

制震ブレースを有する多径間連続高架橋の地震時挙動とその効果

木戸健太¹・葛西昭²・宇佐美勉³

¹学生会員 名古屋大学大学院工学研究科博士課程前期課程土木工学専攻(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

²正会員 博士(工学) 名古屋大学助手 大学院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)

³フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 大学院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)

1. 緒言

土木構造物の耐震性を向上させる方策のひとつとして制震デバイスの導入が挙げられる。最近では、地震時の損傷を制御する制震設計に関して盛んに研究が行われており、著者らもその一環として座屈拘束ブレース（以下、BRB(Buckling-Restrained Brace の略)と称す）に関する研究^{1),2)}を行っている。また、文献3)では、鋼アーチ橋に BRB を導入した場合の耐震検討ということで種々の検討を行っている。このような試みは文献4)~11)でも行われており、多くの知見が述べられている。文献12)では、落橋防止としてBRBを導入する試みがされており、これに類するものとして、文献13),14)などは減衰性を付与する目的でダンパーを設置することに対する検討を行っている。都市域などに見られる連続高架橋においても、このような考え方が適用できることは言うまでもない。そこで本研究で、鋼アーチ橋などに見られる制震技術を連続高架橋などに適用した場合の基礎的な検討を行う。

著者らは、BRB がその軸方向への変形により履歴減衰を発生させる特性を利用して、橋脚の損傷も低減できる設置位置を提案し、その効果を数値解析によって検討を行ってきた。その知見から、本研究では、4 径間連続高架橋を対象とし、BRB の簡易設計法の提案を行い、その具体的な適用例を通して簡易設計法の妥当性を検討する。なお、本論文は、高架橋の橋軸方向に関する耐震性能向上策の提案としての位置づけである。

2. 連続高架橋に導入する BRB の簡易設計法

BRB を設置する場合の設計方法は、概ね図-1 のようにまとめられる。通常、BRB の設置は耐震性向上策

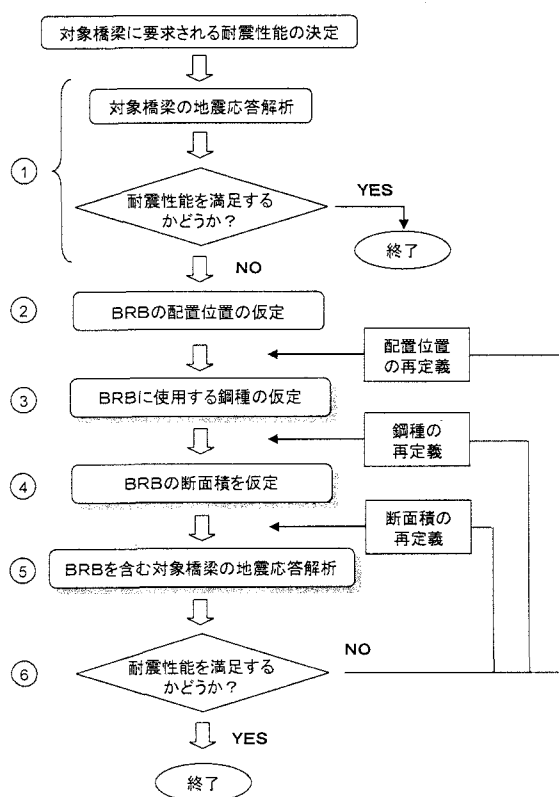


図-1 設計フロー

としての位置づけであることから、まず、①で示されるように BRB を設置する前の段階で耐震照査を行うこととなる。この際に対象構造物に必要なとされる耐震性能から、照査基準が例えば、文献15)における部材健全度2を満足するなどのものが設けられる。この段階で照査基準を満足する場合は、耐震性向上策を講じる必要もなく終了となるが、基準を満足しない場合には、本研究のような BRB の設置を検討する。BRB を設置する場合、まず、重要となるのは、どの位置に BRB を設置するか(②)である。これは経験的に定めることが多いようだが、例えば、連続高架橋に関していえ

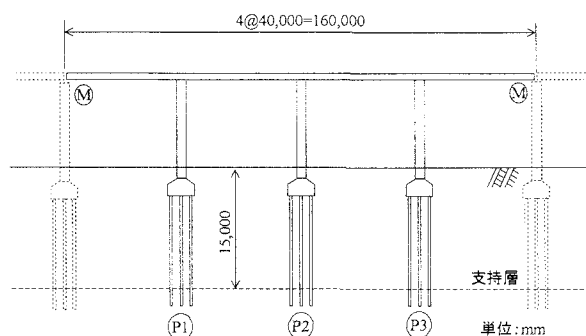


図-2 対象橋梁の模式図

ば、文献 16)で配置に関する検討が述べられている。続いて決定されるのは、使用鋼材 (③) である。これは概ね主部材よりも降伏点の低いものを選ばれるなどほぼ決定される。そして最後に BRB の軸方向剛性を決めるために断面積 (④) を決定する必要がある。これら、3つの配置、鋼種、断面積は BRB を設置する効果を決める重要な要素である。ただ、断面積はどの程度の値になるのかなどの予想が立てられず、数パターンから数百パターンまで考えて設計手順を踏むこととなり、非常に煩雑である。

本研究は、配置位置、鋼種が決まっている場合を想定し、その際の断面積を定める場合の指標となる値を算定することが主目的である。本成果を利用することで、少なくとも断面積の仮定には、最適な断面積値に比較的近いものが得られるため、設計手順が大幅に低減することに期待できる。

3. 対象橋梁の解析モデルおよび解析手法

(1) 解析モデルの概要

本論文で取り扱う対象橋梁は、図-2 に模式的に示される 4 径間連続高架橋である。桁一橋脚間にはゴム支承が設置されている。桁の両端は隣接する橋脚に移動支承を介して設置されているものとする。即ち、桁の両端は鉛直方向に変位をしない境界条件となる。詳細は文献 16)を参照されたいが、桁はどのスパンも 40m を有し、解析上ははり要素を適用し弾性部材とする。

ゴム支承は、弾性体として取り扱い、その剛性は、橋脚頂部における水平剛性に対して 30% (10.5MN/m) となるものを仮定した。解析モデルでは、文献 17)に記載の方法でトラス要素を用いてモデル化されている。

橋脚に関しては、著者らが多くの知見を得ていることから鋼製橋脚を利用した。鋼製橋脚の構造諸元は表-1 に示すとおりである。また、断面形状として正方形補剛箱形断面を有する橋脚とし、解析モデルでは、橋

表-1 橋脚部分の構造パラメータ

	P1・P3 橋脚	P2 橋脚
地盤種	II 種地盤を想定	
使用鋼種	SM490	
弾性係数 $E(\text{GPa})$	200	
降伏応力 $\sigma_y(\text{MPa})$	315	
ポアソン比 ν	0.30	
断面形状	正方形補剛箱形断面	
設計水平震度 k_{H0}	0.25	
フランジ幅 $B(=D)(\text{m})$	1.31	1.28
板厚 $t(\text{mm})$	19	19
補剛材幅 $b_s(\text{m})$	0.125	0.122
補剛材板厚 $t_s(\text{mm})$	20	20
幅厚比パラメータ R_f	0.35	
柱の細長比パラメータ λ	0.40	
アスペクト比 l_d/b	0.50	
橋脚高さ $h(\text{m})$	7.98	7.83
降伏荷重 $H_y(\text{MN})$	1.76	1.75
降伏変位 $\delta_y(\text{mm})$	49.0	48.3

脚部分ははり要素を用いてモデル化し、繰り返し構成則には、修正 2 曲面モデル¹⁸⁾を利用した。

橋脚基部の境界条件は完全固定とし、橋脚基部に地震動を橋軸方向に入力する。また、対象橋梁は、道路橋示方書 V 耐震設計編¹⁹⁾の震度法設計に基づいている。

(2) 解析手法の概要

対象橋梁は、II 種地盤への建設を想定しているため、弾塑性地震応答解析に使用する地震動は、道路橋示方書 V 耐震設計編に規定されているレベル 2 タイプ 2 の II 種地盤用の地震動 (JR 鷹取駅観測地震動の NS 成分, JR 鷹取駅観測地震動の EW 成分, 大阪ガス葺合供給所観測地震動) を用いた。

また、数値解析には汎用構造解析ソフト ABAQUS²⁰⁾を用いる。まず、幾何学的非線形性を考慮するため自重解析を行い、その後、弾塑性地震応答解析を実施する。動的解析手法には、直接時間積分法の 1 つである Hiber-Huges-Taylor 法を用い、時間増分は自動時間増分法に従い、最大時間増分を 0.01 秒となるように行った。

動的解析に用いる減衰マトリクスを定めるにあたって、減衰定数は鋼部材に対しては 0.05 とし、ゴム支承については減衰定数を 0.02 とした。Rayleigh 型減衰マトリクスを利用し、その作成にはモード解析において有効質量の大きい 2 つのモードを利用した。ただし、修正 2 曲面モデルを用いている橋脚部分には、解析ソフトの関係で質量比例項のみを考慮したマトリクスとなっている。

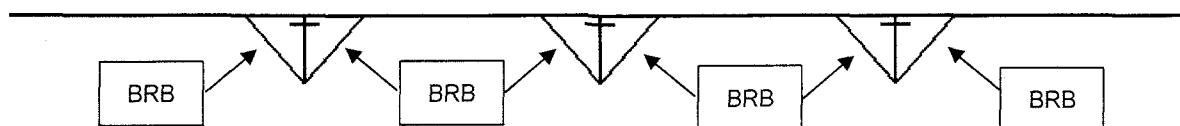


図-3 解析モデルの概形図

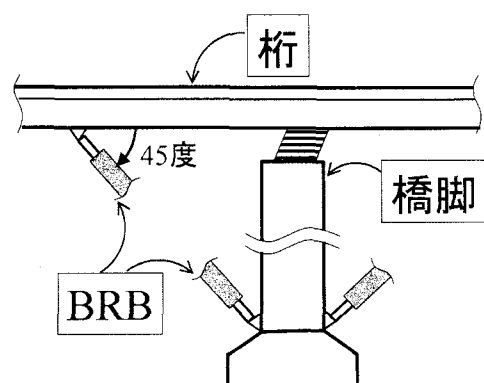


図-4 BRB の設置例の模式図

(3) BRB 導入前的高架橋システムの地震応答解析

BRB 導入前的高架橋システムに対して地震応答解析を行った。地震波によって多少の違いがあるものの耐震性能の観点から評価した結果、耐震性向上策を取る必要があると思われる。特に、橋脚の最大応答変位は降伏変位の 8 倍程度、橋脚基部の最大ひずみは、降伏ひずみの 16 倍程度という結果となった。解析結果の詳細は後述する。なお、本研究で提案する BRB の剛性推定法は、BRB 導入前的高架橋システムのエネルギー吸収量を用いるため、この時点で求めておく必要がある。

4. BRB の設置イメージ (設計フロー②, ③)

本研究では、高架橋システムの応答変位の低減と橋脚の損傷程度の低減を目標とし制震部材の導入を試みる。BRB の配置位置は、図-3 に示すような場所であり、模式図を図-4 に示す。これは、文献 16) を参考に決定したものである。BRB は軸力部材としての利用を考えているため、トラス要素で両端をピン結合とする拘束条件になるようモデル化した。

BRB に用いる鋼材は、ここでは SS400 (降伏応力 $\sigma_y = 235 \text{ MPa}$) とし、文献 2) を参考に、応力-ひずみ関係において 2 次勾配が 1 次勾配の $1/60$ となるバイリニア型移動硬化則とした。

5. BRB の断面積の初期値推定法 (設計フロー④)

(1) 推定法の骨子

本節では、BRB の設計を行う上で、重要な情報である BRB に必要とされる軸方向剛性 (断面積に比例) を推定する方法について述べる。本節での検討は、必ずしも適切な BRB の断面積を与えるものではないので、照査をした上で、断面積の再設定が必要となるが、その再設定の数を軽減しようとするものであることに注意されたい。本研究で行う推定法は、主構造物 (高架橋システム) のエネルギー吸収量と BRB が吸収すべきエネルギー量との間の関係を利用したものである。

BRB はその要求性能から最大応答ひずみのある値で制限することが多い。そこで、本研究では、最大応答ひずみの定振幅の履歴によるエネルギー吸収量と実際の BRB で吸収されるエネルギーとの相関、および、BRB 全体で吸収するエネルギーと設置前の対象構造物が吸収するエネルギーとの相関に着目した。その骨子は以下の通りである。

- 1) BRB に発生する最大応答ひずみを仮定する。
- 2) 既に配置位置と鋼種は決まっているので、その諸量を基に BRB に発生する最大応答変位、および、その最大応答変位を振幅とした 1 ループでのエネルギー吸収量を算出する。ただし、断面積は決定していないので、断面積の関数となる。
- 3) 最大応答変位を振幅とした 1 ループでのエネルギー吸収量と地震応答時の BRB で吸収するエネルギー量との相関比から、BRB で吸収すべきエネルギー量を算出する。これも 2) が断面積の関数となっている関係上断面積の関数となる。
- 4) BRB で吸収されるエネルギー量と BRB 設置前の対象構造物が吸収していたエネルギー量との相関比より、BRB の断面積をパラメータとした設置前のエネルギー吸収量を算出する。
- 5) 既に対象構造物の設置前のエネルギー量は算出されているので、方程式として解くことによって断面積を算出する。

表-2 1 ループで吸収するエネルギー量

BRB の 断面積	BRBの 長さ	BRB の累積エネルギー 吸収量	$E_{BRB}/E_{total(nbr)}$	BRB に発生する 最大ひずみ	最大ひずみ 1 ループ の吸収エネルギー	$E_{1period}/E_{BRB}$	橋脚基部 ひずみ
A (m ²)	L (m)	E_{BRB} (MN・m)		$\epsilon_{max}(BRB)$	$E_{1period}$ (MN・m)		$\epsilon_{max}/\epsilon_y$
0.0025	12.00	9.17	80.27%	0.0205	3.27	36.73%	6.96
0.003	12.00	9.39	82.78%	0.0185	3.51	38.65%	5.98
0.004	12.00	9.18	81.04%	0.0148	3.70	41.15%	2.29
0.005	12.00	8.18	71.52%	0.0117	3.55	43.75%	0.88
0.0075	12.00	6.07	52.49%	0.0069	2.88	48.05%	0.59
0.01	12.00	4.26	36.64%	0.0059	3.19	75.09%	0.42
0.02	12.00	1.12	9.57%	0.0032	2.73	265.39%	0.30
0.03	12.00	0.08	0.77%	0.0016	0.76	836.75%	0.27

*BRB 導入前の対象橋梁のエネルギー吸収量 $E_{Total(nbr)}=11.9(\text{MN}\cdot\text{m})$

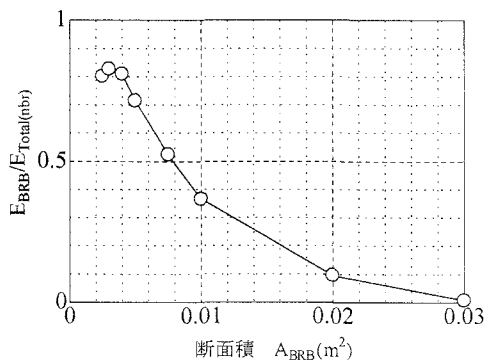


図-5 BRB と BRB 導入前のシステム全体のエネルギー吸収量の割合

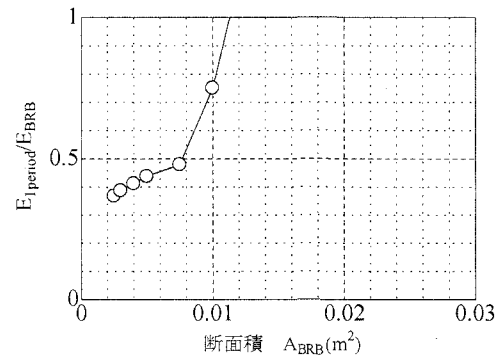


図-6 BRB の断面積-1 ループが吸収するエネルギー割合

得られた断面積を用いて、地震応答解析を行い、耐震性能を照査する。ここで重要となるのは、3)および4)で必要とする相関比である。以下では、本研究で対象とした構造物の場合の相関比について述べる。

(2) BRB で吸収されるエネルギー吸収量と対象構造物の履歴吸収エネルギーの相関

BRB の断面積をパラメトリックに与え地震応答解析を行うことによって、BRB で吸収されるエネルギー量 ($=E_{BRB}$) と BRB 設置前の対象構造物が吸収していたエネルギー量 ($=E_{total(nbr)}$) との相関比について検証した。

図-5 は横軸に BRB の断面積、縦軸に E_{BRB} を $E_{total(nbr)}$ で除し無次元化したものである。同図によると、BRB の断面積の上昇とともに $E_{BRB}/E_{total(nbr)}$ が減少することがわかる。表-2 に $E_{BRB}/E_{total(nbr)}$ を載せておく。なお、 $E_{total(nbr)}$ は、解析結果より得られた $11.9(\text{MN}\cdot\text{m})$ を用いた。

(3) 最大応答変位を振幅とした 1 ループでのエネルギー吸収量と地震応答時の BRB で吸収するエネルギー量との相関比

BRB の断面積をパラメトリックに与え地震応答解析を行うことによって、最大応答変位を振幅とした 1 ループでのエネルギー吸収量 ($=E_{1period}$) と地震応答時の BRB で吸収するエネルギー量 ($=E_{BRB}$) との相関比について検証した。

図-6 は横軸に BRB の断面積、縦軸に $E_{1period}$ を E_{BRB} で無次元化したものである。同図によると、BRB の断面積の上昇とともに $E_{1period}/E_{BRB}$ も大きくなる傾向にある。また、表-2 に BRB に発生した最大ひずみ、 $E_{1period}/E_{BRB}$ を載せておく。

ここで、 $E_{1period}$ の算出方法について説明する。まず BRB の応力-ひずみ関係を仮定する。その時、BRB に発生する最大ひずみを仮定する。また、材料に SS400 を使用しているため降伏応力、初期剛性がわかり、二

表-3 設計法に用いる初期条件

初期 条件	高架橋システムの吸収エネルギー量 (BRB 導入前) $E_{total(nbr)}$ (MN・m)	11.94
	BRB に発生する最大ひずみ ε	1.5%
	使用鋼材	SS400
	降伏応力 σ_y (MPa)	235
	ヤング率 E (GPa)	200
	二次勾配	E/60
	BRB の長さ L (m)	L=12m

次勾配は E/60 とした。1 ループで BRB を設計の際に初期値として与えたものを表-3 にまとめる。以上の情報から図-7 (a) に示す BRB の応力-ひずみ関係を得ることが出来る。

BRB のエネルギー吸収量は、荷重-変位を描いた時に囲まれる面積によって定義されている。BRB の応力-ひずみ関係に対し、横軸に BRB の長さ、縦軸に BRB の断面積を掛けることによって、図-7 (b) に示すような荷重-変位関係を仮定することが出来る。表中にある K は剛性を示し、 $K=EA/L$ で定義される。今回、BRB の長さを 12m としているため変位は既知であるが、BRB の断面積は未知である。よって、 $E_{1period}$ は BRB の断面積の関数となる。

(4) BRB の断面積を算定

文献 16)より、BRB の断面積が $A=0.005m^2$ の時、橋脚は弾性応答し、橋脚基部のひずみ（最大ひずみ/降伏ひずみ）が無損傷となることがわかっている。このことから、本設計法では、BRB の断面積が $0.005m^2$ の時の $E_{BRB}/E_{total(nbr)}$ 、 $E_{1period}/E_{BRB}$ を基準値として用いる。すなわち、 $E_{BRB}/E_{total(nbr)}=0.7$ 、 $E_{1period}/E_{BRB}=0.45$ である。

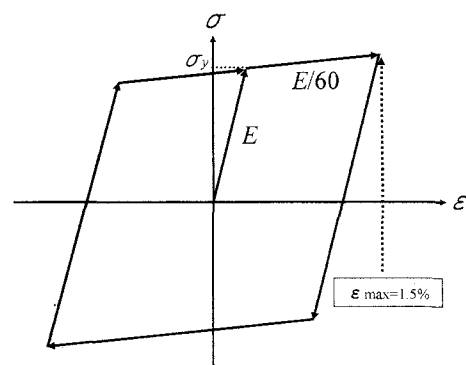
以下に、算定方法を示す。

- ①初期条件として表-3 に示す構造パラメータがわかっている。文献 21)をもとに BRB に発生する最大ひずみは 1.5%を用いる。
- ② $E_{BRB}/E_{total(nbr)}=0.7$ を用い、対象構造物のエネルギー吸収量を次式で表す。

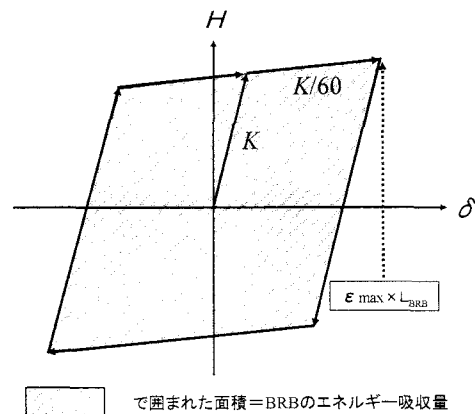
$$E_{ass(Total(nbr))} = E_{Total(nbr)} \times 0.7 \quad (1)$$

ここで、 $E_{ass(Total(nbr))}$ は BRB 導入前の主構造物のエネルギー吸収量の中で、BRB が肩代わりするエネルギー量を推定したものである。

- ③ $E_{1period}/E_{BRB}=0.45$ を用い、BRB1 本で吸収するエネルギー量を次式で表す。



(a) BRB の応力-ひずみ関係



(b) BRB の復元力特性

図-7 BRB の最大応答変位を振幅とした 1 ループでのエネルギー吸収量の定義

$$E_{ass(BRB)} = E_{1period} \times \frac{1}{0.45} \quad (2)$$

ここで、 $E_{ass(BRB)}$ は BRB 1 本が吸収するエネルギー吸収量を推定したものである。

- ④対象構造物に BRB を 6 本設置するので、式(1)、式(2)から次式が成立する。

$$E_{ass(Total(nbr))} = n \times E_{ass(BRB)} \quad (3)$$

- ⑤④より BRB の断面積 $A=0.004017m^2$ と算出された。

(参考：式(1)で $E_{ass(Total(nbr))}=E_{Total(nbr)}$ 、式(2)で $E_{ass(BRB)}=E_{1period}$ とした時、断面積は $A=0.012754m^2$ となる。これは、BRB 導入前的高架橋システムのエネルギー吸収量と 1 ループで仮定した BRB のエネルギー吸収量が等しいとした時である。なお、ここで得られた断面積は、次節にて比較のため使用する。)

6. BRB を導入した連続高架橋の地震応答解析の実施

5 章(4)で得られた断面積 $A=0.004m^2$ を用い、設計法

表-4 BRB の断面積と各橋脚の最大応答値

BRB の配置タイプ	断面積	桁の最大応答値 桁(m)	橋脚の最大応答値			剛性	剛性比
	$A_{\text{brb}}(\text{m}^2)$		$P1(\delta_{\text{max}}/\delta_y)$	$P2(\delta_{\text{max}}/\delta_y)$	$P3(\delta_{\text{max}}/\delta_y)$		
BRB なし	—	0.629	7.819	7.664	7.826	24.59	1.00
BRB	0.004	0.274	1.448	1.401	1.470	167.91	6.83
	0.01	0.100	0.423	0.437	0.427	308.98	12.57
	0.02	0.066	0.268	0.279	0.272	450.69	18.33

* 降伏変位 $\delta_y = 0.049\text{m}$

の有効性について検証を行う。比較のため、BRB 導入前のモデル、断面積 $A=0.001\text{m}^2$ および $A=0.002\text{m}^2$ モデルを用いることとする。固有値解析による橋軸方向のシステムの固有周期は、BRB 導入前のモデルでは 1.710 秒であるのに対し、断面積 $A=0.004\text{m}^2$ のモデルは 0.668 秒で 40%程度まで固有周期が短くなる。なお、断面積 $A=0.01\text{m}^2$ の時は 0.519 秒、断面積 $A=0.02\text{m}^2$ の時は 0.459 秒となる。

(1) 橋脚・桁の応答変位

表-4 に BRB に与えた断面積および桁・各橋脚の最大応答変位をまとめる。表中では、桁の最大応答変位はそのままの値を掲載し、各橋脚の最大応答変位は、それぞれの橋脚の降伏水平変位で除し、無次元化されている。なお、同表には、Pushover 解析時の高架橋システム全体の初期剛性（表中では剛性と表示）を BRB の導入前の初期剛性で除したものを剛性比という形で表したものが掲載している。同表によると橋脚の応答は、ほぼ同じ応答を示し断面積 $A=0.004\text{m}^2$ のとき最大応答変位を 20%程度まで低減し、同様に、桁の最大応答変位も 40%程度まで低減することが確認された。また、断面積 $A=0.01\text{m}^2$ の場合においては橋脚の最大応答変位を 5%程度まで低減し、同様に、桁の最大応答変位も 15%程度まで低減することが確認された。これらの結果を、横軸に剛性比、縦軸に最大応答変位を降伏変位で除したものでまとめたものが図-8 である。動図からシステム全体の剛性の上昇により、変位が低減されていることが確認できる。

(2) 橋脚基部の損傷度

本節では、橋脚基部に発生するひずみ量で損傷程度を把握する。

文献 22)によると、耐震性能をひずみで照査することが可能で、以下のように分類されている。

- ① 部材健全度 1 無損傷 $\epsilon_a)_{\text{max}} \leq \epsilon_y$

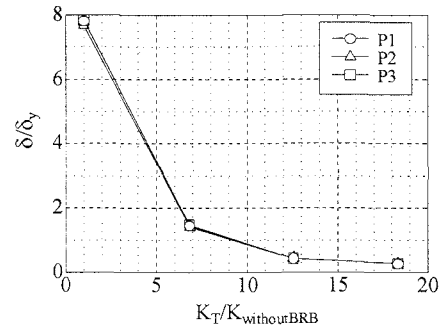


図-8 最大応答変位－剛性比関係

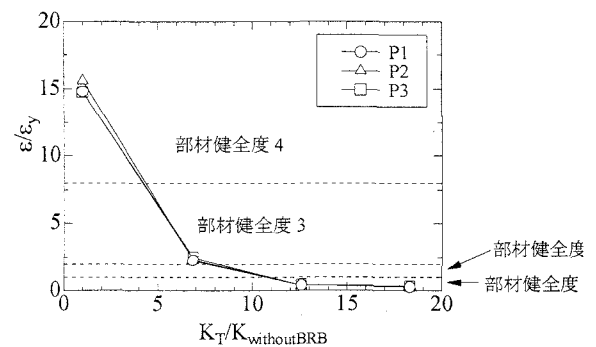


図-9 部材健全度

- ② 部材健全度 2 軽微な損傷 $\epsilon_a)_{\text{max}} \leq 2.0\epsilon_y$
 ③ 部材健全度 3 限定的な損傷 $\epsilon_a)_{\text{max}} \leq 8.0\epsilon_y$
 ④ 部材健全度 4 大きな損傷

この分類に従って、BRB の設置された高架橋の耐震性能を評価する。表-5 は BRB に与えて断面積および各橋脚付近における有効破壊長領域における平均ひずみの最大値を降伏ひずみで除したものでまとめる。断面積 $A=0.004\text{m}^2$ のとき最大ひずみを 15%程度にまで低減することが確認された。上記の損傷分類では部材健全度 3 となり限定的な損傷に分類される。一方で断面積 $A=0.01\text{m}^2$ 、断面積 $A=0.02\text{m}^2$ においては損傷分類で、部材健全度 1 の無損傷に分類される。

表-5 橋脚基部の最大ひずみ

BRB の配置タイプ	断面積	$\varepsilon_{\max}/\varepsilon_y$		
	$A_{\text{brace}}(\text{m}^2)$	pier1	pier2	pier3
BRB なし	-	14.775	15.586	14.745
BRB	0.004	2.293	2.288	2.477
	0.01	0.422	0.420	0.433
	0.02	0.290	0.295	0.326

* $\varepsilon_y=0.158\%$

図-9 は、各橋脚の基部付近における有効破壊長領域における平均ひずみの最大値を降伏ひずみで除したものと、剛性比の関係をプロットしたものである。図-9 に示される応答ひずみの傾向は、図-8 に示される変位の傾向と同様であることがわかる。

(3) エネルギー吸収量

図-10 は高架橋システム全体および BRB の累積エネルギー吸収量の時刻歴を表したものである。図-10 (a) は BRB のない場合の状況を表している。図-10 (b) は BRB の断面積が 0.004m^2 の場合の状況をまとめたものである。実線は履歴により吸収したエネルギー量の累積値の総和を示しており、点線はそのうち BRB の履歴によって吸収したエネルギー量を示している。この図によると、全履歴吸収エネルギー量のうちの断面積が 0.004m^2 の場合、98%程度は BRB で吸収していることが分かる。最終的な履歴吸収エネルギーの累積値をまとめたものが、表-6 である。断面積の増加に伴い、BRB が吸収するエネルギー量の割合は増加している。

(4) BRB の応答ひずみ

最後に、BRB に発生するひずみについて考察する。なお、各断面積の BRB の応答ひずみの絶対値の最大値を用いる。

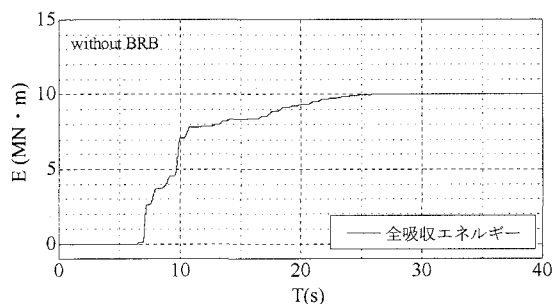
解析結果によると断面積が 0.004m^2 の場合、BRB に発生する最大ひずみは 1.482% となっている。本設計法では、初期値として BRB に発生するひずみを 1.5% と仮定しており、ほぼ誤差がないことがわかる。また、当然のことながら断面積の上昇に従い、BRB の剛性が強くなるため応答ひずみは小さくなる。

7 結言

本研究で提案した設計法は、BRB の導入を試みる際、まず初めに基本となる BRB の断面積を推定するもの

表-6 BRB のエネルギー吸収量

BRB 配置タイプ	断面積 (m^2)	BRB のエネルギー 一吸収量($\text{MN}\cdot\text{m}$)	全体系エネルギー 一吸収量($\text{MN}\cdot\text{m}$)	BRB の占める割合
BRB なし	-		11.943	
BRB	0.004	9.180	9.342	98.46%
	0.01	4.261	4.261	100.00%
	0.02	1.119	1.119	100.00%



(a) BRB 設置前

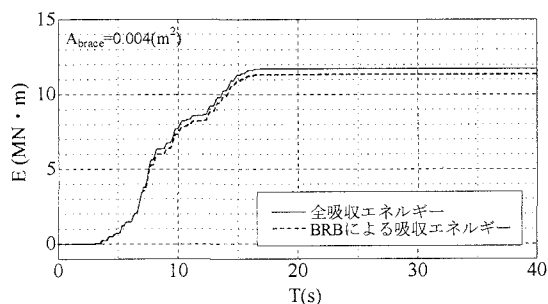
(b) BRB の断面積 $A=0.004\text{m}^2$ の場合

図-10 エネルギー吸収量

である。本研究で提案した設計法の妥当性を検討し、以下に得られた結果をまとめる。

- ① 本設計法で得た BRB の断面積を用いて地震応答解析を行なった結果、橋脚の弾性応答を目標とした時、BRB の剛性を小さく見積もる結果となる。
- ③ BRB のエネルギー吸収量を 1 ループによって仮定する際に用いた最大ひずみ 1.5% は、提案した設計法で得られた BRB で地震応答解析を行なった結果、最大ひずみは 1.43% となり、ほとんど誤差なく表現できることがわかった。

なお、BRB の配置方法、配置箇所が異なるモデルの場合、本研究で提案した設計法を適用できるか検証する必要がある。

参考文献

- 1) 加藤基規, 宇佐美勉, 葛西昭: 座屈拘束ブレースの繰り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.
- 2) 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り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, 2003.12.
- 3) 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一橋軸直角方向地震動に対する検討一, 土木学会論文集, No.766/I-68, pp.245-261, 2004.7.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 岡野素之, 大野了, 松本信之: 縦型鋼製ダンパーを有する RC 高架橋の震動大実験と解析, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.951-958, 2004.3.
- 7) 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講演論文集, pp.43-50, 2002.1.
- 8) 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.
- 9) 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型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物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.377-384, 2003.1.
- 10) 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.
- 11) 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.
- 12) 前野裕文, 杉浦裕幸, 八木孝行, 永谷秀樹, 神谷伸治: 座屈拘束ブレースを用いた上部構造の耐震補強設計, 土木学会第 59 回年次学術講演会講演概要集, pp.367-368, 2004.9.
- 13) 早川涼二, 川島一彦, 渡辺学歩: 免震およびダンパーブレースを用いた橋梁の耐震補強効果, 日本地震工学会第 1 回性能規定型耐震設計に関する研究発表会講演論文集, pp.67-72, 2004.5.
- 14) Samuele Infanti, H.T. Kang, M.G. Castellano: Retrofit of Bridges in Korea Using Visous Damper Technology, Proc. of 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004.7.
- 15) 宇佐美勉, 今井真理, 葛西昭: 土木鋼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物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.197-204, 2004.1.
- 16) 葛西昭, 木戸健太, 宇佐美勉, 渡辺尚彦: 多径間連続高架橋への制震ブレースの導入効果, 構造工学論文集に投稿中, Vol.51A, 2005.3.
- 17) 宇佐美勉, 清川昇吾, 金田一智章: P- Δ 効果を考慮した免震鋼製橋脚の弾塑性地震応答の簡易推定法, 土木学会構造工学論文集, Vol.46A, pp.879-886, 2000.3.
- 18) Shen.C, Mizuno.E, Usami.T:A Generalized Two-Surface Model for Structural Steel under Cyclic Loading, Structural Eng./Earthquake Eng., Proc. of JSCE, Vol.10, No.2, pp.23-33, 1993. 7.
- 19) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(V耐震設計編), 丸善, 2002.12.
- 20) Hibbitt, Karlson and Sorensen, Inc.: ABAQUS User's Manual, Version 6.4, 2004.
- 21) 日沖堅治, 葛漢彬, 宇佐美勉: 鋼アーチ橋に設置した制震ブレースの Demand, 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講演論文集, pp.213-220, 2004.1.
- 22) 日本鋼構造協会 (JSSC): 土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策, 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), 2003.10.