

鋼アーチ橋に設置した座屈拘束ブレースの応答値

葛 漢彬¹・日沖 堅治²・宇佐美 勉³

¹正会員 工博 名古屋大学大学院助教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

²修士 (工学) 三菱重工業株式会社 高砂製作所 (〒676-8686 高砂市荒井町新浜2丁目1番1号)

³フェロー D.Sc. 工博 名古屋大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

本研究は土木鋼構造物の耐震性向上策として適用が有望視されている座屈拘束ブレース(BRB)を上路式鋼アーチ橋に設置した場合のBRBに対する応答値(Demand)の大きさについて検討したものである。入力地震動は、レベル2地震動(I, II種地盤用でタイプ1, 2地震動)の12波を用いた。応答値の指標としては、応答塑性率および累積応答塑性率の2つの量を取り上げた。数値解析の結果、上部構造(アーチリブ、補剛桁、床版)に健全度2以上(ひずみ応答が降伏ひずみの2倍以内)を確保する場合、SS400を用いたBRBの応答塑性率および累積応答塑性率の最大値は、それぞれ概略18, 140程度であった。

Key Words : seismic performance upgrading, buckling-restrained brace, steel arch bridge, demand.

1. 緒言

鋼アーチ橋の大地震に対する安全性に関する研究は、近年、数多く行われるようになってきた^{1)~8)}。これらの研究により、レベル1地震動により1次設計された鋼アーチ橋は、レベル2地震動に対する安全性が確保できない場合が少なくないことが明らかにされ、何らかの耐震性向上策の研究開発が望まれている¹⁾。

鋼構造物の耐震性を向上させる方策の一つとして、制震ダンパーの設置による耐震性向上策が挙げられる¹⁾。この向上策は、地震時に大きな損傷を起こさせる部材を、エネルギー吸収・消散のために特別に開発されたデバイス(制震ダンパー)に限定し、それ以外の部材をほぼ弾性域に収める方法である。このような点に着目した研究は限られているが、制震ダンパーをラーメン橋、アーチ橋、トラス橋、および吊橋などへ適用し、耐震性向上に一定の効果があることが実証されつつある^{9)~17)}。

大地震に対する制震ダンパーとして履歴型ダンパーが、経済性、信頼性、耐久性などの点で適する^{18)~20)}。履歴型ダンパーは、鋼材等の繰り返し塑性変形によって外力エネルギーの吸収・消散を図るダンパーであり、軸力降伏型である座屈拘束ブレース(Buckling-Restrained Brace, 以降BRBと略称する)は、鋼ブレース材をモルタル充填の鋼管などの拘束材で覆い、圧縮時の座屈を防止したブレース材である^{18)~23)}。そのことにより、圧縮時に引張りとは

ほぼ同一の復元力特性を得ることができ、安定したエネルギー吸収が期待できると共に、設計が著しく容易になる。

土木鋼構造物に適したBRBの性能に関する解析的および実験的研究は多く行われ^{9)~18), 21)~23)}、その復元力特性も提案されている²²⁾。しかし、実土木構造物に適用した場合のBRBの限界値(Capacity)に関する研究は皆無である。そのためには、BRBを設置した実土木構造物に対して多くの地震応答解析を行い、応答値を明らかにする必要がある。BRBによる耐震性向上の効果(主部材応答値や支承反力の低減など)については、文献17)で詳しく述べられているが、本研究では、上路式鋼アーチ橋に設置されたBRBに着目し、レベル2地震動(I, II種地盤用でタイプ1, 2地震動)の12波を用いてその応答値を算定し、それに基づきBRBに要求される限界値を明らかにすることを目的としている。

2. 解析モデル

(1) 対象アーチ橋および解析モデルの概要

対象とするアーチ橋は、文献1), 17)でベンチマークとして用いられているもので、橋長173m、アーチ支間長114m、アーチライズ16.87m、スパンーライズ比1/6.76の2ヒンジ上路式RC床版の鋼アーチ橋である(図-1)。

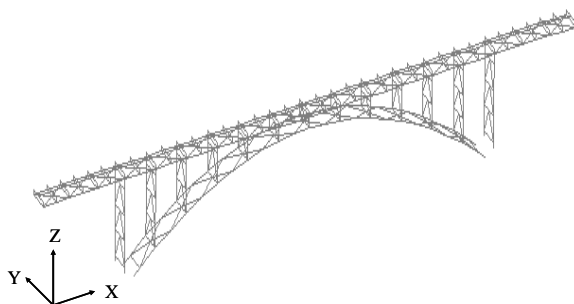


図-1 アーチ橋解析モデル（基本モデル）

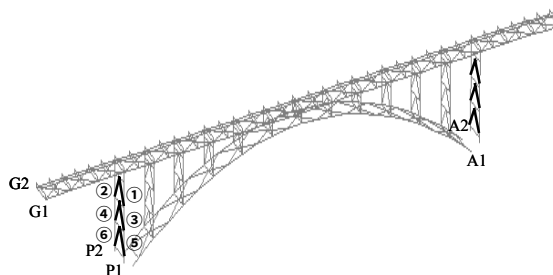


図-2 端柱モデル

本橋は、平成8年12月に改訂された道路橋示方書²⁴⁾によりⅠ種地盤用に設計された橋梁を、橋軸方向、橋軸直角方向のそれぞれに対し、対称構造になるよう、修正したものである。このモデルを本研究では「基本モデル」と称する。解析モデルの節点数は462、要素数は884、減衰は質量比例型減衰を用いている。また、境界条件はアーチリブ基部がピン結合、端柱基部がピボット査、補剛桁端部が可動支承である。鋼材はアーチリブ、補剛桁、端柱、横構にSMA490（降伏応力は355MPa）、その他の部材にSMA400（降伏応力は235MPa）を用いた。鋼材の構成則は、バイリニア型応力-ひずみ関係に移動硬化則（2次勾配は $E/100$ で、 $E=206\text{GPa}$ ）を用いた。コンクリート床版のコンクリートの構成則は道路橋示方書²⁵⁾で与えられている構成則を用いた。この構成則は引張強度を無視し、圧縮側は圧縮強度に達しても強度劣化しないものとしている。ここで、コンクリートの圧縮強度 f_c は設計強度 $\sigma_{ck}=30\text{MPa}$ の0.85倍としている。解析には、構造解析用汎用プログラムABAQUS²⁶⁾を用いた。なお、解析には、材料非線形に加え、幾何学的非線形性も考慮した。

(2) BRB の設置による橋軸直角方向の耐震性向上モデル

後述するように、基本モデルでは、レベル2地震動を受けた場合、端柱やアーチリブに塑性化を生じたことから、本検討では、文献17)と同様、対傾構や下横構にBRBを設置することによる地震応答の低減策を試みる。1つは、端柱に大きな塑性化が生じたことから、Ⅰ種地盤とⅡ種地盤ともに図-2のように端柱の対傾構（図中の太線）にBRBを取り付けたモデル（以下、**端柱モデル**と称する）である。さらに、アーチリブ基部周辺のひずみを低減させるために、Ⅰ種地盤については図-3に、Ⅱ種地盤については図-4に示されるように、端柱の対傾構に加えて、アーチリブの下横構（図中の太線）にもBRBを設置したモデル（以下、**下横構・端柱モデル**）についても検討する。端柱対傾構および下横構はいずれも二次部材であり、大地震後の損傷が大きい場合には取り替え可能な部材である。

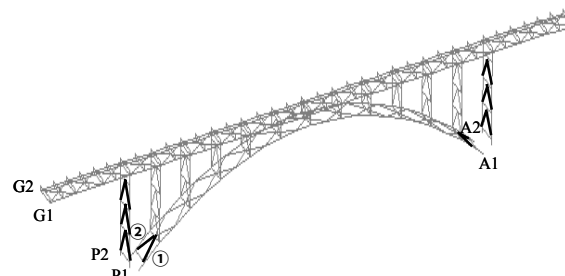


図-3 下横構・端柱モデル（Ⅰ種地盤）

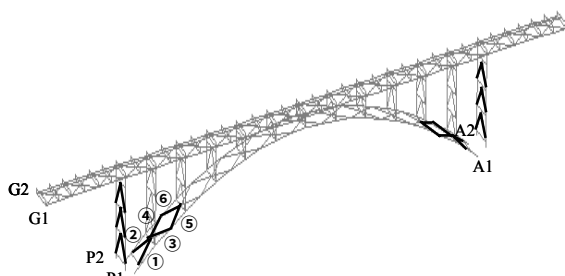


図-4 下横構・端柱モデル（Ⅱ種地盤）

3. 座屈拘束ブレースの設計と要求される性能

(1) 座屈拘束ブレースの設計

BRBは、1次設計時の荷重（レベル1地震動、風荷重など）に対して、弾性応答にとどまるだけの強度が必要である。また、レベル2地震動の場合には、確実に塑性化させ、エネルギー吸収・消散を図らなければならない。

まず、レベル1地震動入力時にブレース材に発生する最大軸力を N_{max} とすると、ブレース材が弾性域に収まる条件として、次式を満たすようにブレース材を設計する。

$$0.9 \leq \frac{\nu N_{max}}{N_y} \leq 1.0 \quad (1)$$

ここで、 N_y はブレース材の降伏軸力、 ν は安全係数である。 ν は現行道路橋示方書²⁵⁾にならって1.14とする。端柱対傾構または端柱対傾構とアーチリブ下横構にブレース材を導入し、式(1)を満たすように断面を求めた。ブレース材の鋼種をSS400として求めたBRBの必要断面積、降伏軸力を、基本モデルのものとあわせて表-1に示す。

表-1 座屈拘束ブレースの断面積

				鋼材	降伏応力 (MPa)	断面積 (mm ²)	降伏軸力 (kN)	
基本モデル			端柱対傾構		SMA490W	355	15,500	5,500
			下横構				15,200	5,400
Ⅱ種地盤	端柱モデル		端柱対傾構		SS400	235	5,000	1,180
	下横構・端柱モデル		端柱対傾構		SS400	235	5,000	1,180
			下横構	①, ②			10,000	2,350
				③～⑥			5,500	1,290
Ⅰ種地盤	端柱モデル		端柱対傾構		SS400	235	2,500	588
	下横構・端柱モデル		端柱対傾構		SS400	235	3,000	705
			下横構	①, ②			8,500	2,000

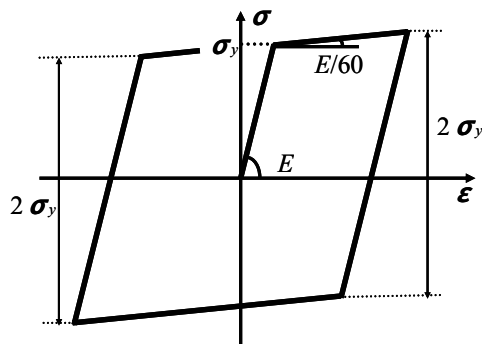


図-5 座屈拘束ブレースの構成則

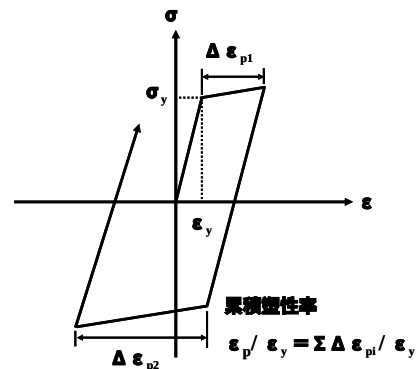


図-6 累積塑性率

ブレース材の断面積は、基本モデルの 1/6～2/3 に減少していることが分かる。これは、座屈を考慮する必要がなくなったからである。例えば、Ⅱ種地盤の場合、端柱対傾構のBRBの必要断面積は、5000 mm² であるので、20 mm x 250 mm 程度の平鋼で対応可能になってくる。

ブレース材の構成則は、SS400 の平鋼を用いて名古屋大学で行った実験及び解析から得られた図-5 に示すバイリニア型移動硬化則（降伏後の 2 次勾配を 1 次勾配の 1/60 とする）を用いる²⁾。

なお、1 次設計時に考える荷重として風荷重も検討したが、このアーチ橋に対しては、地震荷重のほうが支配的であることが分かった。

(2) 座屈拘束ブレースの要求性能

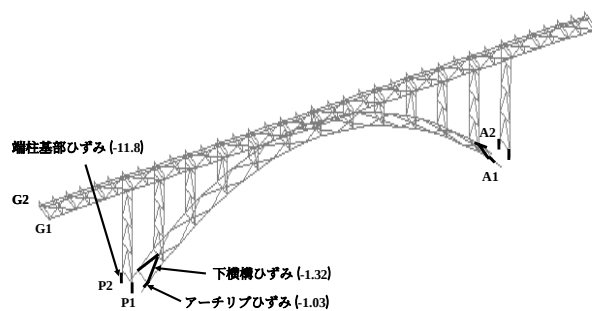
文献 1), 23)によると、座屈拘束ブレース材 (BRB) に要求される性能には次のような事項がある。

- 1) 座屈拘束ブレース材の全体座屈の防止
- 2) ブレース材の座屈による耐力低下の防止
- 3) ブレース材の必要塑性率の確保
- 4) ブレース材の低サイクル疲労防止
- 5) 拘束材の強度

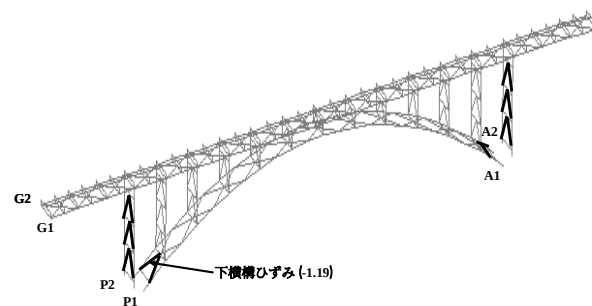
6) 座屈拘束ブレース材と主構造の接合部の強度

本論文では、項目 3)および 4)を検討するために、種々の地震動を受けた場合のBRBの応答値（例えば、応答塑性率）を算定し、それを上回るような値を目標性能値或いは限界値（例えば、必要塑性率）とする。ブレースの塑性率は、最大軸ひずみを降伏軸ひずみで除した量（= $\epsilon_{max}/\epsilon_y$ ）として定義する。また、低サイクル疲労防止のために、本論文では、累積塑性率（累積塑性軸ひずみを降伏軸ひずみで除した量= $\Sigma \Delta \epsilon_{pi} / \epsilon_y$ ）を導入する。図-6 に累積塑性率の概念が示されている^{1), 18)}。因みに、岩田²⁰⁾は、建築構造物を対象に、層間変形角 0.03 rad 相当のひずみ 3% (SS400 材の実測降伏ひずみの平均値 0.15%で表した塑性率 20)を限界値としている。また米国のSEAOC/AISCの基準²⁷⁾では、必要累積塑性率として 140 が用いられている。

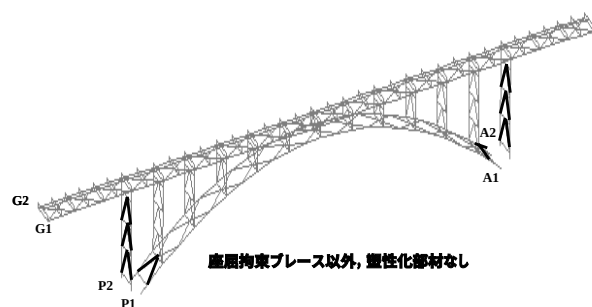
アーチ橋の補剛桁、床版、アーチリブは上部構造であるので、耐震照査においては軽微な損傷にとどめる必要がある^{1), 25)}。そのために、文献 1), 28)では、上部構造に対しては健全度 2 以上を確保すること、すなわち有効破壊長領域¹⁾での平均応答ひずみを $2\epsilon_y$ 以下に抑えるよう規定している。したがって、耐震照査において、上部構造の



(a) 基本モデル

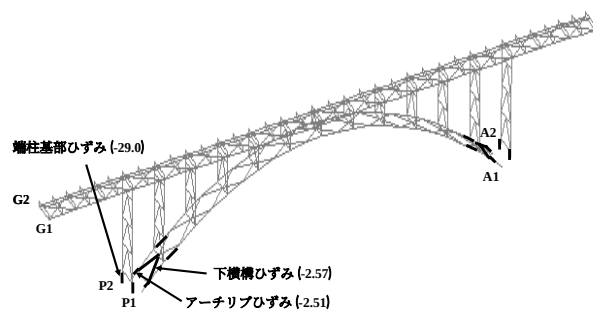


(b) 端柱モデル

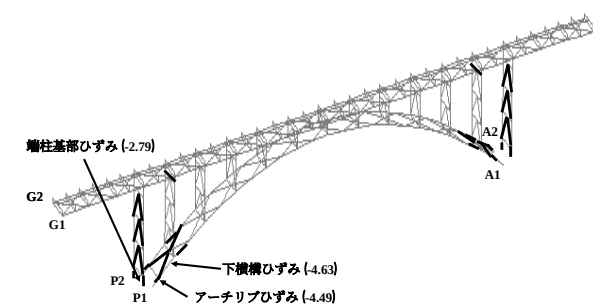


(c) 下横構・端柱モデル

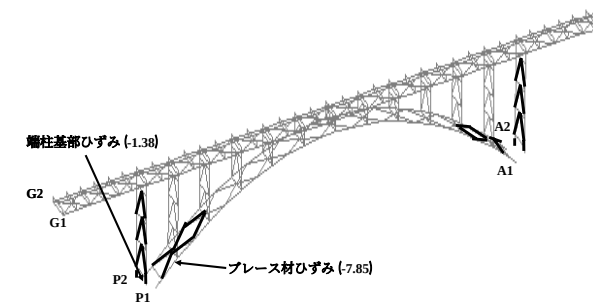
図-7 塑性化部材 (JMA-EW-M)



(a) 基本モデル



(b) 端柱モデル



(c) 下横構・端柱モデル

図-8 塑性化部材 (JRT-EW-M)

応答ひずみが $2\epsilon_y$ を超えたときBRBを設置して上部構造のひずみを減らすことになる。本検討では、このような前提をもとに、アーチ橋にBRBを設置することによって、上部構造の最大応答ひずみを $2\epsilon_y$ 以下となった場合のBRBの応答値（応答塑性率と累積応答塑性率）の大きさについて調べる。

4. 耐震性向上モデルの解析結果および座屈拘束ブレースの応答値

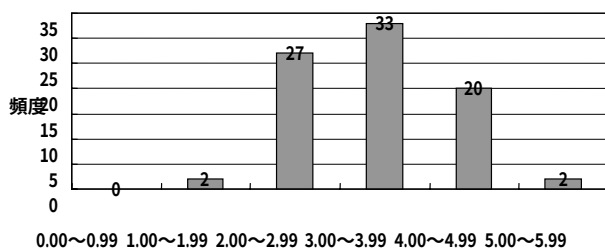
(1) レベル 2 地震動に対する耐震性向上モデルの解析結果

ここでは、上述の**基本モデル**、**端柱モデル**および**下横構・端柱モデル**に対して、種々のレベル 2 地震動を入力

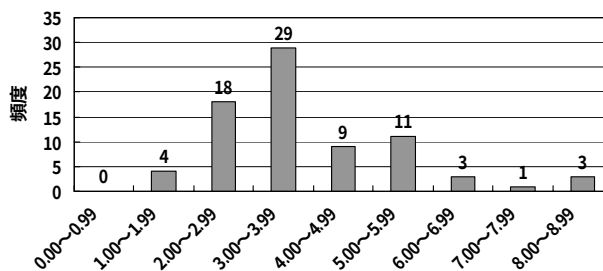
し、地震応答解析を行った。入力したレベル 2 地震動は、2つのタイプ（タイプ 1：海溝型地震、タイプ 2：内陸直下型地震）および地盤種（Ⅰ種地盤、Ⅱ種地盤）それぞれに対して 3 波、計 12 種類である。ここで、例として、**図-7, 8**にそれぞれ地震波 JMA-EW-M（Ⅰ種地盤用）と JRT-EW-M（Ⅱ種地盤用）を受けたときの基本モデルの塑性化部材を、BRB による耐震性向上モデルの結果と共に示す。

a) 基本モデル

基本モデルは、文献 17)にも示されているように、JRT-EW-M地震動を入力した場合には端柱、アーチリブおよび下横構に塑性化を生じた。中でも、端柱は $29\epsilon_y$ と大きく塑性化し、耐震性能照査を満足しなかった(**図-8(a)**)。また、JMA-EW-M地震動に対しては、下横構がわずかに塑性化し、端柱は $11.8\epsilon_y$ と大きく塑性化する傾向を示した



(a) I 種地盤



(b) II 種地盤

図-9 プレース材の応答塑性率の頻度分布 (解析値)

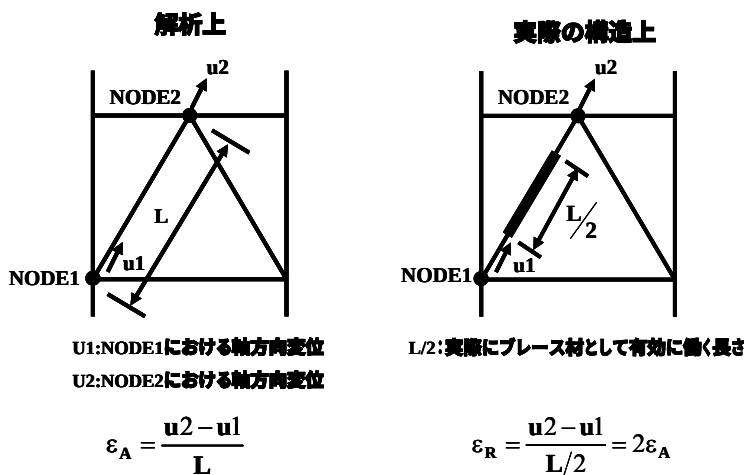


図-10 実際の BRB の概念図

(図-7(a)).

b) 端柱モデル

JMA-EW-M地震動に対しては、下横構は基本モデルと同様に、若干塑性化しているが、端柱は全く塑性化しなくなった。即ち、端柱にBRBを取り替えることで主部材の応答ひずみが全て $2\epsilon_y$ 以下にとどまっている (図-7(b))。これに対して、JRT-EW-M地震動の場合、端柱のひずみは $29\epsilon_y$ から $2.79\epsilon_y$ へとかなり低減できたが、アーチリブ ($4.49\epsilon_y$) や下横構 ($4.63\epsilon_y$) で大きなひずみを示している (図-8(b))。

c) 下横構・端柱モデル

JMA-EW-M地震動に対しては、端柱モデルの結果からわかるように、端柱対傾構にのみBRBを取り替えることにより下横構の応答ひずみがわずかに降伏ひずみを超えた程度で十分の効果が得られた。本来なら下横構にBRBを用いなくてもよいが、ここでは下横構にもBRBを適用してみた。当然の結果ではあるが、BRB以外は塑性化部材は無くなった (図-7(c))。また、JRT-EW-M地震動を入力した結果では、アーチリブのひずみをさらに低減し、弾性域に収めている。端柱ひずみは $2.79\epsilon_y$ から $1.38\epsilon_y$ に小さくなり、 $2\epsilon_y$ 以下に抑えることができた (図-8(c))。

(2) 座屈拘束ブレースの応答値

先で述べたように、BRBの応答値を表す指標として、a) 応答塑性率 ($\epsilon_{max}/\epsilon_y$)、b) 累積応答塑性率 ($\sum \Delta \epsilon_{pi}/\epsilon_y$) の2つを考える。

a) 応答塑性率

ここでは、各地震動に対するBRBの応答塑性率の詳細は省略するが、それらの頻度分布図を地盤種別に図-9に示す。これは、横軸に応答塑性率、縦軸に頻度を取り、ある応答塑性率の範囲の値をとるBRBが何本あるかを表している。ここで注意したいのは、これらのBRBの軸ひずみの値は、ブレース材が取り付けられている節点の軸方向変位から求められたものである (図-10 参照)。しかし、実構造ではBRBの取り付け部として弾性変形のみ生ずる剛な部分があるため、塑性変形部材として有効に働く長さは、長くてもブレース材全長の1/2程度であること¹⁶⁾を勘案して、実際のBRBに発生する軸ひずみは、解析値を2倍にして検討を加えたほうがよいと考える。

図-9 よりわかるように、I 種地盤用地震動に対してBRBに生じる応答塑性率は最大で5.99以内、II 種地盤用地震動においては、最大で8.99以内にある。このことか

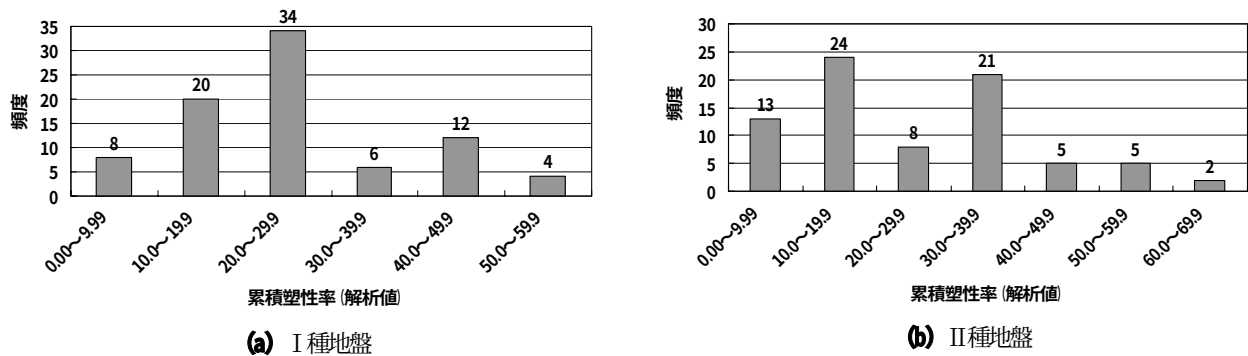


図-11 ブレース材の累積応答塑性率の頻度分布（解析値）

表-2 BRB の断面積と降伏応力

	降伏応力変更前		降伏応力変更後	
	断面積(m ²)	降伏応力(MPa)	断面積(m ²)	降伏応力(MPa)
I 種地盤	0.0025	235 [SS400 材]	0.0050	160
II 種地盤	0.0050	235 [SS400 材]	0.0100	120

ら、実際に BRB に生ずる塑性率（解析値の約 2 倍の値）の最大値は 18 程度（ひずみ量で約 2%）となる。したがって、必要塑性率 20 はほぼ適切な値と考えられる。

図-9 をみると、塑性率の頻度分布は地盤種ごとに異なることがわかる。I 種地盤の場合、2～5 を占めるのがほとんど（95%）である。これに対して、II 種地盤では、2～6 の範囲内にあるのが大半（85%）である。

b) 累積応答塑性率

BRB の累積応答塑性率の頻度分布を地盤種別に図-11 に示す。ここでも、先ほどと同様、実際の BRB のひずみの値は、解析値を 2 倍にして考える必要がある。BRB の累積応答塑性率は、I 種地盤では最大でも 60、II 種地盤では 70 未満で、2 倍にしても最大値で 140 程度となっている。即ち、BRB の累積応答塑性率は 140 程度（累積応答塑性ひずみ量で約 16%）であり、米国の SEAOC/AISC の基準としての必要累積塑性率 140 は適切な値であることが分かる。

累積応答塑性率の頻度分布は、応答塑性率の分布のように、ある範囲に集中しているのではなく、かなり広い範囲に分散するような結果となっている。例えば、I 種地盤では、20～30 に 34 本と若干集中しているが、0～60 の間に広く分散している。同様に、II 種地盤でも、0～70 の範囲内ではばらついていて、

(3) 降伏応力の違いによる影響

本節では、降伏応力の違いによる応答値の変化について検討する。対象とするモデルは、図-2 の端柱モデルで、I 種地盤および II 種地盤に設計したものを用いる。表-2

に、比較するモデルの降伏応力と断面積を示す。降伏応力変更後の断面は、変更前の断面の 2 倍になるように、式(1)による 1 次設計から降伏応力の値を決めた。従って、変更後の鋼材は架空の鋼材である。なお、ブレース材の構成則は、降伏後の 2 次勾配を 1 次勾配の 1/60 とした。

ここで、例として I 種地盤の場合について述べる。端柱対傾構ブレース①の応答応力-ひずみ関係を図-12 に示す。ここで、モデル 235 は SS400 材、モデル 160 は BRB の降伏応力が 160MPa であることを示す。図-12 の上の横軸は応答ひずみの絶対量、下の横軸は応答ひずみを降伏ひずみで無次元化したものである。さらに①～⑥の各端柱対傾構ブレースに生じる正負の最大応答ひずみを表したものを図-13 に、正負の最大応答ひずみを降伏ひずみで無次元化した応答塑性率を図-14 に示す。これらより、応答ひずみそのものはブレース材の降伏応力に無関係にはほぼ同じ値であり、従って応答塑性率は降伏応力によって大きく異なることが分かる。

また、①～⑥の各端柱対傾構ブレースの累積応答塑性ひずみを表したものを図-15 に、累積応答塑性ひずみを降伏ひずみで無次元化した累積応答塑性率を図-16 に示す。これらより、鋼種の違いにより、最大の累積応答塑性ひずみ（または、累積応答塑性率）となる BRB は異なるが、応答ひずみと同様、累積応答塑性ひずみそのものは、モデル 235 とモデル 160 のいずれも約 3.5% となっており、ブレース材の降伏応力に無関係にはほぼ同じ値である（図-15）。これに対して、累積応答塑性率は、モデル 235 では約 30、モデル 160 では 50 であることから、降伏応力によって大きく異なることが分かる（図-16）。

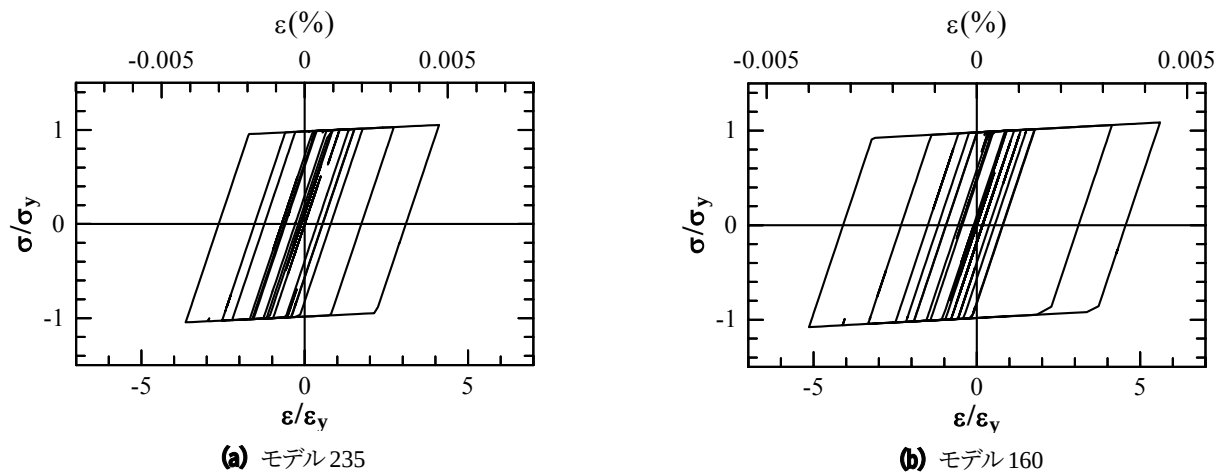


図-12 端柱対傾構ブレースの応力-ひずみ関係 (I 種地盤)

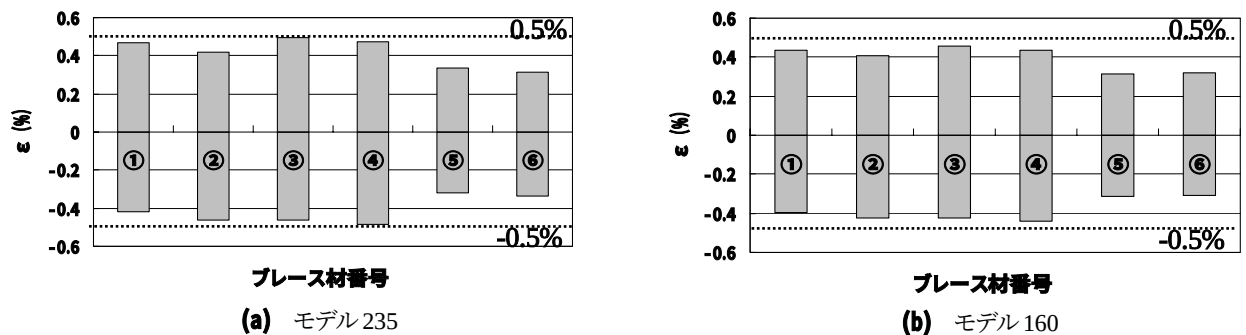


図-13 BRB の応答ひずみ (I 種地盤)

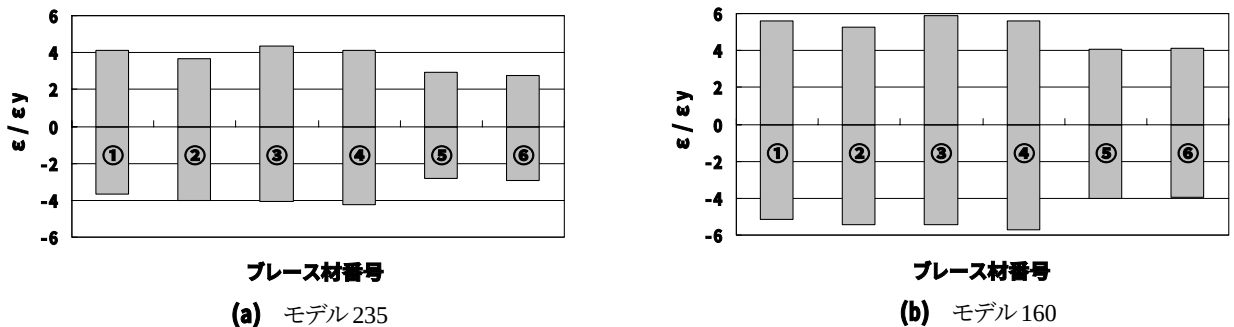
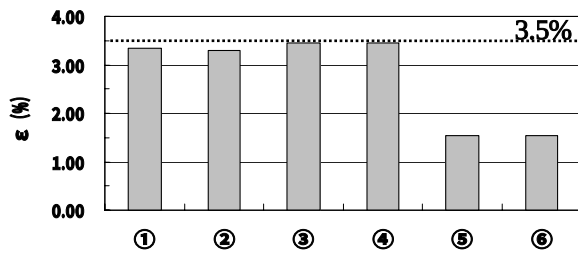


図-14 BRB の応答塑性率 (I 種地盤)

さらに、図-17 と図-18 には、降伏応力の違いによる BRB の応答値の変化を示す。横軸にブレース材番号、縦軸に SS400 材を用いた場合の応答値 (D_{235} と称する) に対する降伏応力変更後の応答値の比率 (I 種地盤の場合は D_{160}/D_{235} 、II 種地盤の場合は D_{120}/D_{235}) を表している。比率が 1 に近いことは、降伏応力変化前と変化後で応答値がほぼ変わらないことを意味する。図-17 には、正負の最大ひずみを表したものと、正負の最大ひずみを降伏ひずみで無次元化した応答塑性率 ($\epsilon_{max}/\epsilon_y$) を同じ図中にプロットしてある。また、図-18 には、累積応答塑性ひずみを表したものと、累積応答塑性ひずみを降伏ひずみで無次元化した累積応答塑性率を同じ図中にプロットしてある。

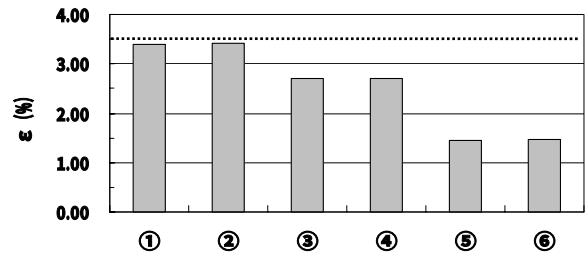
図-17 より、最大応答ひずみは、軸ひずみの絶対量で表した方が、比率が 1 に近い傾向があり、タイプ 2 地震動では、ほぼ 1 となっている。図-18 の累積応答塑性ひずみでは、I 種地盤においては、比率にばらつきがあるものの、II 種地盤では、明らかに軸ひずみの絶対量で表した方が、比率が 1 に近くなっている。

以上のことから、BRB の応答値としての塑性率は、軸ひずみの絶対量で表す方が適切であると考えられる。解析結果では、応答値として軸ひずみ量は約 2%、累積塑性ひずみ量は約 16% という結果が得られている。これに対して、前述したように建築分野では SS400 材の場合の BRB の限界値を 3% のひずみ量と規定している。このことから、3% のひずみ量を土木鋼構造物にもそのまま適用



ブレース材番号

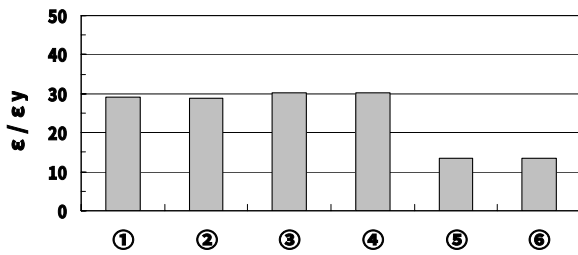
(a) モデル 235



ブレース材番号

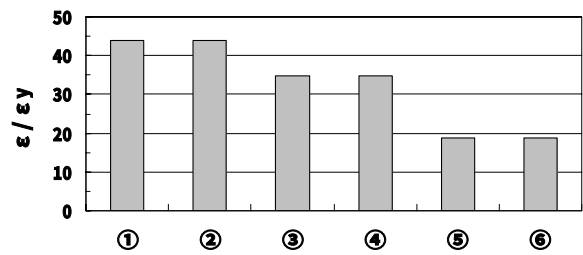
(b) モデル 160

図-15 BRB の累積応答塑性ひずみ (I 種地盤)



ブレース材番号

(a) モデル 235



ブレース材番号

(b) モデル 160

図-16 BRB の累積応答塑性率 (I 種地盤)

するとした場合は、1.5 の余裕度があることになる。一方、種々のばらつきが生じうることを考えると、BRB そのものの設計においては一定の余裕度を持たせる必要がある。ひずみ量と同様、余裕度を1.5とした場合、累積塑性ひずみ量は24%になる。したがって、目安としてこれらの値をBRBの限界値とするのが妥当であろう。

5. 結言

土木鋼構造物の耐震性向上策として適用が有望視されている座屈拘束ブレース(BRB)を上路式鋼アーチ橋に設置した場合のBRBに対する応答値 (Demand) の大きさについて検討した。入力地震動は、道路橋示方書²⁴⁾のレベル2地震動 (I, II種地盤用でタイプ1, 2地震動) である。得られた結果をまとめると以下ようになる。

- ① 応答値として、応答塑性率および累積応答塑性率の2つの量を取り上げた。
- ② 上部構造 (アーチリブ、補剛桁、床版) に健全度2以上 (有効破壊長領域¹⁾での応答ひずみ $2\epsilon_y$ 以下) を確保する場合^{1), 28)}, SS400を用いたBRBの応答塑性率および累積応答塑性率の最大値は、それぞれ概略18, 140程度であった。
- ③ したがって、現在建築分野で用いられているBRBの必要塑性率20程度、および米国SEAOC/AISC²⁷⁾の必要累積塑性率140は、ブレース材にSS400を使用した上路式鋼アーチ橋に対してもほぼ適切な値と考え

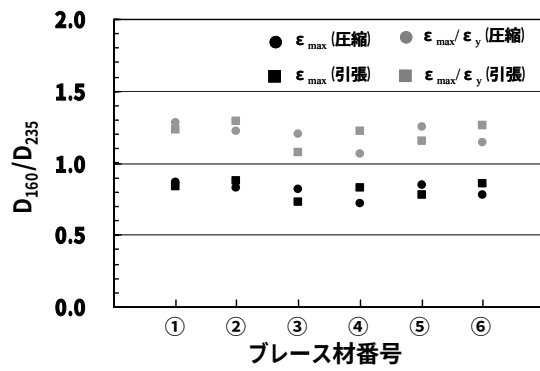
られる。

- ④ ただし、BRBの応答ひずみおよび累積応答塑性ひずみは降伏応力によらずほぼ一定の値になることが数値計算例から分かった。従って、BRBの限界値として、降伏ひずみで無次元化した塑性率および累積塑性率で表すより、ひずみの絶対量として与える方が適切であると考えられる。
- ⑤ その場合、BRBの限界値としてのひずみ量および累積塑性ひずみ量の目安として、それぞれ3%と24%とするのが適当と考えられる。

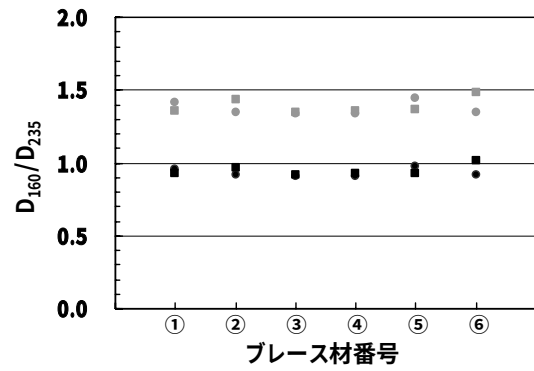
以上は、一つの鋼アーチ橋に対する数値解析結果からの結論である。今後、様々なアーチ橋を含めた土木鋼構造物に対して地震応答解析を実施し、制震ダンパーの応答値の許容される限界値を決定していく必要がある。

参考文献

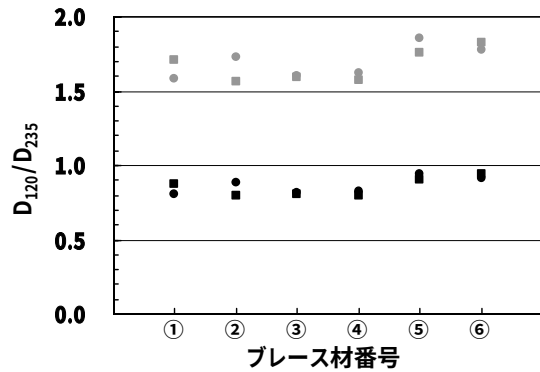
- 1) 日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会 (委員長：宇佐美勉)：土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策，2003.10.
- 2) 榊原泰造，川島一彦，庄司学：動的解析に基づく上路式2ヒンジ鋼製アーチ橋の耐震性に関する検討，構造工学論文集，Vol.44A，pp.761-767，1998.3.
- 3) 迫田治行，北田俊行：下路アーチの地震時保有耐力の照査方法の提案と諸問題，第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.375-382，1999.12.
- 4) 大江豊，大塚久哲，水野洋司，劉貴位，飯星智博：鋼アーチ橋における主部材の断面特性と弾塑性動的解析，構造工学論文集，Vol.46A，pp.821-830，2000.3.



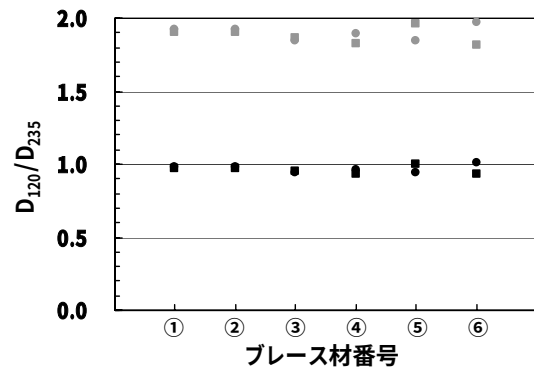
(a) タイプ1・I種地盤



(b) タイプ2・I種地盤

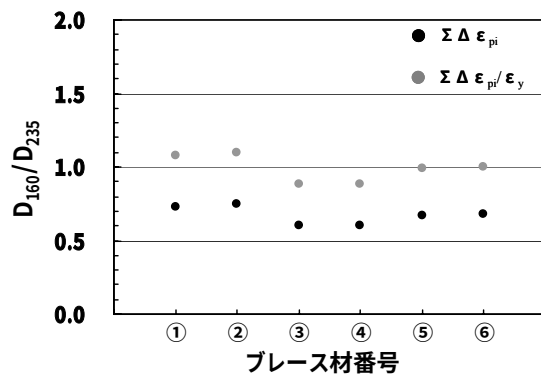


(c) タイプ1・II種地盤

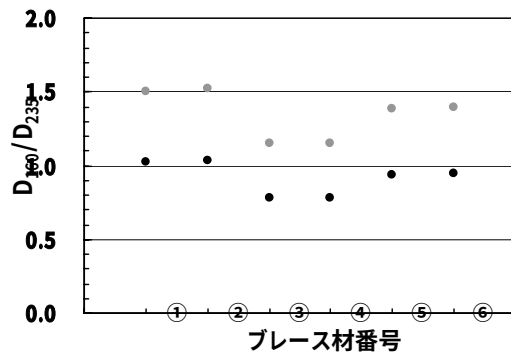


(d) タイプ2・II種地盤

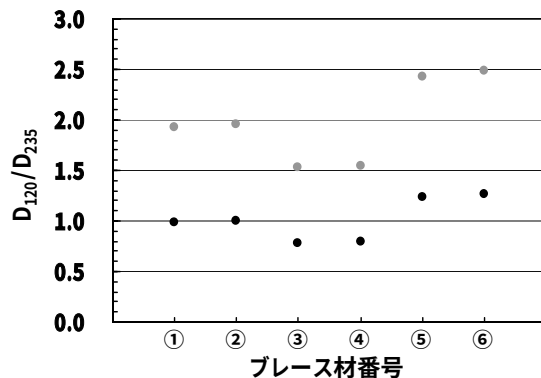
図-17 最大応答ひずみおよび応答塑性率の降伏応力に対する変動



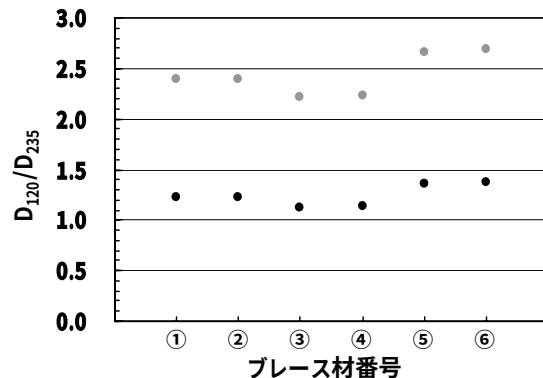
(a) タイプ1・I種地盤



(b) タイプ2・I種地盤



(c) タイプ1・II種地盤



(d) タイプ2・II種地盤

図-18 累積応答塑性ひずみおよび累積応答塑性率の降伏応力に対する変動

- 5) 奥村徹, 後藤芳顕, 小澤一誠: 上路式鋼製補剛アーチ橋の地震時面内終局挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1333-1342, 2000.3.
- 6) 為廣尚起, 大塚久哲: 動的複合非線形解析による鋼アーチ橋の座屈照査方法に関する考察, 第4回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.91-96, 2002.1.
- 7) 柳智子, 中島明典, 斉木功: 上路式鋼アーチ橋のモデル化と2次元弾塑性地震応答性状, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.543-552, 2003.3.
- 8) 葛漢彬, 河野豪, 宇佐美勉: 圧縮と曲げを受ける鋼部材セグメントの終局ひずみと鋼アーチ橋の動的耐震照査への応用, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.1479-1488, 2004.3.
- 9) 松本信之, 岡野素之, 在田浩之, 曾我部正道, 涌井一, 大内一, 高橋泰彦: 鋼製ダンパー・ブレースを有するRC鉄道高架橋の耐震性能, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.1411-1422, 1999.3.
- 10) 松本信之, 曾我部正道, 岡野素之, 涌井一, 大内一: 鋼製ダンパー・ブレースを用いた鉄道高架橋の振動性状改善に関する研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.547-554, 2000.3.
- 11) 井上幸一, 明神久也, 増田伊知郎, 中出収: 軸力降伏型鋼製ダンパーを適用した鋼橋の耐震性向上法, 第5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, pp.43-50, 2002.1.
- 12) 金治英貞, 鈴木直人, 美濃智広: 長大トラス橋の損傷制御構造における履歴ダンパー最適構造と配置に関する基本検討, 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム, pp.377-384, 2003.1.
- 13) 大塚久哲, 楠田広和: 吊橋の幾何学的非線形を考慮した地震応答解析および耐震性向上策の検討, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.521-530, 2003.3.
- 14) 野中哲也, 宇佐美勉, 坂本佳子, 岩村真来樹: 上路式鋼トラス橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.531-542, 2003.3.
- 15) 野中哲也, 宇佐美勉, 吉野広一, 坂本佳子, 鳥越卓志: 上路式鋼アーチ橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究, 土木学会論文集, No.731/I-63, pp.31-49, 2003.4.
- 16) 本田誠, 森下邦宏, 井上幸一, 平井潤, 阿比留久徳: 履歴型制震デバイス組込み構造の耐震性向上に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.539-550, 2004.3.
- 17) 宇佐美勉, 葛漢彬, 日沖堅治, 路志浩, 河野豪: 制震ダンパーによる鋼アーチ橋の耐震性向上—橋軸直角方向地震動に対する検討—, 土木学会論文集, No.766/I-68, pp.245-261, 2004.7.
- 18) 日本鋼構造協会: 履歴型ダンパー付骨組の地震応答性状と耐震設計法, 日本鋼構造協会, 1998.9.
- 19) 岩田衛, 竹内徹, 藤田正則: 建築鋼構造のシステム化, 鋼構造出版, 2001.2.
- 20) 岩田衛: 座屈拘束ブレースを用いた履歴型ダンパーの性能比較実験, 鉄鋼技術, pp.34-42, 2001.6.
- 21) 加藤基規, 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数値解析的研究, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.641-648, 2002.3.
- 22) 渡邊直起, 加藤基規, 宇佐美勉, 葛西昭: 座屈拘束ブレースの繰返し弾塑性挙動と復元力特性に関する実験的研究, 土木学会地震工学論文集, Vol.27, 2003.
- 23) 宇佐美勉, 加藤基規, 葛西昭: 制震ダンパーとしての座屈拘束ブレースの要求性能, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.527-538, 2004.3.
- 24) 日本道路協会: 道路橋示方書, V 耐震設計編, 1996.
- 25) 日本道路協会: 道路橋示方書, V 耐震設計編, 2002.
- 26) ABAQUS/Standard user's manual; version 6.3.: Habbitt, Karlson and Sorensen, Inc., Pawtucket, R.I., 2003.
- 27) SEAOC/AISC: Recommended Buckling-Restrained Braced Frame Provisions, Structural Engineers Association of California/American Institute Steel Construction, 2001.11.
- 28) 宇佐美勉, 今井真理, 葛西昭: 土木構造物の性能照査型耐震・制震設計法の枠組み, 第7回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム, pp.197-204, 2004.1.

(2005年3月15日 受付)

Demand of Seismic Brace Dampers Installed in Steel Arch Bridges

Hanbin GE, Kenji HIOKI, and Tsutomu USAMI

Use of brace dampers is an effective way to improve seismic performance of steel arch bridges against major earthquakes. In the design of seismic brace dampers, determination of capacity such as ultimate strain is an important consideration. For this purpose, it is necessary to investigate demand of the seismic brace dampers adopted in steel arch bridges. In this study, time-history analyses of steel arch bridges with brace dampers are performed using 12 earthquake motions, and demand variation of 162 brace dampers is investigated. Moreover, the effect of material grade is also studied. As a result, demand of the seismic brace dampers is clarified and the corresponding required ductility (capacity) is then proposed.