

中路的RCアーチ橋の耐震性向上に対する弾塑性ばねの効果

Effect of Elasto-Plastic Shear Springs on Increasing the Seismic Safety
of A Half-through Type Reinforced Concrete Arch Bridge

水取和幸*, 大塚久哲**, 浜崎大輔***

By Kazuyuki MIZUTORI, Hisanori OTSUKA and Daisuke HAMAZAKI

* (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)

(九州大学大学院工学研究科都市システム工学専攻 博士課程)

** 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)

*** 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)

Although seismic performance of upper-deck type arch bridges was clarified by nonlinear dynamic response analysis, that of half-through type arch bridges has not been studied sufficiently yet. In addition, investigation for increasing the seismic safety of arch bridge has not been conducted. A first half-through type reinforced concrete arch bridge is now under construction for highway bridges in Japan. For this type of bridge, increasing of damping by shear springs to increase seismic safety of structure. This paper presents the results of nonlinear time history response analysis for this type of bridge using three dimensional analytical model with elasto-plastic shear springs in longitudinal, transverse or vertical direction between lower cross beam and main girder, or between end of main girder and abutment.

Key Words : Half-through type RC arch bridge, Elasto-plastic shear springs,
Nonlinear time history response analysis

1. はじめに

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、動的解析による地震時挙動を扱った研究^{1)~3)}がなされているものの、それらは既存橋梁における耐震性の検討を行ったものであり、アーチ橋の耐震性向上を目的とした研究はほとんどない。また、アーチ橋の研究には、架設実績の多い上落式アーチ橋に関するものが多く、中落式・下落式アーチ橋に関してはあまり議論されていない。

現在、我が国で初めての中落式RCアーチ道路橋が架設中であり、震度法で設計された同橋の耐震安全性が文献³⁾により検討されているが、大地震時にはアーチリブ部材の多くが塑性化し、降伏に至る部材も見られることが分かっている。今後、架設実績の増加が見込まれるこのタイプの橋梁においては、大地震に対しても致命的な損傷を生じないようにすることが重要であるため、耐震性の向上に関する検討が必要である。

地震時の挙動が複雑な橋梁に対する耐震性向上を目的とした研究として、免震装置をPC斜張橋に適用した著者らの研究⁴⁾があり、地震応答の低減に対する効果が報告されている。斜張橋は中落式アーチ橋と同様に主桁がケーブルにより支持されている構造形式であり、この点から中落式アーチ橋の耐震性向上の一手法として免震化に注目し、中落式RCアーチ橋を免震化した場合の耐震性向上効果について検討を行った。

本研究は、中落式RCアーチ橋を対象に、橋軸、橋軸直角、鉛直方向の免震化、また各方向の組み合わせによる免震化を想定して、下横梁・主桁間、主桁端部・橋台間の境界条件を変化させた3次元弾塑性時刻歴応答解析を行い、免震装置の設置位置および作用方向による耐震性向上効果について検討したものである。さらに、免震装置の特性を変化させた解析により、免震装置の最適仕様に関する考察も加えた。

2. 構造概要

本橋梁モデルの全体側面図を図-1に、構造概要、使用材料をそれぞれ表-1、表-2に示す。本橋梁は、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

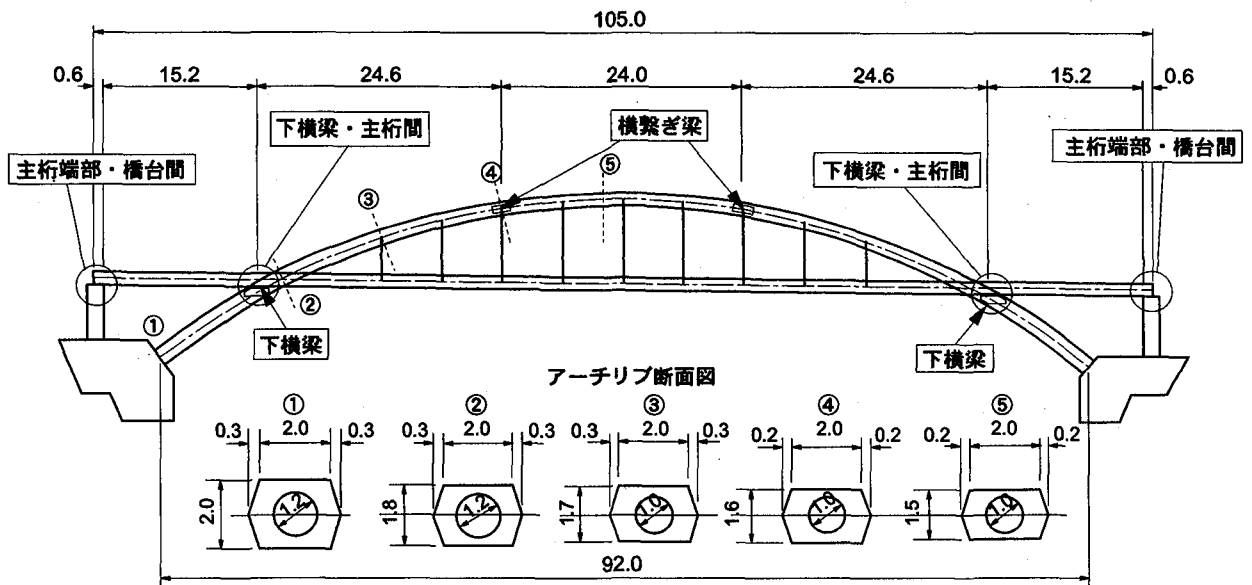


図-1 全体側面図 (単位: m)

ぎ梁と下横梁で結合され、PC床版が吊鋼材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。

表-1 構造概要

構造形式	コンクリート中跨式アーチ橋
橋長	105.0m
支間長	15.2m+73.2m+15.2m
アーチ支間長	92.0m
幅員構成	7.25m+2.50m
縦断勾配	2.50%
横断勾配	2.00%

表-2 使用材料

コンクリート	アーチリブ: $\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$ 補剛桁: $\sigma_{ck}=350\text{kgf/cm}^2$
PC部材	12T12.7mm, 7T12.7mm, F36 OPH, F27 OPH
鉄筋	SD295

3. 解析手法

3.1 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を用いた。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、アーチ部材および吊りケーブルを0.05とした。

3.2 部材の材料非線形特性

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M- ϕ 関係を算出したものであり、復元力特性には武田モデル(トリリニア)を用いた。軸力変動に関しては、各軸回りの復元力モデルに、未だ明

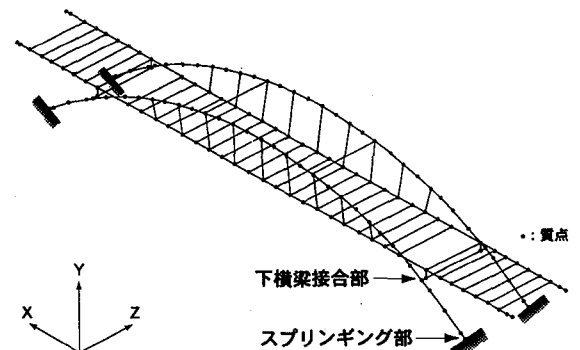


図-2 解析モデル

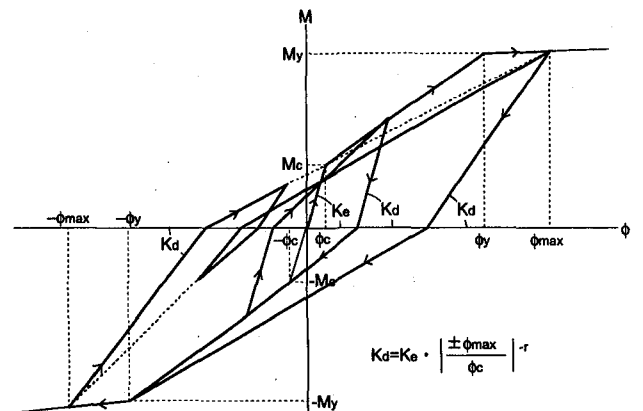


図-3 復元力特性(武田モデル)

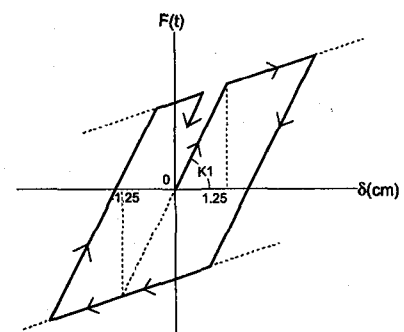


図-4 せん断バネの復元力特性

表-3 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 $K=9.78 \times 10^4 \text{tf/m}$	Free	Fix	Fix	2.4951 (橋軸)		
B	E-P Spring $K_1=1500\text{tf/m}$			E-P Spring $K_1=1500\text{tf/m}$			1.2005 (橋軸)		
C	Free						E-P Spring $K_1=1500\text{tf/m}$	1.1532 (橋軸)	
D	Fix			Free			0.7708 (橋軸)		
E	Free			Free			E-P Spring $K_1=1500\text{tf/m}$	2.4951 (橋軸)	
F							Fix	2.4987 (橋軸)	
G			Anchor Bar $K=9.78 \times 10^4 \text{tf/m}$	E-P Spring $K_1=1500\text{tf/m}$	E-P Spring $K_1=1500\text{tf/m}$		1.1758 (橋軸直角)		
H			E-P Spring $K_1=3000\text{tf/m}$	Free			2.4988 (橋軸)		
I				E-P Spring $K_1=1500\text{tf/m}$			1.1824 (橋軸直角)		

※ E-P Spring は弾塑性ばね (免震支承), K_1 は計 4 基ある免震装置のうち 1 基当たりの値を示す。

確なものがないためここでは考慮していない。

本解析のように 3 次元モデルに対し 2 方向以上の入力をする場合、問題となるのが 2 軸曲げの影響であり、現在、2 軸相関を近似するパラメータを用いた方法やファイバーモデルによる解析が実施されているが、その設計的な使用や評価には、今のところ明確な定義が与えられていない。そこで、本解析では、アーチリブ部材の 2 軸曲げに対する非線形性を、同一の部材軸を持つ 2 つの部材に分け、それぞれ独立した直交軸回りの非線形特性を設定することにより評価した。

下横梁・主桁間、主桁端部・橋台間に設置する免震装置は、図-4 に示すパ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。実際には、鉛プラグ入り積層ゴム支承や高減衰積層ゴム支承、鋼製ダンパー等がこのような履歴特性を有する。解析では、橋軸、橋軸直角、鉛直方向の免震化に対して、水平 2 方向に作用する免震装置の初期剛性を 1500tf/m、鉛直方向に作用する免震装置の初期剛性を 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。

3.3 数値解析法

時刻歴応答解析における数値積分法には、Newmark β 法 ($\beta=1/4$) を用い、積分時間間隔を 0.001 秒とした。減衰マトリクスは、歪みエネルギー比例型のモード減衰定数を算出し、卓越するモードにおけるレーリー型の減衰マトリクスを使用した。

3.4 解析ケース

解析ケースを表-3 に示す。解析ケース A を基本系とし、境界条件を免震装置、固定等に変化させることで、9 種類の構造モデルを作成した。なお、下横梁・主桁間の橋

軸直角方向および主桁端部・橋台間の鉛直方向については全モデル同じ条件である。以下に検討項目を示す。

- (1) 橋軸方向免震の影響 (A・B・C・D)
- (2) 橋軸直角方向免震の影響 (A・E)
- (3) 鉛直方向免震の影響 (A・F)
- (4) 橋軸、橋軸直角方向免震の影響 (A・C・E・G)
- (5) 3 方向免震の影響 (E・G・H・I)

3.5 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。ここで、鉛直地震動成分の必要性について検討するため、予備的な解析を実施した。解析には上記の解析ケース A を用い、3 方向 (NS, EW, UD) 同時入力した場合と、水平 2 方向成分 (NS, EW) のみを同時入力した場合とを比較した。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、3 方向入力の際には UD を鉛直方向に作用させた。

解析結果として、アーチリブの最大曲率 ϕ_2 分布図を図-6 に示す。鉛直地震動を入力した場合は、そうでない場合に比べクラウン部および下横梁接合部付近において応答が大きくなっている。主桁の鉛直方向加速度分布を図-7 に示す。主桁の鉛直方向加速度に鉛直地震動が与える影響は大きく、主桁全域において大きな差を生じる結果となった。

そのため、本解析では、鉛直方向の免震効果についても検討することとし、入力地震動は、すべて 3 方向同時入力により検討を行うものとした。なお、入力時間、入力方向は予備解析と同様とした。

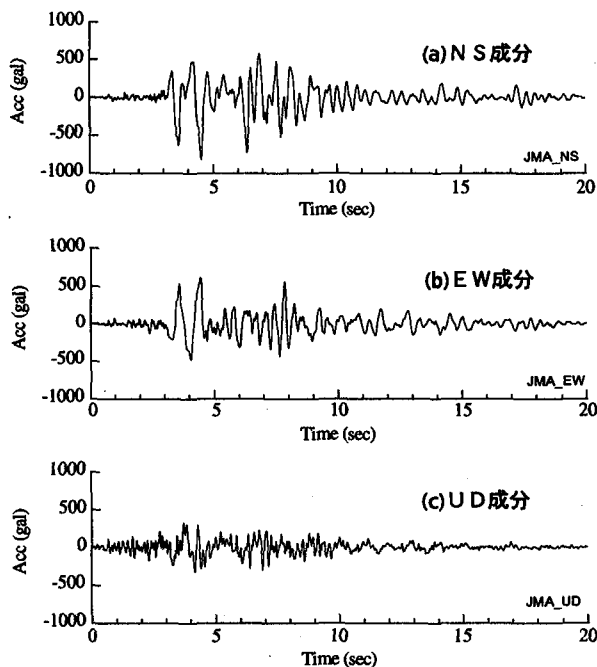


図-5 入力加速度波形

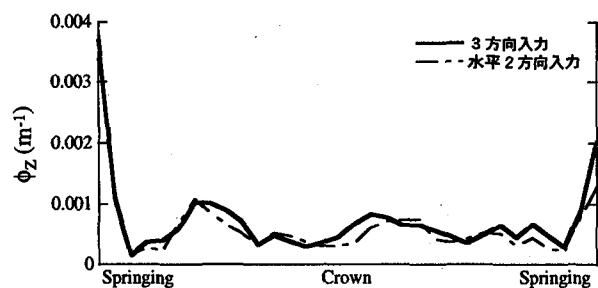


図-6 アーチリブ最大曲率 ϕ_z 分布

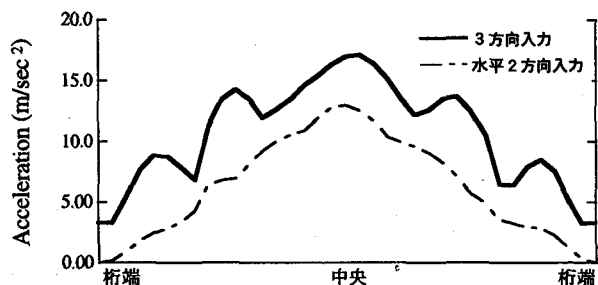


図-7 主桁鉛直方向加速度分布

4. 解析結果（免震装置の設置形態の相違による影響）

本章では、まず橋軸、橋軸直角、鉛直方向免震を対象に各方向の免震効果の特徴および耐震性について考察する。また、橋軸方向については、免震装置の設置位置による影響についても併せて検討する。次に、各方向の免震化を組み合わせることで、免震装置の最適な設置形態を検討する。

4.1 橋軸方向免震の影響（A・B・C・D）

橋軸方向の支承条件を変化させた場合のアーチリブの最大曲率 ϕ_y 分布を図-8に示す。なお、 ϕ_y は橋軸直角方向曲げによる曲率である。分布をみると、スプリング部付近および横梁接合部において大きな値を示し、4モデルともほぼ同じ形状となっている。また、降伏に至る箇所も、これらの箇所である。 ϕ_y 分布にケースによる差がないことから、橋軸方向の支承条件の変化が ϕ_y に与える影響は小さいといえる。

一方、橋軸方向曲げによる最大曲率 ϕ_z 分布を図-9に示す。スプリング部での M_z はケースによる差は小さいが、 ϕ_z 分布では降伏に伴う剛性低下により、ケースDと他のケースとのスプリング部の応答差が大きくなっている。次に、主桁の橋軸方向最大加速度分布を図-10に示す。 M_z 、 ϕ_z と同様に、加速度においてもケースDと他ケースとは大きく異なり、特に主桁中央部での加速度の差は著しい。これらのことから、橋軸方向の支承条件をアンカーバーなどにより固定に近い条件にすると、アーチリブにおいて M_z 、 ϕ_z の値が大きくなり、強震時の耐震性能が低下することが予想される。

次にケースA、B、Cを比較すると、 M_z 、 ϕ_z ともに大きな差は見られない。しかし、図-11に示すスプリング部の M_z 、 ϕ_z 履歴曲線から、免震化したケースB、Cの

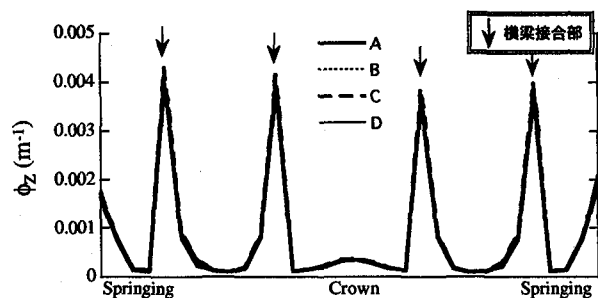


図-8 アーチリブ最大曲率 ϕ_y 分布

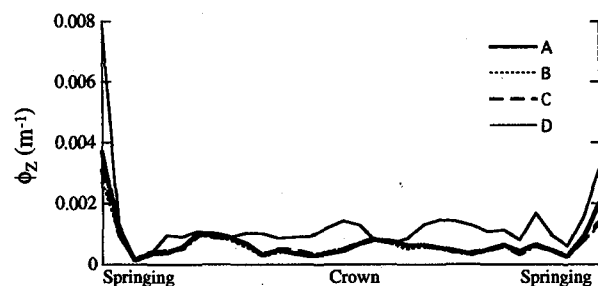


図-9 アーチリブ最大曲率 ϕ_z 分布

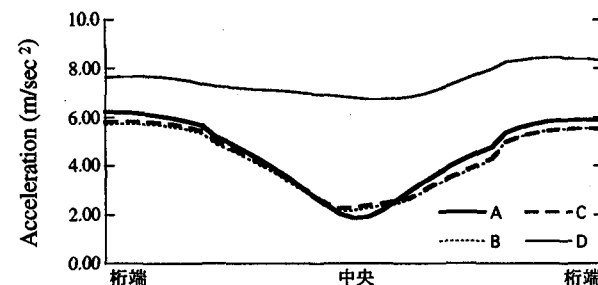


図-10 主桁橋軸方向最大加速度分布

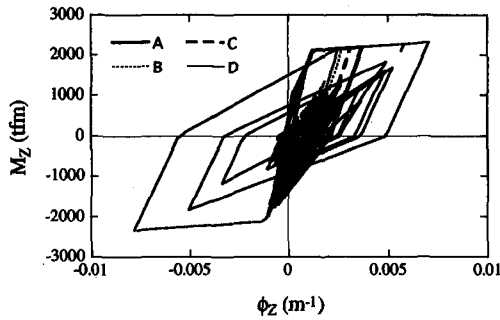


図-1 1 スプリング部の M_z - ϕ_z 履歴曲線

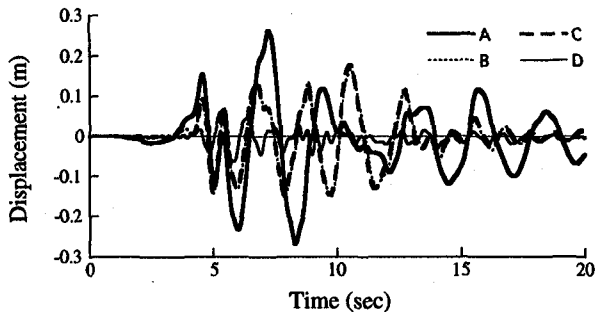


図-1 2 主桁中央部の橋軸方向変位

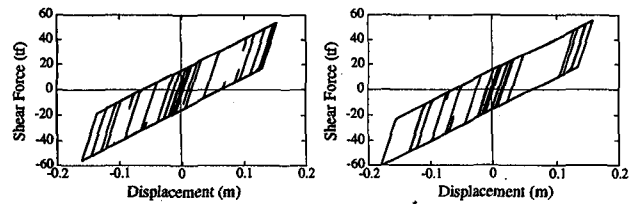
(BとCとの差はわずかでこのグラフからは識別されない)

応答値がケース A に比べ若干小さくなっていることが分かる。他の部材に比べ大きな曲げモーメントが発生し、降伏に至ることが懸念されるスプリング部の M_z , ϕ_z を低減することは、耐震設計上非常に有効であり、この点において改善が見られるケース B, C は他のケースに比べ良好な耐震性を有するといえる。

図-1 2 に主桁中央部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、免震装置により桁を支持したケース B, C では、10cm 近く変位を抑えられている。また、ケース D 以外はすべて長周期となっているが、減衰効果に着目すると、免震装置による履歴減衰が付加されるケース B, C が減衰性能が優れていることが分かる。

免震装置の設置位置が異なるケース B, C を比較すると、ケース B では、スプリング部の曲げモーメント M_z 、主桁橋軸方向の最大加速度および最大変位がすべてケース C よりもわずかながら小さな値となった。ケース B, C の免震装置の履歴曲線を図-1 3 に示す。設置位置の異なる両ケースであるが、免震装置の最大変位および最大せん断力にほとんど差はなく、変位の時刻歴においてもほぼ同じである。これは、主桁にはほとんど変形がなく、免震装置に変形が集中していることを示唆している。ケース B がケース C に比べ若干アーチリブの断面力が小さくなっているのは、ケース C では橋台に支持されているのに対してケース B では下横梁に支持されており、主桁を支持する剛性が若干低くなるのが原因と考えられる。

以上より、橋軸方向に免震装置を設置することで、断面力および変位を低減できていることが分かった。また、免震



(1) ケース B (下横梁・主桁間) (2) ケース C (主桁端部・橋台間)

図-1 3 弾塑性せん断バネの履歴曲線

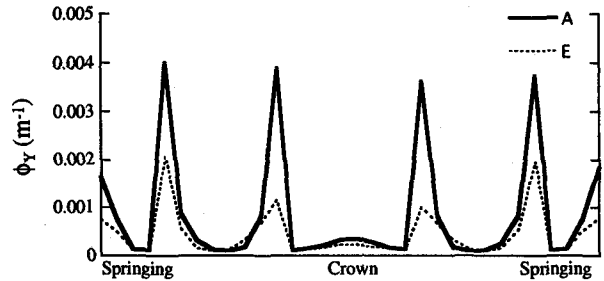


図-1 4 アーチリブ最大曲率 ϕ_y 分布

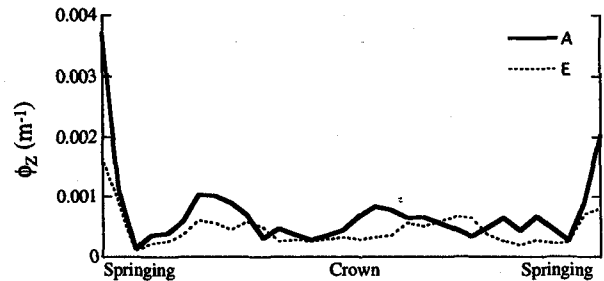


図-1 5 アーチリブ最大曲率 ϕ_z 分布

装置の設置位置に関しては、応答に与える影響は小さいものの、主桁端部・橋台間よりも下横梁・主桁間への設置の方が若干高い効果が得られることが確認できた。

4.2 橋軸直角方向免震の影響 (A・E)

主桁端部・橋台間での橋軸直角方向の支承条件が固定の場合 (ケース A) と免震装置の場合 (ケース E) におけるアーチリブの最大曲率 ϕ_y 分布を図-1 4 に示す。スプリング部および横梁接合部における曲率の低減率は大きく、スプリング部および下横梁付近では約 50%、横梁接合部付近では約 25% にまで応答が抑えられている。

同様に ϕ_z を図-1 5 に示す。ケース A よりもケース E の方がほとんどの箇所では応答が小さくなっている。また、スプリング部での差は大きく、ケース E がケース A の半分程度の曲率となった。同部は M_z , ϕ_z 共に低減しており、ケース E では片側のスプリング部が降伏を免れていることが分かる。

主桁の橋軸方向および橋軸直角方向の最大加速度分布を図-1 6、図-1 7 に示す。いずれの方向についてもケース E では、加速度を大きく低減できていることが分かる。特に、橋軸直角方向に関しては、桁中央付近においてケース A の 15% 程度まで加速度が低減されている。

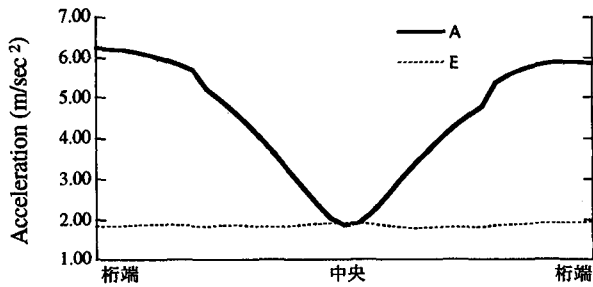


図-16 主桁橋軸方向最大加速度分布

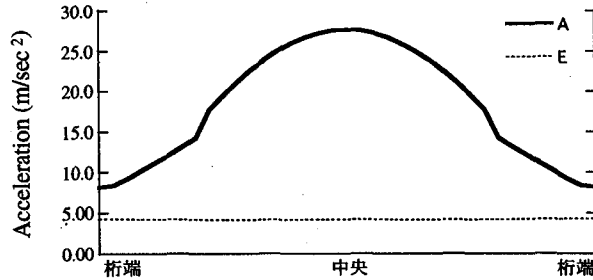


図-17 主桁橋軸直角方向最大加速度分布

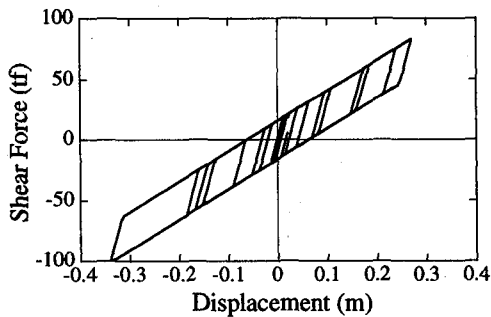


図-18 弾塑性せん断バネの履歴曲線 (ケースE)

図-18にケースEにおける免震装置の履歴曲線を示す。橋軸方向を免震化した場合 (ケースB, C) に比べ大きく変形していることが確認できる。

主桁中央の橋軸直角方向変位を図-19に示す。ケースAでは12cm程度の変位であるが、ケースEでは、免震化により主桁全域において約34cmの変位が生じた。ケースAでは、主桁端部・橋台間を橋軸直角方向に固定しており、主桁は桁の変形により振動するため、主桁の変位は小さく、周期は短くなっている。それに対し、ケースEでは主桁全体が長周期で振動していることから、変形が免震装置に集中していることが確認できる。

以上の結果より、橋軸直角方向に免震化を図った場合、橋軸直角方向曲げとなる M_y 、 ϕ_y はもちろんのこと橋軸方向曲げとなる M_z 、 ϕ_z も低減できることが判明した。特に、 M_y 、 ϕ_y に関しては大幅な低減が見られ、橋軸直角方向免震の有効性が示された。ただし、橋軸方向の変位の増大には注意を要する。

4.3 鉛直方向免震の影響 (A・F)

下横梁・主桁端部において鉛直方向の支承条件がアンカーバーの場合 (ケースA) と免震装置の場合 (ケースF)

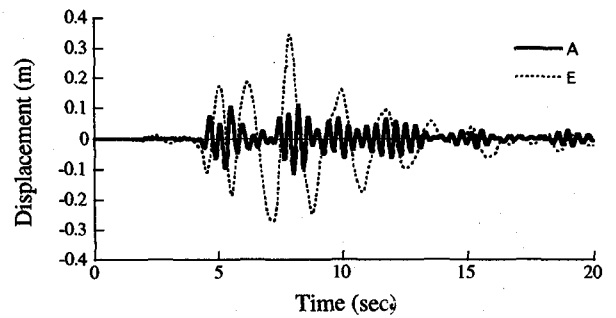


図-19 主桁橋軸直角方向変位

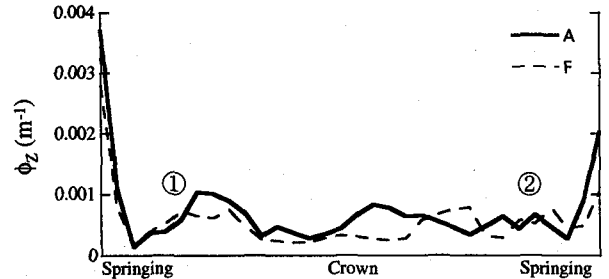
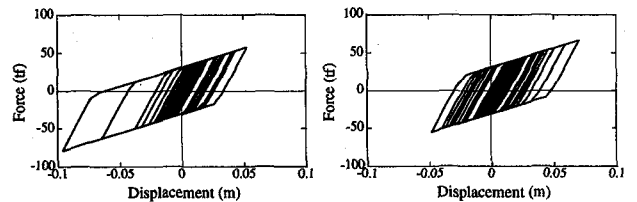


図-20 アーチリブ最大曲率 ϕ_z 分布



①左側の下横梁・主桁間 ②右側の下横梁・主桁間

図-21 弾塑性バネの履歴曲線 (ケースF)

の比較を行う。ケースA, Fの計算結果からは M_y 、 ϕ_y 分布にほとんど差が見られなかったことより、下横梁・主桁間の鉛直方向条件が主桁の橋軸直角方向の応答に与える影響は小さいと考えられる。

アーチリブの最大曲率 ϕ_z 分布を図-20に示す。クラウン部では応答が低減されているものの、その効果は小さく、逆にケースFの方が応答値が大きくなる箇所も見られた。スプリング部においては、免震化により降伏を免れている。

鉛直方向免震装置の履歴曲線を図-21に示す。免震装置の最大変位方向と主桁の鉛直方向最大変位より、主桁は中央を節としたモードで振動していると考えられる。なお、免震装置は自重解析後に設置しており、履歴中に自重による変位は含まれていない。

図-22に主桁の鉛直方向最大加速度分布を示す。水平方向免震ほどの効果は見られず、下横梁付近ではケースFはケースAの加速度を上回っている。図-23にケーブルの軸力分布を示す。横軸は各ケーブル位置を表しており、縦軸は軸力 (圧縮: +, 引張: -) である。9つのケーブルのうち両端を除けば、ケースA, Fとも同程度の軸力であるが、両端のケーブルにおいてはケースFの軸力が大きく上回っている。これは、主桁と下横梁の鉛直方向

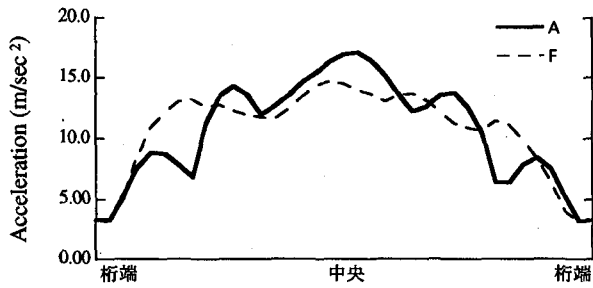


図-2 2 主桁鉛直方向最大加速度分布

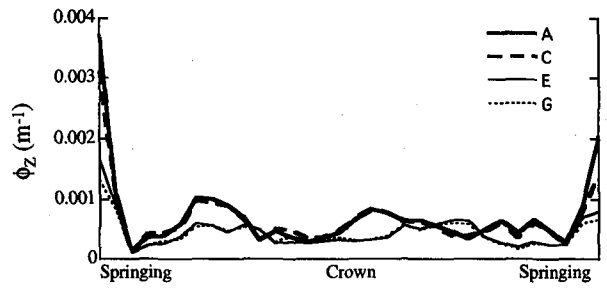


図-2 5 アーチリブ最大曲率 ϕ_z 分布

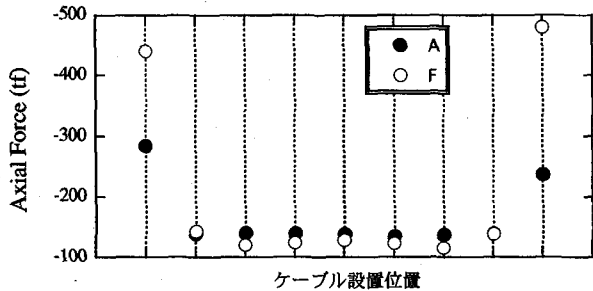


図-2 3 吊りケーブルの最大軸力分布

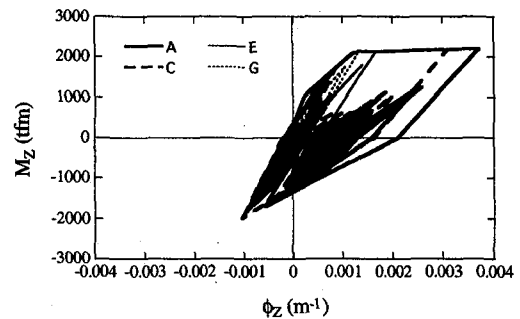


図-2 6 スプリング部 M_z - ϕ_z 履歴曲線

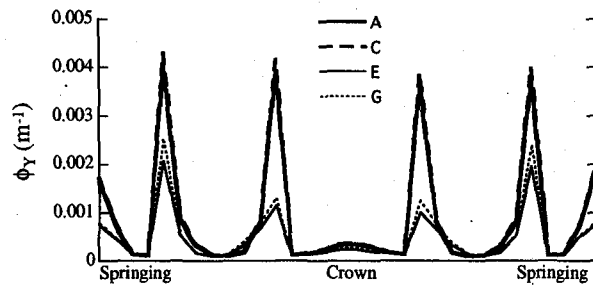


図-2 4 アーチリブ最大曲率 ϕ_y 分布

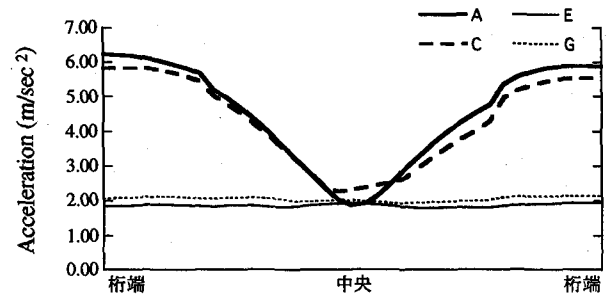


図-2 7 主桁橋軸方向最大加速度分布

拘束効果が小さくなったために、下横梁部の主桁の上下方向変位が大きくなり、下横梁で負担していた側径間の荷重をケーブルが負担したためと考えられる。

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_z 、 ϕ_z を低減可能であることが分かった。

4.4 橋軸、橋軸直角方向免震の影響 (A・C・E・G)

橋軸、橋軸直角方向の支承条件を変化させた場合におけるアーチリブの最大曲率 ϕ_y 分布を図-2 4 に示す。分布を見ると、橋軸直角方向に免震化したケース E、G と固定としたケース A、C がそれぞれ似た分布となっており、橋軸直角方向の免震効果の有無が応答値に大きな影響を与えることが分かる。また、ケース E、G での最大曲率はケース A、C よりも小さく、応答値は 25% 近くまで低減されている。また、ケース G よりもケース E の方が、わずかではあるが応答値が小さいことも分かる。

次に、最大曲率 ϕ_z 分布を図-2 5 に示す。 ϕ_z においても橋軸直角方向の免震効果の有無により応答性状が異なる結果となった。分布を見ると、多くの箇所でもケース

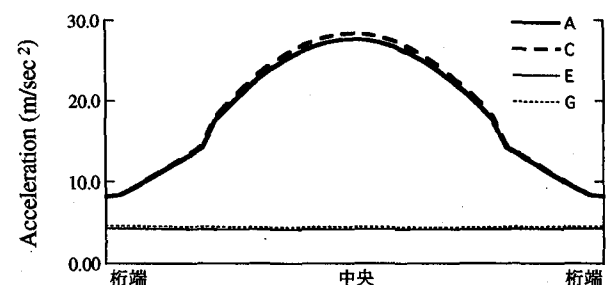


図-2 8 主桁橋軸直角方向最大加速度分布

E、G が下回っている。また、スプリング部のケース E、G、または図-2 6 に示す M_z - ϕ_z 履歴曲線に着目すると、 M_y 、 ϕ_y とは逆にケース E よりもケース G の方が小さな応答に抑えられていることが分かる。

主桁の橋軸方向および橋軸直角方向の最大加速度分布を図-2 7、図-2 8 に示す。両方向ともにケース E、G における加速度がケース A、C に比べ小さくなっている。この分布からも、断面力の低減には橋軸直角方向の免震効果の影響が大きいことが分かる。

主桁の橋軸方向および橋軸直角方向の最大変位分布をそれぞれ図-2 9、図-3 0 に示す。主桁の橋軸方向変位に

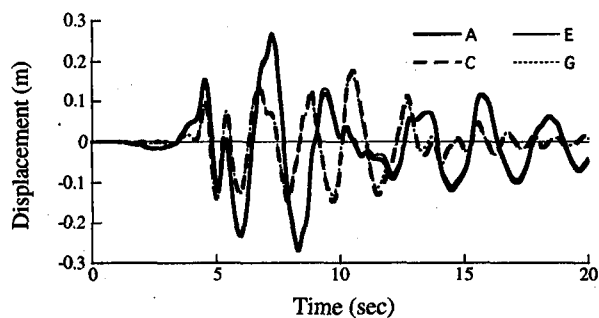


図-2 9 主桁橋軸方向変位

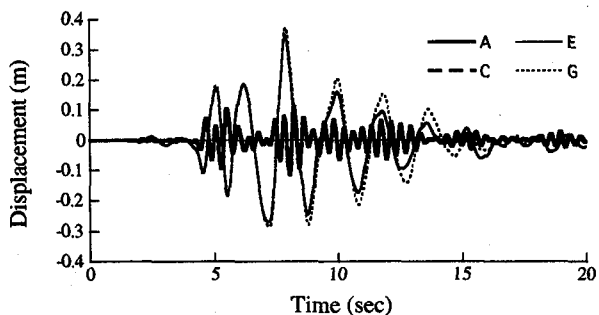


図-3 0 主桁橋軸直角方向変位

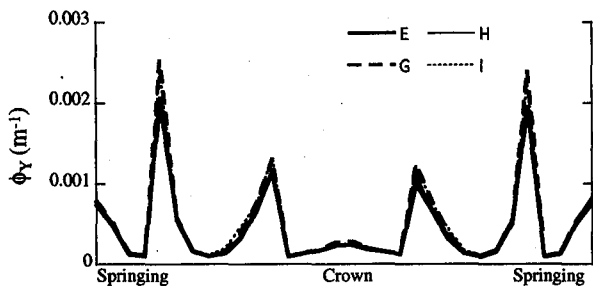


図-3 1 アーチリブ最大曲率 ϕ_y 分布

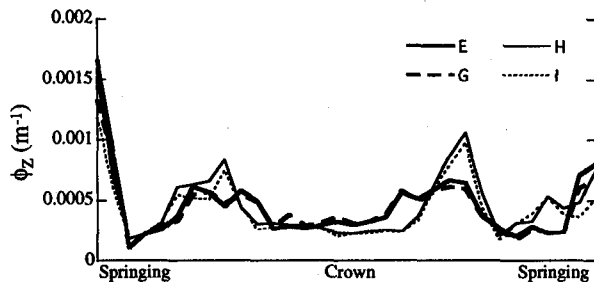


図-3 2 アーチリブ最大曲率 ϕ_z 分布

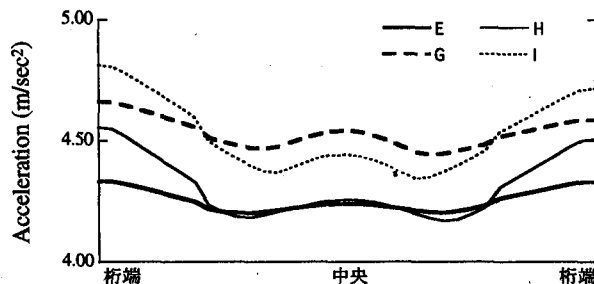


図-3 3 主桁橋軸直角方向加速度分布

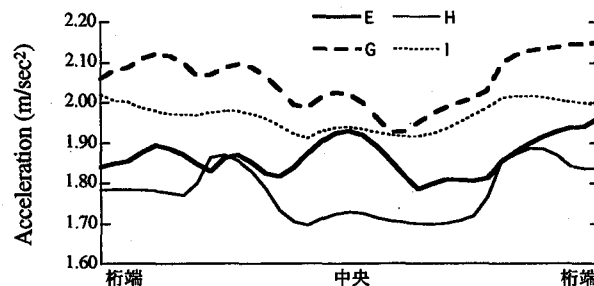


図-3 4 主桁橋軸方向加速度分布

については、ケース A, E, またケース C, G がそれぞれほぼ同じ値であることから、橋軸方向変位には橋軸直角方向の免震化の影響はほとんどないことが分かる。それに対し、橋軸直角方向の主桁変位ではケース A, C はほぼ同じものの、ケース E, G については若干の応答差が見られる。ケース E, G のモデルの違いは橋軸方向の支承条件のみであるため、この差違が橋軸方向条件によるものであることは明らかである。これは、ケース E が橋軸方向条件を自由とし、主桁が橋軸方向に大きく変位しているのに対して、ケース G では免震化により橋軸方向への主桁の振動がケース E に比べて抑えられるため、その分橋軸直角方向の拘束が弱くなったことが原因と考えられる。

以上の結果より、本モデルにおいては橋軸直角方向の支承条件が橋軸方向の条件よりも断面力および加速度を大幅に改善できることが判明した。しかしながら、本解析では基本モデル(ケース A)の橋軸方向支承条件を自由としているため、橋軸方向の免震効果が橋軸直角方向ほど顕著に現れないが、橋軸方向条件を固定としたものと比較すると、4.1 で述べた通り、橋軸方向曲げとなる M_z , ϕ_z を大幅に低減可能である。

4.5 3方向免震の影響 (E・G・H・I)

ケース E, G およびケース E, G をそれぞれ鉛直方向に免震化したケース H, I の比較を行う。図-3 1 にアーチリブの最大曲率 ϕ_y 分布を、図-3 2 には最大曲率 ϕ_z 分布を示す。最大曲率 ϕ_y 分布に大きな差は見られず、横梁接合部においてケース G, I が E, H に比べ若干大きい程度である。橋軸方向曲げに関しては、鉛直方向の支承条件によって分布形状が2つに分かれた。鉛直方向に免震化した場合、4.3 での解析結果と同様に主桁の変位による引張力がケーブルを介してアーチリブへ伝わることにより、両端のケーブル位置での応答が大きくなっている。しかし、スプリング部、クラウン部においては鉛直方向の免震化による ϕ_z の低減が見られ、耐震性は向上しているといえる。

図-3 3, 図-3 4 に主桁の橋軸および橋軸直角方向の最大加速度分布を示す。どちらの分布においても4ケースの加速度差は 1m/sec^2 以下であるが、橋軸方向に免震化していないケース E, H が低い値を示した。

主桁変位の時刻歴は、水平2方向においてはケース E と I, またケース G と H がほぼ同じ波形となり、鉛直方向の免震化は主桁の水平方向変位にほとんど影響しないと考

えられる。鉛直方向変位は、免震・非免震で波形が若干異なるものの最大変位、周期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免震装置を設置した場合、鉛直方向変位をほとんど変化させず、スプリング部およびクラウン部における M_z 、 ϕ_z が低減できることが判明した。しかし、その効果は小さく、逆に両端ケーブルの引張力に伴いアーチリブの両端ケーブル位置において M_z 、 ϕ_z の増加が見られ、水平方向の免震化ほどの効果は得られないことが分かった。

4.6 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-35に示す。最大応答塑性率は、Y軸回りにおいて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発生した。橋軸直角方向に免震化したケースE、G、H、Iにおいては、2軸回りに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、I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。各ケースの主桁最大変位を図-36に示す。橋軸方向の支承条件を自由としたケースA、E、F、Hでは、橋軸方向に27~28cmの変位を生じているが、免震化したB、C、G、Iでは、変位を10cm近く低減でき、さらにZ軸回りの損傷度も抑えられている。

以上より、3方向免震としたケースIが最もスプリング部の損傷度が低く、耐震性能が高いと判断できるが、施工性、コストを考慮するとケースGでも十分な効果が得られる。

5. 解析結果(免震支承の最適仕様の検討)

前章までは、任意の特性($K_1=1500\text{tf/m}$ 、 $Q_d=15.625\text{tf}$ 、 $K_2/K_1=1/6$)を持つ免震支承を設定し、その設置形態の相違が応答に与える影響について考察を行ったものである。本章では、これまでの知見から、免震効果が期待でき施工性も兼ね備えたケースGを対象に、支承特性の相違が応答に及ぼす影響について考察する。

5.1 降伏荷重 Q_d の影響

図-37は支承特性による最大応答塑性率の変化を、剛性低下率 K_2/K_1 および降伏荷重 Q_d によりまとめたものである。前章の解析結果と同様に、橋軸直角曲げとなる ϕ_y が ϕ_z に比べ大きくなっており、降伏曲率($\phi_{y_y} \approx 0.0095$ 、 $\phi_{z_y} \approx 0.0123$)に至っている。

Z軸回りの応答塑性率は概ね1.0前後であり、降伏荷重 Q_d の増加に伴い緩やかに低下する傾向が見られる。降伏荷重 Q_d に伴う変動が小さいことは、前章のケースAとケースB、Cの応答塑性率に顕著な差が見られなかったことから予想できる。一方、Y軸回りにおいては降伏荷重の影響は強く、 $Q_d=30 \sim 40\text{tf}$ 付近において応答塑性率

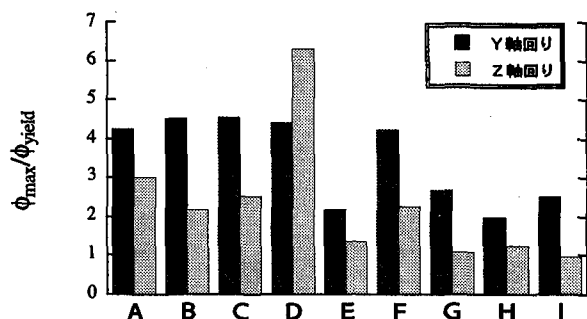


図-35 各ケースにおけるアーチリブ最大応答塑性率

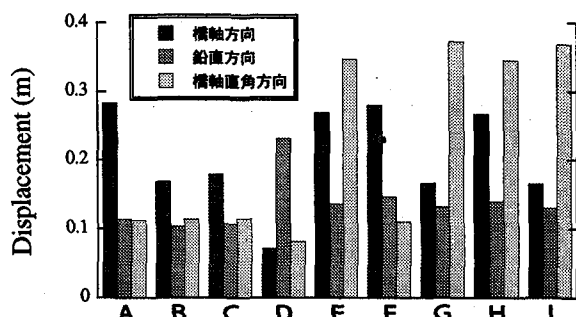


図-36 各ケースにおける主桁最大変位

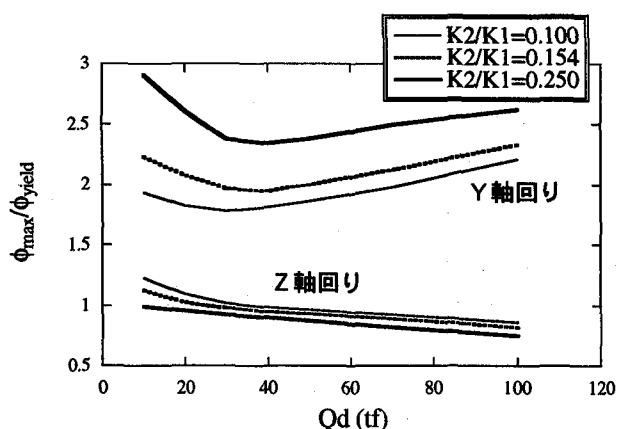


図-37 支承特性による最大応答塑性率の変化

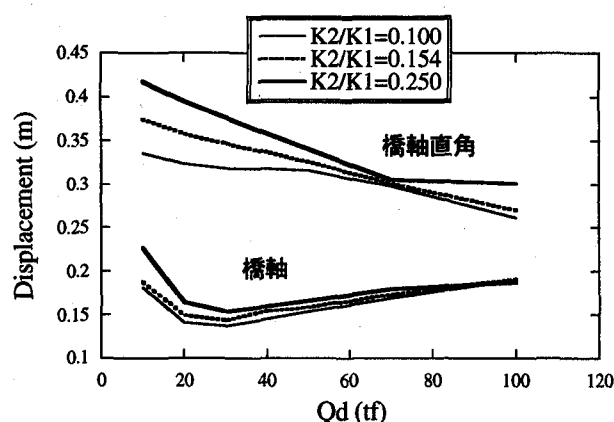


図-38 支承特性による主桁最大応答の変化

は最小値をとる。

次に、剛性低下率 K_2/K_1 および降伏荷重 Q_d による主桁最大変位の変化を図-38に示す。橋軸方向の変位は、降伏荷重 $Q_d=0 \sim 20\text{tf}$ までは急激な変位の低下が見られ、

$Q_d=20\sim 30tf$ において変位は最小値の約15cmとなり、さらに Q_d が増加すると、緩やかに変位は大きくなる傾向を持つ。Z軸回りの応答塑性率の変動が小さく、それに関与すると思われる橋軸方向変位が $Q_d=20\sim 30tf$ において最小値をとることから、橋軸曲げに対しては、 $Q_d=20\sim 30tf$ 付近において最も免震効果が期待できると考えられる。一方、橋軸直角方向変位は降伏荷重 Q_d の増加に伴い急激に変化し、解析範囲内に最適値は存在しない。橋軸直角曲げに着目すると、塑性率に対しては $Q_d=30\sim 40tf$ 付近、変位に対してはなるべく大きい Q_d を与える支承が最適となり、両者のバランスを考慮した判断が必要であるが、論文の目的である耐震性能向上としての最適な Q_d を考えると、塑性率を最も低減できる $Q_d=30\sim 40tf$ となる。

5.2 剛性低下率 K_2/K_1 の影響

Y軸回りの応答塑性率は、剛性低下率 K_2/K_1 による影響が強く、 K_2/K_1 が小さいほど損傷を抑えられる。これに対し、Z軸回りでは逆に K_2/K_1 が大きいほど損傷を抑えられる傾向が見られる。しかし、Z軸回りの応答塑性率に K_2/K_1 が与える影響は、Y軸回りのそれに比べると小さいため、 K_2/K_1 が小さいほど全体としての損傷度は低減できると考えられる。

一方、主桁最大変位は橋軸、橋軸直角ともに K_2/K_1 が小さいほど、変位が小さくなるという傾向を示した。特に、橋軸直角方向の変位は剛性低下率 K_2/K_1 による影響が大きいことが確認できる。

5.3 最適仕様および設計例

これまでの解析結果から、降伏荷重 Q_d は $20\sim 40tf$ 、剛性低下率 K_2/K_1 は0.10とすることにより、対象橋梁のY軸回りの応答塑性率および主桁変位を最も低減できると考えられる。

以上の検討を踏まえて、上記の条件を満足する免震支承を設計した。その設計例を表-4に示す。本設計例は、LRBを対象として設計を行ったが、中路的アーチ橋は側径間以外はケーブルにより弾性支持されており、主桁端部に設置する支承には鉛直荷重等の制限が少ないため、他の免震・制震装置の設置も可能であると考えられる。

5. まとめ

本研究により得られた知見を以下に示す。

- 1) 橋軸方向、または橋軸直角方向に免震装置を設置することにより、アーチリブの損傷を抑えることができる。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) 橋軸方向免震における免震装置の設置位置の違い(下横梁・主桁間か主桁端部・橋台間)が応答に与える影響は小さい。
- 3) 鉛直方向への免震装置の設置は、主に橋軸方向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、両端ケーブルの設置

表-4 免震支承の例 (LRB)

仕様	積層ゴム	D (cm)	80×80
	内部補強板	D_p (cm)	73×73
	ゴム総厚	Σt_e (cm)	2.0×10層=20
	鉛プラグ直径	D_p (cm)	11.0
	鉛プラグ本数	np (本)	4
力学特性	一次剛性	K_1 (tf/m)	1512.7
	二次剛性	K_2 (tf/m)	232.7
	降伏荷重	Q_d (tf)	32.3
	剛性低下率	K_2/K_1	0.1538
	降伏変位	δ_y (cm)	2.5

位置においては曲げモーメントの増加が見られた。

- 4) 全ケースの最大曲率による損傷度および最大変位から判断すると、3方向に免震化したケースIと、水平方向に免震化したケースGの耐震性能が優れているといえる。しかし、施工性などを考慮した場合、水平方向に免震化したケースGの方が実用性に優れているといえる。
- 5) 対象橋梁において損傷が大きいと予想される橋軸直角曲げおよび主桁変位に対して効果の大きい免震支承は設置が十分可能な諸元を持つ。

以上より、中路的RCアーチ橋において免震化によるアーチリブの断面力低減が可能であることが判明した。但し、本解析では、アーチリブの非線形モデルに2軸曲げ、軸力変動を考慮していないため、今後、これらを考慮した解析を行い、さらに検討を進めていく予定である。

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) 北沢・幸左・渡辺: RCアーチ橋の耐震検討, 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.249-251, 1998.1.
- 3) 水取・首藤・山花・大塚: 中路的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.
- 4) 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.
- 5) 橋本・山花・水取: 大規模地震時におけるPC斜張橋の弾塑性応答特性, 第50回年次学術講演会, VI-21, pp.42.43, 1995.9.

(1998年9月18日受付)