

座屈拘束波形鋼板（BRRP）制震ダンパーの性能実験と解析

加藤弘務¹・森 翔吾²・宇佐美勉³・山崎伸介⁴・野呂直以⁵・葛 漢彬⁶

¹学生会員 名城大学大学院理工学研究科修士課程（〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口）

²正会員 竹中土木㈱（〒136-0075 東京都江東区新砂）

³フェロー 名城大学特任教授 理工学部（〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口 1-501）

⁴正会員 新日鉄住金エンジニアリング㈱ 技術開発第一研究所（〒293-0011 千葉県富津市新富）

⁵新日鉄住金エンジニアリング㈱ 建築・鋼構造事業部（〒141-8604 東京都品川区大崎）

⁶フェロー 名城大学教授 理工学部 社会基盤デザイン工学科（〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口 1-501）

1. 緒言

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。本研究は、「(b)上部構造と下部構造をつなぐダンパー(制震ストッパー)」の開発を目指したものである。この目的のために、従来はせん断パネルダンパー(SPD)が多用されてきたが、それに代わり図-1 に示す波形鋼板（芯材）を拘束材で面外座屈防止したダンパー（Buckling restrained rippled plate damper, BRRP と略称する）を開発する¹⁾。このダンパーは図-2 に例示するように桁橋端部に取り付け橋軸および橋軸直角方向の桁の動きに対して制震ダンパーとして機能させる。BRRP は、座屈拘束ブレース(BRB)の線状芯材を面状芯材に置き換えたものと見なすことができる。このダンパーの機能は、図-3 に示すように、L1 地震動に対して弾性、L2 地震動に対してはエネルギー吸収をする BRRP、それを越える地震動（L3）に対しては拘束材が SPD と

して機能して余剰耐震性を担保した高機能ダンパーである。

本論文では、L2 地震動を対象とした限界状態、即ち図-3 の点 M までを対象とする。

本研究は、前論文¹⁾（以降、前論文は文献1）を指す）の研究成果を踏まえて、実橋に適用可能な BRRP ダンパーとして、設計上の最大水平変位時（設

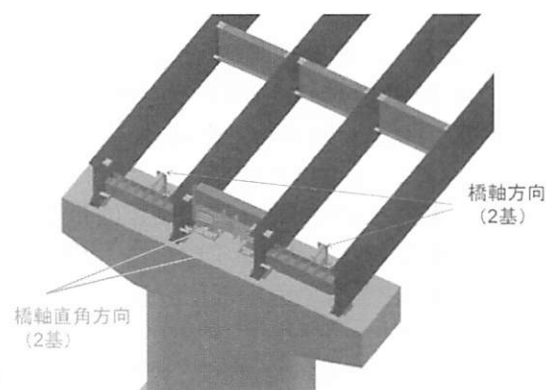


図-2 BRRP ダンパーの設置例

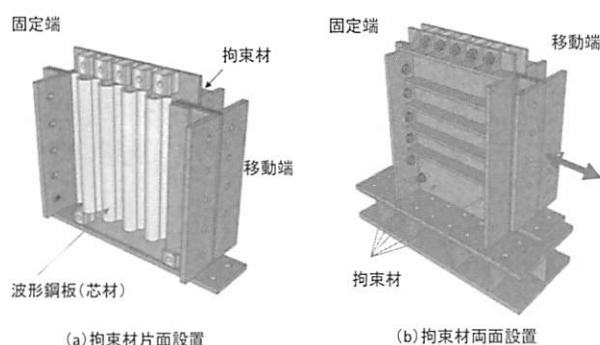


図-1 BRRP ダンパー

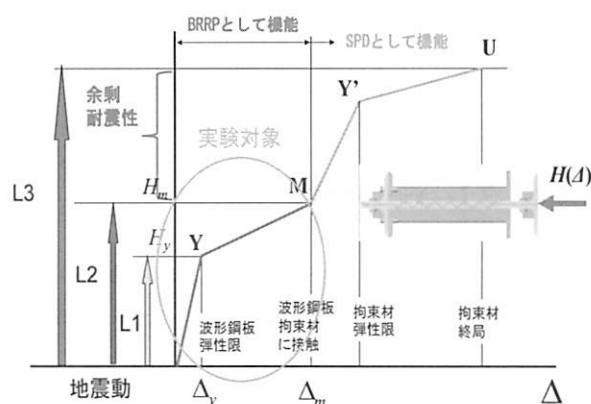
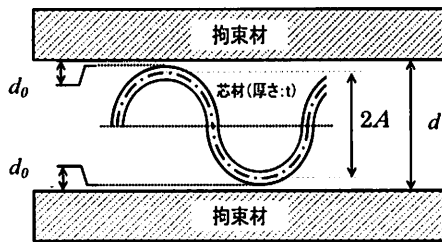


図-3 BRRP ダンパーの想定 Pushover 挙動

表-1 実験供試体諸元

No.	供試体名	r/t	t (mm)	隙間量 (mm)	L_0 (mm)	Δ_m (mm)	Δ_{y0} (mm)	$2A$ (mm)	$d/2A$	载荷条件
1	BRRP-2.5-151-CY	2.5	25	$d=192$ $d_0=8$	710	40	7.0	151	1.27	変動変位振幅
2	BRRP-2.5-151-LC						—			定振幅
3	BRRP-2.5-151-HY						—			JR 鷹取 3 回

Note: r =波形の内径曲率半径, t =芯材の板厚, d =拘束材間の隙間, d_0 =波形板外表面と拘束材内面の隙間,
 L_0 =変形部材長, Δ_m =設計限界変位, Δ_{y0} =载荷時に用いる降伏水平変位, $2A$ =波形板中心線の波高



記号の説明 (実験供試体上面)

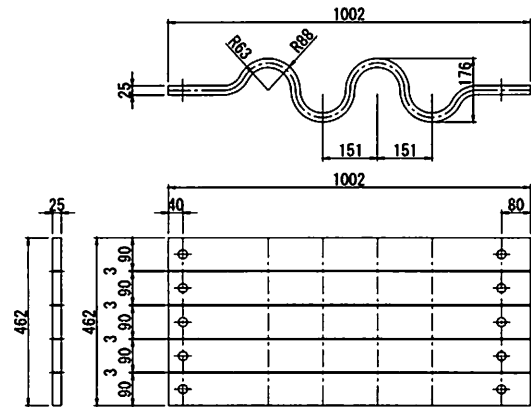


図-4 実験供試体 (芯材) 形状

計限界変位 $\Delta_m=40\text{mm}$) において, 最大耐力が $H=400\text{ kN}$ 程度, 局部ひずみが4~5%程度の性能をもつダンパーの開発を目的としたのである. 実験供試体は, 前論文のNo.1およびNo.2供試体とほぼ同一形状の波形鋼板であるが, 実橋で使用するBRRPの本数を減らすために, 板厚を9mmから25mmに変更し, 軸方向耐力を200kNから400kN程度に高めた供試体を用いている. 実験内容は, (1) 変動変位および定変位繰り返し载荷実験 (限界値実験) による性能の検証, (2) BRRPを桁の両端部に設置した実桁橋を想定したハイブリッド地震応答実験 (応答値実験) による耐震安全性評価の2種類である. 解析的検討においては, シェル要素を用いた複合非線形FEM解析により繰り返し载荷実験結果の検証, およびダンパーを等価なトラス要素に置き換え, 非線形地震応答解析を行ってハイブリッド地震応答実験結果の検証を行っている.

2. BRRP ダンパーの特徴

座屈拘束ブレース(BRB)あるいはせん断パネルダンパー(SPD)と比較した BRRP ダンパーの特徴は次の点が上げられる¹⁾.

- 1) 低い耐力
- 2) 高い変形性能

- 3) 低い局所ひずみ(すなわち, 高い低サイクル疲労性能)
- 4) 芯材の接合はすべてボルト接合で溶接接合はない.

BRRP ダンパーが持つ低い耐力は, 波形鋼板の部分の曲げ変形により BRRP の全体的な軸方向変位が生ずるため, 軸方向力が大きくなることによる. BRB では, 最大圧縮力は全断面降伏軸力の 1.6 倍程度, SPD の最大せん断力は全塑性せん断力の 1.7 倍程度になるのに対し, BRRP は平板部の全断面降伏軸力の 0.2 倍程度にしかない. このことは, 耐震補強時に制震ダンパーを取り付ける周辺部材・部品への損傷の影響が少ない代わりに, 場合によってはダンパーの本数が増える可能性がある. BRRP が持つメリットは, 上記2), 3) の特徴を持つことで, 特に3) は軸方向変形から計算した平均的な軸方向ひずみより局所的なひずみが小さくなるというBRB,SPD には見られない逆転現象が生ずる. このことは, 低サイクル疲労防止の観点から大きな利点である.

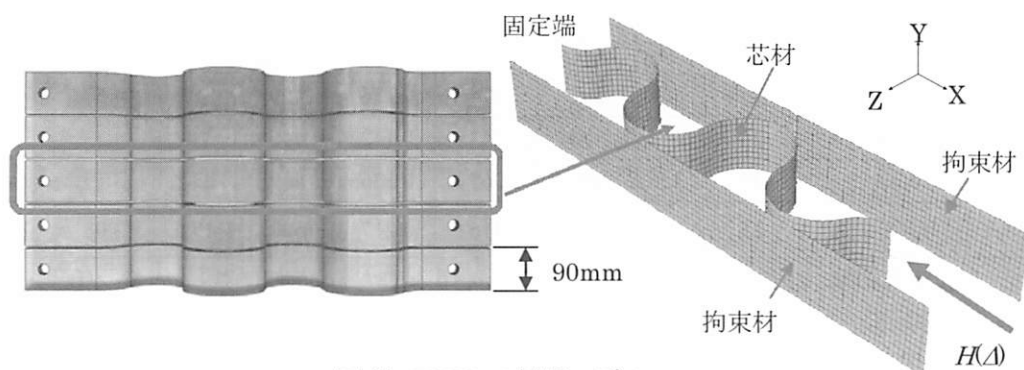
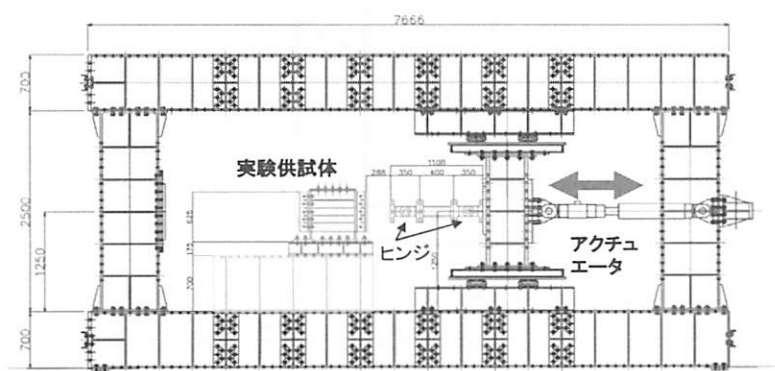
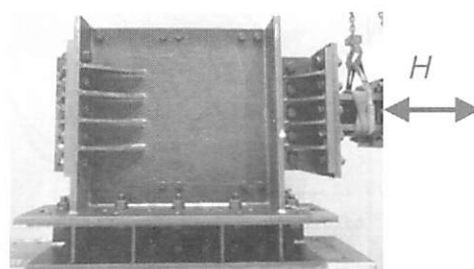


図-5 BRRP の解析モデル



(a) 全体図



(b) 実験供試体

図-6 実験装置

3. BRRP ダンパーの限界値 (Capacity) の実験と解析

(1) 実験概要

実験供試体は、表-1、図-4 に示す同一寸法の供試体 3 体で、No.1 および No.2 はそれぞれ変動変位および定変位繰り返し載荷実験、No.3 はハイブリッド地震応答実験に用いた。ここで、 r/t =芯材の内径曲率半径を板厚 t で除した値、 d =拘束材の隙間量（拘束材内面間距離）、 d_0 =波形外表面と拘束材内面の隙間量、 L_0 =変形部分長、 Δ_m =設計限界変位、 Δ_{j0} =載荷時に用いる降伏水平変位、 $2A$ =波形板中心線で測った波高である。すべての供試体は、限界変位 40mm、最大荷重 400kN 程度、局部ひずみ 4%程度として事前解析を元に設計した。供試体形状は厚さ 25mm の SS400 鋼板をプレス加工した 4 半波長の半円形波形供試体（図-4）である。供試体の変形部材長 L_0 （波形の部分）は 710mm、幅は 450mm であり、作業性の向上のために幅（高さ）方向に 5 分割して実験を行った（図-5 参照）。プレス加工による残留ひずみは SR 処理¹⁾によって除去されている。BRRP ダンパーは圧縮時に芯材である波形鋼板が膨れ、詰まり現象が生ずる¹⁾ため、事前に数値解析を

行い設計限界変位での波板の膨らみ量を算定して拘束材と波板の隙間量 d_0 を設定した．実験は前論文と同様に，名城大学の大型実験装置を用いて行った．図-6 に実験装置の全体図，実験供試体，载荷装置を示す．

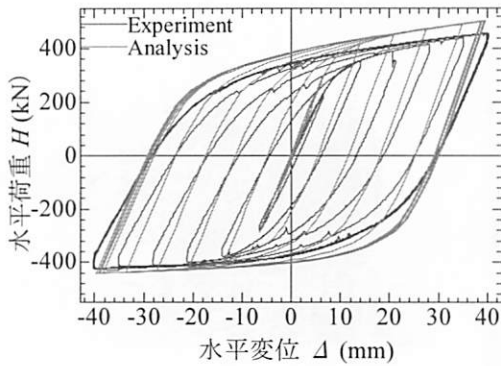
(2) 解析概要

解析モデルを図-5 に示す。解析は、5 分割した実供試体の 1 枚を取り上げ、長さは波板部分(710mm)のみを対象とした。解析ソフト Abaqus によって、芯材である波形鋼板はシェル要素(S4R)、拘束材は剛な平板とし、移動端の水平変位（高さ方向に一定）を制御する複合非線形解析を実施した。構成則は Bi-linear 移動硬化則（2 次勾配は $E/100$ 、 E =弾性係数）を仮定¹⁾し、材料定数は成形後の供試体から採取した引張試験片から得られた値（表-2）を用いた。芯材と拘束材の接触は、前論文ではシェル要素の中心線の接触で判定したが、今回はシェル要素の表面の接触により判定できるよう改良した。接触時の摩擦係数 μ は 0.1 とした。成形による残留ひずみ（予ひずみ）および初期たわみは無視した。

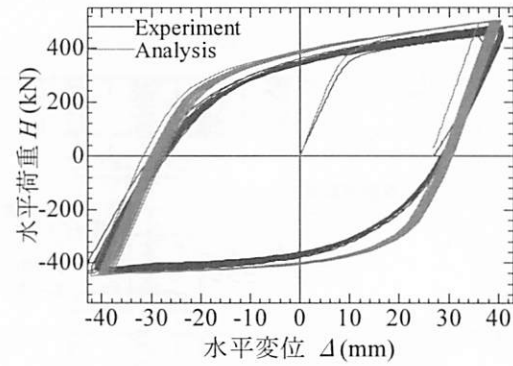
表-2 材料定数

	供試体 No.	t (mm)	r/t	E (GPa)	σ_y (MPa)	ε_y (%)	σ_u (MPa)	δ_u (%)	E_{st} (GPa)	ε_{st} (%)
成形前 (平板)	No.1, 3	25	-	205	274	0.136	450	32.5	4.52	1.49
	No.2	25	-	178	253	0.142	445	33.3	4.33	1.10
成形後 (波板)	No.1, 3	25	2.5	205	361	0.176	469	23.8	3.13	0.87
	No.2	25	2.5	192	416	0.217	520	19.6	3.08	0.80

Note: E =ヤング係数, σ_y =降伏応力, ε_y =降伏ひずみ, σ_u =引張強さ, δ_u =伸び率, ε_{st} =ひずみ硬化開始点ひずみ, E_{st} =ひずみ硬化係数



(a) No. 1



(b) No. 2

図-7 水平荷重-水平変位の実験と解析の比較

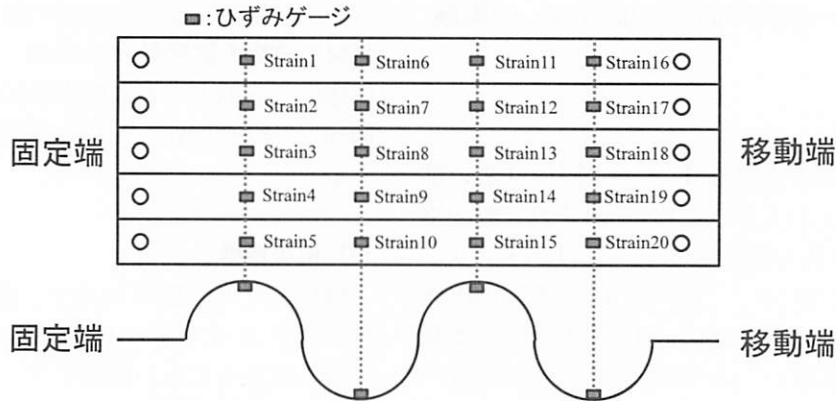


図-8 ひずみゲージ貼付位置

(3) 実験と解析結果

載荷実験に先立ち、波形成形前後の板から採取した引張試験片によって素材実験を行った。成形後の引張試験は前論文と同様に、波形鋼板の波頂部に沿った方向から切り出した $\phi 4\text{mm}$ の丸棒引張試験片により行った。また、成形前の平板の引張試験は JIS1 号試験片 2 本を用いて行った。表-2 に引張試験結果を示す。

図-7(a), (b) は、それぞれ No.1, No.2 供試体の水平荷重 H -水平変位 Δ 履歴曲線の実験と解析の比較を示したものである。いずれの場合も制震ダンパー

として必要な要件である紡錘形の履歴曲線を描いている。No.1 供試体では低サイクル疲労クラックは生ぜず、No.2 供試体では、32 ループ目の最大引張変位近傍で波形頂部に沿って幅方向にクラックが発生して実験を終了した。すべての供試体で波の詰まり現象¹⁾は発生しなかった。解析結果は、実験結果に比べ剛性に多少の差があるものの実験結果を概ねよく模擬している。

載荷軸方向のひずみは、図-8 に示すように、最もひずみの集中する波頂部凹面（固定端から①～④の高さ方向 5 カ所）の 20 カ所で計測した。図-9 は

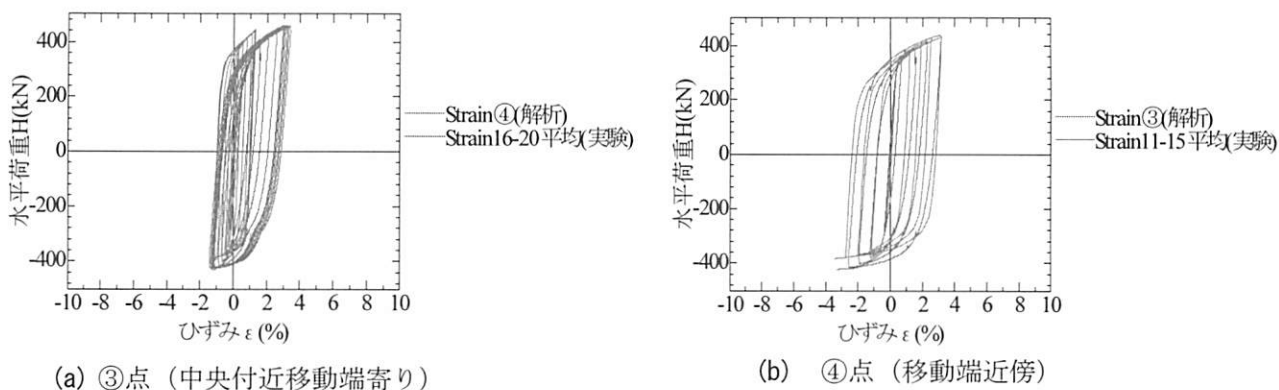


図-9 水平荷重-軸方向ひずみ履歴曲線の実験と解析の比較 (No. 1)

表-3 実験供試体 No. 1, No. 2 が保有する性能

No.	供試体名	Δ_u/L_0 (%)	H_u (kN)	ε_u (%)	CID	ΣE (kN・m)
1	BRRP-2.5-151-CY	5.72	460	4.39	2.22	434
2	BRRP-2.5-151-LC	5.72	487	5.58	6.42	1330

Note: Δ_u =最大変位, L_0 =変形部分長, H_u =最大荷重, ε_u =最大局部ひずみ, CID=累積塑性変形, ΣE =累積エネルギー吸収量

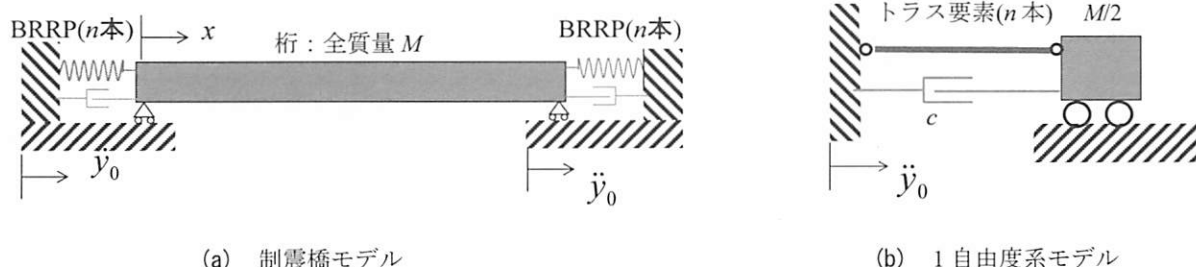


図-10 BRRP を桁両端に設置した制震橋の橋軸方向振動モデル

No.1 供試体の実験結果と解析結果の比較を示す。ひずみは波形鋼板の中心に近い③で最大となり、No.1 では最大 4.4%程度と目標値通りとなった。No.1 供試体の実験における平均ひずみ($=\Delta / L_0$)の最大値は 5.7%で、2 節で述べたように、局部ひずみと平均ひずみの逆転現象が生じている。

変形性能の尺度として最大局部ひずみ ε_u および最大平均ひずみ Δ_u/L_0 、低サイクル疲労性能の尺度として累積塑性変形 (ひずみ) CIDおよび累積エネルギー吸収量 ΣE を表-3にまとめる。高機能ダンパーの目標性能として BRB では $CID_{lim}=0.7$ 、SPD では $CID_{lim}=2.8$ があるが、単純な比較は出来ないが保有する性能は非常に大きいことが分かる。

4. BRRP ダンパーの応答値 (Demand) の実験と解析

BRRP 制震ダンパーを桁両端に設置した制震橋に、相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験^{2,3)}を実施し、橋軸方向の L2 地震動に対する安全性を検討する。

(1) ハイブリッド地震応答実験および解析の概要

図-10(a) に示した桁橋両端に実物大の BRRP (No.3 供試体) を 1 本ずつ設置した制震橋モデル (桁は剛体) を想定し、対称性からスパンの 1/2 の図-10(b) の 1 d.o.fモデルのハイブリッド地震応答実験を行った。実験に用いた供試体は表-1 の No.3 である。実験では、BRRP の復元力特性を 3 節の限界

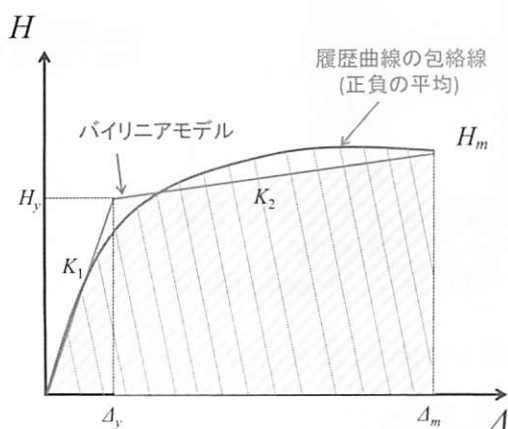
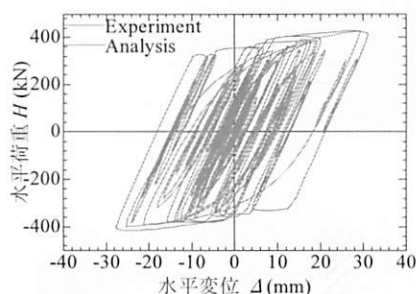


図-11 包絡線のバイリニア近似

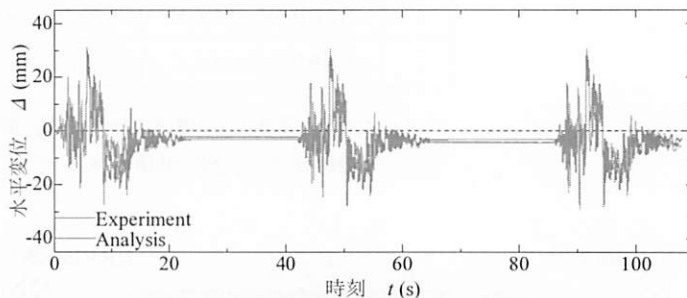
表-4 バイリニアモデルの定数

供試体	K_1 (N/mm) $\times 10^3$	H_y (kN)	Δ_y (mm)	K_2 (N/mm) $\times 10^3$	Δ_m (mm)	H_m (kN)	Δ_m/Δ_y
No.1	39.2	355	9.05	2.59	40	435	4.42

Note: $K_1=1$ 次剛性, $K_2=2$ 次剛性, H_y =降伏荷重, H_m =最大荷重, Δ_y =降伏変位



(a) 水平荷重（慣性力）—水平変位関係



(b) 時刻歴応答変位関係

図-12 ハイブリッド地震応答実験と解析の比較

値実験と同様の装置により逐次取得しながら地震応答を当該モデルの運動方程式を解くことにより求める。実物大の BRRP を実験しているため相似比²⁾は $S=1.0$ である。上部構造質量 M は事前解析により、最大応答変位が限界値 (40mm) 以内の $\Delta=35\text{mm}$ 程度になるように、 $M=120 \times 10^3 \text{ kg}$ とした。モデルの減衰定数は $h=0.05$ としている。地震動は道示⁴⁾の II-II-1 (JR 鷹取駅 NS 成分) を、高機能制震ダンパーの限界値の算定⁵⁾に倣って橋軸方向に 3 回連続入力した。

地震応答解析は図-10(b) のモデルを用いた。BRRP は等価なトラス要素に置き換え、その復元力特性として No.1 供試体の繰返し載荷実験から求めた包絡線を、エネルギー吸収量 (包絡線が囲む面積) が等価になるようにバイリニア近似 (図-11) し、移動硬化則を用いた。バイリニア近似に際しては、弾性剛性 (1 次剛性) K_1 、最大荷重 H_m 、終局変位 Δ_m は実験値を用い、2 次剛性 K_2 (あるいは降伏変位 Δ_y) を定める。得られた結果を表-4 に示す。

(2) 実験および解析結果

実験と解析から得られた水平荷重 (慣性力) — 応答水平変位関係および時刻歴応答変位をそれぞれ図-12(a), (b) に示す。慣性力—応答変位曲線は比較しやすいように地震動の第 1 波を入力した際の履歴のみを示している。3 波連続入力後の BRRP にはクラックは生ぜず、損傷は塑性変形のみであった。表-5 は、実験および解析から得られた各波での最大応答変位 Δ_{max} 、残留変位 Δ_R 、純応答変位量 $\Delta'_{max} = \Delta_{max} - \Delta_R$ 、累積塑性変形 CID 、累積エネルギー吸収量 ΣE を比較したものである。地震応答実験結果から CID を算定するときには注意を要する。図-11 に示すようなバイリニア移動硬化則を用いた地震応答解析から CID を計算するときには、弾性域から塑性域に入るときに勾配が急変し、降伏変位 Δ_y が明確に定まるため、塑性変位成分 $\Delta_{pi} = \Delta_i - \Delta_y$ (Δ_i =折り返し点の変位) の算定も容易である。ところが、ハイブリッド地震応答実験結果より CID を求めるときは、図-12(a) に見られるように降伏変位が明確に定

表-5 ハイブリッド地震応答実験および解析結果の比較

地震波 入力回数	Δ_{max} (mm)		Δ_R (mm)		Δ'_{max} (mm)		CID		ΣE (kN・m)	
	実験	解析	実験	解析	実験	解析	実験	解析	実験	解析
第1波	29.3	31.2	—		29.3	31.2	0.51	0.54	—	—
第2波	28.3	30.8	-2.43	-3.23	30.7	34.0	0.57	0.54	—	—
第3波	29.1	30.8	-4.36	-3.30	31.5	34.0	0.61	0.54	—	—
累計	—		—		—		1.69	1.62	192	202

Note: Δ_{max} =最大応答変位, Δ_R =残留変位, $\Delta'_{max}=\Delta_{max}-\Delta_R$, CID=累積塑性変形
 ΣE =累積エネルギー吸収量

表-6 実制震橋の応答値

各桁端の BRRP 本数	$M \times 10^3$ kg	応答値	
		地震波: II-II-1	
		Δ_{max}	ΣCID
1	280	172	3.77
2	280	36.2	1.06

Note: M =桁の質量, Δ_{max} =桁の最大応答変位, ΣCID =CIDの総和

まらないため、塑性変位成分は簡単には求まらない。そこで、本論文では、弾性限界を第1勾配の傾きが80%低下した点として降伏変位を求め、塑性変位成分を算定した。この方法は、多少恣意的であるが、CIDの実験と解析の差は、履歴曲線の囲む面積のみを算定すればよい累積エネルギー吸収量 ΣE の実験と解析の差程度であることから妥当な仮定と判断した。今後、より合理的な算定方法について検討していく必要がある。

実験と解析の最大荷重、最大応答変位、累積エネルギー吸収量はほぼ同程度の値である。残留変位は、移動硬化則のような単純な構成則では実験を精度良く模擬出来ないことが分かっているため、表-5に示す程度の差は生ずる。注目すべきは、1回の地震波による Δ'_{max} および CID の値は、入力回数にかかわらずほぼ一定であることである。このことは、今回の実験のように損傷が塑性変形に限定される場合、地震波を1波入力することにより求めた最大応答変位、および CID で、同一地震動を複数回を入力した際の該当する値を概略算出できることを示している。

(3)実制震橋への適用

支間長 30m 程度の実単純桁橋 ($M=280 \times 10^3$ kg とする) を対象に、応答値を変形限界 ($\Delta_m=40$ mm)、低サイクル疲労限界 ($CID_{lim}=2.22$, 表-3) 内に収めるために必要な BRRP 本数を検討した。BRRP、地震動はハイブリッド実験に用いたものと同じである。結果を表-6に示すが、各桁端に2本ずつ BRRP を

設置すれば、応答変位、累積塑性変形とも限界内に収まることが分かる。

5. 結言

本論文では、前論文の研究に引き続き、高性能制震ストッパーの開発を目標に、波形鋼板を芯材に使用した軸力降伏型の履歴型制震ダンパー (Buckling-restrained Rippled Plate Dumper, BRRP ダンパー) について、繰り返し弾塑性挙動、および L2 地震に対する弾塑性応答の実験的検討と数値解析的検討を行った。

本研究では、実橋に適用可能なストッパーとして、最大耐力を前論文¹⁾の供試体の 200kN から 400kN 程度にあげ、局所ひずみを 4~5%程度の性能をもつ BRRP の開発を目標とした。BRRP の耐力向上の方法として、芯材の板厚を 9mm から 25mm に増厚した。製作した供試体による変動変位および定変位繰り返し載荷実験 (限界値実験)、さらに BRRP を桁の両端部に1本ずつ設置した実桁橋を想定したハイブリッド地震応答実験 (応答値実験) を行い、L2 地震動 (JRT-NS-M) を3回連続受けた際の安全性を検証し、開発した BRRP の L2 地震動に対する耐震性能評価を行った。解析的検討においては、BRRP の高さ方向に 1/5 の部分解析モデルを対象にシェル要素を用いた FEM 解析により実験結果の検証を行った。得られた知見をまとめると以下のようになる。

- 1) 変動変位載荷実験(No.1)では、設計上の目標変位 ($\Delta_m=40\text{mm}$)を達成し、測定できた局部ひずみの最大値は 4%程度で、非常に安定した履歴曲線を得ることができた。
- 2) 定振幅繰り返し載荷実験(No.2)では、波の詰まりが発生しない範囲の一定変位 (40mm) で載荷した。芯材が破断した 32 ループまで比較的安定した履歴曲線を有している。
- 3) ハイブリッド地震応答実験(No.3)では、L2 地震動 3 回連続入力後も塑性変形以外の損傷は見られなかった。また、BRRP ダンパーは地震波の入力回数に関わらず、水平荷重－水平変位関係、最大応答変位、1 回の地震動による CID に大きな影響はなかった。
- 4) このことから、塑性変形以外の損傷が見られない供試体では、地震波を 1 波入力してハイブリッド地震応答実験ないしは、地震応答解析を行うことで、複数地震動を入力した際の応答を概略求めることが出来る。
- 5) 繰り返し載荷実験を模擬した解析では、1 ループあたりに発生したひずみ (ひずみ振幅) の値を比較したところ、両端部の要素から出力したひずみ振幅の値には若干の誤差があったものの、中央部では比較的精度良く実験での現象を再現することが可能であることを示した。
- 6) ハイブリッド地震応答実験との比較では、数値計算による履歴曲線の形状、最大荷重、最大応答変位、残留変位、累積塑性変形、エネルギー吸収量は実験とよく一致している。これは、載荷実験において芯材に塑性変形以外の損傷 (クラック等) が発生しなかったためである。

参考文献

- 1) 宇佐美勉，山崎伸介，森翔吾，野呂直以，今瀬史見，野中哲也：座屈拘束波形鋼板 (BRRP) ダンパーの繰り返し弾塑性挙動，構造工学論文集，Vol.60A，pp.335-348，2014.3.
- 2) 才塚邦宏，伊藤義人，木曾英滋，宇佐美勉：相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する研究，土木学会論文集，pp.179-190，1995.1.
- 3) 渡辺孝一，吉野廣一，篠田将旭，山口亮太：サブストラクチャ応答実験による高機能座屈拘束ブレースの地震時応答解析，構造工学論文集，Vol.58A，pp.459-470，2012.3
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，丸善，2012.3
- 5) 宇佐美勉編著，日本鋼構造協会編：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，技報堂出版，2006.9.