

アルミニウム合金製 制震ダンパーの実用化に向けて —現状と課題—

平成 28 年 5 月 31 日

一般社団法人 日本アルミニウム協会

アルミニウム合金製制震ダンパー実用化検討小委員会

目 次

まえがき

委員名簿

第 I 章 アルミニウム合金の適用に関する現状と課題

- I-1 制震ダンパーに適する素材の性質…………… 1-1
- I-2 異種金属接触腐食の回避方法 …………… 1-7

第 II 章 制震ダンパー構造に関する現状と課題

- II-1 座屈拘束ブレース (BRB) およびせん断パネルダンパー (SPD) …………… 2-1
- II-2 ベローズダンパー…………… 2-13
- II-3 木造建物向け制震ダンパーと橋梁への適用の可能性…………… 2-20

第 III 章 制震ダンパーの設置方法および接合方法に関する現状と課題

- III-1 BRB および SPD の取り付け構造…………… 3-1
- III-2 接着接合とスタッドジベル支圧接合の混合継手…………… 3-12

第 IV 章 制震部材の適用に向けた設計に関する現状と課題

- IV-1 補強材 (拘束材) を用いた既設部材の制震部材化…………… 4-1
- IV-2 RC 床版をアルミニウム床版に置き換え, アルミニウム製制震ダンパーを付与した制震橋…………… 4-16
- IV-3 実施例…………… 4-25

あとがき

執筆担当者

- I-1 大倉一郎, I-2 伊藤義人
- II-1 宇佐美勉, 舟山淳起, II-2 頭井 洋, II-3 齋藤栄徳
- III-1 渡辺孝一, III-2 石川敏之
- IV-1 田崎賢治, IV-2 野中哲也, IV-3 舟山淳起, 谷中聡久

まえがき

制震ダンパーを既設橋梁内部に設置して制震橋梁化する耐震補強法が実用化されるようになってから10年余が経過し、現在では鋼橋の耐震補強法の主流になりつつある。

制震ダンパーの内、金属材料の塑性変形により地震エネルギーを吸収する履歴型制震ダンパーとして、座屈拘束ブレース(BRB)とせん断パネルダンパー (SPD) が土木・建築制震構造では多用され、素材としては主として鋼材が用いられている。一方、アルミニウム合金を制震ダンパーに適用する研究開発も近年行われるようになり、鋼製BRBの性能に匹敵するアルミニウム合金製BRBも製作可能になってきている。しかしながら、BRBを主構造へ取り付けの構造細目、鋼板との電食を防止する方法等実用化のために解決しなければならない課題も存在する。さらに、SPDについては、海外で建築構造を対象に2、3の研究があるものの、我が国では研究がほとんど行われて来っていない。

本検討委員会では、平成26年4月1日から2年間、アルミニウム合金製制震ダンパーの実用化に向けた現状と課題を抽出して調査研究活動を行ってきた。本報告書はその成果をまとめたもので、各節は概ね次のような構成からなっている。

- (1) 現状の概観
- (2) アルミニウム合金を制震構造に適用することの可能性
- (3) 可能な場合の具体的内容
- (4) 実用化に向けた研究課題
- (5) 実現の見込まれる課題の研究計画

本報告書が、アルミニウム合金を適用した制震構造への普及に貢献できれば幸いである。

(追記) 本報告書の印刷直前の平成28年4月14日に熊本地震の前震 (M6.5)、2日後に本震(M7.3)が発生しました。その後も夥しい数の余震が続き、50人に達する方々が犠牲になり、また数多くの方が現在でも避難所生活を余儀なくされています。犠牲者の方々のご冥福をお祈りすると共に、被災地域の日も早い復旧・復興を願っています。本報告書では熊本地震について詳細に述べることは出来ませんでした。II-1節に簡単な記述を追加いたしました。

平成28年5月31日

一般社団法人 日本アルミニウム協会
アルミニウム合金製制震ダンパー実用化検討小委員会
委員長 宇佐美 勉

アルミニウム合金製制震ダンパー実用化検討小委員会

委員名簿

委員長	宇佐美 勉	名城大学	総合研究所	usamit@meijo-u.ac.jp
幹事長	大倉 一郎	大阪大学	大学院工学研究科	okura@civil.eng.osaka-u.ac.jp
幹事	葛西 昭	熊本大学	大学院自然科学研究科	kasai@kumamoto-u.ac.jp
委員	伊藤 義人	岐阜工業高等専門学校	校長 (2015年5月より)	itoh@gifu-nct.ac.jp
	石川 敏之	関西大学	環境都市工学部	t-ishi@kansai-u.ac.jp
	頭井 洋	摂南大学	理工学部	zui@civ.setsunan.ac.jp
	渡辺 孝一	名城大学	理工学部	koichiw@meijo-u.ac.jp
	野中 哲也	名古屋工業大学	大学院社会工学専攻	nonaka.tetsuya@nitech.ac.jp
	田崎 賢治	大日本コンサルタント株式会社	インフラ技術研究所	tasaki@ne-con.co.jp
	舟山 淳起	八千代エンジニアリング株式会社	技術推進本部	jn-funayama@yachiyo-eng.co.jp
	谷中 聡久	株式会社横河ブリッジ	保全事業本部	
	長尾 隆史	日本軽金属株式会社	グループ技術センター	takashi-nagao@nikkeikin.co.jp
	伊藤 清文	株式会社UACJ	技術開発研究所 (2015年8月より)	ito-kiyofumi@uacj.co.jp
	齋藤 栄徳	日軽金アクト株式会社	技術開発統括室	shigenori-saito@act.nikkeikin.co.jp
	山田 公一	三協立山株式会社	三協マテリアル社 技術開発統括室	ko_yamada@st-grp.co.jp
事務局	川畑 達哉	一般社団法人日本アルミニウム協会		t-kawabata@alkyo.jp
旧委員	鈴木 義和	株式会社UACJ	技術開発研究所	(2015年4月まで)

第 I 章 アルミニウム合金の適用に関する現状と課題

I-1 制震ダンパーに適する素材の性質

大阪大学 大倉一郎

1 現状の概観

(1) 繰返しの塑性ひずみが破壊靱性に及ぼす影響

鋼材が繰返しの塑性ひずみを受けると、そのシャルピー吸収エネルギーは低下する。時間が経つと、ひずみ時効により、シャルピー吸収エネルギーはさらに低下する。ここで、ひずみ時効とは、塑性ひずみを受けた鋼材が時間の経過に伴って降伏応力が高くなり、降伏伸びが再び現れる現象をいう。

単調载荷による塑性ひずみを受けた鋼材のシャルピー吸収エネルギーの推定式として次式が提案されている¹⁾。

$$CVN = (CVN)_0 \left\{ 1 - \left(\frac{\alpha\sigma - \sigma_Y}{\sigma_B - \sigma_Y} \right)^{0.489} \right\} \quad (1)$$

ここに、CVN：塑性ひずみを受けた鋼材のシャルピー吸収エネルギー（0°Cに対して）

(CVN)₀：塑性ひずみを受けない元の鋼材のシャルピー吸収エネルギー（0°Cに対して）

σ_Y ：塑性ひずみを受けない元の鋼材の降伏応力

σ ：塑性ひずみを受けない元の鋼材の応力（真応力）と塑性ひずみ（真ひずみ）の関係において、導入された塑性ひずみ ε_p （真ひずみ）に対する応力。ただし、 $\alpha\sigma \leq \sigma_B$

σ_B ：真応力で表された引張強さ

α は次式で与えられる。

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{(塑性ひずみを受けた直後)} \\ 1.1 & \text{(ひずみ時効が終了したとき)} \end{cases} \quad (2)$$

真応力と真ひずみは、公称応力および公称ひずみと次の関係を有する。

$$\sigma = \sigma_n(1 + \varepsilon_n) \quad (3)$$

$$\varepsilon = \ln(1 + \varepsilon_n) \quad (4)$$

ここに、 σ_n と ε_n ：それぞれ公称応力と公称ひずみ

真ひずみで表された塑性ひずみ ε_p は次式で与えられる。

$$\varepsilon_p = \varepsilon - \frac{\sigma}{E} \quad (5)$$

ここに、 E ：ヤング率

真応力で表された引張強さ σ_B とこれに対する真ひずみで表された塑性ひずみ ε_{Bp} は、それぞれ次式で与えられる。

$$\sigma_B = \sigma_{Bn}(1 + \varepsilon_1) \quad (6)$$

$$\varepsilon_{Bp} = \ln(1 + \varepsilon_1) - \frac{\sigma_B}{E} \quad (7)$$

ここに、 σ_{Bn} ：公称応力で表された引張強さ

ε_1 : 公称ひずみで表された一様伸び

繰返しの塑性ひずみによる破壊靱性低下を単調塑性ひずみ（単調荷荷によって得られる塑性ひずみ）による破壊靱性低下に関連付ける塑性ひずみとして、次式で定義される修正等価塑性ひずみが提案されている¹⁾。

$$\varepsilon_{per} = \varepsilon_{Bp} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{\sigma_B - \sigma_Y} \left(\sqrt{\frac{\sigma_Y}{\sigma_B - \sigma_Y} + \frac{2\varepsilon_{pe}}{\varepsilon_{Bp}}} - \sqrt{\frac{\sigma_Y}{\sigma_B - \sigma_Y}} \right)} \quad (8)$$

ここに、 ε_{per} : 修正等価塑性ひずみ

ε_{pe} は等価塑性ひずみであり、次式で与えられる。

$$\varepsilon_{pe} = \sum_{i=1}^6 r_i \quad (9)$$

ここに、 r_i : 繰返し荷荷における 0.5 サイクルごとの塑性ひずみ範囲

図-1 を参照して、繰返しの塑性ひずみの全サイクルに対して r_i を求め、大きいものから 6 番目までを式(9)に採用する。

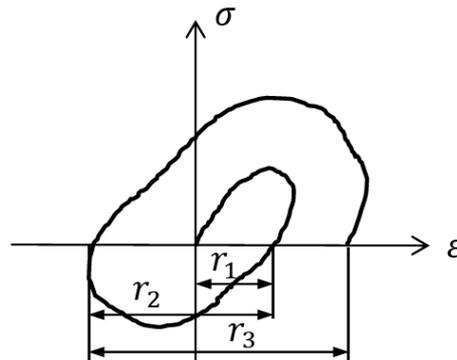


図-1 繰返し荷荷による応力（真応力）とひずみ（真ひずみ）の関係

式(8)は次の仮説に基づいている¹⁾。

- 1) 繰返し荷荷を受けた鋼材の破壊靱性低下は、繰返し荷荷による塑性ひずみエネルギーの損失と同量の塑性ひずみエネルギーを単調荷荷で損失した鋼材の破壊靱性低下と同じである。
- 2) 破壊靱性を低下させる繰返しの塑性ひずみは 3 サイクルまでである²⁾。

地震で受けた繰返しの塑性ひずみに対して、式(9)で等価塑性ひずみ ε_{pe} を求め、得られた ε_{pe} を式(8)に代入して修正等価塑性ひずみ ε_{per} を求める。図-2 に示す、単調荷荷によって得られた応力（真応力）と塑性ひずみ（真ひずみ）の関係において、 ε_{per} に対する σ_r を式(1)の σ に用いることにより、繰返しの塑性ひずみを受けた鋼材のシャルピー吸収エネルギーを推定することができる。

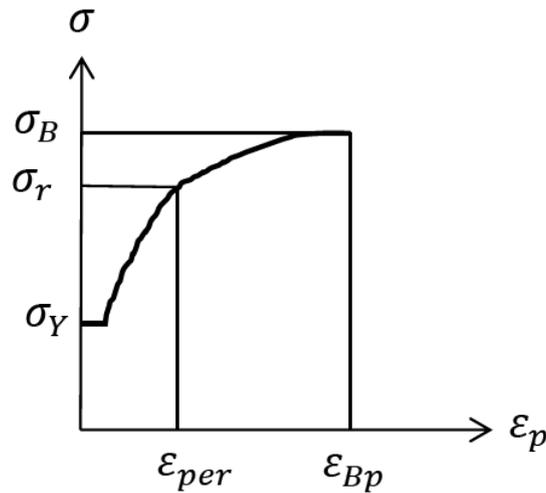


図-2 単調荷荷による応力（真応力）と塑性ひずみ（真ひずみ）の関係

これらの推定式は、SM400Bの鋼材に対する限られた試験結果^{1),2)}に基づいて作成されている。したがって、推定式の信頼性と適用範囲を明らかにするために、今後、多くの試験を必要とする。

制震ダンパーに使用される鋼材（制震ダンパー鋼材）は、地震で受けた繰返しの塑性ひずみによってシャルピー吸収エネルギーが低下し、ひずみ時効によってさらにシャルピー吸収エネルギーが低下する。したがって、余震に対しても制震ダンパー鋼材が脆性破壊に対して安全であるためには、ひずみ時効が終了したとき、制震ダンパー鋼材のシャルピー吸収エネルギーが、鋼材に対してJISで規定されるシャルピー吸収エネルギーを維持する必要がある。そのために、制震ダンパーに使用される鋼材は、次式で与えられるシャルピー吸収エネルギーを備える必要がある。

$$(\text{CVN})_0 = \frac{\text{CVN}}{1 - \left(\frac{1.1\sigma_r - \sigma_Y}{\sigma_B - \sigma_Y} \right)^{0.489}} \quad (10)$$

ここに、 $(\text{CVN})_0$ ：制震ダンパーに使用される鋼材に求められるシャルピー吸収エネルギー

CVN：鋼材に対してJISで規定されるシャルピー吸収エネルギー（例えば、SM400Bの場合、0°Cで27J以上）

（2）繰返しの塑性ひずみが高サイクル疲労強度に及ぼす影響

応力集中を有する鋼材が繰返しの塑性ひずみを受けた後、高サイクル疲労を受けた場合に対する鋼材の高サイクル疲労強度および疲労限度を推定する式として次式が提案されている³⁾。

$$(\Delta\sigma)^m n_H = Dc \quad (11)$$

$$\Delta\sigma_{caf} = D^{\frac{1}{m}} \Delta\sigma_{0caf} \quad (12)$$

ここに、 $\Delta\sigma$ ：繰返しの塑性ひずみを受けた後の高サイクル疲労の応力範囲

n_H ：応力範囲 $\Delta\sigma$ に対する高サイクル疲労寿命

c, m ：繰返しの塑性ひずみを受けない鋼材のS-N曲線を規定する定数

$\Delta\sigma_{caf}$ ：繰返しの塑性ひずみを受けた後の高サイクル疲労の疲労限度

$\Delta\sigma_{0caf}$ ：繰返しの塑性ひずみを受けない鋼材の疲労限度

D は繰返しの塑性ひずみによる影響係数であり、次式で与えられる。

$$D = 1 - \left(\sum_k \frac{n_{L,k}}{N_{Li,k}} \right)^\beta \quad (13)$$

ここに、 $n_{L,k}$: ひずみ範囲 $\Delta\varepsilon_{L,k}$ (真ひずみ) の繰返し回数

$N_{Li,k}$: ひずみ範囲 $\Delta\varepsilon_{L,k}$ (真ひずみ) に対する低サイクル疲労寿命 (発生寿命)

応力集中を有する鋼材に対して、定数 β は次のように与えられる³⁾.

$$\beta = 0.12K_T - 0.10 \quad (1 \leq K_T \leq 3.71) \quad (14)$$

ここに、 K_T : 弾性応力集中係数

弾性応力集中係数 K_T に対して、繰返しの塑性ひずみを受けない平滑材の高サイクル疲労強度と繰返しの塑性ひずみを受けない、溶接継手を有する部材の高サイクル疲労強度の比を適用する。すなわち次式を仮定する。

$$K_T = (\text{繰返しの塑性ひずみを受けない平滑材の高サイクル疲労強度}) / (\text{繰返しの塑性ひずみを受けない、溶接継手を有する部材の高サイクル疲労強度}) \quad (15)$$

鋼構造物の疲労設計指針・同解説⁴⁾で規定される疲労強度等級に対して、式(15)で計算される K_T の値および式(14)で計算される β の値を表-1 に示す。疲労強度等級 A は溶接継手を持たない部材の疲労強度であるので、繰返しの塑性ひずみを受けない平滑材の高サイクル疲労強度とみなされる。疲労強度等級 G, H, I は、式(14)に示す K_T の値の適用範囲外であるが、参考のために記している。例として、疲労強度等級 A ($\beta = 0.02$), C ($\beta = 0.082$), E ($\beta = 0.185$) に対して、式(13)が与える D と $\sum_k n_{L,k}/N_{Li,k}$ の関係を図-3 に示す。 $\sum_k n_{L,k}/N_{Li,k}$ のわずかな増加に対して、 D は急激に低下する。すなわち、繰返しの塑性ひずみは高サイクル疲労強度に大きく影響する。

表-1 疲労強度等級と β の関係

疲労強度等級	200 万回疲労強度 (MPa)	K_T	β
A	190	1	0.02
B	155	1.225	0.047
C	125	1.52	0.082
D	100	1.9	0.128
E	80	2.375	0.185
F	65	2.923	0.250
G	50	3.8	0.356
H	40	4.75	0.47
I	32	5.937	0.612

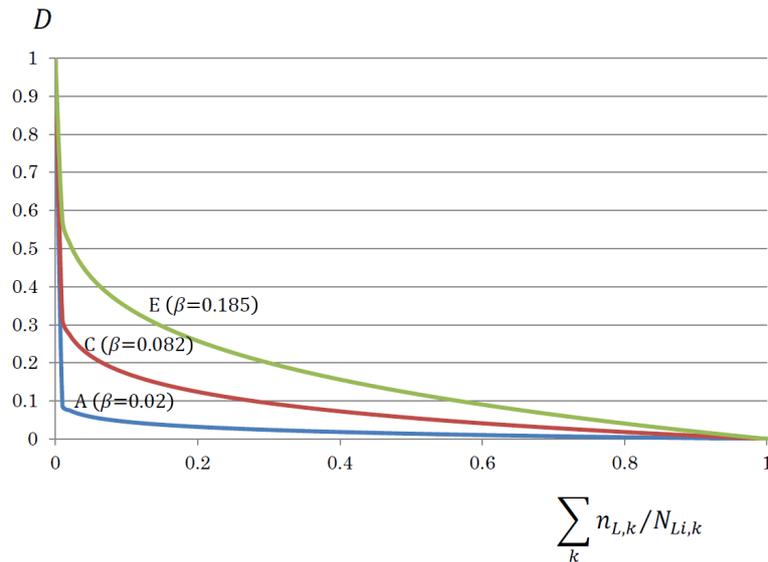


図-3 D と $\sum_k n_{L,k}/N_{Li,k}$ の関係

応力集中を有する鋼材の $\Delta\varepsilon_L$ と N_{Li} の関係が次のように与えられている³⁾.

$$(K_T \Delta\varepsilon_L)^{1.88} N_{Li} = 0.588 \quad (10 \leq N_{Li} \leq 10^4) \quad (16)$$

ここで、 $\Delta\varepsilon_L$ は、鋼材の平滑部に生じるひずみ範囲である。表-1 に示す、疲労強度等級に対する K_T の値を式(16)に用いる。

地震で発生した $\Delta\varepsilon_{L,k}$ に対する $N_{Li,k}$ を式(16)から求め、これを式(13)に用いて D を求め、得られた D を式(11)と(12)に用いることにより、地震を受けた鋼材の高サイクル疲労強度と疲労限度を求めることができる。

弾性応力集中係数 K_T 対して、繰返しの塑性ひずみを受けない平滑材の高サイクル疲労強度と繰返しの塑性ひずみを受けない、溶接継手を有する部材の高サイクル疲労強度の比を適用することの妥当性を今後明らかにしなければならない。

2 アルミニウム合金を制震構造に適用することの可能性

外荷重の作用に対して、鋼材に生じるひずみ速度が大きくなると鋼材の破壊靱性は低下する。さらに、鋼材は、温度が下がると破壊靱性が低下する。これに対して、アルミニウム合金材には低温脆性がないので、ひずみ速度と温度はアルミニウム合金材の破壊靱性に影響しない。したがって、アルミニウム合金材を制震ダンパーに使用する場合、ひずみ速度が破壊靱性低下に及ぼす影響について検討する必要がなく、アルミニウム合金製制震ダンパーは寒冷地にも使用できるといった利点がある。

しかし、アルミニウム合金材には低温脆性がないのでシャルピー吸収エネルギーによってその破壊靱性を評価することができない。AASHTO および Eurocode 9 においてもアルミニウム合金材の破壊靱性に対して規定は設けられていない。したがって、アルミニウム合金材の破壊靱性を評価する指標を新たに究明する必要がある。

繰返しの塑性ひずみがアルミニウム合金材の高サイクル疲労強度に及ぼす影響に関しても、式(11)、(12)、(13)は成立しているであろう。しかし、式(14)の β と弾性応力集中係数 K_T の関係は、鋼材のそれとは異なると考えられるので、新たにアルミニウム合金材の疲労試験を実施して、この関係を求める必要がある。さらに、アルミニウム合金材には、式(16)に相当する式が与えられていないので、新たに疲労試験を実施してこれ

を作成する必要がある。

参考文献

- 1) 大倉一郎, 大野勝, 山田靖則(2001): 繰返し塑性ひずみと鋼材の破壊靱性低下の関係, 土木学会論文集, No.682/I-56, pp.279-288.
- 2) 大倉一郎, 田原潤, 安田修, 広野雅彦(1999): 繰返し塑性ひずみによる鋼材の破壊靱性低下を評価するためのモデル, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.347-356.
- 3) 大倉一郎, 大野勝(2001): 繰返しの塑性ひずみが鋼材の高サイクル疲労強度に与える影響, No.682/I-56, pp.359-371.
- 4) 日本鋼構造協会編(2012): 鋼構造物の疲労設計指針・同解説一付・設計例一, 技報堂出版.

I-2 異種金属接触腐食の回避方法

岐阜高専 伊藤義人

1. 現状の概観

(1) アルミ合金の異種金属腐食

異種金属を接触させたときに接触腐食が生じることはよく知られている。図-1に示すように、電位が卑な方の金属がアノードとなって、単独で置かれている場合より一般に腐食速度が増大する。

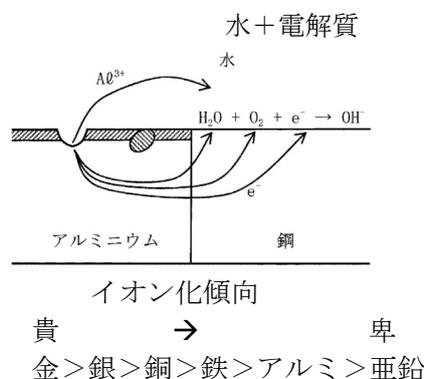


図-1 異種金属接触腐食

流動海水中のアルミニウムの腐食速度が、ステンレス鋼と接触したとき、3.2倍に加速したという報告がある。一方、アルミニウム合金は、亜鉛よりイオン化傾向は貴とされ、ステンレス鋼は、銅程度であると言われている（ステンレス鋼便覧）¹⁾。

異種金属接触腐食を回避するための方策としては以下のようなものが考えられている。

- 1) 亜鉛フレークコーティング（ダクロ処理（DACROMET）やジオメット処理（GEOMET））などの防食処理
- 2) 絶縁ブッシュ（塩化ビニル、テフロン、ガラスエポキシ、ジエンゴムなど）の使用
- 3) フッ素樹脂コーティングや塗装
- 4) その他の異種金属接触腐食の以下のような要因を腐食が発生しにくいようにコントロールする
 - a) 接触する金属の面積比, b) 液の電導度（腐食環境）, c) 溶存酸素の量, d) 温度, e) pH

1) の亜鉛フレークコーティング（Zinc Flake Coating）の代表例として、図-2に示すジオメット処理（GEOMET）があり、皮膜の腐食電位はアルミニウムに近いと言われている。従来は、ダクロ処理（DACROMET）も用いられたが、人体に有害なクロムを使うため、クロムフリーのジオメット処理（GEOMET）が最近では使用される。特徴は以下のようである。

- 1) ジオメット(R)処理とは金属フレーク（亜鉛フレーク+アルミフレーク）が、図-2に示すように層状に重なり特殊無機バインダーにより結合された（焼き付け）金属防錆表面処理である。
NOFメタルコーティングス（旧日本ダクロシャムロック社）が開発した製品である。
- 2) 膜厚 $8\mu\text{m}$ 程度と薄い皮膜なのでボルトなどの勤合部分にも良好である。
- 3) 防錆性能が高いのは、バリア効果、犠牲腐食保護、不動態化などの理由による。

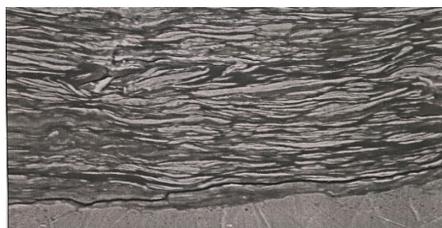


図-2 ジオメット処理（GEOMET）した断面図（フレーク状の亜鉛とアルミニウム）

(2) アルミニウム合金とステンレスボルトの接触腐食事例

アルミニウム合金は、橋梁全体に用いられていた例²⁾もあるが、多くは防護柵などに用いられている。腐食に関して厳しい環境である沖縄本島と宮古島の図-3に示す地点において、アルミニウム合金防護柵のステンレスボルトとの異種金属接触腐食の調査が、日本アルミニウム協会土木製品開発委員会耐久性WG(委員長:伊藤義人)によって2012年に行われた³⁾。以下にその調査による異種金属接触腐食事例の一部を簡単に示す。

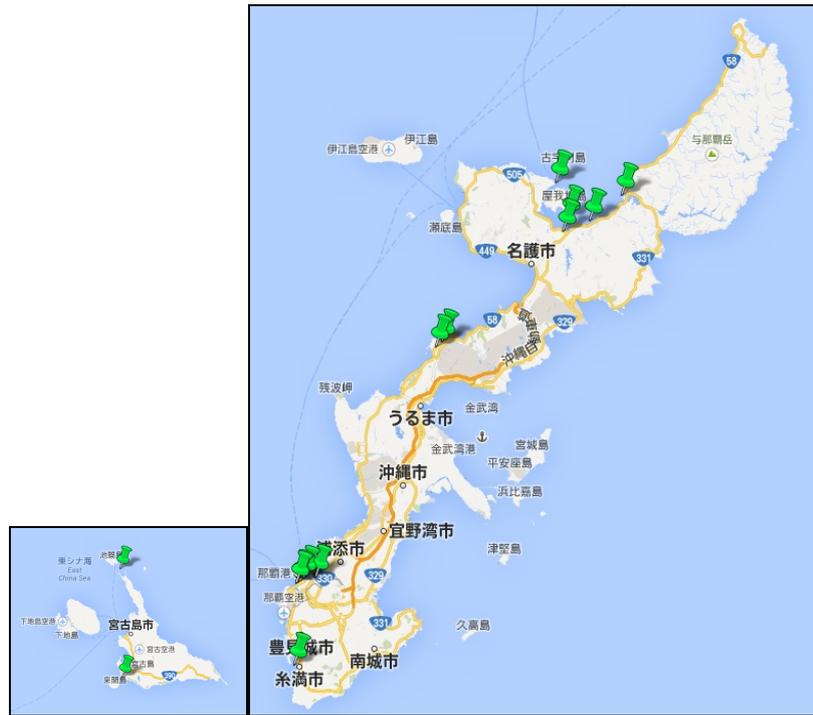
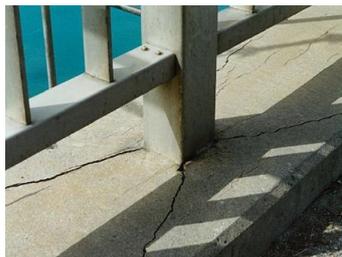


図-3 調査地点

1) 防護柵のアルミニウム合金と鋼との接触腐食



(a)アルミニウム合金支柱とコンクリート中の鉄筋との接触腐食による地覆の割れ

(泊大橋, 1986年設置)



(b)補修後



(c)バラスター中の鉄芯との接触腐食による孔食
(波之上橋, 設置後27年)

図-4 アルミニウム合金と鋼の接触腐食事例

図-4(a)は、アルミニウム合金支柱と地覆コンクリート中の鉄筋が接触しており、異種金属接触腐食が生じて大量の腐食生成物の圧力によりコンクリートが割れた事例である。最近では、図-4(b)に示した補修後のように、鉄筋との絶縁を行うことによってこのような事例は生じない。また、図-4(c)は、6000系アルミニウム合金にアクリル焼付塗装したバラスターの中に、アルミニウム合金が使われ始めた初期には鉄芯を入れていたので、接触腐食により孔食が生じた事例である。

2) アルミニウム合金とステンレスボルトやステンレスビスとの接触腐食

図-5(a), (b)は、設置後18年後の来間大橋の6000系のアルミニウム防護柵の取付けシートの無処理ステンレスボルト周りの接触腐食とステンレスボルトで結合されたバラスターの孔食発生事例である。また、

図-5 (c) は、同じく設置後 21 年後の池間大橋の 6000 系のアルミニウム合金防護柵（複合皮膜（陽極酸化皮膜処理（アルマイト）＋塗装））の取り付けシートステンレスボルト部周辺の接触腐食例である。

無処理のステンレスビスでとめられたバラスターの孔食は、図-5 (d) のように比較的短い期間で孔食が発生した事例である。



(a) 取り付けシートステンレス
来間大橋（設置後 18 年）



(b) バラスター孔食発生部



(c) 取り付けシートステンレスボルト部
池間大橋（設置後 21 年）



(d) バラスター・トップレール取付部
古宇利大橋（設置後 8 年）



(e) 車両用防護柵取付シート
及びバラスター
源河橋（設置後 25 年）

図-5 アルミニウム合金（6000系）と無表面処理ステンレスボルトの接触腐食事例

3) 亜鉛フレークコーティング処理したステンレスボルトとアルミニウム合金の接合



図-6 ダクロ処理を施したボルトの状況（南浜 1 号橋 設置後 11 年経過）

補注) ダクロ処理は、処理液（ダクロディップ）は金属亜鉛フレーク、無水クロム酸、グリコール等の分散水溶液中で、被処理物を浸漬した後、焼き付け炉中で約 300℃に加熱する。六価クロムがグリコール等の有機物によって還元され、水不溶性アモルファスの $n\text{CrO}_3 \cdot m\text{Cr}_2\text{O}_3$ を生成し、これがバインダーとなって、数十層に積層された亜鉛フレークを相互に結び付けて被膜を形成する。同時にダクロディップ中の無水クロム酸が金属素地表面を酸化して化学的に結合し、強固な密着力を生じる。

図-6 は、亜鉛フレークコーティングとして、ダクロ社によって開発されたダクロ処理（DACROMET）したステンレスボルトを用いた南浜 1 号橋の防護柵の事例であり、アルミニウム合金との接触部においても、11 年経過後も全く接触腐食を生じていない。亜鉛フレークコーティングの性能が現場で実証されているといえる。

(3) 暴露試験によるアルミニウム合金とボルトとの異種金属接触腐食試験

日本アルミニウム協会土木製品開発委員会耐食性分科会によって、平成18年3月に10年間暴露したアルミニウム合金とボルトとの異種金属接触腐食実験結果が報告されている⁴⁾。鋼材接触の影響及び異種金属組合せ時のアルミニウム合金材料長期防食方法検討を目的として、つくば、東京及び沖縄において図-7に示すような供試体を用いて異種金属接触腐食試験を実施された。試験に供した異種金属の材質と表面処理仕様を表-1に示す。この試験は、鋼材発錆に伴うアルミニウム合金への腐食による悪影響を防ぐとともに、発錆による表面汚染防止も考慮した。このとき用いられたアルミニウム合金板材は、A1100P-H14材とA5052P-H34材であり、試験片寸法は200mm×300mm×3mm厚さである。そして、試験片表面にほぼ均等になるように17mmφの9個の穴を穿ち、各種表面処理を施したM16ボルトナットを、ワッシャーを介して締結し、金属接触させた。この際の締結圧力は150kgf・cmであった。図-7(b)に示す結果は、A5052P-H34材の結果である。



図-7 異種金属接触腐食試験

表-1 異種金属表面処理仕様

記号	材質	種類	目付量(g/m ²)
A	SUS304	無処理	—
B		亜鉛末系化成処理	20
C		メカニカルプレーティング 亜鉛末系化成処理	20
D	SS400	電気亜鉛めっき	60
E		溶融亜鉛めっき	140
F		溶融アルミめっき	20~30
G		無処理	—
H		亜鉛末系化成処理	20
I		メカニカルプレーティング 亜鉛末系化成処理	20

試験結果は、報告書⁴⁾に詳しく記述されているが、異種金属接触腐食試験片に発生した孔食深さの測定結果を図-8に示す。

最終的に以下のような結論が得られている。

- 1) 鋼材側の発錆により、アルミニウム合金材料に異種金属接触腐食による孔食の発生が見られたが、東京、つくばにおいては、無処理のSS400を除いて平均100μm以下であり、孔食の進行は少なく、特に表面処理を施した鋼材との組合せではほとんど孔食の発生・進行は見られず、アルミニウム合金材の耐食性の良さが示された。
- 2) 一方、飛来塩分量の多い沖縄では、表面処理を施した鋼材においても200μm以上の孔食深さが測定されており、鋼材側の発錆の程度により、アルミニウム合金材への影響がでている。

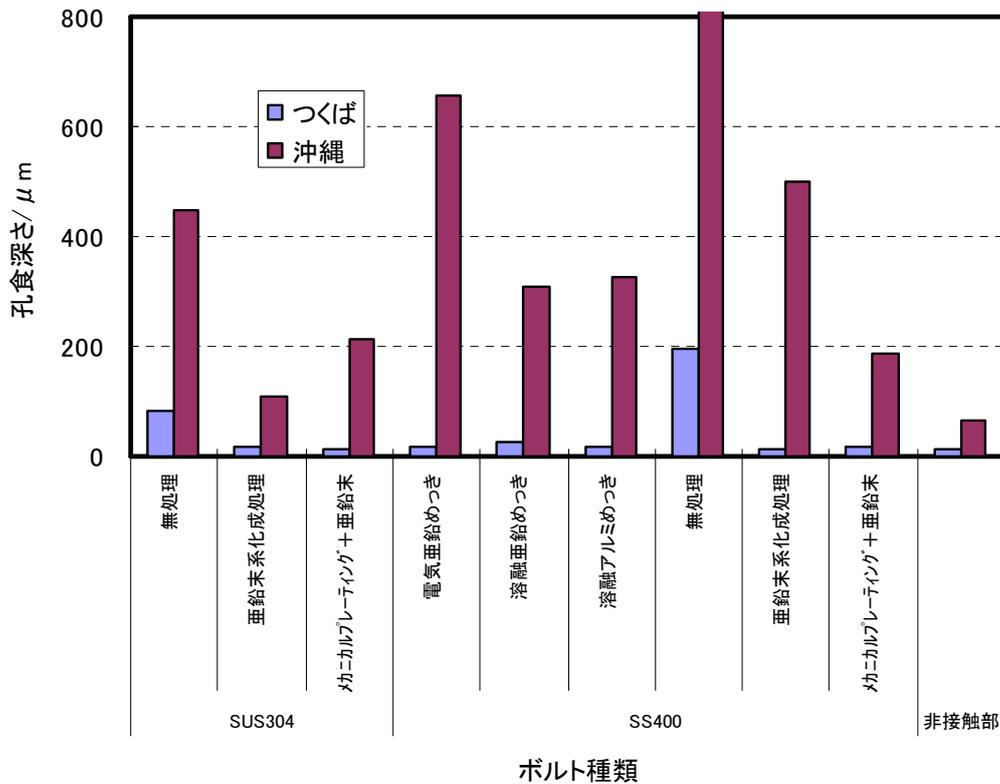


図-8 異種金属接触腐食試験片に発生した孔食深さの測定 (A5052P-H34材 垂直・ボルト側・南向き)

これらの結果から、製品の一部を構成する異種金属の発錆防止がアルミニウム合金製品の汚染防止や腐食防止に効果があることを示している。特に、沖縄など厳しい腐食環境とされる地域においては、表面処理種選択など異種金属の発錆を防止することが重要となることを示している。

(4) アルミニウム合金とボルトの接触腐食の最近研究概観

(3) で扱われたアルミニウム合金は、5000系材料であり、橋梁用防護柵などで使われる6000系アルミニウム合金材料を対象として、新しい表面処理方法も含めて異種金属接触腐食試験が実施されている。

1) アルミニウム合金材のボルト結合供試体の連続塩水噴霧試験

日本アルミニウム協会土木製品開発委員会耐久性WG(委員長：伊藤義人)によって2014年から実施された、アルミニウム合金の橋梁用防護柵のボルト結合部の連続塩水噴霧試験の供試体の概要を表-2に示す。

14種のアルミニウム合金板材のボルト結合供試体No.1~14を製作した。アルミニウム合金材の結合に使用しているステンレスボルトは、A：無処理、B：ジオメット処理、C：ワッシャーのみ両面塗装、D：ワッシャーとアルミニウム合金材の間に塩化ビニルの絶縁ブッシュを挟むという4種のタイプを用いている。腐食促進のため、塩水噴霧試験を連続1,000時間(JIS Z2371に準拠)行った。各供試体の試験後の腐食評価をするため外観観察(ボルト解体前、ボルト解体後)とレーザー深度計を用いたアルミニウム合金材の腐食表面形状計測を行い腐食量についても求めた。

結果の一部については、文献5)に詳しく述べられている。図-9にアルミニウム合金材の各供試体の最大腐食深さと、図-10にレーザー深度計を用いた表面測定例を示す。得られた主な結論は以下のようである。

a) ボルト締結材において、締結部の異種金属接触腐食は、ボルト類の仕様が、以下の順で軽微である。

無処理<ワッシャーのみ塗装<ジオメット処理=絶縁ブッシュ

b) ジオメット処理と絶縁ブッシュを用いた供試体は健全であった。

c) ジオメット処理ボルト類には、赤錆の発生はみられず健全であった。

表-2 異種金属接触腐食実験供試体
(アルミニウム合金材ボルト結合連続塩水噴霧)

別表1. アルミニウム合金材ボルト結合塩水噴霧試験片一覧

試験体 No.	形状	材質	肉厚	表面処理	締結ボルト等				個体No.		試験体数	
					仕様・材質	A	B	C	D	①		②
1		A6061S-T6	t7.0	両面 A2 シルバー色	M12×35 N1,W2,SW1 SUS304					A	B	1
2		A6061S-T6	t7.5	天側:A2 シルバー色 地側:無処理	M12×35 N1,W2,SW1 SUS304	無処理	ジオメット処理	ワッシャーのみ 両面塗装 他は無処理	無処理 絶縁ブッシュ	A B C D		1
3		A6061S-T6	t7.5	天側:無処理 地側:A2 シルバー色								1
4		A6N01S-T5	t4.0	両面無処理								1
5		A5083P-O	t6.0	両面無処理	M12×35 N1,W2,SW1 SUS304							1
6		A3004P-H32	t2.0	両面無処理								1
7		AC7A-F	t7.0	アクリル樹脂焼付塗装 シルバー色 35μ 以上	M12×35 N1,W2,SW1 SS400	溶解亜鉛メッキ処理 HDZ35				A A A		1
		SS400	t6.0	溶解亜鉛メッキ処理 HDZ55								
8		AC7A-F	t7.0	アクリル樹脂焼付塗装 シルバー色 35μ 以上 絶縁シート貼付	M12×35 N1,W2,SW1 SS400	溶解亜鉛メッキ処理 HDZ35	絶縁ブッシュ			A A A		1
		SS400	t6.0	溶解亜鉛メッキ処理 HDZ55								
9		バラストプレート A6063S-T5	t3.0	バラスト: 表面A2シルバー色 内側無処理 プレート: 両面A2シルバー色	M4×20 SUS304	ジオメット処理	ジオメット処理 水抜き穴	無処理	無処理 水抜き穴	A B C D		1
10		バラスト アングルプレート A6063S-T5		バラスト: 表面A2シルバー色 内側無処理 アングル: 両面A2シルバー色 プレート: 両面A2シルバー色	M6×65 N1,W2,SW1 SUS304 M5×20 N1,W2,SW1 SUS304	上向き ジオメット処理 水抜き穴	下向き ジオメット処理			A B C D		1
11		A6063S-T5		両面A2 ステンカラー色(KCS)	M12×35 N1,W2,SW1 SUS304	無処理	ジオメット処理	ワッシャーのみ 両面塗装 他は無処理	無処理 絶縁ブッシュ	A B C D		1
12		A6063S-T5	両面A2 ブラウン色(KOB)									
13		A6063S-T5	両面A2 ダークブラウン色(KSB)									
14		ポリカーボ ネイト板	t6.0	両面耐候:クリアー	M12×35 N1,W2,SW1	F SS400 溶解亜鉛メッキ処理 HDZ35 E SUS304 無処理	D SUS304 ダクロ処理	B SUS304 ジオメットplus処 理	A SUS304 ジオメット処理 ZECコート	E C A	B D F	2

青矢印:塩水噴霧試験時の設置向き

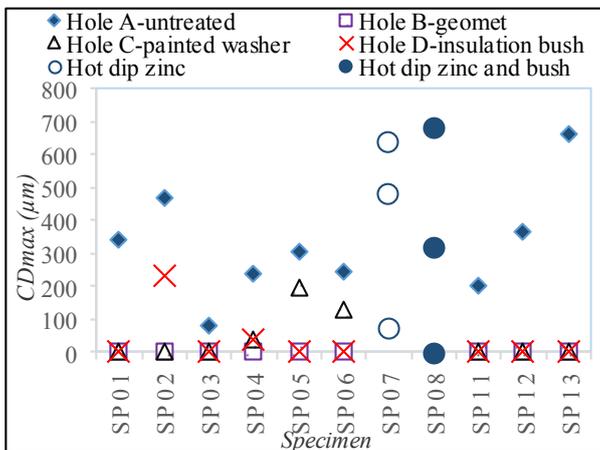


図-9 最大腐食深さ

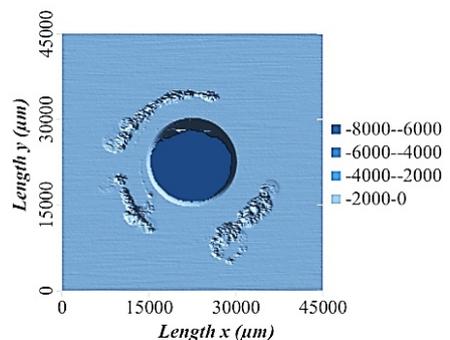


図-10 レーザー深度計による測定例

- d) 溶融亜鉛メッキ処理をしたボルトを用いた供試体は、亜鉛が消耗し、赤錆が発生した。
- 2) アルミニウム合金材ボルト結合供試体の暴露試験（宮古島，継続中）
 前述の連続塩水噴霧試験と同じ供試体を用いて、1年から5年を目処に、沖縄宮古島で暴露試験を実施中である。現時点で、1年間の暴露試験が終了しており表面観察から以下の事が分かっている。なお、供試体のレーザー深度計を用いた表面測定は現在実施中である。
- a) ボルト締結材において、締結部の異種金属接触腐食は、ボルト類の仕様が、以下の順で軽微である。
 無処理<ワッシャーのみ塗装<絶縁ブッシュ<ジオメット処理
- b) ジオメット処理ボルト類には赤さびの発生はない。
- c) 塗装材は、施工時にワッシャーによって塗装が剥げたと思われる部分からアルミニウムの腐食が発生した。
- d) 絶縁ブッシュボルト類で、多くの赤さびの発生した。これは、絶縁ブッシュの変形が原因のようである。
- e) 溶融亜鉛メッキ処理は、わずかに赤さびの発生が見られた。

2. アルミニウム合金を BRB に適用することの可能性

アルミニウム合金を座屈拘束ブレース（BRB）およびせん断パネルダンパー（SPD）などの制震ダンパーに適用できる可能性は十分ある。ただし、異種金属接触腐食の防止対策ができるかどうかをキーとなる。ブレース材やせん断パネルを鋼部材に接合するために溶接接合を用いることは困難であるので、鋼板とアルミニウム合金板をボルト接合する必要がある。このとき、通常環境では、表面処理をした高力ボルトが使用可能である、厳しい環境においてはステンレスボルトが必要である。ただし、このとき異種金属接触腐食を防止する対策を十分にすることがある。

アルミニウム合金とボルトの異種金属接触腐食に関しては、第1項で示したように、通常環境では溶融亜鉛メッキなどの表面処理した鋼ボルトが使用可能で有り、海岸近くの厳しい環境においては、ジオメット処理（GEOMET）などの亜鉛フレークコーティングをしたステンレスボルトが有効である。絶縁ブッシュを挟む方法も有効である。

しかし、鋼板とアルミニウム合金板を重ねて接合する場合は、接触面積が大きいため異種金属接触腐食を防止することは非常に難しい。両金属板の間に塩化ビニルかゴムなどの絶縁ブッシュを挟むと、大きな摩擦係数は期待できないので摩擦接合は非常に困難となる。

3. 可能な場合の具体的な内容

アルミニウム合金を座屈拘束ブレース（BRB）およびせん断パネルダンパー（SPD）などの制震ダンパーに適用する場合は、接合には一般環境では表面処理をした高力ボルトを用い、厳しい環境では GEOMET 処理などの亜鉛フレークコーティングをしたステンレスボルトを用いれば良い。

アルミニウム合金板と鋼板の間の接触腐食を防止するため、絶縁ブッシュを挟んで、ボルトを用いた支圧接合をするとよい。

以上をまとめると以下のようなになる。

1) 通常的环境

溶融亜鉛メッキ高力ボルト（支圧接合）使用

塗装鋼板＋陽極酸化皮膜処理アルミニウム合金板＋塗装鋼板（C型塗装）

なお、高力ボルトはジオメット処理（GEOMET）などの亜鉛フレークコーティングをしてもよい。

2) 沖縄などの海洋近くの厳しい環境

ジオメット処理（GEOMET）したステンレスボルト（支圧接合）使用

塗装鋼板＋絶縁ブッシュ＋陽極酸化皮膜処理アルミニウム合金板

＋絶縁ブッシュ＋塗装鋼板（C型塗装）

4. 実用化に向けた研究課題

以下のような可能性を追求するとよい。

- (1) 摩擦接合を可能とするために絶縁と大きな摩擦係数を同時に実現する防食・絶縁材料の開発
- (2) FSW+時効処理+Ti-FPB 処理 などによるボルト接合によらない接合法の開発

FSW (Friction Stir Welding) : 摩擦攪拌接合

Ti-FPB (titanium-fine-particle bombarding) : チタン微粒子衝突処理

これまでに必ずしもよい実験結果が得られていないが、今後、疲労強度に関しても十分な性能を示す手法を開発するとよい。

5. 実現の見込まれる課題の研究計画

- (1) 溶融亜鉛メッキ高力ボルト（支圧接合）を用いた「塗装鋼板+陽極酸化皮膜処理アルミニウム合金板+塗装鋼板（C型塗装）」の静的強度と疲労強度実験
- (2) ジオメット処理（GEOMET）したステンレスボルト（支圧接合）を用いた「塗装鋼板+絶縁ブッシュ+陽極酸化皮膜処理アルミニウム合金板+絶縁ブッシュ+塗装鋼板（C型塗装）」の静的強度と疲労強度実験
- (3) 上記、2種の接合部材の環境促進実験
- (4) ジオメット処理（GEOMET）などの亜鉛フレックコーティングした鋼板とアルミニウム合金板の環境耐久性実験と摩擦係数の計測

研究期間は2年程度が見込まれる。

参考文献

- 1) ステンレス協会編(1995)：ステンレス鋼便覧-第3版-，日刊工業新聞。
- 2) 日本アルミニウム協会(2013)：溶接構造アルミニウム合金橋『金慶橋』51年間経過後の状況，アルミニウム，第20巻，第86号，pp.15-20。
- 3) 日本アルミニウム協会(2013)：平成24年度沖縄地区アルミニウム合金製土木製品の耐久性調査結果報告，土木製品開発委員会耐久性WG。
- 4) 日本アルミニウム協会(2006)：都市内高架構造物の景観皮膜アルミニウム材料10年間暴露調査報告書，土木製品開発委員会 耐食性分科会。
- 5) Mrema, E., Itoh, Y., Kaneko, A. and Hirohata, M. (2016): Galvanic corrosion study of aluminium alloy plates mounted to stainless and mild steel bolts by accelerated exposure test, Journal of Structural Engineering, Vol.62A.

第Ⅱ章 制震ダンパー構造に関する現状と課題

Ⅱ-1 座屈拘束ブレース(BRB)およびせん断パネルダンパー(SPD)

名城大学 宇佐美勉
八千代エンジニアリング(株) 舟山淳起

1 現状の概観

(1) 制震橋

制震ダンパーを既設橋梁内部に設置して制震橋梁化する耐震補強法が実用化されるようになってから10年余が経過し、現在では鋼橋の耐震補強法の主流になりつつある^{A.1)~A.4)}。制震橋における制震ダンパーは、(a)既存の部材・部品を置換する、(b)上部構造と下部構造をつなぐ、(c)隣接桁をつなぐ、等の方法により既設橋梁に付与される。(a)は鋼材(S製)、アルミニウム合金(AL製)、形状記憶合金(SMA製)等の金属材料の塑性変形によって地震エネルギーを吸収・消散させる履歴型ダンパーが多く用いられ、その内、橋梁の横構・対傾構などの2次部材を置き替える軸力降伏型の座屈拘束ブレース^{C.1)~C.15)}(Buckling-restrained brace, BRB)、ガセットと横支材の間に挿入されるせん断降伏型のせん断パネルダンパー^{D.1)~D.11)}(Shear panel damper, SPD)が多用されている。(b)では、既設の固定支承を可動化、あるいは固定支承にロックオフ機能を付与して、大地震(レベル2地震動)に対してエネルギー吸収部材として機能するSPD、鋼製ベローズダンパー^{H.1), H.2)}等が設置される。このような制震ダンパーの内、桁端に設けられるダンパーは、しばしば制震ストッパーと称される。最近、SPDの代わりに軸降伏型ダンパーである座屈拘束された波形鋼板(Buckling-restrained rippled plate damper, BRRP)を制震ストッパーとして用いる方法が提案されている^{H.3, H.4)}。

(2) 鋼製BRB, BRRP およびSPDの設計法概観

周知のように、我が国の橋梁構造物の設計基準^{A.5)}では、中小地震を対象としたレベル1(L1)地震動、大地震を対象としたレベル2(L2)地震動が規定されている。L1地震動は許容応力度設計(1次設計と称する)により橋梁構造物の断面決定に用いられ、1次設計された構造に対してL2地震動を用いて構造安全性、地震後の修復性が照査される(2次設計と称する)。制震ダンパーに対しては、1次設計では、多くの場合降伏の照査、2次設計では変形性能および低サイクル疲労が構造安全性の照査として実施される。

履歴型制震ダンパーに要求される性能は一般に次のようである^{A.1)}。

- 安定した履歴特性を持ち、高いエネルギー吸収・消散能力を持つ。
- 変形能力が大きい。
- 低サイクル疲労強度が大きい。
- 高い耐久性を持つ。
- 製作が容易で安価である。
- 取り替えが容易に出来る、あるいは取り替えが不要である。

制震ダンパーに対する要求性能b), c)の照査は次のように行われる^{A.3)}。
(以下の説明では部分係数 γ は省略する)

【変形性能】

$$\varepsilon_{max} \leq \varepsilon_u \quad (\text{軸降伏型ダンパー}) \quad (1)$$

$$\gamma_{max} \leq \gamma_u \quad (\text{せん断降伏型ダンパー}) \quad (2)$$

【低サイクル疲労性能】

$$CID = \sum_{i=1}^n |\delta_{pi}| \leq CID)_{lim} \quad (3)$$

上式の左辺は地震応答解析によって求められる応答値(Demand)、右辺は制震ダンパーが保有する性能の限

界値(Capacity)である。具体的な内容は、 $\varepsilon_{max}, \gamma_{max}$ =軸降伏型ダンパー (BRB,BRRP) の平均応答軸ひずみ (軸変形を変形する部分の長さで除した量) の最大値, せん断降伏型ダンパー (SPD) の平均応答せん断ひずみ (せん断パネル頂部と底部の相対水平変位をせん断パネルの高さで除した量) の最大値, CID =累積応答塑性変形^{A.1)}, δ_{pi} =BRB,BRRP に対しては平均応答軸ひずみの塑性成分, SPD に対しては平均応答せん断ひずみの塑性成分, ε_u =限界軸ひずみ, γ_u =限界せん断ひずみ, $(CID)_{lim}$ は累積塑性変形の限界値を表す。

通常の耐震設計では、標準地震動 (道路橋示方書^{A.5)} に規定されているレベル2地震動など) を用いて、非線形地震応答解析を実施し、制震ダンパーに作用するひずみを算定して式(1)~(3)の左辺を定め、右辺の限界値がそれ以上になるような制震ダンパーを選択し設置する。地震動の「ゆらぎ(fluctuation)」は応答値の算定に際して考慮することが求められるが、多くの実務設計ではそのことが無視され、単純に示方書に規定されたL2地震動 (各種地盤に対して規定された地震応答スペクトルに適合するタイプ1, タイプ2の地震波3波ずつ) の応答の平均値あるいは最大値が用いられている。

制震橋にとって最重要部材・部品である制震ダンパーの設計に際しては、地震動の標準地震動からの「ゆらぎ」への耐性を制震ダンパーに担保させるために、より精緻な設計法が要求される。そのために、断層モデルを設定し、建設サイトでの特性を考慮した地震動 (いわゆるシナリオ型地震動^{B.2)~B.5)} による応答値、ならびに制震ダンパーの特性値の「ゆらぎ」を元に、信頼性解析の手法を取り入れた設計が望まれる。その際、余震の可能性についても十分配慮する必要がある。しかしながら、全ての構造物の設計に対してこのことを行うことは不可能に近い。そのため、文献^{A.1),A.3)} では (1) 道路橋示方書のL2標準地震波による応答値を安全率として1.5倍して1回の地震動による応答変形量 (式1,2の左辺) を求める。(2) 余震等を考慮して、L2標準地震波が3回連続して作用するものと考え、1回の地震動による応答累積塑性変形量 CID を3倍し、さらに1.5の安全率を持たせた値を応答累積塑性変形量 (式3の左辺) とする。表-1に示す応答変形量および応答累積塑性変形は、このような考えで求められたもので、これらを高機能制震ダンパーの目標性能とする。なお、3回の地震動に対して、応答変形量は1回の地震動の応答変形量と概ね変化せず、累積塑性変形は概略3倍になることの妥当性は文献^{C.14)} で検証されている。

余震は周知のように本震で解放されなかったエネルギーが続いての断層の滑りによって解放されることによって生ずる。最大余震のマグニチュード (M) は本震のMより0~3.0以上、平均1.0程度小さい^{B.1)}と言われている。余震の数が多かった新潟県中越地震 (発生は2004年10月23日で、新幹線が営業運転中に史上初めて脱線した直下型地震) ではM6.8 (最大震度7) の本震の15分後にM6.0 (最大震度6強), 38分後にM6.5 (最大震度6強) と本震に匹敵する余震が1時間足らずの間に2回観測されている。また、武村の研究^{B.1)}によれば、関東地震 (1923) では本震 (M7.9) の発生後約3分と4分半にM7.2とM7.3の強大な余震が発生し、それらは東京に強い影響を及ぼしたことが分かって来ている。これらは余震活動が大きい地震動 (本震—余震型地震動という) の例である。さらに、本震の観測地震加速度が2つの同程度のピークを持つ連動型の地震動も東北地方太平洋沖地震において世界で初めて観測されている。また、直近の熊本地震 (2016) では、M6.5の前震の2日後にM7.3の本震が発生し、熊本県益城町ではいずれも震度7を記録した直下型の連動大地震であった。これらの事実から、L2地震動3回を連続的に入力した実験あるいは解析から制震ダンパーの低サイクル疲労性能を規定する考えは、提案当初言われた極端に安全すぎることはないことが理解できよう。将来的には、先述のように、本震—余震型のシナリオ型地震動を発生させる信頼できるモデルが作成できるようになれば、より合理的な設計ができるようになるだろう。

表-1 高機能制震ダンパーの目標性能 (限界値)^{A.4)}

	座屈拘束ブレース (BRB)	せん断パネルダンパー (SPD)
変形性能 ε_u or γ_u	0.03	0.12
低サイクル疲労 $(CID)_{lim}$	0.70	2.80

(3) 鋼製BRB(S-BRB)^{C.1)~C.15)}の研究概観

図-1に示すような座屈拘束ブレース (BRB) を用いて、繰り返し引張—圧縮実験を実施して、表-1の性能が確保出来るかどうかを実験的に調べた。また、著者らが開発した精緻な繰り返し弾塑性構成則 (修正2曲面モデル) を用いた繰り返し弾塑性有限変位解析を実施し、実験結果の検証を行った。さらに、式(3)に代わる低サイクル疲労の新しい照査法を提案すると共に、端部リブ溶接止端部の仕上げによる低サイクル疲労

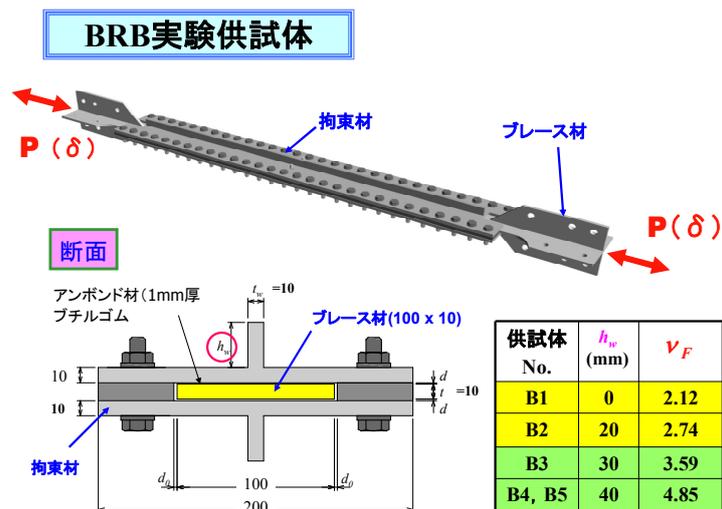


図-1 BRB の性能実験供試体^{C.10)} (v_F は式4参照)

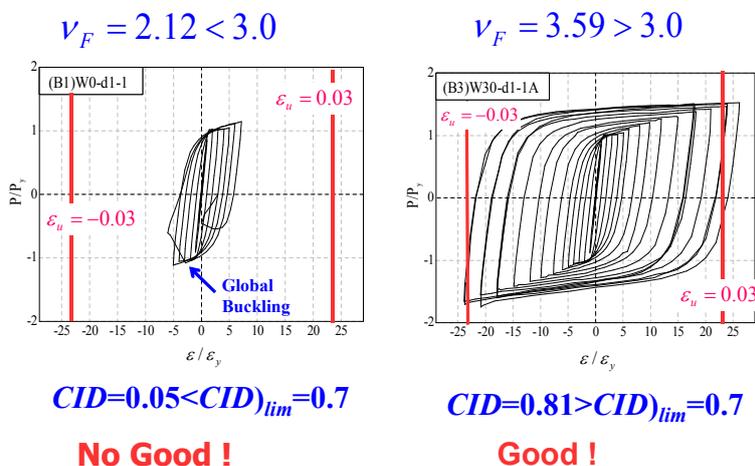


図-2 BRB の性能実験結果^{C.10)}

性能の向上効果を検証した。得られた主要な知見は次のようである。

- 1) 全体座屈が生じない BRB 供試体は表-1 の高機能 BRB の目標性能を満足する (図-2)。
- 2) 誘導した全体座屈防止条件式(後述の式 4)で、材料定数に公称値、寸法に設計値、初期不整に $L/1000$ の初期たわみのみを考慮し、 $v_F \geq 3.0$ の安全係数を確保することにより全体座屈は防止できる(図-7)。
- 3) 開発した数値解析手法により BRB の挙動を精度よく模擬できる (図-3)
- 4) 式 (3) の低サイクル疲労照査式は安全側にあり、Manson-Coffin 則と Miner 則を組み合わせたより正確な低サイクル疲労照査式を提案した (式 16)。
- 5) 端部リブ溶接止端部の仕上げにより、その点に発生する疲労亀裂が回避でき、低サイクル疲労性能は向上する。しかし、仕上げを行わなくても表-1 の目標性能を満足する高機能 BRB は低サイクル疲労破壊に対して十分安全である。

(4) 鋼製 SPD (S-SPD)^{D.1)~D.11)} の研究概観

図-4 に示すような縦横補剛材で補剛された SPD に対して繰り返しせん断力を载荷し、性能実験を実施した。主要なパラメータは、補剛材本数、補剛材で囲まれた板パネルの幅厚比、補剛材の剛性、フランジの厚さである。これらの値は、既往の数値解析的研究を参考に定めた。実験により、次の知見が得られた。

- 1) せん断幅厚比パラメータ R_w (式 12)が 0.25 以上の SPD は板パネルのせん断座屈変形の進展、0.2 以下の SPD は溶接部の低サイクル疲労に起因する母材の亀裂の進展により終局状態に至る。
- 2) せん断幅厚比パラメータが 0.2、補剛材剛比が線形座屈理論から得られた最適剛比の 3 倍の SPD は、表-1 の目標性能を満足する。

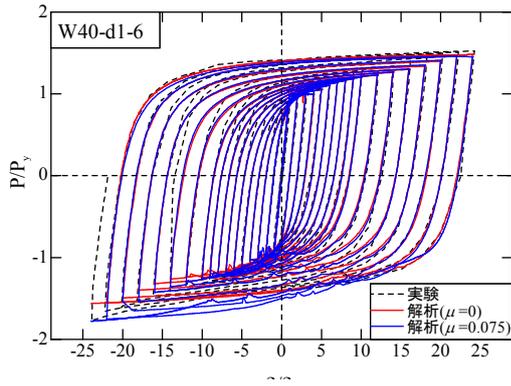


図-3 BRBの実験と解析の比較^{C.10)} (μ = 摩擦係数)

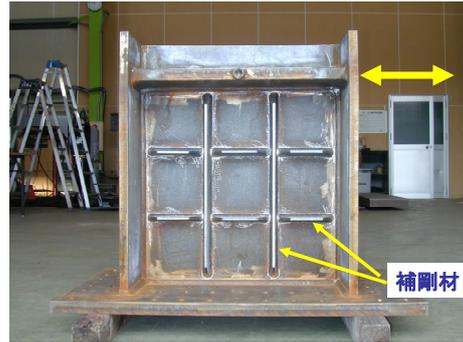


図-4 SPDの性能実験供試体^{D.8)}

修正2曲面モデルを用いたSPDの複合非線形準静的解析による実験結果の検証については文献^{D.11)}で発表されている。

(5) アルミニウム合金製BRB(AL-BRB)^{E.1)~E.7)}およびSPD(AL-SPD)^{F.1)~F.2)}の研究概観

アルミニウム合金を用いたBRBの研究は世界的に見て名城大学の一連の研究のみである。

5000系構造用アルミニウム合金は、鋼製の制震ダンパーとして多用されている極低降伏点鋼(LY100)に比べ、伸び能力は劣る(約1/2)が、その他の性質は似通っている。また、熱処理合金の6000系構造用アルミニウム合金は、0.2%耐力がSS400程度であり、降伏比(0.2%耐力と引張強度の比)は0.86程度、伸びは12%程度で、調質高張力鋼(HT690, HT780)と同程度である。アルミニウム合金は、鋼材に比べ、軽量で耐食性に優れているので、橋梁用制震ダンパーの素材として有望である。3種類のアルミニウム合金

(A5083P-O, A5052P-O, A6061S-T6)を取り上げ、繰り返し弾塑性構成則を開発するための素材実験、およびBRBの性能実験が名城大学で実施されている。得られた主要な知見は以下のようである。

- 1) 丸棒を用いた繰り返し引張—圧縮試験より、鋼材の弾塑性挙動との相違点を明らかにし、鋼材用修正2曲面モデルを3種類のアルミニウム合金に適用できるように修正した(図-5)。
- 2) 鋼製BRBで用いた全体座屈防止条件式(式4)はアルミニウム製BRBにも適用できる。
- 3) 端部リブを溶接したBRBは、表-1の目標性能に達する前に端部リブ溶接止端部の低サイクル疲労により破断した。これは、溶接によりアルミニウム合金の低サイクル疲労強度が大幅に低下すること、および5000系アルミニウムはひずみ硬化が大きく、繰り返し载荷により素材の引張強度近くに達してしまうことによる。
- 4) 端部リブの溶接を回避し、全ての接合をボルト接合した6000系アルミニウムBRB^{A.51)}(図-6)は表-1の目標性能をほぼ満足する。
- 5) 鋼材と同様、式(3)の低サイクル疲労照査式は安全側にあり、Manson-Coffin則とMiner則を組み合わせた、より合理的な低サイクル疲労照査式が提案されている(次節参照)。

一方、アルミ製SPDに関しては、3000系(3003-O)および6000系(6061-O)アルミニウムの建築用重層フレーム構造への適用^{F.1),F.2)}に関する研究が行われ、一定の効果があることが示されている。

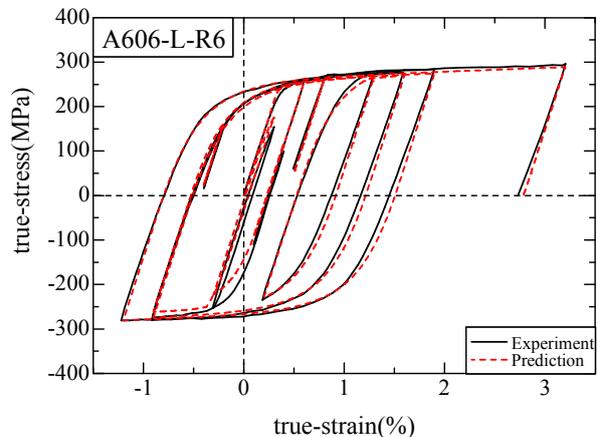


図-5 アルミ合金A6061S-T6の繰り返し引張—圧縮実験^{E.3)}

(6) 高機能制震ダンパーの設計ガイドライン

[高機能 BRB の設計ガイドライン]

高機能 BRB は次に示す要求性能を満たさなければならない。

- 1) BRB (芯材と拘束材) の全体座屈の防止. 2) 拘束材内部での芯材の局部変形による BRB の耐力低下の防止

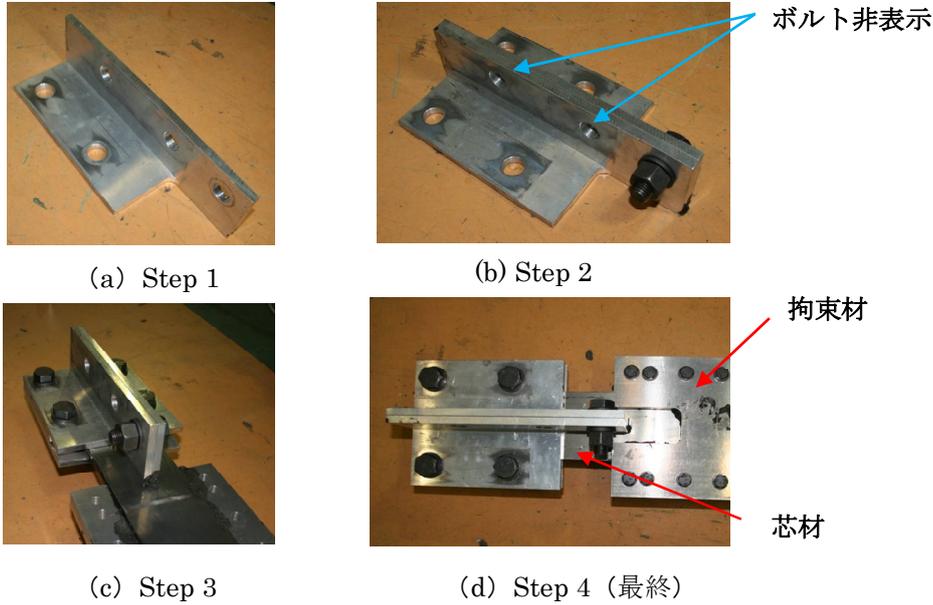


図-6 ボルト接合アルミニウム製 BRB 供試体端部の組み立て E.5)

- 3) 必要変形性能の確保. 4) 必要低サイクル疲労性能の防止. 5) 拘束材の強度確保 6) 長期間にわたる耐久性の確保. 7) 主構造との接合部の強度確保

(解説)

- 1) BRB の全体座屈は次式で与えられる条件を満たせば防止可能である C.10).

$$v_F = \frac{1}{\frac{P_y}{P_E^R} + \left(\frac{P_y L}{M_y^R}\right) \cdot \frac{a+d+e}{L}} \geq 3.0 \quad (4)$$

ここで、 v_F = 安全係数、 P_E^R = 拘束材のオイラー座屈荷重、 M_y^R = 拘束材の降伏モーメント、 P_y = ブレース材 (芯材) の降伏軸力、 L = 拘束材の長さ、 a = BRB の最大初期たわみ、 d = 拘束材とブレース材の隙間、 e = 軸圧縮力の偏心量である。式 (4) の右辺は、 $a=L/1000$ とし、他の全ての量を公称値 (材料定数) および設計値 (L, d, e および全ての断面寸法) を用いて算定する。なお、自重の影響が大きいときは自重による部材中央のたわみを a に加える。式 (4) は拘束材の初期降伏を限界状態として算定されたものであるが、アルミニ

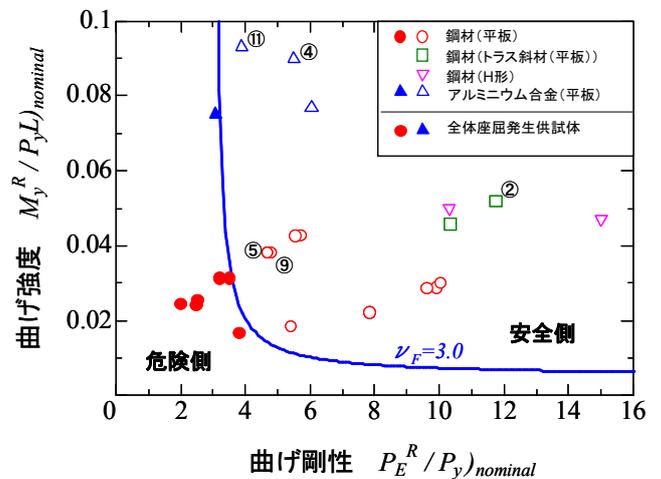


図-7 全体座屈防止条件と実験結果 (○の中の数値は同一供試体の個数)

ウム合金には明確な降伏点がないため、降伏軸力 P_y および降伏モーメント M_y^R を算定する際の降伏応力には 0.2%耐力 ($\sigma_{0.2}$) を用いる。

図-7は過去に名城大学, 名古屋大学で行われた鋼製およびアルミニウム合金製 BRB の性能実験結果(一部は, トラス斜材に組み込んだ BRB) をまとめたものである。図中の曲線が式 (4) に相当する曲線, 塗りつぶした点は全体座屈が生じた供試体, 白抜きの点は全体座屈が生じなかった供試体を示す。この図より, 式 (4) による全体座屈防止の判定は妥当なものであることが分かる。

- 2) ブレース材は拘束材の隙間で高次のモードで変形してエネルギー吸収を行うため, 隙間が大き過ぎると軸圧縮力が軸引張力に比べ低下する現象が生ずる。次式を満足すれば圧縮側の耐力は引張側の耐力の 95%を保持できる。

$$d \leq 0.7r \quad (5)$$

ここで, d = 隙間量, r = ブレース材の弱軸回りの断面 2 次半径 (平鋼の場合は $r = t/\sqrt{12}$) である。

- 3) 変形性能については, 式(1), (2) (ϵ_u, γ_u は表-1 の限界値) を満足しなければならない。
 4) 低サイクル疲労性能については, 式 (3) ($CID)_{lim}$ は表-1 の限界値) を満足しなければならない。但し, 1 回のレベル 2 地震動に対してのみ応答値 (累積塑性変形 CID) を算定した場合は, CID は算定値を $3 \times 1.5 = 4.5$ 倍する。なお, 低サイクル疲労照査は 4.3 節の方法によっても良い。
 5) ブレース材は, 拘束材の内部で高次のモードで変形するため, 拘束材にはブレース材から接触力が作用しそれがフープ応力となり, 拘束材を集成する高力ボルトは引張力を受けることとなる。これについては引張ボルト接合の設計式が準用できる。BRB の部材長方向の単位長さの接触力 \bar{q}_c (kN/mm) の大きさの推定式は, 次式で与えられるので, これを基にボルトの設計を行う。

$$\frac{\bar{q}_c \cdot L}{P_y} = \left(0.00572 \frac{L}{r} - 0.494 \right) \cdot \frac{d}{r} + 0.171 \quad (6)$$

ただし, $d/r \leq 0.7, L/r \leq 550$

ボルトの許容軸力を P_a , ボルトピッチを s とすると, 図-1 のような BRB では高力ボルトが 2 列あるので, 照査は次式で行う。

$$\bar{q}_c \cdot s \leq 2P_a \quad (7)$$

- 6) 高機能 BRB は長期間風雨にさらされた状態で使用されるため, 雨水, 飛来塩分等に対する鋼材の耐腐食性, アンボンド材の経年劣化 (硬化) が問題となる。耐腐食性に関しては, 鋼材よりもアルミニウム合金の使用が有利になる。
 7) BRB は取り付け, 取り替えが容易にできるなどの構造的な特徴を有する必要がある。また, BRB を接合し, 主構造に組み込むためのガセット接合部の適切な強度と剛性を確保する必要がある。作用モーメント M_J , 作用軸力 P_{max} に対して, ガセットが弾性を維持し, 安定して BRB を支持するための照査式は次式のようなものである。

$$\frac{P_{max}}{G P_y} + \frac{M_J}{G M_y} < 1.0 \quad (8)$$

$$M_J = \frac{P_{max} \cdot \xi L \cdot \theta_j}{1 - P_{max}/P_e} \quad (9)$$

$$\theta_j = \frac{e}{L(1-2\xi)} + \theta_b \tag{10}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_j}{(2\xi L)^2} \tag{11}$$

ここで、 $M_j=P\Delta$ 効果を考慮して求められた作用モーメント、 P_{max} =制震ブレースに作用する軸力の最大値（ $1.9P_y$ 程度。ここに、 P_y は公称値および設計値で計算した降伏軸力）、 ξL =接合部長さ、 $L=BRB$ の全長、

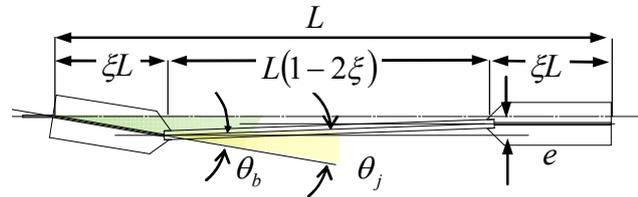


図-8 BRB とガセットに生じる面外変形^{G2)}

θ_j =接合部の初期不整による角度（図-8）、 θ_b =ガセットの主構造への施工不整による取付け角度（ $\approx 1/100$ ）、 e =相対する BRB 接合部先端

の相対ずれ（ $\approx L/1000$ ）、 P_e =ガセット接合部のオイラー座屈荷重、 EI_j =ガセット接合部の曲げ剛性、 ${}_G P_y$ =ガセットの降伏軸力、 ${}_G M_y$ =ガセットの降伏モーメントである。 EI_j 、 ${}_G P_y$ および ${}_G M_y$ は、ガセット補強リブの有無によって異なり、ガセットの形状や補強リブのサイズを基に FEM 等により算定することになる^{G2)}。なお、式(8)は文献^{G2)}の提案式に、軸力の項（左辺第一式）を追加したものである。

[高機能 SPD の設計ガイドライン]

高機能 SPD は次に示す要求性能を満たさなければならない^{A2)}。

- 1) SPD 全体の面外座屈の防止。 2) せん断座屈による耐力低下の防止 3) 必要変形性能の確保
- 4) 必要低サイクル疲労性能の防止。 5) 長期間にわたる耐久性の確保。 6) 主構造との接合部の強度確保

(解説)

- 1) フランジおよび補剛材によって SPD の面外変形が拘束されているので SPD 全体の面外座屈は通常起こらないと考えられるが、ウェブ長さ a が非常に大きい場合には検討の必要がある。
- 2) SPD がせん断座屈を起こすとピンチング現象が生じ復元力特性が非常に複雑となってモデル化が困難になること、および過度の座屈変形は板パネルの低サイクル疲労による亀裂の発生の要因になることからせん断座屈は極力防止するように設計するのがよい。そのために、SPD の板パネルの幅厚比制限、および補剛材がある場合は必要剛比を設定する必要がある。

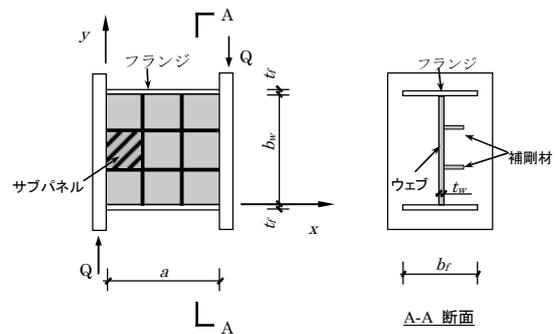


図-9 せん断パネルダンパー (SPD)

板パネルが縦横共等間隔に等本の同一補剛材で補剛された SPD (図-9) に関しては次の提案がある^{A2)}。

(a) SPD は次に示すパラメータの範囲で使用するのが良い。

$$\begin{aligned} R_w &\leq 0.3 \\ t_f / t_w &\geq 4.0 \\ 0.5 &\leq \alpha \leq 1.5 \end{aligned} \tag{12}$$

ここで、

$$R_w = \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\tau_y}{k_s \pi^2 E}} \quad (13)$$

$$k_s = \begin{cases} (n_L + 1)^2 (5.35 + 4/\alpha^2), & \alpha \geq 1 \\ (n_L + 1)^2 (5.35/\alpha^2 + 4), & \alpha < 1 \end{cases} \quad (14)$$

ここに、 b_w =ウェブ板幅、 t_w =ウェブ厚、 t_f =フランジ厚、 n_L =ウェブ板の長さ方向 (x 方向) の補剛材本数で、幅方向の補剛材本数 n_T と等しい、 $\alpha=a/b$ 、 a =板の長さ、 τ_y =せん断降伏応力である。

(b) 補剛材剛比 γ_s は、弾性座屈理論から求められた最適剛比 γ_s^* の 3 倍以上とする。

$$\gamma_s^* = \left(\frac{23.1}{n_L^{2.5}} - \frac{1.35}{n_L^{0.5}} \right) \frac{(1 + \alpha^{3/n_L - 0.3})^{2n_L - 1}}{1 + \alpha^{5.3 - 0.6n_L - 3/n_L}} \quad (15)$$

ここに、 I_s =補剛材の断面 2 次モーメント (軸は、片側補剛材の時はウェブ板の表面、両側補剛材の時はウェブ板の中央面にとる) である。

(c) 補剛材の幅厚比は補剛材幅厚比パラメータが 0.5 以下になるようにする。

3) 変形性能については、式 (2) (γ_u は表-1 の限界値) を満足しなければならない。

4) 低サイクル疲労性能については、式 (3) ($CID)_{lim}$ は表-1 の限界値) を満足しなければならない。但し、1 回のレベル 2 地震動に対してのみ累積塑性変形 CID を算定した場合は、 CID は算定値を 4.5 倍する。

[累積疲労損傷度に基づく BRB の低サイクル疲労照査ガイドライン]

BRB の低サイクル疲労照査は累積塑性変形に基づく照査 (式 (3)) に替えて累積疲労損傷度に基づく照査によっても良い。

(解説)

累積疲労損傷度に基づく低サイクル疲労照査は、Manson-Coffin 則 (一定ひずみ範囲に適用) に Miner 則 (変動ひずみ範囲に適用) を用いて求めた次式によって照査を行う^{C.11)}。

$$D = C \cdot \sum_{i=1}^{nc} (\Delta \varepsilon_i)^m < 1.0 \quad (16)$$

ここに、 D =累積疲労損傷度、 C, m =定数 (表-2)、 $\Delta \varepsilon_i$ ($i=1 \sim nc$) =ひずみ範囲 (図-10)、 nc =全サイクル数である。式 (16) の D が 1.0 に達すれば、理論上、低サイクル疲労破壊が生ずることとなる。

式 (3) の CID による照査法は、式 (16) の D に基づく照査法に比べ 2 重に安全側になっている^{C.11)}。すなわち、

- 1) $m=1.0$ と置いたことにより、損傷に寄与するのは大きなひずみ振幅であるという実験的事実を無視している。
- 2) 限界累積塑性変形より小さい許容累積塑性変形 $(CID)_{lim}$ を限界値として照査を行っている。すなわち、 $(CID)_{lim}$ は必ずしも

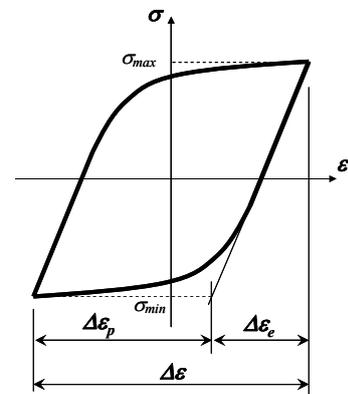


図-10 ひずみ範囲の定義

BRB の破断時の累積塑性変形を表しているわけではない。

参考までに式 (16) の元となる鋼製およびアルミニウム合金製の BRB の低サイクル疲労曲線(Manson-Coffin 則)を図-11 に示す。この曲線は一般に次式で表される。

$$\Delta\varepsilon \cdot (N_f)^k = \bar{C} \quad (17)$$

ここで、 N_f は低サイクル疲労寿命 (サイクル数)、 \bar{C}, k は定数 (表-2) であり、 $k=1/m$ 、 $\bar{C}=C^{-k}$ である。この図より次のことが分かる。

- 1) 鋼製 BRB は、端部リブ溶接止端部の仕上げを施すことにより、比較的小さいひずみ範囲領域の低サイクル疲労寿命を向上できる。
- 2) アルミニウム合金 BRB は、アーク溶接によって、BRB の低サイクル疲労寿命が大幅に低下する。
- 3) アルミニウム合金 BRB は、鋼製 BRB に比べ、高ひずみ範囲での低サイクル疲労寿命は小さいが、低ひずみ範囲では大きい。
- 4) 鋼製 BRB に対しては溶接部の仕上げ、アルミニウム製 BRB に対しては素材に 6000 系アルミニウムを使用して溶接接合を避けボルト接合により BRB を組み立てるのがよい。

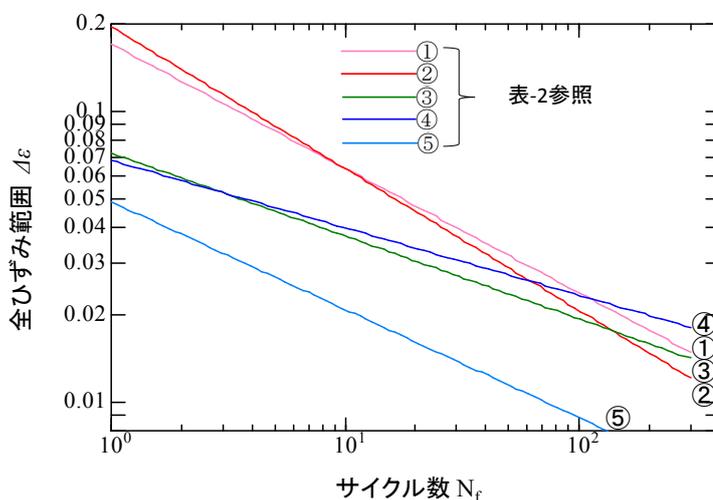


図-11 BRB の低サイクル疲労曲線^{E.5)}

表-2 BRB の低サイクル疲労曲線^{E.5)} (式(16),(17)の定数)

	式(16)		式(17)	
	m	C	$k=1/m$	$\bar{C}=C^{-k}$
鋼製 (SM400A)				
①端部リブ溶接止端部仕上げ無し	2.05	28.2	0.488	0.196
②端部リブ溶接止端部仕上げ有り	2.34	61.7	0.428	0.171
アルミニウム合金製 (A6061S-T6)				
③端部リブボルト接合 ずれ止め溶接 (溶接有り)	3.51	1.03×10^4	0.285	0.072
④端部リブボルト接合 ずれ止め無し (溶接無し)	4.31	1.08×10^5	0.232	0.068
アルミニウム合金製 (A5083P-O)				
⑤端部リブ溶接 ずれ止め有り (溶接有り)	2.70	3.44×10^3	0.371	0.049

2. アルミを制震構造に適用することの可能性

BRB 単体の性能に関しては、1章で概観したように十分な研究成果があり、鋼製 BRB に匹敵する性能を有する BRB の製作も可能である。ただし、BRB の主構造への取り付け構造に関しては、異種金属接触腐食の防止対策ができるかどうか Key となる。

一方、SPD については研究が殆ど行われていないため、これからの研究が待たれる。いずれにしても、鋼に比べ、コストが2~4倍というハンディを克服できるだけのメリットを見いだすことが必要である。

3. 可能な場合の具体的な内容

BRB として最も適するアルミ合金は現在の所 A6061S-T6 である。しかし、溶接によりアルミ BRB の低サイクル疲労強度は著しく低下する。そのため、溶接をしない全ボルト接合アルミ BRB (素材：A6061S-T6) が開発され鋼製 BRB と同程度の性能を持つことが実証されている。

また、現在用いられている累積塑性変形 CID による照査に代わり、累積疲労損傷度 D により、より正確に低サイクル疲労照査を行うことが可能で、より経済的な設計ができる。そのために、疲労寿命予測式を実験から求める必要がある。

4. 実用化に向けた研究課題

- (1) 溶接をしないアルミ制震ダンパーの開発。例えば、ボルト接合、押し出しによる成形。
- (2) 鋼部材への取り付け構造
- (3) 異種金属接触腐食の防止対策
- (4) アルミ制震ダンパー付橋梁の優位性の検証
- (5) アルミ製 SPD の開発研究
- (6) 制震ダンパーとして望ましい性質^{注)}を有するアルミ合金の製作
- (7) アルミ製制震ダンパー設計・製作ガイドラインの作成

- ^{注)} ①繰り返しひずみ硬化の影響があまり大きくない、あるいは大きくても 早めに定常状態に達してそれ以降応力上昇がない。
②降伏比 (0.2%耐力と引張強度の比) が小さい。
③伸び能力が大きい。

5. 実現が見込まれる課題の研究計画

アルミ BRB については、研究が十分行われており、実現の見通しが最も高い制震ダンパーである。次に有望なアルミ製ダンパーは SPD であり、これについては以下のような観点からの実験的、解析的研究が望まれる。

- 1) 押し出し成形により、溶接を用いない H 型形状 SPD ダンパーを製作する。
- 2) 素材は、A6061S-T6
- 3) 繰り返し載荷実験および低サイクル疲労実験により、高機能鋼 SPD と同程度の性能を持つ SPD の形状を見いだす。
- 4) 実験結果を説明できる数値解析手法を見だし、多様な形状の高機能 SPD を開発して設計ガイドラインを提案する。
- 5) アルミ SPD を実橋梁に設置し、地震応答解析により鋼製 BRB との性能比較を行い、アルミ SPD の優位性を実証する。

研究期間は 2 年程度が見込まれる。

参考文献

【A. 耐震・制震一般】

- A.1) 宇佐美勉編著, 日本鋼構造協会編(2006): 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 技報堂出版。
- A.2) 宇佐美勉(2007): 高機能制震ダンパーの開発研究 (特別講演), 第 10 回地震時保有耐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, 土木学会, pp.11-22, 2007.6.
- A.3) 土木学会(2008): 鋼・合成構造標準示方書 【耐震設計編】, 丸善
- A.4) 土木学会(2012): 交通ネットワークを支える免震と制震の技術, 丸善, 2012.6.
- A.5) 日本道路協会(2012): 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 丸善

【B. シナリオ型地震動・余震】

- B.1) 武村雅之(1999)：余震による揺れ，なみふる（日本地震学会広報誌），No.13.
- B.2) 原田隆典，野中哲也，王 宏沢，岩村真樹，宇佐美勉（2009）：震源断層近傍における上路式鋼トラス橋の応答特性，構造工学論文集，Vol.55A，pp.573-582.
- B.3) 児玉喜秀，原田隆典，野中哲也，中村真貴，宇佐美勉（2011）：逆断層近傍における上路式鋼トラス橋の応答特性，構造工学論文集，Vol.57A，pp.454-466.
- B.4) 児玉喜秀，原田隆典，野中哲也，中村真貴，宇佐美勉（2012）：震源断層近傍における鋼アーチ橋の応答特性と耐震補強法，構造工学論文集，Vol.58A，pp.436-447.
- B.5) 馬越一也，葛 漢彬，本橋英樹，野中哲也（2014）：断続的な余震を受ける長大斜張橋の応答特性，第27回応用力学シンポジウム，琉球大学.

【C. 鋼製 BRB】

- C.1) 渡邊直起，加藤基規，宇佐美勉，葛西昭(2003)：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.
- C.2) 野中哲也，宇佐美勉，吉野広一，坂本佳子，鳥越卓志(2003)：上路式鋼アーチ橋の大地震時弾塑性挙動及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.
- C.3) 加藤基規，葛西昭，馬翔，宇佐美勉(2004)：二重鋼管型座屈拘束ブレースの繰り返し弾塑性挙動，構造工学論文集，Vol.50A，pp.103-112.
- C.4) 宇佐美勉，加藤基規，葛西昭(2004)：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.
- C.5) 宇佐美勉，葛漢彬，日沖賢治，路志浩，河野豪(2004)：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.
- C.6) Usami, T., Lu, Z., Ge, H.B. (2005): A seismic upgrading method for steel arch bridges using buckling-restrained braces, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, pp. 471-496.
- C.7) 葛漢彬，日沖賢治，宇佐美勉(2005)：鋼アーチ橋に設置した座屈拘束ブレースの応答値，土木学会地震工学論文集.
- C.8) 宇佐美勉，渡邊直起，河村洋行，葛西 昭，織田博孝（2006）：制震ダンパーとしての座屈拘束ブレースの全体座屈，構造工学論文集，Vol.52A，pp.37-48，2006.3.
- C.9) 千田耕大，藤田将之，葛西 昭，宇佐美勉，渡邊直起（2006）：鋼種の異なる座屈拘束ブレースの繰り返し弾塑性挙動，構造工学論文集，Vol.52A，pp.339-347，2006.3.
- C.10) 宇佐美勉，佐藤 崇，葛西 昭（2009）：高機能座屈拘束ブレースの開発研究，構造工学論文集，Vol.55A，pp.719-729.
- C.11) 宇佐美勉，佐藤 崇（2010）：座屈拘束ブレースの低サイクル疲労実験と照査法，構造工学論文集，Vol.56A，pp.486-498.
- C.12) 宇佐美勉，馬越一也，齊藤直也，野中哲也（2010）：鋼橋の耐震解析におけるブレース材のモデル化，構造工学論文集，Vol.56A，pp.381-392.
- C.13) 織田博孝，宇佐美勉（2010）：既設 H 形ブレース材の制震ダンパー化に関する基礎的実験，構造工学論文集，Vol.56A，pp. 499-510.
- C.14) Chen, X.Q. Ge, H.B, Usami, T.(2010) :Seismic demand of buckling-restrained braces installed in steel arch bridges under repeated earthquakes, *Journal of Earthquake and Tsunami*, vol.5, No.2, pp.119-150.
- C.15) 舟山淳起，王春林，宇佐美勉（2011）：溶接部の仕上げによる鋼製 BRB の低サイクル疲労性能向上効果，構造工学論文集，Vol.57A，pp.565-578.

【D. 鋼製 SPD】

- D.1) 谷 一成，佐合 大，谷中聡久，小池洋平，鶴野禎史，姫野岳彦(2006)：低降伏点鋼板を用いたせん断パネル型制震ストッパーの研究，第9回地震時保有耐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，土木学会，pp.247-252，2006.2.
- D.2) Chen, Z., Ge, H. B. and Usami, T.(2006): Numerical Study on Development of Hysteretic Model for Stiffened Shear Panel Dampers, *J. of Struct. Eng., JSCE*, Vol.52A, pp.573-582,
- D.3) Chen, Z., Ge, H. B. and Usami, T. (2006): Hysteretic model of stiffened shear panel dampers, *J. of Struct. Eng., ASCE*, Vol.132, No.3, pp.478-483.
- D.4) Chen, Z., Ge, H. B. and Usami, T. (2007): Study on seismic performance upgrading for steel bridge structures by introducing energy-dissipation members, *J. of Struct. Eng., JSCE*, Vol.53A, pp.573-582.

- D.5) Chen, Z.Y., Ge, H.B., Kasai, A. and Usami, T. (2007): Simplified Seismic Design Approach for Steel Portal Frame Piers with Hysteretic Dampers, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 36, No. 4, pp. 541-562.
- D.6) 劉 陽, 青木徹彦, 高久達将, 福本嘸士(2007): 低降伏点鋼せん断パネルダンパーの繰返し載荷実験, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.560-567
- D.7) Chen,Z.Y., Ge, H.B. and Usami T. (2008): Analysis and Design of Steel Bridge Structures with Energy Absorption Members, *Int. J. of Advanced Steel Construction*, Vol.4, No.3, pp.173-183.
- D.8) 小池洋平, 谷中聡久, 宇佐美勉, 葛 漢彬, 尾下里治, 佐合 大, 鶴野禎史(2008): 高機能補剛せん断パネル型ダンパーの開発に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.372-381
- D.9) 小池洋平, 谷中聡久, 尾下里治, 春日井俊博(2008): せん断パネル型ダンパーを用いた鋼上路アーチ橋の耐震性向上に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.382-393.
- D.10) Ge, H.B., Chen, X., and Matsui, N. (2011): Seismic Demand on Shear Panel Dampers Installed in Steel Framed Bridge Pier Structures, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.15, Issue 3, pp.339-361.
- D.11) 葛 漢彬, 金子恵介, 宇佐美勉 (2010) :高機能補剛せん断パネルダンパーの繰返し弾塑性挙動と復元力モデルに関する研究, 構造工学論文集, Vol.56A, pp. 522-532.

【E. アルミ製 BRB】

- E.1) 宇佐美勉, 倉田正志, 佐藤 崇, 葛西 昭, 萩澤亘保 (2009) : 構造用アルミニウム合金の繰返し弾塑性構成則, 土木学会論文集 A, Vol. 65, No. 4, pp.980-993.
- E.2) 佐藤 崇, 宇佐美勉, 倉田正志 (2010) : 構造用アルミニウム合金 BRB の性能実験と解析, 土木学会論文集 A, Vol. 66, No. 2, pp.356-367.
- E.3) 倉田正志, 宇佐美勉 (2011) : 3種類の構造用アルミニウム合金の繰返し弾塑性構成則の開発と BRB の挙動解析への適用, 構造工学論文集 Vol.57A, pp.579-582.
- E.4) Usami T., Wang C.L. and Funayama J. (2012): Developing High-performance Aluminum Alloy Buckling-Restrained Braces Based on Series of Low-cycle Fatigue Tests. : *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.41, pp.643-661
- E.5) 舟山淳起, 今瀬史晃, 宇佐美勉, 王春林 (2012) : アルミニウム合金製 BRB の低サイクル疲労特性, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.58A, pp.448-458
- E.6) Wang, C.L., Usami, T. and Funayama, J. and Imase, F. (2012): Evaluating the Influence of Stoppers on the Low-Cycle Fatigue Properties of High-Performance Buckling-Restrained Braces, *Engineering Structures*, Vol.41, pp. 167-176.
- E.7) Wang, C.L., Usami, T. and Funayama, J. and Imase, F. (2013): Low-cycle fatigue testing of extruded aluminum alloy buckling-restrained braces, *Engineering Structures*, Vol.46, pp. 294-301.

【F. アルミ製 SPD】

- F.1) Rei, D.C. and Wallace, B.J.(1998): Aluminum Shear-Links for Enhanced Seismic Resistance, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, 315-342
- F.2) De Matteis, G. Mazzolani, F.M. and Panico, S.: Pure Aluminum shear panels as dissipative devices in moment-resisting steel frames, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36, 841-859

【G. BRB と主構造の取り付け構造】

- G.1) 渡辺孝一, 山口亮太, 吉川瑛人 (2010) :繰返し軸力を受ける高機能座屈拘束ブレースとガセットの面外挙動に関する実験的検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.56A, pp.511-521.
- G.2) 渡辺孝一, 吉川瑛人, 山口亮太, 児玉佳大 (2011) : 高機能座屈拘束ブレースを接合するガセットの設計と終局挙動, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.57A, pp.551-564.

【H. 波形鋼板制震ダンパー】

- H.1) 清宮 理, 河野博通, 加藤さやか(1999) : 波形鋼板を用いた沈埋トンネルの柔継手の効果, 構造工学論文集, Vol.45A, 1999.3.
- H.2) 頭井 洋, 大谷 修, 岡本安弘(2002) : エネルギー吸収型連結装置としての鋼製バローズの力学特性, 鋼構造論文集, 第9巻, 第34号, 2002.6.
- H.3) 宇佐美勉, 山崎伸介, 森 翔吾, 野呂直以, 今瀬史晃, 野中哲也(2014): 座屈拘束波形鋼板 (BRRP) ダンパーの繰返し弾塑性挙動, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.335-348
- H.4) 加藤弘務, 宇佐美勉, 山崎伸介, 森 翔吾, 野呂直以, 葛 漢彬(2015) : 実物大 BRRP 制震ダンパー開発のための基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.61A, pp.211-223, 2015.3.

1 現状の概観

(1) 鋼製ベローズダンパー

従来のレベル2地震に対する制震デバイスはSPDに代表される高強度高剛性あるいは免震支承に代表される低強度低剛性の荷重変位特性を有するものが主流である。

エネルギー吸収部材として機能する鋼製ベローズダンパーは、図-1に示すように隣接する二つの主桁間あるいは主桁と橋脚・橋台間に設置され、中強度・中剛性から高強度・高剛性の制震デバイスとして利用できる^{1),2)}。橋軸と橋軸直角の2方向の制震性能を期待できること、比較的小型軽量で低コストであることが特徴である。ベローズに期待する制震機能はレベル2地震動時に桁の最大変位を安価な伸縮継手で吸収可能な範囲に抑えることにある。これまでの研究により、ベローズの材料強度や寸法より降伏強度と降伏変位を求める設計式、1自由度近似可能な橋に対し目標の最大変位を与えれば非線形変位応答スペクトルに基づきベローズの必要降伏強度を推定する方法、桁の温度伸縮により生じるベローズ変形を弾性範囲内にする要件よりベローズの降伏変位を決定する方法などのベローズの設計法が提案されている。本節では、これらの設計式および非線形有限要素解析による数値計算によりベローズ材料としてアルミ合金を使用した場合について鋼を用いた場合と比較・検討し、アルミ合金製ベローズの適用性を論じる。

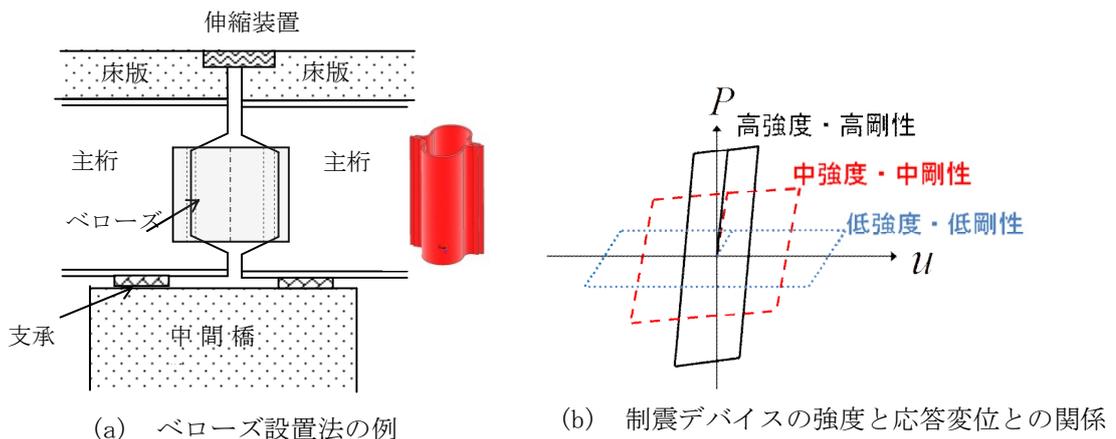


図-1 ベローズ設置法の例と制震デバイスの強度と応答変位との関係

(2) 鋼製ベローズの設計法概観

履歴型制震ダンパーに要求される性能および要求性能の照査法については、2.1節(2)に述べられている。

鋼製ベローズにはこれらの要求性能に加え以下の要求性能が求められる。

- 1) 常時の桁の温度伸縮に伴い鋼製ベローズに疲労損傷が生じない。
- 2) 常時の交通荷重により鋼製ベローズに疲労損傷が生じない。
- 3) レベル1地震動により、ベローズに損傷が生じない（取り換え可能なので必須ではない）。
- 4) レベル2地震動による桁変位を橋軸方向および橋軸直角方向ともに、床版伸縮装置の最大遊間以内に抑え、桁や床版の損傷を防止し、地震後の車両の走行を阻害しない。

1)は、桁の両端にベローズを設置する場合の要求性能で、桁の片端にのみベローズを設置し他端は橋軸方向可動とする場合は要求性能とならない。前者の場合、ベローズの耐用年数の間に桁の温度伸縮に伴いベローズに繰り返し生じるひずみが疲労強度以下であることを照査すればよい。2)も同様に、活荷重により桁やベローズに生じるひずみが疲労強度以下になることを確認すればよい。3)は、レベル1地震動によりベローズに生じる変位を降伏変位以下にすればよく、4)の要求性能を充足させれば自動的に満足することが多い。要求性能4)は、現行の設計法では要求されていない。その理由は、大きな伸縮装置遊間を確保しようとする伸縮装置が大型化し、コスト増、維持管理、走行性、振動・騒音などの問題が生じやすいことと、レベル2

地震動により伸縮装置部で衝突しても落橋等の致命的な被害を引き起こす可能性は低いと考えられているためと思われる。しかし、桁端と橋台間や隣接する2つの橋梁間において衝突が発生した場合、兵庫県南部地震での被災例のように復旧が困難な桁端部の損傷または落橋が発生する可能性がある。これらの懸念を解消し、ペローズの適用により大型の伸縮装置採用の必要はなくなることで伸縮装置部で衝突を避けるためにこの要求性能を設定している。鋼製ペローズの強度・変形特性を算定する計算式として、降伏強度・降伏変位などを求める設計式が提案されている¹⁾。図-2にペローズ諸元を表す寸法変数を示す。設計式は微小変形を仮定し仮想変位の原理を用いて導かれている。

図-3は、ペローズの载荷実験および有限要素解析結果と設計式による荷重変位関係を示す例である。設計式は最初に最大応力が降伏点に達するときの初降伏強度と初降伏変位を与える。FEM解析および実験によると、ペローズに生じる最大応力が降伏点に達する初降伏変位の約2倍の変位まで作用荷重と変位とはほぼ線形関係を保つ。よって、動的解析による耐震性能照査に用いる解析モデルのペローズ設計用降伏変位として、ペローズに生じる最大応力が降伏点に達するときの初降伏変位の2倍を採用している²⁾。

まず、常時の桁温度伸縮に対する設計法の概要を示す²⁾。鋼製ペローズを隣接する桁端部間あるいは桁と橋台あるいは橋脚間とを連結する場合、桁に設計伸縮量を超える伸縮量が生じたとしても、ペローズの剛性は桁の軸剛性に比べ十分小さいので、桁や床版に強度上の問題は生じない。気象庁のデータによると1年間にわたる1日の最高気温と最低気温の差(全振幅)は日本国内では16℃を超えることはまれである。したがって、温度振幅として片振幅10~15℃(全振幅20~30℃)程度を考えこの温度伸縮に対する桁の伸縮量以上にペローズの設計降伏変位を設定すれば、常時の桁の温度伸縮に起因する鋼製ペローズの疲労損傷は生じないと考えられる。温度変化量を片振幅10℃とした場合、有効桁長10mで2mm弱の、有効桁長40mで5mm弱以上にペローズ設計降伏変位を設定すれば、日ごとの桁温度伸縮に対してペローズは弾性範囲内で挙動する。ただ、年1回の頻度ではあるが真夏の最高気温と真冬の最低気温との差は全振幅で40℃程度になり、桁の温度伸縮に起因して鋼製ペローズに生じる応力は少し弾性範囲を超えることから、この繰り返しが日ごとの桁温度伸縮の疲労強度におよぼす影響を別途疲労実験により検証する必要がある。

つぎに、十分な制震効果を期待するために必要なペローズの降伏強度の設定法の概要を示す²⁾。対象橋梁を両端が橋台で支持された単純桁一連あるいは連続桁一連に限定し、上部構造の地震時水平慣性力はペローズのみで負担すると仮定すれば、対象モデルを図-4に示す履歴型非線形ばねで支持された1自由度で近似することができる。1自由度系では、非線形ばね系であっても、非線形ばねの降伏強度と重量比 P_y/W をパラメータにした最大変位応答に関する非線形変位応答スペクトルは、質量の大きさに関係なく同じ応答スペクトルが得られる。図-5が、地盤種別IIのレベル2地震動のType II標準地震波3波を用いて計算した非線形変位応答スペクトルである。太線は3波の平均値である。桁長40mまでの弾性周期は、0.3秒以下になることが多いので、図-5より、ペローズの降伏強度と重量比 P_y/W を0.3~0.4以上にすれば、桁長40mまでの最大変位応答を10cm以下にできる。桁長40mまでの単純桁の1主桁の上部構造重量は1000~1200kNになるので、主桁端部ペローズ1組の必要降伏強度は150~180kN以上にすればよい。

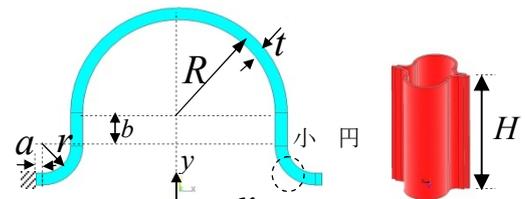


図-2 ペローズ諸元を表す寸法

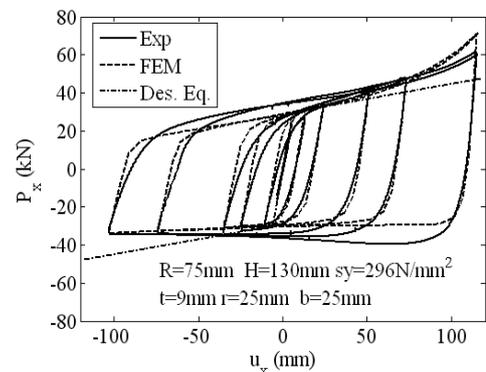


図-3 荷重変位関係の実験結果と解析結果の比較

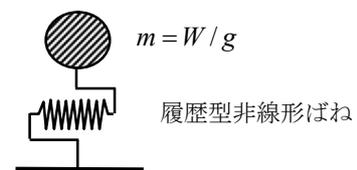


図-4 履歴型非線形ばね1自由度系モデル

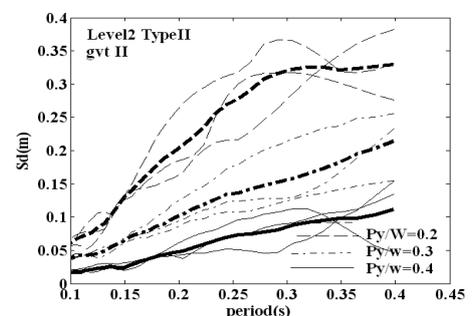


図-5 非線形変位応答スペクトル
レベル2地震動 Type II II種地盤

2 ベローズへのアルミ合金適用可能性

(1) 設計式による降伏強度と降伏変位

ベローズの降伏強度と降伏変位とをベローズ寸法と材料降伏強度より求める設計式を用いて、アルミ合金製ベローズの寸法諸元を変化させ、降伏強度と降伏変位を求める。アルミ合金として普通鋼と同程度の強度を持ち、鋼材と類似した応力ひずみ関係を有する6061S-T6材（降伏点 288N/mm^2 ）を用い、SM400とSM570の鋼材材料と比較する。降伏強度 $50\sim 400\text{ kN/100mm}$ 、降伏変位 $2\sim 10\text{ mm}$ の範囲となるように、ベローズの大円半径と小円半径、板厚を変化させた。大円半径 R と小円半径 r の和である $R+r$ を $80, 100, 120\text{ mm}$ と一定に保ちつつ大円半径 R を 5 mm 間隔で変化させている。板厚は $12\cdot 16\cdot 19\cdot 22\cdot 25\text{ mm}$ の5通りに変化させた。図-2の大円部と小円部間の直線部長さ b はゼロとした。 b を大きくすれば、降伏変位は大きくなり降伏強度は小さくなる。降伏変位とベローズ寸法との関係を図-6に、ベローズ高さ 100 mm 当たりの降伏強度とベローズ寸法との関係を図-7に、ベローズ高さ 100 mm 当たりの重量とベローズ寸法との関係を図-8に示す。横軸はすべて大円半径 R を表す。材料の違いを色で表示し、赤色がアルミ合金6061S-T6材を、黒色がSM400鋼材（降伏点 300N/mm^2 ）、青色がSM570鋼材（降伏点 500N/mm^2 ）を表す。板厚は厚いほど太い線で表した。当然のことながら、板厚が薄くなるとベローズの降伏変位は大きくなり、降伏強度は小さくなる。これらの図より、大円半径 R と小円半径 r の和である $R+r$ を一定の条件のもとで大円半径 R を変化させても、ベローズの降伏変位や降伏強度の変化は小さいことがわかる。 $R+r$ を大きくするほどベローズの降伏変位は大きくなり、降伏強度は小さくなる。

図-6より、アルミ合金は、鋼材に比べ同じ降伏変位を有するベローズを一回り小さいサイズで実現できる。図-7より、アルミ合金は、鋼材に比べ同じ降伏強度を有するベローズをほぼ同じ寸法ないし一回り小さいサイズで実現できる。

図-8に示すように、アルミ合金の比重は鋼材の $1/3$ なので、同じ大きさの降伏変位や降伏強度を有するアルミ合金ベローズの重量は、鋼製ベローズ重量の $1/2\sim 1/4$ に軽量化できる。ベローズ一組片側当たりの重量は数 kg となるので、片手で簡単に持つことができ現場施工性に優れているといえる。アルミ合金は鋼材と比べ高価であるが、必要重量が小さいことから製作費用の面でも価格競争力があると期待できる。

(2) 非線形静的FEM解析によるひずみ最大値とひずみ分布

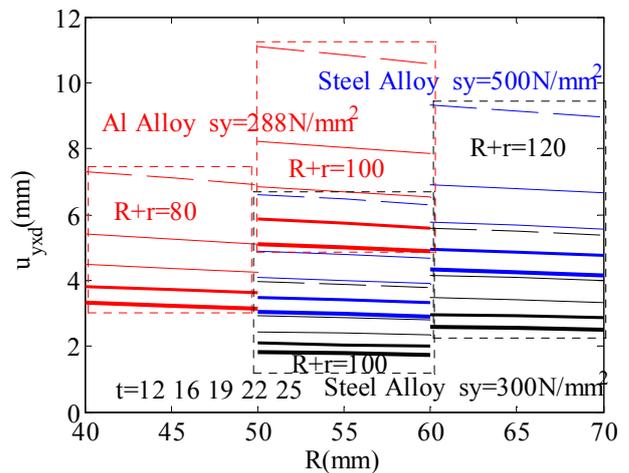


図-6 設計式によるベローズ降伏変位とベローズ寸法の関係

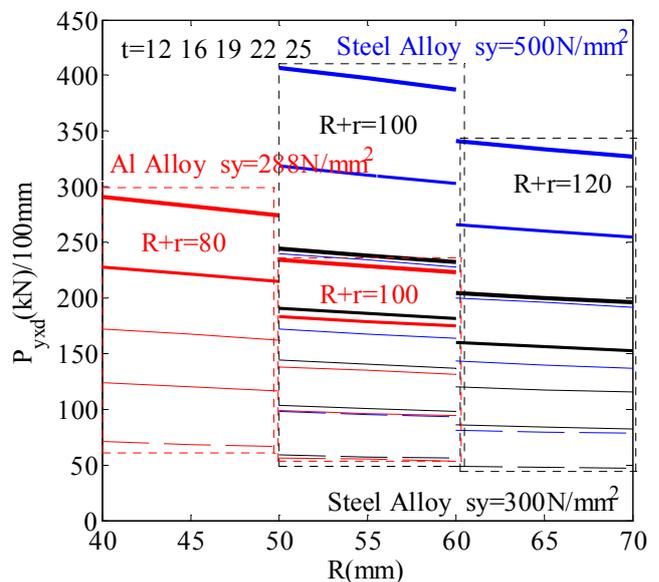


図-7 設計式による高さ 100 mm 当たりベローズ降伏強度とベローズ寸法の関係

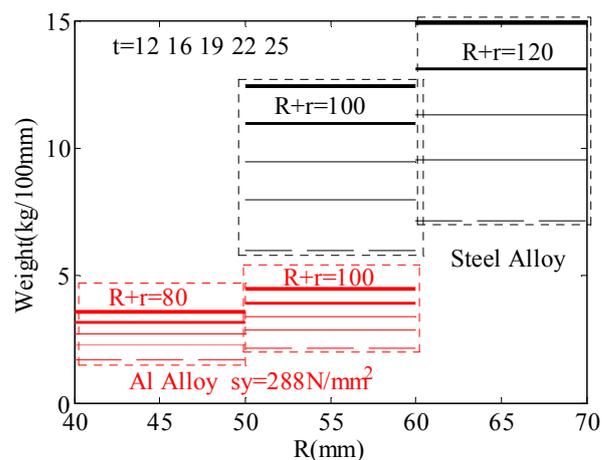


図-8 高さ 100 mm 当たりのベローズ重量とベローズ寸法の関係

鋼板を曲げ加工する鋼製ペローズでは板厚を変化させるテーパ加工は難しいが、押し出し加工を用いるアルミ合金製ペローズではテーパ加工は容易である。図-9に示す二つのアルミ合金製ペローズに x 軸方向に一定値の変位を与え、ペローズを変形させた際に生じるひずみ分布を調べる。二つのモデルともに大円半径 R と小円半径 r の両方を 50mm 、大円部と小円部間の直線部長さ b を 10mm とする。板厚を 16mm 一定とした板厚一定モデルと大円中央部と小円固定端部とで最大板厚 16mm 、直線部で最小板厚 12mm と板厚を変化させ円筒部にテーパを設けた板厚変化モデルの2種のモデルを用いる。2次元平面ひずみ要素を用い、材料の降伏点を $288\text{N}/\text{mm}^2$ とする。バイリニア移動硬化則に基づく材料非線形と幾何学非線形の両方を考慮している。

図-10に引張り変形 30mm 時の、図-11に圧縮変形 30mm 時の x 方向ひずみ分布を示す。引張り変形時圧縮変形時ともに、板厚一定モデルに比べ板厚変化モデルのひずみ集中領域は大きく広がっていること、最大および最小ひずみの値は $30\sim 40\%$ 程度小さくなっていることがわかる。図-12には、二つのモデルのFEM解析より得られた荷重変位履歴曲線と設計式より得られる荷重変位関係をを示す。設計式では、板厚を 16mm および 15mm とし一定板厚としている。図-12より、テーパを設けたペローズの荷重変位関係が描く履歴曲線は 16mm 一定板厚に比べ少し荷重は小さくなりループが描く面積もやや小さくなるもののほぼ同等のエネルギー吸収効果を有するといえる。また、板厚を 15mm とした設計式が与える荷重変位の骨格曲線はFEM解析より得られるテーパを設けたペローズの荷重変位履歴曲線より安全側のやや小さい荷重を与えることがわかる。これらのことから、ひずみの値が小さい部分の板厚を薄くしテーパを設けることにより、荷重変位履歴をそれほど変化させることなく、より効率的にエネルギー吸収を行え、最大最小ひずみの値を大きく低減できるといえる。

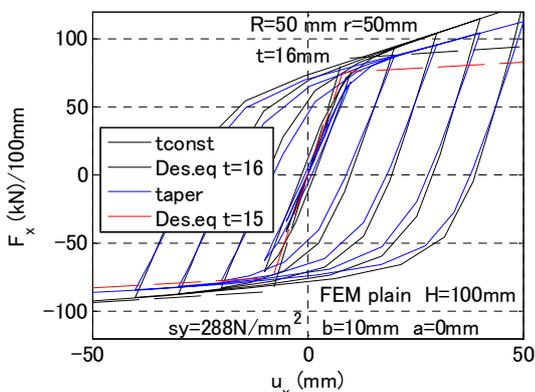


図-12 FEM解析による荷重変位履歴曲線

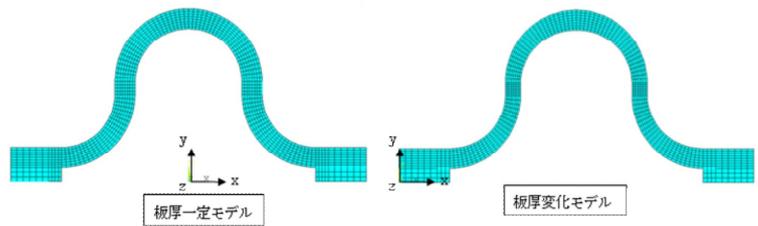


図-9 板厚一定モデルと板厚変化モデルの2種のモデル
 $R=50\text{mm}$ $r=50\text{mm}$ $b=10\text{mm}$ $t=10\sim 16\text{mm}$

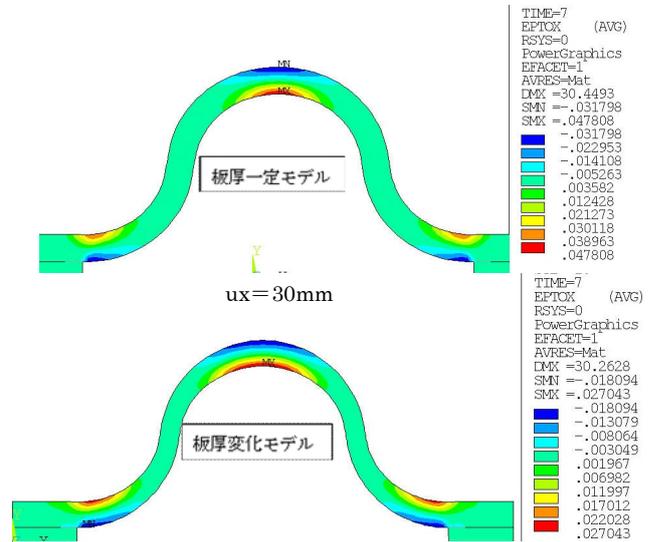


図-10 引張変形 30mm 時の x 方向ひずみ分布

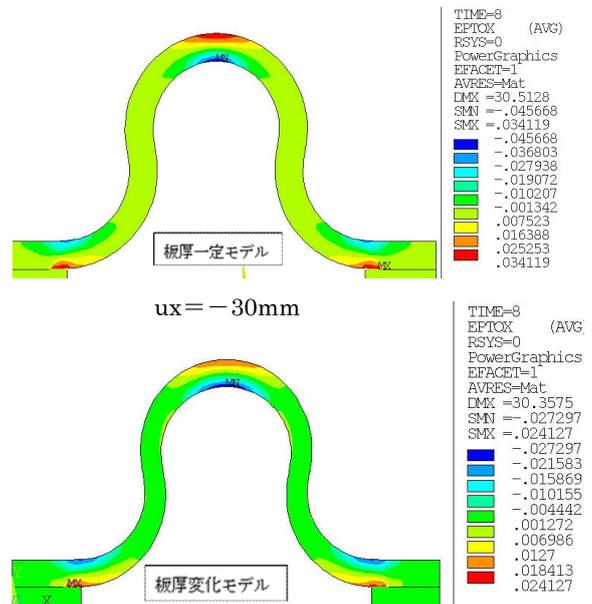


図-11 圧縮変形 30mm 時の x 方向ひずみ分布

3 アルミ合金製ベローズの実橋モデルへの適用例

(1) 実橋モデルの非線形動的応答解析による検討

本節では先に示したベローズの簡易設計法で検討したアルミ合金製ベローズを実橋モデルへ適用した場合の制震効果を非線形動的応答解析法と静的非線形解析により検証する。図-13 に計算モデルを示す。支間長 30m の 2 径間連続桁で文献 2) で用いた計算モデルの中の一つである。支承はゴム支承としている。

計算モデルの上部構造と中間橋脚の総重量および中間橋脚の降伏変位と降伏強度、支承剛性などの詳しい諸元は文献 2) に示している。図-13 で、A1 および A2 は左右の橋台を、UG は上部構造を、P1 は中間橋脚を示している。

計算モデルのベローズ諸元を表-1 に示す。アルミ合金製ベローズと鋼製ベローズそれぞれで 2 種計 4 種のベローズを用いている。同等の大きさ

の降伏変位と降伏強度を持つアルミ合金製ベローズと鋼製ベローズの諸元を選定している。桁の両端部にベローズを設置するとし、桁長の 1/2 を有効桁長とした。温度伸縮に対する設計伸縮量を計算する際の温度振幅を片振幅 15°C (全振幅 30°C) とし、ベローズの設計降伏変位は、桁温度伸縮量と有効桁長との関係より求めた値(4.5mm) より少し大きめの値に設定した。ベローズの降伏強度は、上部構造最大変位が 10 cm 以下となるよう左右両橋台のベローズ合計降伏強度と上部構造重量比を 0.4 とした。降伏変位のみ 20~100% 大きくした 2 種のベローズを用いる。アルミ合金製ベローズは、最大板厚を 24mm、最小板厚を 16mm としたモデルおよび図-9 に示した最大板厚を 16mm、最小板厚を 12mm としたテーパ付モデルとしている。表-1 に示したベローズの降伏強度と降伏変位は設計式より求めた値である。アルミ合金製ベローズでは最大板厚を 24mm、最小板厚を 16mm と最大板厚を 16mm、最小板厚を 12mm としたテーパ付モデルのそれぞれを、設計式を用いるため換算板厚 22mm と 15mm の一定板厚としている。図-14 に、24mm 板厚一定モデルと最大板厚を 24mm、最小板厚を 16mm のテーパ付モデルそれぞれの FEM 解析より得られた荷重変位履歴曲線と設計式より得られる荷重変位関係とを示している。図-12 と同様に、テーパを設けたベローズの荷重変位関係が描く履歴曲線は 24mm 一定板厚に比べ少し荷重は小さくなりループが描く面積もやや小さくなるもののほぼ同等のエネルギー吸収効果を有し、板厚を 22mm とした設計式が与える荷重変位の骨格曲線は FEM 解析より得られるテーパを設けたベローズの荷重変位履歴曲線より安全側のやや小さい荷重となる。表-1 より、各主桁端部に設置するベローズの寸法や 1 組当たりの重量は、部材搬入、設置作業など施工に支障のない大きさになっている。特にアルミ合金製ベローズの重量は片手でも持ち運びできる軽さになっている。対象橋梁を 1 自由度系で近似したときの弾性周期は 0.21~0.32 秒であり、2 種地盤のレベル 2 TypeII2 地震時の非線形動的応答スペクトルによる上部構造最大

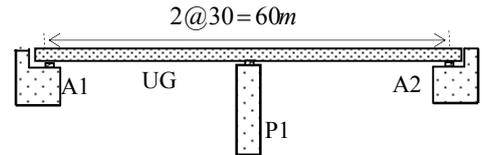


図-13 動的応答解析 2 径間連続桁モデル

表-1 計算モデルに用いたベローズ諸元

材料降伏強度	ベローズ一組当たり諸元						左右両橋台合計			
	ベローズ寸法 (mm)				u_y	P_y	重量	P_y	重量	弾性周期
(N/mm ²)	R	r	t	H	(mm)	(kN)	(kg)	(kN)	(kg)	T(s)
Al 288	50	50	22	180	6.8	300	7.30	2400	58.4	0.26
	50	50	15	380	10.2	300	10.5	2400	84	0.32
St 500	60	60	22	120	5.6	295	16.1	2360	129	0.24
St 300	60	60	16	380	4.7	301	37.2	2464	298	0.21

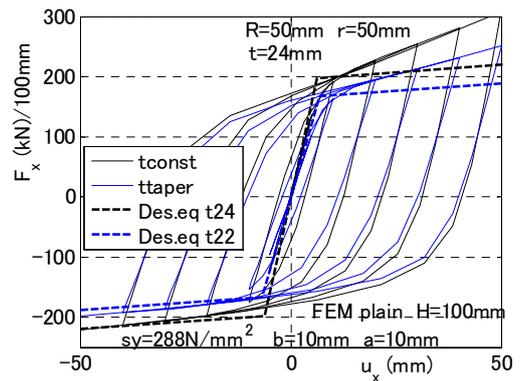


図-14 FEM 解析による荷重変位履歴曲線

表-2 動的応答解析結果 L2, TypeII (最大値)

ベローズ種類	ベローズ		橋脚
	変位 (mm)	作用力 (kN)	作用力 (kN)
Alt22H180	65.0	1408	788
Alt15H380	87.5	1380	986
Stt22H120	63.2	1424	768
Stt16H380	57.4	1472	827

変位の推定値は図-5より、50~100 mm になる。

表-2にレベル2 TypeII 地震動を橋軸方向に入力した場合の非線形動的応答解析結果を示す。地盤種別IIの3種の標準地震波の中で最大の応答変位を与える type223 地震波を入力した場合の結果である。非線形動的応答スペクトルによる上部構造最大変位の推定値50~100 mm とほぼ同じ最大変位応答値が得られている。ペローズの降伏変位の値が大きくなるにつれ、ペローズの最大応答変位は大きくなっている。

ペローズ最大作用力の応答結果は左右端部それぞれの4個の合計作用力である。図-15に、ペローズや橋脚、支承の変位と作用力の時刻歴応答波形の例を、図-16に、ペローズの荷重変位履歴の例を示す。いずれも、表-2のAlt22H180のペローズを用い、type223地震波を入力した場合の結果である。図-15、図-16の縦軸の u_{Bel1} は左側橋台A1に設置したペローズの橋軸方向相対変位を、 f_{Bel1} は同ペローズの橋軸方向力を表している。同様に u_{Bel2} と f_{Bel2} は右側橋台A2に設置したペローズ橋軸方向相対変位と橋軸方向力を表している。 u_{Pier} は中間橋脚の $u_{Bearing}$ は中間橋脚上の支承橋軸方向相対変位を表している。図-16より、上部構造変位に応じて、橋台A1のペローズに圧縮変形が生じたとき橋台A2のペローズに引張変形が生じていることが確認できる。中間橋脚の最大作用力と応答変位は、いずれの計算ケースでも橋脚の降伏強度と変位を下回り弾性範囲であった。桁の両端にペローズを設置することにより、震度法レベルの地震力で設計された既設中間橋脚を補強することなく、レベル2地震動に対しても橋脚や桁を無損傷にでき、河川内橋脚を有する既設橋の制震対策として有効であるといえる。

(2)非線形静的FEM解析によるひずみ最大値とひずみ分布

図-17に表-2に示す最大変位時のアルミ合金製ペローズのx方向ひずみ分布を示す。図-18に表-2に示す最大変位時の鋼製ペローズのx方向ひずみ分布を示す。

図-17と図-18とを比較すると、板厚さはほぼ同じで円筒半径は一回り小さくなっているアルミ合金製ペローズに生じるひずみは最大変位の値がほぼ同じ鋼製ペローズに生じるひずみに比べ30%程度小さくなっていることがわかる。また、板厚さはほぼ同じで円筒半径は一回り小さくなっているアルミ合金製ペローズは最大変位の値は鋼製ペローズの約1.5倍になっているものの、生じるひずみは鋼製ペローズとほぼ同程度になっている。ひずみ集中領域もテーパー加工による効果により、鋼製ペローズに比べより広い領域に広がっている。

以上のことから、押し出し成形の特徴を生かしたテーパー付アルミ合金製ペローズは、鋼製ペローズと同

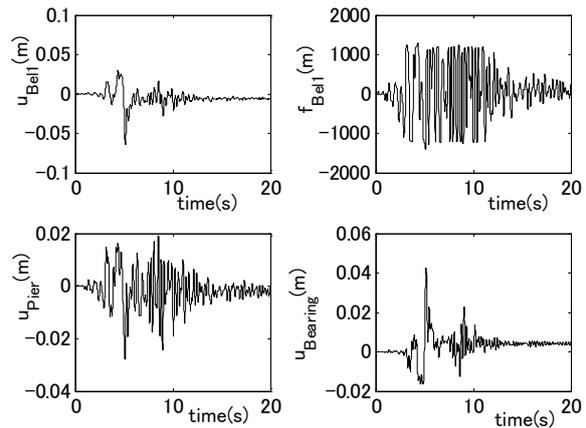


図-15 ペローズ変位と作用力の時刻歴応答波形 r50t22H180 (地盤種別II type223)

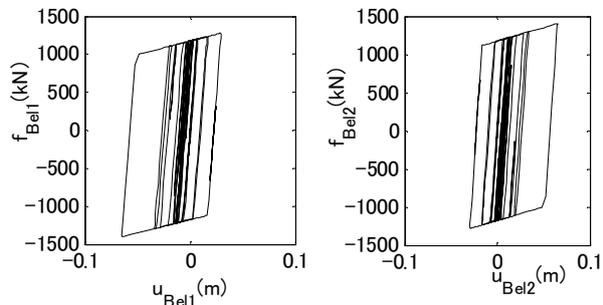


図-16 ペローズの荷重変位履歴曲線 r50t22H180 (地盤種別II type223)

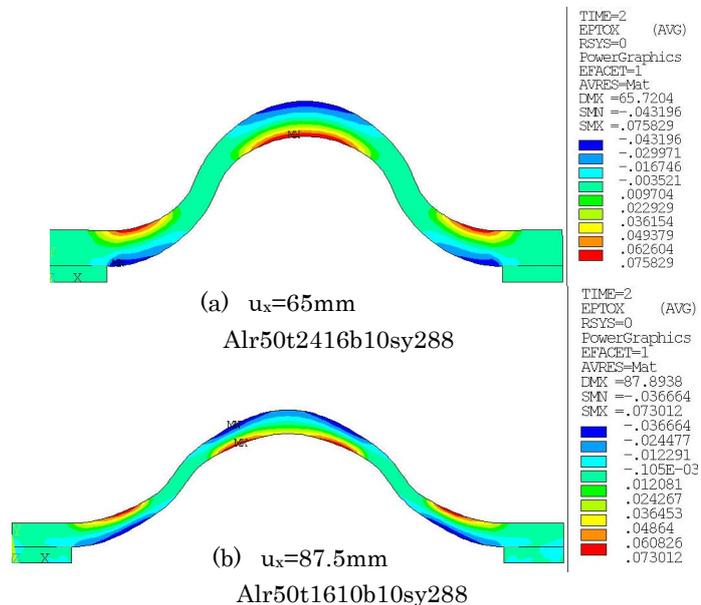


図-17 アルミ合金製ペローズのx方向ひずみ分布

等以上の制震効果を期待できると考えられる。

4 アルミ合金製ベローズの実用化に向けた研究課題

設計式および非線形有限要素解析による数値計算によりベローズ材料としてアルミ合金を使用した場合について鋼を用いた場合と比較・検討し、アルミ合金製ベローズの適用性と優位性を検証した。そして、アルミ合金は、鋼材に比べ同じ降伏変位や降伏強度を有するベローズを一回り小さいサイズで実現できること、重量は、鋼製ベローズ重量の1/2～1/4に軽量化できること、実橋梁モデルの地震応答解析により鋼製ベローズとの性能比較を行い、鋼製ベローズと同等の制震性能を有すること、必要重量が小さいことから製作費用の面でも価格競争力があると期待できることを示した。

今回の検討では、数値解析のみにとどまってお

- 1) 押し出し成形により、テーパ付アルミ合金製ベローズを実際に製作し、繰り返し載荷実験および低サイクル疲労実験を実施する。
- 2) 繰り返し載荷実験および低サイクル疲労実験結果より数値解析手法と解析結果の妥当性を検証する。
- 3) 以上の結果を基にアルミ合金製ベローズの設計ガイドラインを提案する。

5 アルミ合金製ベローズの実用化に向けた研究計画

アルミメーカーの協力を得て、押し出し成形により、テーパ付アルミ合金製ベローズをできるだけ早期に試作し、繰り返し載荷実験および低サイクル疲労実験を実施する。そして研究期間1～2年を目途に上にあげた研究課題に取り組む。

参考文献

- 1) 頭井 洋・大谷 修・岡本 安弘(2002)：エネルギー吸収型桁連結装置としての鋼製ベローズの力学特性，鋼構造論文集，Vol.9，No.34，日本鋼構造協会，pp.77-86.
- 2) 頭井 洋，田中 賢太郎，松村 政秀，佐合 大(2012)：桁制震装置の桁温度伸縮に対する一設計法と最大応答変位予測法，鋼構造論文集，Vol.19，No.75，日本鋼構造協会，pp.41-53.

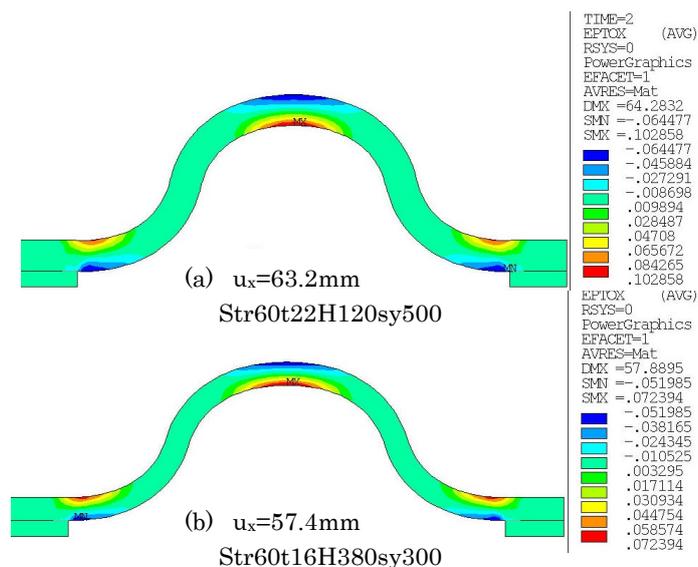


図-18 鋼製ベローズの x 方向ひずみ分布

II-3 木造建物向け制震ダンパーと橋梁への適用の可能性

日軽金アクト(株) 齋藤 栄徳

1. 現状の概観

(1) はじめに

一般的な戸建て住宅は、その多くが木造軸組の構造である。これらの強度が規定される建築基準法では「耐震」がベースとなり、壁量計算による強度設計方法が運用されている。しかし、兵庫県南部地震のような震度6強以上の大地震では、旧建築基準法のS56年以前の建物で木造建物の全壊率は50%とも言われ、また、S56年以降の木造建物でも11%が全壊するとの調査結果がある。現状では巨大地震の前では十分安心とは言えず、経済性との相反する要求の中で、建物の地震被害を合理的に軽減する手法は今後も重要なテーマである。

現行の建物の地震に対する基本的な技術は、剛性や強度を強化する「耐震」であるが、最低限の建築基準法適合から安全の余裕代を増やすための強度アップは経済的な負担の他、南面の開口部面積など、間取りの自由度を阻害する問題点がある。その他の手段として、「免震」と「制震」の技術があるが、免震は、装置が大掛かりで費用負担が個人には大きいため、あまり普及していない。制震は、建物の一部にサスペンション機能の部品を設置するだけなので、コストパフォーマンスが高く、大手ハウスメーカーのほとんどは商品ラインアップに入れ、中小工務店向けにも様々な商品が出つつあり、今後の有力な手段として普及が期待される。

中小工務店の木造建物をターゲットに、アルミニウム合金の弾塑性変形を利用した筋かい型制震装置「制震ブレース」が開発されている^{1)~3)}ので、この制震ブレースを紹介し、また、橋梁分野への適用の可能性について述べたい。

(2) 木造建物用制震装置とアルミ製履歴型ダンパー

従来の木造建物用制震装置は、オイルダンパーによる粘性減衰や、高減衰ゴムによる粘弾性減衰を利用したエネルギー吸収が主流であるが、これらは一般的に速度や温度による性能変化が大きく、経年変化についても注意が必要である。また、高減衰ゴムやオイルダンパーは、それ自体には荷重を支える能力がないので、必ず荷重を支えるための部材（筋かい等）とペアで使う必要がある。

一方で金属の弾塑性変形による履歴減衰を利用した履歴型ダンパーが様々な構造物の地震対策用途で実用化されている。金属は一般的に、速度・温度・経年変化が強度性能へ与える影響は少なく、安価で、しかもエネルギー吸収性能が高い。そこで、アルミニウム合金の弾塑性変形を利用した履歴型ダンパーが考案され、この履歴型ダンパーを角パイプ（アルミニウム合金製押出型材）に内蔵した筋かい構造の制震ブレースが写真-1、図-1のように開発されている。

制震ブレースは、荷重を支える能力のあるアルミニウム合金を履歴型ダンパーに使っているので、エネルギー吸収と荷重を支える強度の2つの機能を有している。また、木造建物の一般的な構造である筋かい型としたことで、木造建物とは構造的に相性が良い。



写真-1 制震ブレース全体

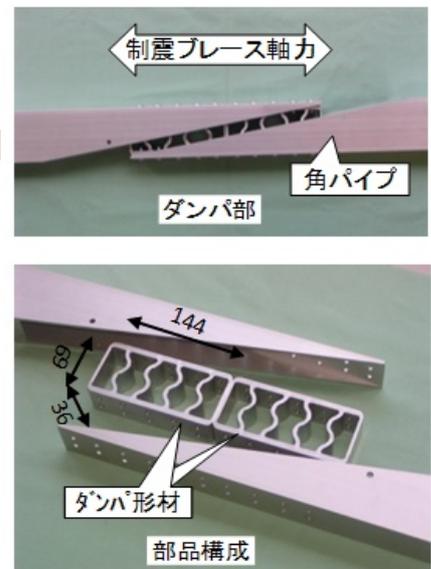


図-1 制震ブレース構造

(3) アルミ製履歴型ダンパー

押出成形が比較的自由的な断面を設定できることを利用し、断面内の弾塑性変形を利用した履歴型ダンパーを考案した。履歴型ダンパーは図-2 に示すような目の字断面の押出成形材である。材質はA6N01-T5である。履歴ダンパーは、エネルギー吸収量と耐久性を確保するために、①曲げ変形を主とするため大きな変位ストロークが取れるS字形状、②局部的なひずみを防止するためのS字の斜め配置、③正しく変形させるためのガイド、の3つの特徴を備えている。

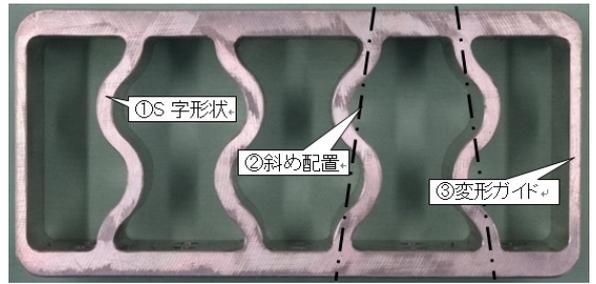


図-2 押出を利用した履歴型ダンパー

履歴型ダンパーの性能を図3~5に示す。この履歴ダンパーは例えば変位振幅12mmに対して、線図から大まかな性能として荷重の片振幅12.5kN、等価粘性減衰定数0.42、低サイクル疲労限度8回が読み取れる。この回数はくり返し負荷によって最大荷重値から20%以上荷重が低下した回数を持って定義されている。

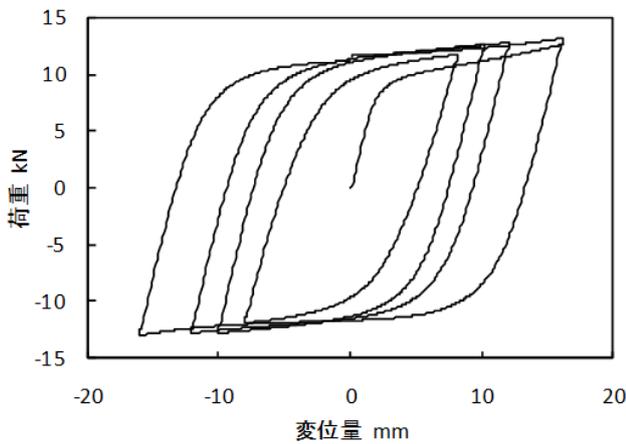


図-3 荷重-変位の関係

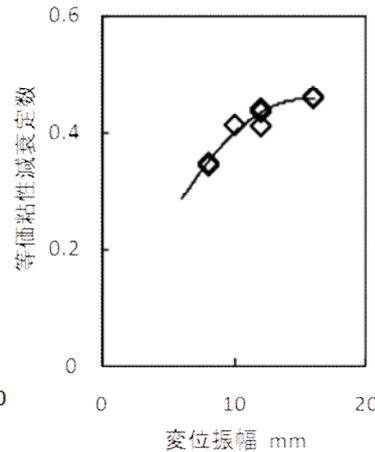


図-4 等価粘性減衰定数

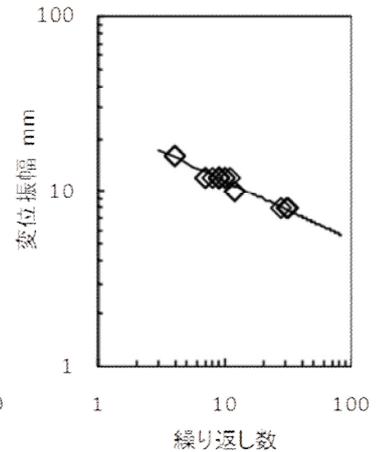


図-5 低サイクル疲労特性

この履歴型ダンパーの数値シミュレーションの例としてせん断の変位12mmを負荷した際の計算例を図-6に示す。計算ソフトは汎用構造解析システム「ANSYS」であり、素材のS-S曲線から採取した材料非線形特性を使用した。この計算例では、曲げの塑性ひずみ約3%の領域がS字形状の両端部を占めている。計算による試行錯誤によって、曲げのひずみが局部的に集中しないように形状を改良した結果、このような変則的な断面形状が得られた。

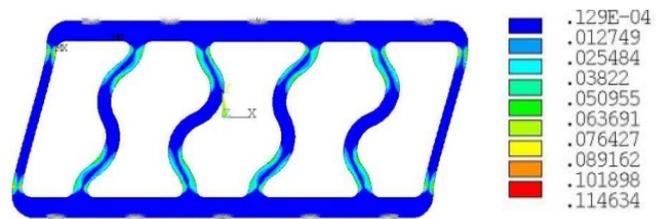


図-6 数値シミュレーションによるひずみ分布

この計算を、+12mm→0mm→-12mm→0mm→+12mmと、往復のヒステリシスループを描くようにさらに計算を進め、これを1回目として、くり返し数のサイクルで10回までの計算を実施し、ひずみの累積を算出した例を図7に示す。ひずみ曲線として、別途、引張試験によって得たS-S曲線をもとに、等方硬化則として計算をしている。低サイクル疲労の試験において、せん断変位12mmの負荷振幅では20%荷重低下の疲労限度は8回であり、図-7から読み取れる。その際の累積ひずみ80%を疲労限の目安として考えている。

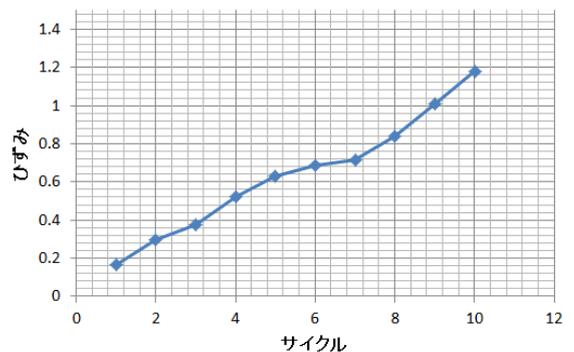


図-7 負荷サイクルと累積ひずみ

(4) 制震ブレースへの展開

図-8に示すように、履歴型ダンパーを角パイプに内蔵した筋かい構造の制震ブレースを開発した。筋かい等の細長比の大きな圧縮部材は座屈の可能性がある、特に今回は筋かいの途中に履歴型ダンパーを取付けたので座屈対策が必要である。制震ブレースは、座屈を防止するために、①筋かいの中心線を直線にするために角パイプを斜め切断して履歴型ダンパーを内蔵、②斜め切断した角パイプの局部座屈を防止するための補強部品と角パイプの厚肉化、の2つの特徴を備える。

制震ブレースの性能を静荷重実験で評価した。制震ブレースは、写真-1のように壁に取り付けられた状態で使用される。実験では写真1のように制震ブレース2本を取付けた壁として評価した。実験結果から図-9のような履歴ループを得た。荷重低下(最大荷重点)はせん断変位110mmを超えたところで木の柱の割裂によって発生しており、壁の層間変位角は約0.04 (1/25)に相当する。



図-8 制震ブレースへの展開

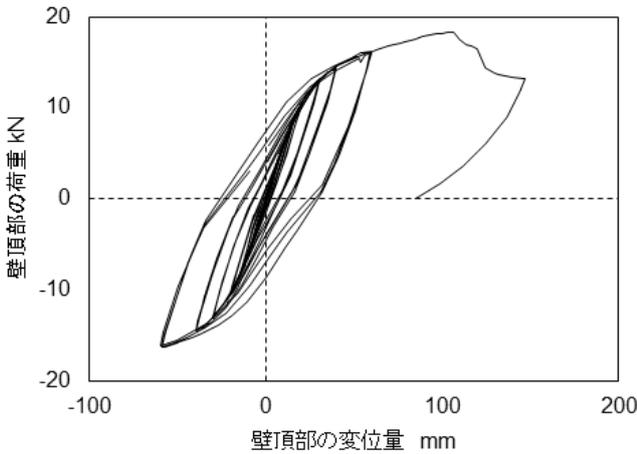


図-9 制震ブレースの壁としての性能

この静荷重試験における、履歴ダンパーの変形特性および、壁としての等価粘性減衰定数を図-10に示す。柱の割裂による荷重低下が起こった変位量110mm以降では履歴ダンパーの変形は増加していない。また、制震ブレースを取付けた壁の等価粘性減衰定数は、壁頂部の変位58mm (層間変位角0.02) の場合、0.2であった。この数値は粘弾性ゴムを使用した制震壁の約2倍近くあり、減衰性能に優れることが検証された。

また、同時に荷重に対する耐力壁としての耐震性能を有するため、この認定試験結果をもって、公的認定が取得されている (壁倍率2.4, 認定番号FRM-0469)。

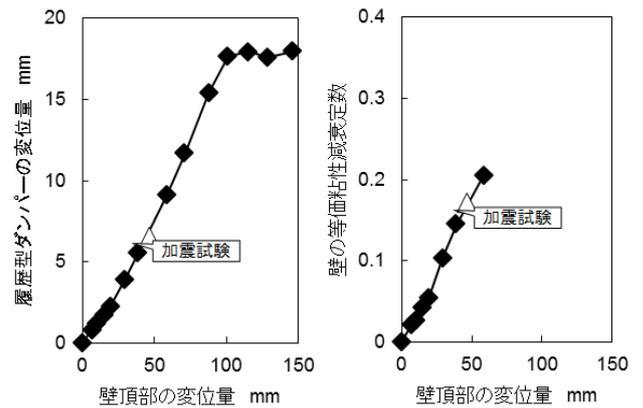


図-10 壁に取り付けた履歴ダンパーの変形特性と壁の等価粘性減衰係数

(4) 模擬建物の加震試験

制震性能と耐久性を確認するために、実際の地震波で負荷する加震実験が行われている。

模擬建物は、写真-2のように2階建て建物を想定した一坪模型で、東西南北の各面に1本ずつ制震ブレースを取り付けたもの(制震実験体)である。比較のために制震ブレースを木筋かいに置換した模擬建物(標準実験体)も用意した。模擬建物には2階の質量を想定した800kgの錘を載せた。実験では、模擬建物を振動台に取り付け、三次元同時加震を行った。加震波は、東北地方太平洋沖地震(K-NET仙台)と兵庫県南部地震(JMA神戸)を使用し、加速度の再現は源波の50%~125%とした。加震スケジュー

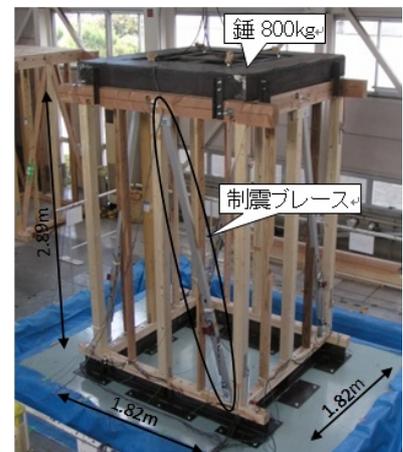


写真-2 加震試験状況

ールは、図-11の通りである。振動台には、UR都市機構の三次元振動台を使用した。

実験結果から、図-11のような2種の実験体の応答特性が得られた。標準試験体では、JMA神戸100%の負荷ですでに建物頂部の変位が100mmを超えており、これは層間変位に換算して1/30であるので、倒壊に近い状態と考えて良い。この時点で荷重負担能力が大幅に減少している。

制震実験体は、履歴減衰のエネルギー吸収効果で、頂部変位量は、JMA神戸125%を4回繰り返しても約50mmから増加せず、これは層間変位1/50に相当し、制震ブレースの有効性が証明され、十分な耐久性を有していることが確認された。

図-12のJMA神戸125%の履歴ループから得られた等価粘性減衰定数は0.17（46mm）であり、図-10の静荷重実験と一致した。この制震ブレースの想定される地震震度-ダンパー仕様の諸数値は以下ようになる。

- ・住宅が遭遇する可能性のある最大地震；震度6強
- ・層間変位角； 0.025（1/40）
- ・壁の等価粘性減衰定数； 0.2
- ・ダンパーせん断変形； 12mm
- ・せん断力； 12.5kN
- ・ダンパー等価粘性減衰定数；0.42
- ・低サイクル疲労限； 8回

2. 橋梁に適用することの可能性

以上のように、軸組工法の戸建て住宅向けの制震ブレースとして、アルミ型材の断面構造を利用したアルミ履歴ダンパーが開発され、市場で使われ始めている。このダンパーは限られたスペースで大きな変位ストロークを発現するために考案し、戸建て住宅用としての仕様・性能を満足するレベルになっている。ここで、その特徴をまとめると、次のようになる。

<高減衰ゴムを使用したダンパーとの比較>

- ・安価
- ・経年変化がほとんどない
- ・温度依存性がない（気温によって物性が変化しない）
- ・ひずみ速度依存性がない
- ・減衰性能が良い（等価粘性減衰定数が約40%でゴムの2倍）
- ・ストロークと繰返し数に限界があり、低サイクル疲労を考慮した設計が必要

挙げられるほとんどの項目が履歴ダンパーと粘弾性ダンパーとの比較と内容が同一である。また、このダンパーは構造的にせん断変形型であるが、木造建物用として制震ブレース型で使用しているため、接続構造を工夫すれば、せん断型、ブレース型、両方での適用が可能と思われる。

次に、鋼製のせん断型履歴ダンパーとの比較を試みれば、次のようになる。

<鋼製せん断型ダンパーとの比較>

- ・コンパクトなスペースで大きな変位ストロークが使用可能
- ・構造がシンプル（押出型材を切るだけ）
- ・軽い
- ・ひずみ速度依存性がない

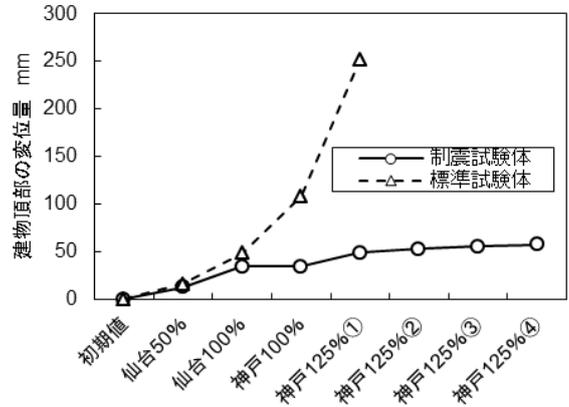


図-11 加震スケジュールと制震効果検証

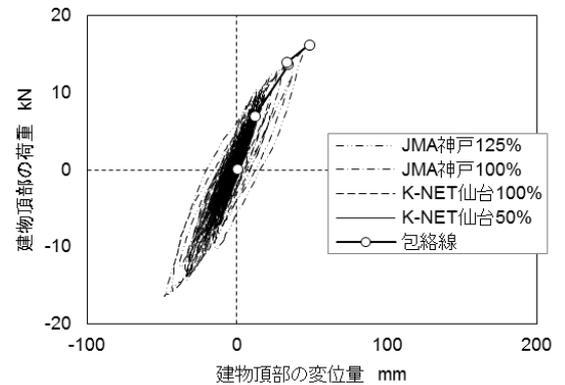


図-12 試験体の荷重-変位関係（履歴ループ）

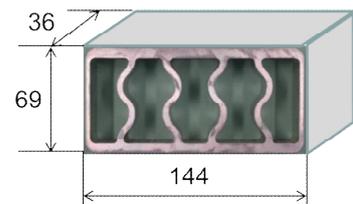


図-13 制震ダンパー材の基本寸法

表-1 一般的な橋梁用ダンパーとの比較

	木造	橋梁	倍率
降伏変位(mm)	1.8	0.40	0.22
降伏せん断力(kN)	13	345	26
限界変位(mm)	16	27	1.7
限界せん断力(kN)	22	653	30

以上が挙げられるが、アルミ合金の短所になり得る伸びひずみが小さいという点が、曲げの塑性変形を利用することでカバーされ、返って大きな変位ストロークが得られる長所になっている。したがって、橋梁用途の可能性として大きな問題点はないと思われる。

しかし、同じ履歴ダンパーでも、住宅用途と橋梁用途では強度のレベルが大きく異なるため、そのギャップを埋める方策が必要であり、①形材を複数合わせて使う。②形材サイズを大きくして使う。の2つの手段が考えられる。以下にせん断型ダンパーを例に、この2つの手段について考えたい。

3. 可能な場合の具体的な内容

① 形材を合わせて使う

現状の制震ダンパー材の基本寸法を図-13に、また一般的な橋梁用途のダンパーとのディメンジョンの比較を表-1に示す。

表-1から、現状木造建物用ダンパーを橋梁用とほぼ同等の性能にするためには、力の大きさは約30倍、限界変位を取ってストロークは2倍にする必要がある。複数合わせて使う場合、せん断力は、形材長さを長くすること、連続で並べることで比例的に増やすことができ、変位（ストローク）は形材を上積みすることで比例的に増やすことができる。したがって、例えば、図-14のように

形材長さを36→360mm 10倍
 形材を横に3連 3倍 ⇒せん断力30倍
 形材を上積み2段 ⇒変位(ストローク)2倍

以上の組合せで形材を結合することにより、橋梁用途のディメンジョンに合わせることができる。

また、表-1の比較表で興味深いのが、降伏変位と限界変位との比である。限界変位/降伏変位=塑性率とすれば、AL木造建物用は約9、橋梁用が約70となる。この形式で橋梁用ダンパーを製作した場合、橋梁の変形がかなり進んでから塑性変形が始まり、ダンパーが効くようになる特性を有している。

① 形材サイズを大きくして使う

押出機サイズによる制限はあるが、使用目的に応じた断面設計をして形材サイズを大きくして、一体で押出ができれば、生産量にも依るが有効な供給手段である。

このダンパーの構成要素は基本的に板の曲げであるので、塑性曲げの現象をベースにした相似則が成り立つと予想された。実際には弾性領域の挙動、塑性に入ってから加工硬化、形状非線形による諸問題など、誤差要因も考えられるが、塑性曲げをベースに因子間の関係を次元解析的にまとめれば、

せん断力 ; 相似的な大きさに比例 , 肉厚の2乗に比例
 変位(ストローク) ; 相似的な大きさに比例
 ひずみ ; 相似的な大きさに一定

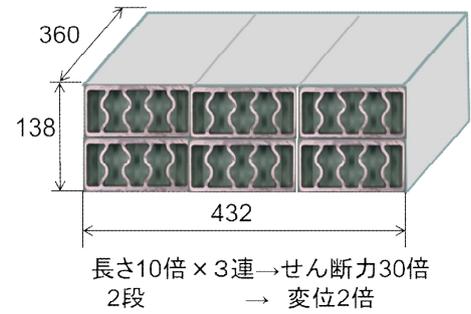


図-14 複数合わせて使う場合の例

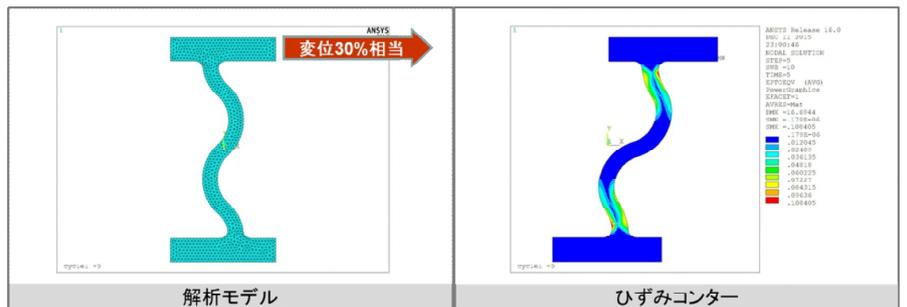


図-15 簡易解析結果

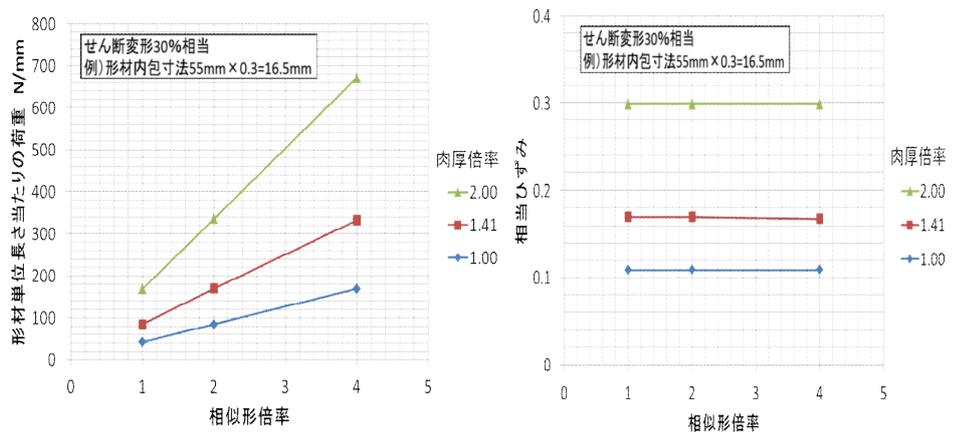


図-16 相似形の影響の計算結果

となるので、大きさを2倍にすると、せん断力も変位も2倍になることになる。確認のため、S字型の構成部分のみ取り出して、「ANSYS」を用いて弾塑性の数値解析計算を実施した。この計算結果を図-15, 16に示す。図-16ではせん断力は相似形倍率と比例関係があり、また、ひずみは一定であった。よって、この塑性曲げにおいて近似的な相似則が成り立つことが確認された。

以上の結果から、相似的に形材断面を2倍にした場合、ひずみは変化なしでせん断力と変位が2倍になる。したがって、①で例に挙げた仕様のダンパーを作製するには、図-17のように変位を2倍にするため断面を2倍にし、せん断力を30倍にするため押出長さを15倍にすれば、押出一体型のダンパーを製作することができる。

次に、例として弊社の場合の押出形材の断面の大きさの製造範囲を図-18に示す。図-18において、アルファベットBの六角形、およびCの長方形の内側に入る領域が押出可能な大きさである。図-17の断面はほぼ製造限界である。

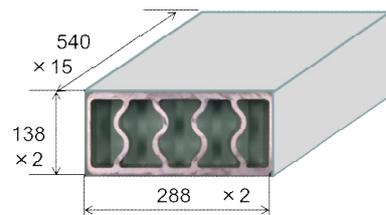


図-17 一体型押出形材のダンパー

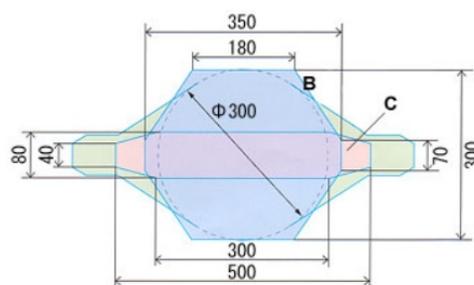


図-18 押出可能断面

4. 実用化に向けた研究課題

このような、押出断面の形状を活かした履歴ダンパーは、断面の大きさや形状、肉厚を設計することで、特性を調整することができ、利点の一つである。実用化の可能性の重要な要素としてコスト競争力が挙げられる。アルミ押出材は鋼材に比べて材料費が高いが、複雑な断面が一体で押し出し成型できる利点があり、加工工数を鋼製より低く抑えることによって、トータルコストで競争力があるかどうかをキーになる。以上、実用化に向けての課題は次のように考えられる。

- ・ 接続構造；橋梁の鋼鉄部材との効率的な接続構造。溶接はコスト競争力で不利であり、押出など特長を生かした機構を考案することが重要。
- ・ 橋梁用への適合；橋梁用制震材としての部位用途ごとに要求性能を明確にして、適合する諸性能を満足する設計・試作・検証が必要。
- ・ 接触腐食；鋼鉄部材との接合構造で接触腐食対策も考慮する必要あり。

5. 実現が見込まれる課題の研究計画

橋梁の設計における様々な形式、大きさ、部位に関する、制震材の仕様・性能をまとめ、コストを含めた適合性を評価する。実用化開発を実施する価値があると判断した場合、必要な品ぞろえを想定して、応用開発を実施する。

- ・ 信頼性とコストに優れた接続方法の考案・設計
- ・ 要求性能を満足させるための仕様設定
- ・ コスト競争力と品揃えを考慮した製品設計
- ・ 試作・評価試験
- ・ 弾塑性解析結果との比較・評価

以上の開発期間として2年程度が想定される。

参考文献

- 1) 池田修一, 石川博光, 斎藤栄徳:木造建物用制震ブレースの開発, アルミニウム, 2014, 21(91), p.13-15
- 2) 池田修一, 石川博光, 斎藤栄徳:木造建物用制震ブレースの開発, AL 建, 2014, 19(42), p.17-18
- 3) 池田修一, 石川博光:アルミニウム製ヒステリシスダンパを使用した制震ブレースの開発, 軽金属学会第124回春季大会講演概要, 2013, p.267-268

III-1 BRB および SPD の取り付け構造

名城大学 渡辺孝一

1 現状の概観

(1) 高機能鋼製 BRB の取り付け構造設計

高機能鋼製 BRB は次に示す要求性能を満たさなければならない。

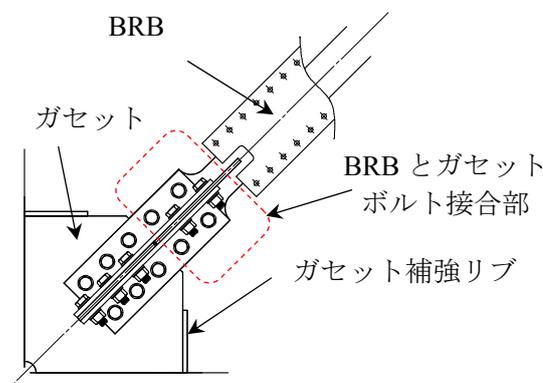
- ・長期間にわたる耐久性の確保
- ・主構造との接合部の強度確保

高機能 BRB は長期間風雨にさらされた状態で使用されるため、雨水、飛来塩分等に対する鋼材の耐腐食性、アンボンド材の経年劣化（硬化）が問題となる。耐腐食性に関しては、鋼材よりもアルミニウム合金の使用が有利になる。BRB は取り付け、取り替えが容易にできるなどの構造的な特徴を有する必要がある。また、BRB を接合し、主構造に組み込むためのガセット接合部の適切な強度と剛性を確保する必要がある^{1~2)}。

座屈拘束ブレースが要求性能を発揮するためには、ブレース取り付け部である主構造側のガセット構造が適切に補強されている必要がある。そこで、前述の研究成果により性能が保証された鋼製 BRB と、ガセットの取り付け構造に関する設計手法を確立するための性能実験¹⁾を実施した（図-1）。

実構造を反映した再現実験で得られた成果をまとめると以下のようなものである。

- 1) ガセットプレートには、BRB の性能を保証するために繰り返し軸力を伝達可能な断面を確保することが設計上の必要条件であるが、取り付け時の初期変形や軸方向力の偏心によって生じる面外変形を弾性変形内で収めるため、適切な面外剛性が必要である。
- 2) 面外剛性の確保のためにガセット端部に適切なサイズのリブを配置することが有効である。
- 3) BRB とガセットの継手構造は十字継手構造とし、添接板と高力ボルトによって連結し、断面剛性を確保することが重要である。
- 4) ガセットおよび BRB の作用力は、ガセットの面内・面外方向回転によって偏心することが避けられない。従って、ガセットの面外剛性を確保するため、適切なサイズの補強リブを溶接によって設置する場合、BRB の軸方向作用力と偏心による面外方向の曲げモーメントを考慮した補強リブの設計が重要である。以上の成果を踏まえた、BRB ガセット部の設計照査法²⁾を、2.1 節と重複するが以下に示す。



(a) 供試体のガセット部ディテール



(b) 繰り返し載荷実験

図-1 鋼製 BRB 取り付けガセットの補強方法²⁾

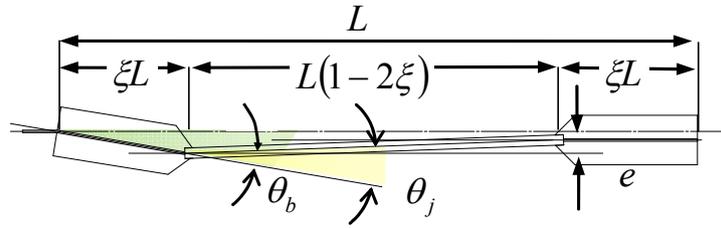


図-2 BRB とガセットに生じる面外変形²⁾

作用モーメント M_J ，作用軸力 P_{max} に対して，ガセットが弾性を維持し，安定して BRB を支持するための照査式は次式のようなのである。

$$\frac{P_{max}}{G P_y} + \frac{M_J}{G M_y} < 1.0 \quad (1)$$

$$M_J = \frac{P_{max} \cdot \xi L \cdot \theta_j}{1 - P_{max}/P_e} \quad (2)$$

$$\theta_j = \frac{e}{L(1-2\xi)} + \theta_b \quad (3)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_J}{(2\xi L)^2} \quad (4)$$

ここで， $M_J=P\Delta$ 効果を考慮して求められた作用モーメント， P_{max} =制震ブレースに作用する軸力の最大値（ $1.9P_y$ 程度．ここに， P_y は公称値および設計値で計算した降伏軸力）， ξL =接合部長さ， L =BRB の全長， θ_j =接合部の初期不整による角度， θ_b =ガセットの主構造への施工不整による取付け角度（ $\approx 1/100$ ）， e =相対する BRB 接合部先端の相対ずれ（ $\approx L/1000$ ）， P_e =ガセット接合部のオイラー座屈荷重， EI_J =ガセット接合部の曲げ剛性， $G P_y$ =ガセットの降伏軸力， $G M_y$ =ガセットの降伏モーメントである． EI_J ， $G P_y$ および $G M_y$ は，ガセット補強リブの有無によって異なり，ガセットの形状や補強リブのサイズを基に FEM 等により算定することになる²⁾．なお，式(1)は文献²⁾の提案式に，軸力の項（左辺第一式）を追加したものである。

また，BRB の端部とガセットは添接板を介して高力ボルトによる摩擦接合が適用される．高力ボルトによる摩擦接合継手は，BRB の制震ブレース部材に作用する軸力と BRB 軸力の軸芯ずれによる曲げに考慮して設計しなければならない。

(2) 高機能 SPD の取り付け構造設計

高機能 SPD の主構造との取り付け構造は，次に示す要求性能を満たさなければならない。

- a) 長期間にわたる耐久性の確保
- b) 主構造との接合部の強度確保

高機能 SPD の主構造との取り付け構造については，図-3 に示すように，高力ボルトによる摩擦接合を基本とし，設置面に対する水平方向からの外力に対する引き抜けを防止し，高機能 SPD の要求性能を十分に満足する接合強度を確保しなければならない。

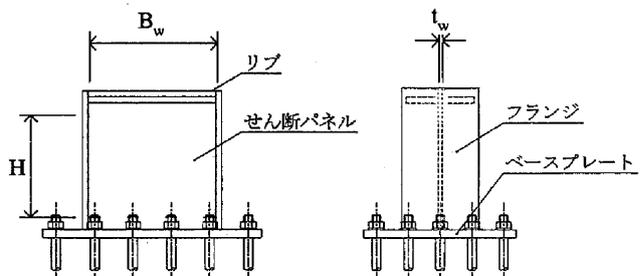


図-3 鋼製せん断パネルダンパー (SPD)

2 アルミニウム合金製 BRB の取り付け構造とその課題

(1) アルミニウム合金製 BRB の取り付け構造設計

アルミニウム合金は一般的な鋼材に比べ比重が約1/3であり、強度差を考慮しても、1/2の重量である。さらに大気中では表面に薄い酸化皮膜を作り、アルミニウム表面を保護し腐食を防ぐ。そのため鋼材に比べ腐食に対する考慮が必要なくなり、メンテナンス費用が削減できる。またアルミニウムは押出しにより任意断面の形成が容易に出来るため断面形成のための溶接が場合によっては不要となり、溶接部の疲労に対する考慮も必要なくなる。以上から考慮すると、構造用アルミニウム合金を鋼材に代わる素材として使用することにより、BRBの高機能化が期待できる³⁾。

アルミニウム合金製BRBの性能実験によれば、A5083P-Oアルミニウム合金を制震ブレース材に用い、A6061S-T651を拘束材に用いたBRBは、設置場所を選択することによりBRBとして使用可能であることの報告がある³⁾。アルミニウム合金BRBの制震デバイスとしての現状と課題は、II-1節で述べられているため、ここでは、アルミニウム合金BRBの主構造との取り付け構造設計に関する要点とその課題を示す。

表-1 材質に着目した座屈拘束ブレース芯材と主構造の接合パターン

検討ケース	ダンパー芯材の材質	添接部材の材質	主構造材質	接合用高力ボルト
(a)	アルミニウム合金	スチール	スチール	フッ素樹脂コート 鋼製高力ボルト※
		アルミニウム合金		
(b)	アルミニウム合金	アルミニウム合金	アルミニウム合金	高力ボルト
(c)	スチール	スチール	スチール	

※アルミニウム合金土木構造物 設計・製作指針 (案) ⁴⁾

制震ダンパーは、設置時および地震エネルギーを吸収してダンパー芯材にダメージが蓄積した際、取り換え可能であることが必要であるから、高力ボルトで連結される接合構造が有効である。ダンパー芯材にアルミニウム合金を用いる時、主構造側はスチールあるいは、アルミニウム合金の組み合わせとなることから、両者を連結する添接部材の材質も考慮すると、表-1のような(a)~(c)の素材の組み合わせが想定される。表に示す通り、(b)、(c)のようにダンパー芯材と主構造が同一の素材であれば、フッ素樹脂コート鋼製高力ボルトを適用することで、高力ボルト摩擦接合継手の設計が可能である。しかし、アルミニウム合金とスチールを連結する場合には、I-2節で示された異種金属接触腐食を回避する対策が絶対条件となることから、摩擦接合としての継手性能に関しては、技術的知見が不足していることは否めない。本節では、アルミニウム合金とスチールの異種金属接触による腐食問題に配慮せず、高力ボルトによる主構造との接合について概説する。一例として、実験室においてアルミニウム合金BRBとスチールを連結した事例を示す。図-4はアルミニウム合金BRBと鋼製ブラケットを鋼製の添接版を介して高力ボルト摩擦接合により連結した事例である。設置場所が屋内実験室のため雨水に曝されず、湿気の影響が少ないこと、および短期的な実験であることから異種金属接触腐食等による継手強度の低下は確認されていない。



図-4 アルミニウムBRBと鋼製ブラケットの取り付け構造例³⁾

(2) アルミニウム合金に高力ボルト摩擦接合を適用する場合の設計上の留意点

表-2に、アルミニウム合金BRBと主構造をボルト接合する場合の、連結素材とボルト種類に着目して、高力ボルト摩擦接合継手の設計基準を対比したものである。表は、例示のために標準的なボルト径 M22(強度等級 F10T)を例に対比する。

検討ケース(a)および(b)において、アルミニウム合金土木構造物設計・製作指針(案)では、アルミニウム合金板の高力ボルト摩擦接合継手に適用可能なアルミニウム合金材は、A6060-T6, A6061-T651の板材およびA6061-T6とA6N01-T6の押出材が適用可能と示されている。従って、アルミニウム合金BRBのブレース材に推奨されるアルミニウム合金がA5083P-0の場合、フッ素樹脂コート鋼製高力ボルトによる直接的なボルト接合が適用できない点に留意が必要である。特に、検討ケース(a)では、アルミニウム合金とスチールとの異種金属接触が避けられない構造となることから、両者の添接面には物理的な接触を防止する工夫を施すことが必要となる。さらに、摩擦接合として設計するための摩擦抵抗の確保に関する課題や、設計すべり耐力の算定方法の確立など、解決すべき技術的な知見が不足している。

検討ケース(b)および(c)に関する高力ボルト接合摩擦接合は、それぞれ、アルミニウム合金土木構造物設計・製作指針(案)、高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針(案)を参照されたい。

表-2 高力ボルト (M22-F10T) 摩擦接合時の設計仕様の比較例

検討ケース	(a)	(b)	(c)
接合面材料 組み合わせ	アルミニウム合金 + 構造用鋼材(SS400)	アルミニウム合金 + アルミニウム合金	構造用鋼材(SS400) + 構造用鋼材(SS400)
ボルト接合 構造の断面図 (※1)			
適用ボルト径	M22 (※2)	M22	M22
ボルト強度等級	F10T	F10T	F10T
ボルト孔径	24.0(ボルト径+2.0mm)	24.0(ボルト径+2.0mm)	24.0(ボルト径+2.0mm)
接合面の 素地調整	異種金属接触を 防止すること	ブラスト処理	ブラスト処理
すべり係数	(※3)	$\mu=0.40$	$\mu=0.40$
標準的な一面 摩擦継手耐力	(※4)	44.2kN	44.2kN

(※1)

摩擦接合用の添接材としてアルミニウム合金を適用する場合、板材の A6061-T651 が適する。

(※2)

摩擦接合用として使用できるフッ素樹脂コート製高力ボルトは、アルミニウム合金板のクリープのみならず、ボルト表面のフッ素樹脂被膜のクリープによってもボルト軸力が低下する。従って、アルミニウム合金土木構造物設計・製作指針(案)に示された、摩擦面の処理や導入ボルト軸力管理ならびに、すべり係数が 0.45 以上ある場合に使用可能である。

(※3)

本節では、アルミニウム合金と構造用鋼材 (SS400 等) が接触する場合のすべり耐力に関するデータがないことから、具体的な数値の明示は控えている。

(※3)

継手耐力の算定について、すべり係数の規定がないため具体的な数値の明示は控えている。

a) アルミニウム合金芯材および添接部材と主構造（スチール）の取り付け

図-5(a)に示すように、アルミニウム合金 BRB（A5083P-0）とスチールの主構造を接合する場合は、アルミニウムと鋼材の添接面に異種金属接触が生じるため、これを防止する方策を施さなくてはならない。また、接合に用いる高力ボルトは、フッ素樹脂コート鋼製高力ボルトを使用する。

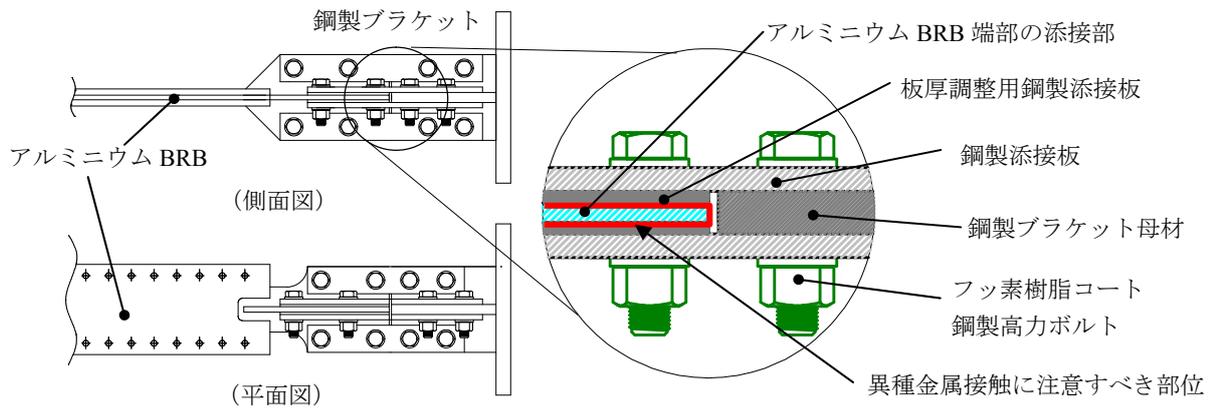


図-5(a) アルミニウム BRB を鋼製添接部材で接合する場合

図-5(b)に示すように、アルミニウム合金 BRB（A5083P-0）を、アルミニウム合金添接版（A6060-T651）を介して鋼製ブラケットと連結する場合は、アルミニウム添接版と鋼製ブラケット母材面に異種金属接触が生じるため、これを防止する方策が必要である。また、ブレース材に適用する板厚と鋼製ブラケット母材の板厚が同厚の場合、板厚調整用アルミ添接板は省略することが可能である。

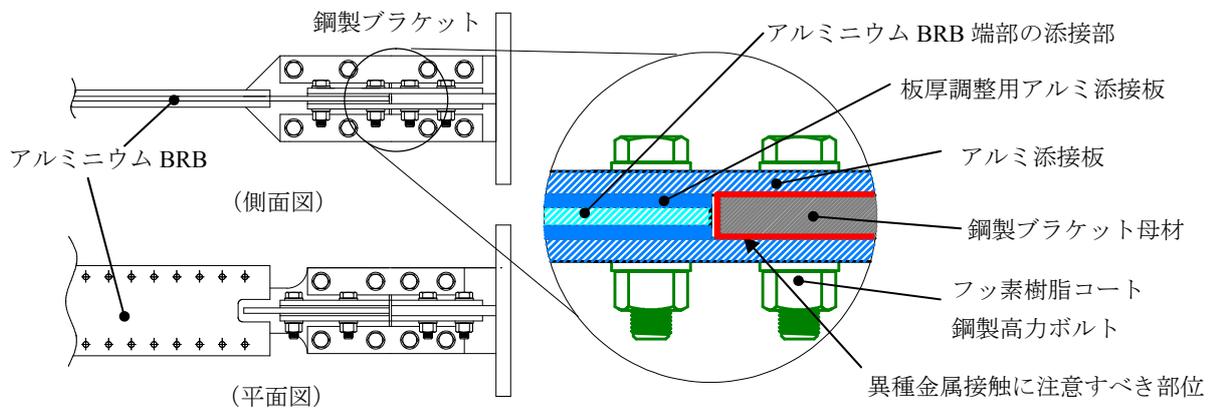


図-5(b) アルミニウムの BRB と添接板を鋼製ブラケット母材と接合する場合

b) アルミニウム合金芯材と添接部材と主構造（アルミニウム合金）の取り付け

図-6 に示すように、アルミニウム合金からなる BRB とアルミニウム合金の主構造については、異種金属接触は生じない。摩擦接合にはフッ素樹脂コート鋼製高力ボルトを用いる。また、ブレース材に適用する板厚とアルミニウムブラケット母材の板厚が同厚の場合、板厚調整用アルミ添接板は省略することが可能である。

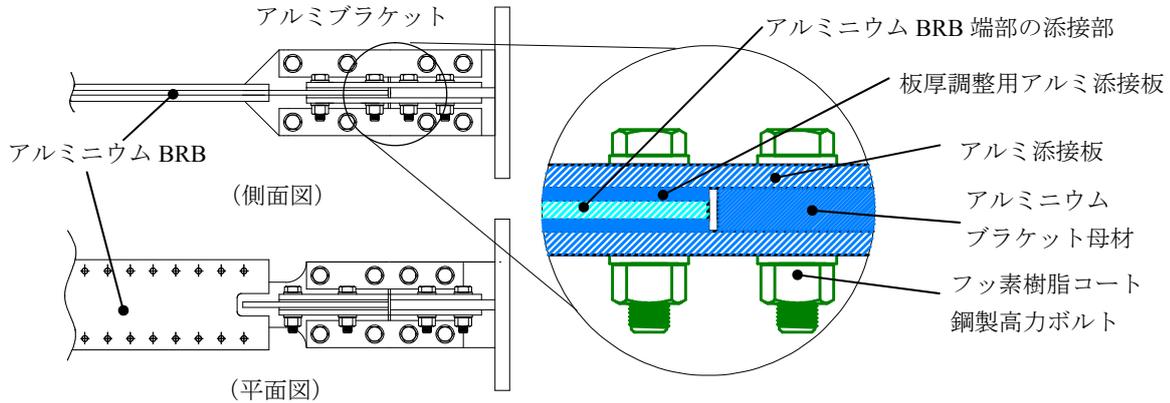


図-6 アルミニウムの BRB と添接板をアルミニウム合金母材に接合する場合

c) 鋼製芯材と添接部材（スチール）と主構造（スチール）の取り付け

図-7 に示す通り、鋼製 BRB の主構造との接合は、一般的な高力ボルトによる摩擦接合を適用する。また、ブレース材に適用する板厚とブラケット母材の板厚が同厚の場合、板厚調整用鋼製添接板は省略することが可能である。

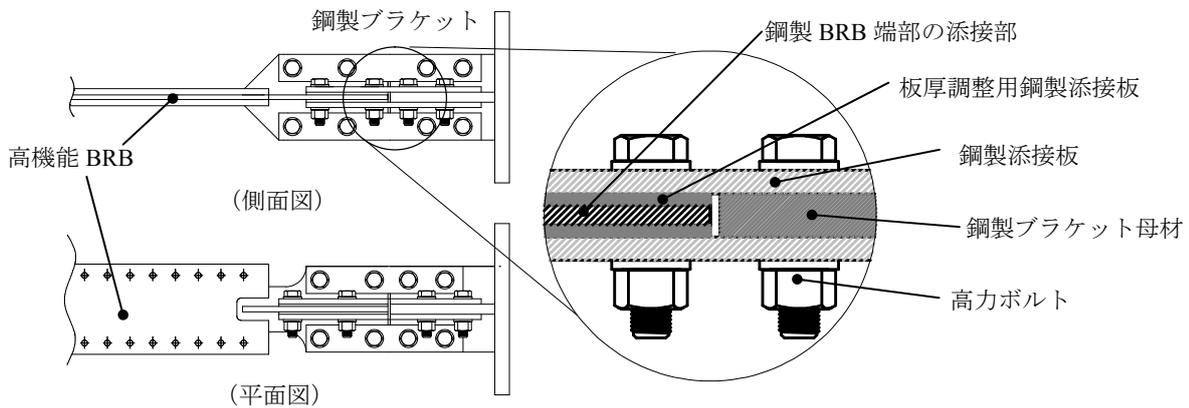


図-7 高機能 BRB と添接板を鋼製ブラケット母材と接合する場合

(3) アルミニウム合金BRBの取り付け接合部の設計事例³⁾

制震ダンパーの素材として最も適すと考えられる A5083P-O アルミニウム合金をブレース芯材に適用し、A6061S-T651 を拘束材に用いた BRB と、ダンパー素材として SM400A を用いた高性能 BRB に関するダンパーの性能実験を例としてダンパーを接合するための、高力ボルト接合部の計算事例を示す。素材の材質は異なるが、制震ブレースの外観および拘束部材を含めた断面形状は両者ともに図-8 に示す通りである。表-3(a) にアルミニウム合金ダンパーおよび鋼製ダンパーの部材諸元を示し、表-3(b) に制震ダンパーの材料定数を示す。

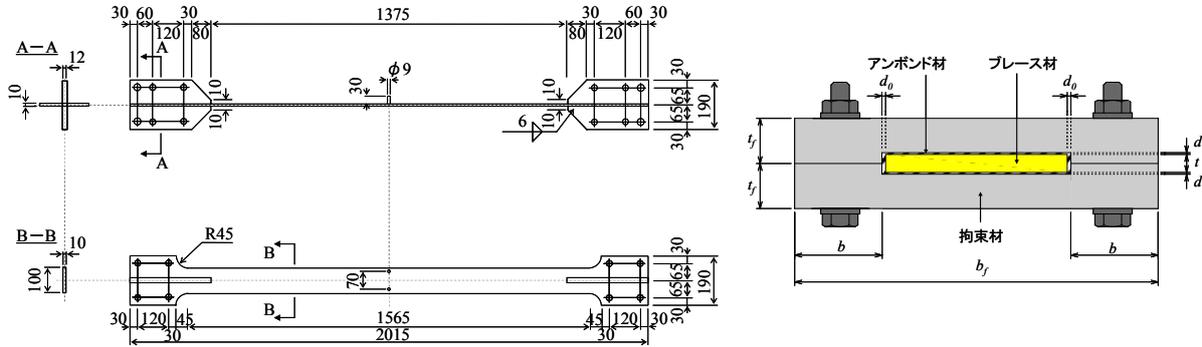


図-8 制震ブレース芯材の外観と断面形状の例³⁾

表-3(a) 制震ダンパーの部材諸元³⁾

芯材の材質	L [mm]	B [mm]	t [mm]	A_b [mm ²]	λ
A5083P-O	1375	101	10.0	1010	472
SM400A	1355	100	10.4	1040	450

L : 平行部の長さ, B : 平行部の幅, t : 平行部の厚さ, A_b : 平行部の断面積,
 λ : 平行部の長さの弱軸に関する細長比

表-3(b) ダンパー芯材の材料定数³⁾

芯材の材質	E [GPa]	$\sigma_{0.2}, \sigma_y$ [MPa]	$\varepsilon_{0.2}, \varepsilon_y$ [%]	σ_u [MPa]	ν
A5083P-O	73.3	97.6	0.366	307	0.32
SM400A	212	272	0.128	429	0.31

E : ヤング係数, $\sigma_{0.2}$: 0.2%耐力, σ_y : 降伏応力, $\varepsilon_{0.2}$: $\sigma_{0.2}$ に対するひずみ, ε_y : 降伏ひずみ,
 σ_u : 引張強さ, ν : ポアソン比

表-3(c) ブレース材の降伏軸力と実験時の最大荷重

芯材の材質	P_0, P_y [kN]	P_{max} [kN]	P_{max}/P_0 or P_{max}/P_y
A5083P-O	98.6	317	3.22
SM400A	283	484	1.71

P_0 : 比例限軸方向力, P_{max} : 最大荷重, P_y : 降伏軸力,
 P_{max}/P_0 : A5083P-O の荷重上昇率, P_{max}/P_y : SM400A の荷重上昇率

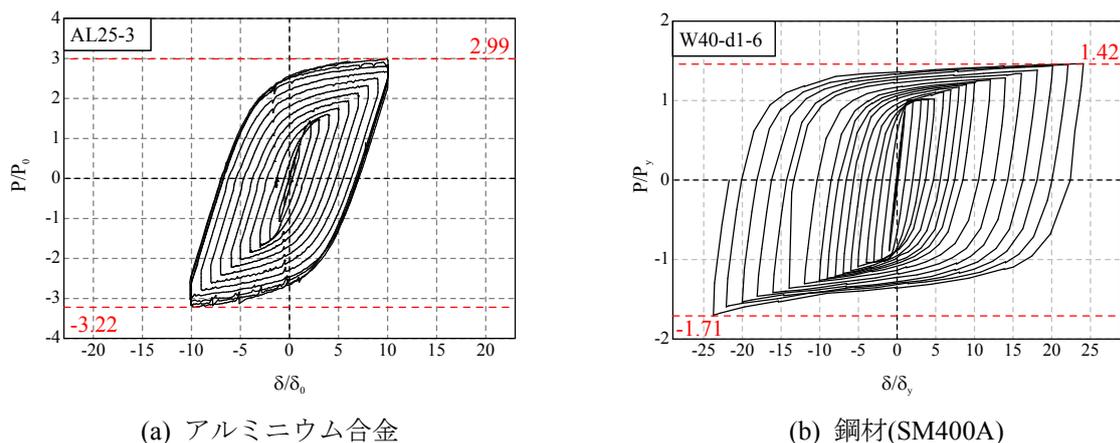


図-8 アルミニウム合金 BRB と高機能 BRB の繰り返し載荷実験結果³⁾

アルミニウム合金製 BRB および鋼製 BRB の弾塑性挙動の比較について、ひずみ硬化の影響に着目する。図-8 は実験より得られた荷重-変位関係について、アルミニウム合金 BRB は破断状態に達するまで、鋼材の場合はひずみが限界値に達した状態までを比較したものである。

図-8 (a) に示すアルミニウム合金の場合、最終ループ時に引張側で $2.99P_0$ 、圧縮側で $3.22P_0$ まで上昇する。一方、図-8 (b) に示すように、ひずみ硬化による荷重の上昇を比較すると、鋼材は最終ループ時に引張側で $1.42P_y$ 、圧縮側で $1.71P_y$ まで上昇している。このように、アルミニウム合金は、ひずみ硬化の影響が鋼材に比べ顕著であり、引張側の軸力は破断が生じた最終ループ時には、先述のように母材の引張強度近くなるということが報告されている。以上から、アルミニウム合金 BRB の設計時に必要な比例限度力（鋼材の場合は降伏軸力）と、BRB の最大耐力を破断状態と見なした場合の繰り返し載荷実験結果から得られた荷重上昇をまとめると、表-3 (c) のようである。

実験データを参考に、アルミニウム合金 BRB および高機能鋼製 BRB のボルト摩擦接合継手の計算例を示す。

制震ブレースの接合部は、ブレース芯材の繰り返し軸力作用時に安定した履歴が発揮されることを意図して、接合部に想定される最大軸力時においても、接合部が降伏しないように適切な接合部分係数を設定して設計する必要がある。接合部の設計軸力は以下の式で示される。

$${}_j N_a \geq \alpha \cdot N_y \quad (6)$$

ここで、

${}_j N_y$: ブレース接合部の設計軸力

N_y : ブレース芯材の比例限度力（鋼材の場合は公称降伏応力） ($=A_b \cdot P_y$)

α : 接合部係数

式(6)に含まれる接合部係数は、ブレースに想定されるひずみ領域における耐力上昇の程度、材料強度のばらつき等を考慮して設定する必要がある。座屈拘束ブレースの接合部に対する標準的な値が鋼構造接合部設計指針（日本建築学会 2013 年 7 月）に提案されている。同指針によれば、ブレース芯材の鋼種と接合部の降伏が高力ボルト摩擦接合のすべりで設計する場合、 $\alpha=1.40$ （芯材鋼種：SN400B）～ 2.70 （芯材鋼種：LY100）である。

ここでは、ブレース芯材の断面積と制震ブレース部材長が同じ諸元を持つ、アルミニウム合金ダンパー（A5083P-O）と高機能鋼製ダンパー（SM400A）について比較検討する。表-3 (c) に示すように、繰り返し実験結果より得られた荷重上昇率を接合部係数 α と仮定して照査を試みる。なお、この試算ではボルトのすべ

りが先行すると仮定し、添接板および母材降伏の応力照査は省略する。

【アルミニウム合金 BRB の場合】

ブレース芯材 PL-10×100 アルミニウム合金種 A5083P-O

断面積	$A_b=10 \times 101=1040\text{mm}^2$
降伏応力	$P_y=97.6 \text{ kN/mm}^2$
降伏軸力	$N_y=A_b \cdot P_y=98.6 \text{ kN}$

ブレース芯材に対する高力ボルト接合部の接合部係数 $\alpha=3.22$ であるから、高力ボルト接合部設計軸力 ${}_jN_a$ は式 (6) により

$${}_jN_a = \alpha \cdot N_y = 3.22 \times 98.6 = 317.5 \text{ kN}$$

アルミニウム合金 BRB に対して、鋼製ブラケットとの接合を想定して、ボルト軸径 M20(F10T)のフッ素樹脂コート鋼製高力ボルトの 1 本あたり 2 面摩擦の許容力 q_{by} (摩擦係数 0.4) を仮定した場合必要ボルト本数 n は以下の通りである。

$$n = \frac{{}_jN_a}{q_{by}} = 317.5/71.6 = 4.4$$

十字継手形状のため 2 面摩擦を適用し、添接板一組あたり 2-M20×4 組より、片側 8 本→O.K

【高機能鋼製 BRB の場合】

ブレース芯材 PL-10×100 鋼種 SM400A

断面積	$A_b=10.4 \times 100 = 1040\text{mm}^2$
比例限応力	$P_y=272 \text{ kN/mm}^2$
降伏軸力	$N_y=A_b \cdot P_y=283 \text{ kN}$

ブレース芯材に対する高力ボルト接合部の接合部係数 $\alpha=1.71$ であるから、高力ボルト接合部設計軸力 ${}_jN_a$ は式 (6) により、

$${}_jN_a = \alpha \cdot N_y = 1.71 \times 283 = 483.9 \text{ kN}$$

アルミニウム合金 BRB に対して、鋼製ブラケットとの接合を想定して、ボルト軸径 M20(F10T)の高力ボルトの 1 本あたり 2 面摩擦の許容力 q_{by} (摩擦係数 0.4) を仮定した場合必要ボルト本数 n は以下の通りである。

$$n = \frac{{}_jN_a}{q_{by}} = 483.9/71.6 = 6.76$$

十字継手形状のため 2 面摩擦を適用し、添接板一組あたり 2-M20×4 組より、片側 8 本→O.K

以上の試算結果よりブレース芯材の断面積が同一の場合、アルミニウム合金 BRB と鋼製 BRB を主構造と高力ボルトで接合する場合のボルト本数は、異種金属接触腐食への配慮を考慮せず、摩擦係数を 0.4 と仮定した場合には、鋼製 BRB と同等なボルト本数で接合が可能となる。

この試算では、実験により得られたブレースの作用軸力の最大値を、仮に接合部係数として算定した結果であることから、アルミニウム合金 BRB の設計軸力に対する適切な接合部係数に関する実験データを蓄積する必要がある。

また、アルミニウム合金と鋼部材の添接面に対するすべり耐力 (適切な摩擦係数) に関する技術的知見が不足しており、今後の技術的な検討課題である。

(4) アルミニウム合金BRBの取り付け接合部に関する課題の研究計画

アルミニウム合金とスチールを連結する場合には、1章で示された異種金属接触腐食を回避する対策が絶対条件となることから、摩擦接合としての継手性能に関しては、技術的知見が不足していることは否めない。アルミニウム合金素材の優れた特性を生かしたBRBを実現するためには、鋼部材との異種金属接触腐食を防止する高力ボルト摩擦継手を設計するための基礎的な実験データの蓄積が必要である。以下に、課題解決のために必要な実験計画を例示する。

鋼とアルミニウム合金母材の高力ボルト摩擦接合継手のすべり試験

図-9に例示するようなアルミニウム合金 (A6061-T651) と、フッ素樹脂コートされた母材 (鋼種 SM400A) をフッ素樹脂コート鋼製高力ボルトによって連結してすべり試験片を作成し、設計ボルト軸力に対するすべり耐力の算定、クリープによる軸力減少の程度、ならびにすべり係数を求める。

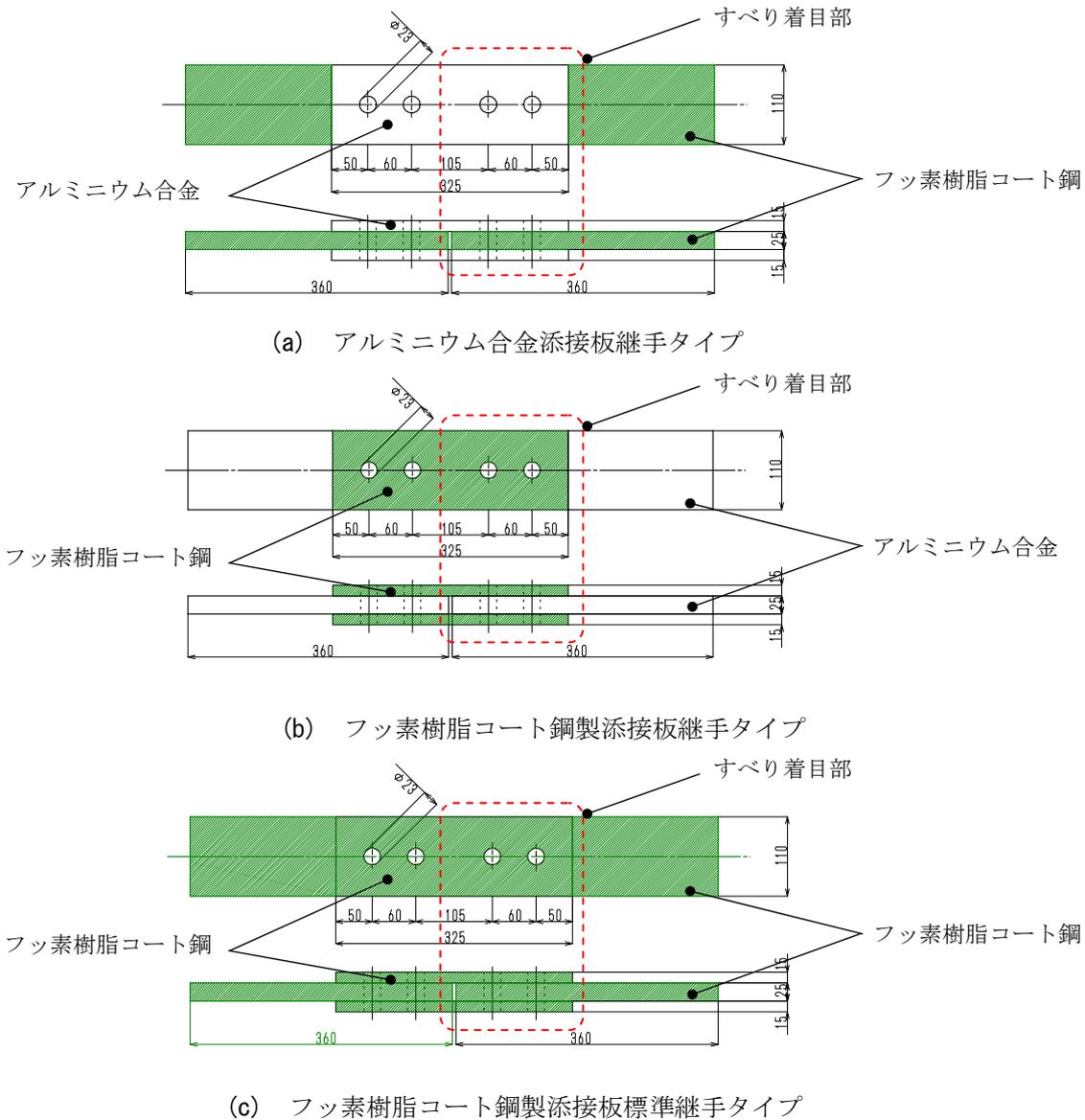


図-9 アルミニウム合金とフッ素樹脂コート鋼母材のすべり試験片⁴⁾

(実験時の留意事項)

- 試験片の本数は各 5 本以上とする。
- 継手の片側は設計軸力の 2 割増し締めによりすべりを抑制し、着目部のすべり挙動を観察する。
- 接合面の処理については、アルミニウム合金側について表面粗さ Rz20 μ m 以上の粗面となるブラスト処理を施す。詳細については、アルミニウム合金土木構造物 設計・製作指針 (案) に示された接合処理面の仕様に従う。
- 高力ボルトはトルク法によって軸量導入する。
- フッ素樹脂コート仕様の仕様および表面処理は、フッ素樹脂コート鋼製高力ボルトに準ずるが、コート膜厚をコントロールすることが可能であれば、これらをパラメータとした試験片数量を検討する必要がある。

参考文献

- 1) 渡辺孝一, 山口亮太, 吉川瑛人 (2010) : 繰り返し軸力を受ける高機能座屈拘束ブレースとガセットの面外挙動に関する実験的検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.56A, pp.511-521.
- 2) 渡辺孝一, 吉川瑛人, 山口亮太, 児玉佳大 (2011) : 高機能座屈拘束ブレースを接合するガセットの設計と終局挙動, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.57A, pp.551-564.
- 3) 佐藤 崇, 宇佐美勉, 倉田正志 (2010) : 構造用アルミニウム合金 BRB の性能実験と解析, 土木学会論文集 A, Vol. 66, No. 2, pp.356-367.
- 4) アルミニウム合金土木構造物 設計・製作指針作成検討小委員会(2015) : アルミニウム合金土木構造物 設計・製作指針 (案)
- 5) 日本建築学会(2013) : 鋼構造接合部設計指針

Ⅲ-2 接着接合とスタッドジベル支圧接合の混合継手

関西大学 石川敏之

1. 現状の概観

(1) アルミニウム合金製 BRB と鋼部材との接合部の課題

アルミニウム合金製 BRB を鋼部材と接合させる際、荷重を伝達する接合が必要となるが、摩擦接合を用いる場合、アルミニウム合金製 BRB と鋼部材が接触することが問題となる。アルミニウム合金と鋼部材が接触し電流が流れると、異種金属接触腐食により鋼と比べて卑な金属であるアルミニウム合金材が腐食する。したがって、アルミニウム合金製 BRB と鋼部材との接合には、アルミニウム合金材と鋼部材が接しない状態で荷重を伝達する継手が必要とされている^{1)~3)}。

(2) 接着接合とスタッドジベル支圧接合の混合継手

現在、接着接合とスタッドジベル支圧接合の混合接合に関する研究が行われている^{4)~7)}。接着接合は、比較的容易に施工できるが、脆性的なはく離が懸念されている^{8)~10)}。脆性的なはく離を生じさせないために、当て板の端部にスタッドジベルを設け、その支圧を利用した混合接合とすることで、接着接合のみの場合と比べて継手の強度が向上し、脆性的なはく離を防止できることが明らかにされている^{4)~7)}。この混合継手は、**図-1(a)**に示すように、主板と当て板の間には接着剤が設けられているため、直接接触していない。また、スタッドボルトの周りにも接着剤が充填されているためスタッドボルトと当て板も直接接触していない。スタッドボルトを締め付ける際に用いられている座金が当て板と接しているのみである。したがって、**図-1(b)**のように、座金も当て板に接着することで、座金と当て板が直接接触しなくなるため、主板を鋼板、当て板をアルミニウム合金材とすることで、アルミニウム合金と鋼材が接触しない状態で荷重が伝達できると考えられる。

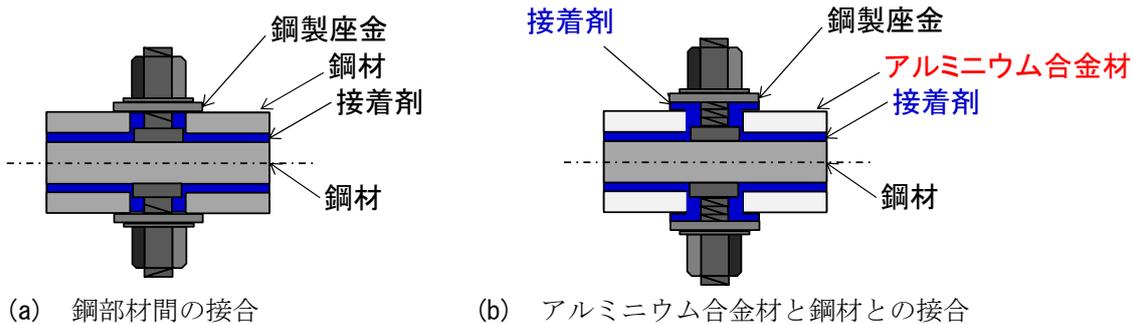


図-1 接着接合とスタッドボルト支圧接合の混合継手

(3) 試験体と試験方法

文献7)に示す試験体と同様な試験方法により、アルミニウム合金板と鋼板の接着接合とスタッドジベル支圧接合の混合継手の強度評価を行う。用いた試験体を**図-2**に示す。スタッドジベルとして、M16のスタッドボルトを用いた。試験体は、鋼板からアルミニウム合金板に、接着剤を介して力を伝達させる構造となっており、鋼板に圧縮力を与えて試験を行う押し抜き試験タイプの試験体(AS)である。比較のために、**図-2(b)**に示すアルミニウム合金板と鋼板を高力ボルト接合した試験体(B)も準備した。高力ボルトはM20(F10T)を使用した。

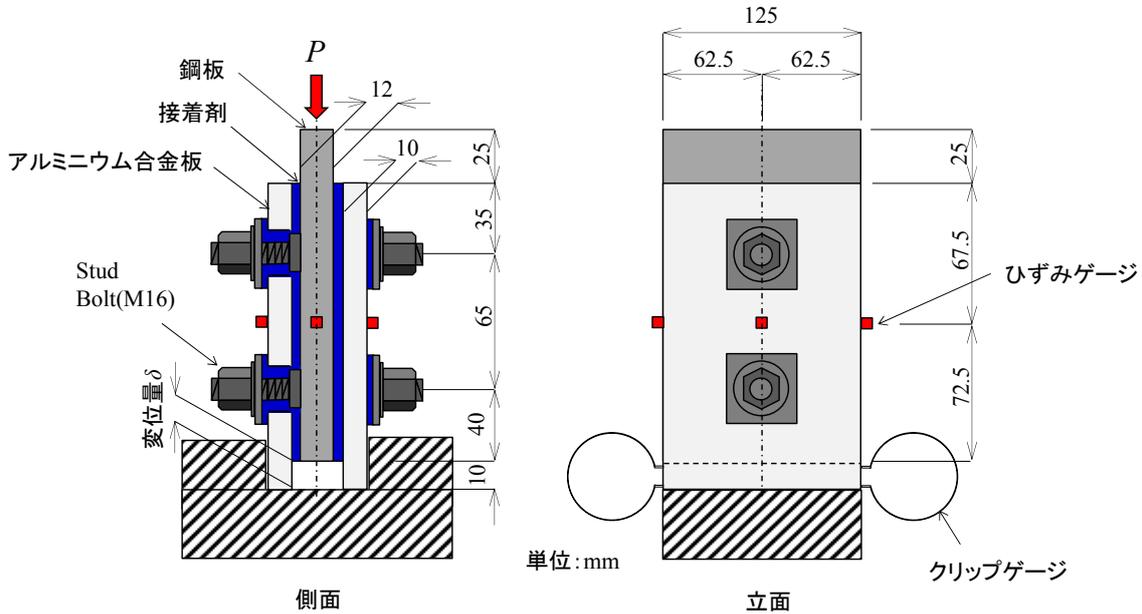
試験体に用いた、アルミニウム合金、鋼板および接着剤の材料特性を**表-1**に示す。

アルミニウム合金板と鋼板の接合面はサンドブラスト処理している。最初に片側のアルミニウム合金板と座金を接着し、24時間22℃の部屋で養生した。次にもう片側のアルミニウム合金板と座金を接着し再び24時間22℃の部屋で養生し、その後35℃の乾燥炉内で12時間養生した。アルミニウム合金板と座金を接着する際には、**図-3**に示すようにアルミニウム合金板と座金およびアルミニウム合金材と鋼板が通電していないことを確認した。養生終了後、スタッドボルトには普通ボルトに用いられる値と同様なトルク106N・mをト

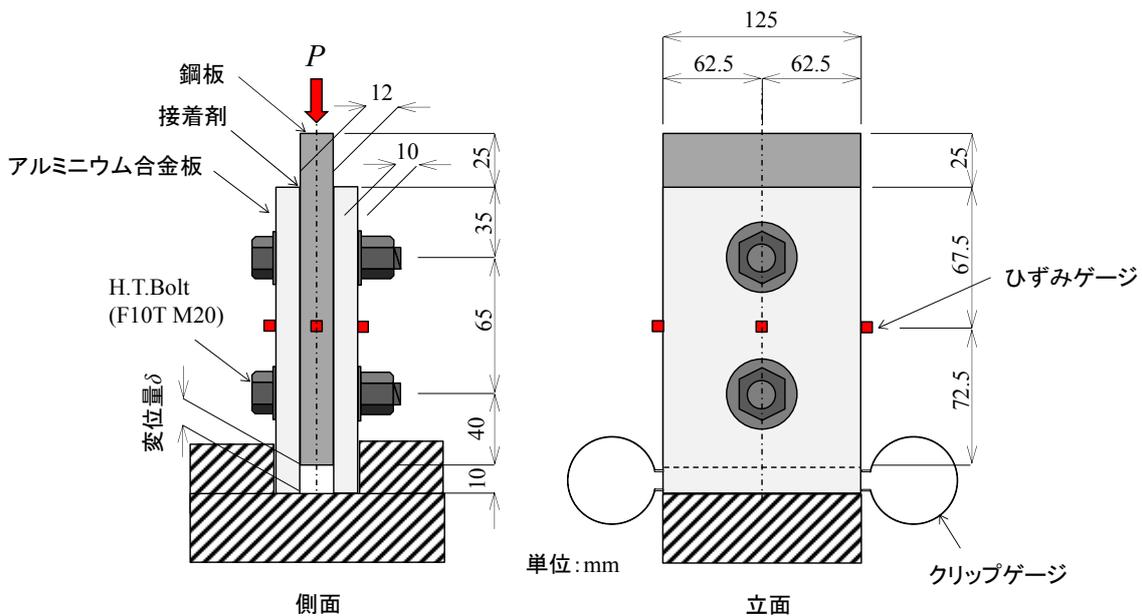
ルクレンチで導入した。トルク導入後さらに 22°C の部屋で 5 日以上養生した。高力ボルトの締め付けは F10T 相当の軸力となるように設計し、その 1 割増しのトルクで締め付けた。高力ボルトを用いた試験体も、トルクを導入後、5 日以上経過してから荷重試験を実施した。

試験体のひずみ計測位置を図-2 に示している。アルミニウム合金板と鋼板のずれの計測には、図-2 に示すようにクリップゲージを用いた。

試験体をセットした状態の一例を図-4 に示す。荷重試験は、2000kN の万能試験機を用いた。荷重に伴って、アルミニウム合金板の底面が開く方向にずれないように、図-2、4 に示すように鋼板(厚さ 9mm×2=18mm)を治具に設置している。荷重速度は弾性域内で 0.6~0.9kN/sec 程度であった。



(a) 接着接合とスタッドボルト支圧接合の混合接合(試験体 AS)



(b) 高力ボルト摩擦接合(試験体 B)

図-2 試験体

表-1 使用した材料の特性

(a) 鋼材		(b) アルミニウム合金材	
鋼種	SM490Y	使用材料	A6061-T651
板厚[mm]	11.9	板厚[mm]	10.0
降伏応力[N/mm ²]	394	0.2%耐力[N/mm ²]	311
引張強さ[N/mm ²]	522	引張強さ[N/mm ²]	327
伸び率[%]	21.0	伸び率[%]	12.4

(c) 接着剤		(d) スタッドボルト	
圧縮降伏強さ[N/mm ²]	70	寸法	M16
圧縮弾性率[kN/mm ²]	3.1	降伏応力[MPa]	363
引張強さ[N/mm ²]	35	引張強さ[MPa]	454
引張せん断接着強度[N/mm ²]	27	伸び[%]	23.8

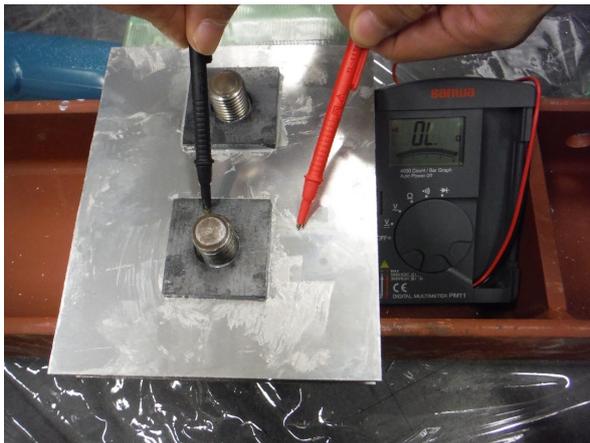


図-3 鋼板とアルミニウム合金材の非接触の確認



図-4 試験体をセットした状態

(4) 試験結果

1) 荷重と相対変位の関係

載荷荷重 P と鋼板とアルミニウム合金板の相対変位 δ の関係を図-5 に示す。図には、鋼板の降伏荷重 $P_y (=591\text{kN})$ を示している。アルミニウム合金板の 0.2%耐力に達する荷重は 778kN であるため、図には示していない。

図-5 より高力ボルトを用いて接合した試験体 B では荷重が 350~400kN 程度ですべりが生じたため、鋼板とアルミニウム合金板の相対変位 δ が増大していることがわかる。その後荷重が増減しながら変位が増加した。この現象は、高力ボルトが支圧状態となった後、アルミニウム合金板のボルト孔の変形とずれが交互に生じたためであると考えられる。また、2 体の試験体で P - δ 関係の傾きが異なっていたが、試験体をセットした台座の変形に依存すると考えている。

一方、接着接合とスタッドボルト支圧接合を混合させた試験体 AS では、高力ボルト接合の試験体 B と比べて P - δ 関係の傾きが大きかった。この結果は、文献 4)~7)と同様であり、接着接合では高力ボルト接合と比べて当て板の端部まで荷重伝達が有効であるためと考える。試験体 AS では載荷荷重 P が鋼板の降伏荷重 P_y に達した後も荷重が線形的に増加した。その後、荷重 P が 650kN 付近に達した際に当て板がはく離したため荷重が 400kN 付近まで急激に低下した。当て板のはく離後はスタッドボルトが支圧状態となったため、荷重が微増するに伴って、鋼板とアルミニウム合金板の相対変位 δ が増大し、最終的にスタッドボルトの軸部破断が生じた。

載荷試験中、アルミニウム合金板と座金およびアルミニウム合金材と鋼板の通電を確認した。試験体 AS の 2 体の内、1 体ではすべての座金、鋼板とアルミニウム合金板との通電は最大荷重に達した後であったが、1 体は 100kN に達する前に座金とアルミニウム合金板が通電した。試験体製作の際に通電していなかったと

しても、図-2(a)からわかるようにスタッドボルトの溶植部とアルミニウム合金板とが接触しやすいため、荷重増大によりその位置で通電したと考える。今回は、アルミニウム合金板の孔径を文献 4)~7)を参考に22.5mmとしていたが、スタッドボルトの溶植部とアルミニウム合金板が接触しにくくなるように、孔径を拡大する必要があると考える。

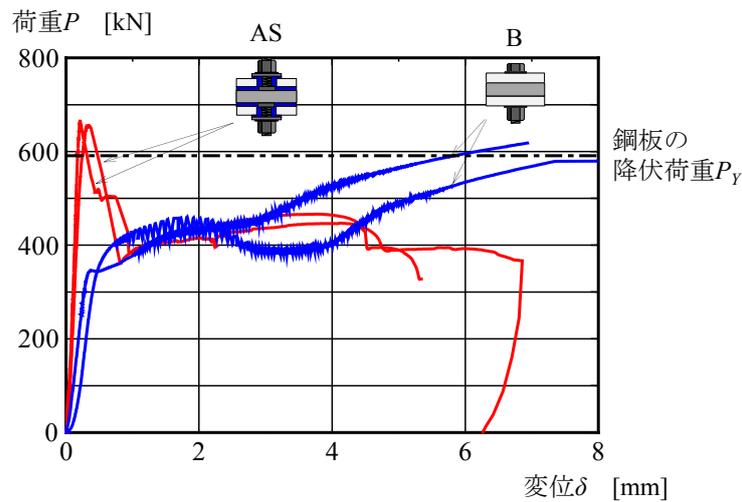


図-5 載荷荷重 P と変位 δ の関係

2) 荷重とひずみの関係

荷重とアルミニウム合金板中央および鋼板側面中央のひずみの関係を図-6, 7に示す。試験体 AS に対する P - ϵ 関係は、ずれが生じるまで（最大荷重まで）の値を示している。図では試験体の両面に貼り付けたひずみゲージの平均値が示さえている。図には鋼板とアルミニウム合金板のヤング係数をそれぞれ $E_s=200\text{kN/mm}^2$, $E_a=70\text{kN/mm}^2$ として両者の完全合成断面から計算されるひずみの値も示している。

図-6 より試験体 AS, B 共にアルミニウム合金板中央のひずみは合成断面と比べて若干小さな値となっている。接着とスタッドボルトを併用した試験体 AS では、鋼板の降伏荷重 P_y に達するまでは P - ϵ 関係がほぼ線形を示しているが、 P_y に達した後はアルミ合金板が剥離する最大荷重まで、荷重が増加しても、ひずみは増加しなかった。図-5 から、載荷荷重が降伏荷重を超えても P - δ の傾きがほぼ線形であったため、アルミニウム合金材の接着が徐々に剥離し始めるなど、応力伝達に変化したと考えられる。

高力ボルト接合の試験体 B では、すべりが生じている範囲ではひずみがほぼ停滞していた。その後、アルミニウム合金板と高力ボルトが接して支圧状態になったため、ボルト孔直下のひずみゲージ位置では、荷重の増加に伴いひずみも増加した。

図-7 の鋼板に生じるひずみの値から、試験体 AS では、鋼板の降伏荷重後に若干の非線形性が見られたが、 P - ϵ 関係はほぼ線形を示していた。一方、高力ボルト接合試験体 B では、すべりが生じた際、鋼板のひずみが低下した。その後、アルミニウム合金板と高力ボルトが支圧状態となったため再び鋼板のひずみが上昇した。

このように、接着接合とスタッドボルト支圧接合の混合接合は、高力ボルト摩擦接合と比べて荷重の伝達性が良いため、降伏荷重まで P - ϵ 関係がほぼ線形となることが明らかになった。

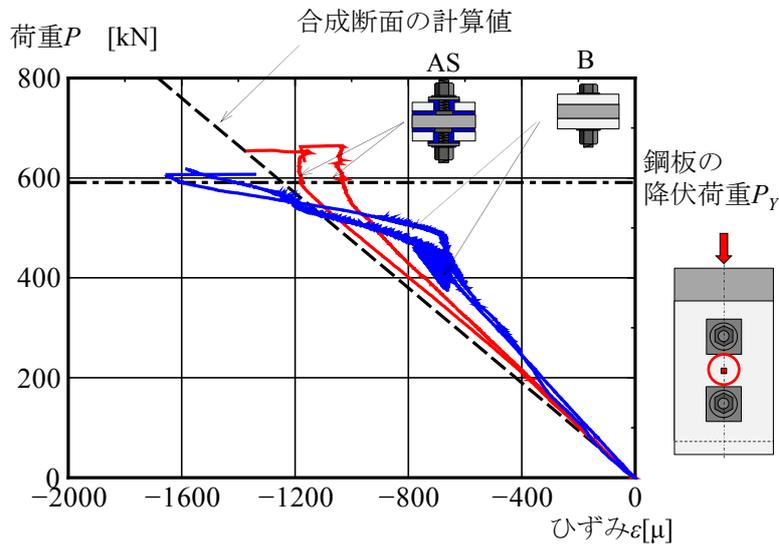


図-6 載荷荷重 P とアルミニウム合金板のひずみ ε の関係

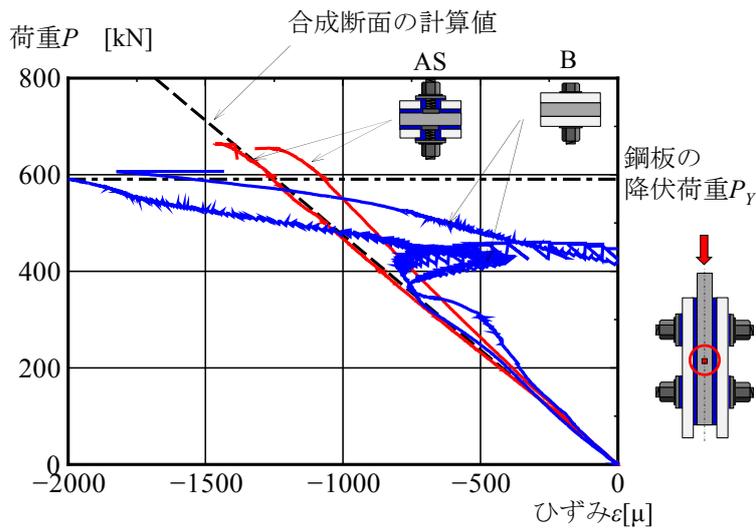


図-7 載荷荷重 P と鋼板のひずみ ε の関係

3) 試験終了後の接合部の状態

試験終了後の試験体の接合部の状況を図-8 に示す。接着接合とスタッドボルト支圧接合を混合した試験体 AS は図-8 に示した様に、終局時に主板上に溶植したスタッドボルトが破断し、当て板のスタッドボルト用孔の下側がスタッドボルトの支圧により変形していた。接着剤がはく離した後に主板上に与えられる圧縮力がスタッドボルトから当て板のボルト孔へ伝達されていたことがこのことからわかる。高力ボルトを用いた試験体 B では、すべりが生じた後に、鋼板およびアルミニウム合金板と高力ボルトがそれぞれ支圧状態となったため、鋼板のボルト孔の上側およびアルミニウム合金板のボルト孔の下側が塑性変形していた。



(a) 試験体 AS



(b) 試験体 B

図-8 試験終了後の試験体の接合部

2. アルミニウム合金製 BRB の鋼部材の接合部への適用の可能性

アルミニウム合金製 BRB を鋼部材へ接合する場合、荷重を伝達しながらアルミニウム合金材と鋼部材とを絶縁関係にする必要がある。このような継手として、接着剤を介することで力を伝達しながら絶縁できる可能性を示した。また、接着接合とスタッドボルト支圧接合の混合接合によって、接着接合の欠点である脆性的なはく離を防止できることが明らかになった。ただし、スタッドボルトの溶植部とアルミニウム合金板のボルト孔の関係や低サイクル疲労強度などを明らかにする必要がある。

3. 可能な場合の具体的な内容

アルミニウム合金製 BRB と鋼部材との接合に、接着接合とスタッドボルト支圧接合の混合接合を利用する場合、大きな荷重の履歴を受けた場合にも機能する接合部でなければならない。今回の試験では圧縮を受ける場合に対する 1 回の载荷のみであったので今後、低サイクル領域での繰り返し载荷による継手強度確認が必要である。また、スタッドボルトを用いた場合は、スタッドボルトの溶植部が低サイクル疲労の弱点になると考えられる。したがって、スタッドボルトではなく、鋼部材に孔を設けて普通ボルトを利用した接着接

合とボルト支圧接合の混合接合に対する評価も同時に行うのが良い。

4. 実用化に向けた研究課題

- (1) 接着接合とスタッドボルト支圧接合の混合接合に対する低サイクル疲労強度の確認
- (2) 荷重を受けた場合でも、鋼部材とアルミニウム合金が接触しない条件の確認
- (3) スタッドボルトの代わりに鋼部材に孔を設けて普通ボルトによる支圧接合を利用した場合の混合接合の効果の確認
- (4) 接着剤の耐久性の評価
- (5) アルミニウム合金製 BRB あるいは SPD との接合部の詳細の検討
- (6) アルミニウム合金材と鋼部材の接合法に関する設計・製作ガイドラインの作成

5. 実現が見込まれる課題の研究計画

接着接合やスタッドボルトによる支圧接合に関する研究自体が少ないが、本成果をもとに、継手部モデルによる低サイクル疲労試験の実施により、継手として利用できるかどうか明らかになる。以下のような観点で実験を行い、接合法に関する設計・製作のガイドラインの作成が望まれる。

- 1) 正負交番型の継手モデルによる低サイクル疲労試験の実施。
- 2) 繰り返し載荷実験の結果から、アルミニウム合金製 BRB あるいは SPD との接合に本構造が利用できるかどうかを明らかにする。
- 3) スタッドボルト接合はスタッドボルトを溶着しているため、低サイクル疲労試験において弱点になる可能性があるため、高部材に孔を設けて普通ボルトを挿入し、普通ボルトによる支圧接合の評価も行うのが良い。
- 4) 接合強度の評価式を提案し、接合法に関する設計・製作のガイドラインを提案する。

研究期間は2年程度が見込まれる。

参考文献

- 1) 佐藤 崇, 宇佐美勉, 倉田正志(2010): 構造用アルミニウム合金 BRB の性能実験と解析, 土木学会論文集A, Vol.66, No.2, pp.356-367.
- 2) 船山淳起, 今瀬史晃, 宇佐美勉, 王 春林(2012): アルミニウム合金製 BRB の低サイクル疲労特性, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.448-458.
- 3) 宇佐美勉, 今瀬史晃, 船山淳起, 野中哲也(2013): 鋼およびアルミニウム合金製座屈拘束ブレースを設置した鋼トラス構造の耐震性能比較, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.3, pp.439-451.
- 4) 河本隆史, 石川敏之, 服部篤史, 河野広隆(2015): スタッドボルト接合の併用による当て板接着鋼板の剥離抑制効果, 平成 27 年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集, I-22.
- 5) 河本隆史, 石川敏之, 服部篤史, 河野広隆(2015): スタッドボルト接合の併用による当て板接着鋼板の剥離抑制効果, 土木学会第 70 回年次学術講演会概要集 第 1 部, 第 70 巻, I-510, pp.1019-1020.
- 6) 石川敏之, 河本隆史, 服部篤史, 河野広隆(2016): 接着とスタッドボルトを併用した鋼部材の当て板補修法の開発, 構造工学論文集, Vol.62A, pp.639-646.
- 7) 池田拓哉, 石川敏之(2015): 当て板接着とスタッドボルトを併用した鋼部材の補修法に関する研究, 平成 28 年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集, I-54.
- 8) 鋼構造協会 接着接合研究小委員会(1993): 鋼構造物への接着接合の適用, JSSC テクニカルレポート, No.26, 鋼構造協会.
- 9) 土木学会 複合構造委員会 FRP と鋼の接合法に関する調査研究小委員会(2012): FRP 接着による鋼構造物の補修・補強技術の最先端, 複合構造レポート 05.
- 10) 土木学会 複合構造委員会 FRP と鋼の接合法に関する調査研究小委員会(2013): FRP 部材の接合および鋼と FRP の接着接合に関する先端技術, 複合構造レポート 09.

第IV章 制震部材の適用に向けた設計に関する現状と課題

IV-1 補強材（拘束材）を用いた既設部材の制震部材化

大日本コンサルタント（株） 田崎賢治

1 現状の概観

鋼上路式アーチ橋等の特殊橋梁を対象としたレベル2地震に対する耐震性の向上策に関する検討や設計においては、構成部材が比較的小さい断面の橋梁も多くあり、その場合、当て板補強等の部材補強は適しておらず、下横構や対傾構等の二次部材でエネルギー吸収を図って地震慣性力を低減し、部材補強を最小限に止めることが必要となる。

これまで、アーチ橋を構成する鋼部材と支承部の地震時応答評価を含む橋全体の実設計を対象とした効果的な耐震性向上策の研究や検討も多く行われてきており、解析モデルや解析手法に着目した内容、座屈拘束ブレースやせん断パネル等の制震デバイス（エネルギー吸収装置）単体の特性に着目した内容、また、これらの橋梁への適用性と効果に関する内容などがある^{例え、1)~16)}。その中でも、特に橋軸直角方向の地震力に対して、部材座屈による耐力低下が生じる下横構と対傾構に、変形能向上型の拘束部材を施すことにより、部材座屈の抑止とアーチリブ等主部材の低減効果やアーチ基部ピン支承の補強を回避できる場合があることを明らかにされている^{例え、1)~2)}。

この中では、既設H型鋼を利用した制震ブレース化に関する実験的検討事例^{4)~6)}や既設CT型鋼を含む変形能改善検討事例^{1)~2)}があり、設計上の要求性能（耐荷力及び変形性能）を満足する効果が得られるかどうか検証することを目的に、縮小模型供試体による正負交番載荷実験やFEMによる解析的検討、また実橋の地震応答解析に反映する際のモデル化方法が検討されており、何れも効果が確認されている。

2 アルミニウム合金を制震構造に適用することの可能性

鋼特殊橋梁の耐震対策上の制震部材として、アルミニウム製補強材（拘束材）の適用を考える場合、鋼製と比べて降伏耐力の小さい制震ダンパーをどのような構造条件の場合に適用性（ニーズ）があるか検討した。但し、鋼製のガセット部とアルミ製補強材（拘束材）との異種金属による腐食の課題は既設部材との電位差が生じないように、接触部の絶縁方法等は別途の対応方法を考えることとする。

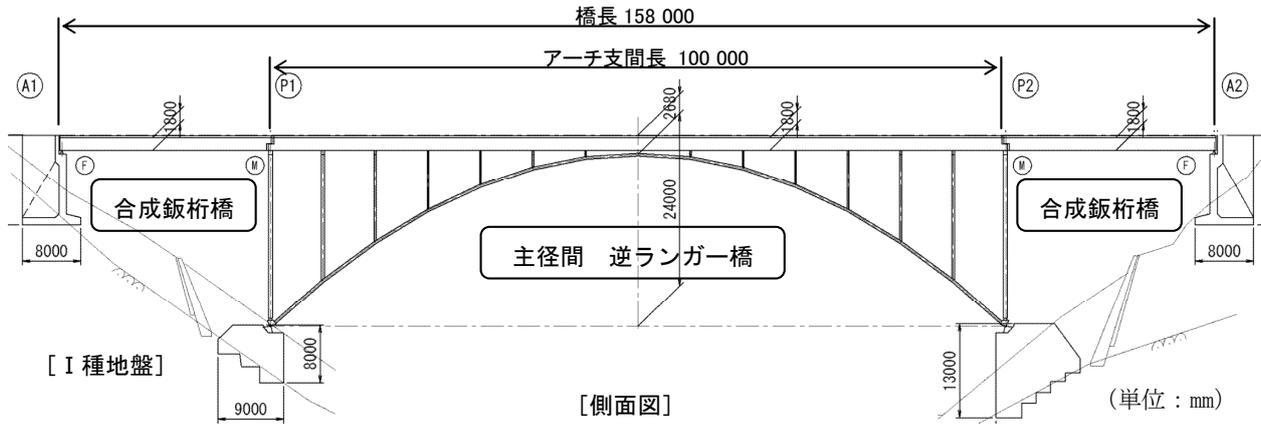
鋼上路式アーチ橋において、二次部材の対傾構や下横構は橋軸直角方向の荷重（風荷重時やL1地震時）で断面が決定するが、既設部材もかなり断面が小さく、制震ダンパー（拘束材構造）に置き換えてエネルギー吸収を期待しても、鋼製の場合、芯材の断面形状をかなり小さくしないと軸降伏しない場合がある。断面形状を小さくする場合も実橋では限界があり、アルミ材を用いて芯材と拘束材をバランスのとれた大きさの断面形状で製作し、軸降伏の調整と、鋼と比べて1/3程度の柔らかい剛性（変形能特性）でエネルギー吸収を図る。また、構造用アルミニウム合金材は鋼材と比べて、①軽量である、②耐食性に優れる、③加工性が良い、などの特徴を有し、維持管理上も有利であるため、ライフサイクルコストを考慮すれば適用上の優位性はあると考えられる。

3 可能な場合の具体的内容

上述のように、アルミニウム合金を鋼特殊橋梁である鋼上路式アーチ橋に適用する場合の検討を行った。

(1) 検討対象橋梁及び解析方法

対象橋梁と解析モデルを図-1に示す。対象橋梁は橋長158m、アーチ支間長100mの鋼逆ランガー橋の主径間とその両側にある鋼単純鉸桁橋（昭和39年鋼道路橋設計示方書に準拠）であり、両端部に橋台を有している。基礎構造は直接基礎で、地盤種別はI種地盤である。また、支持条件は橋軸方向に対して、A1及びA2橋台とP1及びP2端支柱の上端（アーチとの接合）部、アーチリブ基部の鋼製ピン支承が固定支持である。なお、側径間の合成鉸桁橋はP1及びP2端支柱上においてゲルバー構造で可動支持されている。一方、橋軸直角方向に対しては、全支点部が固定支持である。



【解析モデルにおける各部位のモデル要素】

部 位	モデル化	
主部材	アーチリブ	ファイバーモデル (鋼)
	主 桁 支 柱	
二次部材	横支材	ファイバーモデル (鋼)
	上横構	
	下横構	
	支柱斜材 支柱水平材	
床 組	縦 桁	ファイバーモデル (鋼)
	横 桁	
床 版	RC床版	ファイバーモデル (RC)
側径間	単純合成鋼桁	弾性梁要素モデル
下部構造	橋台	弾性梁要素モデル
支 承		線形ばねモデル (支承条件考慮)
基礎地盤		線形ばね (S-R) モデル

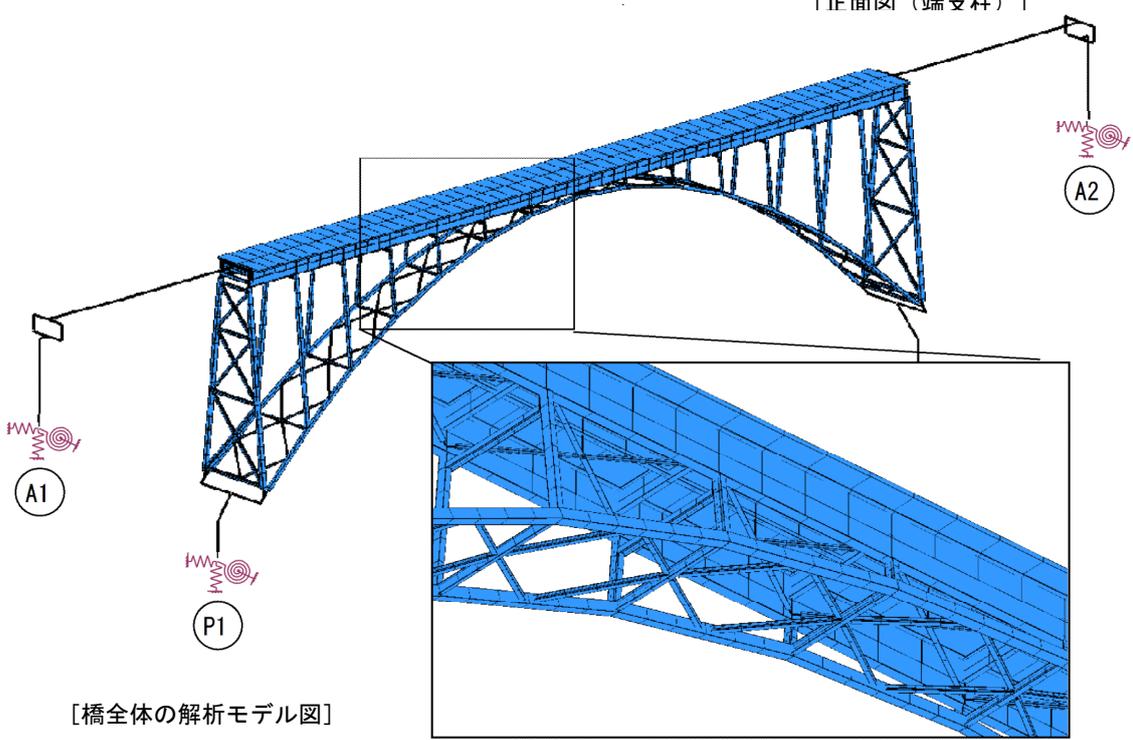
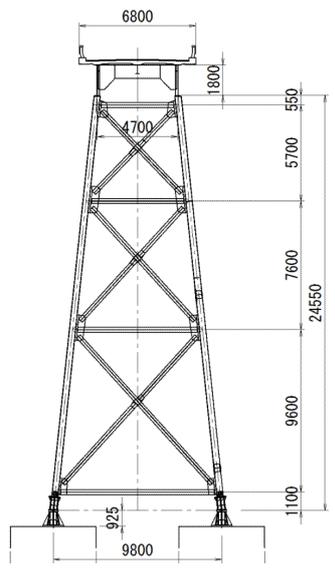


図-1 対象橋梁一般図と解析モデル図

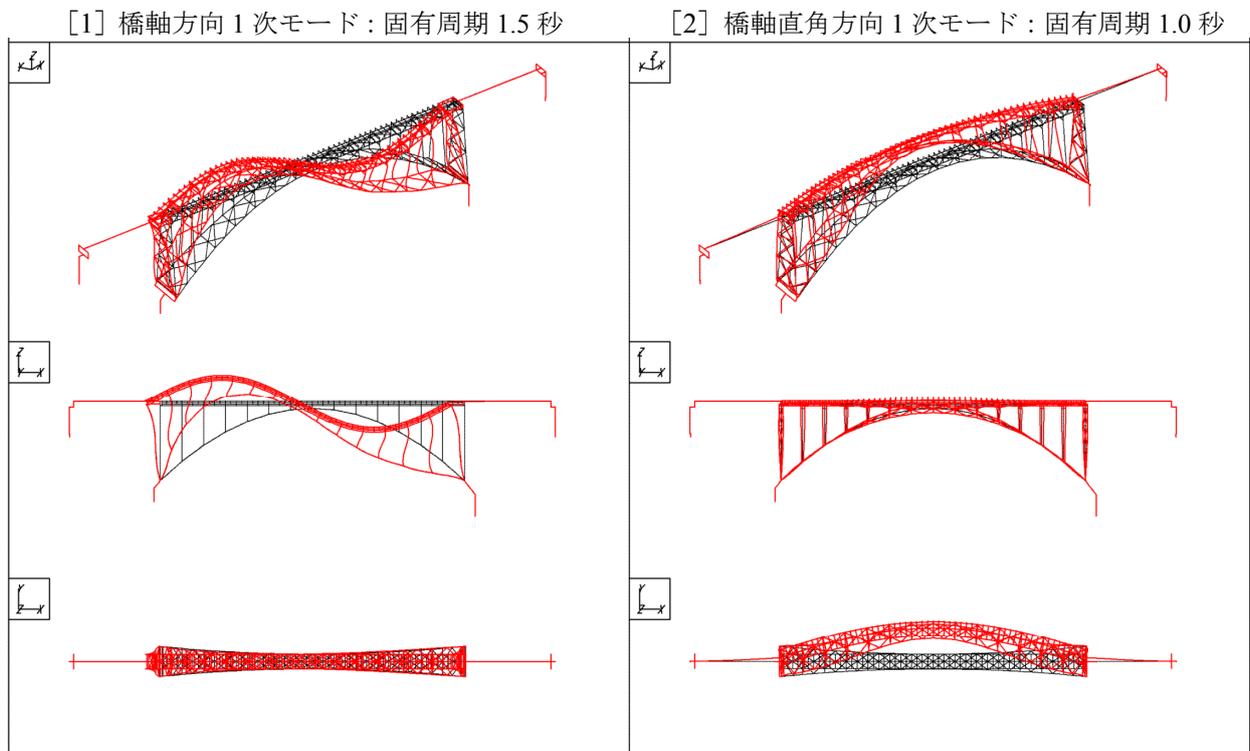


図-2 固有値解析結果

解析モデルは既設アーチ橋を構成する部材の時々刻々の軸力変動及び 2 軸曲げ等の影響を考慮するため、図-1 に示すファイバーモデルを基本とした橋全体系の 3 次元骨組モデルを使用した。圧縮側の降伏応力度は道路橋示方書に示される座屈強度曲線から構成板要素別に局部座屈強度分の低減を考慮している。なお、鋼材の材料定数は材質 SS400 の公称値を用いることとし、降伏応力度 σ_y : 235N/mm²、ヤング係数 E : 2.0×10^5 N/mm²、2 次勾配 : $E/100$ (バイリニア型) とし、繰り返し硬化則は移動硬化則としている。また、解析手法は橋全体系の非線形時刻歴応答解析とし、材料非線形と幾何学的非線形を同時に考慮している。ここで、幾何学的非線形性の評価は、有限変形—微小ひずみと有限回転までを考慮し、部材座屈を解析的に評価した。

入力地震波は道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編¹⁷⁾に規定されるレベル 2 地震動の I 種地盤用標準波 (タイプ I 及びタイプ II) のうち、対象橋梁に対して地震応答が大きくなるタイプ II (II-I-3) を使用している。

固有値解析の結果、図-2 に示すように、橋軸方向の 1 次モードの固有周期は 1.5 秒 (逆対象モード)、橋軸直角方向の 1 次の固有周期は 1.0 秒 (たわみ対象 1 次モード) である。また、粘性減衰定数は要素別剛性比例減衰を設定している。

(2) 現況の耐震性能照査結果

現況の耐震性能照査の結果、橋軸方向及び橋軸直角方向に対して鋼上部構造で降伏を超過した部材を図-3 に示す。

① 橋軸方向に対する結果

まず、橋軸方向に対して、最大応答ひずみが降伏ひずみを超過する箇所と程度は、主部材のアーチリブの基部付近で $1.5\varepsilon_y$ (ε_y : 降伏ひずみ) 程度、部材長の短い支間中央付近の支柱部で最大 $14\varepsilon_y$ 程度である。また、支承部について、最大応答水平力が支承耐力を超過する箇所と程度は、アーチ基部の支承で 1.4 倍程度、側径間の橋台の支承で 3.6 倍程度である。

② 橋軸直角方向に対する結果

一方、橋軸直角方向に対して、最大応答ひずみが降伏ひずみを超過する箇所と程度は、主部材のアーチリブの基部付近で $17\varepsilon_y$ (ε_y : 降伏ひずみ) 程度、部材長の短い支間中央付近の支柱部で最大 $5\varepsilon_y$ 程度であり、二次部材の下横構は最大 $5\varepsilon_y$ 程度である。また、すべての支承部の耐力が不足するため (例えば、アーチ基部のピン支承は水平力が 1.5 倍程度、上揚力が 16 倍程度、側径間の支承が 3.5 倍程度耐力超過)、水平方向及び上揚方向に対する補強対策が必要となる。但し、制震部材を用いた橋全体系の耐震補強対策検討により、地震慣性力及び支承部の応答をできるだけ低減した上で、部材補強を実施することが重要である。

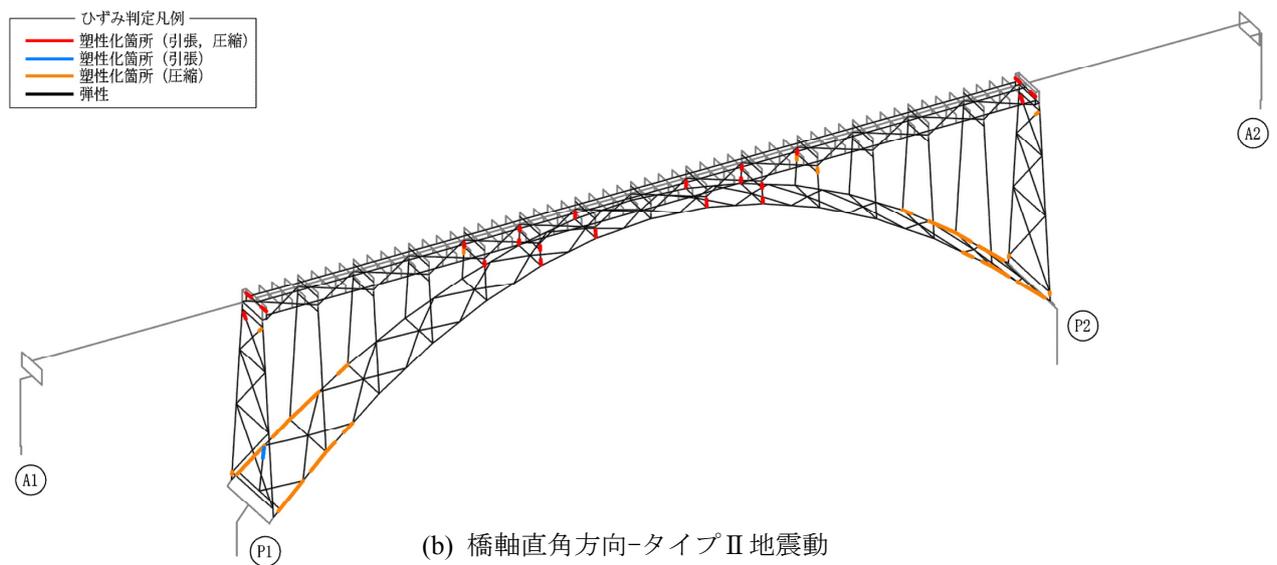
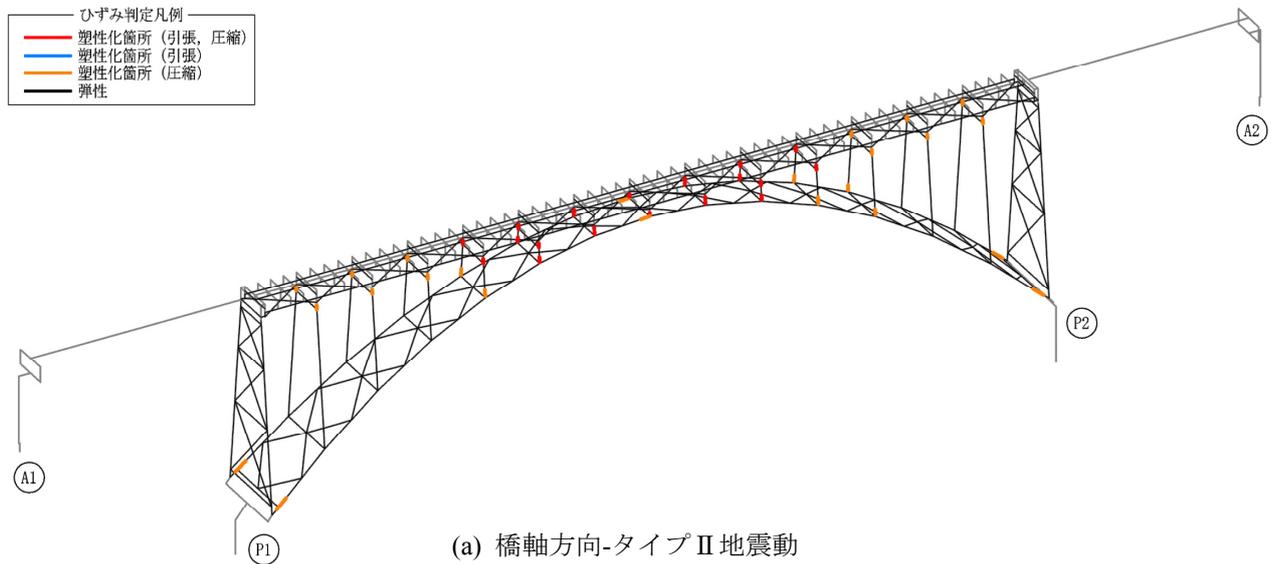


図-3 現況の耐震性能照査結果

(3) 制震部材を用いた橋全体系の耐震補強対策検討

現況の耐震性能照査結果を踏まえ、耐震補強対策検討を実施した。まず、橋軸方向に対しては、P1及びP2端支柱上の上部構造に制震ダンパーを設置することで、支柱及び支承部の部材補強を最小限に抑えることができたため、ここでは橋軸直角方向に着目して制震部材を用いた橋全体系の耐震補強対策検討結果について示す。なお、制震部材として、対傾構や下横構に鋼製やアルミニウム合金製の座屈拘束材を設置する場合の検討及び各比較検討結果について示す。

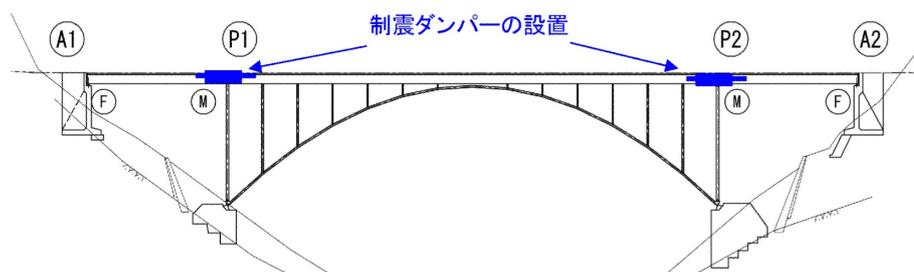


図-4 制震ダンパーによる橋軸方向の対策概要図

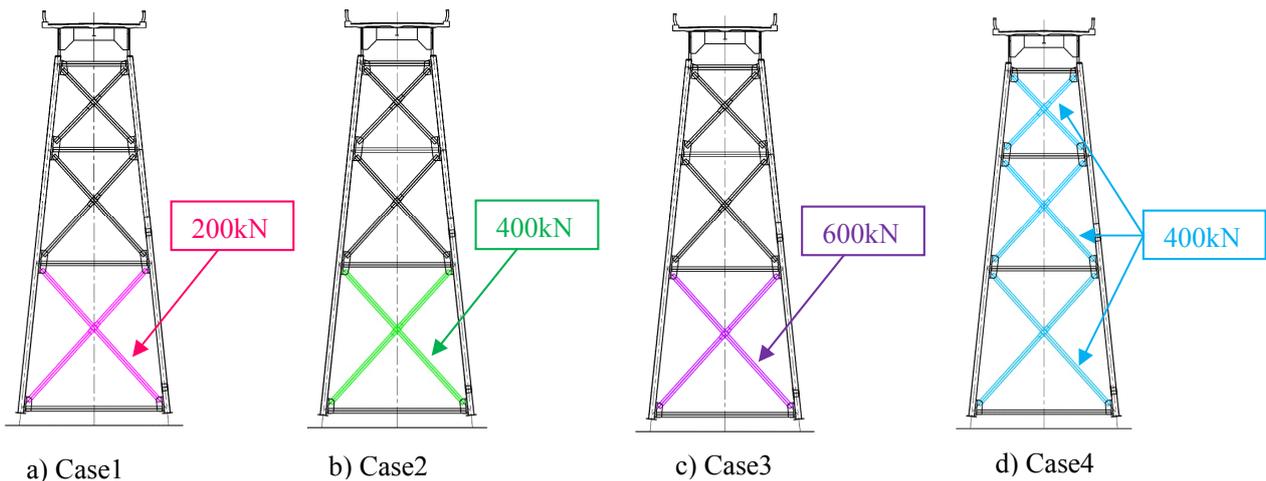
①鋼製の座屈拘束材（制震材）を用いた補強対策検討（橋軸直角方向に対する対策）

橋軸直角方向に対する対策検討として、座屈拘束材（制震材）を用いた検討を実施した。検討では、座屈拘束材を対傾構及び下横構に設置する際の最適配置（各座屈拘束材の荷重規模、設置箇所、設置本数）について検討を行った。なお、橋軸直角方向の検討においては、橋軸方向の対策としてP1及びP2掛け違い部に設置した制震ダンパーはそのまま設置したモデルで検討を実施している。

a) 対傾構に設置する場合

まず、対傾構に設置する場合の検討として、図-5に示すように、最下段の各斜材を降伏荷重が200kN、400kN、600kNの座屈拘束材に置き換えた場合（Case1～Case3）、全段の斜材を荷重が400kNの座屈拘束材に置き換えた場合（Case4）の検討を行った。

検討の結果、何れのケースにおいてもアーチリブ及び鉛直材の応答が大きくなり、対傾構に対して座屈拘束材を設置することによる主部材の応答低減効果は期待できないことを確認した。これは端支柱の形状が裾広がり台形であり、橋軸直角方向の地震慣性力にして脚が軸圧縮抵抗することで、対傾構の斜材に変形が生じにくい構造的な特徴が要因と考えられる。



検討ケース		アーチリブ	補剛桁	縦桁	横桁	鉛直材
Case0	掛違い部ダンパー	3.329	0.789	0.155	1.103	4.154
Case1	Case0+200kN（最下段）	4.299	0.727	0.157	0.868	4.463
Case2	Case0+400kN（最下段）	3.512	0.744	0.157	0.828	4.446
Case3	Case0+600kN（最下段）	3.456	0.801	0.165	0.850	4.610
Case4	Case0+400kN（全段）	4.173	0.798	0.170	0.872	4.668

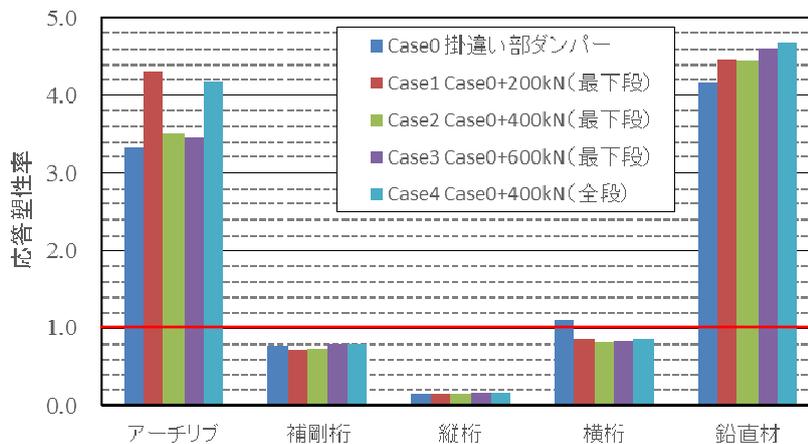


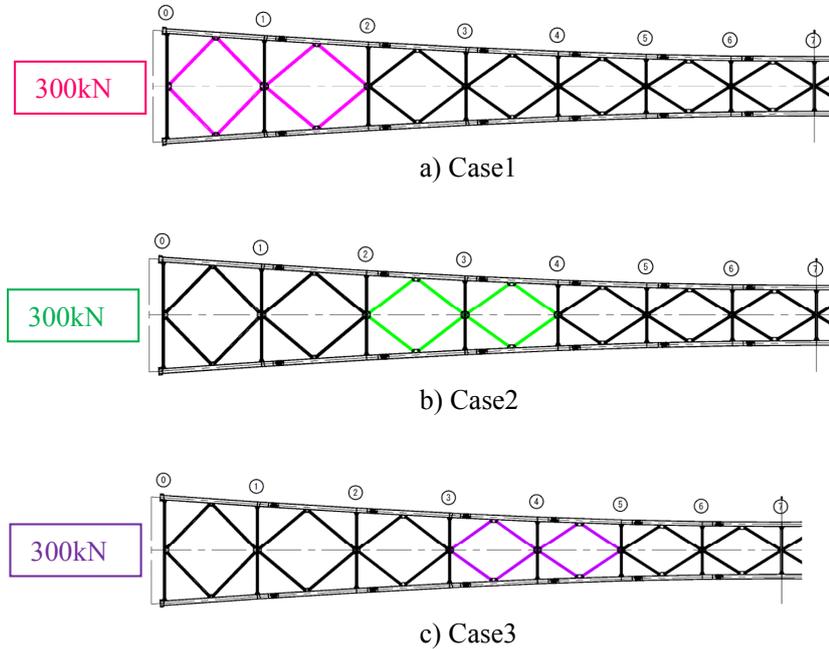
図-5 対傾構に座屈拘束材を設置した場合の検討結果

b) 下横構に設置する場合

[設置位置の検討]

次に、下横構に設置する場合の検討として、まず設置する位置の違いによる効果を確認した。具体的には図-6に示すように、降伏荷重が300kNの座屈拘束材をCase1~3の箇所に設置する3ケースとし、最も応答低減効果が高い設置位置を検討した。

検討の結果、Case2(柱2-4, 10-12間)において応答が最も小さくなり、鉛直材以外の全ての主部材が弾性応答となる。このことから下横構に座屈拘束材を設置する対策の中で、Case2の配置の場合に最も応答低減効果が高くなる結果が得られた。



検討ケース		アーチリブ	補剛桁	縦桁	横桁	鉛直材
Case0	掛違い部ダンパー	3.329	0.789	0.155	1.103	4.154
Case1	柱0-2, 12-14間座屈拘束ブレース (300kN)	1.120	0.747	0.161	0.978	4.624
Case2	柱2-4, 10-12間座屈拘束ブレース (300kN)	0.966	0.700	0.167	0.991	4.178
Case3	柱3-5, 9-11間座屈拘束ブレース (300kN)	1.129	0.727	0.166	0.986	4.244

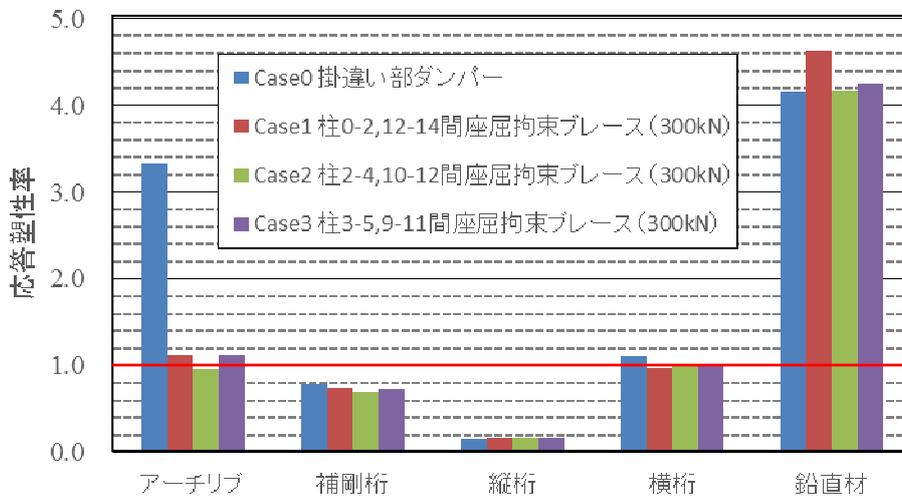
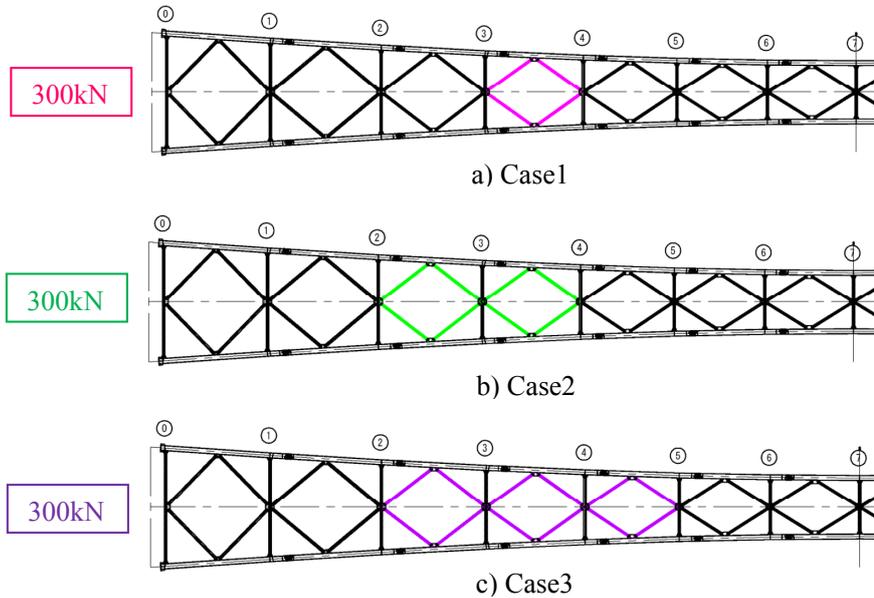


図-6 下横構に座屈拘束材を設置した場合の検討結果 (設置位置の検討)

[設置個所数の検討]

前項で確認された効果的な配置位置付近について、図-7 に示すように、降伏荷重が 300kN の座屈拘束材を Case1～3 の個所に設置する 3 ケースについて、設置箇所数の影響を確認した。

検討の結果、Case1（設置 1 箇所）においては、アーチリブが弾性応答に収まらず、配置個所が足りないことが確認される。また、Case3（設置 3 箇所）の場合は、Case2（設置 2 箇所）に対して概ね応答値が小さくなるが、その差異は小さく、塑性化部材として残る鉛直材に対する効果も小さい。したがって、Case2 の配置が最も効率的であると考えられる。



検討ケース		アーチリブ	補剛桁	縦桁	横桁	鉛直材
Case0	掛違い部ダンパー	3.329	0.789	0.155	1.103	4.154
Case1	柱3-4, 10-11間座屈拘束ブレース (300kN)	1.598	0.746	0.165	0.948	4.236
Case2	柱2-4, 10-12間座屈拘束ブレース (300kN)	0.966	0.700	0.167	0.991	4.178
Case3	柱2-5, 9-12間座屈拘束ブレース (300kN)	0.944	0.698	0.169	1.008	4.175

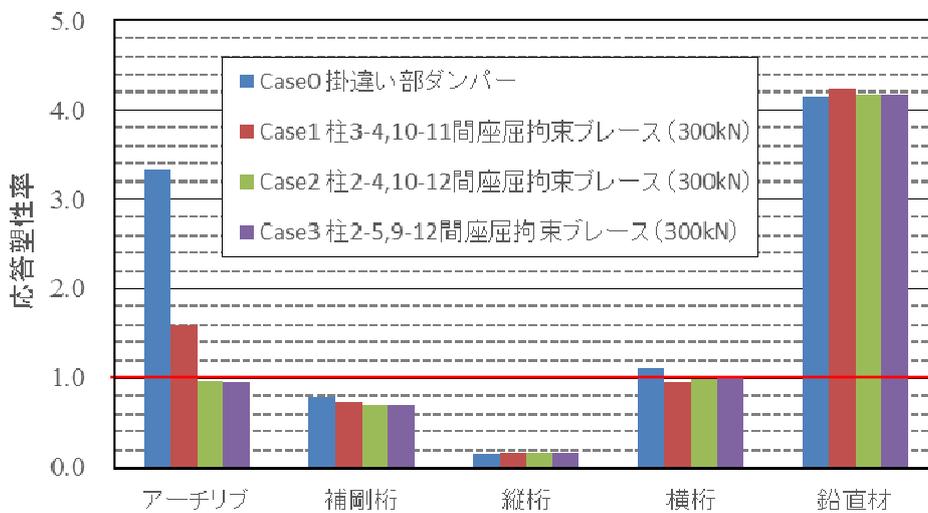
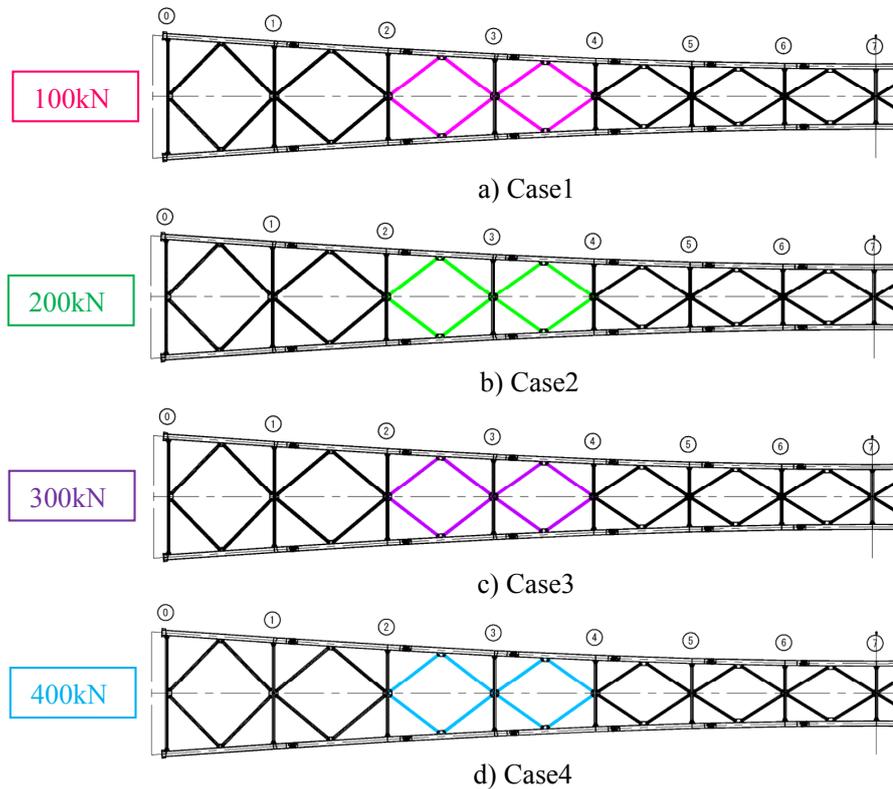


図-7 下横構に座屈拘束材を設置した場合の検討結果（設置個所数の検討）

[座屈拘束材の降伏荷重の検討]

前項で確認された効果的な配置結果を用いて、図-8 に示すように、降伏荷重が 100kN～400kN の座屈拘束材 (Case1～4) の 4 ケースを検討し、最も応答低減効果が高い座屈拘束材の降伏荷重を確認した。

検討の結果、Case2 (200kN) の場合に応答が最も小さく、最も効率的であると考えられる。



検討ケース		アーチリブ	補剛桁	縦桁	横桁	鉛直材
Case0	掛違い部ダンパー	3.329	0.789	0.155	1.103	4.154
Case1	柱2-4, 10-12間座屈拘束ブレース (100kN)	0.950	0.740	0.184	0.962	4.168
Case2	柱2-4, 10-12間座屈拘束ブレース (200kN)	0.882	0.614	0.168	0.963	3.990
Case3	柱2-4, 10-12間座屈拘束ブレース (300kN)	0.966	0.700	0.167	0.991	4.178
Case4	柱2-4, 10-12間座屈拘束ブレース (400kN)	1.104	0.753	0.161	0.964	4.562

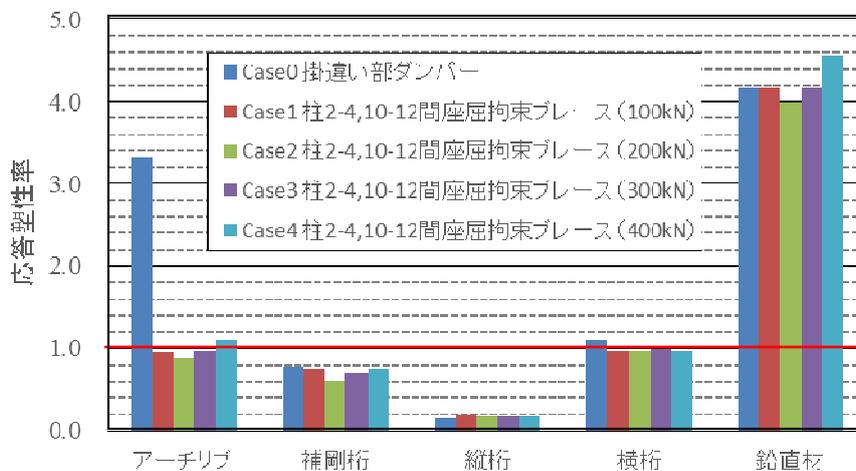


図-8 下横構に座屈拘束材を設置した場合の検討結果 (座屈拘束材の降伏荷重の検討)

c)使用する座屈拘束材（制震材）について

前項までの座屈拘束材の配置及び降伏荷重の検討結果を踏まえ、降伏荷重が 200kN となる座屈拘束材の断面形状と諸元を図-9 及び表-1 に示す。構造的には、既設部材に相当する CT 型鋼の芯材を取り囲んで拘束部材を設置するもので、芯材と拘束部材とは溶接などで固定しておらず、芯材と拘束部材間にはブチルゴムを介して隙間を設置し、摩擦力を低減している。これにより、座屈拘束材（芯材）の部材耐力を増加させずに部材座屈が防止することができる。詳細は参考文献 2)を参照されたい。

ここで、芯材の地震時の安全性能に対する限界軸ひずみは 3%以下 ($\epsilon_u \leq 3\%$) としている。また、拘束部材の全体座屈を防止するための設計について示す。参考文献 3)に示される宇佐美らの研究では、式(1)及び(2)に示す照査式が提案されており、全体座屈の防止条件として安全係数 $\nu_F > 3$ が推奨されている。一方、変位に対する要求性能の他に、繰り返しの影響に関する低サイクル疲労照査は土木学会「鋼・合成構造標準示方書〔耐震設計編〕(2008)」⁸⁾に準じて累積塑性変形 CID の指標を用いて、地震応答解析によって得られた CID が $CID \leq 0.7$ を満足することを確認している。

なお、CT 型鋼の芯材と拘束部材の鋼材の材料定数は材質 SS400 の公称値を用いることとし、降伏応力度 σ_y : 235N/mm², ヤング係数 E : 2.0×10^5 N/mm², 2次勾配: $E/100$ (バイリニア型) とし、繰り返し硬化則は移動硬化則としている。

但し、上記の方法で設計した鋼部材による座屈拘束材は目標降伏耐力が 200kN と小さいことから、CT 型鋼の芯材と拘束部材の形状のバランスが必ずしも良いとは言えないが制震材としては成立している。

表-1 座屈拘束材の諸元表

[芯材 (CT型鋼)]

材質		SS400
ヤング係数	E (N/mm ²)	200000
降伏応力	σ_y (N/mm ²)	235
部材全長	L (mm)	4000
断面積	A (mm ²)	840
断面二次モーメント	I (mm ⁴)	322282
図心	y (mm)	20.6
有効座屈長	L (mm)	4000
降伏軸力	P_y (N)	197400 (≈ 200 kN)

[拘束部材]

材質		SS400
ヤング係数	E (N/mm ²)	200000
降伏応力	σ_y (N/mm ²)	235
部材全長	L (mm)	4000
断面積	A (mm ²)	4592
断面二次モーメント	I (mm ⁴)	7884275
図心	y (mm)	42.2
有効座屈長	L (mm)	4000
降伏軸力	P_y (N)	1079120

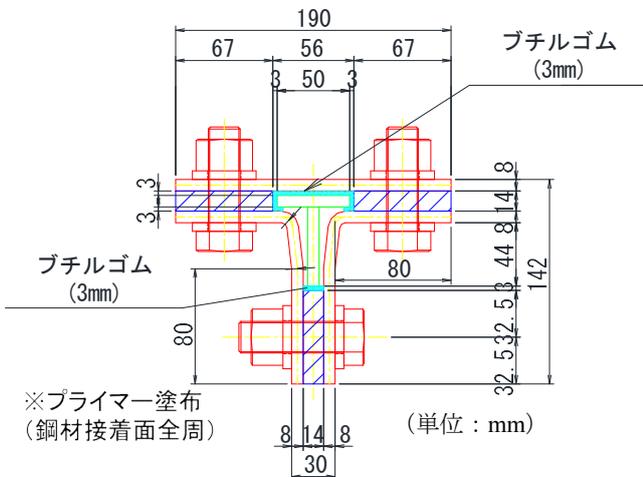


図-9 座屈拘束材の構造断面図

①既設部材強軸周りの検討

$$\nu_F = \frac{P_{\max}}{P_y} = \frac{1}{\frac{P_y}{P_{RE}} + \left(\frac{P_y L}{M_{Ry}}\right) \cdot \frac{a+d+e}{L}} = \underline{\underline{3.19}} > 3 \quad \text{OK} \quad (1)$$

②既設部材弱軸周りの検討

$$\nu_F = \frac{P_{\max}}{P_y} = \frac{1}{\frac{P_y}{P_{RE}} + \left(\frac{P_y L}{M_{Ry}}\right) \cdot \frac{a+d+e}{L}} = \underline{\underline{5.07}} > 3 \quad \text{OK} \quad (2)$$

ここに、 P_{\max} : 既設部材に作用する最大圧縮力、 P_y : 既設部材の降伏軸力、 P_{RE} : 拘束部材のオイラー座屈荷重、 L : 軸力部材の長さ、 M_{Ry} : 拘束部材の降伏曲げモーメント、 a : 拘束部材中央の初期たわみ、 d : 既設部材と拘束部材の隙間量、 e : 軸圧縮力の偏心量である。

②アルミニウム合金製の座屈拘束材（制震材）を用いた補強対策検討方法（橋軸直角方向に対する対策）

前項までの鋼製の座屈拘束材の耐震補強対策検討結果を踏まえ、鋼製の座屈拘束材の代わりに、アルミニウム合金製の座屈拘束材（1本当たりの降伏荷重は $\approx 200\text{kN}$ ）を用いて同様の検討を行った。座屈拘束材の設置箇所は鋼材の最適配置検討結果と合わせるため、図-10に示すように、下横構位置の16本とした。

アルミニウム合金は6000系を使用し、降伏応力度 σ_y : 235N/mm^2 (MPa)、ヤング係数 E : $7.0 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 、2次勾配: $E/100$ (バイリニア型)、繰り返し硬化則は移動硬化則、重量は鋼の1/3とし、ヤング係数と重量のみを鋼の1/3程度として、1本当たりの降伏荷重は 200kN 程度となるように設定している。

入力地震動は鋼製の座屈拘束材と同様に、最大応答値が最も大きくなるレベル2地震動のI種地盤用標準波のうち、タイプII (II-I-3)を使用し、橋軸直角方向に入力している。

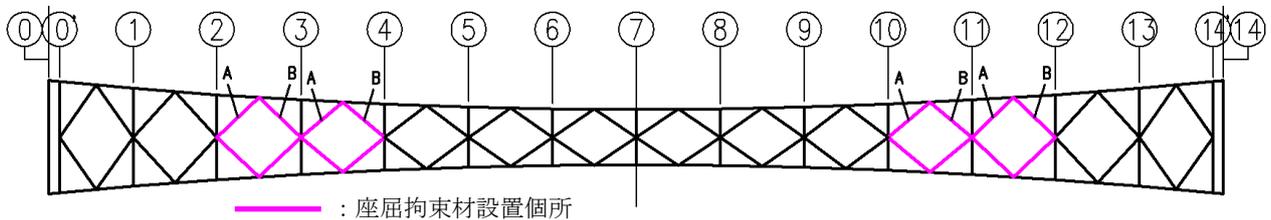


図-10 座屈拘束材の設置箇所（降伏荷重 $\approx 200\text{kN}$ ）

③鋼製とアルミニウム合金製の座屈拘束材（制震材）を用いた補強対策検討結果の比較

鋼製とアルミニウム合金製の座屈拘束材（制震材）を用いた橋軸直角方向に対するレベル2地震時の補強対策検討結果を比較形式で示す。

a) 橋全体の最大応答変位結果

鋼製とアルミニウム合金製の座屈拘束材を用いた場合のそれぞれについて、橋軸直角方向に対する支間中央部補剛桁位置⑦の時刻歴応答変位図と最大応答変位を図-11に示す。図より、a) 鋼製座屈拘束材とb) アルミニウム合金製座屈拘束材を用いた場合、最大応答変位はそれぞれ 0.301m と 0.305m であり、アルミニウム合金製を用いた場合も鋼製とほぼ同等の応答低減効果が得られた。また、対策前の現況の応答結果は 0.372m であったことから、座屈補強材による対策により、20%程度応答変位が低減された結果となる。

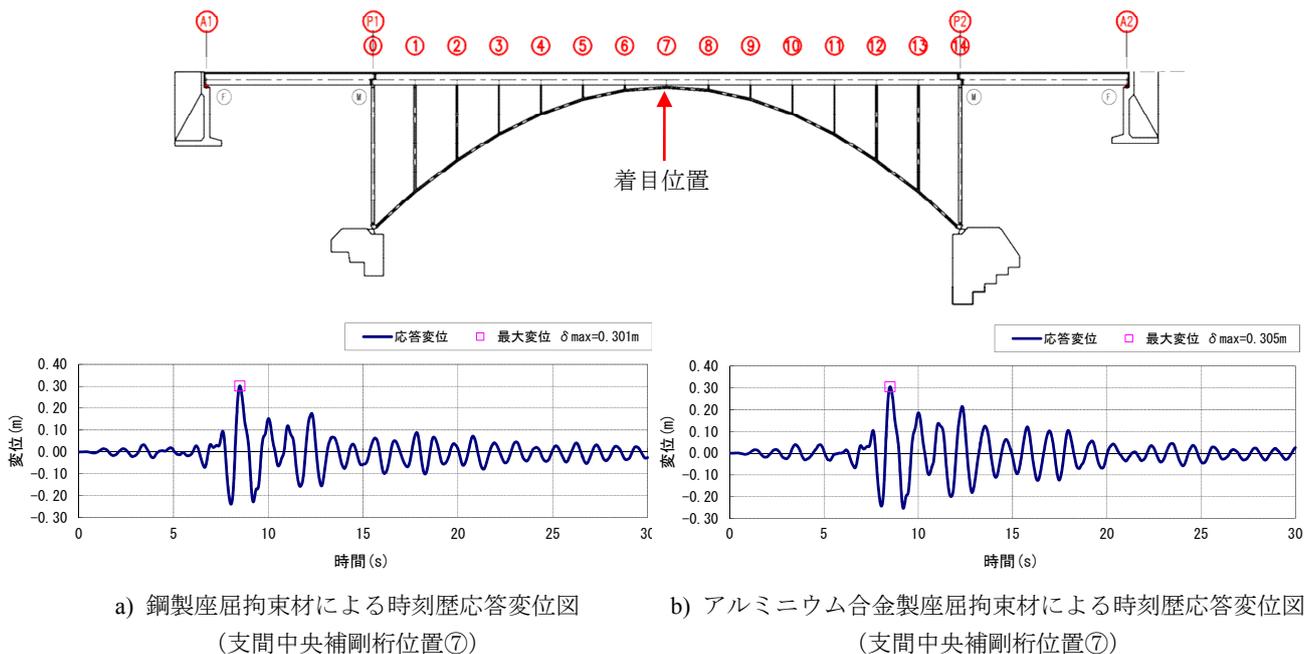


図-11 時刻歴応答変位図と最大応答変位（橋軸直角方向）

b) 各部位の最大応答ひずみ，アーチ基部ピン支承の最大応答反力，座屈拘束材の応答履歴結果の比較

表-2～3 に①鋼製と②アルミニウム合金製の座屈拘束材を用いた場合のそれぞれについて，各部材の最大応答ひずみの結果一覧を代表箇所について示す．また，表-4 にアーチ基部ピン支承の最大応答反力結果を示す．表中には，①鋼製に対する②アルミニウム合金製の比率（②／①）の結果も併せて示している．

図-12 には，同様に，下横構に設置した①鋼製と②アルミニウム合金製を用いた場合のそれぞれについて，座屈拘束材自体の軸力と変位関係の応答履歴図の比較を示す．

表-2 各部材の最大応答ひずみ結果一覧（その1）（橋軸直角方向）

[アーチリブ] (箇所番号は図-11の側面図を参照)

箇所	降伏ひずみ ϵ_y	最大ひずみ						
		引張			圧縮			
		①鋼製	②アルミ製	比較②／①	①鋼製	②アルミ製	比較②／①	
L	0'～1	0.001575	0.000503	0.000474	94.2%	-0.001469	-0.001469	100.0%
	1～2	0.001575	0.000350	0.000369	105.6%	-0.001556	-0.001546	99.3%
	2～3	0.001575	0.000283	0.000304	107.4%	-0.001531	-0.001518	99.2%
	3～4	0.001575	0.000306	0.000311	101.5%	-0.001499	-0.001436	95.8%
	4～5	0.001575	0.000136	0.000160	117.7%	-0.001314	-0.001214	92.4%
	5～6	0.001575	0.000341	0.000279	81.8%	-0.001143	-0.001011	88.4%
	6～7	0.001575	0.000477	0.000445	93.2%	-0.001087	-0.001110	102.1%
	7～8	0.001575	0.000475	0.000441	92.9%	-0.001086	-0.001109	102.1%
	8～9	0.001575	0.000336	0.000273	81.3%	-0.001138	-0.001007	88.5%
	9～10	0.001575	0.000151	0.000181	119.7%	-0.001339	-0.001227	91.6%
	10～11	0.001575	0.000303	0.000338	111.3%	-0.001529	-0.001444	94.4%
	11～12	0.001575	0.000294	0.000313	106.2%	-0.001528	-0.001551	101.5%
	12～13	0.001575	0.000366	0.000370	100.9%	-0.001557	-0.001576	101.2%
13～14'	0.001575	0.000543	0.000512	94.2%	-0.001515	-0.001496	98.7%	
R	0'～1	0.001575	0.000515	0.000487	94.5%	-0.001458	-0.001619	111.1%
	1～2	0.001575	0.000590	0.000610	103.4%	-0.001271	-0.001361	107.1%
	2～3	0.001575	0.000510	0.000537	105.2%	-0.001251	-0.001353	108.2%
	3～4	0.001575	0.000553	0.000501	90.6%	-0.001241	-0.001286	103.7%
	4～5	0.001575	0.000305	0.000240	78.7%	-0.001116	-0.001133	101.6%
	5～6	0.001575	0.000403	0.000452	112.3%	-0.001067	-0.001146	107.4%
	6～7	0.001575	0.000543	0.000603	111.1%	-0.001026	-0.000970	94.6%
	7～8	0.001575	0.000547	0.000606	110.9%	-0.001024	-0.000969	94.6%
	8～9	0.001575	0.000402	0.000451	112.4%	-0.001055	-0.001126	106.7%
	9～10	0.001575	0.000337	0.000245	72.7%	-0.001090	-0.001113	102.1%
	10～11	0.001575	0.000584	0.000500	85.6%	-0.001238	-0.001235	99.7%
	11～12	0.001575	0.000506	0.000557	110.0%	-0.001235	-0.001313	106.3%
	12～13	0.001575	0.000592	0.000634	107.0%	-0.001277	-0.001318	103.3%
13～14'	0.001575	0.000550	0.000525	95.5%	-0.001448	-0.001551	107.1%	

[アーチ横支材] (箇所番号は図-11の側面図を参照)

箇所	降伏ひずみ ϵ_y	最大ひずみ						
		引張			圧縮			
		①鋼製	②アルミ製	比較②／①	①鋼製	②アルミ製	比較②／①	
下支材	0'	0.001175	0.000709	0.000779	109.8%	-0.000740	-0.000808	109.2%
	1	0.001175	0.000339	0.000348	102.7%	-0.000306	-0.000314	102.4%
	2	0.001175	0.000875	0.000876	100.2%	-0.000961	-0.000976	101.6%
	3	0.001175	0.001832	0.001922	104.9%	-0.001811	-0.001912	105.5%
	4	0.001175	0.000871	0.000706	81.1%	-0.000920	-0.000763	82.9%
	5	0.001175	0.000306	0.000319	104.2%	-0.000267	-0.000274	102.7%
	6	0.001175	0.000183	0.000196	107.4%	-0.000216	-0.000213	98.3%
	7	0.001175	0.000131	0.000147	111.7%	-0.000115	-0.000112	97.5%
	8	0.001175	0.000168	0.000183	109.4%	-0.000213	-0.000205	96.2%
	9	0.001175	0.000370	0.000327	88.5%	-0.000298	-0.000279	93.8%
	10	0.001175	0.000915	0.000709	77.5%	-0.000968	-0.000771	79.6%
	11	0.001175	0.001809	0.001892	104.6%	-0.001788	-0.001881	105.2%
	12	0.001175	0.000853	0.000881	103.2%	-0.000939	-0.000985	104.9%
	13	0.001175	0.000328	0.000356	108.6%	-0.000298	-0.000322	108.1%
14'	0.001175	0.000642	0.000718	111.8%	-0.000674	-0.000748	111.1%	

表-3 各部材の最大応答ひずみ結果一覧（その2）（橋軸直角方向）

[鉛直材]

（箇所番号は図-11の側面図を参照）

	箇所	降伏 ひずみ ϵ_y	最大ひずみ					
			引張			圧縮		
			①鋼製	②アルミ製	比較②/①	①鋼製	②アルミ製	比較②/①
L	0	0.001175	0.001004	0.001071	106.7%	-0.000822	-0.000846	102.8%
	1	0.001175	0.000459	0.000477	103.9%	-0.000560	-0.000584	104.1%
	2	0.001175	0.000854	0.000871	101.9%	-0.001089	-0.001113	102.1%
	3	0.001175	0.000637	0.000626	98.3%	-0.000910	-0.000936	102.8%
	4	0.001175	0.000912	0.000816	89.5%	-0.001128	-0.001011	89.6%
	5	0.001175	0.000940	0.000884	94.1%	-0.001043	-0.000973	93.2%
	6	0.001175	0.000979	0.000949	96.9%	-0.001064	-0.001018	95.7%
	7	0.001175	0.000072	0.000069	96.0%	-0.000162	-0.000171	105.6%
	8	0.001175	0.000974	0.000954	98.0%	-0.001058	-0.001023	96.7%
	9	0.001175	0.000942	0.000912	96.9%	-0.001045	-0.001001	95.8%
	10	0.001175	0.000949	0.000852	89.8%	-0.001153	-0.001042	90.4%
	11	0.001175	0.000679	0.000625	92.1%	-0.000947	-0.000923	97.5%
	12	0.001175	0.000844	0.000862	102.2%	-0.001073	-0.001110	103.4%
	13	0.001175	0.000465	0.000484	104.2%	-0.000564	-0.000583	103.3%
14	0.001175	0.000974	0.001042	107.0%	-0.000803	-0.000863	107.4%	
R	0	0.001175	0.000510	0.000549	107.5%	-0.001348	-0.001501	111.4%
	1	0.001175	0.000419	0.000387	92.5%	-0.000490	-0.000535	109.1%
	2	0.001175	0.000927	0.000932	100.5%	-0.000965	-0.000966	100.1%
	3	0.001175	0.000658	0.000648	98.6%	-0.000828	-0.000809	97.8%
	4	0.001175	0.000674	0.000706	104.8%	-0.000826	-0.000855	103.5%
	5	0.001175	0.000757	0.000787	104.0%	-0.000830	-0.000869	104.7%
	6	0.001175	0.000812	0.000877	108.0%	-0.000867	-0.000923	106.5%
	7	0.001175	0.000088	0.000091	102.9%	-0.000148	-0.000148	99.7%
	8	0.001175	0.000821	0.000902	109.8%	-0.000857	-0.000932	108.8%
	9	0.001175	0.000744	0.000771	103.8%	-0.000816	-0.000839	102.8%
	10	0.001175	0.000670	0.000711	106.1%	-0.000821	-0.000827	100.7%
	11	0.001175	0.000716	0.000650	90.8%	-0.000854	-0.000848	99.2%
	12	0.001175	0.000926	0.000926	100.1%	-0.000968	-0.000959	99.0%
	13	0.001175	0.000414	0.000386	93.3%	-0.000512	-0.000522	102.0%
14	0.001175	0.000534	0.000596	111.7%	-0.001292	-0.001424	110.3%	

[下横構]

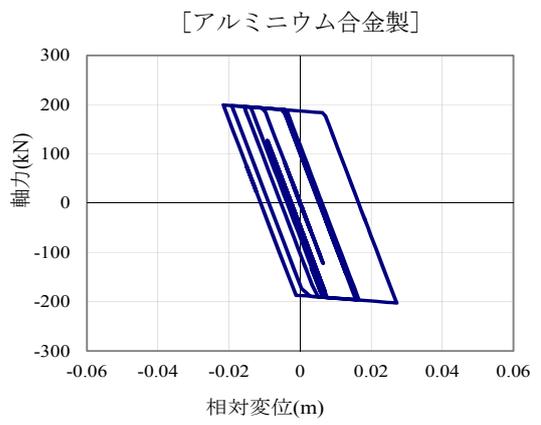
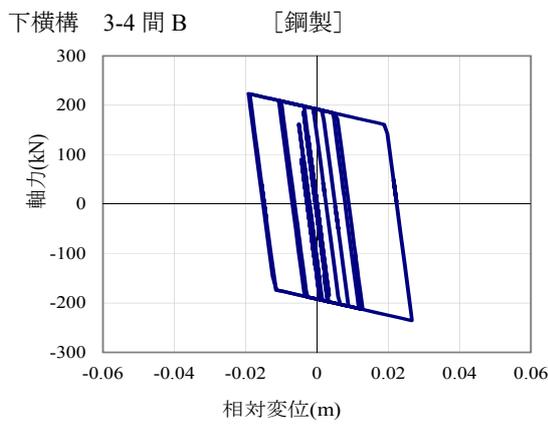
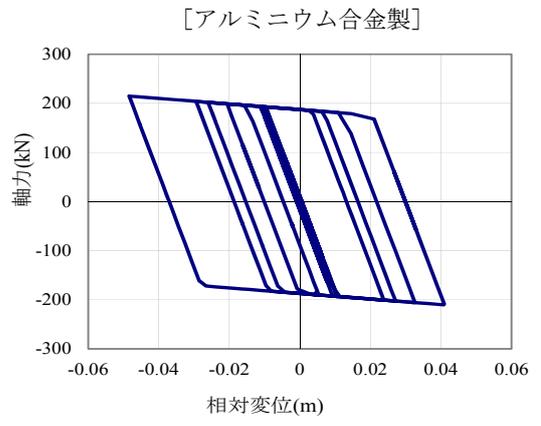
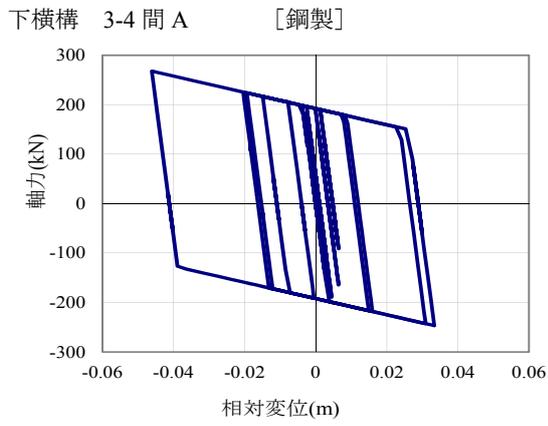
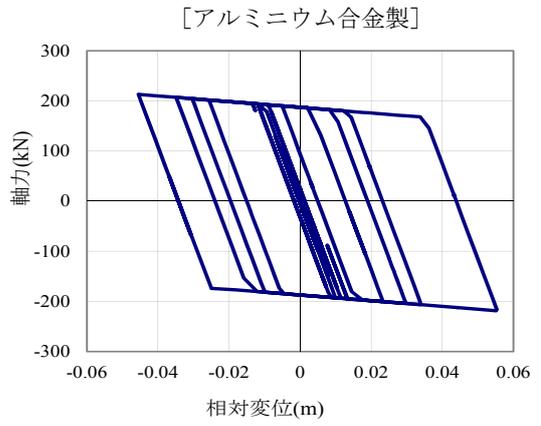
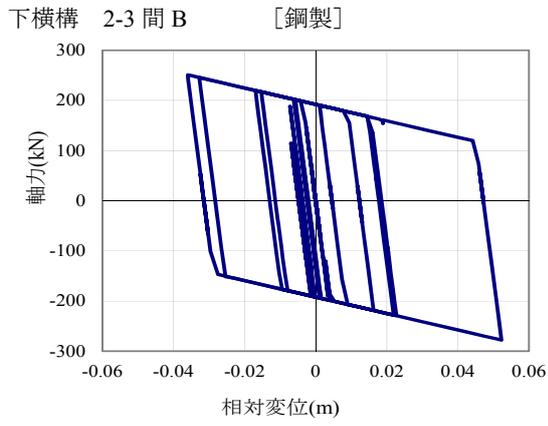
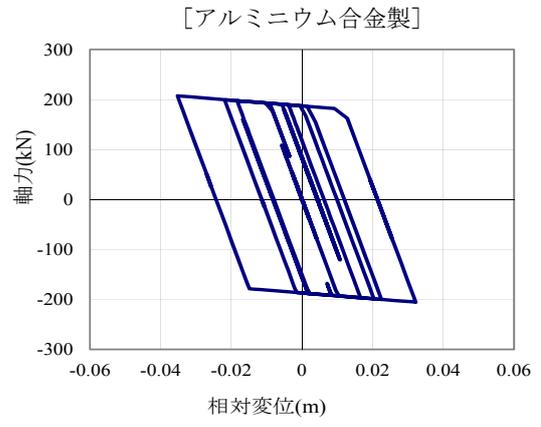
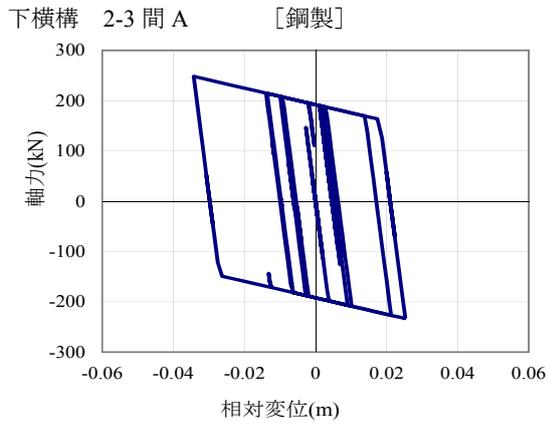
（箇所番号は図-10の平面図を参照）

	箇所	降伏 ひずみ ϵ_y	最大ひずみ					
			引張			圧縮		
			①鋼製	②アルミ製	比較②/①	①鋼製	②アルミ製	比較②/①
下横構	0'~1	0.001175	0.000397	0.000392	98.7%	-0.000350	-0.000339	96.7%
	1~2	0.001175	0.000656	0.000630	96.0%	-0.000564	-0.000533	94.5%
	2~3	座屈拘束材設置						
	3~4	座屈拘束材設置						
	4~5	0.001175	0.000796	0.000754	94.8%	-0.000696	-0.000652	93.7%
	5~6	0.001175	0.000441	0.000453	102.7%	-0.000592	-0.000592	100.0%
	6~7	0.001175	0.000235	0.000268	114.0%	-0.000340	-0.000357	105.1%
	7~8	0.001175	0.000233	0.000266	114.2%	-0.000344	-0.000359	104.5%
	8~9	0.001175	0.000440	0.000451	102.6%	-0.000590	-0.000589	99.9%
	9~10	0.001175	0.000818	0.000761	92.9%	-0.000718	-0.000661	92.0%
	10~11	座屈拘束材設置						
	11~12	座屈拘束材設置						
	12~13	0.001175	0.000649	0.000639	98.4%	-0.000553	-0.000539	97.6%
	13~14'	0.001175	0.000415	0.000417	100.4%	-0.000329	-0.000327	99.4%

表-4 アーチ基部ピン支承の最大反力結果一覧（橋軸直角方向）

[アーチ基部ピン支承部]

	①鋼製	②アルミ製	比較②/①
水平力 (kN)	1402	1491	106.3%
鉛直力 (kN)	8669	9264	106.9%
上揚力 (kN)	3098	3528	113.9%



(箇所番号は図-10の平面図を参照)

図-12 座屈拘束材の軸力と変位関係の応答履歴図 (橋軸直角方向)

以上の検討結果を総括すると、降伏荷重が 200kN のアルミニウム合金製の座屈拘束制震材を使用した場合、主部材の最大応答は鋼製の場合と比べて最大で 10%程度大きくなる部位と逆に小さく部位もあり、鋼製と同等の応答低減効果が得られることを確認した。したがって、鋼製と同等の降伏荷重でアルミニウム合金にしたから主要部材の照査を満足しなくなるようなレベルではないことがわかった。

また、下横構に設置した座屈拘束材の応答履歴結果から、バイリニアモデルの二次勾配は両ケースとも E/100 としているが、アルミニウム合金のヤング係数 E の方が 1/3 程度と小さいことから、両ケースとも 200kN 付近で降伏後、鋼製の方がアルミニウム合金よりも二次勾配が大きく、鋼製の方の最大応答が 300kN 付近まで生じている。これにより、両ケースのエネルギー吸収量はほぼ同等であるものの、鋼製の方の履歴面積が若干大きいことから、全体的にアルミニウム合金を用いた場合の各部位の応答の方が大きくなっていると考察できる。但し、アルミニウムの物性や芯材の断面形状を調整することで、鋼製よりも断面を大きく、拘束部材形状と芯材をバランスのとれた断面形状とすることができ、鋼製と同等の高い地震応答低減効果を発揮することが可能と考えられる。

4 実用化に向けた研究課題と実現の見込まれる課題の研究計画

上述のように、構造用アルミニウム合金材は鋼材と比べて、①軽量である、②耐食性に優れる、③加工性が良い、などの特徴を有し、施工性、維持管理性においても有利であるため、ライフサイクルコストを考慮すれば実橋の制震ダンパーとして適用上の優位性はあると考えられる。

今後、既往のアルミニウム合金製座屈拘束ブレースに対する性能実験及び解析的研究^{例えば、19)~24)}で得られた知見をもとに、下記の研究課題に対する研究を実施することで、実用化が実現できると考えられる。

- 1) 実橋に使用される H 型や CT 型に加工したアルミニウム合金製座屈拘束ブレースに対する性能実験
- 2) 実験結果に対する解析検証及び解析評価方法の確立 (アルミニウム合金用の修正 2 曲面モデル等)
- 3) 実験結果を考慮した材料構成側による実橋の地震応答解析への反映と実務レベルのモデル化検討
- 4) 繰り返しの影響に関する累積塑性変形 CID の指標を用いた低サイクル疲労の検証
- 5) 鋼製既設ガセット部とアルミニウム合金製座屈拘束ブレースの取付け構造の検討
(異種金属の接合のため電位差が生じない絶縁部材等を用いた接合構造)

参考文献

- 1) 本荘清司, 横山和昭, 前原直樹, 田崎賢治, 川神雅秀(2009): 鋼上路式アーチ橋の耐震補強設計に関する検討, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.515-524.
- 2) 本荘清司, 中野将宏, 田崎賢治, 山崎敏宏, 藤井堅, 大塚久哲(2012): 鋼橋耐震性向上のための既設部材の変形能改善に関する検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68, No.3, pp.655-672.
- 3) 宇佐美勉, 渡辺直起, 河村洋行, 葛西昭, 織田博孝(2006): 制震ダンパーとしての座屈拘束ブレースの全体座屈, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.37-48.
- 4) 織田博孝, 宇佐美勉, 青木徹彦, 葛西昭(2008a): 既設部材を利用した制震ブレースの基礎実験, 第 11 回地震時保有水平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.59-64.
- 5) 織田博孝, 宇佐美勉, 渡辺孝一(2008b): 既設 H 型鋼を制震ブレース化するための実験的検討, 土木学会第 63 回年次学術講演会, pp.231-232.
- 6) 織田博孝, 宇佐美勉(2010): 既設 H 形ブレース材の制震ダンパー化に関する基礎的実験, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.499-510.
- 7) 宇佐美勉, 佐藤崇(2010): 座屈拘束ブレースの低サイクル疲労実験と照査法, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.486-498, 2010.3.
- 8) 土木学会(2008): 2008 年制定 鋼・合成構造標準示方書, 耐震設計編.
- 9) 野中哲也, 宇佐美勉, 吉野広一, 坂本佳子, 鳥越卓志(2003): 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.
- 10) 宇佐美勉, Ge, H.B., 日沖堅治, Lu, Z, 河野豪(2004): 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.

- 11) 森下邦宏, 井上幸一, 川島一彦, 阿比留久徳, 平井潤, 本田誠(2004):ダンパーブレースを組み込んだ上路アーチ橋部分構造の動的地震応答実験, 土木学会論文集, No.766/I-68, pp.277-290.
- 12) 宇佐美勉, 加藤基規, 葛西昭(2004):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 II, Vol.50, pp.527-538.
- 13) 福田智之, 川島一彦, 渡辺学歩(2005):ブレースダンパーによる鋼製アーチ橋の地震応答の低減効果, 構造工学論文集 II, Vol.51, pp.847-858.
- 14) 金治英貞, 浜田信彦, 石橋照久, 尼子元久, 渡邊英一(2005):長大橋レトロフィット用座屈拘束ブレースの構造提案と弾塑性挙動, 構造工学論文集, Vol.51A, pp.859-870.
- 15) 大田あかね, 大塚久哲, 野原秀影, 新井雅之, 森崎啓, 馬淵倉一(2007):鋼上路式アーチ橋の耐震補強対策に対する検討, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.418-427.
- 16) 小池洋平, 谷中聡久, 尾下里治, 春日井俊博(2008):せん断パネル型ダンパーを用いた鋼上路アーチ橋の耐震性能向上に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.382-393.
- 17) 日本道路協会(2012):道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編.
- 18) 土木学会(2005):座屈設計ガイドライン改定第2版 [2005年版], pp.152-167.
- 19) 宇佐美勉, 倉田正志, 佐藤崇, 葛西昭, 萩澤亘保(2009):構造用アルミニウム合金の繰り返し弾塑性構成測, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.4, pp.980-993.
- 20) 佐藤崇, 宇佐美勉, 倉田正志(2010):構造用アルミニウム合金 BRB の性能実験と解析, 土木学会論文集 A, Vol.66(2010), No.2, pp.356-367.
- 21) 大倉一郎他(2010):21世紀の建設材料 アルミニウム合金の可能性, 土木学会平成22年度全国大会研究討論会(研一06)資料, pp.1-14.
- 22) 倉田正志, 宇佐美勉(2011):3種類の構造用アルミニウム合金の繰り返し弾塑性構成則の開発とBRB の挙動解析への適用, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.579-591.
- 23) 舟山淳起, 今瀬史晃, 宇佐美勉, 王春林(2012):アルミニウム合金製 BRB の低サイクル疲労特性, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.448-458.
- 24) 宇佐美勉, 今瀬史晃, 舟山淳起, 野中哲也(2013):鋼およびアルミニウム合金製座屈拘束ブレースを設置した鋼トラス構造の耐震性能比較, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 69 (2013), No. 3, pp.439-451.

IV-2 RC床版をアルミ床版に置き換え、アルミ製制震ダンパーを付与した制震橋

名古屋工業大学 野中 哲也

1. 現状の概観

(1) 検討目的

阪神大震災以降、上路式鋼アーチ橋等のような特殊橋梁に対しても耐震補強の研究が各研究機関にて精力的に行われてきた。現在、その研究成果を活用して、履歴型ダンパーや粘性型ダンパー等の設置による制震構造がよく採用されている。制震構造では、主部材の鋼板増厚や部材追加等による強度と変形性能を向上させる従来の補強とは異なり、地震後に取替えまたは補修が容易にできる2次部材等を軸降伏型ダンパー（座屈拘束ブレース等）に置換^{1)~6)}し、大地震時に許容範囲の損傷をダンパーのみに集中させて、主構造を健全な状態に収めるといったものである。置換する2次部材等は上路式鋼アーチ橋においてはアーチ下横構や支柱の対傾構が多い。

一方、地震外力そのものを下げる方法も考えられる。すなわち上部構造重量を軽くして慣性力を下げることである。上路式鋼アーチ橋の構造的特徴としては、RC床版の重量が全重量の半分以上（約6割程度）も占めるのが一般的である。そのため、大地震時にRC床版に対して大きな慣性力が作用して、アーチリブ基部や端支柱、さらには2次部材の下横構や対傾構等が大きく損傷する場合が多い。その慣性力を低減するため、床版を軽くすることが耐震向上策において効果があると思われる。

そこで、本検討では、一般的な規模の上路式鋼アーチ橋を対象にして、まず、RC床版を重量の軽いアルミ床版に取り替えることにより、どの程度耐震性が向上するか解析的に検討⁷⁾を実施した。アルミ床版は、大倉⁸⁾⁹⁾によって技術開発された道路橋用床版とし、アルミニウム合金の押出型材を摩擦攪拌接合で繋いだもので、RC床版の1/5という軽量さと耐食性に優れるといった特徴がある。次に、このアルミ床版に取り替えることによってレベル2地震動の耐震性を満足した橋梁に対して、アルミニウム合金製制震ダンパー（アルミ製BRB）^{10)~16)}を追加して、耐震性をさらに向上させることを試みた。東日本大震災以来、「想定外」の地震による橋梁の崩壊が社会的に許容されにくくなり、現在の設計地震動を超える地震動が作用した場合の耐震性の評価も今後は必要であると思われる。

(2) 対象橋梁と解析モデル

1) 対象橋梁

対象橋梁としては、図-1に示すような橋長174m（アーチ支間長：114m）の上路式鋼アーチ橋¹⁾であり、山間部に比較的多い形式の橋梁である。本橋梁は、上部構造のほとんどの重量を占めるRC床版の重心位置が、補剛桁上にある橋梁形式であり、道路橋示方書¹⁷⁾において動的挙動が複雑な橋梁に分類される。

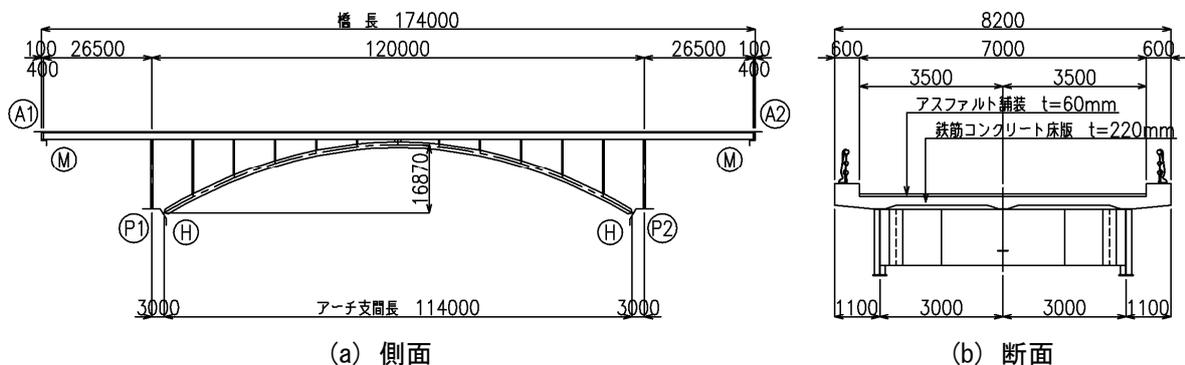


図-1 対象橋梁

2) 解析モデル

対象橋梁のモデル化は、**図-2**に示すように、ファイバーモデルによる3次元骨組モデルとした。アーチリブおよび端支柱は箱形断面で、補剛桁、支柱の水平材や対傾構、アーチ支材や横構はH形断面であり、各断面に対してファイバー要素で分割した。なお、支承の破壊や橋台との衝突は考慮していない。

RC床版については、板構造であるためシェル要素でモデル化する方法もあるが、文献1)~3)を参考にして、ファイバー要素(梁要素)でモデル化した。床版のファイバー要素は、床版軸と補剛桁のずれを考慮した上で、**図-2**の拡大図に示すようにコンクリートセルと鉄筋セルから構成されている。RC床版と補剛桁を結合する部材については、文献1)におけるRC床版のモデル化に従い、スラブアンカーの剛性を考慮したバネ要素とした。

本橋梁の構造的な特性から、床版も塑性化する可能性があり、ファイバー要素断面の各セル(コンクリートと鉄筋)の材料構成則としては塑性化を考慮した標準的なもの¹⁾を用いる。すなわち、鋼材および鉄筋については、2次勾配がE/100のひずみ硬化を考慮したバイリニアモデルとし、硬化則は移動硬化則とした。コンクリートの材料構成則については、道路橋示方書¹⁷⁾で規定されたものを用い、圧縮のみ受け持つとした。ただし、除荷および再載荷については初期勾配で行う¹⁾ものとした。

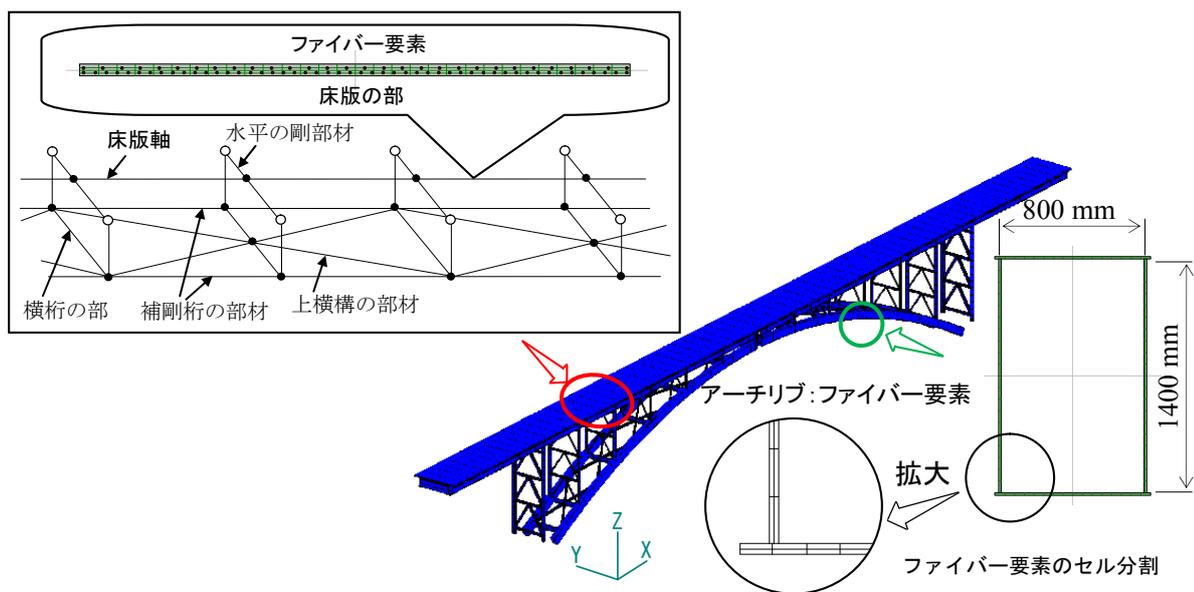


図-2 RC床版アーチ橋の解析モデル

3) 応答解析条件

入力地震動としては、上路式鋼アーチ橋の建設地点および対象橋梁の応答特性を考慮して、道路橋示方書¹⁷⁾のI種地盤のタイプIIの標準波形(以下、「標準波形」と呼び)を用いることにし、この地震波を橋軸方向と橋軸直角方向に作用させる。時間積分法としては、ニューマークの β 法($\beta=1/4$)を用い、代表的な2つのモードからレーリー減衰を設定した。解析手法としては、材料非線形性と幾何学的非線形性を同時に考慮した動的複合非線形解析を採用した。

(3) アルミ床版への変更モデル

1) アルミ床版の構造

検討対象の上路式鋼アーチ橋のRC床版をアルミ床版に取り替える。アルミ床版(開閉断面アルミ床版)の構造^{8),9)}を**図-3**に示す。同図(a)に示すように、中空の部材が橋軸直角方向に並ぶような形式で、対象橋梁の補剛桁上にアルミ床版が設置される。常時荷重で設計されたアルミ床版の1本分の押出形状の寸法を同図(b)に示す。1本の押出を複数本(本検討で4本)で構成して、アルミ床版の1ユニットとなる(同図(c))。このアルミ床版ユニットは、鋼製高力ボルトを用いて接合される。

2) アルミ床版のモデル化

上路式鋼アーチ橋のような特殊橋梁の床版に対して、アルミ床版を使った場合の橋梁のモデル化はほとんど実績がない。アルミ床版の構造上、ファイバー要素だけによるモデル化では橋軸方向と直角方向の剛性を正確に評価することが難しい。そこで、本検討では、シェル要素とファイバー要素を組合せてモデル化を行うことにする。ここで用いたシェル要素は、ファイバー要素と同様に材料非線形性と幾何学的非線形性の両方を考慮した要素である。前述の RC 床版と同様にアルミ床版も塑性化が考慮できるモデル化を行う。

図-3 で示したような形状のアルミ床版に対して、押出形状をシェル要素でモデル化することも考えられたが、全てシェル要素でモデル化（フルシェルモデル）すると要素数が膨大になるため、図-4 に示すように床版上面に対応する部分をシェル要素で、それ以外の断面部分（押出形状の大部分）をファイバー要素でモデル化する⁷⁾。ファイバー要素の構成節点は、シェル要素の構成節点と共有させる。なお、使用した解析ソフトは SeanFEM¹⁸⁾ である。この解析ソフトはファイバー要素の断面定義において、構成節点がせん断中心である必要がなく、閉断面である必要もない。アルミ床版をこのようにモデル化することによって、シェル要素数は約 4000 程度にまで減らすことができた。このようにモデル化したアルミ床版モデルとフルシェルモデルが、プッシュオーバー解析を実施して、荷重-変位曲線において概ね一致することは、文献 7) で確認されている。

アルミ床版と補剛桁の接合については、図-5 のようにバネ要素で接合されている。このバネ要素は、RC

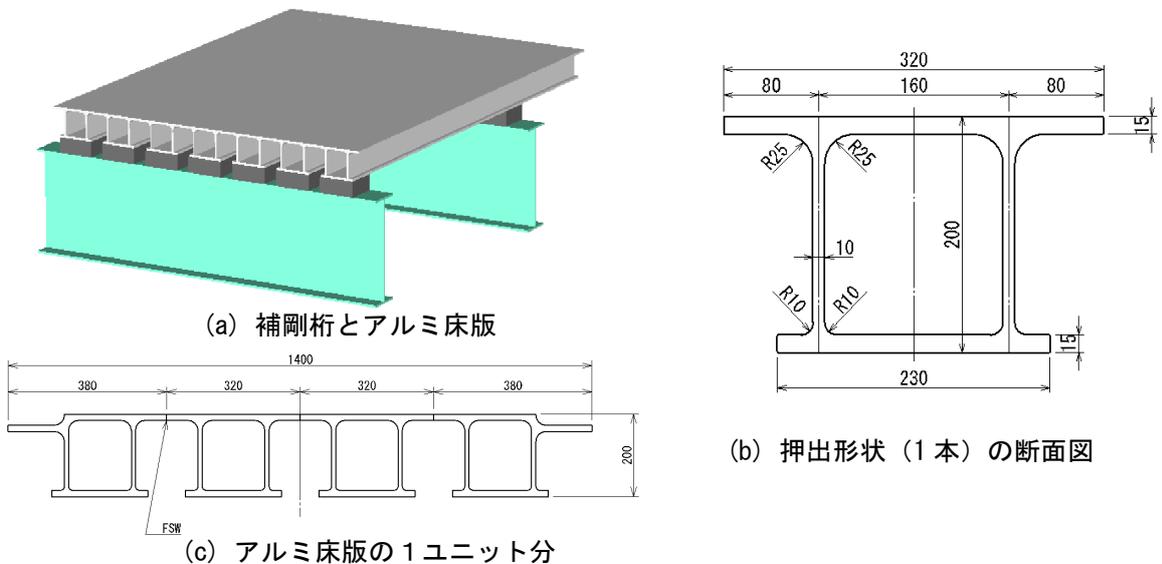


図-3 アルミ床版の構造^{8),9)}

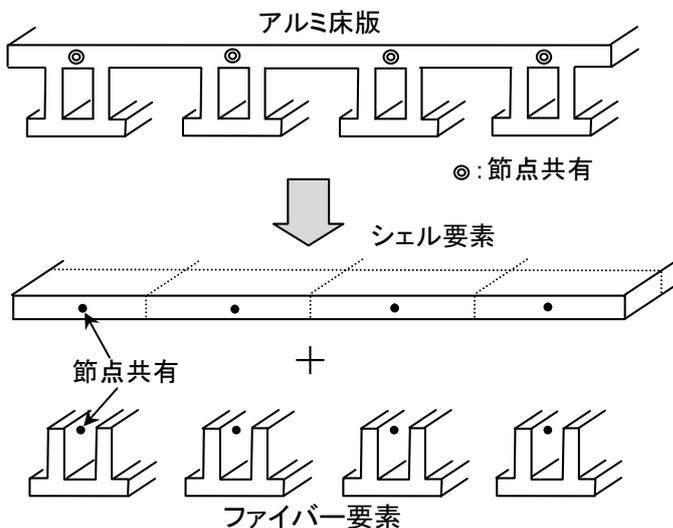


図-4 アルミ床版のモデル化⁷⁾

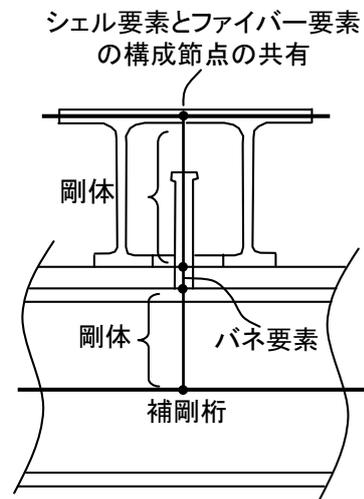


図-5 アルミ床版と補剛桁のモデル化

床版撤去からアルミ床版設置までの架設ステップを考慮するため、アルミ床版には橋面荷重による応力のみ生じ、アーチ鋼重によって応力が生じないように剛性を変化させている。橋面荷重載荷時のバネ定数は文献1)におけるRC床版のモデル化を参考にして、スラブアンカーをスタッドの剛性に置き換えて設定した。バネ定数の値としては、RC床版のスラブアンカー剛性に比べ、アルミ床版のスタッド剛性の方がかなり大きくなっている。このようにモデル化した解析モデルを3次元表示させると図-6のようになる。

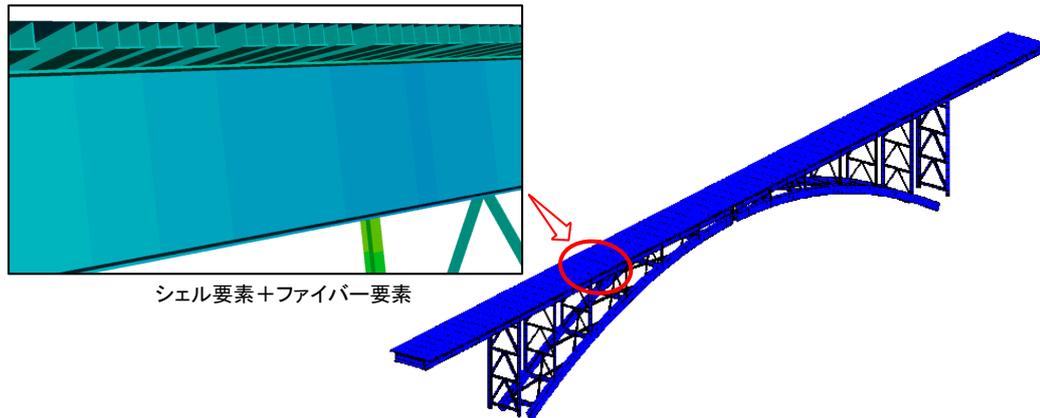


図-6 アルミ床版アーチ橋の解析モデル

材料構成則については、本アルミ床版に採用している 6000 系アルミニウムが、ひずみ硬化が非常に小さいため、文献 19)を参考にしてバイリニアモデルの移動硬化則とし、第 2 次勾配は $E/250$ とした。なお、ヤング率は $E=69.0\text{GPa}$ 、0.2%耐力は $\sigma_{0.2}=278\text{MPa}$ とした。ヤング率は鋼材の 1/3 程度、0.2%耐力は SS400 材程度の値である²⁰⁾。

(4) 設計地震動に対する耐震性能の評価

1) 固有周期

対象橋梁の振動特性を把握するため、固有振動解析を実施した。RC 床版とアルミ床版の解析結果をそれぞれ表-1, 2 に示す。これらの表の有効質量比から橋軸方向は卓越モードが複数あることがわかる。RC 床版、アルミ床版ともに、橋軸方向 (X 方向) の代表的な逆対称モードが 1 次、橋軸直角方向 (Y 方向) の代表的な対称モードが 2 次となっている。その固有周期としては、RC 床版では橋軸方向が 1.368 秒、直角方向が 0.949 秒となっている。アルミ床版では床版重量の軽減により短周期化され、橋軸方向が 0.954 秒 (RC 床版に対して 69.7%に低減)、直角方向が 0.667 秒 (RC 床版に対して 70.3%に低減) となった。

表-1 RC 床版アーチ橋の周期

モード次数 <i>n</i>	振動数 <i>f</i> Hz	周期 <i>T</i> sec	有効質量比		
			X	Y	Z
1	0.7308	1.3683	17%	0%	0%
2	1.0538	0.9489	0%	72%	0%
3	1.6038	0.6235	0%	0%	2%
4	2.1174	0.4723	0%	0%	0%
5	2.5665	0.3896	29%	0%	0%
6	2.6319	0.3800	0%	0%	53%
7	3.2246	0.3101	0%	13%	0%
8	3.6563	0.2735	33%	0%	0%
9	3.7051	0.2699	0%	0%	14%
10	3.9371	0.2540	13%	0%	0%

表-2 アルミ床版アーチ橋の周期

モード次数 <i>n</i>	振動数 <i>f</i> Hz	周期 <i>T</i> sec	有効質量比		
			X	Y	Z
1	1.0480	0.9539	19%	0%	0%
2	1.4990	0.6672	0%	67%	0%
3	2.2310	0.4482	0%	0%	1%
4	3.0680	0.3260	0%	0%	0%
5	3.7390	0.2675	13%	0%	0%
6	3.8770	0.2579	0%	0%	56%
7	4.1610	0.2403	0%	0%	0%
8	4.9750	0.2010	25%	0%	0%
9	5.0210	0.1992	0%	18%	0%
10	5.1710	0.1934	0%	0%	2%

2) 地震応答解析結果 (橋軸方向)

対象橋梁の橋軸方向に対して標準波形を作用させた場合の地震応答解析結果を図-7に示す。塑性化した部材を太線 (赤線) で示している。RC床版アーチ橋において多くの支柱が塑性化しているのに対して、アルミ床版アーチ橋では弾性範囲になっている。RC床版アーチ橋の支柱は大きく塑性化し、 $5\epsilon_y$ 近くまで達している。(同図(a))

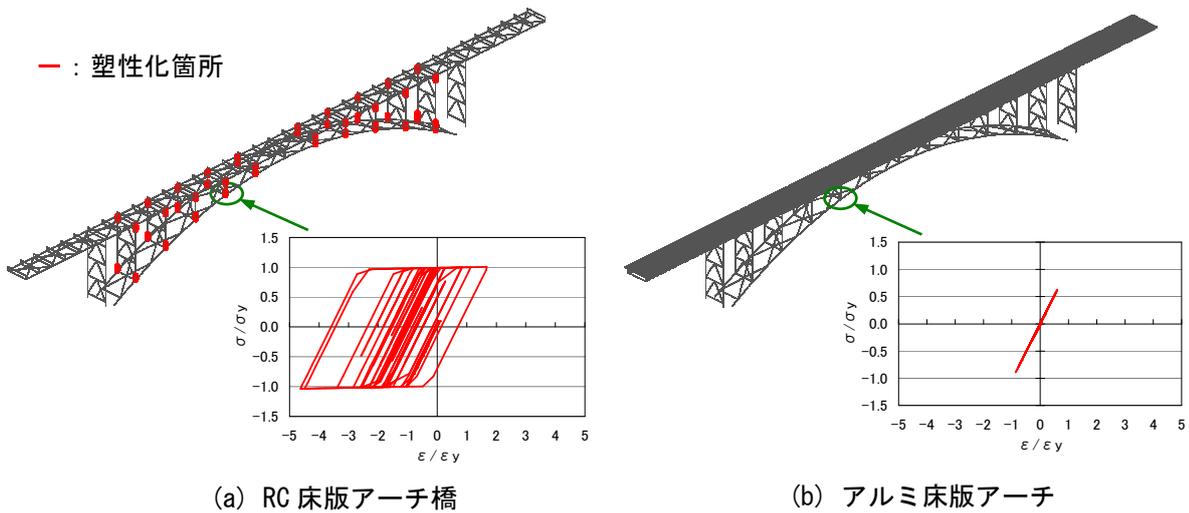


図-7 標準波形による解析結果（橋軸方向）

各部材に対して，塑性化の状況を整理すると，表-3 のようになる．表内の色付き網掛けは，塑性化した部材を示している．橋軸方向において塑性化する部材は，支柱のみであり，アルミ床版アーチ橋では全ての部位で弾性範囲内に抑えることができた．対象橋梁の橋軸方向においては，アルミ床版に替えることにより，耐震性が向上することが確認できた．

表-3 各部位の橋軸解析結果比較 (ϵ/ϵ_y)

		RC床版		AL床版	
		引張	圧縮	引張	圧縮
補剛桁	G1	0.99	0.91	0.31	0.49
	G2	0.99	0.91	0.31	0.49
アーチリブ	AR1	0.48	0.92	0.15	0.31
	AR2	0.48	0.92	0.15	0.31
支柱	L	3.57	4.63	0.72	0.89
	R	3.57	4.63	0.72	0.89
横桁		0.13	0.10	0.04	0.06
下支材		0.28	0.04	0.08	0.00
下横構		0.13	0.35	0.03	0.11
水平材		0.19	0.24	0.06	0.08
対傾構		0.93	0.98	0.29	0.26

3) 地震応答解析結果（橋軸直角方向）

対象橋梁の橋軸直角方向に対して標準波形を作用させた場合の地震応答解析結果を図-8に示す．塑性化した部材を同様に太線（赤線）で示している．RC床版アーチ橋の方が多くの支柱が塑性化しているが，アルミ床版アーチ橋においては端支柱基部近辺がわずかに塑性化している程度である．端支柱の塑性化の程度は，RC床版アーチ橋で約 $9\epsilon_y$ （同図(a)），アルミ床版アーチ橋では降伏点を過ぎた程度（同図(b)）である．

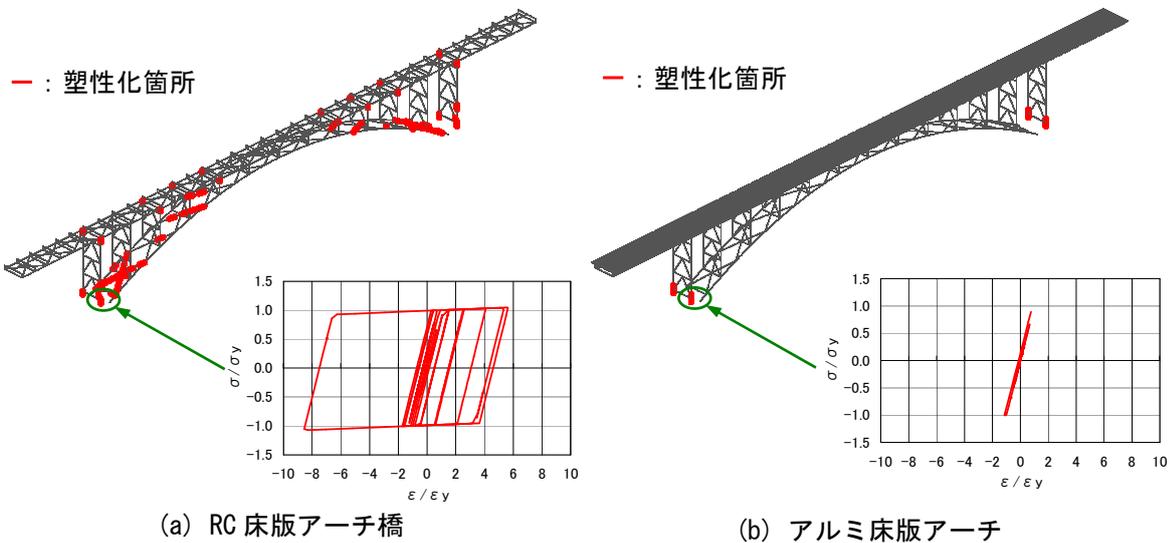


図-8 標準波形による解析結果（橋軸直角方向）

各部位に対して、塑性化の状況を整理すると、表-4 のようになる。RC 床版アーチ橋においては、主部材の支柱やアーチリブ以外に下支材、下横構、対傾構の 2 次部材も大きく塑性化している。前述の橋軸方向においては、アルミ床版に替えることにより、全て弾性範囲内に抑えることができ、橋軸直角方向においては、支柱がわずかに塑性化する結果となった。ただし、応答自体は大きく低減されているため、橋軸方向と同様に耐震性を向上させることが確認できた。

ただし、アルミ床版 (RC 床版の重量の 1/5) にすると、橋梁の固有周期が短周期になり、図-9 に示すように地震力 (加速度応答スペクトル) が増大して、重量を軽くしたほど耐震性が向上しない場合がある。実際にこの橋梁に同じ地震力が作用すれば、全て弾性応答すると文献 7) で示されている。よって、アルミ床版に取り替えることによって耐震性が向上し易いのは、比較的小規模のアーチ橋といえる (I 種地盤の場合、図-9 から固有周期が 0.7 秒以下の橋梁である)。

表-4 各部位の直角解析結果比較 (ϵ/ϵ_y)

		RC床版		AL床版	
		引張	圧縮	引張	圧縮
補剛桁	G1	0.84	0.63	0.44	0.49
	G2	0.73	0.66	0.45	0.53
アーチリブ	AR1	0.74	0.91	0.55	0.67
	AR2	0.56	1.11	0.52	0.70
支柱	L	5.89	7.03	1.02	1.07
	R	5.65	8.66	0.99	1.02
横桁		0.96	0.95	0.58	0.59
下支材		2.40	2.43	0.78	0.75
下横構		3.91	10.31	0.86	0.92
水平材		0.88	0.92	0.52	0.54
対傾構		0.96	1.01	0.54	0.53

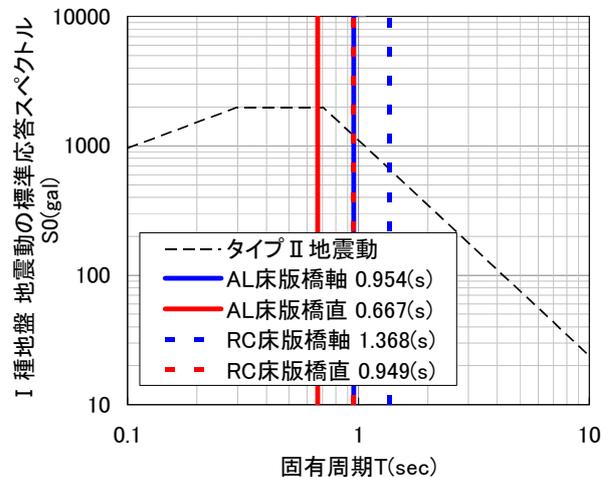


図-9 地震動と対象橋梁の周期の関係

(5) アルミ製 BRB のモデル化および解析条件

1) 作用させる地震動の大きさ

本検討では、「想定外」の大地震を前提にして、現在の設計地震動を超える地震動が作用した場合の耐震性の評価も行うことにした。ここでは、アルミ床版に取り替えた橋梁に対して、アルミ製 BRB を設置する場合の耐震性について評価する。アルミ床版の取り換えだけで、設計地震動に対しては既に耐震性が満足できるレベルになっているため、設計地震動以上の地震動 (標準波形の 1.5 倍) を作用させたときの検討を実施することにした。

なお、これまでの塑性化状態から判断して、これ以降は、橋軸直角方向のみの検討結果を示す。

2) アルミ製 BRB の設置箇所とモデル化

アルミ製 BRB の設置位置については、前述した RC 床版アーチ橋の解析結果 (図-8(a)) の塑性化部材を参考にして、アーチ下横構と端支柱の対傾構にアルミ製 BRB を設置したケース (図-10)、およびある程度のアルミ製 BRB の設置位置の最適化を行ったケースの 2 種類とする。

アルミ製 BRB のモデル化は、鋼製 BRB と同じように部材端部をピン結合として 1 部材でモデル化する。アルミ製 BRB の芯材は、6000 系アルミニウム合金とし、 $E=66\text{GPa}$ (1 次勾配)、 $\sigma_y=280\text{MPa}$ 、ひずみ硬化 (2 次勾配) が $E/100$ のバイリニアモデル¹²⁾ とする (図-11 参照)。

このアルミ製 BRB の芯材の断面積については、取り替える前の部材と同じにしたケースと、芯材の面積を 3 倍にして取り替える前の部材の剛性に合わせたケースの 2 種類とする。

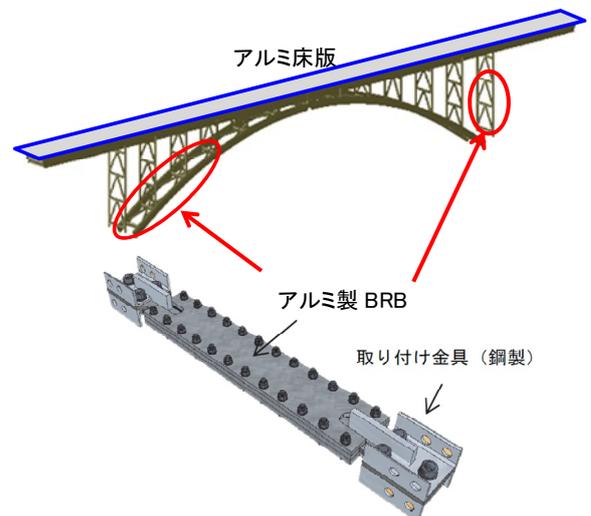


図-10 アルミ製 BRB の設置

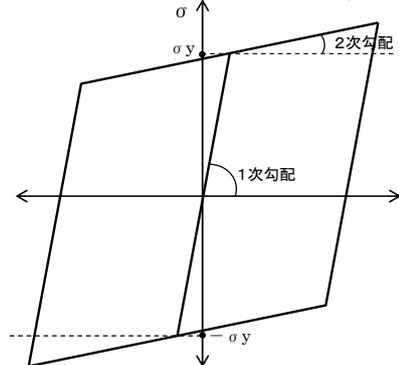


図-11 アルミ製 BRB の特性

3) 設置したアルミ製 BRB に対する震度法レベルのチェック

アルミ製 BRB を設置したアーチ橋（下横構と対傾構に設置，断面積が同じのケース）に対して，アルミ製 BRB および他の部材が震度法を満足していることを概略的に確認するため，本モデルに対して，設計水平震度 0.2 として静的解析を実施した．その結果を表-5, 6 に示す．表-5 は設置したアルミ製 BRB の中で，大きなひずみが発生した下横構のひずみを，表-6 は各部材の発生ひずみを示している．これらの結果から，弾性範囲であることがわかり，アルミ製 BRB を設置したアーチ橋も震度法を満足するといえる．なお，アルミ製 BRB を取り替える前の下横構と対傾構の材質は，SM490Y である．

表-5 下横構に設置したアルミ製 BRB のひずみ

箇所	降伏 ひずみ ϵ_y	ダンパー				
		引張		圧縮		
		ϵ_{max}	$\epsilon_{max}/\epsilon_y$	ϵ_{max}	$\epsilon_{max}/\epsilon_y$	
下横構	+①	0.004200	0.000352	0.084	-0.000523	0.124
	+②	0.004200	0.000156	0.037	-0.000321	0.077
	-②	0.004200	0.000156	0.037	-0.000323	0.077
	-①	0.004200	0.000353	0.084	-0.000524	0.125

表-6 震度法による各部材のひずみ (ϵ/ϵ_y)

		AL床版+ダンパー	
		引張	圧縮
補剛桁	G1	0.12	0.13
	G2	0.08	0.15
アーチリブ	AR1	0.00	0.11
	AR2	0.00	0.15
支柱	L	0.13	0.23
	R	0.12	0.18
横桁		0.10	0.11
下支材		0.17	0.16
下横構		0.05	0.10
水平材		0.08	0.09
対傾構		0.09	0.09

(6) 設計地震動以上の地震動（想定外）に対する耐震性能の評価

1) 下横構と対傾構の設置+同じ断面積の解析結果

前述した RC 床版アーチ橋の解析結果をもとに，下横構と対傾構にアルミ製 BRB を設置して，芯材を取り替える前の部材の断面積と同じにしたケースの解析結果を，アルミ床版のみの結果と比較して表-7 に示す．この結果から，アルミ製 BRB を設置すると，アルミ床版だけの結果より塑性化した部材が増えアーチリブも塑性化し耐震性が向上せず，悪くなっていることがわかる．その理由として，アルミ製 BRB の剛性が鋼製 BRB の剛性と比べ 1/3 と小さく，そのため橋梁が大きく変形するようになり他の部材の塑性化が進んだと思われる．よって，アルミ製 BRB の断面積を大きくしてある程度の剛性が必要であるといえそうである．このことから，経験的に得た鋼製 BRB の特性や設置の決定方法が，このままではアルミ製 BRB には活かさないことがわかった．

2) ある程度の最適化を実施した場合の解析結果

前述した設置方法では，アルミ製 BRB の効果がないため，まずアルミ製 BRB の芯材の面積を 3 倍にして取り替える前の部材の剛性と合わせた．面積が増えるとそのアルミ製 BRB が降伏しなくなる（履歴エネルギーを吸収しない）ケースが出てくるので注意が必要である．次に，剛性を合わせて状態で，アルミ製 BRB の設置位置を変更して数ケースの動的解析を実施した．その解析した結果の中から，アーチ下横構の下から 2 パネルだけをアルミ製 BRB に取り替える（端支柱の対傾構には設置しない）ケースの結果が最もよく，その解析結果を表-8 に示す．この表から，各部材の塑性化が減少していることがわかる．完全に弾性範囲にすることはできなかったが，この程度の塑性化であれば，当て板補強等に対応できる範囲と思われる．ただし，現時点で大幅な耐震性が向上しなかったため，アルミ製 BRB の特性とその配置については，引き続き検討が必要である．

表-7 経験的にアルミ製 BRB を設置したケースの比較 (ϵ/ϵ_y)

		AL床版		AL床版+ダンパー	
		引張	圧縮	引張	圧縮
補剛桁	G1	0.61	0.69	0.93	0.82
	G2	0.61	0.69	0.84	0.79
アーチリブ	AR1	0.75	0.90	0.87	0.96
	AR2	0.75	0.86	0.72	1.96
支柱	L	2.38	2.13	4.49	14.63
	R	1.64	2.91	12.71	5.17
横桁		0.78	0.79	0.96	0.97
下支材		1.52	1.52	4.24	4.60
下横構		2.26	6.33	0.88	0.98
水平材		0.72	0.74	1.06	1.07
対傾構		0.76	0.74	1.25	1.17

表-8 ある程度の最適化を行ったケースの比較 (ϵ/ϵ_y)

		AL床版		AL床版+ダンパー	
		引張	圧縮	引張	圧縮
補剛桁	G1	0.61	0.69	0.66	0.71
	G2	0.61	0.69	0.69	0.70
アーチリブ	AR1	0.75	0.90	0.75	0.92
	AR2	0.75	0.86	0.82	0.94
支柱	L	2.38	2.13	2.51	1.84
	R	1.64	2.91	1.87	2.25
横桁		0.78	0.79	0.86	0.88
下支材		1.52	1.52	1.76	1.93
下横構		2.26	6.33	0.88	0.87
水平材		0.72	0.74	0.78	0.77
対傾構		0.76	0.74	0.84	0.83

2. アルミを制震構造に適用することの可能性

研究レベルではあるが、1章で概観したように、RC床版をアルミ床版に取り換え、さらに、アルミ製BRBを取り付けることにより、ここで設定した想定外の地震動に対しても終局状態に至らないまで耐震性が向上することが確認できた。アルミ床版への取り換えおよびアルミ製BRBの取り付けにおいては、異種金属接触腐食の防止対策を実施しなければならないというデメリットはあるが、鋼に比べ圧倒的に軽いということは耐震上は非常に有利である。さらに、耐震上だけでなく、軽いといことは、例えば、耐震補強でBRBに取り換える現場作業においても、軽いアルミ製BRBは大きなメリットとなる。

3. 可能な場合の具体的な内容

耐震上において補強がよく困難になる橋梁形式は、上路式のアーチ橋やトラス橋等である。これらの橋梁の床版の重量は、橋梁全体の重量の半分以上を占めるため、軽いアルミ床版に置き換えることは耐震上、非常に有効である。しかし、橋梁を軽くすることは、短周期構造になり、橋梁に対して地震力が増大する傾向になるため、注意が必要である。そのため、大規模橋梁ではなく比較的小規模な短周期の橋梁を対象にするなど、アルミ製を適用すると効果がる橋梁の規模や橋梁の形式を提示していく必要がある。

また、アルミ製BRBは、エネルギー吸収性能においては、鋼製BRBと大きな差はないと思われるが、アルミの場合、剛性が鋼に比べ約1/3であるため、レベル2地震動に対しては剛性が不足する場合もある。さらに鋼製BRBでは芯材に低降伏点を使用する場合があるが、アルミ製BRBでは、降伏点を調整するのに制約がある。このように鋼製BRBと異なる特性を示すため、最適なアルミBRB特性の設定および設置箇所の決定の方法を提案する必要がある。

4. 実用化に向けた研究課題

- (1) アルミ床版とアルミ製BRBを有する橋梁に対する実務者向けのモデル化
一般的なRC床版の上路式鋼アーチ橋については、研究が進み実務者向けのモデル化が提示されている。それに対して、アルミ床版のモデルについての研究事例が少ない。
- (2) アーチ橋以外の橋梁形式への適用
研究レベルでも、具体的に適用した橋梁形式は、アーチ橋しかなく、他の橋梁への適用検討事例が必要である。
- (3) アルミ製BRBの特性決定と設置箇所の決定方法
鋼製BRBにおいては、経験的にBRBの特性決定や設置箇所も設置できるようになってきた（ただし、多くの繰り返し動的解析を実施する場合がある）。これに対して、アルミ製BRBは、初期剛性が鋼に比べて低く、さらに降伏点を下げるのに制約があるため、これまでのようにBRBの設置の経験がうまく活かさない場合がある。

5. 実現が見込まれる課題の研究計画

前述したような課題に対して、次のような解析的な研究が望まれる。

- (1) アルミ床版に取り換えることにより耐震性が向上する橋梁規模と橋梁形式の選定法に関する研究
- (2) アルミ製BRBの特性の設定および対象橋梁上のBRB配置の決定方法に関する研究

研究期間は、3年程度が見込まれる。

参考文献

- 1) 宇佐美勉編, (社)日本鋼構造協会(2006): 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 技報堂出版.
- 2) (社)日本鋼構造協会(2003): 土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策.

- 3) (社)日本鋼構造協会(2009)：鋼橋の耐震設計の信頼性と耐震性能の向上.
- 4) 森下邦宏, 井上幸一, 川島一彦, 阿比留久徳, 平井潤, 本田誠(2004)：ダンパーブレースを組み込んだ上路アーチ橋部分構造の動的地震応答実験, 土木学会論文集, No.766/I-68, pp.277-290.
- 5) 葛漢彬, 日沖堅治, 宇佐美勉(2005)：鋼アーチ橋に設置した座屈拘束ブレースの応答値, 土木学会地震工学論文集, .
- 6) 本荘清司, 横山和昭, 前原直樹, 田崎賢治, 川神雅秀(2009)：鋼上路式アーチ橋の耐震補強設計に関する検討, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.515-524.
- 7) 児玉喜秀, 原田隆典, 野中哲也, 宇佐美勉, 中村真貴(2014)：RC床版をアルミニウム床版に取り替えることによる鋼アーチ橋の耐震性向上に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.326-334.
- 8) (社)日本アルミニウム協会(2011)：道路橋用アルミニウム床版を用いた鋼桁橋 設計・製作・施工ガイドライン, 土木構造物委員会.
- 9) 大倉一郎, 長尾隆史(2012)：道路橋用アルミニウム床版を用いた鋼桁橋 設計・製作・施工ガイドライン, アルミニウム合金材の土木構造物への活用に関するシンポジウム, 土木学会・鋼構造委員会, pp. 97-111, 2012.
- 10) 宇佐美勉, 倉田正志, 佐藤 崇, 葛西 昭, 萩澤亘保 (2009)：構造用アルミニウム合金の繰り返し弾塑性構成則, 土木学会論文集 A, Vol. 65, No. 4, pp.980-993.
- 11) 佐藤 崇, 宇佐美勉, 倉田正志 (2010)：構造用アルミニウム合金 BRB の性能実験と解析, 土木学会論文集 A, Vol. 66, No. 2, pp.356-367.
- 12) 倉田正志, 宇佐美勉 (2011)：3種類の構造用アルミニウム合金の繰り返し弾塑性構成則の開発と BRB の挙動解析への適用, 構造工学論文集 Vol.57A, pp.579-582.
- 13) Usami T., Wang C.L. and Funayama J. (2012): Developing High-performance Aluminum Alloy Buckling-Restrained Braces Based on Series of Low-cycle Fatigue Tests. : Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol.41, pp.643-661
- 14) 舟山淳起, 今瀬史晃, 宇佐美勉, 王春林 (2012)：アルミニウム合金製 BRB の低サイクル疲労特性, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.58A, pp.448-458
- 15) Wang, C.L., Usami, T. and Funayama, J. and Imase, F. (2012): Evaluating the Influence of Stoppers on the Low-Cycle Fatigue Properties of High-Performance Buckling-Restrained Braces, Engineering Structures, Vol.41, pp. 167-176.
- 16) Wang, C.L., Usami, T. and Funayama, J. and Imase, F. (2013): Low-cycle fatigue testing of extruded aluminum alloy buckling-restrained braces, Engineering Structures, Vol.46, pp. 294-301.
- 17) (社)日本道路協会(2012)：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 丸善.
- 18) SeanFEM ver.1.22(2007): 理論マニュアルと検証, (株)耐震解析研究所.
- 19) 倉田正志, 宇佐美勉(2011)：3種類の構造用アルミニウム合金の繰り返し弾塑性構成則の開発と BRB の挙動解析への適用, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.579-591.
- 20) 大倉一郎, 萩澤亘保, 花崎昌幸(2006)：アルミニウム構造学入門, 東洋書店.

IV-3 実施例

八千代エンジニアリング（株） 舟山淳起
 （株）横河ブリッジ 谷中聡久

1 現状の概観

（1）橋梁の耐震補強と制震ダンパー

兵庫県南部地震以降、橋梁の耐震設計基準が改訂され、旧基準で建設された橋梁（既設橋梁）については、橋脚の補強を主体とした、いわゆる耐震補強が橋梁管理者により盛んに実施されてきた。橋脚の耐震補強では、コンクリートや鋼板等を巻立てる補強が実施されることが多いが、既設橋における様々な制約の中、補強方法や補強量、さらに補強工事の施工条件により、下部構造、上部構造を含めた橋梁全体の構造を対象に、より合理的な工法が検討される。例えば橋脚の補強方法を検討する際に、水中部に建設された橋脚で施工困難な場合や、橋脚の保有耐力が低く補強量が大规模となるような場合には、支承を免震支承へ取替える工法（免震化工法）や、支承部に制震ダンパーを設置する工法（制震化工法）により、橋脚の地震応答を低減し、補強を不要もしくは低減する工法が一般的になりつつある。

制震化工法に用いられる制震ダンパーの機能には、エネルギー吸収機能（減衰機能）、部材・構造の分担力調整機能、短周期化機能があり、これらの機能を利用することで橋梁の耐震性能を向上することが可能となる。また、制震ダンパーを橋梁へ設置するには、桁形式の橋梁では上部構造と下部構造の構造間に設置することが多い。一方、アーチ橋やトラス橋等の特殊橋梁では横構や対傾構を制震ダンパーに取替える工法が用いられる。さらに、橋梁で用いられる制震ダンパーには、建築構造等の屋内で使用される制震ダンパーに比べて、耐久性・耐候性、変形性能、抵抗力、信頼性等に関しての要求性能が厳しく、これらの点に留意してダンパーの選定および設計を実施する必要がある。¹⁾

（2）制震ダンパーの分類

制震ダンパーには様々な種類が存在し、表-1~4 に示す履歴特性、形状、機構、取付け箇所等によって分類される^{1)~4)}。

表-1 制震ダンパーの分類（履歴特性別）

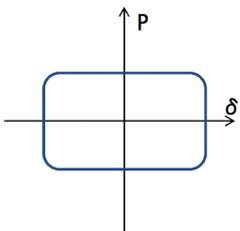
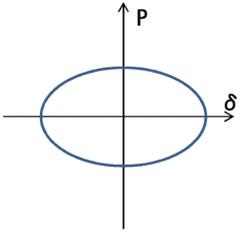
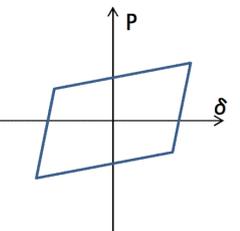
履歴特性	摩擦履歴型	粘性履歴型	弾塑性履歴型
履歴形状			
特徴	<ul style="list-style-type: none"> 完全弾塑性型の履歴 速度、変位、温度依存性が小さい 	<ul style="list-style-type: none"> 速度によって抵抗力が変動する楕円型の履歴 速度依存性がある 	<ul style="list-style-type: none"> バイリニア特性の履歴 変位依存性がある
ダンパー例	<ul style="list-style-type: none"> ビソコムマテリアルダンパー 摩擦ダンパー 	<ul style="list-style-type: none"> オイルダンパー 	<ul style="list-style-type: none"> 高減衰ゴムダンパー 鋼製ダンパー

表-2 制震ダンパーの分類（形状別）

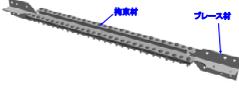
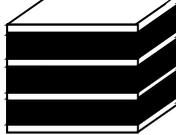
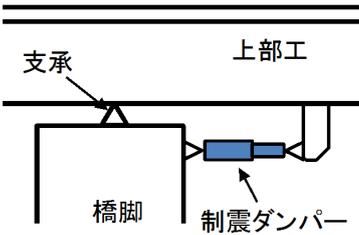
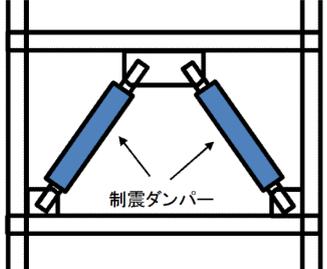
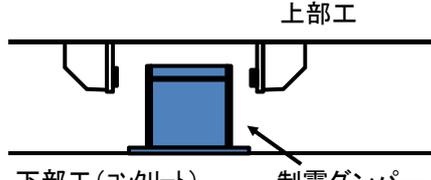
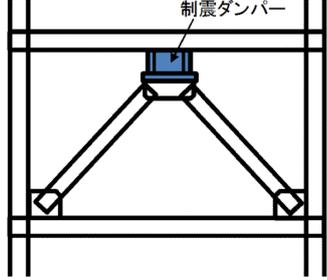
形状	シリンダー型	ロッド型	パネル型	箱型（ゴム系）
特徴	<ul style="list-style-type: none"> シリンダー形状 内部に粘性体、オイル、特殊充填材等が充填される 	<ul style="list-style-type: none"> ロッド形状 部材の弾塑性挙動に期待 	<ul style="list-style-type: none"> パネル形状 部材の弾塑性挙動に期待 	<ul style="list-style-type: none"> 箱型形状 部材の弾塑性挙動に期待
ダンパー例				
	<ul style="list-style-type: none"> ビンガムマテリアルダンパー 粘性ダンパー オイルダンパー 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製ダンパー（軸降伏型） 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製ダンパー（せん断降伏型） 	<ul style="list-style-type: none"> 免震ダンパー（ゴムバッファ）

表-3 制震ダンパーの分類（機構別）

機構	粘性	摩擦	履歴
特徴	抵抗力が速度に依存する特性によって表される制震ダンパー	抵抗力が摩擦力に依存する特性によって表される制震ダンパー	抵抗力が変位に依存する履歴特性によって表される制震ダンパー
ダンパー例	<ul style="list-style-type: none"> ビンガムマテリアルダンパー 粘性ダンパー オイルダンパー 	<ul style="list-style-type: none"> 摩擦ダンパー 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製ダンパー（軸降伏型、せん断降伏型、曲げ降伏型） 免震ダンパー

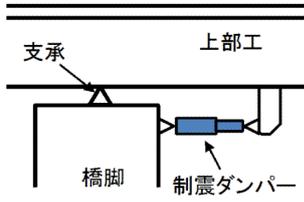
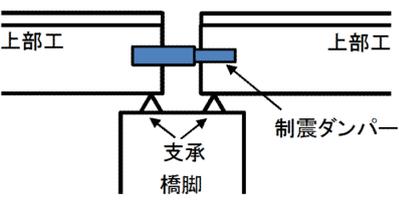
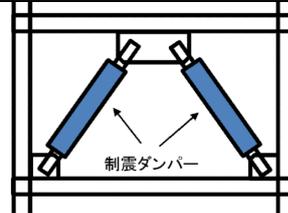
表-4 制震ダンパーの分類（取付箇所別）

取付箇所	構造間設置型	部材取替え型
取付イメージ図	 <p>上部工 支承 橋脚 制震ダンパー（シリンダー型）</p>	 <p>制震ダンパー (軸降伏型)</p>
	 <p>上部工 下部工（コンクリート） 制震ダンパー（鋼製ダンパー せん断降伏型）</p>	 <p>制震ダンパー (せん断降伏型)</p>
ダンパー例	<ul style="list-style-type: none"> ビンガムマテリアルダンパー 粘性ダンパー オイルダンパー 鋼製ダンパー（せん断降伏型） 	<ul style="list-style-type: none"> 一般的に鋼製ダンパー（軸降伏型、せん断降伏型）

(3) 制震ダンパーの選定例

制震ダンパーは設置する橋梁の特性や要求性能に基づいて適切な制震ダンパーを選定する。表-5に制震ダンパーの選定例を示す。選定例はあくまで一例を示したものであり、対象橋梁の特性を考慮し適宜検討する必要がある。

表-5 制震ダンパーの選定例

CASE	要求される性能	適用形態	ダンパー種別 (例)	備考
①	<ul style="list-style-type: none"> 上部工慣性力の分担 桁変位の抑制 支承サイズの縮小 伸縮装置サイズの縮小 	上下部工を連結するダンパー		<ul style="list-style-type: none"> シリンダー型の採用が多い 地震時移動量が大きい 常時の移動に追随可能
②	<ul style="list-style-type: none"> 隣接桁同士を衝突させない 隣接橋に慣性力を分担 隣接桁同士の位相差改善 	桁間を連結するダンパー		<ul style="list-style-type: none"> 同上
③	<ul style="list-style-type: none"> 構造内の減衰を増大 部材の分担力調整 	構造内に組込むダンパー (部材の置換え)		<ul style="list-style-type: none"> ロッド型, パネル型の採用が多い 常時, 風荷重時, レベル1地震時に弾性部材として挙動

(4) 制震ダンパー使用時の留意点

橋梁の制震化工法を適用する際の留意点 (一部) を整理したものを表-6に示す。留意点は、大きく設計と維持管理の段階で分類しており、その中で一般的な事項とその他の事項で整理している。

表-6 制震ダンパー使用時の留意点 (一部)

分類	留意点	
設計	一般	<ul style="list-style-type: none"> ダンパー種別による依存性を考慮 二次応力による曲げ 設計移動量は常時移動量, 施工誤差に地震応答変位量を加えて設定 常時に橋梁の性能を阻害しない 常時, 風荷重時に性能が低下しない 取付部の安全性を十分に確保 ダンパー設置による構造系の変更を考慮 各種ダンパーのモデル化手法
	部材取替え型ダンパー	<ul style="list-style-type: none"> 二次部材に適用 地震時に変位する静定系に近い箇所 (効果的にエネルギー吸収) 温度変化の影響を受けない部位に適用
	地盤	<ul style="list-style-type: none"> 基礎周辺地盤が軟質で, 地震時に基礎の変位が発生し易い場合, 制震ダンパーのエネルギー吸収効果が発揮されない可能性あり
維持管理	一般	<ul style="list-style-type: none"> 防錆処理 維持管理スペースの確保
	粘性ダンパー	<ul style="list-style-type: none"> 粘性体の漏れ
	地震後	<ul style="list-style-type: none"> 損傷状況の確認 変位, 累積損傷度の正確な計測

(5) 制震ダンパー設置の一例

制震ダンパーを設置する場合の一例を以下に示す。以下の例はあくまで一般的な概念を示すものである。

1) 構造間設置型

① 河川内橋脚を有する桁橋の耐震補強工法

【課題】河川内の固定支持橋脚が現況照査で耐震性能を満足しない

- ・ 橋脚巻立て補強の場合，仮栈橋工，仮締切工が必要
- ・ 施工期間が延びるとともに施工費が増大（河川環境への影響もあり）

【制震化】両橋台に制震ダンパー（シリンダー型ダンパー）を設置

- ・ 上部工の慣性力を両橋台に分担させるとともに減衰を付与して地震応答を低減
- ・ 橋脚の補強が不要となり，河川内工事を回避可能
- ・ 主に地上部での作業となり，施工期間の短縮および施工費の低減が可能

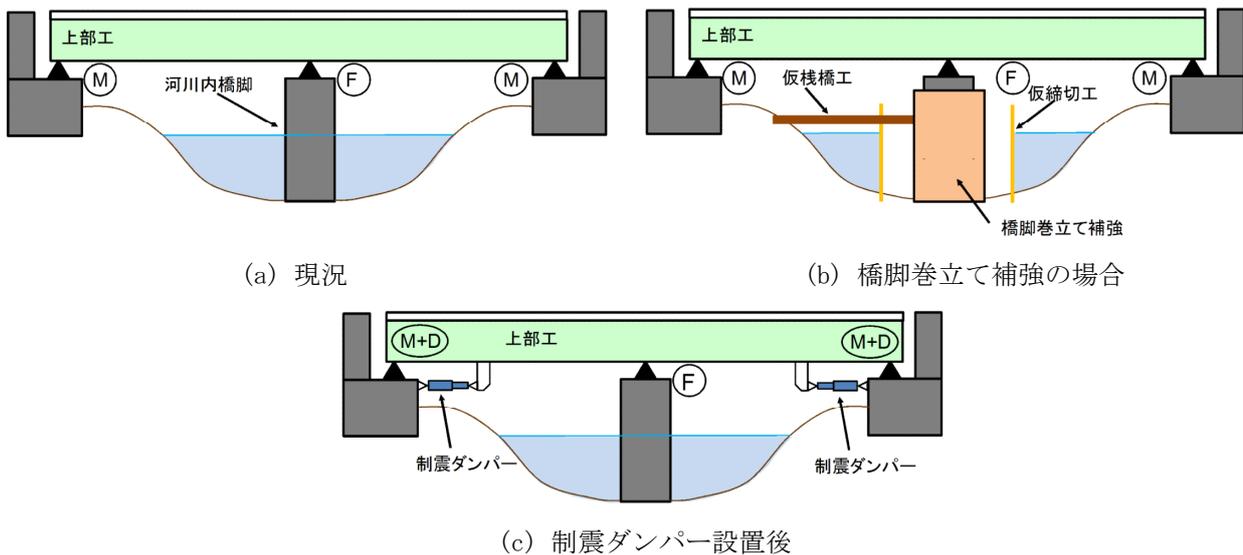


図-1 制震ダンパーの設置例①

② 桁下空間に制約がある橋梁の耐震補強工法

【課題】固定橋脚が現況照査で耐震性能を満足しない

- ・ 桁下に交差物件（重交通路線，線路等）が存在
- ・ 橋脚巻立て補強を実施する場合には交通規制が発生
- ・ 土留め工等の仮設工が必要

【制震化】可動橋脚2基に制震ダンパー（シリンダー型ダンパー）を設置

- ・ 上部工の慣性力を可動橋脚に分担させるとともに減衰を付与して地震応答を低減
- ・ 橋脚の巻立て補強を回避
- ・ 橋脚補強による交通規制を回避

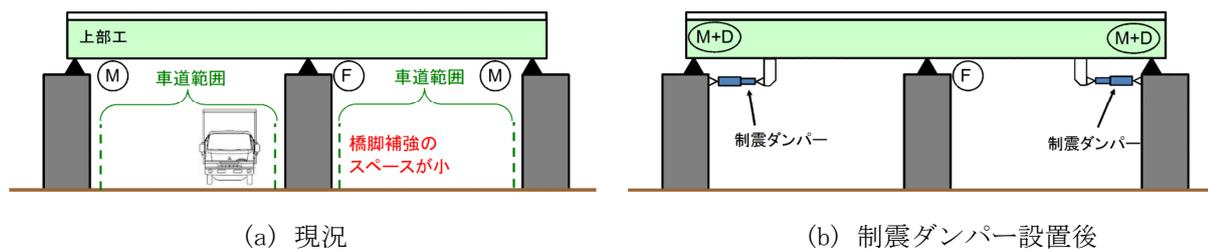


図-2 制震ダンパーの設置例②

③ 桁下空間に制約がある橋梁の耐震補強工法

【課題】固定橋脚が現況照査で耐震性能を満足しない

- ・ 桁下に交差物件（重交道路線，線路等）が存在
- ・ 橋脚巻立て補強を実施する場合には交通規制が発生
- ・ 土留め工等の仮設工が必要

【制震化】可動橋脚2基に制震ダンパー（ゴムバッファ）を設置

- ・ 上部工の慣性力を可動橋脚に分担させるとともに減衰を付与して地震応答を低減
- ・ 橋脚の巻立て補強を回避
- ・ 橋脚補強による交通規制を回避

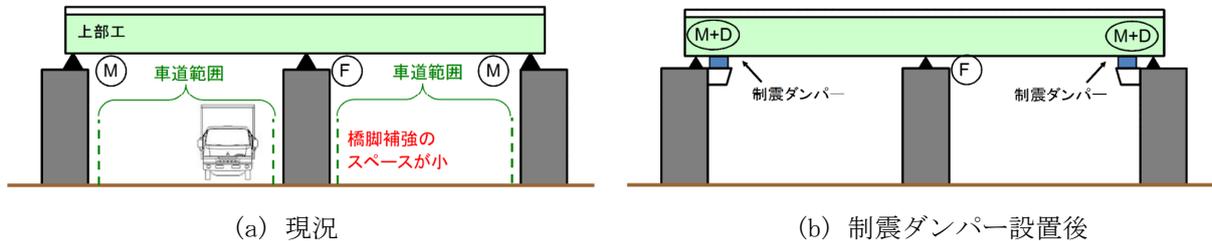


図-3 制震ダンパーの設置例③

2) 部材取替え型

【課題】脚柱が現況照査で耐震性能を満足しない

- ・ 現況照査（橋軸直角方向）で脚柱の作用応力度が超過

【制震化】脚柱斜材またはガセット部に鋼製ダンパーの設置（軸降伏型またはせん断降伏型）

- ・ 既設部材を制震ダンパーに取替え
- ・ 脚柱の地震時応答を低減することでその他の補強を回避（または補強量の低減）

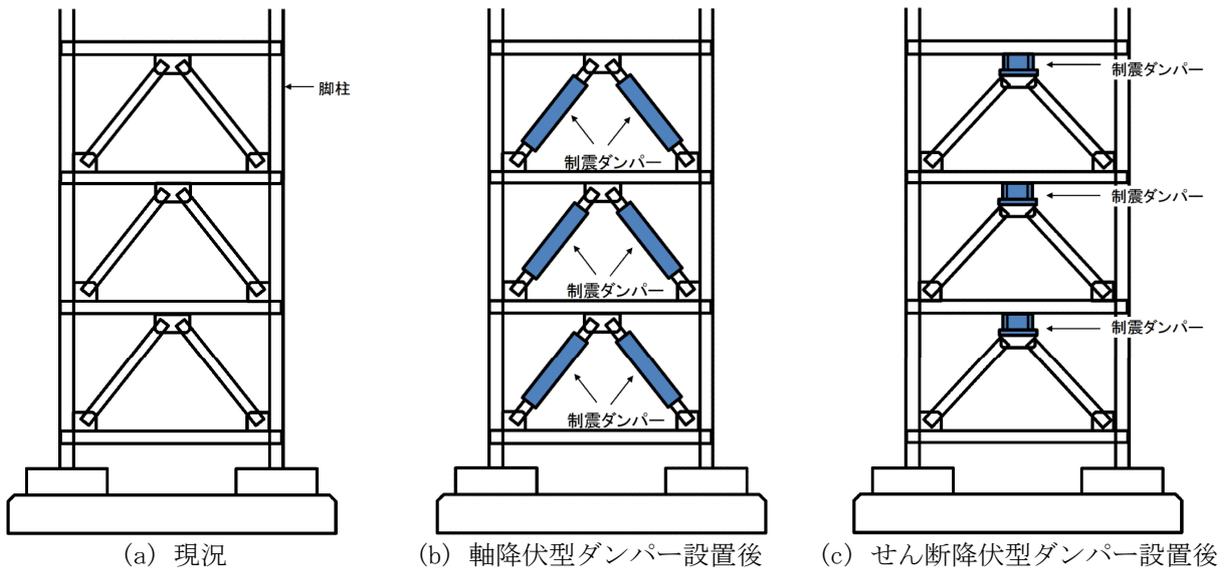


図-4 制震ダンパーの設置例④

2. 実施例

制震ダンパーの実施例（設計例，施工例）を以下に示す。

（1）鋼製ダンパー（軸降伏型）

1) 鋼上路式ローゼ橋への適用事例⁵⁾

本事例は，**図-5**に示す鋼上路式ローゼ橋のレベル2地震対策として，制震ダンパーが橋梁に初めて組込まれた事例である。橋梁諸元は，橋長 140m，主径間 99m の鋼上路式ローゼ橋である。新設橋への適用事例であり，事業進行中の道路橋示方書改訂によって所要耐震性能が高められたことで適用されたものである。無対策の場合では，レベル2地震動に対して最大で許容値を3倍程度超過することになる。従来工法を適用した場合，当て板補強による断面補強が考えられるが，死荷重増による下部工への影響が懸念される。そこで，**図-6**，**写真-1**に示すように主構面内斜材，支柱対傾構斜材，下横構斜材に制震ダンパーを設置することで，全部材を弾性範囲内に収めることが可能となる。結果として，従来工法（断面補強）を実施した場合と比較して鋼重および施工費の低減を実現している。

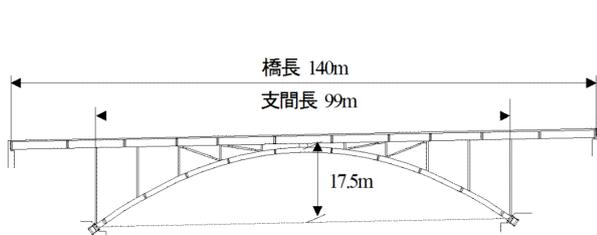


図-5 鋼上路式ローゼ橋の一般図

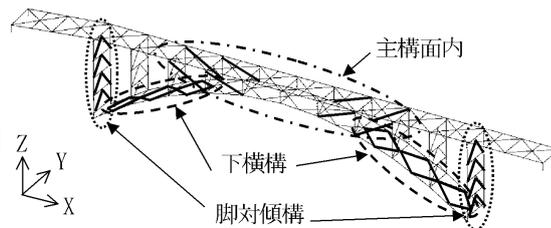


図-6 制震ダンパーによる対策箇所



写真-1 制震ダンパーの設置状況

2) 鋼方杖ラーメン橋への適用事例⁶⁾

本事例は，**図-7**に示す鋼方杖ラーメン橋の橋軸直角方向レベル2地震対策として制震ダンパーを脚柱斜材に設置した事例であり，既設橋に初めて制震ダンパーを組込んだ工事である。橋梁諸元は，主径間 54m の鋼方杖ラーメン橋である。補強前では，脚柱の応答が最大で許容値の3倍以上となるが，制震ダンパーの設置，当て板補強，脚柱基部の固定化等の対策を併用することで，補強後の応答値は全て許容値内に収まっている。

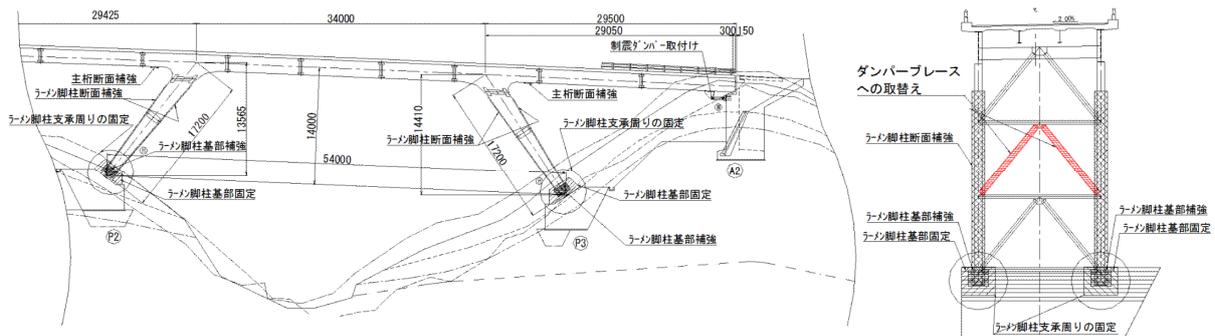


図-7 鋼方杖ラーメン橋の耐震補強概要

3) 鋼上路式ランガー橋への適用事例⁷⁾

本事例は、**図-8**に示す鋼上路式ランガー橋の端支柱・アーチリブ横構・斜材に制震ダンパーを設置した事例**(写真-2)**である。橋梁諸元は、橋長118.7m、主径間78mの鋼上路式ランガー橋である。耐震性能の向上を図るうえで、制震ダンパーの設置以外に、側径間端部への免震支承設置、地震荷重に対して主要部材を弾性応答とするためにアーチリブ・端柱・中間支柱部への当て板補強およびアーチリブ、側径間の横構に対して部材取替、部材追加の対策を実施している。

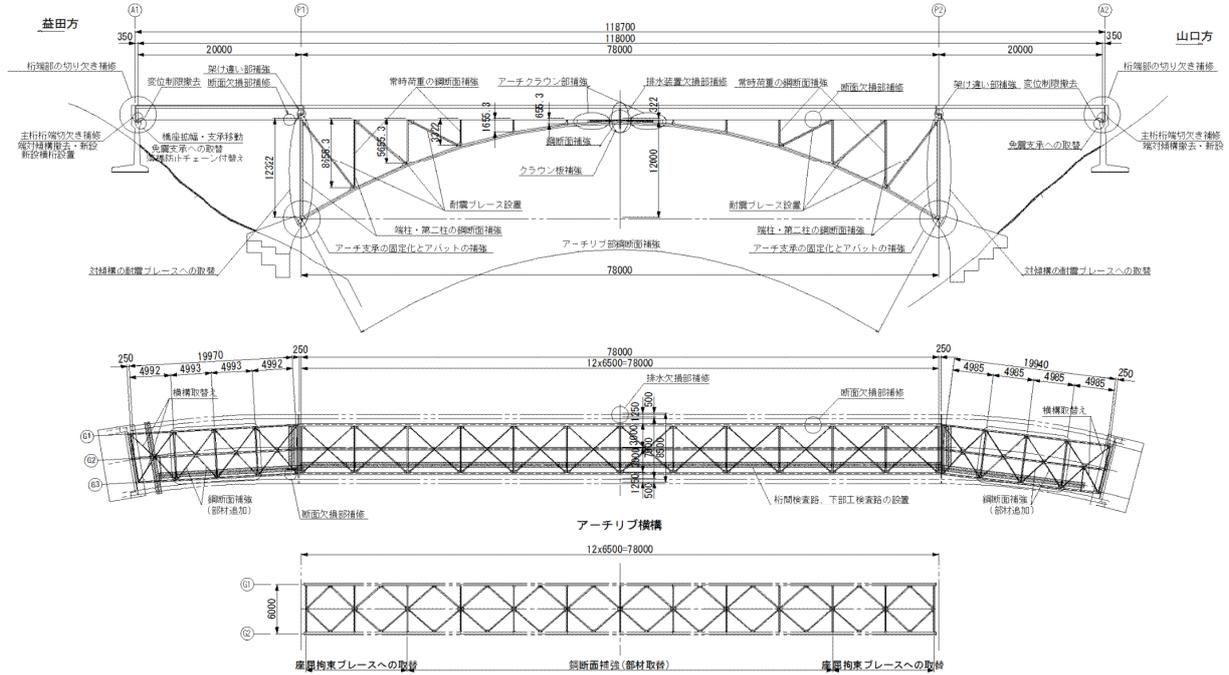


図-8 鋼上路式ランガー橋の一般図



写真-2 制震ダンパーの設置状況

(2) 鋼製ダンパー（せん断降伏型）

1) ニールセンアーチ橋への適用事例⁸⁾

本事例は、**図-9**に示す下路式ニールセンアーチ橋の耐震性能向上を目的として、せん断降伏型の鋼製ダンパーが設置された事例である。橋梁の諸元は、橋長 160.1m（支間長 156.8m、ライズ 30m）、下部構造は鋼製ラーメン橋脚、基礎構造は鋼管矢板基礎である。支承は固定支承部にピボット支承、可動支承部にはピボットローラー支承が設置されている。耐震補強設計時の照査は、動的非線形解析により地震時の各部の応答を推定し、許容値を満足するように補強設計がなされている。

橋軸方向の解析の結果は以下のとおりで、橋軸方向地震に対して、固定支承部、可動支承部の両側にせん断降伏型の鋼製ダンパーが設置された。

- ① 上部構造についてはすべて許容値以下で無補強
- ② 支承部は水平応力と可動支承の移動量が許容値を超過
- ③ 固定支承側の橋脚アンカー部が終局曲げモーメントに近い応答が発生
- ④ 可動支承側の橋脚は柱梁アンカー部すべてで許容値まで余裕がある

設置された鋼製ダンパーは**図-10**に示すとおりでせん断パネルの周りにはフランジおよびリブが設置されベースプレートを介して橋脚天端に固定されている。可動支承部への設置イメージは**図-11**に示すように、ピボットローラー支承の移動可能量（±150mm）と緩衝ゴム厚（50mm）の遊間量（±200mm）を確保して設置されている。

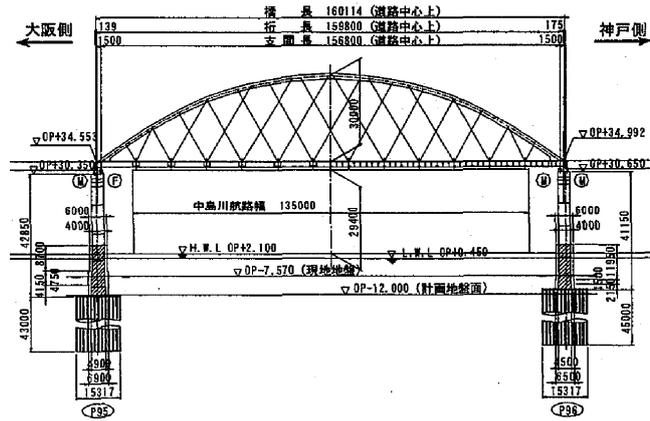


図-9 ニールセンアーチ橋の一般図

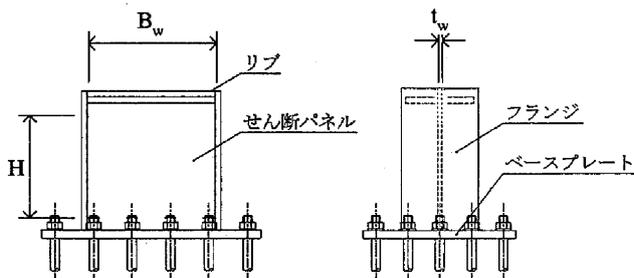


図-10 鋼製ダンパーの構造

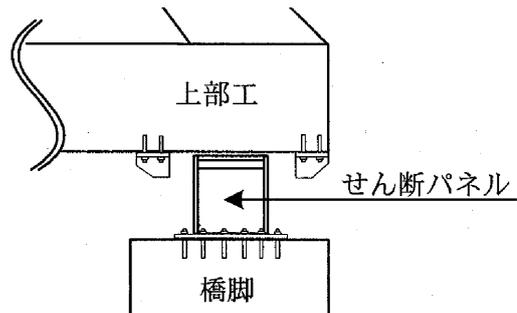


図-11 鋼製ダンパーの設置イメージ（可動支承部）

設置後の解析結果では、固定、可動両側に鋼製ダンパーを設置することで、可動側橋脚に地震応答が分担され、固定側橋脚の柱、アンカー部の応答が大きく低減された。鋼製ダンパーについては、固定支承側で 73mm、可動支承側で 82mm の変位が生じたが許容変位に収まっている。

2) 高架橋改良に伴う適用事例⁹⁾

本事例は、都市内高速道路の渋滞緩和策として実施された拡幅工事において、拡幅による死荷重増加に伴う橋脚・基礎への地震時作用力を低減させることを目的に、せん断降伏型の鋼製ダンパーが設置された事例である。橋梁の諸元は、**図-12**に示すように上下2層の連続箱桁橋、単純箱桁橋からなる高架橋である。上層は3車線から4車線へ拡幅し、下層も最大拡幅量 3.4m の拡幅が想定されている。

高架橋改良時の検討では、拡幅による死荷重増加に伴う橋脚・基礎の負担を低減させるために、当初、既設 BP-A 支承をすべり支承に取替え、新たに水平力を支持する免震支承を追加する免震化の検討が実施された。その結果、橋軸方向では上層 8ヶ所、下層 6ヶ所で、また橋軸直角方向では下層の高欄と橋脚柱の離隔が小さく 6ヶ所で衝突することがわかった。

衝突を回避するために、図-13~図-14に示すように、桁間を粘性ダンパーで連結し、橋軸直角方向には変形量が小さなせん断降伏型の鋼製ダンパーが設置された。粘性ダンパーおよび鋼製ダンパーの設置により、橋軸方向の衝突箇所は2ヶ所のみ到低減し、橋軸直角方向の衝突箇所は0ヶ所と衝突を回避することができた。

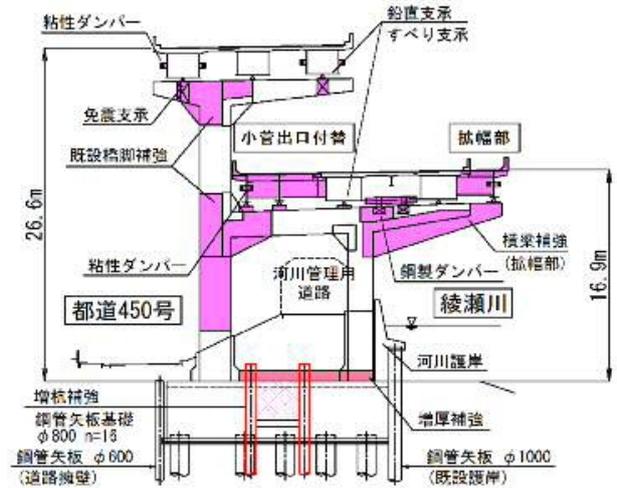


図-12 高架橋の一般図

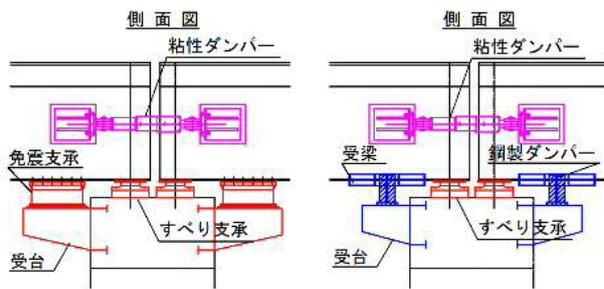


図-13 制震デバイスの設置

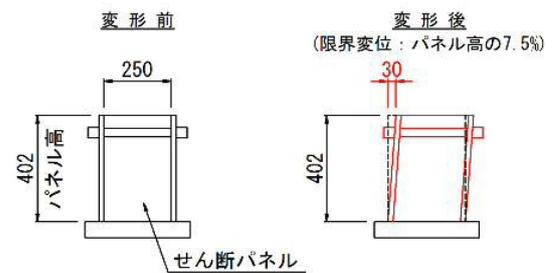


図-14 鋼製ダンパーの構造

3) 上路式トラス橋への適用事例¹⁰⁾

本事例は、鋼単純トラス橋の耐震補強工事で橋軸直角方向の地震動による地震応答の低減を図るために、せん断降伏型の鋼製ダンパーが設置された事例である。橋梁の諸元は、図-15に示すように支間長60mの上路式単純トラス橋である。

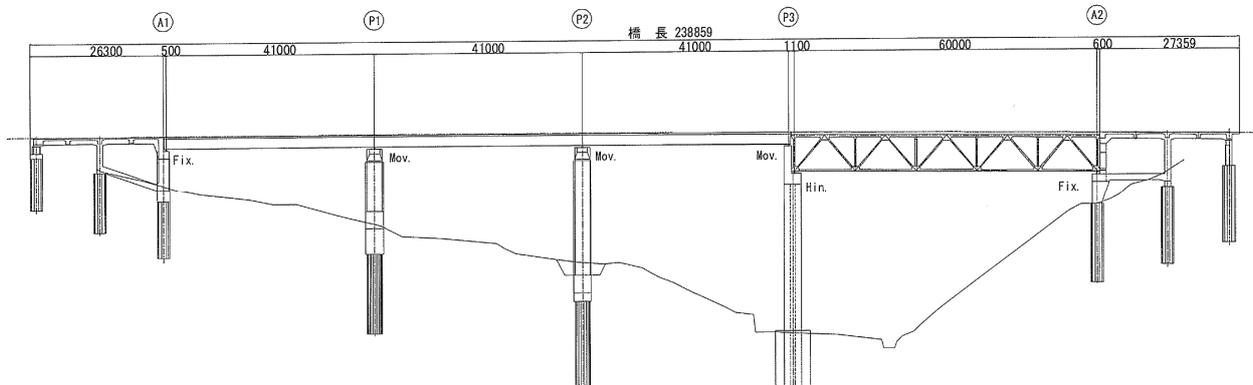


図-15 トラス橋の一般図

現橋の耐震性能を調べるために実施された解析結果では、トラス部材の塑性化、下部工の塑性化、支承負反力の発生、桁衝突など様々な損傷が想定された。想定される損傷の中でも橋軸直角方向の地震動により、支承の負反力が許容値を超過する対策として、鋼製ダンパーが適用された。上路式トラス橋は、図-16に示すように、重心が高く橋軸直角方向の地震動により支承に大きな負反力が生じやすい構造である。対策として重量の大きなコンクリート床版近傍に鋼製ダンパーを固定装置として設置し、負反力を大幅に低減することができたと報告されている。写真-3に鋼製ダンパーの設置状況を示す。

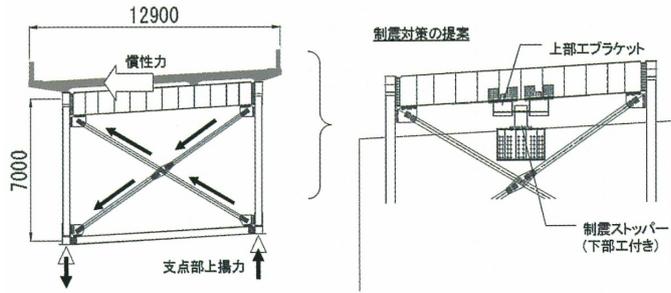


図-16 トラス橋の負反力対策



写真-3 鋼製ダンパーの設置状況

4) 上路式ランガー橋への適用事例¹⁰⁾

本事例は、上路式ランガー橋の耐震補強工事で橋軸直角方向の地震動による地震応答の低減を図るために、せん断降伏型の鋼製ダンパーが設置された事例である。橋梁の諸元は、図-17に示すように橋長122m、アーチ支間長75m、ライズ14mの上路式ランガー橋である。

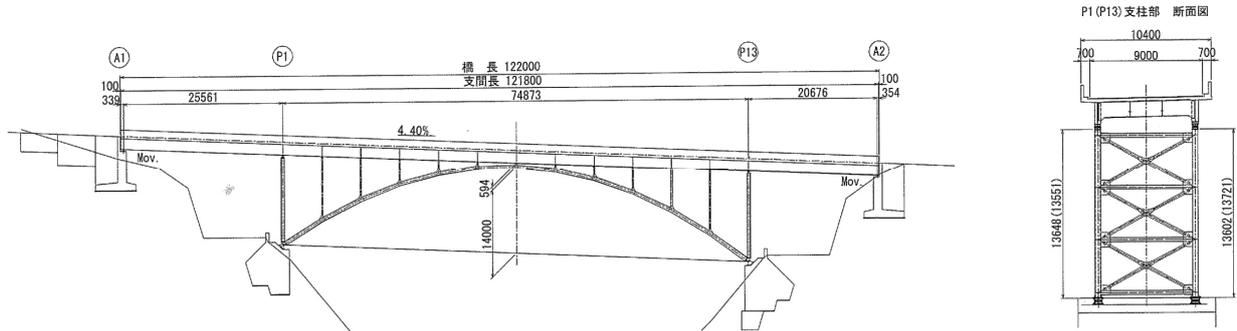


図-17 ランガー橋の一般図

現橋の耐震性能を調べるために実施された解析結果では、アーチ部材および補剛桁の塑性化、支承反力の発生、桁衝突など様々な損傷が想定された。想定される損傷の中でも橋軸直角方向の地震動により、アーチ部材をはじめとした主部材の塑性化、支承反力が許容値を超過する対策として、鋼製ダンパーが適用された。すなわち、図-18に示すように、アーチ端支柱対傾構部に24基、アーチ下横構部に20基の計44基の鋼製ダンパーが設置された。鋼製ダンパーの設置により、主部材や支点反力の応答値が低減し、補強量が低減したと報告されている。写真-4にアーチ下横構ガセット部への鋼製ダンパーの設置状況を示す。

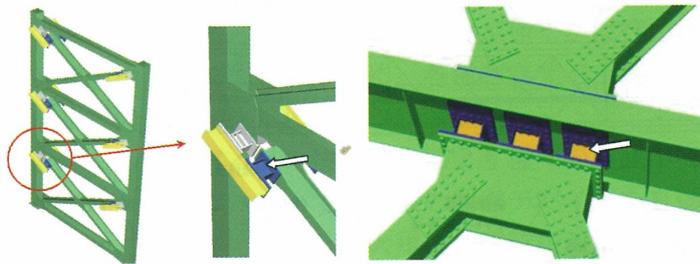


図-18 鋼製ダンパーの設置イメージ



写真-4 鋼製ダンパーの設置状況

3. アルミニウム合金を制震構造に適用することの可能性

2章に実施例を示したように、軸降伏型ダンパーはアーチ橋、トラス橋、ラーメン橋などの2次部材であるブレース材に適用されるケースが多い。これらの橋梁は谷部などの急峻な地形に架橋されることが多く、また、ブレース材の部材長は数メートルと大きな部材となるため、部材の軽量化は施工上の大きなメリットとなる。また、せん断降伏型は構造間設置型として適用されるケースが多い。すなわち橋梁支承部の近傍に設置され、腐食環境の厳しい部位に設置されることになる。このような環境では、耐食性に優れたアルミニウム合金製制震ダンパーのメリットは非常に大きいと考えられる。

一方、アルミニウム合金を制震ダンパーへ適用する際の課題の一つの異種金属接触腐食対策であるが、腐食対策は接触部にゴムシートなどを介在させて絶縁する構造が一般的に採用されている。しかし、制震ダンパーは橋梁の部材と強固に接合する必要があるため、一般的には高力ボルトの摩擦接合が用いられる。摩擦接合面にゴムシートのような絶縁材を配置することはできずその対策が必要になる。そのような接合部の対策については、第Ⅲ章に記述されているとおりであるが、図-19に示すようにせん断降伏型の鋼材ダンパーは、上部構造とは直接接合せず、上部構造に設置された突起が鋼製ダンパーに衝突することで、鋼材ダンパーに水平力が伝達され、鋼材が塑性変形する構造である。さらに、橋脚がコンクリート製の場合は、下部構造側の接合面では、アンカーボルトとベースプレートが異種金属の接触部となる。すなわち、アンカーナットやボルト孔の孔壁への接触が考えられる。このようなコンクリートへのアンカーボルトによる接合の場合は、絶縁座金と絶縁スリーブを工夫することで、異種金属接触腐食を防止できる可能性がある。

アルミニウム合金製制震ダンパーが実橋に採用された事例はまだないが、軸降伏型の制震ダンパーでは、アルミニウム合金製制震ダンパーは鋼製ダンパーと同等の性能を保有しているという研究成果¹¹⁾もあり、異種金属接触腐食およびコストの問題等を解決できれば、耐食性が高くかつ軽量等のメリットを有することから鋼製ダンパーに替わる可能性は十分あると考えられる。

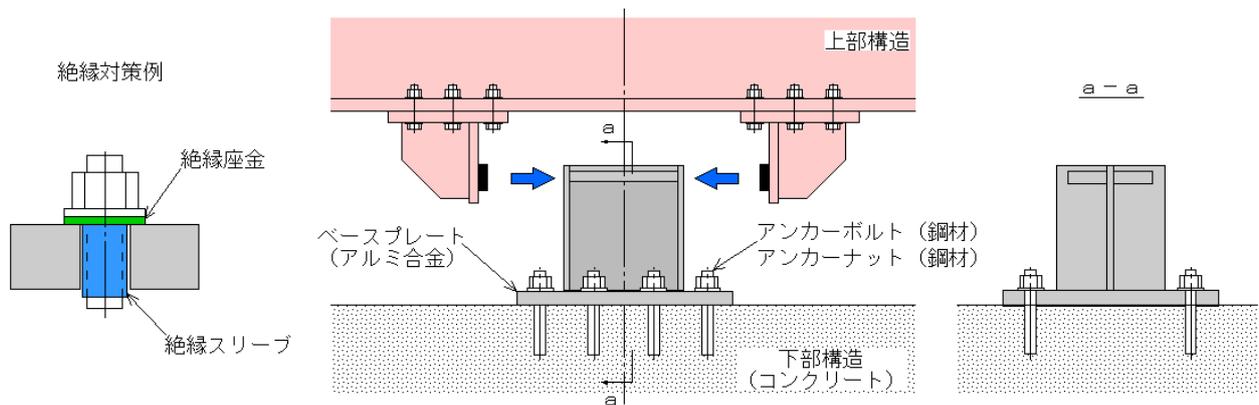


図-19 鋼製ダンパーの構造と設置イメージ

参考文献

- 1) 土木学会地震工学委員会（2012）：交通ネットワークを支える免震と制震の技術，土木学会。
- 2) 道路橋の免震構造研究委員会（2011）：道路橋の免震・制震設計法マニュアル（案），土木研究センター
- 3) 東，中，西日本高速道路株式会社（2015）：設計要領第二集 橋梁建設編，株式会社高速道路総合技術研究所
- 4) 土木学会地震工学委員会（2002）：減震・免震・制震構造設計法ガイドライン（案），土木学会
- 5) 四條利久磨，森下邦宏，川島一彦，浦辻和幸，田中昭人（2003）：ダンパーブレースによる新王渡橋(仮称)の耐震性向上，第 58 回年次学術講演会，I-033，土木学会
- 6) 上野慶太，前川勉，森野真之（2007）：ダンパーブレースを用いた既設方杖ラーメン橋の耐震性向上策，第 62 回年次学術講演会，VI-221，土木学会
- 7) 山崎義実，有村英樹，辻野竜介（2011）：西津和野大橋の補修・補強，駒井ハルテック技報，Vol.1，駒井ハルテック
- 8) 流田寛之，濱田信彦，西岡勉，佐藤秀雄，田崎賢治（2007）：ニールセンアーチ橋（中島川橋梁）の地震時性能向上策，第 10 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，土木学会
- 9) 内海和仁，中野博文，伊原茂，田中智之（2013）：堀切・小菅ジャンクション間改良における免震化・制震化検討，第 68 回年次学術講演会，I-031，土木学会
- 10) 廣井宏治，森本賢一郎，江口宏，中村智昭（2014）：阪和自動車道湯屋谷橋（上り線）耐震補強工事報告，YBHD グループ技報，No.43，株式会社横河ブリッジホールディングス
- 11) 舟山淳起，今瀬史晃，宇佐美勉，王春林（2012）：アルミニウム合金製 BRB の低サイクル疲労特性，構造工学論文集，土木学会，Vol.58A，pp.448-458

あとがき

アルミニウム合金製制震ダンパー実用化検討委員会が2014年度から2015年度にかけて6回開催され、宇佐美委員長のリーダーシップの下、委員の活発な議論を通して、本書の完成を見た。本書は、アルミニウム合金製制震ダンパーの実用化に関する本邦初の調査報告書である。アルミニウム合金製制震ダンパーの実用化に向けて、今後解決すべき課題が具体的に述べられている。

次に、議論の過程で随想したことを紹介したい。

- (1) 鋼製座屈拘束ブレースの性能に匹敵するアルミニウム合金製座屈拘束ブレースが開発された。しかし、アルミニウム合金製座屈拘束ブレースを実用化するためには、既設の鋼部材との取り付け構造において、アルミニウム合金材と鋼材との異種金属接触腐食を回避する工夫が必須である。これに関する最新の研究成果が本書に収録されているが、アルミニウム合金材と鋼材との異種金属接触腐食の問題は未だに解決されない難しい問題であり、提案工法の有効性を確固たるものにするためには、今後とも追跡調査を継続する必要があるであろう。
- (2) 本書では制震部材の適用例が幾つか紹介されているが、この中で、鉄筋コンクリート床版をアルミニウム床版で置換え、さらにアルミニウム合金製座屈拘束ブレースを設置することにより上路式鋼アーチ橋の耐震性を向上させる研究成果が報告されている。トップ・ヘビーなものを軽いものに置き換えれば耐震性が向上することは、言われてみれば当たり前のことではあるが、なかなか気づかないことである。今後、レベル2の地震動に耐え得る、アルミニウム床版と鋼桁上フランジとの連結構造を開発する必要があるであろう。
- (3) 制震ダンパーに使用されるアルミニウム合金材は繰返しの塑性ひずみを受けるので、その破壊靱性が低下する。しかし、アルミニウム合金材には低温脆性がないのでシャルピー吸収エネルギーによってその破壊靱性を評価することができない。AASHTO および Eurocode 9 においてもアルミニウム合金材の破壊靱性に対して規定は設けられていない。このような状況で、アルミニウム合金材の破壊靱性を評価する指標を新たに究明する必要がある。しかし、どのような指標を採用し、その値を幾らに設定するかに関してはアルミニウム業界全体のコンセンサスが必要であり、一研究者が取り組むような課題ではない。アルミニウム合金材の破壊靱性の問題はアルミニウム業界全体すなわち日本アルミニウム協会が取り組むべき課題であろう。

最後に、これから制震部材にアルミニウム合金材の適用を考えてみようと思われる方に本書が役立てば幸いである。

一般社団法人 日本アルミニウム協会
アルミニウム合金製制震ダンパー実用化検討小委員会
幹事長 大倉一郎
大阪大学

本書の全文は、平成 28 年 8 月 26 日以降、一般社団法人日本アルミニウム協会のホームページにて公開しております。

URL : <http://www.aluminum.or.jp/doboku/index.html>

—禁無断転載—

アルミニウム合金製制震ダンパーの実用化に向けて —現状と課題—

編集 アルミニウム合金製制震ダンパー実用化検討小委員会

発行 一般社団法人 日本アルミニウム協会

〒104-0021 東京都中央区銀座 4-2-15 塚本素山ビル

TEL: 03-3538-0221

印刷：日軽ニュービジネス(株)

一般社団法人

日本アルミニウム協会