで応答が抑えられている。また、 ϕ_z 分布においても弾塑性バネの効果により、スプリング部においてケースDがケースAの50%程度の曲率に低減した。

主桁中央の橋軸直角方向変位を図-8に示す。ケースAでは12cm程度、ケースDでは主桁全域において約34cmの変位が生じ、長周期化していることが確認できる。

以上より、橋軸直角方向に免震化を図った場合、橋軸直角方向曲げのみならず、橋軸方向曲げの応答についても低減できることが判明した。特に、 ϕ_y に関しては大幅な低減が見られた。ただし、橋軸直角方向の変位の増大には注意を要する。

(4) 鉛直方向条件の影響 (A・E)

鉛直方向の支承条件の異なるケースAとケースE

のアーチリブの最大曲率 ϕ_z 分布を図-9に示す。 ϕ_y 分布に関しては2ケースに大きな差はなく、鉛直条件が橋軸直角曲げにほとんど寄与しないことが知られる。スプリング部およびクラウン部では、免震化により応答曲率が低減されているものの、大幅な低減には至っておらず、逆にケースEの方が曲率が大きくなる箇所も見られた。しかし、降伏に至るスプリング部での曲率 ϕ_z の低下には免震化による改善が見られる。

以上より、鉛直方向の免震化を図った場合、水平方向の免震化ほどの効果は得られないものの、スプリング部、クラウン部における橋軸方向曲げによる M_2 、 ϕ_z を低減可能であることが分かった。

(5) 各ケースの組み合わせによる影響 (F・G・H)

ケースF、G、Hの比較を行う。図-10にアーチリブの最大曲率 ϕ_y 分布を、図-11には ϕ_z 分布を示す。曲率 ϕ_y 分布には大きな差は見られず、横梁接合部においてケースF、HがGに比べ若干大きい程度である。 ϕ_z に関しては、鉛直方向に弾塑性バネを設置したG、Hの場合、両端のケーブル位置での曲げ

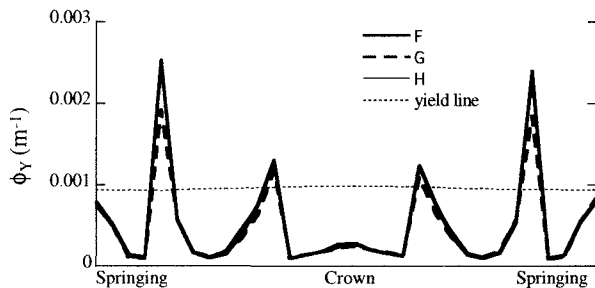


図-10 アーチリブ最大曲率 ϕ_y 分布

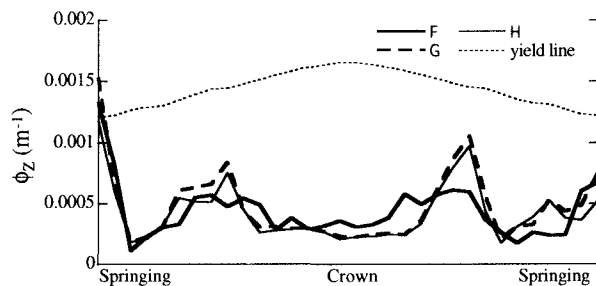


図-11 アーチリブ最大曲率 ϕ_z 分布

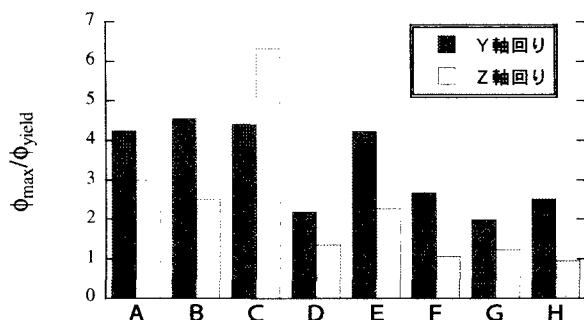


図-12 各ケースにおけるアーチリブ最大応答塑性率

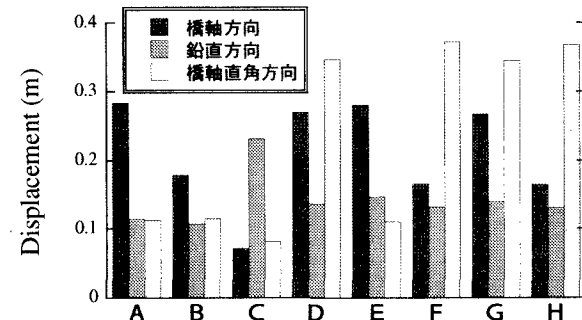


図-13 各ケースにおける主桁最大変位

モーメントが大きくなっている。

ここには示していないが、主桁変位の時刻歴からは、水平2方向においてはケースFとHがほぼ同じ波形となり、鉛直方向の免震化が主桁の水平方向変位に与える影響は小さいことが分かった。鉛直方向変位については、3つのモデルで最大変位、周期ともに大きな差は見られなかった。

以上より、すでに水平方向に免震化しているものに鉛直方向の弾塑性ばねを設置した場合、鉛直方向変位にほとんど影響なく、スプリング部およびクラウン部における ϕ_z の低減効果も小さく、箇所によっては逆に ϕ_z の増加が見られることが指摘できる。

(6) 全ケースの比較

アーチリブの損傷状況を比較するため、各ケースの最大応答塑性率（降伏曲率に対する最大応答曲率の比）を図-12に示す。応答塑性率は、Y軸回りはすべて下横梁接合部、Z軸回りはすべてスプリング部で最大値となった。橋軸直角方向に弾塑性ばねを設置したケースD、F、G、Hにおいては、2軸回りとともに応答塑性率を抑えられており、塑性化はしているものの損傷度は低いといえる。中でも、HはZ軸回りにおいて降伏に至る部材がなく、スプリング部の損傷度が低いことから、耐震性能が高いことが分かる。また、Z軸回りにおいてスプリング部が降伏するものの、Y軸回りの損傷度を最も低減できるケースGも免震化による効果が期待できる。

各ケースの主桁最大変位を図-13に示す。橋軸方向の支承条件を自由としたケースA、D、Gでは、橋

軸方向に27~28cmの変位を生じているが、これらのモデルの橋軸方向に弾塑性ばねを設置したB、F、Hでは、変位を10cm近く低減でき、さらにZ軸回りの損傷度の低減も可能である。

5. 結論

本研究により得られた知見を以下に示す。

- 1) 水平方向への弾塑性ばねの設置により、アーチリブの断面力を低減可能である。特に橋軸直角方向免震は効果が高く、橋軸方向曲げについても効果を期待できる。
- 2) 鉛直方向への弾塑性ばねの設置は、主に橋軸曲げに変化をもたらし、スプリング部およびクラウン部の断面力を低減できる。しかし、その効果は小さく、箇所によっては ϕ_z の増加が見られた。
- 3) 全ケースの最大応答塑性率および最大変位から判断すると、3方向に弾塑性ばねを設置したケースHが耐震性能が優れているといえる。しかし、鉛直方向にはを設置しないFも施工性を考えるとHとの優劣がつけがたい構造であるといえよう。

参考文献

- 1) 森・武村他：コンクリートアーチ橋の非線形動的解析、第1回地震時保有水平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、pp.245-248、1998.1。
- 2) 水取・首藤・山花・大塚：中路式RCアーチ橋の地震応答と耐震性評価、構造工学論文集、Vol.44A、1998.3。
- 3) 水取・山花・大塚：橋脚・橋台と主桁間に弾塑性せん断ばねを有するPC斜張橋の弾塑性地震応答特性、構造工学論文集、Vol.40A、pp.1051-1061、1995.3。