

多径間連続高架橋への制震ブレースの導入効果

An analytical study on the seismic behavior of multi-span continuous bridges with buckling-restrained braces

葛西昭*, 木戸健太**, 宇佐美勉***, 渡辺尚彦****

Akira Kasai, Kenta Kido, Tsutomu Usami and Naohiko Watanabe

*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)

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

***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)

****東京大学大学院工学系研究科建築学専攻修士課程 (〒153-8505 東京都目黒区駒場 4-6-1)

This study is aimed at investigating the effect of damper braces for improving seismic behavior of multi-span continuous bridges. For this purpose, two arrangements are devised. One way is to connect the girder and the top of pier by buckling-restrained brace. Another way is to connect the girder and the base of pier by buckling-restrained brace. Then elasto-plastic response analyses are carried out to confirm the influence of differences between two ways. As a result, it is found that maximum response displacements of the girder and the damage of steel piers are significantly reduced by installing the buckling-restrained braces between the girder and the base of pier. Finally the demand of a buckling-restrained brace is discussed.

Key Words : multi-span continuous bridge, buckling-restrained brace, seismic behavior, capacity design

キーワード : 連続高架橋, 座屈拘束ブレース, 地震時挙動, 性能設計

1. 緒言

1995年の兵庫県南部地震以降, 土木構造物の耐震設計は, 終局限界状態を考慮した性能照査型設計法へと移行しつつある。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) に関する研究を行っている^{1),2)}。なお, 座屈拘束ブレースとは, 図-1に示されるような構成の部材であり, 部材が圧縮力により部材軸直角方向に急激な座屈を起こさないように拘束した部材である。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。特に, BRBを利用した制震設計は盛んに行われてきていると言える。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。そこで本研究は, 鋼アーチ橋などに見られる制震技術を連続高架

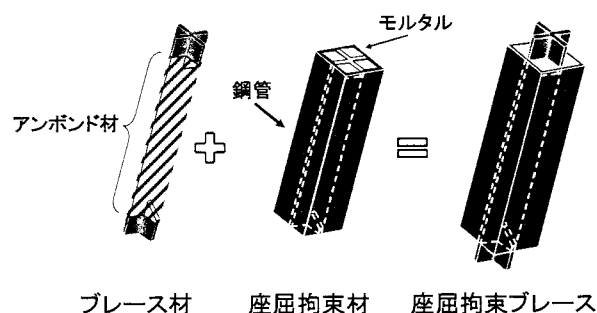


図-1 座屈拘束ブレースの構成例

橋などにも適用することを目標に基礎的な検討を試みようとするものである。

多径間連続橋に関する研究は, 山岸ら¹⁵⁾が不等橋脚を有する3径間連続橋に対する耐震検討を行っている例や, 工藤ら¹⁶⁾による簡易モデルを用いた連続橋の弾塑性地震応答解析など, 耐震検討例がある。また, 村山ら¹⁷⁾は鋼製ラーメン橋脚を有する連続橋の耐震検討を行っている。大中ら¹⁸⁾はさらに連続曲線橋について, 地盤との連成挙動にも着目した検討を行っている。これらの研究例は, 主に連続橋の応答値を把握することに着目し, 当該高架橋が地震時に安全性を満足するかどうかを検討し

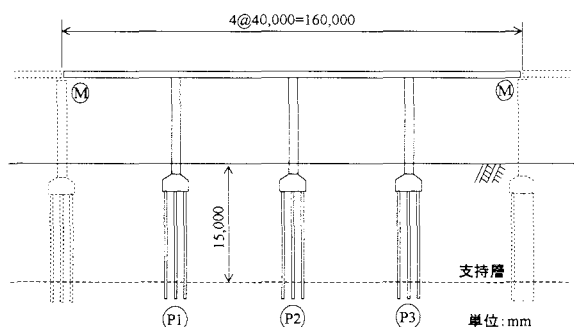


図-2 対象橋梁の模式図

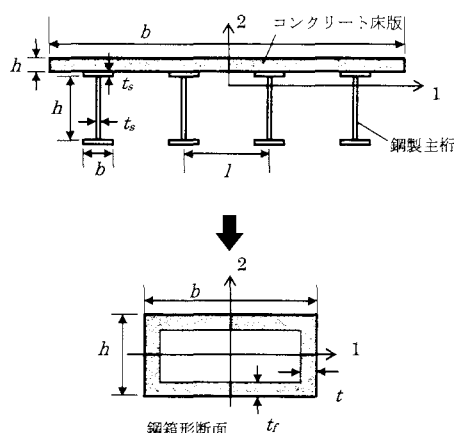


図-3 上部構造の換算（概念図）

たものである。それに対して、謝ら¹⁹⁾は連続橋に対する免震化について考察を加えており、デバイス導入の効果について述べている。また、橋梁に対する制震デバイスの導入という観点では中村ら²⁰⁾による MR ダンパーに関する検討があげられる。

本研究では、4 径間連続高架橋を対象とし、制震ブレースとして BRB を様々な場所に設置することで、地震応答の低減を立証することを目的としている。なお、同種の検討は、文献 13) にて試みが若干述べられている。この中では免震支承の導入された連続高架橋に対して、ダンパーブレースの導入を試みている。これは免震化に伴って増大した桁の応答変位を低減するために必要となる減衰性を付与する目的で設置されたものである。本研究では、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証する。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. 連続高架橋の解析モデルおよび解析手法の概要

2.1 解析モデルの概要

本論文で取り扱う対象高架橋は、図-2 に模式的に示される高架橋である。4 径間の連続高架橋で、桁-橋脚間にはゴム支

表-1 上部構造断面の換算

(a) 換算前

b_s [m]	0.4
h_s [m]	2.2
t_{sf} [m]	0.019
t_{sw} [m]	0.011
b_c [m]	9.75
h_c [m]	0.23
E_s [GPa]	206
E_c [GPa]	27.4

(b) 換算後

A (m ²)	0.457
I_1 (m ⁴)	0.272
I_2 (m ⁴)	4.137
b (m)	9.17
h (m)	1.65
t_w (m)	0.021
t_f (m)	0.021

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。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。桁の断面形状は、文献 21) を参考にコンクリート床版と鋼製主桁を有する断面を仮定している。ただし、数値解析を行うにあたって、断面設定の簡略化をするため、曲げ剛性、引張剛性を等価とする鋼箱形断面（図-3 参照）を用いている。換算前の断面諸量、換算後の断面諸量を表-1 に示す。

ゴム支承としては、特に免震支承等を意識しないで、弾性体として取り扱う。またその剛性は、橋脚頂部における水平剛性に対して 30% (10.5MN/m の水平剛性を有する) となるものを仮定した。解析モデルでは、文献 22) に記載の方法でトラス要素を用いた形で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。本研究は、BRB の導入による効果を検証することが主目的であるが、その成果はコンクリート橋脚でも同様であると思われることを付記しておく。鋼製橋脚の構造諸元は表-2 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、その模式図を図-4 に示す。解析モデルでは、橋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²³⁾を利用した。

本論文では、BRB の導入効果を検証するため、解析モデルは桁-支承-橋脚までとした。すなわち、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入力する。また、鋼製橋脚の断面諸量や橋脚高さは、道路橋示方書 V 耐震設計編²⁴⁾に記載の震度法設計に基づき計算されたものを用いる。

2.2 解析手法の概要

対象高架橋は、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

表-2 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_{ho}	0.25	
フランジ幅 $B(\text{m})$	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_t	0.35	
柱の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.40	
アスペクト比 L/b	0.5	
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

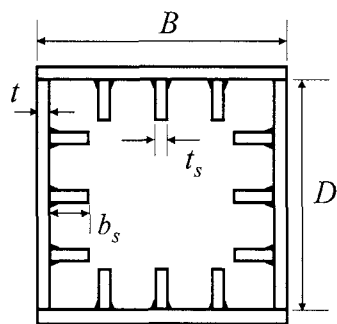


図-4 鋼製橋脚の断面形状模式図

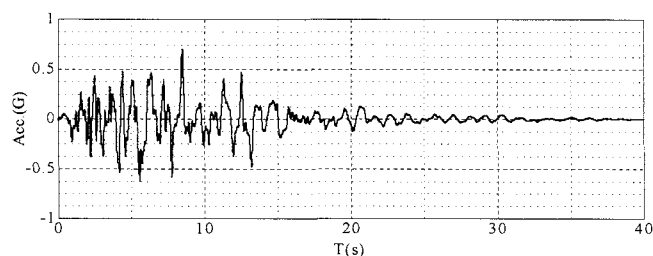
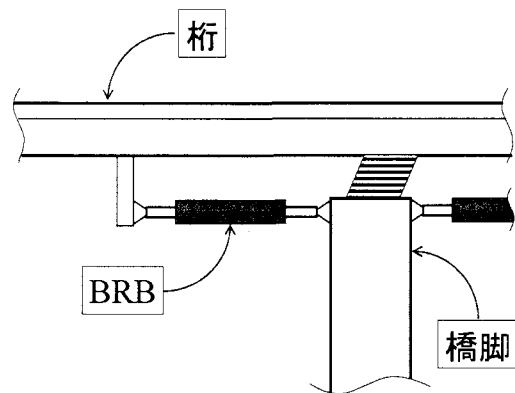


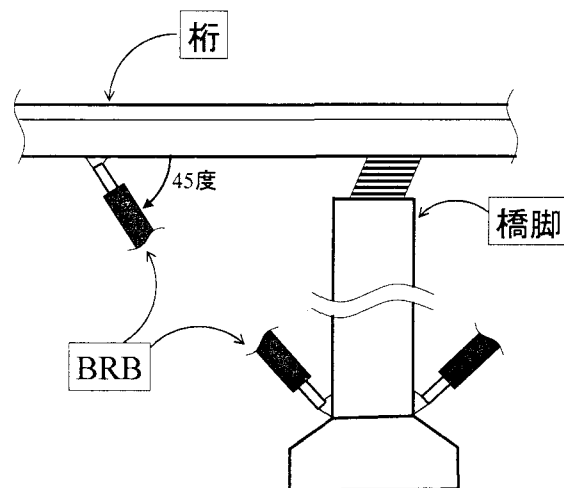
図-5 使用した入力地震動波形（道示Ⅱ-Ⅱ-1）

編に規定されているレベル2タイプ2のⅡ種地盤用の地震動波形のうちの1波（道示の加速度波形Ⅱ-Ⅱ-1）を利用する（時刻歴は図-5参照）。

また、数値解析には汎用構造解析ソフト ABAQUS²⁵⁾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 秒とできるように行った。



(a) BRB を桁に並行に設置する場合



(b) BRB を橋脚基部と桁間で設置する場合

図-6 BRB の設置例の模式図

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。なお、モード比例型減衰定数は、ABAQUS に準備されている運動エネルギー比例型のもを適用した。ただし、本検討では、基礎部分のモデル化がされておらず、ゴム支承部分に比べて、鋼部分の部材数が圧倒的であったため、モード比例型減衰定数は、ほぼ 0.05 であった。また、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。

3. 座屈拘束ブレースの設置イメージ

本研究は、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が最大の目標である。そこで、制震部材として、昨今着目されている BRB を図-6 に示すような場所に設置した場合を想定し、本論文ではその低減効果をまとめる。図-6(a)は、ゴム支承によって桁変位が大きくなることを抑制することを念

頭にした配置である。図-6(b)は、さらに橋脚の損傷も軽減することを念頭にした配置である。BRB が最大の効果を発揮するのが、その両端間の変位が大きいときであることを利用し、橋脚において最も損傷が大きくなることが予想される基部付近と桁とを結ぶことで応答変位を抑制し、同時に橋脚の損傷を低減すると考え、この配置を考案した。なお、軸力部材としての利用を考えているため、両端はピン結合を仮定している。従って、解析モデルでは、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ている。本解析では、このような配置の座屈拘束ブレースに対して、種々の断面積や本数の増大を与え、その効果を検証する。座屈拘束ブレースに用いる鋼材はSS400（降伏応力=235MPa）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。本研究では、仰角 45 度となるように設置することを想定したが、角度の違いによる影響は今後の課題とさせていただく。なお、高架橋システムに付加される水平剛性の観点から、断面積を変化させることにより、この 45 度の例と同様の効果が発揮できるBRBを設置できるものと思われる。

また、地震応答解析には幾何学的非線形性を考慮するため、対象とする高架橋解析モデルには、まず、自重解析を必要とする。このとき、BRB を設置してから自重解析を実施すると、BRB に初期軸力が発生することとなる。本研究では、このようなことが発生しないように、自重解析時には BRB が存在しないように仮定し、その後に地震応答解析を実施するように工夫した。従って、地震動を入力する前には、BRB には軸力は発生していない。

4. 座屈拘束ブレースによる低減効果の立証

4.1 座屈拘束ブレースの配置タイプ

ここでは、配置タイプについて紹介する。まず、図-6(a)に示されるような座屈拘束ブレースを桁に並行となるように設置した場合については、以下の3パターンを想定した。

- (1) P2 橋脚に向かって右側に1本のBRBを配置したタイプ (P2-1H タイプ)
- (2) P2 橋脚の左右にBRBを1本ずつ配置したタイプ (P2-2H タイプ)
- (3) P1 橋脚とP2 橋脚に向かって右側に1本ずつBRBを配置したタイプ (P12-1H タイプ)

図-6(b)に示される座屈拘束ブレースを橋脚基部-桁間に設置した場合については、以下の4つの設置パターンを想定した。

- (5) P2 橋脚（中央の橋脚）の右側にBRBを1本設置した場合（図-7(a)参照。以下、P2-1タイプと称す）
- (6) P2 橋脚にBRBを左右2本設置した場合（図-7(b)参照。以下、P2-2タイプと称す）

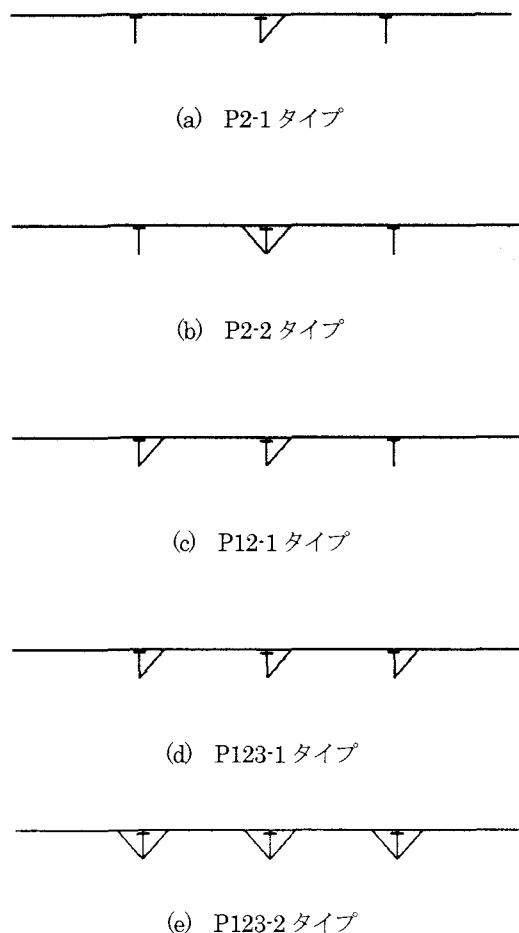


図-7 BRB の設置パターン

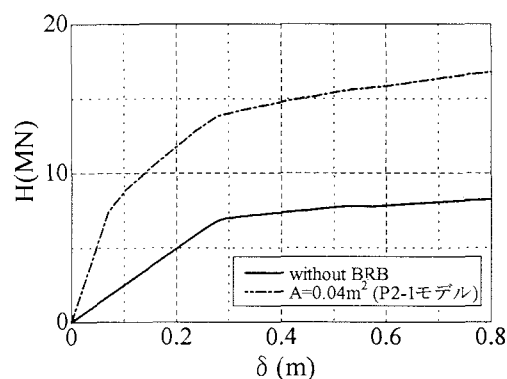


図-8 Pushover 解析結果

- (6) P1 橋脚（左側橋脚）とP2 橋脚の右側にBRBを1本ずつ設置した場合（図-7(c)参照。以下、P12-1タイプと称す）
- (7) 全橋脚の右側にBRBを1本ずつ設置した場合（図-7(d)参照。以下、P123-1タイプと称す）
- (8) 全橋脚の左右にBRBを設置した場合（図-7(e)参照。以下、P123-2タイプと称す）

4.2 座屈拘束ブレースの導入による剛性上昇について

図-8 は、高架橋システムに対して行った Pushover 解析の 1 例を示したものである。縦軸はシステムの荷重を示し、横軸は桁の水平変位を表している。実線は BRB を設置する前の解析結果で、1 点鎖線が P2-1 タイプである。この例より、BRB の導入によって、高架橋システム全体の荷重-変位関係における初期剛性が增大することが分かる。そこで、本研究では、BRB を様々な配置に適用し、様々な断面積のものを用いることとしているが、これらの結果は BRB を設置する前の初期剛性との比較で以後まとめていくこととする。なお、BRB 設置前の高架橋システムの橋軸方向での固有周期は 1.71 秒である。BRB の設置によって、重量は変化しないが、剛性が大きくなるため固有周期は小さくなる。本解析における固有周期を表-3 にまとめる。同表によると、最小の固有周期は 0.52 秒で、約 30% 程度まで固有周期が短くなる。

4.3 座屈拘束ブレースを並行に設置した場合の応答

ここでは、図-6(a)に示されるような BRB を桁に並行となるように設置した場合についての解析結果についてまとめる。

表-4 は、橋脚頂部に BRB を設置した場合の地震応答解析結果のうち、桁の最大応答変位および橋脚の最大応答変位についてまとめたものである。同表によると、桁の最大応答変位は、BRB が無い場合に比べて、大きく変化することはない。P12-1H タイプについては、若干の低減効果が見込める。ただし、橋脚に関して見ると、BRB を設置した橋脚に関しては、どのタイプ、どの断面積にしても橋脚の応答変位はむしろ大きくなる結果が得られた。これは、BRB の導入により、ゴム支承の柔軟性が相殺され、橋脚が変形する必要が発生したためである。この配置方法では、ゴム支承の水平剛性を大きくすると同じ効果が考えられるので、断面積の増大に伴って、高架橋システムの地震時挙動は、ゴム支承の存在しない、すなわち、鋼製支承のような変形のない支承を設置した場合に収束するものと思われる。例えば、P12-1H タイプに見られるように、桁の応答変位の低減効果は確認でき、これからどの橋脚にも設置することで低減することが立証できるが、橋脚の応答変位を大きく低減する効果がないことが分かる。なお、この結果は、桁が連続されていることに起因すると思われる。単純桁の場合は、文献 13) に記載の効果が見込まれる。

4.4 座屈拘束ブレースを橋脚基部-桁間に設置した場合

ここでは、図-6(b)に示されるモデルについての応答結果をまとめる。

図-7 に示される設置パターンに対して、座屈拘束ブレースの

表-3 高架橋システムの固有周期

BRB配置タイプ	断面積(m ²)	固有周期 T(s)
BRBなし	-	1.710
P2-1H	0.02	1.170
	0.05	1.153
	0.1	1.148
P2-2H	0.01	1.171
	0.05	1.149
P12-1H	0.05	0.936
P2-1	0.01	1.041
	0.02	0.937
	0.03	0.895
	0.04	0.873
	0.05	0.859
	0.06	0.850
	0.07	0.843
	0.08	0.838
	0.09	0.834
P2-2	0.1	0.831
	0.01	0.885
	0.02	0.814
	0.03	0.788
	0.05	0.768
P12-1	0.1	0.753
	0.01	0.786
	0.02	0.683
	0.03	0.643
	0.05	0.611
P123-1	0.1	0.587
	0.005	0.804
	0.01	0.667
	0.02	0.577
P123-2	0.1	0.497
	0.0025	0.780
	0.005	0.623
	0.01	0.519

断面積を種々与えることで、地震応答解析を行う。表-5 に座屈拘束ブレースに与えた断面積および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水平剛性、および、BRB を設置する前との比をとった剛性比も掲載しておく。

まず、P2-1 タイプについて、その状況をまとめる。BRB の断面積を 0.01~0.1 の 10 パターンを想定したところ、BRB の断面積の増加に伴い、どの橋脚についても最大応答変位が減少していることが判明した。従って、BRB を設置している橋脚が、P2 橋脚のみにも関わらず、他の橋脚の応答変位に関しても低減効果を発揮することを証明している。これは、桁部分が連続化されているため、水平方向の変位量が、どの橋脚の頂部におい

表-4 座屈拘束ブレースの断面積と各橋脚の最大応答変位（並行モデル）

BRBの配置タイプ	断面積	桁の最大応答値	橋脚の最大応答値				
	$A_{\text{brace}}(\text{m}^2)$	桁(m)	$P1(\delta_{\text{max}}/\delta_y)$	$P2(\delta_{\text{max}}/\delta_y)$	$P3(\delta_{\text{max}}/\delta_y)$	水平剛性(MN/m)	剛性比
BRBなし	-	0.589	7.14	7.02	7.12	24.585	1.000
P2-1H	0.02	0.576	6.96	11.68	7	52.357	2.130
	0.05	0.574	6.9	11.67	6.95	53.924	2.193
	0.1	0.572	6.87	11.67	6.91	54.487	2.216
	1	0.574	6.93	11.75	6.97	55.012	2.238
P2-2H	0.01	0.578	6.98	11.68	6.98	52.222	2.124
	0.05	0.573	6.89	11.67	6.88	54.334	2.210
P12-1H	0.05	0.486	9.9	9.91	5.16	81.702	3.323

*降伏変位 $\delta_y=0.049\text{m}$

表-5 座屈拘束ブレースの断面積と各橋脚の最大応答変位（斜めモデル）

BRBの配置タイプ	断面積	桁の最大応答値	橋脚の最大応答値				
	$A_{\text{brace}}(\text{m}^2)$	桁(m)	$P1(\delta_{\text{max}}/\delta_y)$	$P2(\delta_{\text{max}}/\delta_y)$	$P3(\delta_{\text{max}}/\delta_y)$	水平剛性(MN/m)	剛性比
BRBなし	-	0.589	7.14	7.02	7.12	24.59	1.00
P2-1	0.01	0.493	5.33	5.39	5.31	68.89	2.80
	0.02	0.344	2.47	2.58	2.62	88.14	3.58
	0.03	0.290	1.59	1.85	1.64	98.90	4.02
	0.04	0.272	1.38	1.74	1.40	105.77	4.30
	0.05	0.263	1.32	1.77	1.33	110.55	4.50
	0.06	0.262	1.31	1.82	1.31	114.05	4.64
	0.07	0.268	1.36	1.94	1.39	116.74	4.75
	0.08	0.275	1.44	2.06	1.60	118.86	4.83
	0.09	0.282	1.56	2.37	1.87	120.57	4.90
	0.1	0.282	1.55	2.51	2.05	122.00	4.96
P2-2	0.01	0.327	2.17	2.02	2.33	100.52	4.09
	0.02	0.257	1.20	1.13	1.26	127.08	5.17
	0.03	0.210	0.98	0.89	0.97	140.61	5.72
	0.05	0.212	1.03	0.83	1.08	154.31	6.28
	0.1	0.189	0.92	0.71	0.95	166.91	6.79
P12-1	0.01	0.356	2.85	2.78	2.80	121.38	4.94
	0.02	0.199	0.90	0.88	0.90	169.38	6.89
	0.03	0.133	0.57	0.57	0.62	198.06	8.06
	0.05	0.107	0.58	0.58	0.65	230.71	9.38
	0.1	0.122	0.50	0.52	0.60	264.57	10.76
P123-1	0.005	0.408	3.77	3.66	3.76	112.22	4.56
	0.01	0.273	1.34	1.30	1.37	171.09	6.96
	0.02	0.104	0.45	0.45	0.45	245.51	9.99
	0.1	0.073	0.29	0.32	0.29	397.78	16.18
P123-2	0.0025	0.407	3.67	3.57	3.66	120.56	4.90
	0.005	0.260	1.21	1.18	1.22	196.21	7.98
	0.01	0.078	0.33	0.34	0.34	308.98	12.57

*降伏変位 $\delta_y=0.049\text{m}$

でも同程度となるためである。橋脚によって多少の違いはあるものの、断面積が 0.04m^2 のとき最大応答変位を 20% まで低減し、同様に、桁の最大応答変位も 22% まで低減することが確認された。その状況を橋脚の復元力特性および変位の時刻歴で示したものを図-9 にまとめる。(a)は BRB 設置前の橋脚の荷重-変位関係、(b)は BRB 設置前の橋脚頂部の水平変位時刻歴、(c)は断面積が 0.04m^2 のときの橋脚の荷重-変位関係、(d)は断面積が 0.04m^2 のときの橋脚頂部の水平変位時刻歴を示している。どの図も荷重、変位は降伏荷重、降伏変位で無次元化され

ている。同図によると、大きな復元力ループで地震エネルギーを吸収していた設置前の場合に比べて、BRB の設置によって、復元力ループが小さくなったことが分かる。時刻歴で見ると、BRB 設置前の 8 秒付近にあった大きな振幅 (約 $7\delta_y$) が、BRB の設置で、 $2\delta_y$ よりも小さなものとなる。

一方で、桁および P1 橋脚は断面積が 0.07m^2 以上、P2 橋脚では断面積が 0.05m^2 以上とした場合には、最大応答変位の増加が確認された。これは、BRB を基部と桁とを結んでいるため、以下のようなプロセスが予想される。桁が水平方向に移動する

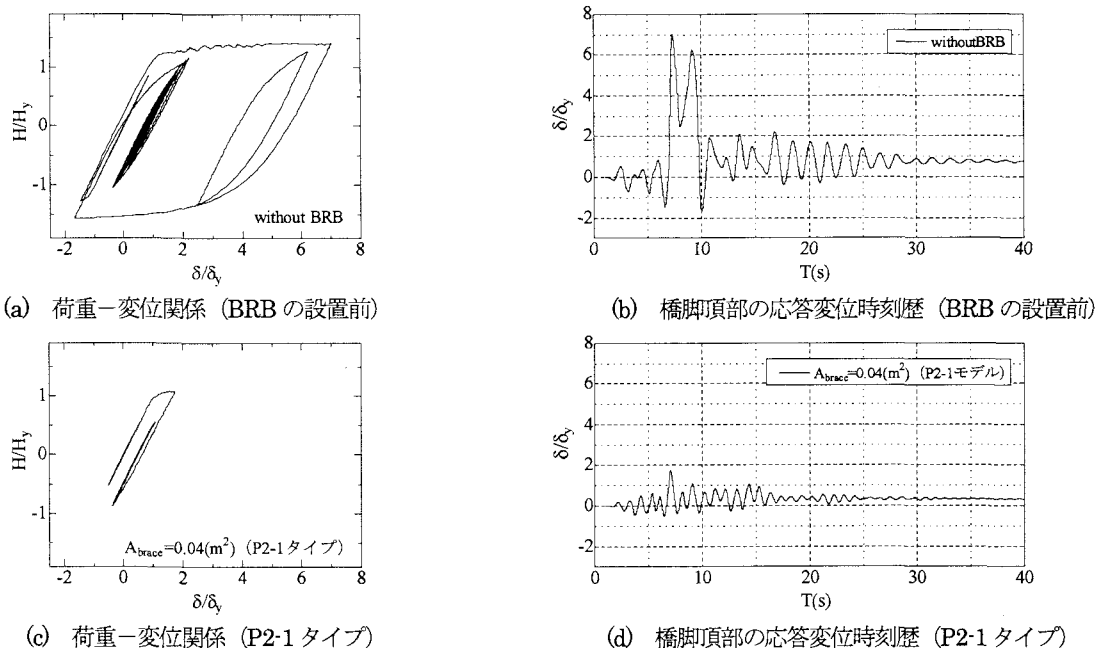


図-9 BRB の設置による P1 橋脚の応答変位の低減状況

に伴って、BRB は伸縮するのが通常であるが、この軸剛性が極端に大きくなると、伸縮ができなくなり、BRB と桁の設置点が水平移動に伴って上下に動く必要が発生する。これが桁のたわみを発生させる。図-10 は P2 橋脚と P3 橋脚とのスパン中央における桁の鉛直変位の時刻歴を示したものである。(a) が BRB 設置前の場合であり、(b) が P2-1 タイプの断面積が 0.04m^2 の時、(c) が P2-1 タイプの断面積が 0.1m^2 の時である。これによると、BRB の剛性の増加に伴って、鉛直動が大きくなっていることが分かる。最大値を比較すると、(c) の場合は、BRB 設置前の 9.36 倍になっている。すなわち、BRB は剛体的な挙動となるので、橋脚基部で変形せざるを得ない。よって、過大な剛性の BRB を導入することは必ずしも応答変位を低減するとは限らない。最も応答変位を低減することを最適とするならば、本解析例においては、 $A_{\text{brace}}=0.04\text{m}^2$ 、すなわち、剛性比で 4.3 のときが最適と言える。

次に、P2-2 タイプについてまとめる。ここでは、BRB に与える断面積として 0.01, 0.02, 0.03, 0.05 の 4 つのパターンを解析した。このタイプについては、橋脚 3 本とも同様な応答を示し、特に断面積が 0.03, 0.05 の場合においては橋脚を弾性範囲内に収めることができていた。桁においても、0.03 のとき最大応答値を 35% 程度まで低減している。P2-1 モデルにおいては BRB の過大な剛性は、あまり応答変位を低減させることはできないとしたが、本モデルでは、同様の剛性レベルにおいても P2-1 タイプのように BRB の剛性の上昇に伴い、最大応答変位が増加するという現象は生じなかった。これは、BRB が対称に設置されている効果である。これにより、桁のたわみ振動は片側に設置された場合に比べて抑制され、BRB の変形が生

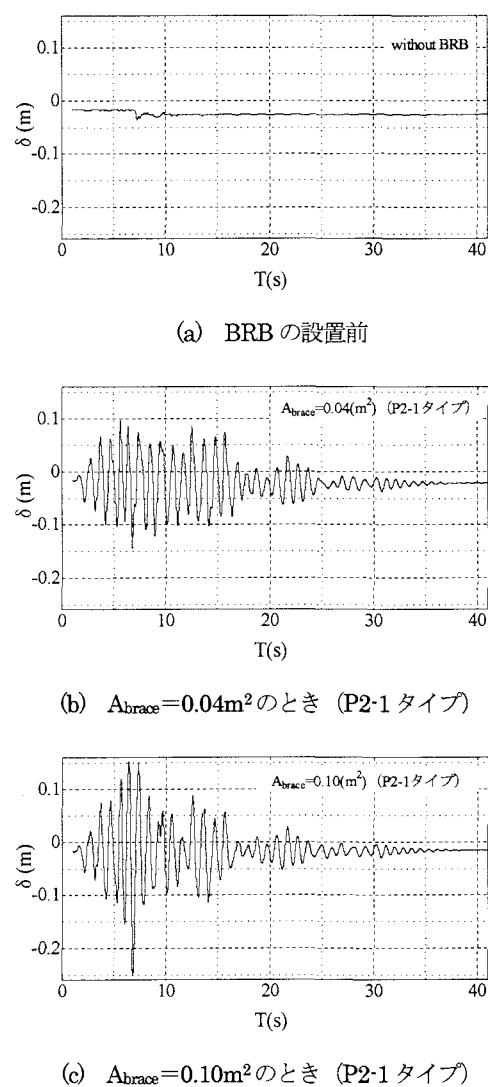


図-10 スパン中央における桁の上下動

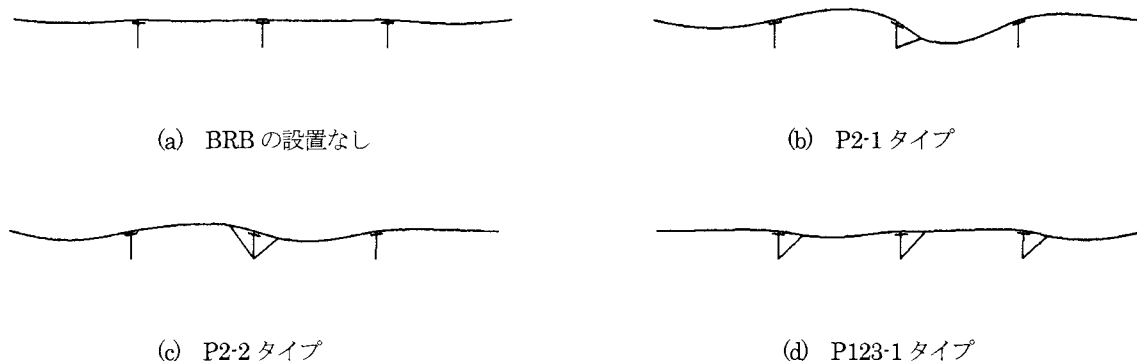


図-11 最大変位時のたわみ形状（上下方向に 30 倍の拡大）

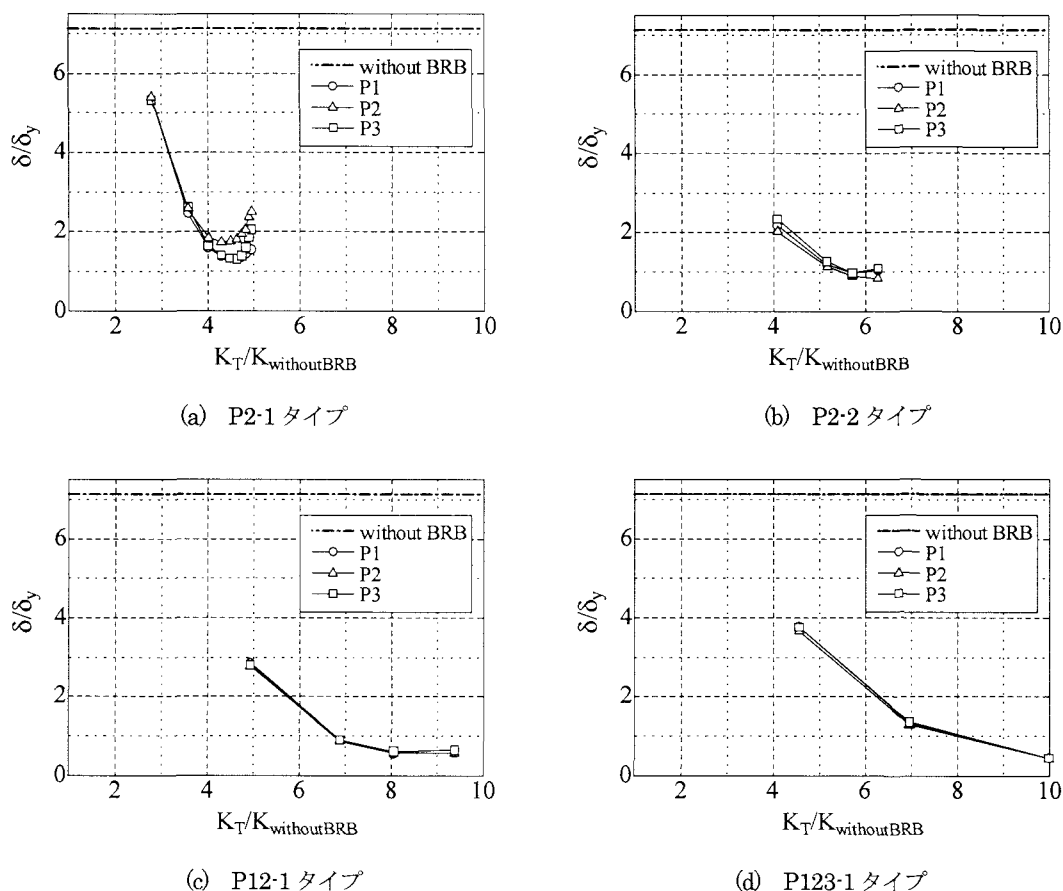


図-12 最大応答変位-剛性比関係

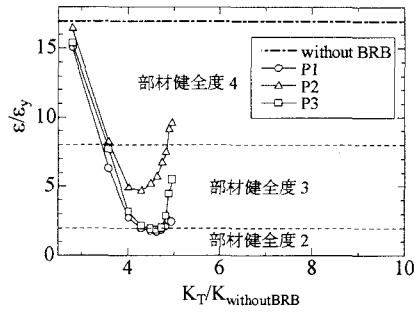
じるモードに移行しているからである。参考までに、地震応答解析時に最も水平変位が大きくなった時刻における変形図を図-11 に示す。(a)は BRB 設置前の状況で、(b)は P2-1 タイプ、(c)は P2-2 タイプ、(d)は P123-1 タイプである。また、変形は上下方向に関して 30 倍に拡大してあるので注意されたい。この図より、(b)の場合が最も顕著に桁のたわみが発生することが確認できる。(c)に関しても桁のたわみが確認できるが、P2 橋脚の左側 BRB は引張状態で変形していることが確認でき、このため橋脚基部に変形が集中することは回避できている。なお、BRB が変形していることの証明は、次項のエネルギー吸収量の

比較にて説明する。

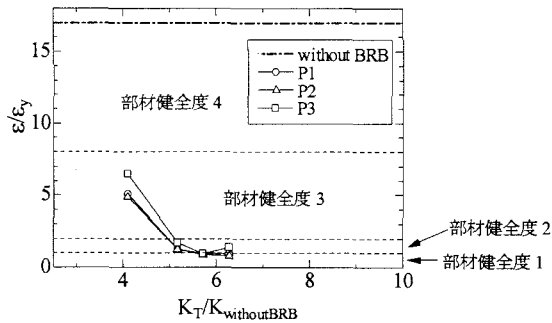
P12-1 タイプについても、同様に最大応答変位を低減する効果は、面積の増大とともに発揮される。ここでも P2-1 タイプで見られたような応答変位の低減効果が損なわれるような現象は現れなかった。

P123-2 モデルは、今回考案した配置タイプの中で最も応答変位の低減効果のあったタイプである。これは、たわみ振動を抑えるため、どの橋脚にも平均的に BRB の配置をしたためである。

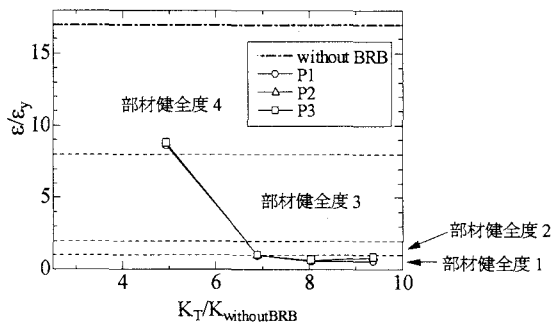
以上の結果を図-12 にまとめる。図-12 は縦軸を橋脚の最



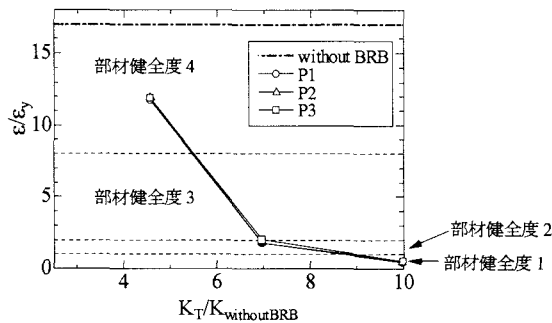
(a) P2-1 タイプ



(b) P2-2 タイプ

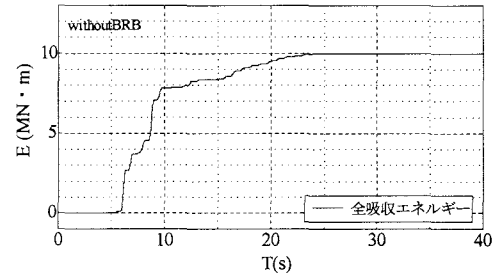


(c) P12-1 タイプ

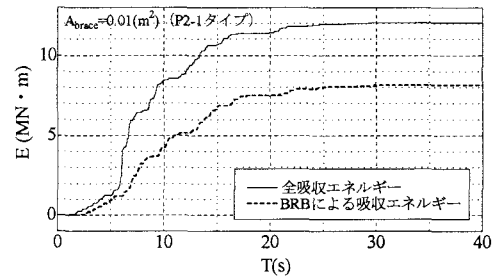


(d) P123-1 タイプ

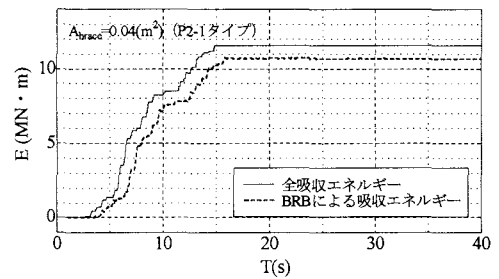
図-13 部材健全度



(a) BRB 設置前



(b) P2-1 タイプ ($A_{\text{brace}}=0.01\text{m}^2$)



(c) P2-1 タイプ ($A_{\text{brace}}=0.04\text{m}^2$)

図-14 エネルギー吸収量

大応答変位を降伏変位で無次元化したもの、横軸を剛性比としたものである。それぞれ、(a)P2-1 タイプ、(b)P2-2 タイプ、(c)P12-1 タイプ、(d)P123-1 タイプである。これらの図により、当然のことながら、剛性比を上昇させることによって、橋脚の応答値を低減する効果が大きくなることが分かる。また、表-5より、P123-2 タイプのように平均的に BRB を配置する場合、BRB の総断面積と比較すると、最も大きな剛性比を発生させることが分かり、結果的に最も応答値を低減させることとなる。従って、総断面積という観点からも、P123-2 タイプのような平均的に BRB を配置する方法が推奨される。なお、本研究では、各橋脚の剛性に差がないため、このような結果になったことは否めない。不等橋脚など、種々の場合での検討を要す。

4.5 橋脚基部の損傷度

本節では、上記結果を橋脚基部に発生するひずみ量で損傷程度を把握する。

表-6 BRB のエネルギー吸収量と最大応答ひずみ

BRBの配置 タイプ	断面積(m ²)	BRBのエネルギー吸収 量(MN・m)	全体系エネルギー吸収 量(MN・m)	BRBの占め る割合	BRBに発生する最大ひずみ	
BRBなし	—	—	11.943	—	$\varepsilon_{\max}$	$\varepsilon_{\max}/\varepsilon_y$
P2-1	0.01	7.935	11.258	69.80%	0.02363	20.11
	0.02	9.708	10.703	90.15%	0.01694	14.41
	0.03	9.321	9.572	97.18%	0.01234	10.51
	0.04	7.851	7.983	98.30%	0.01103	9.39
	0.05	5.961	6.079	98.09%	0.00997	8.49
	0.06	4.450	4.575	97.36%	0.00872	7.42
	0.07	3.330	3.477	95.94%	0.00748	6.37
	0.08	2.664	2.864	93.28%	0.00689	5.86
	0.09	1.995	2.330	86.10%	0.00613	5.22
	0.1	1.349	1.813	74.59%	0.00500	4.26
P2-2	0.01	9.581	10.252	93.02%	0.01655	14.09
	0.02	6.349	6.358	99.88%	0.01070	9.10
	0.03	3.387	3.387	100.00%	0.00799	6.80
	0.05	0.916	0.921	99.38%	0.00426	3.62
	0.1	0.000	0.000	0.00%	0.00082	0.69
P12-1	0.01	9.536	10.277	92.62%	0.01744	14.84
	0.02	6.068	6.068	100.00%	0.00886	7.54
	0.03	4.052	4.052	100.00%	0.00560	4.77
	0.05	1.629	1.629	100.00%	0.00372	3.17
	0.1	0.000	0.000	0.00%	0.00089	0.76
P123-1	0.005	9.214	10.739	85.40%	0.02052	17.46
	0.01	8.181	8.207	99.71%	0.01204	10.24
	0.02	4.748	4.748	100.00%	0.00600	5.11
	0.1	0.000	0.000	0.00%	0.00078	0.66
P123-2	0.0025	9.158	10.591	86.11%	0.02070	17.61
	0.005	8.181	8.188	99.92%	0.01173	9.98
	0.01	4.261	4.261	100.00%	0.00590	5.02

* $\varepsilon_y=0.00118$

文献 26)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 $\varepsilon_a)_{\max} \leq \varepsilon_y$
- ② 部材健全度 2 軽微な損傷 $\varepsilon_a)_{\max} \leq 2.0\varepsilon_y$
- ③ 部材健全度 3 限定的な損傷 $\varepsilon_a)_{\max} \leq 8.0\varepsilon_y$
- 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。図-12 は、各橋脚の基部付近において有効破壊長領域における圧縮フランジの板厚中心に発生するひずみを鉛直方向に平均化したひずみ（平均ひずみと称す）の最大値と剛性比の関係をプロットしたものである。

図-13 に示される応答ひずみの傾向は、図-12 に示される変位の傾向と同様である。本論文で対象とした高架橋については、P2-1 タイプを除いた他のタイプについては、部材健全度 1 を満足するように BRB の断面積を設定することが可能である。この傾向は、前節で述べたとおりである。なお、当然のことな

がら、断面積の小さい BRB であっても、P123-2 のように複数本の BRB を効率よく配置することで、容易に剛性を上昇させることができるため、応答値の低減を可能とする。

4.6 エネルギー吸収量

前節まででは、断面積を増大させることによって、高架橋の応答変位を低減することを述べたが、ここではそれをエネルギー吸収量の観点からまとめる。ここで、エネルギー吸収量は、各部材の復元力ループから各ループの断面積を求めることによって得られ、その面積の総和が累積エネルギー吸収量となる。図-14 は累積エネルギー吸収量の時刻歴を表したものである。(a)は BRB のない場合の状況を表している。(b)は P2-1 タイプにおいて、断面積が 0.01m² 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70%程度はBRBであることが分かる。(c)はさらに断面積を 0.04m^2 にした場合であり、この場合では、90%程度がBRBで吸収している。その他のタイプについても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。応答変位、応答ひずみと同様の傾向を有し、P2-1タイプを除いて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。なお、同表にはBRBに発生する最大応答ひずみの絶対値についてもまとめてある。

4.7 BRBの応答ひずみ

最後に、本解析におけるBRBに発生するひずみについてまとめる。文献26)によると、鋼アーチ橋を対象とした場合、BRBに必要とされる性能のうち、応答ひずみは3%が必要とされている。これは、鋼アーチ橋の地震応答解析結果からまとめられたものである。また、BRBの塑性変形箇所が部材中央における元の長さの半分程度のところに集中するとした場合の結果である。本解析では表-6より、最大応答ひずみはP2-1タイプの断面積を 0.01m^2 とした場合の、2.6%となる。これを文献27)と同様の換算をすると5.2%相当になる。当然のことながら、断面積の上昇に従い、応答ひずみは小さくなるため、本解析モデルに対するBRBへのDemandは、部材健全度のレベルに応じて変化することとなる。例えば、部材健全度2を満足することとなるP123-1タイプの $A_{\text{brace}}=0.01\text{m}^2$ のときには、応答ひずみが1.5%であるので、この場合のBRBに要求される性能は応答ひずみが3%となるまでは、BRBの性能を保持する必要があるということになる。本研究では、対象とした高架橋の固有周期が1ケースであったため、この3%がどの条件にも満足する数値ではない。さらなる検討が必要であるが、1つの指標といえる。

5. 結言

本論文は、4径間連続高架橋において、応答値低減を図るために制震ブレースの設置を想定し、その応答低減効果について解析的な検討を行ったものである。以下に、得られた結果をまとめる。

- ① 橋脚頂部から桁に平行にBRBを導入した際は、ゴム支承の柔軟性を排除することになり、有益な制震デバイスの配置方法ではないことを確かめた。
- ② 橋脚基部から仰角45度で、中央の橋脚の片側にBRBを設置(P2-1タイプ)する場合、BRBの断面積が大きくなると、桁のたわみが大きくなり、低減効果が小さくなる

場合がある($A_{\text{brace}} > 0.06\text{m}^2$)。

- ③ 橋脚基部から仰角45度でBRBを設置した場合、全ての橋脚に両側からBRBを設置するタイプ(P123-2タイプ)が最も効果的に橋脚の応答変位を低減する。
- ④ 橋脚の応答が弾性限内に収まるBRBの断面積を得た。
- ⑤ 本解析で対象とした連続高架橋の場合、橋脚の部材健全度2を確保するためのBRBには3%以内の応答ひずみが発生する。

なお、本論文では、BRBの設置タイプと断面積をパラメータに種々の検討をした。しかし、有効と思われる配置までの検討はできているものの設計法を確立するまでには至っていない。今後、設計法に発展させるべく検討を行う必要がある。また、連続高架橋という観点からもごく基本的な形(すべて同じ高さの橋脚を有する等)に対しての成果であるので、これらに対応できる設計法の確立が望まれる。

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—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.
- 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高架橋の振動台実験と解析, 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) 山岸睦功, 川島一彦, 庄司学, 後藤和満: 不等橋脚で支持
された谷部横断型3径間連続橋に対する地震時保有耐力法
の適用性, 第4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.35-42, 2000.12.
- 16) 工藤忠, 中島章典, 斉木功: 簡易モデルを用いた高架橋シ
ステムの弾塑性地震応答解析, 第4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.93-100, 2000.12.
- 17) 村山隆之, 白石法行, 井上高志, 奥野時雄, 野中哲也, 福
地聖: 鋼製橋脚を有する連続高架橋の耐震設計, 第4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.263-270, 2000.12.
- 18) 大中英揮, 渡辺仁, 石川義樹, 濱頭憲男, 村田慎: 5 径間
連続曲線橋の3次元非線形動的解析と耐震性の検討, 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.351-358, 2002.1.
- 19) 謝旭, 山下幹夫, 石橋悟, 国分修一: 不等かつ高橋脚を有
する免震橋の耐震性に関する一考察, 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.35-42, 2002.1.
- 20) 中村剛, Anat RUANGRASSAMEE, 川島一彦: バリア
ブルダンパーとしての MR ダンパーの適用性に関する研
究, 土木学会論文集, No.759/I-67, pp.325-335, 2004.4.
- 21) 川島一彦, 大志万和也, 長谷川金二, 運上茂樹, 楠田憲一,
前原康夫: 道路橋の耐震設計計算例, 山海堂, 1992.2.
- 22) 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.
- 23) 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.
- 24) 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.
- 25) Hibbitt, Karlson and Sorensen, Inc.: ABAQUS User's Manual,
Version 6.4, 2004.
- 26) 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.
- 27) 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.

(2004年9月17日受付)