

ブレースダンパーによる鋼製アーチ橋の地震応答低減効果

福田智之¹・川島一彦²・渡辺学歩³

¹学生会員 東京工業大学大学院 理工学研究科（〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1）

²フェロー 工博 東京工業大学教授（〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1）

³正会員 工修 東京工業大学土木工学科助手（〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1）

1. はじめに

従来、数ある橋梁形式の中でもアーチ橋は耐震性が高いと考えられてきた。しかし、地震時保有耐力法による耐震検討に基づく、従来、震度法で耐震設計されてきたアーチ橋の中には、兵庫県南部地震クラスの強震動を受けると、大きな被害を蒙る可能性があり得ることが明らかとなってきた¹⁾²⁾³⁾⁴⁾。このため、耐震性が不十分なアーチ橋に対する耐震補強法の開発が重要となっている。具体的な耐震補強法としては、アーチリブに補剛板を巻き付ける、コンクリートを充填することによって、その剛性を向上させる方法があるが、近年、免震装置としてブレースダンパーの研究が進められてきている⁵⁾。

ここでは、ブレースダンパーを用いて上路式鋼製アーチ橋の地震応答を低減させ、耐震補強とする方式の適用性を検討した結果を示す。また、アーチ橋の自由振動を数値解析により再現し、ダンパーブレースによる地震応答低減の効果を評価する。

2. ブレースダンパー

ブレースダンパーとは、ブレース材の両端に塑性部材を設け、ブレースに軸方向の伸縮が作用した場合に、エネルギー吸収できるようにしたものである。以下、ここではBDと呼ぶ。塑性部材の座屈を防止するために、図-1に示すように、ブレース材の両端に塑性部材を設けた構造が知られている。トラス系の既設構造物の耐震補強では、既存の斜材と入れ替えるか、新たに添設することによって、トラスが変形した場合に、エネルギー吸収をはかることが考えられる。既存の斜材と入れ替えるのか、新たに添設するかによって、ブレースに必要とされる剛性や強

度は異なるが、圧縮力を受けた場合に全体座屈しないようにしておかなければならない。

3. 解析対象とする鋼製アーチ橋とその耐震性

解析対象とするのは、図-2に示すように、アーチスパン 99m、ライズ 17.5m の上路式鋼製アーチ橋である。アーチリブは両端で固定されている。アーチリブはボックス形式で、いずれの区間でも、ボックスの高さ、幅はそれぞれ 1000m、1100m である。ただし、板厚は図-3に示すように3通りに変化している。

このアーチ橋は昭和 55 年道路橋示方書によって設計水平震度法を用いて設計されており、現在の道路橋示方書に基づく、アーチリブや斜材、鉛直材の耐震性が不十分と判断される。

動的解析では、アーチリブ、斜材、鉛直材を 3 次元線形梁要素でモデル化した。アーチリブの両端はアーチアバットに固定されており、桁端部は水平方向に可動なゴム支承で支持されている。ここでは、床板剛性は無視している。等価減衰定数はアーチリブ、床板、鉛直材ともに 1% とする。BD は、バイリニア型履歴減衰を有するバネ要素としてモデル化する。

入力地震動としては、1995 年兵庫県南部地震による JMA 神戸海洋気象台と JR 鷹取駅における記録、1994 年 Northridge 地震による Sylmar Parking Lot における記録、1999 年 Duzce 地震による Duzce における記録、1999 年 集集地震による日月潭における記録の 5 地震動を用いた、これらは近年の地震で得られた代表的な断層近傍地震動である。解析には、水平 1 成分と上下成分をペアーとして用いた。

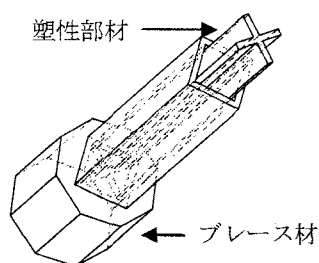


図-1 ブレースダンパー

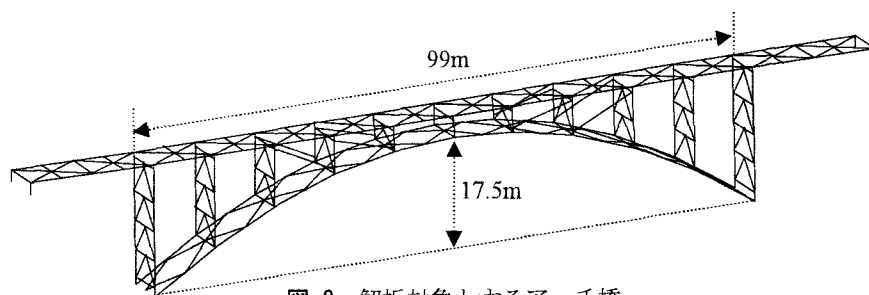


図-2 解析対象とするアーチ橋

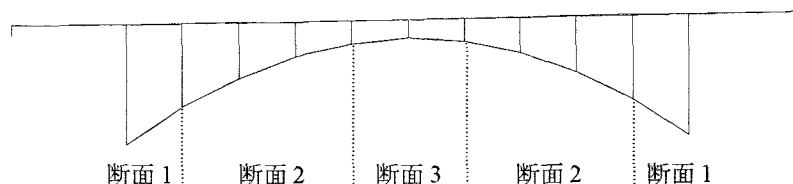
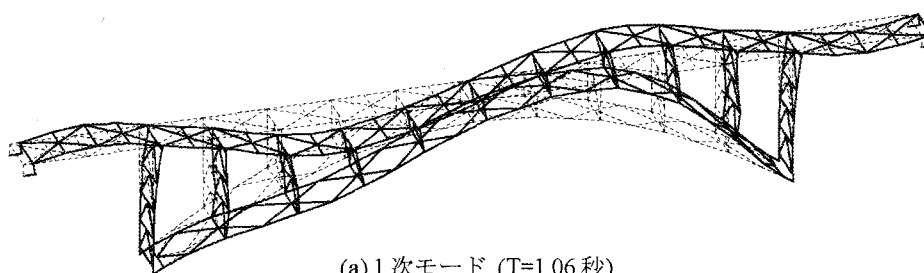
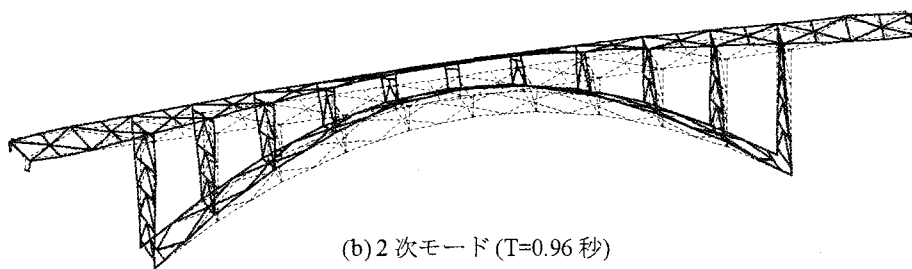


図-3 アーチリブの断面区分

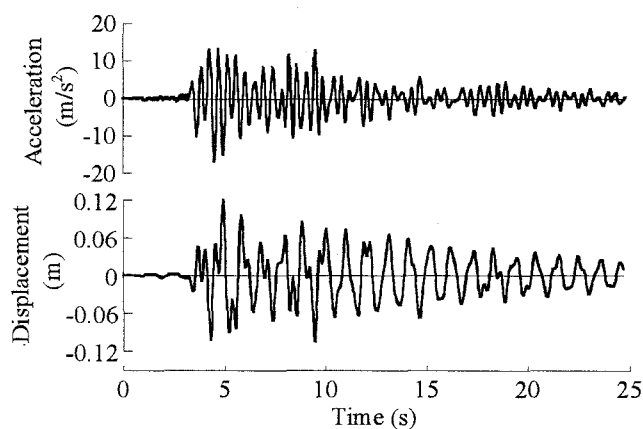


(a) 1次モード (T=1.06 秒)

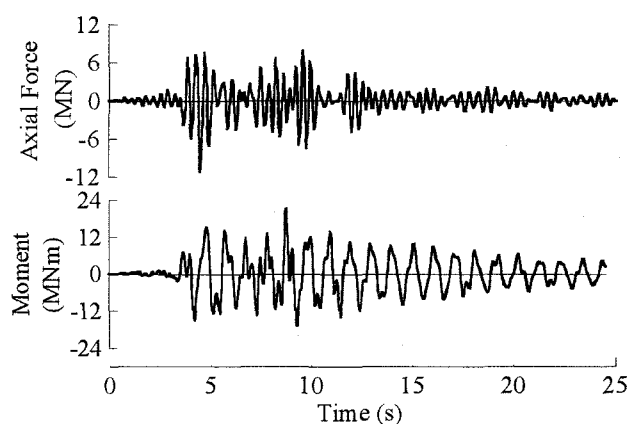


(b) 2次モード (T=0.96 秒)

図-4 アーチ橋の固有振動モード



(a) 桁中央点の加速度と変位



(b) アーチリブ左端点の軸力と曲げモーメント

図-5 現況の地震応答 (JMA 神戸地震動)

4. ブレースダンパーの効果

(1) アーチ橋の地震応答

現状アーチ橋の固有値解析の結果を図-4 に示す。1次モードは橋軸方向の逆対称モードであり、上下

方向にも大きな応答を示す。2次モードは橋軸直角方向に対称なモードである。固有周期は1次モードが1.06秒、2次モードが0.96秒である。

JMA 神戸記録を橋軸方向+鉛直方向に作用させた場合の地震応答を図-5 に示す。桁中央の水平最大加速度、水平最大変位はそれぞれ 16.8m/s^2 、 0.12m

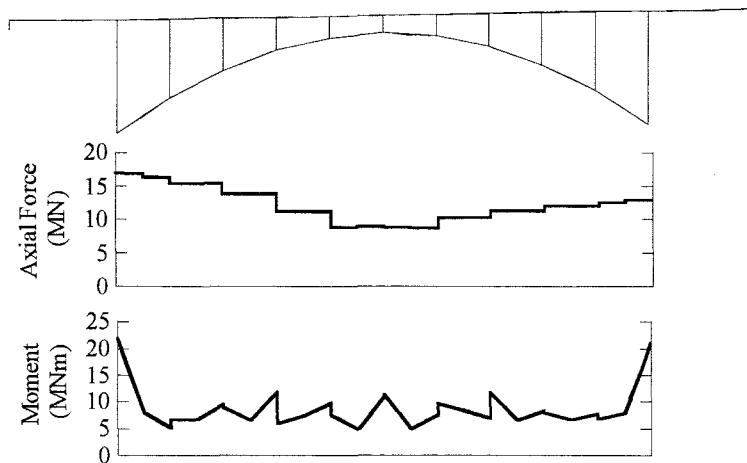


図-6 アーチリブにおける最大応答軸力と曲げモーメント (現況, 自重+地震応答, JMA 神戸地震動)

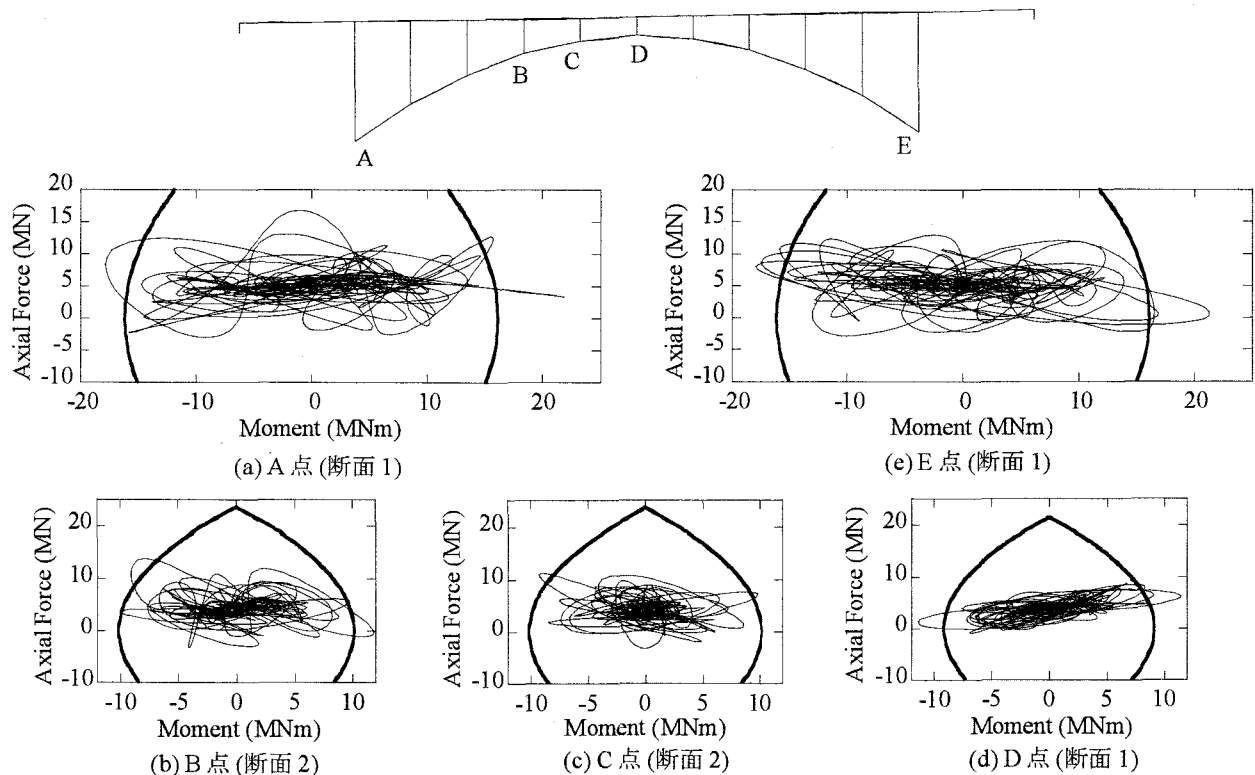


図-7 アーチリブの軸力-曲げモーメント相関 (現況, JMA 神戸地震動)

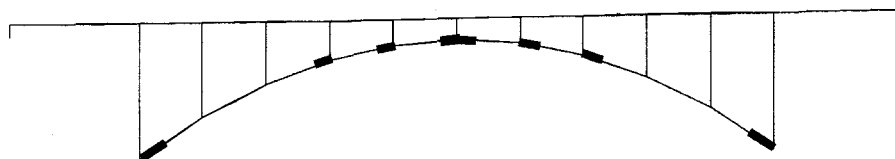


図-8 塑性ヒンジを形成する部材

であり、また、曲げモーメントが大きいアーチリブ端点の最大軸力、曲げモーメントはそれぞれ 11.5MN、21.4MNm となる。

上述した通り、このアーチ橋は震度法に基づいて設計、施工されているため、JMA 神戸地震動のような強い断層近傍強震動を受けるとアーチリブも降伏する。JMA 神戸地震動を作用させた場合にアーチリブに生じる最大応答軸力と曲げモーメントを図-6 に示す。ただし、ここでは自重による軸力、曲げモーメントを加え合わせた結果を示している。軸力と

曲げモーメントのインターアクションを求めると、図-7 のようになり、アーチリブには端点だけでなく、中央点、1/4 点においても塑性化が生じる。図-8 は塑性化するアーチリブの範囲を示した結果である。

(2) ブレースダンパーの設置位置

耐震補強として BD を設置する際、どこに BD を設置するのが有効かの判断が重要である。いま、格

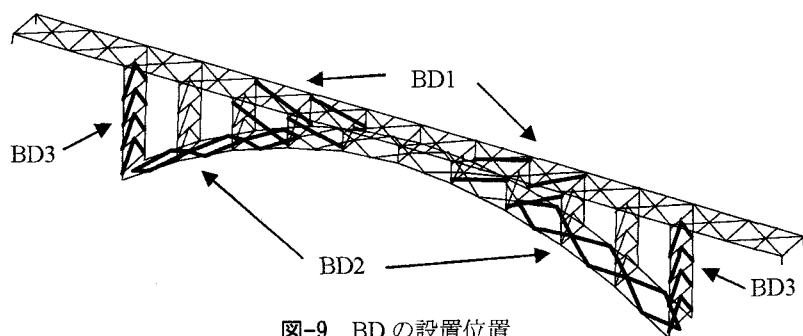
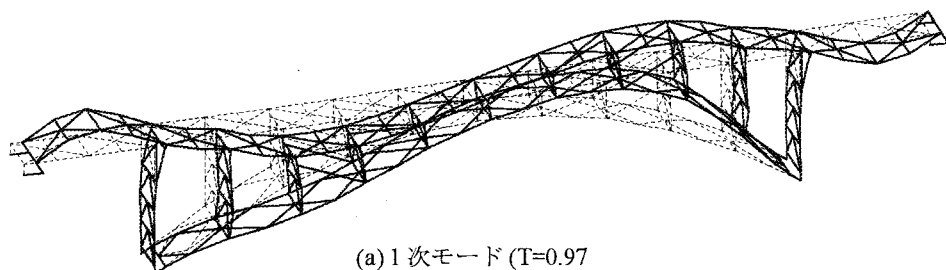
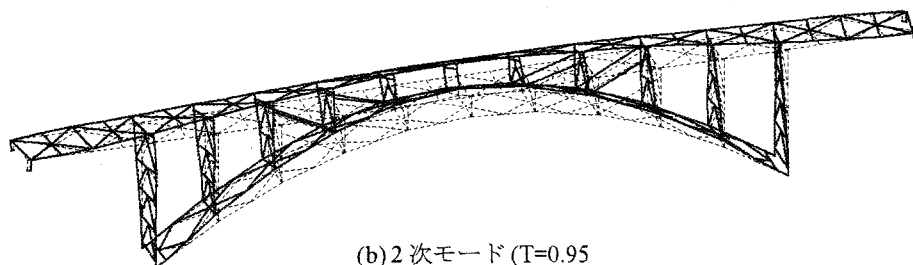


図-9 BD の設置位置

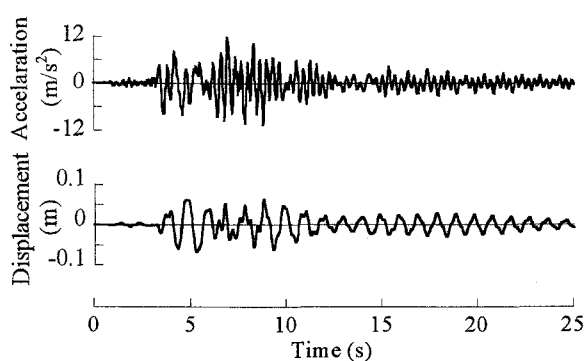


(a) 1 次モード (T=0.97)

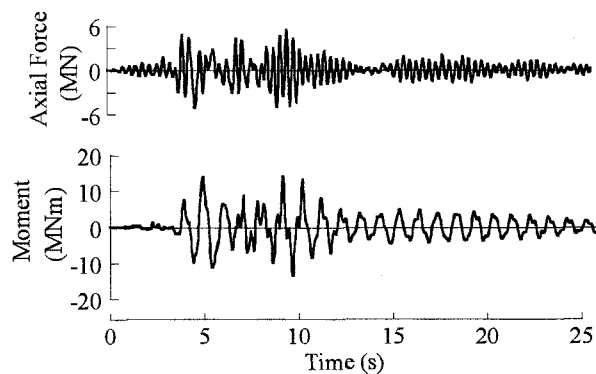


(b) 2 次モード (T=0.95)

図-10 BD を設置した場合のアーチ橋の固有振動モード



(a) 桁中央点の加速度と変位



(b) アーチリブ左端点の軸力と曲げモーメント

図-11 BD を設置した場合のアーチ橋の時刻歴応答 (JMA 神戸地震動)

点 i と j を結ぶ BD の降伏変位を u_{yij} 、この BD に生じる最大応答変位を u_{ij} とすると、応答じん性率は、

$$\mu_{ij} = \frac{u_{ij}}{u_{yij}} \quad (1)$$

また、BD を座屈させないためには、限界長を l_{uij} とすると、BD の長さ l_{ij} は、

$$l_{ij} \leq l_{uij} \quad (2)$$

ここでは、 $l_{uij} = 15\text{m}$ として、式(2)を満足し、式(1)による μ_{ij} がおおむね 30 以上となるという条件から、BD の設置位置を図-9 のように定めた。BD 1 は新規設置であり、主として橋軸方向の応答に備えたものである。また、BD 2, 3 は既存の部材を置換するものであり、主として橋軸直角方向の応答に備えたものである。BD の長さは場所によって多少異なるが、BD 1, 2, 3 では、それぞれ 10.1~10.8m, 5.4~6.9m, 5.8m である。また、BD の降伏耐力 P_{DBY} は、BD 1, 2, 3 に対してそれぞれ、470kN, 657kN,

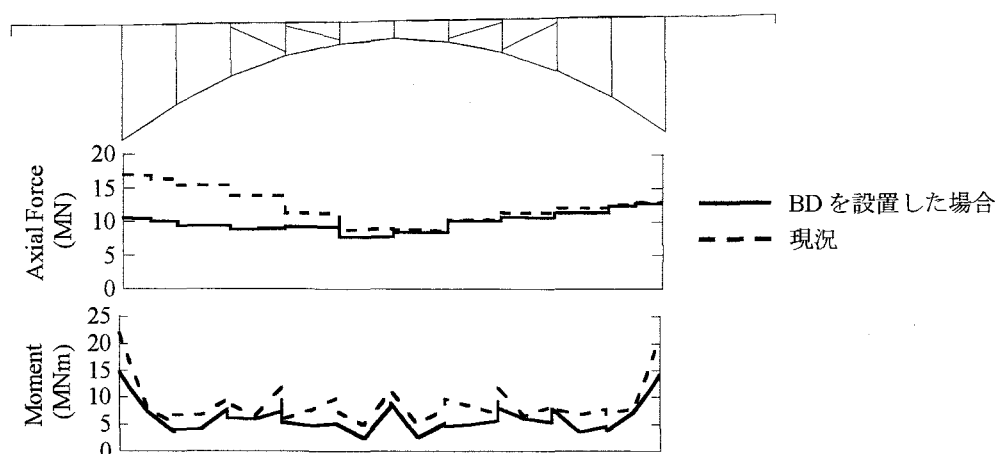


図-12 BDを設置した場合のアーチリブにおける最大応答軸力と曲げモーメント

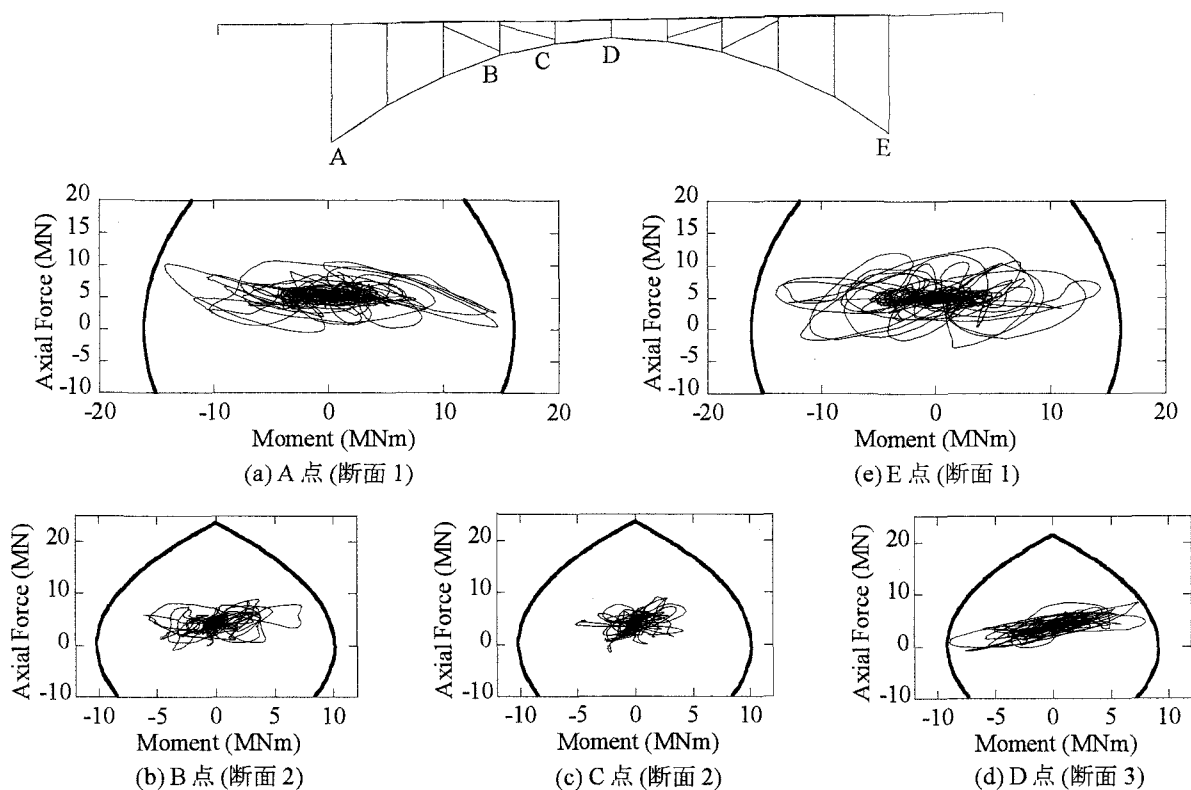


図-13 アーチリブの軸力-曲げモーメント相関 (JMA 神戸地震動)

1196kN とする。これらの降伏耐力の選定には特に理由がある訳ではなく、BD の全体座屈を阻止できる範囲でできるだけ大きな降伏耐力を選んだものである。したがって、BD の降伏変位 u_y は BD 1, 2, 3 に対して、それぞれ 3.4~3.6mm, 2mm, 1.3mm 程度となる。

(3) ブレースダンパーの効果

BD 1 を設置することによりアーチ橋の橋軸方向の固有周期および固有振動モードがどの程度変化するかを知るために、BD が線形域にあると仮定して解析した結果が図-10 である。図-4 に示した現況の場合の固有値特性と比較すると、固有振動モードは

ほとんど変化しないが、1 次および 2 次固有周期はそれぞれ 1.06 秒から 0.97 秒、0.96 秒から 0.95 秒とわずかに減少する。

図-11 は JMA 神戸記録を橋軸方向および上下方向に作用させた場合の応答を示した結果である。桁中央では最大加速度および最大変位はそれぞれ 11.8m/s^2 、0.065m となり、現況の橋と比較して、それぞれ 29.5%、46.6%だけ応答が減少する。また、BD を設置することによりアーチリブ左端点の最大軸力、最大曲げモーメントはそれぞれ 11.5MN から 5.6MN、21.4MNm から 14.4MNm と、BD を設置しない場合に比較して、それぞれ、54.9%、55.2%減少する。

図-12 は以上のようにして求めたアーチリブに生じる最大応答軸力と曲げモーメントを示したもので

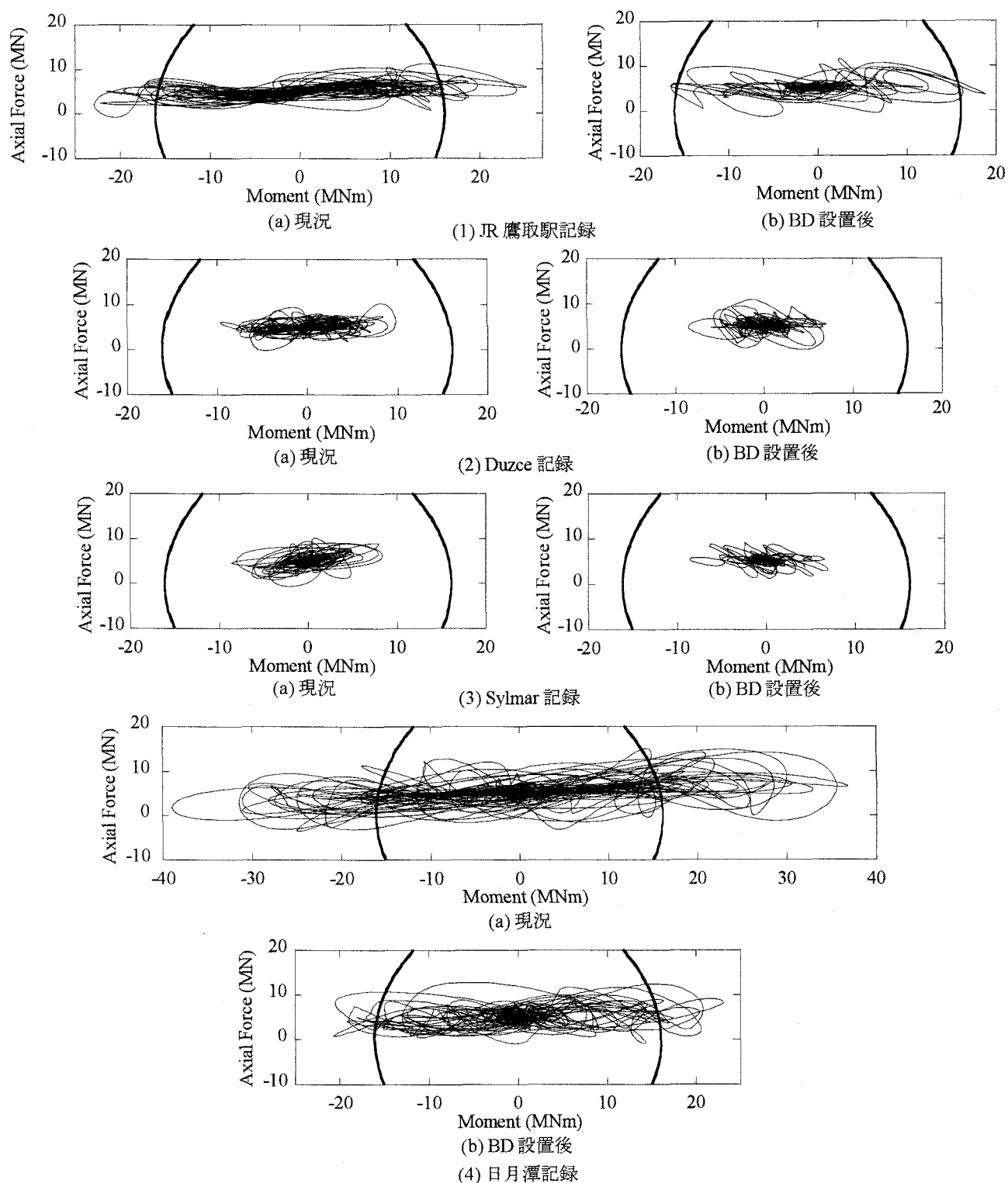


図-14 アーチリブ左端点の軸力-曲げモーメント関係

ある。比較のために BD を設置しない場合の結果も示している。BD1 を設置することにより、アーチリブの全断面にわたって軸力、曲げモーメントともに減少している。この結果、アーチリブの軸力と曲げモーメントのインターアクションを求めると、図-13 のようになる。図-7 に示したように、現況ではアーチリブに塑性ヒンジが形成されるが、BD を設置すると塑性ヒンジは生じない。したがって JMA 神戸地震動に対してこの BD が耐震補強として有効

である。

以上は JMA 神戸地震動を橋軸+上下方向に作用させた場合の解析であるが、同じ解析を他の 4 種類の地震動に対して行い、BD を設置することによってどの程度断面力の緩和効果があるかをアーチリブ左端部に対して示した結果が、図-14 である。ここには、図-7 に示した、アーチリブが全塑性状態となるインターアクションカーブも示している。これによれば、入力地震動によって応答の低減度合いは異な

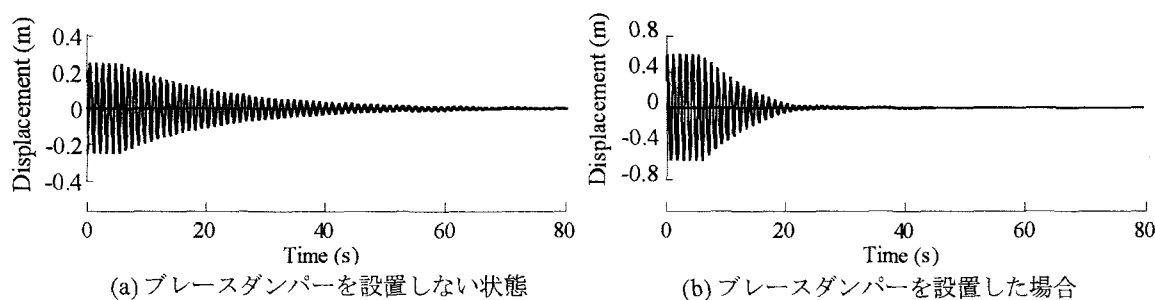


図-15 自由振動解析における桁中央点の応答変位

るが、BDを用いることにより、アーチリブ端部の軸力および曲げモーメントはともに減少する。インターアクションカーブの内側に収まることを耐震補強の目的とすると、BDを設置することにより、5地震動のうち、橋軸方向には3地震動、橋軸直角方向には4地震動に対して、耐震補強の目的を達成することができる。

5. ブレースダンパーによる減衰定数の増加量の推定

BD がアーチ橋の地震応答の低減に効果があるのは、BD によるエネルギー吸収作用によるものである。このため、BD のエネルギー吸収に基づくアーチ橋としての減衰定数を評価することが重要である。構造系の一部にエネルギー吸収性能を有する場合、構造系としての減衰定数を求めるためにはいろいろな方法があるが、ここでは、1 次振動モードに対するアーチ橋の自由振動を数値解析により再現⁶⁾し、次式により対数減衰率 δ から減衰定数 h を求める。

$$\delta = \frac{2\pi h}{\sqrt{1-h^2}} = \ln \frac{u_m}{u_{m+1}} \quad (3)$$

ここで、 u_m は自由振動の m 番目のピーク応答変位である。

以上の方法によって求めたアーチ橋の 1 次振動モードに対する自由減衰振動を橋軸方向を例に示すと、図-15 のようになる。BD を設置しない場合は、式(3)による減衰定数 h は振幅依存性を有するため、ここでは桁中央点における応答変位 u_c を基準にして表している。これから、式(3)によってアーチ橋の減衰定数 h を求めると、図-16 のようになる。BD を設置しない場合は、減衰定数 h はどの振幅においてもほぼ 1% となる。これに対して、BD を設置した場合は、減衰定数 h は桁中央点の変位 u_c 依存性を有しており、 u_c が減少するとともに減少する。これは、履歴型減衰を等価減衰定数として表した場合の特徴である。桁中央点の変位 u_c が 50mm 程度以下

と小さい場合には、減衰定数 h は小さくなるが、これはこの領域では、式(1)による BD の応答じん性率が 1 以下となり、エネルギー吸収が生じないためである。

いま、アーチ橋の地震応答を基本固有周期 T を有する 1 自由度系に近似できるとすれば、アーチ橋の地震応答は加速度応答スペクトル $S_A(T, h)$ から推測可能である。桁中央点の変位が u_c の場合に現況のアーチ橋が有する減衰定数を $h_0(u_c)$ 、BD を設置した場合の減衰定数を $h_r(u_c)$ とすれば、BD を設置することによる加速度応答の低減率 $\tilde{r}$ は、

$$\tilde{r} = \frac{S_A(T_r, h_r(u_c))}{S_A(T_0, h_0(u_c))} \quad (4)$$

ここで、 T_0 、 T_r はそれぞれ現況および BD で耐震補強した場合のアーチ橋の基本固有周期である。

減衰定数補正係数 $c_D(h)$ は減衰定数 0.05 の場合の加速度応答スペクトルに対する減衰定数 h の場合の加速度応答スペクトルとして定義されており、固有周期依存性を考慮しない場合は、近似的に次式で与えられる⁷⁾。

$$c_D(h) = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \quad (5)$$

式(5)を式(4)に代入すると、

$$\tilde{r} = \frac{c_D(h_r(u_c))}{c_D(h_0(u_c))} \quad (6)$$

図-16 に示したアーチ橋の減衰定数 $h(u_c)$ を用いて式(6)により BD を設置することによる加速度応答の低減率 $\tilde{r}$ を求めると、図-17 のようになる。ここでは、後述する動的解析から求めた低減率 $\tilde{r}$ も比較のために示している。桁中央点の変位 u_c が 50mm 程度以下と小さい場合を除けば、 u_c が大きくなる

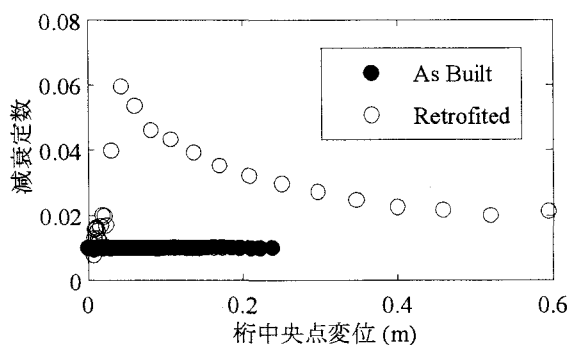


図-16 アーチ橋の減衰定数 (橋軸方向)

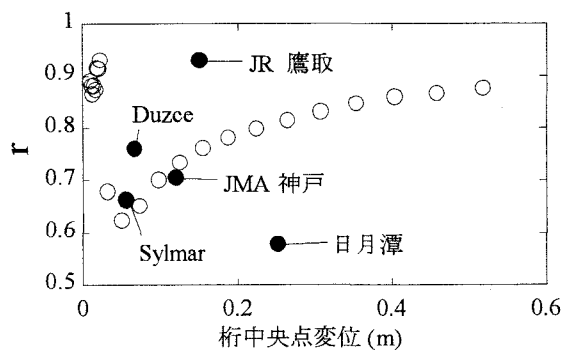


図-17 加速度応答の低減率 (橋軸方向)

につれて r は増加し、やがて1に漸近する。

一方、上述した非線形動的解析から求めた現況の場合とBDを設置した場合の桁中央点における橋軸方向の加速度応答を、それぞれ a_0^C 、 a_{DB}^C とすれば、BDを設置することによる橋軸方向の加速度応答の低減率 r を次式のように定義できる。

$$r = \frac{a_{DB}^C}{a_0^C} \quad (7)$$

式(7)から求めたBDを設置することによる加速度応答の低減率 r を図-17に示している。これによれば、式(6)によって与えられるBDを設置することによる加速度応答の低減率 $\tilde{r}$ は式(7)によって与えられる動的解析から求めた低減率 r をある程度の精度で表すことができる。これは、アーチ橋の基本固有振動モードに対する減衰定数 h が推測できれば、BDを設置することによる加速度応答の低減率 r をある程度の精度で推測可能なことを示している。しかし、JR鷹取記録や日月潭記録を入力した場合のように、式(6)による低減率 $\tilde{r}$ が式(7)による低減率 r と大きく異なる場合もある。これは、地震動特性によって、1自由度系によるアーチ橋の応答の近似が十分ではない場合があるためと考えられる。

6. 結論

ブレースダンパー(BD)による鋼製アーチ橋の耐震補強効果を検討するために、ここではアークスパン99mの上路式鋼製アーチ橋を取り挙げ、動的解析を行った。また、BDのような履歴系減衰の応答低減効果を検討した。本解析の結果得られた結論は以下の通りである。

1) BDの設置は鋼製アーチ橋の地震応答の低減に効果がある。これは、BDによるエネルギー吸収効果によるものである。アーチリブ端点の断面力に着

目すると、いくつかの地震動に対して全塑性状態に至らないようにすることができる。

2) アーチ橋の1次振動モードに対する減衰定数を推定できれば、BDを設置することによる加速度応答の低減率 r をある程度の精度で推定することができる。

7. 謝辞：本解析に用いたアーチ橋のデータは、三菱重工業(株)広島製作所に提供していただきました。井上幸一氏、田島啓司氏等、御協力いただいた皆様に厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 榊原泰造, 川島一彦, 庄司学: 動的解析に基づく上路式2ヒンジ鋼製アーチ橋の耐震性に関する検討, 構造工学論文集, Vol. 45A, 935-946, 1999
- 2) 堺淳一, 川島一彦: 軸力変動がRCアーチ橋の地震応答に及ぼす影響, 土木学会論文集, 724/I-62, 69-81, 2003
- 3) 井上幸一, 明神久也, 増田伊知郎, 中井収: 軸力降伏型鋼製ダンパーを利用した鋼橋の耐震性向上法, 第5回地震時保有耐力法の基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 43-50, 2002
- 4) 森拓也, 武村浩志, 幸左賢二, 松田宏, 永井篤: コンクリートアーチ橋の非線形動的解析, 第1回地震時保有耐力法の基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 245-248, 1998
- 5) 伊藤基規, 宇佐美勉, 葛西昭: 座屈拘束ブレースの繰返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 第6回地震時保有耐力法の基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 345-350, 2003
- 6) Kawashima, K. and Unjoh, S.: Damping characteristics of cable-stayed bridges with energy dissipation at movable supports, Structural Engineering and Earthquake Engineering, Proc. JSCE, 123-130, 1989
- 7) 川島一彦, 相沢興: 減衰定数に対する地震応答スペクトルの補正法, 土木学会論文集, 344/I-1, 351-355, 1984