

制震部材を用いた鋼橋の耐震設計

SESMIC DESIGN OF STEEL BRIDGES WITH ENERGY DISSIPATION DEVICES

宇佐美 勉*

Tsutomu USAMI

ABSTRACT This paper deals with a seismic upgrading methodology for steel bridges with energy dissipation devices (seismic dampers). Firstly a review is made for various passive-type dampers that will be useful for seismically upgrading steel bridge structures. Among others buckling-restrained braces (BRBs) are shown to be one of the most effective devices for bridge structures, and a recent experimental and theoretical study on the behavior of BRBs are introduced. Secondly the efficiency of using BRBs in bridge structures is demonstrated for a steel arch bridge. Introducing BRBs in lateral and diagonal bracing members are shown to be very efficient to reduce damages in main members as well as in

1. 概論

構造物の耐震性向上の方法は大きく2つに分類されよう。1) 構造的耐震性向上策, 2) エネルギー吸収デバイス設置による耐震性向上策。第1の方法は従来から採られてきた「耐震構造」の考え方で, 新設構造物であれば, 力学的パラメータ値の変更による耐震性能の向上(例えば, 板厚を増して幅厚比または径厚比を小さくする, 補剛材を追加して幅厚比を小さくする, ダイアフラム間隔を密にして補剛材細長比を小さくする, コンクリートを適切な高さまで充填するなど)あるいは構造形態の変更(例えば, アーチ橋の支点をヒンジから固定にする, 支柱をトラス構造からラーメン構造にするなど)がある。また, 既設構造物であれば, 耐震補強としてコンクリートの部分充填, 補剛材の追加設置, 角補強など種々の方策が考えられる。これらの耐震性能向上策は, 補強あるいは構造形態の変更により, 部材・部品の塑性変形性能を高める, あるいは特定の部材・部品に塑性変形を集中させないで構造物内に広く分散させることなどにより, 構造物全体の耐震性能を向上させる方策である。

第2の方法は, 地震時に大きな損傷を起こさせる部材を, 地震後に取替えまたは補修が容易に出来る2次部材・部品(エネルギー吸収部材と称し, 例えば横構, 対傾構など)に限定し, それ以外の部材・部品の損傷を極力小さくする(ほぼ弾性域に収める)方法である。エネルギー吸収部材は, 大地震時には大きな損傷を受け, 地震終了後にはその部材のみを取替え・補修する事を意図しているため, しばしば犠牲部材(Sacrificing member)と呼ばれる。また, 時には, エネルギー吸収の目的のために特別に開発されたデバイス(制震ダンパー)を用いることもある。上で述べたような構造物は, 主構造の損傷が小さいため, 一般に地震後の残留変形が小さくなり, また損傷部位が限定されるため補修が容易であるなど耐震性能向上の第1の方法に比べ地震後の使用性の観点から有利である。かかる構造は, 免震構造を含め, 総括的に制震構造と呼ばれ, 建築分野では精力的に研究が行われている。制震構造は, 1960年代に, 当時京都大学の教授であった小堀鐸二博士が「従来の耐震構造を墨守するだけでは不十分で, 建築物への入力地震動について具体的な予測が出来ない以上, 建物の側でその応答をコントロールして安全性を図る以外に方策はない」として, 制震構造を提唱したのが始まりとされている^{1), 2)}。現在では, 制震構造は, 損傷制御設計³⁾の枠組みでの中心的な構造コンセプトとなっている。一方, 土木分野を見

* D. Sc. 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)

てみると、免震構造を除いた制震構造に関する研究はまだ揺籃期の状態で、計画中を含めた施工例は1, 2を数えるほどである。次章では制震構造の現況について述べ、その後、アーチ橋に制震部材として座屈拘束ブレースを設置した場合の効果について述べる。

2. 制震構造

2.1 現況

「制震」は、地震による振動（震動）を制御するという意味である。これと類似した用語に「制振」があり、これは「制震」よりも広い意味に用いられ、地震、風、交通等の動的な外乱に起因する振動を制御するという意味に用いられる。震動のみの制御にも「制振」を用いる研究者も多いが、ここでは特に「制震」という用語も用いることとする¹⁾。英語は、Structural Controlで、これは「制振」の意味に用いられており、「制震」に1対1に対応する英語はない。

制震構造は、表1のように分類される^{1)~5)}。この内、大地震に対する制震構造として現在の所用いられるものは、図中の薄墨を付けた構造である。アクティブ(能動)制震は、主として高層建物の風振動に対する居住性の確保、および長大橋主塔(特に建設時)の風対策として設置されるものが中心であり、地震に対しては中小地震に対する応答低減効果が検討されている段階である⁶⁾。理由は、大地震時に大きな制御力を与える装置のコストが非常に高くなること、および装置を作動させるための動力の供給に対する信頼性に対する疑問などの点である。

セミアクティブ制震はアクティブ制震の一種であるが、エネルギー供給がアクティブ制震に比べて格段に小さい制震方法であり、表に示す種々の方法がある。セミアクティブ制震の内、可変減衰方式のダンパーが大地震に有効で、数多くの研究が行われている^{7)~9)}。以下、大地震の制御に最も有効と考えられるパッシブ型の制震構造について説明を加える。

2.2 パッシブ制震

パッシブ(受動)制震というのは、振動に対してアクチュエーター等による制御力を必要とせず自然に稼働し、構造物の振動を低減する方法である。これには、表1に示すようにa) 減衰付加方式、b) 避共振方法(地震動に含まれる卓越周期成分から構造物の1次固有周期をはずし、1次共振を避ける方式)

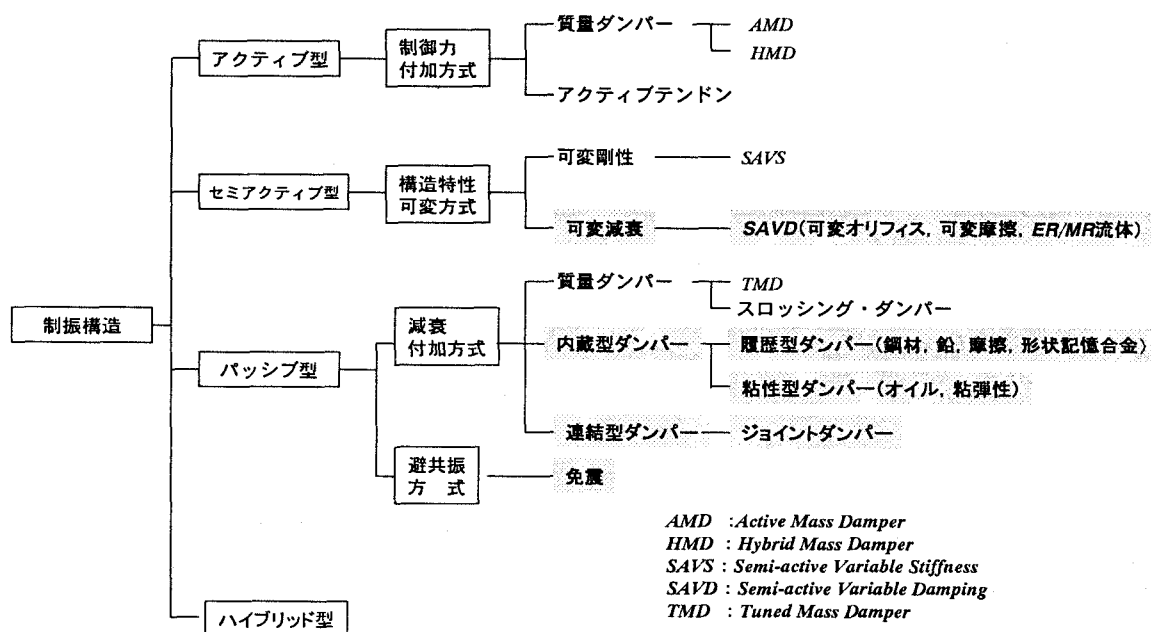


表1 制震構造の分類

の2つの考え方があり、具体例は同表に示す通りである。この内、土木構造物の大地震に対する制震に利用できる構造は、現在の所、減衰付加方式としての1)内蔵型ダンパー、2)連結型ダンパー、および避共振方法としての3)免震構造である。質量ダンパーは、付加質量の制限からもっぱら風に対する制御に用いられている。

免震構造については橋梁に対する実績が多い。橋梁における免震装置は主として支承に用いられるが、このようなシステムにおいては、上部構造は橋脚と直列に結合されることとなり、上部構造の変位は橋脚と支承の変位の和となる。従って、場合によっては、上部構造の変位が非常に大きくなり、隣接上部構造との衝突が問題になる。そのため、上部構造間に緩衝装置を設置する場合がある。

連結型ダンパーは、固有周期が異なる隣接構造物間をダンパーで連結し、地震時の揺れの周期・位相が異なることを利用してエネルギー吸収を行うものであり、建築の分野での実績は豊富である。上部構造間に設ける緩衝装置は、原理的には連結型ダンパーの一種と考えることもできよう。

内蔵型ダンパーは、構造物の内部に設置されるダンパーで、ラーメン構造のブレース材あるいは耐震壁などとして用いられ、大別すると、a)ダンパーの弾塑性変形履歴に伴うエネルギー吸収・消散機構により減衰を付与する方式(履歴型ダンパー)、b)速度依存型の粘性減衰によるエネルギー吸収・消散機構を持つダンパーにより減衰を付与する方式(粘性型ダンパー)である。

履歴型ダンパーには鋼材ダンパー、鉛ダンパー、摩擦ダンパーなどがあり、最近では形状記憶合金(Shape memory alloys)の利用が米国で研究されている^{4),5),10),11)}。本論文では、主として鋼材を用いた履歴型ダンパーについて検討している。一方、粘性型ダンパーには、オイルダンパーおよび粘弾性体ダンパーが代表的である。粘弾性ダンパーは、鋼板の間の粘弾性体(高分子材料など)の粘性せん断抵抗力を利用したものである^{4),5)}。

2.3 履歴型ダンパー

履歴型ダンパーは、建築分野で精力的に研究が行われ、施工例も多い。この方面の研究はJSSCの報告書¹²⁾、岩田らの文献^{13)~15)}に詳しい。土木分野での研究は緒についたばかりであるが、ラーメン橋脚、アーチ橋、トラス橋、吊橋等の耐震性能向上に有効であることが実証されつつある^{16)~25)}。

履歴型ダンパーの降伏形式としては、せん断降伏型、軸降伏型、および曲げ降伏型の3種類がある¹²⁾。せん断降伏型ダンパーの例として、曲げモーメントが小さくせん断力が卓越する部位に設けたせん

断パネル(Shear panel)を用いた事例が建築構造物に多い。設置箇所は図1に示すように、a)ブレース材とはりの取り付け位置、b)骨組みの柱間に設けた間柱の中央、c)骨組み構造内の壁、などである。一方、橋梁構造物では、鋼製ラーメン橋脚の中間はり中央に取り替え可能なせん断リンク(Shear link)として設置する考え²⁶⁾、あるいは自定式吊橋タワーにせん断リンクとして設けた事例(図2)がある。後者の設計では、大地震(再現期間1,500年)に対してタワーは弾性域に収め、せん断リンクにのみ塑性化させる^{27,28)}。また、鋼管のねじり変形を利用したねじりダンパーを実験床²⁹⁾あるいは桁端部³⁰⁾に設置した場合

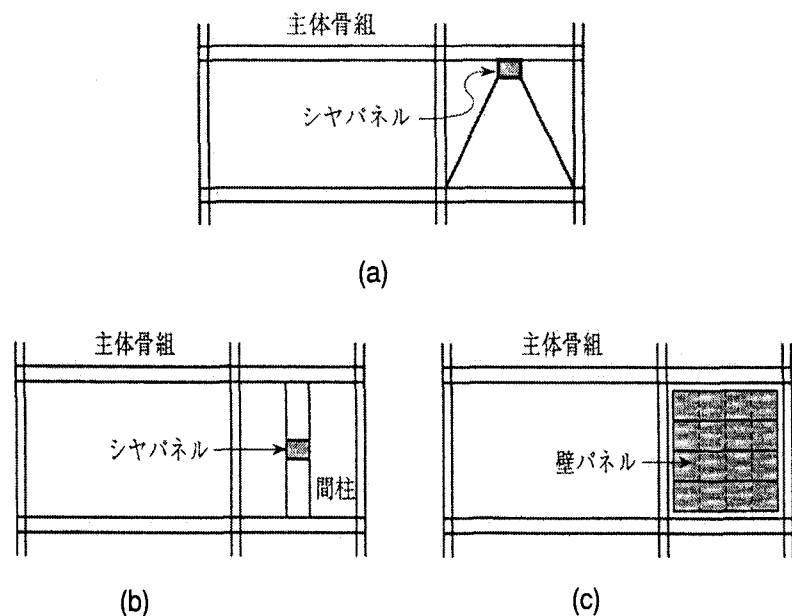


図1 せん断降伏型ダンパー

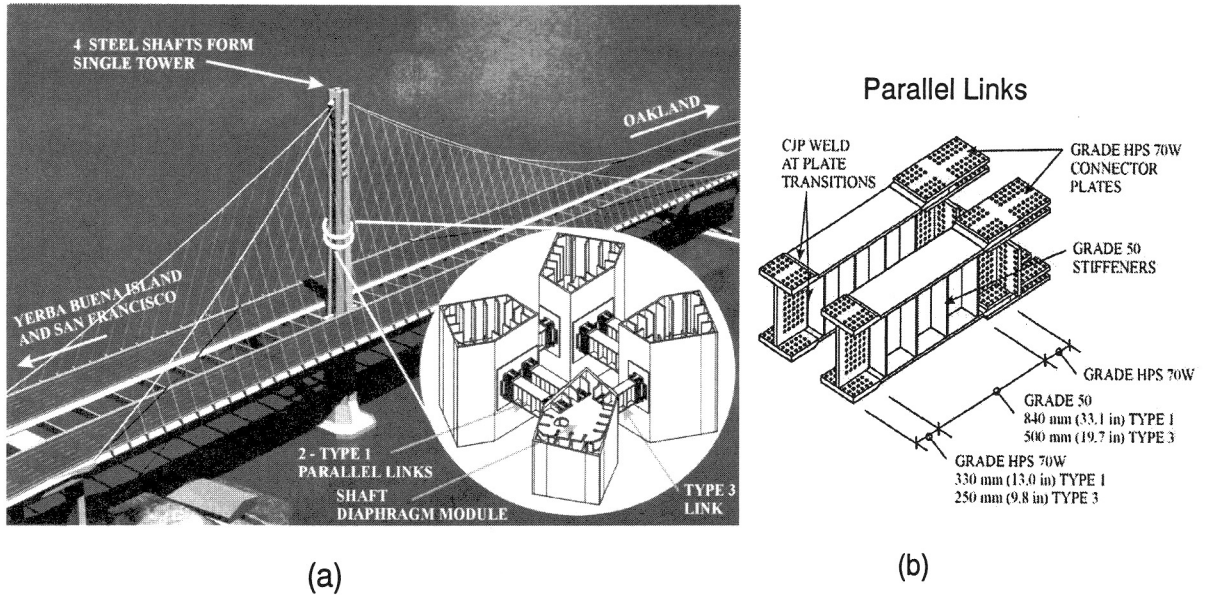


図2 New San Francisco-Oakland Bay Bridge タワーのせん断リンク

の耐震性能向上を検討した事例，ラーメン式橋脚のはり部中央の耐震補強として水平補剛材を設置する事例³¹⁾がある。後者は，せん断リンクと同じ考えである。

軸降伏型ダンパーとして，座屈拘束ブレース材 (*Buckling-restrained braces, BRB*)がある(図2)。座屈拘束ブレースは，ブレース材が圧縮力を受けた際に曲げ座屈を起こさせないように保護カバーを取り付けたブレース材で，詳細は次節で述べる。

最後に，曲げ降伏型のダンパーには，一様に塑性変形が生じるように曲げモーメントに相似にテーパーを付けた棒(ベル型，鼓型，ハニカム型)¹⁾，あるいは一様断面棒がある。曲げ降伏型のダンパーは，連結型のダンパーとして建物間を繋ぐダンパーに用いられた事例が多いが，橋梁では，桁端部に設け，橋軸方向の耐震性能向上に用いることが考えられる¹⁹⁾。

2.4 座屈拘束ブレース (BRB)

座屈拘束のないブレースは通常細長比が非常に大きいため，軸方向に圧縮力が作用すると座屈現象によって急激に耐力低下を生じる。このため，ブレース材を信頼性のあるエネルギー吸収部材として使用しようとすると，設計に多くの労力を必要とする。この欠点を解決するために，図3のようにブレース材をモルタル

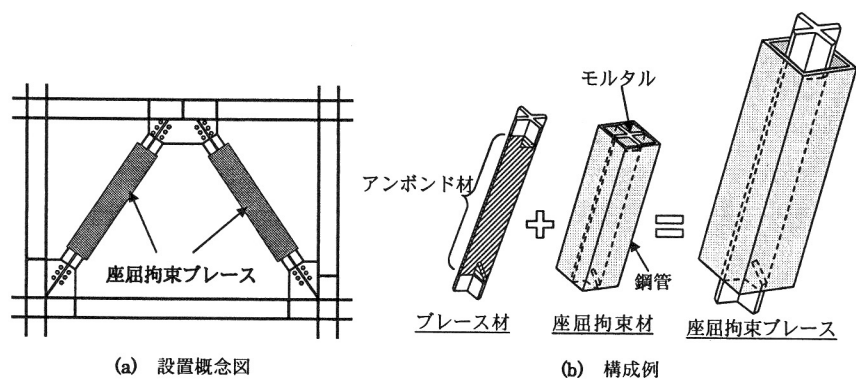


図3 座屈拘束ブレース

などの拘束材で覆い座屈を起こさせないようにしたブレース(座屈拘束ブレース、BRB)が提案されている¹²⁾。ブレースの座屈を拘束することにより，圧縮と引張に同一の履歴特性が得られ，ブレースのエネルギー吸収能力を格段に向上させると共に，復元力特性を単純化させて設計を容易にさせることが可能となる。

ブレース材にかかる軸力を拘束材に伝えないために，拘束材とブレース材の間には，隙間，もしくはは

特殊な緩衝材（以下、アンボンド材と称す）を用いている。このように、BRBはブレース材-拘束材間の付着を切る‘アンボンド処理’が施されているため、一般的にアンボンドブレースとも呼ばれている。

BRBは、その適用構造物や適用個所に応じて様々な断面構成を持つ。ブレース材に鋼部材を用いる線材タイプのブレースは、モルタル充填型と中空型に分けられ、断面形状として、矩形、H型、十字形および円形などが使用されている。BRBは、部材座屈および局部座屈が起こらないように使われるのが基本であるから、圧縮と引張りの挙動はほぼ同一となり、断面積と降伏応力さえ同じであれば挙動は断面形状には無関係になる。

アンボンド材にはエポキシ樹脂の上にシリコン系樹脂を重ね塗布したもの、シリコン系の塗料を塗布したもの、VMテープや発泡スチロール、厚さが0.15~0.2mmのポリエチレンフィルムシートを二重に巻きつけたもの、ブチルゴムなどが用いられている³⁾。

BRBは、取り替え可能であるが、一般に長期間使用されるものであるため、その素材には次のような性能が要求される：1)安定した履歴特性を持ち、高いエネルギー吸収能を持つ、2)変形能力が大きい、3)低サイクル疲労強度が大きい、4)高い耐久性を持つ、5)製作が容易で安価である、6)取り替えが容易に出来る。

BRBは、設計の容易さを考えると、前述のように座屈（局部座屈、部材座屈）は極力避けるように設計するのがよい。素材としては、上述の要件を満たすものとして鋼材が最も多く用いられ、鋼種として、普通鋼(SS400鋼)、低降伏点鋼(降伏応力 235 MPa クラス)、極低降伏点鋼(降伏応力 100 MPa クラス)などの低い降伏点強度の鋼が使用される。これは、大地震に対して、ブレース材の降伏を容易に起こさせるためである。ただし、降伏を確実に起こさせるためには、降伏点のバラツキを狭い範囲に収まるように制御された鋼材の使用が望ましい。

(1) 座屈拘束ブレースの繰り返し弾塑性挙動に関する解析

BRBは、ブレース材が拘束材内の隙間で変形するように拘束されている。従って、拘束材自身が座屈しないように設計されたブレース材の挙動は、ブレース材-拘束材間の接触問題としてとらえることができる^{32~35)}。本研究では、拘束材の座屈は生じないものとし、拘束材を剛な平壁面に置き換えた2次元の両端単純支持柱モデルを考える(図4)。この解析モデルでは拘束材表面を滑らかな剛壁面で表現し、アンボンド材を有限個のばねでモデル化している。使用した鋼材はSS400で、繰り返し载荷解析の構成則には修正2曲面モデルを用いた。

単調増大および繰り返し载荷時の座屈拘束効果およびブレース材の弾塑性挙動については論文^{32~35)}に詳細に述べられている。主要な知見は以下のようである。

- 1) ブレース材は、拘束材との隙間で非常に高次のたわみモードで変形し、ブレース材の圧縮時の軸方向変位は、主としてたわみによってもたらされる。
- 2) 細長比の大きなブレース材ほど高次のモードに移行しやすく、アンボンド材の剛性はブレース材の挙動に大きく影響しない。
- 3) 圧縮時の軸方向荷重(P)-軸方向変位(δ)関係は、単調圧縮载荷および繰り返し载荷とも、引張り時のそれにほぼ等しい。

(2) 実験による検証

本実験で採用した座屈拘束材は、既存のブレース材（横構、対傾構等）を補強する、施工を容易にする、

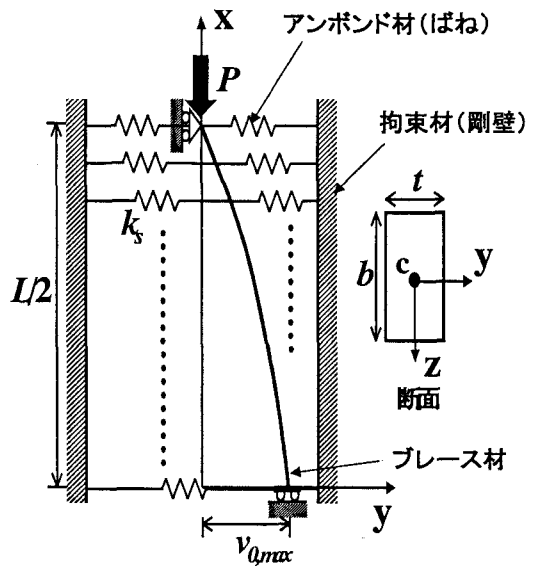


図4 解析モデル (1/2 モデル)

地震後の損傷度検査を可能にすることなどを考慮して、**図5**に示すようなボルト接合断面とした。ブレース材には平鋼を採用し、一对の拘束材は既製品であるデッキプレート（Uリブ）を切断して製作し、そこにモルタルを充填したものをを用いた。ブレース材が軸方向に自由に変位できるようにアンボンド処理(1mm厚のブチルゴムをブレース材両面に接着)を施したブレース材を拘束材で両側から挟み込むように装着し、ボルトにより接合した。断面の厚さが異なる3種類の供試体を製作し、

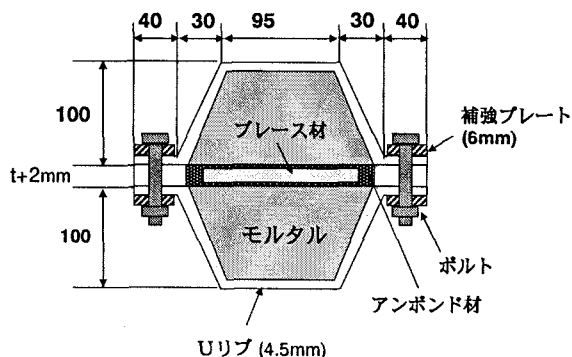


図5 座屈拘束ブレース断面

引張・圧縮交番の繰り返し载荷実験を3体行った。供試体の鋼種はSS400で、全体図を**図6**に示す。端部はリブで補強した十字型断面で、部材長 L (=1360mm)はこの十字断面部分を含まない平板部分(以後、変形部分と称する)の長さである。ブレース材の諸元および材料定数を**表2**に示す。変形部分の幅 b は一定(100mm)で、板厚を変えて細長比を変えている。ここで、 A は断面積、 λ は弱軸に関する細長比である。

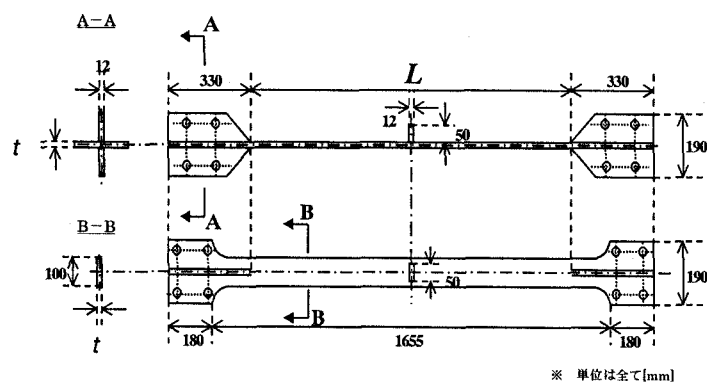


図6 ブレース材供試体

実験装置を**図7**に示す。実験供試体は基部がピン支持の鉛直柱(ピンからの高さ $h=1.9$ m)と台座間に 45° の角度で設置し、端部はボルトにより接合した。アクチュエーターにより水平方向に载荷することにより、実験供試体には軸方向荷重 $\sqrt{2}H$ (H =水平力)、軸方向変位 $\delta_H/\sqrt{2}$ (δ_H =水平変位)が与えられるようになっている。ブレース材の変形部分の長さは $L=1.36$ m $\sim h/\sqrt{2}$ あるので、実験供試体の変形部分

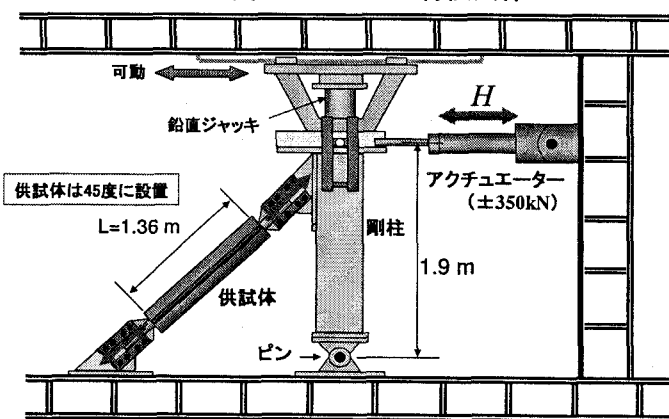


図7 実験装置

(平板部分)のひずみは、接合部の変形を無視すると、 $\delta_H/\sqrt{2}+h/\sqrt{2}=\delta_H/h$ となり、柱の回転角にほぼ

表2 供試体の諸元および材料定数 (L=1360mm, b=100mm)

供試体名	t (mm)	A (mm ²)	λ	P_y (kN)	δ_y (mm)	E [GPa]	σ_y [MPa]	E_{st} [GPa]	ε_{st} [%]	Poisson 比
BR59-12	8.49	851	553	260	1.94	213	306	2.88	1.69	0.291
BR47-10	9.78	980	480	268	1.78	209	273	3.70	1.73	0.288
BR39-8	11.8	1180	399	328	1.75	216	278	4.16	1.88	0.294

等しくなる。荷重は実験供試体の軸方向変形 δ によって制御し、SS400 材に対してほぼ 3% のひずみに対応する $20\delta_y$ までの荷重を目標とした。すなわち、20.0 を軸方向変形に関する目標塑性率とした。

実験によって得られた各供試体の軸方向力(P)－軸方向変位(δ)関係を図 8 の実線で示す。図において引張側を正とし、縦軸、横軸をそれぞれ、降伏軸力 P_y 、降伏変位 δ_y で除して無次元化している。BR39-8 についてはアクチュエーターの容量の関係で目標塑性率(20.0)まで荷重出来なかったが、他の供試体は目標値を越えるところまで荷重して実験を終えた。各供試体とも引張、圧縮側でほぼ同様な紡錘形の履歴曲線を描いており、拘束材は最終段階まで機能し、優れたエネルギー吸収能力を発揮していることが分かる。

実験終了後のブレース材の変形状態³⁵⁾より、ブレース材の軸方向変位は、主として大きさを制限された高次モードのたわみ(横方向変位)によって引き起こされていることが分かった。圧縮時にも安定した復元力特性が得られ、大きなエネルギー吸収能力を有するのはブレース材のたわみが一定量より小さく拘束されているからであり、ブレースと拘束材の隙間量の制限が重要であることが分かる。たわみモード波数は細長比が大きいほど大きくなっている。

全実験供試体の軸方向力－軸方向変位関係について、本解析モデルによる解析結果と実験結果とを比較したものが図 8 である。両者の履歴曲線は若干の差はあるもののほぼ一致しており、本解析モデルが BRB の弾塑性挙動を精度良く再現できるものであることが分かる。

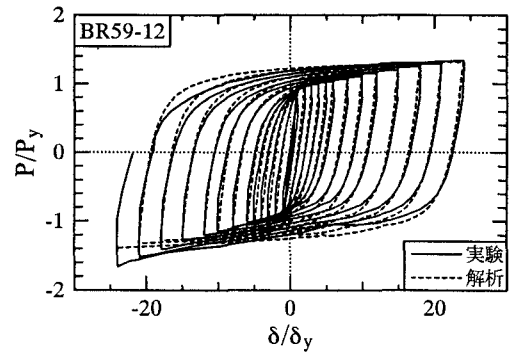
圧縮側で実験の荷重が解析結果の荷重を上回るが、これは、解析モデルではブレース材と拘束材の間に摩擦を考慮していないためである。

前述の解析モデルは、ブレース本体の挙動をなるべく忠実に解析するために考案された解析モデルであるが、複雑な構造物の地震応答解析には、より簡易な復元力モデルが必要である。文献³⁴⁾では、そのような観点から、図 8 の解析結果を基に復元力モデルの検討を行った。その結果、2次勾配を1次勾配の1/60とするバイリニアールを骨格曲線とした、移動硬化則モデルによって図 8 の解析結果を十分な精度で模擬できることが分かった。

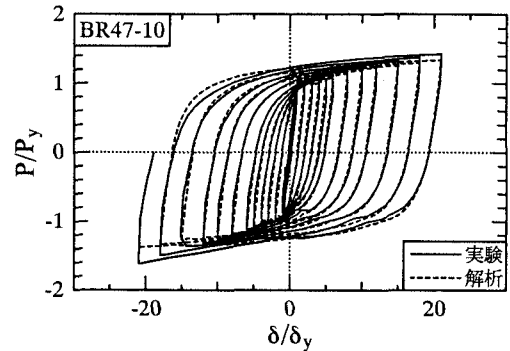
(3) 座屈拘束ブレースの要求性能

座屈拘束ブレース材(ブレース材と拘束材)がその機能を果たすためには、次に示すような種々の性能が要求される³⁵⁾。

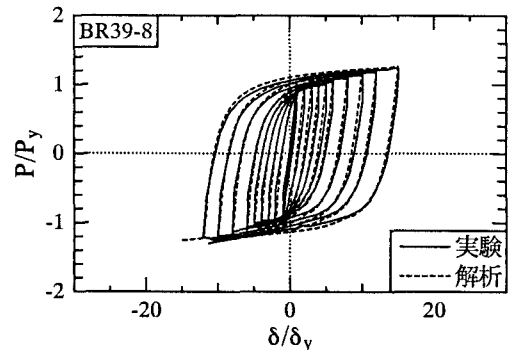
- 1) 座屈拘束ブレース材の全体座屈の防止
- 2) ブレース材の座屈による耐力低下の防止
- 3) ブレース材の必要塑性率の確保
- 4) ブレース材の低サイクル疲労防止
- 5) 拘束材の強度



(a) BR59-12



(b) BR47-10



(c) BR39-8

図 8 実験と解析の比較

- 6) 座屈拘束ブレース材と主構造の接合部の強度
これらの一部については文献³⁵⁾に詳細に検討されている。

2.5 まとめ

震動を制御する装置を構造物に付与した「制震構造」の現状をレビューし、土木鋼構造物の制震装置として最も適していると考えられる座屈拘束ブレース(BRB)に関する最近の実験と解析について述べた。

BRBに関する実験と解析から得られた結論は以下のように要約できる。

- 1) BRB の繰り返し載荷実験から、圧縮側においても引張側と同様な履歴特性を得ることができ、その高いエネルギー吸収能力が確認できた。
- 2) ブレース材の軸方向変位は、大きさを制限された高次のモードの横方向変位によって引き起こされることが分かった³⁵⁾。
- 3) BRB の解析モデルによる結果と実験による結果を比較したところ、両者の履歴特性は類似したものとなり、解析モデルが座屈拘束ブレースの実験を再現できるものであることが立証された。
- 4) 実験および解析で得られた履歴特性より BRB の復元力モデルを構築した。その結果、SS400 鋼材の BRB に対してはバイリニアモデル(第2勾配=第1勾配/60)の移動硬化則で模擬できる。
- 5) 座屈拘束ブレースに要求される性能をまとめた。

3 制震ダンパーの設置による鋼アーチ橋の耐震性向上

3.1 モデルアーチ橋の概要

ここでは文献^{24,25)}で検討された上路式 RC 床版鋼アーチ橋を例に取り、それが橋軸直角方向に地震動を受けるときの、制震ダンパー(座屈拘束ブレース, BRB)による耐震性向上効果について述べる。

対象のアーチ橋は、文献²⁵⁾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・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。本橋は、平成 8 年 12 月に改訂された道路橋示方書により 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。このモデルの詳細は紙面の都合上省略するが、これを「基本モデル」と称する。

入力地震動はレベル 2・タイプ 2・2 種地盤用地震動 JRT-EW-M (JR 鷹取駅スペクトル適合調整地震波, EW 成分)を用いた。他のレベル 2 地震動に対する検討結果は文献²⁴⁾に譲る。解析は、局部座屈を考えない棒要素を用いた複合非線形動的解析によった。これにより、部材座屈の影響は解析の中で自動的に考慮され、局部座屈の影響は後述の安全性照査で考慮されることになる。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で与えられている構成則を用いた。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。また、減衰は質量比例型減衰を用い、その係数は橋軸直角方向の有効質量比の最も大きな 2 次モードから定めた。また、各部材に対して同じ減衰定数 $h=0.03$ を与えた。

3.2 BRB の設計と配置

基本モデル橋に、上記地震動を入力させたとき、端柱基部およびアーチリブ基部付近が大きく塑性化した。そのために、端柱対傾構を BRB に置き換えたモデル(端柱モデル)、およびそれに加えて下横構の一部も BRB に置き換えたモデル(下横構・端柱モデル)による耐震性向上策を考える。BRB の設置箇所は図 9 の太線で示した、端柱の対傾構(左右併せて 1 2 部材)および下横構(1 2 部材)とした。

座屈拘束ブレース(BRB)を新たに設置するアーチ橋は、1 次設計(許容応力度設計)を再度実施して BRB の断面を決定する必要がある。その際、BRB はレベル 2 地震動に対して確実に塑性化させるために、許容応力度に出来るだけ近くなるように断面を決定する。1 次設計では、まず、道路橋示方書のレベル

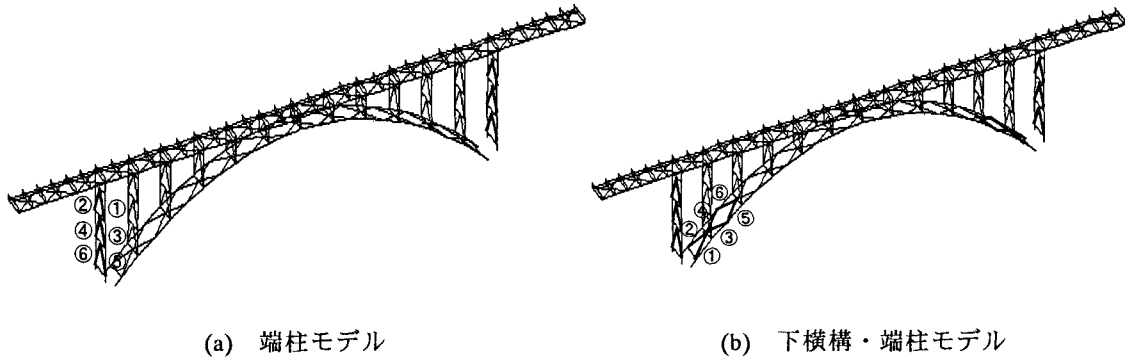


図9 座屈拘束ブレースの設置箇所（太線部材）

1 地震動を橋軸直角方向に入力して線形動的解析を実施してBRBの断面を決定し、ついで風荷重に対して照査を行った。その結果、本アーチ橋に対しては地震荷重が支配的であることが分かった。端柱対傾構または端柱対傾構とアーチリブ下横構にBRBを導入したアーチ橋における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3に示す。ただし、BRBの鋼種はSS400としている。ブレース材の断面積は、基本モデルの1/3~2/3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、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。構成則は、SS400の平鋼を用いて実験及び解析から得られた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。

3.3 耐震性能照査

アーチ橋の耐震性能照査は、評価指標に「ひずみ」を用いて、文献25)で提案されている方法に従い、部材健全度2を確保するために、表4に示すように構造安全性と地震後の使用性の照査を行う。ただし、安全係数は全て1.0とする。表4における限界値（終局ひずみ） ϵ_u は、鋼部材に対して次式で与えられる³⁶⁾。

無補剛箱形断面

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.24}{(R_f - 0.2)^{2.8} (1 + N/N_y)^{2.4}} + \frac{2.8}{(1 + N/N_y)^{0.6}} \leq 20.0 \quad 0.2 \leq R_f \leq 0.7, \quad 0.0 \leq N/N_y \leq 1.0 \quad (4)$$

補剛箱形断面

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.7}{(R_f \lambda_s^{-0.18} - 0.18)^{1.3} (1 + N/N_y)^{2.2}} + \frac{3.2}{(1 + N/N_y)} \leq 20.0 \quad 0.3 \leq R_f \leq 0.5, \quad \gamma/\gamma^* \geq 1.0, \quad 0.0 \leq N/N_y \leq 1.0 \quad (5)$$

ここで、 N = 軸圧縮力、 N_y = 降伏軸力であり、その他のパラメータは文献25)を参照されたい。BRBの

表3 BRB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	
端柱 モデル	端柱・対傾構	SS400	235	5,000	1,180	
端柱・下 横構 モデル	端柱・対傾構	SS400	235	5,000	1,180	
	下横 構			①, ②	5,500	1,290
				③ ~ ⑥	10,000	2,360

表4 部材健全度2に対する照査方法²⁵⁾

基本性能	評価性能	照査部位	性能照査方法
構造 安全性	変形性能	全部材	$\epsilon_a)_{max} \leq \epsilon_u$ (1)
	低サイクル 疲労	BRB	$CID = \sum_{i=1}^n \epsilon_{pi} \leq 140\epsilon_y$ (2)
地震後の 使用性	機能保持性 復旧性	アーチリブ 補剛桁 支柱	$\epsilon_a)_{max} \leq 2.0\epsilon_y$ (3)

注) : $\epsilon_a)_{max}$ = 有効破壊長領域での圧縮フランジの平均応答軸ひずみの最大値; ϵ_u = 対応する限界値（終局ひずみ）で、鋼部材は式(4), (5)、BRBは20.0 ϵ_y ; CID = 累積塑性変形（ひずみ）; ϵ_{pi} = 塑性ひずみ

安全性照査における限界値は、前述の性能実験の目標塑性率として用いられている $20.0 \varepsilon_y$ を用いた。また、BRB の低サイクル疲労照査は、累積塑性変形¹²⁾によって行うことにし、限界値はアメリカの SEAOC/AISC の勧告³⁷⁾を元に定めた。

3.4 解析結果

以下、(a)基本モデル、(b)端柱モデル、(c)下横構・端柱モデルの解析結果を同一の図表で示し、耐震性向上を見てみる。検討内容は、塑性化部材 (図 10) 柱基部の軸力変動 (図 11)、アーチリブ基部の軸力変動 (図 12)、主構造のひずみ照査 (図 13)、BRB の応答力一ひずみ関係 (図 14, 図 15)、BRB の累積塑性率 (表 5)、支承反力 (表 6, 図 16) である。

塑性化部材 (図 10)

塑性化した部材箇所を図 10 に太線で示す。同図には、降伏ひずみで無次元化されたひずみ応答の最大値も括弧内に記されている。基本モデルに比べ、端柱モデルでの主構造の塑性化箇所はほぼ変わらないが、ブレース材と下横構、鉛直材横支材の部分が増えている。一方、端柱基部 P2 側の最大ひずみは基本モデルで約 $29 \varepsilon_y$ だけ発生していたが、端柱モデルでは最大ひずみが P1 側で生じており、約 $3 \varepsilon_y$ と非常に小さな応答となっている。これに対して、アーチリブと下横構の最大応答ひずみはいずれも約 $4.5 \varepsilon_y$ と大きくなっている。これは、BRB に取り替えたことで端柱の剛性がかなり低くなったことから、アーチリブとその下横構が代わって地震力を多く受け持つようになったためと考えられる。次に、下横構・端柱モデルでは、端柱基部の応答ひずみは、最大ひずみが $1.4 \varepsilon_y$ と端柱モデルの $2.8 \varepsilon_y$ よりもさらに抑えられていることがわかる。また、端柱モデルではアーチリブの応答ひずみは最大で $4.5 \varepsilon_y$ 発生していたが、下横構に BRB を付け替えたことで降伏値以下に抑えられている。このことから、下横構に BRB を取り付けることは、アーチリブの損傷を軽減する有効な手段の一つになり得ることが言える。以上のことから、下横構・端柱モデルは、端柱やアーチリブといった主構造のひずみを軽減し、BRB へ損傷を肩代りさせる構造となっており、制震構造としての機能を果たしていることが分かる。

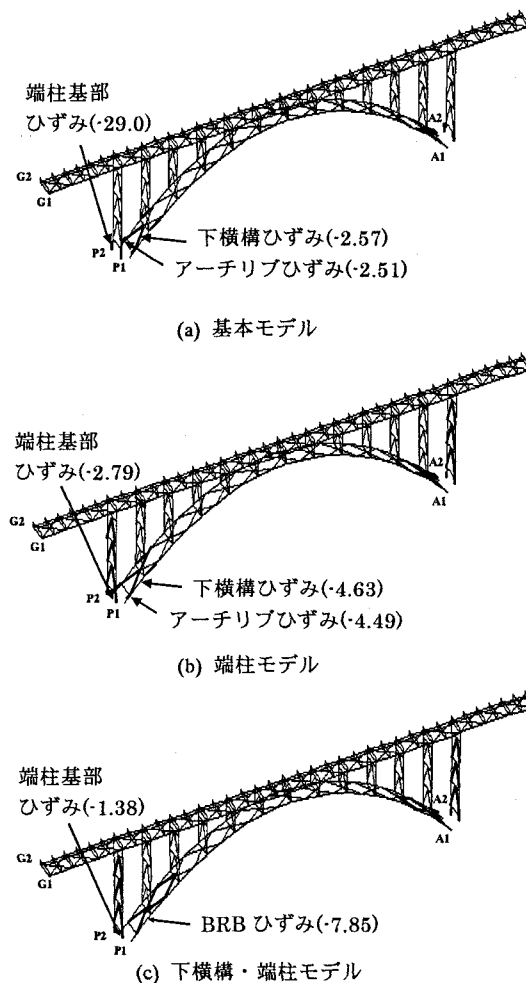


図 10 塑性化部材

端柱基部およびアーチリブ基部の軸力変動 (図 11, 図 12)

端柱基部は基本モデルで降伏軸力程度の応答軸力が発生していたのに対して、端柱モデルでは最大値で約 $0.5N_y$ とかなり小さく抑えられている。一方、アーチリブ基部は、最大軸力は約 $0.85 N_y$ とほとんど違いは見られないが、断続的に何度も生じていた回数が 2 回と少なくなっている。また、下横構・端柱モデルでは、最大軸力比 0.5 程度と大きな違いは見られなかった。これは、アーチ全体から見ると、端柱とアーチリブは直接つながってはおらず、ほぼ独立した構造形式とみなせるためであり、下横構に BRB を取り付けた影響は端柱基部にまで及びにくいことが言える。一方、アーチリブ基部の軸力は、端柱モデルが軸力比 0.8 という大きな軸力が発生しているのに対して、下横構・端柱モデルでは軸力比が

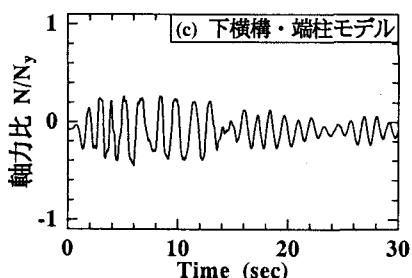
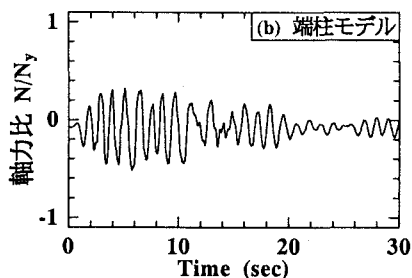
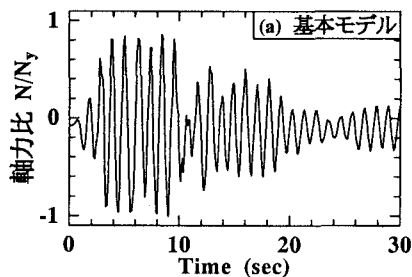


図 11 端柱基部の軸力変動

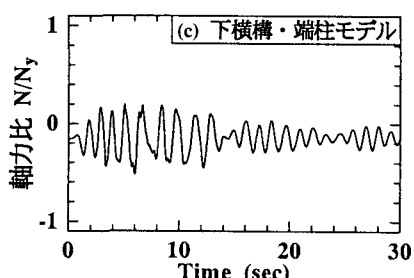
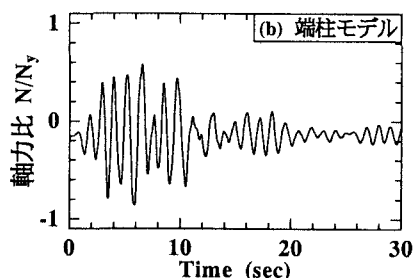
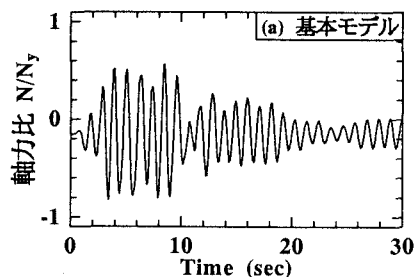


図 12 アーチリブ基部の軸力変動

最大でも 0.5 と発生軸力を大きく抑えることができている。

主構造のひずみ照査 (図 13)

クリティカルとなった端柱基部とアーチリブのひずみ応答による耐震性能照査を行う。端柱基部（無補剛正方形箱形断面）とアーチリブ（補剛正方形箱形断面）の終局ひずみは、それぞれ式(4), (5)で与えられている。図 13 からわかるように、基本モデルでは端柱基部 P1 が非常に早い段階で終局に達していたが、端柱モデルにおいては、応答ひずみは終局ひずみに達することはなくなり、安全性が確保されたと判定される。アーチリブの照査結果をみると、基本モデルでは応答ひずみが終局ひずみに比べ非常に小さく、大きな「余裕」があったが、端柱モデルでは応答ひずみが終局ひずみに達してしまった。これは、先述したように、BRB を取り替えた端柱の剛性が低くなったためにアーチリブの塑性化が進んだからである。アーチリブは上部構造の一種であるので、構造安全性に加え、表 4 の式(2)の地震後の使用性の照査を満足する必要がある。所が、アーチリブに発生する最大応答圧縮ひずみは $4.5 \varepsilon_y$ 程度であり、地震後の使用性照査を満足しないことが分かる。下横構・端柱モデルでは端柱基部の応答ひずみが $1.4 \varepsilon_y$ 、アーチリブ基部の応答ひずみが降伏値以下となっており、構造安全と地震後の使用性のいずれも満足する結果となり、BRB 設置による耐震性向上効果が顕著であることが分かる。

BRB の応答応力-ひずみ関係 (図 14, 図 15), 累積塑性変形 (表 5)

図 14 は図 10(a)の番号を付けている部分に設置した BRB の応答応力-ひずみ曲線を示している。すべてのブレース材で $5 \varepsilon_y \sim 6 \varepsilon_y$ 程度のひずみが生じているが、前述の BRB の限界値 ($20 \varepsilon_y$) 以内であり、BRB の安全性照査は満足している。ただし、BRB を取り付けのために、BRB 端部に剛な接合部が

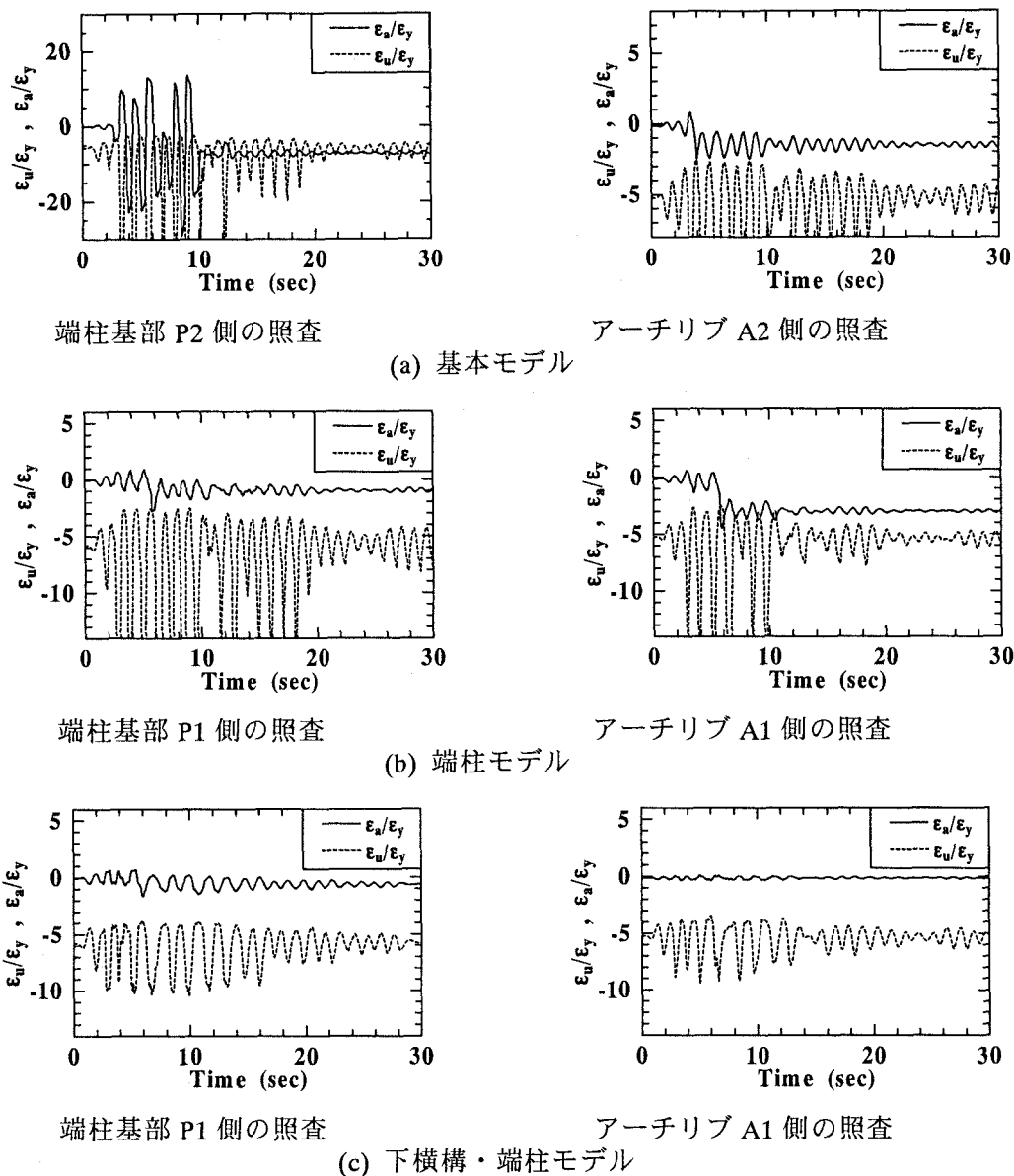


図 13 主構造の動的耐震照査

必要で、この部分の伸びを無視し、その長さを部材長の半分とすると、BRB に発生するひずみは、計算値のほぼ倍になる。そのことを考えても、BRB は安全である。また、表 5 には BRB の累積塑性率（累積塑性変形を ε_y で除した量）が示されている。前述のようにこれらの値を 2 倍しても、限界値 ($140 \varepsilon_y$) 以内にあり、低サイクル疲労照査を満足している。

図 15 は図 10(b)の番号を付してある BRB の応力-ひずみ関係の曲線を示している。アーチ端部側に設置した BRB (①, ②) は $8 \varepsilon_y$ 程度のひずみが生じており、エネルギー吸収量も大きくなっているが、中央側のブレース材 (③~⑥) は③と④で $6 \varepsilon_y$ 、⑤と⑥で $4 \varepsilon_y$ 程度と小さい。BRB に発生するひずみが接合部の影響で倍になることを考慮しても、BRB の性能には余裕がある。また、低サイクル疲労に対する照査も、表 5 から安全であることがわかる。

支承反力 (表 6, 図 16)

ここでは、BRB による支承反力の低減効果を検討する。表 6 に基本モデル、端柱モデルおよび下横構・端柱モデルに関する支承応答値とその強度を示す。また、例としてアーチリブ基部の支承反力（アーチリブの軸方向力）と端柱基部の支承反力（橋軸直角方向せん断力）の時刻歴を図 16 に示す。これらの図表によると、基本モデルでは、アーチリブ基部、端柱基部において支承は限界値を超えている。

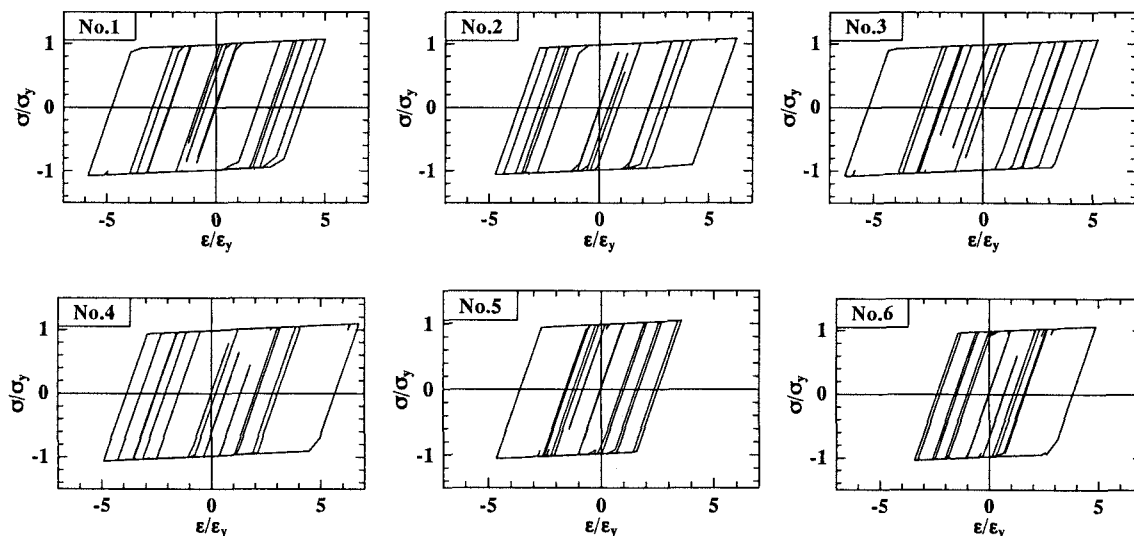


図 14 BRB の応答応力-ひずみ関係 (端柱モデル)

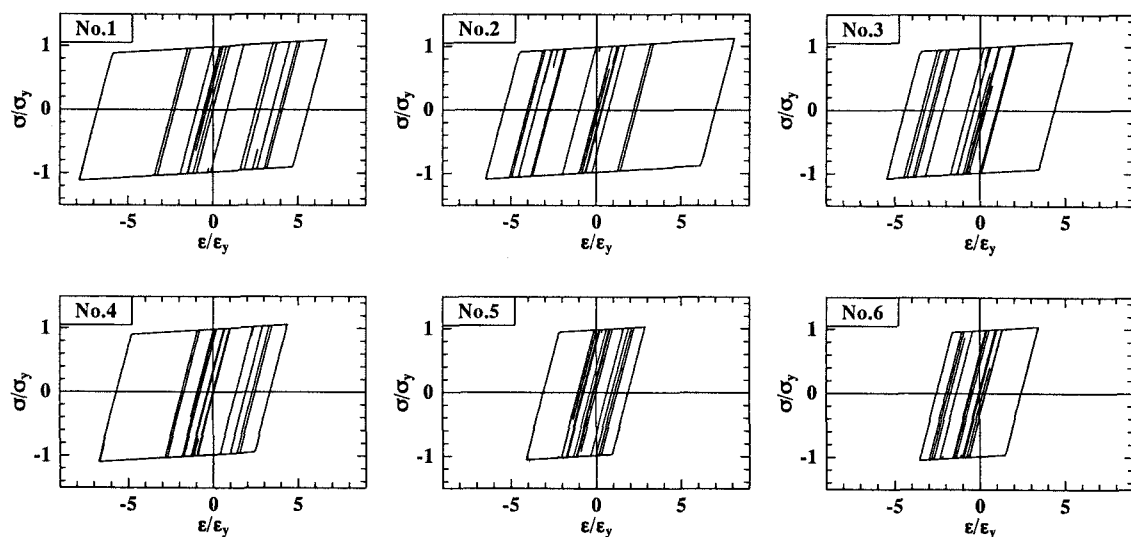


図 15 BRB に取り替えた下横構の応答応力-ひずみ関係 (下横構・端柱モデル)

表 5 BRB の累積塑性率

		ブレース番号					
		①	②	③	④	⑤	⑥
端柱モデル	端柱対傾構ブレース	64.1	64.1	61.1	60.6	35.8	35.4
下横構・端柱モデル	端柱対傾構ブレース	40.9	40.2	32.3	31.7	15.6	15.6
	下横構ブレース	62.7	62.0	39.4	38.0	19.7	20.5

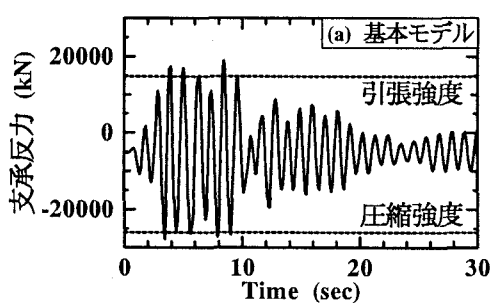
これに対し、端柱モデルでは、端柱基部の応答は低減できたが、アーチリブの応答は低減できず、支承反力は限界値を越えたままである。一方、下横構・端柱モデルにおいては、全ての支承において応答値が限界値を下回る結果を得た。BRBを導入することは、アーチ橋の損傷を軽減させるだけでなく、支承の損傷も軽減できる有効な耐震向上策の一つであることが分かる。

表6 支承反力

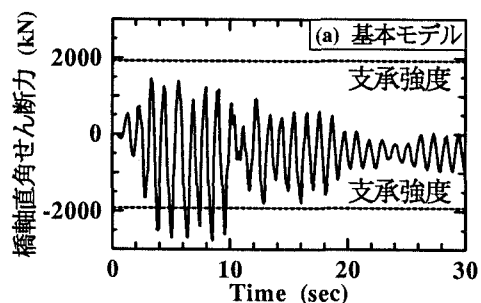
着目			JRT-EW-M			支承強度
			基本モデル	端柱モデル	下横構・端柱モデル	
			最大応答値	最大応答値	最大応答値	
アーチリブ基部	軸圧縮力最大時	支承軸力	27794	28630	17558	26000
		橋直せん断力	1701	1784	576	1850
	軸引張力最大時	支承軸力	18889	19392	6442	14800
		橋直せん断力	2543	2876	889	1890
補剛桁端部	鉛直反力		1271	990	843	1670
	橋軸直角水平反力		1990	1668	873	2250
端柱基部	鉛直反力	圧縮反力	13249	6757	5604	12700
		引張反力	11126	3893	3709	10500
	橋軸直角水平反力		2764	919	817	1920

単位:kN

は、支承強度を超えた値

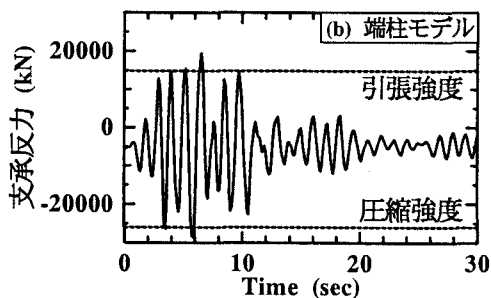


アーチリブ支承

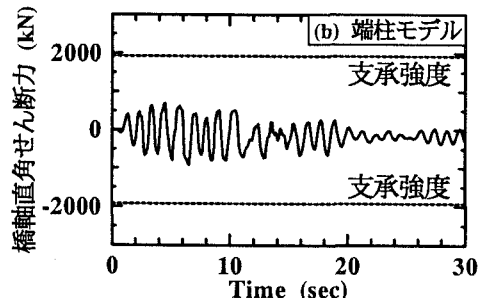


端柱基部支承

(a) 基本モデル

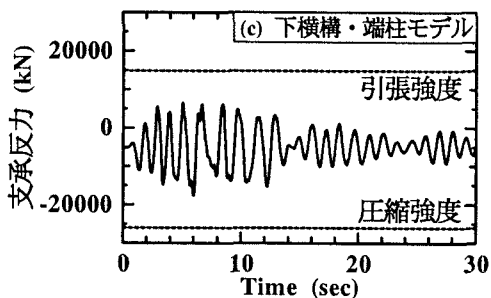


アーチリブ支承

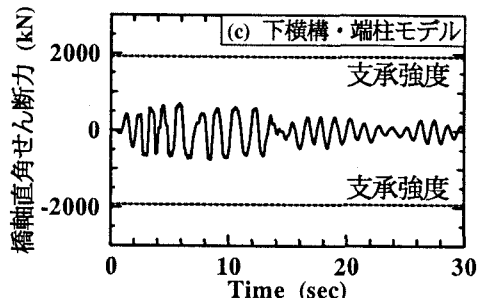


端柱基部支承

(b) 端柱モデル



アーチリブ支承



端柱基部支承

(c) 下横構・端柱モデル

図17 支承反力

3.5 まとめ

座屈拘束ブレース(BRB)による鋼アーチ橋の橋軸直角方向の耐震性能向上を検討した。BRB 設置前の鋼アーチ橋の橋軸直角方向の地震応答解析(地震動は、JR 鷹取駅スペクトル適合地震波 EW 成分)で大きな応答塑性ひずみが生じた主構造は、端柱基部およびアーチリブ基部であったため、それらの損傷を軽減するため、a)端柱対傾構に BRB を設置したモデル(端柱モデル)、b)端柱対傾構と下横構の一部に BRB を設置したモデル(下横構・端柱モデル)の2モデルを考え、複合非線形動的解析を実施して、元の構造物(基本モデル)の応答との比較によって BRB 設置の効果を調べた。得られた結論は以下のようである。

- 1) 端柱モデルでは、端柱基部の最大発生軸力は、基本モデルでの降伏軸力 N_y に近い値から $0.5N_y$ と半分近くに小さくなった。
- 2) 基本モデルでは、端柱基部に非常に大きな軸ひずみ ($29\varepsilon_y$) が発生し、安全性照査を満足しなかったが、端柱モデルおよび下横構・端柱モデルでは、それぞれ $2.8\varepsilon_y$ および $1.4\varepsilon_y$ 程度に減少し、安全性照査を満足した。
- 3) 端柱モデルでは、アーチリブの応答軸力および応答ひずみを減少させることができなかったが、下横構・端柱モデルではアーチリブ基部の軸力を半分近くに抑えることができ、また、応答ひずみも弾性域にとどまるまで減少させることが出来た。
- 4) BRB に発生する軸ひずみの最大値は高々 $8\varepsilon_y$ 程度であり、BRB の長さが部材長の半分であるとして2倍の軸ひずみを仮定しても、BRB の軸方向ひずみの限界値 ($20\varepsilon_y$) に対して十分余裕があった。また、低サイクル疲労に対する照査(式(2))も満足した。

ここでは述べなかったが、JRT-EW-M の地震波以外に、タイプ1とタイプ2、I種地盤とII種地盤の各地震波に対して同様な検討を行った結果、地震波特性によるばらつきがあるものの、本研究で示した耐震性向上モデルの有効性を確認できた。

4. 結言

本論文は、橋梁構造物に対する新しい耐震性向上策として制震ダンパーを設置する方策について述べた。まず、制震ダンパーを設置した構造物(制震構造)について概観し、その中でもパッシブ型の減衰付加方式である履歴型ダンパーが橋梁構造物の耐震性向上には適していることを述べた。次いで、履歴型ダンパーの一種である鋼材よりなる座屈拘束ブレース(BRB)を取り上げ、それに関する最近の実験的および解析的研究を紹介した。その主要な結論は2.5節にまとめられている。更に、BRB 設置の有効性を示す例として上路式鋼アーチ橋の端柱対傾構および下横構を BRB に取り替えた耐震性向上効果を数値計算によって示した。得られた主要な結論は3.5節にまとめられている。

本論文では、制震ダンパーとして BRB を取り上げ、特定の構造物と地震動に対する制震ダンパーの耐震性能向上について検討した。制震ダンパーを多様な構造物に対して適用し、その優れた制震効果を実証するために、次のような項目に対する更なる検討が必要である。

- 1) BRB の設計法の確立(最適な剛性と強度の決定法、設置方法)。
- 2) 他の形式の履歴型ダンパー(例えば、シアーパネル型)との性能比較。
- 3) 多様な形式および規模のアーチ橋の制震効果の検討。
- 4) 動的挙動が複雑な他の橋梁(連続橋、斜張橋、吊橋等)の制震効果の検討。
- 5) 多方向地震動に対する橋梁の制震効果の検討。
- 6) モデル橋梁に対する実験的検討。

参考文献

- 1) 小堀鐸二: 制震構造, 鹿島出版, 1993. 6.
- 2) 太田外気晴, 江守克彦, 河西良幸(2001): 耐震・振動・制御, 共立出版, 2001. 12

- 3) 和田章, 岩田衛, 清水敬三, 阿部重孝, 河合広樹: 建築物の損傷制御設計, 丸善, 1998.7.
- 4) Housner, G.H., et al. : Structural control: Past, present and future, J. Eng. Mech., Vol. 129, No. 9, pp.897-971, September, 1997.
- 5) Spencer Jr., B.F. and Nagarajaiah, S. (2003): State of the Art of Structural Control, J. of Struct. Eng., ASCE, Vol.129, No.7, pp. 845-856, July, 2003.
- 6) 五十嵐晃: アクティブ制御の可能性, 構造物の振動制御(4), 構造工学技術シリーズ No.7, 土木学会構造工学委員会・振動制御小委員会, 1998.12.
- 7) Ruangrassamee, A. and Kawashima, K. : Experimental Study on Semi-Active Control of Bridges with use of Magneto-rheological Dampers, J. of Struct. Eng., JSCE, Vol. 47A, pp. 639-650, 2001.3.
- 8) 中村剛, Ruangrassamee, A., 川島一彦: MRダンパーをバリアブルダンパーとして用いた橋の地震応答, 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, 土木学会地震工学委員会, pp.51-58, 2002.1.
- 9) 下山田英介, 川島一彦: PID制御をもちいたMRダンパーによる橋梁の地震応答制御に関する研究, 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, 土木学会地震工学委員会, pp.369-376, 2003.1.
- 10) 藤田隆史: スマート構造の建築・土木構造物への応用, 日本機械学会誌, Vol.102, No. 963, pp.23-26, 1999.2.
- 11) Sarno L.Di. and Elnashai A.S. (2003): Special metals for seismic retrofitting of steel buildings, Prog. Struct. Engng Mater., Vol.5, No.2, pp.60-76, 2003.4-6.
- 12) JSSC: 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.
- 13) 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, 鉄構技術, Vol.14, No.157, pp. 34-42, 2001.6.
- 14) 岩田衛: 座屈拘束されたブレースを用いた履歴ダンパー, “鋼構造物の座屈に関する諸問題 2001”, 日本建築学会, pp. 54-64, 2001.6.
- 15) 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.
- 16) 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.
- 17) 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.
- 18) 宇佐美勉, 葛西昭, 伊藤雅也, Chusilp, P.: 座屈拘束ブレースを用いた制震ダンパーの簡易設計法に関する基礎的研究, 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, 土木学会地震工学委員会, pp.385-392, 2003.1.
- 19) 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, 土木学会地震工学委員会, pp.43-50, 2002.1.
- 20) 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.
- 21) 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, 土木学会地震工学委員会, pp.377-384, 2003.1.
- 22) 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.
- 23) 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.
- 24) 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 —, 土木学会論文集に掲載予定

- 25) 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.
- 26) 森下宣明, 高久達将, 青木徹彦, 福本嘸士, 岡本隆, 松井鋭一:中間はりを有する鋼製ラーメン橋脚の耐荷力と変形性能, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.831-840, 2000.3
- 27) Dusicka, P., Itani, A.M. and Buckle, I.G.: Cyclic Behavior of Shear Link Connections of the New East Span of San Francisco Oakland Bay Bridge Tower, The 6th Caltrans Seismic Research Workshop, California Department of Transportation(CALTRANS), Paper No. 01-102, 2001.6.
- 28) MacDaniel, C.C., Uang, C.M. and Seible, F. (2003): Cyclic Testing of Built-Up Steel Shear Links for the New Bay Bridge, J. of Struct. Eng., ASCE, Vol.129, No.6, pp. 801-809, June, 2003.
- 29) 鈴木森晶, 青木徹彦, 遠藤輝好:免震ゴム支承と鋼管ねじりダンパーを有する実験床の最大応答変位設計, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.859-867, 1999.3.
- 30) 木村充, 西村宣男, 池内智行:極低降伏点鋼鋼管の塑性ねじりを利用した吸振装置の橋梁システムへの適用, 第3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, 土木学会鋼構造委員会, pp.199-204, 2000.1.
- 31) 森下宣明, 森久芳, 前野裕文, 岡本隆, 野中哲也, 宇佐美勉:鋼製ラーメン橋脚の梁部せん断座屈を評価した耐震設計, 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, 土木学会地震工学委員会, pp.293-298, 2003.1.
- 32) 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.
- 33) 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実験的研究, 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講演論文集, pp.345-350, 2003.1.
- 34) 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, 2003.12.
- 35) 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.
- 36) 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.
- 37) SEAOC/AISC: Recommended Buckling-Restrained Braced Frame Provisions, Structural Engineers Association of California/American Institute Steel Construction, 2001.11.