

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

An experimental study on developing high-performance stiffened shear panel dampers

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*****
 Yohei Koike, Toshihisa Yanaka, Tsutomu Usami, Hanbin Ge, Satoji Oshita, Dai Sagou, Yoshihumi Uno

*工修, (株)横河ブリッジ, 技術本部技術研究所 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27 番地)

** (株)横河ブリッジ, 技術本部技術研究所 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27 番地)

***D.Sc., 名城大学教授, 理工学部建設システム工学科 (〒468-8502 愛知県名古屋市天白区塩釜口 1 丁目 501 番地)

****工博, 名古屋大学大学院准教授, 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒464-8603 愛知県名古屋市千種区不老町)

*****工博, (株)横河ブリッジ, 技術本部 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27 番地)

*****高田機工(株), 技術本部設計部 (〒556-0011 大阪府大阪市浪速区難波中 2 丁目 10 番 70 号)

*****川口金属工業(株), 技術本部技術 1 部 (〒332-8502 埼玉県川口市宮町 18 番 19 号)

To preserve the function of bridges after level 2 earthquakes, shear panel dampers (SPDs) with the high seismic performance have been developed and their applicability to bridges has been investigated analytically and experimentally.

In this paper, for the purpose of the application of the large-scale bridges and the improvement of the energy dissipation performance, the low cycle fatigue characteristics of the stiffened SPDs were investigated through the cyclic loading tests. As results, it was confirmed that the stiffened SPDs have high durability for low cycle fatigue by installing the stiffeners adequately.

Key Words: seismic performance upgrading, shear panel damper, cyclic loading test, low cycle fatigue, stiffened shear panel

キーワード: 耐震性能向上, せん断パネル型ダンパー, 繰返し载荷実験, 低サイクル疲労, 補剛せん断パネル

1. はじめに

近年, 鋼橋の耐震性能を向上させる方法として, 制震デバイスを構造物内部に設置し, 大地震時に制震デバイスに損傷を集中させ, 主構造の損傷を制御する制震構造の採用が見られるようになってきている^{1,2)}. その中でも, 履歴型の制震ダンパーは, 鋼材などの塑性変形によって地震エネルギーを吸収, 消散する構造で, 信頼性が高く, 低コストであるなどの利点を有することから, 注目されている³⁾.

履歴型の制震ダンパーには, 軸降伏型, せん断降伏型, 曲げ降伏型, ねじり降伏型がある. 著者らは, せん断降伏型の履歴ダンパー (以下, SPD という) に着目し, 橋梁の固定支承部に設置する SPD について検討を進めてきた⁴⁻⁷⁾. しかし, これまでの検討では, せん断パネルに無補剛の低降伏点鋼板が用いられてきた.

一方, 支承部以外についても, SPD の制震効果に関する検討として, 鉄道高架橋の架構構造に適用した事例^{8,9)},

上路式アーチ橋の下横構のガセットプレート部へ適用した事例^{10,11)}, 鋼および RC ラーメン橋脚へ適用した事例¹²⁾, 補剛した SPD の設計方法や履歴特性について解析的に検討した事例¹³⁾, 低降伏点鋼よりなる SPD の性能実験¹⁴⁾など各方面で研究が進められている. さらに, 橋梁のライフサイクルに渡って取り替え不要な制震ダンパーを高機能制震ダンパーと称し, それらに要求される性能および設計法を提案した研究もある¹⁵⁾.

本研究では, 高機能制震ダンパーの開発研究の一環として, これまでの無補剛の SPD (以下, 無補剛 SPD という) の開発研究で得られた知見⁴⁻⁷⁾および補剛した SPD の設計法の提案¹³⁾を基本に, 低降伏点鋼 (LY225) よりなるせん断パネルを縦横の補剛材で補剛した SPD (以下, 補剛 SPD という) 実験供試体 8 体を製作して性能実験を実施し, 適切に設計された補剛 SPD の高機能性を実証する. さらに, 無補剛 SPD および補剛 SPD を試設計し, 両者のエネルギー吸収性能を比較し, 補剛 SPD の有効性を検証する.

2. 補剛 SPD の設計と特長

これまでの無補剛 SPD を用いた制震ダンパーの検討⁷⁾から、地震時に繰返し生じる塑性変形に対して安定した挙動を示すためには、部材溶接部の低サイクル疲労損傷およびせん断パネルの早期のせん断座屈に伴う過度の面外変形の防止が重要であることが分かっている。また、著者の一人は、高機能補剛 SPD に要求される性能を提案している¹⁵⁾。提案の概要は、付録に示しているが、高機能補剛 SPD に要求される変形性能および低サイクル疲労の限界値として、終局せん断ひずみ γ_u および累積塑性変形の制限値 $CID)_{lim}$ (CID : Cumulative Inelastic Deformation) が式(1)および式(2)で与えられている。SPD の終局せん断ひずみおよび累積塑性変形は、文献 15) より座屈拘束ブレース (以下、BRB という) での性能 (限界ひずみ $\varepsilon_u=0.03$, $CID)_{lim}=0.7$) を基に、幾何学的な考察から BRB の 4 倍として、 $\gamma_u=0.12$, $CID)_{lim}=2.8$ が設定されている。

$$\gamma_u = 0.12 \quad (1)$$

$$CID)_{lim} = 2.8 \quad (2)$$

本研究では、これらの限界値を性能実験での目標性能

とする。

大型構造物への適用などにおいて SPD のエネルギー吸収性能を向上させるためには、目標とする終局せん断ひずみ γ_u を 0.12 で一定とすると、パネルサイズを大きくして、変形量を大きくする必要がある。しかし、同時に、せん断座屈を防止するため、鋼種を同一とすると、表-1 に示すように、せん断パネルを増厚あるいは補剛する必要がある。せん断パネルを増厚する場合は、SPD の降伏耐力も増加するため、レベル 2 地震時にせん断パネルの降伏が遅れ、エネルギー吸収効率が悪くなる場合がある。このことより、制震デバイスとして、エネルギー吸収性能を向上させるためには、耐力を上げずに、変形量を大きくすることが求められ、SPD の場合は、せん断座屈に配慮した補剛構造とすることが効果的である。

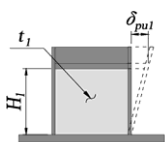
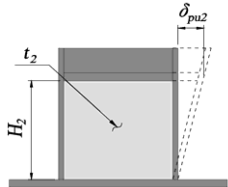
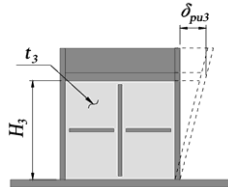
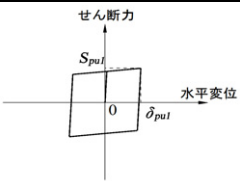
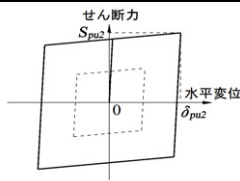
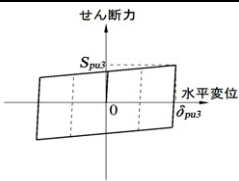
本検討では、SPD の目標終局せん断ひずみ $\gamma_u=0.12$ を振幅とする正負交番繰返し载荷実験を実施し、低サイクル疲労耐久性の指標である累積塑性変形の限界値 $CID)_{lim}=2.8$ を有しているか、さらに補剛材が十分な補剛効果を有しているかの 2 点について確認する。

3. 実験概要

3. 1 実験方法および実験供試体

実験装置の概要を図-1 に、SPD 実験供試体を図-2

表-1 エネルギー吸収性能の向上を図った SPD の構造

	無補剛SPD①	無補剛SPD②	補剛SPD
概要	基本構造	エネルギー吸収性能の向上を図ったケース	
座屈の防止	-	せん断パネルを増厚	せん断パネルを補剛
SPDの概要			
せん断パネル高さ	H_1	$H_2 > H_1$	$H_3 > H_1$
せん断パネル厚	t_1	$t_2 > t_1$	t_3
サブパネルの幅厚比	$R_1 = H_1 / t_1$	$R_2 = H_2 / t_2 \div R_1$	$R_3 = H_3 / n / t_3 \div R_1$ (n : パネル一辺の分割数)
SPDの限界水平変位	$\delta_{pu1} = \gamma_u \times H_1$	$\delta_{pu2} = \gamma_u \times H_2$ ($\delta_{pu2} > \delta_{pu1}$)	$\delta_{pu3} = \gamma_u \times H_3$ ($\delta_{pu3} > \delta_{pu1}$)
SPDの降伏耐力	S_{Y1}	$S_{Y2} > S_{Y1}$	$S_{Y3} \div S_{Y1}$
SPD限界変位時の耐力	S_{pu1}	$S_{pu2} > S_{pu1}$	$S_{pu3} \div S_{pu1}$
せん断パネルの履歴曲線の概要			
特徴		エネルギー吸収性能は高いが、耐力も大きく、L2地震時に降伏しない場合もある。	耐力の上昇を抑え、エネルギー吸収性能を向上させることができる。

※ せん断パネルは正方形とする。

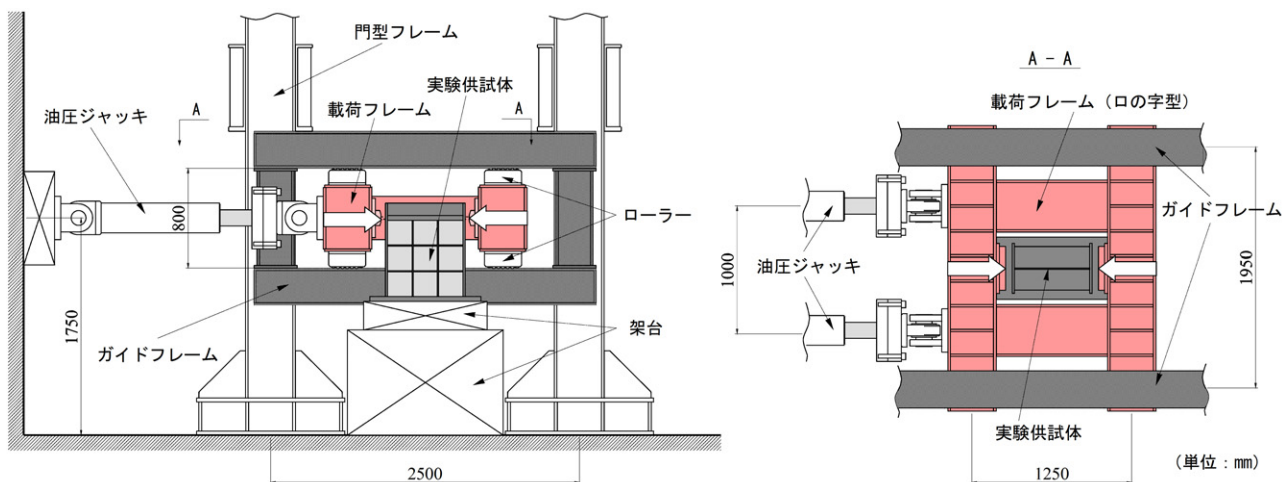


図-1 実験装置の概要

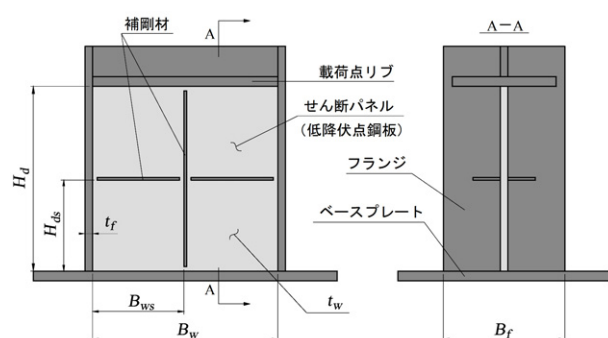


図-2 SPD 実験供試体

に示す。

実験は、実験供試体を実験棟反力床に設置した複数の架台を介して固定し、その上端を油圧ジャッキの先端に取り付けた「ロ」の字型の载荷フレームで囲み、2本並列した油圧ジャッキを同期運転させて载荷を行った。なお、载荷フレームは、鉛直方向および面外方向にローラーを取り付けてガイドフレームで取り囲むことで、载荷フレームがジャッキの可動方向のみに変位する構造とした。

载荷は変位制御にて行い、载荷方法はせん断ひずみ（強制水平変位/せん断パネル高さ）を ± 0.02 、 ± 0.04 、 ± 0.06 、 ± 0.08 、 ± 0.10 とする漸増载荷の後、 ± 0.12 の一定振幅で実験供試体が終局状態に至るまで繰返し载荷を行った。計測項目は、ジャッキ荷重、ジャッキ変位、せん断パネル水平変位とし、载荷中に各項目を動的に計測した。

実験供試体は、図-2に示すようにI断面で下端にベースプレート、上側には载荷点リブを有する片持ち構造である。せん断パネルには低降伏点鋼（LY225）、フランジおよび補剛材にはSM490Y鋼を使用した。補剛材は両面配置を基本とし、補剛材端部の構造詳細は、表-2に示す3種類の構造とした。

せん断パネルに使用した低降伏点鋼LY225は、普通鋼材に比べて適度な降伏特性を有し、降伏応力を狭い範囲（ $225 \pm 20 \text{ N/mm}^2$ ）におさめる仕様となっている。破断

表-2 実験供試体補剛材端部の構造詳細

構造タイプ1		フランジと補剛材の隙間15mm (他の隙間も同様)
構造タイプ2		フランジと補剛材の隙間30mm (ただし、補剛材間の隙間は15mm) まわし溶接部に6Cカット (のど厚確保)
構造タイプ3		フランジと補剛材を溶接 (他の部位も同様)

伸びも40%以上と延性が大きく、履歴型の制震ダンパーに適した鋼材であり、建築分野でも既に数多くの実績がある。

使用鋼材の材料試験結果を表-3に示す。せん断パネルに使用した14mmの低降伏点鋼は16mmの鋼板から削りだしたため、原板である16mmの材料試験結果を示す。また、材料試験はひずみ計測の都合上、JIS Z 2241で規定されている载荷速度よりも小さくしたため、SM490Y材では、降伏応力がJIS G 3106の規格値を下回る試験片もあった。参考のため、降伏応力および引張強度については、ミルシートの値も表-3に併記する。

表-3 使用鋼材の材料試験結果

適用	材質	板厚	材料試験結果							ミルシート値	
			E (kN/mm ²)	σ_Y (N/mm ²)	ν	E_{st} (N/mm ²)	ε_{st}	σ_u (N/mm ²)	ε_u (%)	σ_Y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)
補剛材	SM490Y	9mm	206	343	0.296	6.56	0.0130	532	25.9	413	547
	SM490Y	11mm	214	462	0.303	3.78	0.0210	599	23.5	496	599
	SM490Y	14mm	205	382	0.293	5.47	0.0112	566	25.1	482	594
フランジ	SM490Y	19mm	213	387	0.286	5.13	0.0182	557	29.0	437	554
	SM490Y	22mm	209	352	0.286	5.58	0.0130	542	26.8	397	541
	SM490Y	25mm	205	381	0.289	5.66	0.0144	558	27.4	435	565
せん断パネル	LY225	9mm	200	205	0.294	2.48	0.0246	325	57.4	242	320
	LY225	16mm	212	210	0.300	1.83	0.0228	329	63.6	237	328

E:弾性係数, σ_Y :降伏応力, ν :ポアソン比, E_{st} :ひずみ硬化係数, ε_{st} :ひずみ硬化開始時の軸ひずみ, σ_u :引張強度, ε_u :破断伸び

表-4 実験計画

	補剛材 端部構造	せん断パネル (mm×mm)	サブパネルの せん断幅厚比 パラメータ R_w	補剛材 段数	補剛材断面 (mm×mm)	フランジ断面 (mm×mm)	推測される 終局状態	着目点
SPD-0.20-2A	構造タイプ1	□610×9	0.20	2段(片面)	80×9	400×25	低サイクル疲労	・ R_w の影響 ・補剛材本数の影響 ・SPD-0.20-1は補剛材端部構造の影響も着目する。
SPD-0.20-2		□610×9	0.20	2段	59×9	400×25	低サイクル疲労	
SPD-0.30-1		□610×9	0.30	1段	72×9	400×25	せん断座屈	
SPD-0.25-0		□400×14	0.25	無し	-	300×19	せん断座屈	
SPD-0.125-1		□400×14	0.125	1段	82×14	300×19	低サイクル疲労	
SPD-0.20-1	構造タイプ2	□500×11	0.20	1段	77×11	350×22	低サイクル疲労	・補剛材端部構造の影響
SPD-0.20-2B	構造タイプ3	□610×9	0.20	2段	59×9	400×25	低サイクル疲労	
SPD-0.20-2C※		□610×9	0.20	2段	80×9	400×25	低サイクル疲労	

※ SPD-0.20-2Cは補剛材を片側で表裏に配置(垂直補剛材と水平補剛材を異なる面に配置)

3. 2 実験ケース

実験ケースは、表-4に示すように、補剛材で仕切られたサブパネルのせん断幅厚比パラメータ R_w (以下、せん断幅厚比パラメータという)、補剛材段数、補剛材端部構造をパラメータとした全8ケースである。せん断降伏耐力を合わせるため、各ケースでせん断パネルの断面積を同程度とした。また、補剛材段数は縦横とも同一とし、補剛材断面はすべて同一とした。実験ケース名は、「SPD」-「せん断幅厚比パラメータ R_w 」-「補剛材段数」とした。

R_w は式(3)により算出し、無補剛 SPD での研究結果⁷⁾を参考に、終局状態の境界が $R_w=0.20$ と推測し、終局状態が溶接部の低サイクル疲労 ($R_w \leq 0.20$)、あるいは、せん断パネルのせん断座屈 ($R_w > 0.20$) となるように設定した。

補剛材は、文献13)を参考に、補剛材剛比 γ_s が³⁾、最適補剛材剛比 γ_s^* ¹⁰⁾の3倍以上となるように、断面を設計した。 γ_s および γ_s^* はそれぞれ式(5)、(6)により算出される。

$$R_w = \frac{B_{ws}}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\tau_Y}{k_s \pi^2 E}} \quad (3)$$

$$k_s = \begin{cases} 5.34 + \frac{4.00}{(H_{ds}/B_{ws})^2} & ; (H_{ds}/B_{ws} > 1) \\ 4.00 + \frac{5.34}{(H_{ds}/B_{ws})^2} & ; (H_{ds}/B_{ws} \leq 1) \end{cases} \quad (4)$$

$$\gamma_s = \frac{E_s I_s}{B_w D} \quad (5)$$

$$\gamma_s^* = \left(\frac{23.1}{n_L^{2.5}} - \frac{1.35}{n_L^{0.5}} \right) \frac{(1 + \alpha^{3/n_L - 0.3})^{2n_L - 1}}{1 + \alpha^{5.3 - 0.6n_L - 3/n_L}} \quad (6)$$

$$D = \frac{E t_w^3}{12(1-\nu^2)} \quad (7)$$

ここに、

B_w : せん断パネル幅 (mm)

B_{ws} : サブパネル幅 (mm)

H_d : せん断パネル高さ (mm)

H_{ds} : サブパネル高さ (mm)

t_w : せん断パネル厚 (mm)
 τ_Y : せん断パネルのせん断降伏応力 (N/mm²)
 E : せん断パネルの弾性係数 (N/mm²)
 ν : せん断パネルのポアソン比
 k_s : サブパネルの座屈係数
 E_s : 補剛材の弾性係数 (N/mm²)
 I_s : 補剛材の断面 2 次モーメント (mm⁴)
 D : せん断パネルの曲げ剛度 (N・mm)
 α : せん断パネルのアスペクト比 ($=H_d/B_w$)
 n_L : せん断パネル高さ方向の補剛材本数 (幅方向の補剛材本数に同じ)

$$CID = \sum_i |\gamma_{pi}| \quad (8)$$

建築分野や文献 7), 17) の SPD を対象に実施された載荷実験では限界変位での繰返し載荷を主とする載荷方法で N_{90} を用いて CID を算出している。一方、文献 15) の BRB を対象に実施された載荷実験では、漸増繰返し載荷を主とする載荷方法で N_{95} を用いて CID を算出している。

本実験では、漸増載荷の繰返し回数を多くすると、特にせん断座屈の発生が予想される実験ケースにおいて

4. 実験結果

各ケースの終局状態、繰返し回数、累積塑性変形 CID の一覧を表-5 に示す。表-5 中の繰返し回数 N_{90} および N_{95} は、それぞれ ± 0.12 の繰返し回数 1 回目に対し、せん断耐力が 90% および 95% 以下に低下した段階の回数とした^{7), 15), 17)}。また、本論文での終局状態は、繰返し回数が N_{90} に達した状態とした。累積塑性変形 CID は、図-3 および式(8)に示すように、 N_{90} および N_{95} となるまでの塑性せん断ひずみ (γ_{pi}) を累積することにより算出した。なお、塑性せん断ひずみは、全せん断ひずみから弾性せん断ひずみ (公称応力を用いた計算値) を引くことにより算出した。

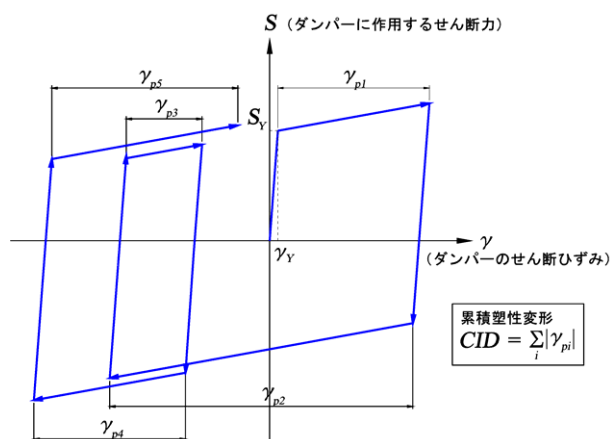


図-3 累積塑性変形の定義

表-5 実験結果 (終局状態および繰返し回数)

実験ケース	終局状態	繰返し回数 N_{90} (回)	繰返し回数 N_{95} (回)	N_{90} を用いて算出した 累積塑性変形 CID_{90}	N_{95} を用いて算出した 累積塑性変形 CID_{95}
SPD-0.20-2A	低サイクル疲労	9	8	5.43	4.95
SPD-0.20-2	低サイクル疲労	5	5	3.53	3.53
SPD-0.30-1	せん断座屈	5	3	3.53	2.59
SPD-0.25-0	せん断座屈	11	9	6.37	5.43
SPD-0.125-1	低サイクル疲労	7	6	4.48	4.01
SPD-0.20-1	低サイクル疲労	7	7	4.48	4.48
SPD-0.20-2B	低サイクル疲労	5	5	3.53	3.53
SPD-0.20-2C	低サイクル疲労	6	5	4.01	3.53

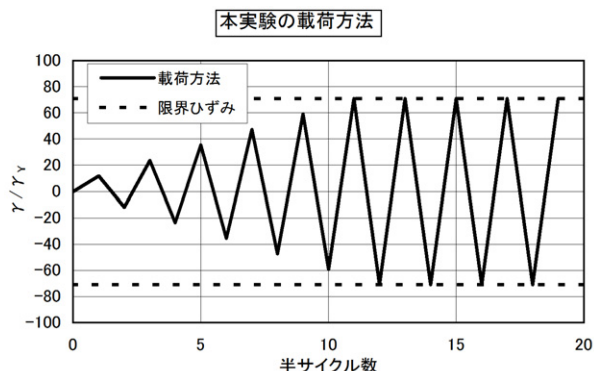
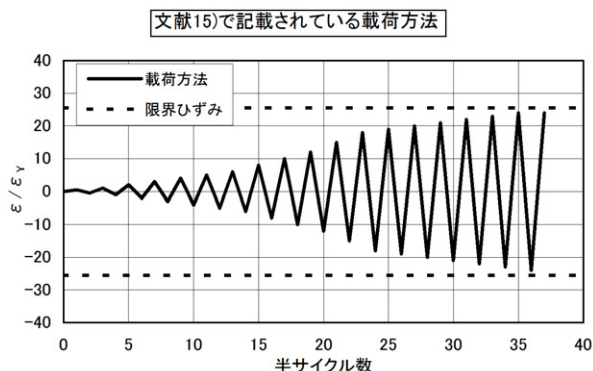


図-4 文献 15) と本実験の載荷方法の比較

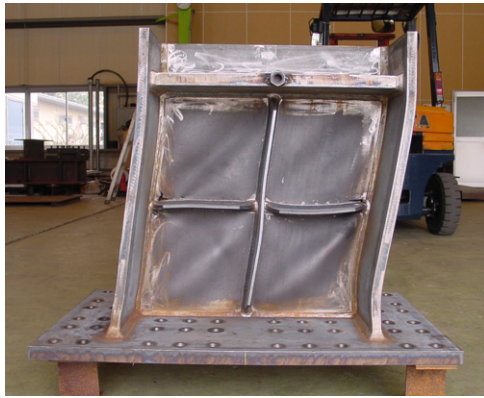


写真-1 SPD-0.30-1の終局状態

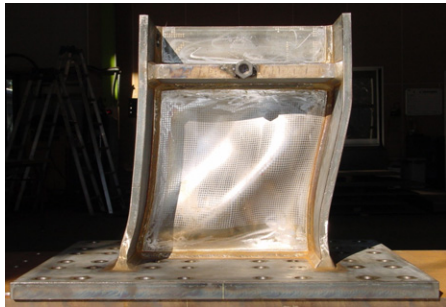
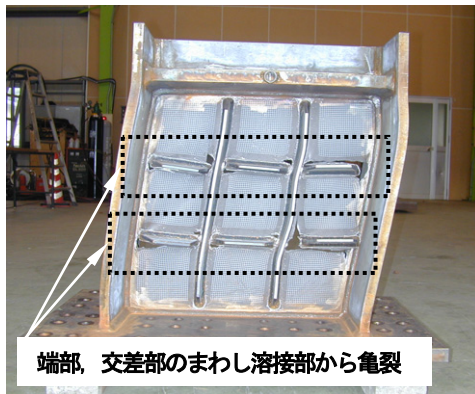


写真-2 SPD-0.25-0の終局状態



端部、交差部のまわし溶接部から亀裂

写真-3 SPD-0.20-2Bの終局状態

限界変位に達するまでに終局状態に至ることが懸念されたため、前者の荷重方法とし、 N_{90} を用いて CID （表-5中の CID_{90} ）を算出することとした。参考のため、文献15)と本実験の荷重方法の比較を図-4に示す。

4. 1 終局状態および繰返し回数の評価

補剛 SPD でせん断座屈により終局状態に至った SPD-0.30-1の実験後の損傷状況と履歴曲線をそれぞれ写真-1、図-5に、無補剛 SPD でせん断座屈により終局状態に至った SPD-0.25-0の実験後の損傷状況と履歴曲線をそれぞれ写真-2、図-6に、補剛材溶接部の低サイクル疲労により終局状態に至った SPD-0.20-2Bの実験後

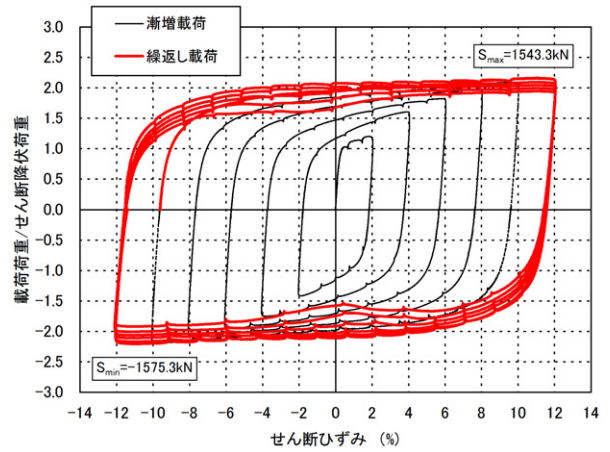


図-5 SPD-0.30-1の履歴曲線

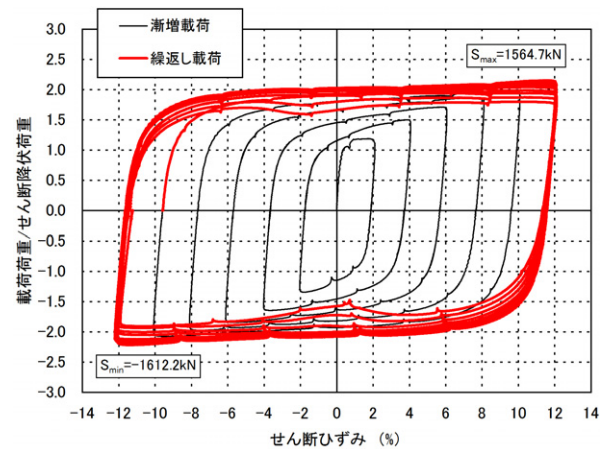


図-6 SPD-0.25-0の履歴曲線

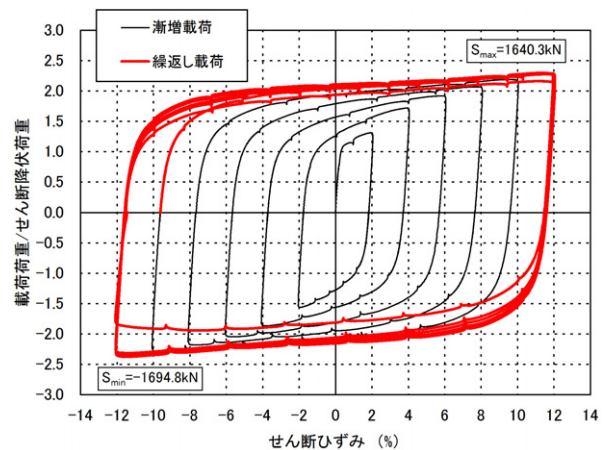


図-7 SPD-0.20-2Bの履歴曲線

の損傷状況と履歴曲線をそれぞれ写真-3、図-7に示す。図-5～図-7の縦軸は、載荷荷重を降伏応力の公称値（ $\sigma_Y=225N/mm^2$ ， $\tau_Y=130N/mm^2$ ）を用いて算出したせん断降伏耐力で除して無次元化している。また、図-5～図-7中の S_{max} ， S_{min} は実験中に計測された最大、最小荷重である。

表-4より、 $R_w>0.20$ である実験供試体 SPD-0.25-0，SPD-0.30-1は、せん断パネル（SPD-0.30-1はサブパネル）

のせん断座屈発生後の過度の面外変形（写真－1，写真－2），他の実験供試体は，補剛材溶接部の低サイクル疲労（写真－3）に起因する母材の亀裂の進展により終局状態に至った。すなわち，補剛 SPD についても，無補剛 SPD と同様に $R_w=0.20$ を境界として終局状態が変化することが分かり，表－4 で推測したとおりであった。

せん断座屈により終局状態に至った SPD-0.25-0 と SPD-0.30-1 を比較すると，せん断幅厚比パラメータ R_w の小さい SPD-0.25-0 の方が，繰返し回数が大きい傾向であった。また，SPD-0.30-1 の面外変形が最も大きく最大で 40mm 程度であった。

履歴曲線については，せん断座屈により終局状態に至った SPD-0.30-1，SPD-0.25-0（図－5，図－6）では，斜張力場の方向転換の影響により，加力方向が変化する際（せん断ひずみが 0 付近）に耐力低下（いわゆるピンチング現象¹³⁾）を伴い， ± 0.12 せん断変形時の耐力は載荷を繰り返すごとに緩やかに低下した。一方，溶接部の低サイクル疲労により終局状態に至った SPD-0.20-2B（図－7）では，補剛材端部のまわし溶接部から亀裂が発生し，亀裂が貫通するまでは安定したループを描き，亀裂の貫通および進展に伴い，耐力が低下する傾向であった。

なお，フランジとベースプレート溶接部（フランジ溶接止端側）や載荷点の溶接線交差部にも低サイクル疲労による亀裂が発生したケースもあったが，耐力低下に繋がるものではなかった。

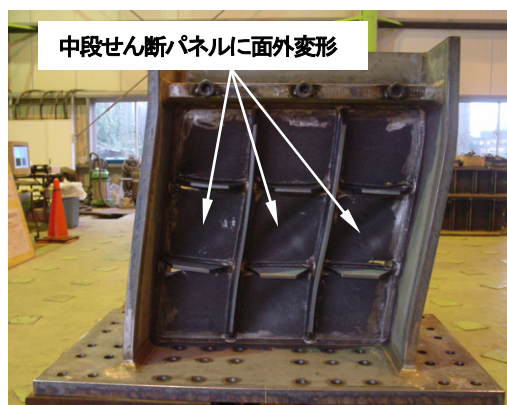
4. 2 補剛材の配置，端部構造，補剛材段数の影響

低サイクル疲労により終局状態に至ったケースを対象に，補剛材段数，配置（片面あるいは両面），端部構造の影響について考察する。

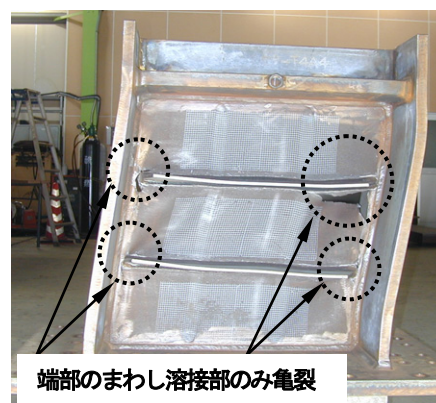
1) 補剛材の配置の影響

補剛材を片面配置した SPD-0.20-2A は，繰返し回数が 9 回で他の両面配置のケースに比べて大きくなった。これは，補剛材を片面配置することにより，亀裂はせん断パネルの片面のみから発生し，せん断パネルを貫通するのが遅れたためである。この実験供試体は，溶接部の低サイクル疲労により終局状態に至ったが， $R_w=0.20$ を確保しているものの，写真－4 に示すように，サブパネルにせん断座屈変形が発生した。これは，補剛材を片面配置したことによって，低サイクル疲労による亀裂の進展が遅れ，終局状態に到達する前にせん断座屈が発生したためと考えられる。

次に，垂直補剛材と水平補剛材を表裏異なる面に配置した SPD-0.20-2C は，写真－5 に示すように，補剛材交差部に回し溶接部が無い場合，交差部からの亀裂の発生はなく，端部だけに亀裂が発生した。ただし，端部の亀裂の貫通，進展は他のケースと同様であったため，繰返



写真－4 SPD-0.20-2A の終局状態



写真－5 SPD-0.20-2C の終局状態

し回数の向上には繋がらなかった。

2) 補剛材端部構造の影響

補剛材端部のディテールを変更した SPD-0.20-2B，SPD-0.20-2C（補剛材を 2 段配置），SPD-0.20-1（補剛材を 1 段配置）はそれぞれ SPD-0.20-2，SPD-0.125-1 と比較して，ディテールの変更により，亀裂の発生は遅くなったが，亀裂が貫通する回数には変化が無く，本検討の範囲内では，補剛材端部構造が繰返し回数に与える影響はほとんど見られなかった。

3) 補剛材段数の影響

SPD-0.20-1 と SPD-0.20-2 を比較すると，補剛材端部構造の違いはあるものの，2 段配置に比べ 1 段配置の方が繰返し回数は若干大きい傾向であった。これは，低サイクル疲労の弱点となる補剛材端部のまわし溶接部の箇所が少ないためであると考えられる。

4. 3 補剛材の剛比

各ケースともに，終局状態に至るまでの繰返し載荷の間，補剛材には局部座屈や大きな曲げ変形を生じることなく，せん断パネルと一体となり挙動していた。

載荷の最終段階までせん断パネル全体での座屈を防

止していたことから、 γ_s を γ_s^* の3倍以上となるように断面設計することにより、補剛材の機能を確保できることがわかった。

4. 4 CIDによる低サイクル疲労耐久性の評価

文献7)で実施した無補剛SPDのCIDは9以上であった。補剛SPDでは、補剛材端部のまわし溶接部が弱点となることにより、無補剛SPDと比較し、低サイクル疲労耐久性は低下する結果であった。しかし、表-5より各ケースのCIDは、目標とする累積塑性変形 $CID \geq 2.8$ を満たしており、橋梁の制震ダンパーとして適用するにあたり十分な低サイクル疲労耐久性を有していることを確認できた。

5. 補剛SPDのエネルギー吸収性能の検証

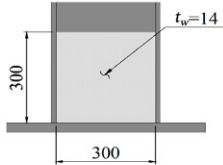
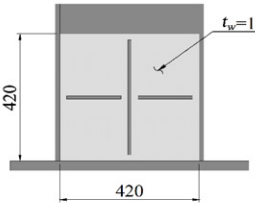
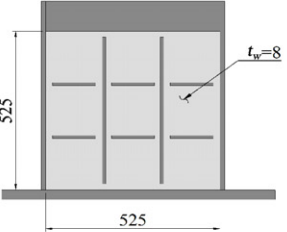
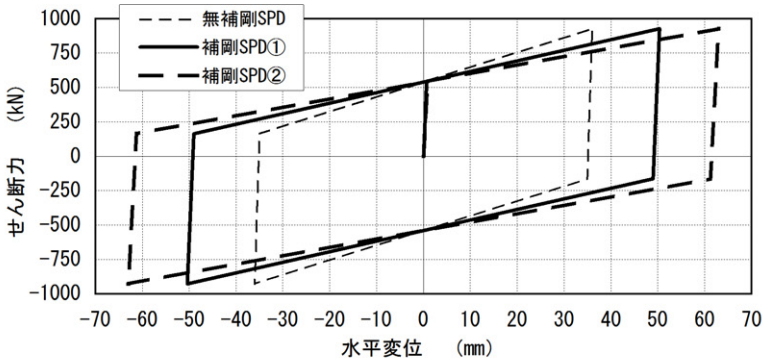
これまで補剛SPDの変形性能や低サイクル疲労耐久性を検証したが、補剛SPDのエネルギー吸収性能を定量

的に評価するため、せん断パネルのせん断降伏耐力を同程度にする(上昇させない)という条件で無補剛SPDおよび補剛SPDを試設計し、両者のエネルギー吸収性能を比較した。試設計での補剛SPDの補剛材段数は1段および2段配置とした。

補剛SPDの復元力モデルの構築は今後の課題であり、試設計にあたっては、せん断降伏を折れ点とするバイリニア型で、せん断パネル降伏後の2次勾配は1次勾配の1/100、硬化則は移動硬化則と仮定した¹⁰⁾。また、図-5～図-7よりの履歴曲線より、補剛材の設置による最大耐力の変動は小さく、最大耐力にはせん断パネルの影響が大きいことから、ここでは簡易モデルとして、フレームおよび補剛材の耐力を考慮しないこととした。せん断パネルの降伏耐力 S_Y 、降伏変位 δ_Y 、限界変位 δ_{pu} 、限界変位時の耐力 S_{pu} は、以下の式により算出し、せん断パネルのせん断降伏応力 τ_Y は公称値を用いた。

$$S_Y = \tau_Y B_w t_w \quad (9)$$

表-6 無補剛SPDと補剛SPDのエネルギー吸収性能の比較

	無補剛のSPD	補剛SPD①	補剛SPD②
構造の概要			
補剛材配置	無し	1段配置	2段配置
せん断パネル幅 B_w (mm)	300	420 (1.40)	525 (1.75)
せん断パネル高さ H_d (mm)	300	420 (1.40)	525 (1.75)
せん断パネル厚 t_w (mm)	14	10 (0.71)	8 (0.57)
サブパネルのせん断幅厚比パラメータ	0.19	0.18 (0.98)	0.19 (1.02)
SPDの降伏変位 (mm)	0.5	0.7 (1.40)	0.9 (1.75)
SPDの限界変位 (mm)	36.0	50.4 (1.40)	63.0 (1.75)
SPDの降伏耐力 (kN)	545.6	545.6 (1.00)	545.6 (1.00)
SPD限界変位時の耐力 (kN)	927.8	927.8 (1.00)	927.8 (1.00)
履歴曲線			
1ループのエネルギー吸収量 (kN・m)	19.2	26.8 (1.40)	33.5 (1.75)

$$\delta_Y = \frac{\tau_Y H_d}{G} \quad (10)$$

$$\delta_{pu} = \gamma_u H_d \quad (11)$$

$$S_{pu} = S_Y + \frac{1}{100} \frac{S_Y}{\delta_Y} (\delta_{pu} - \delta_Y) \quad (12)$$

ここに,

G : せん断パネルのせん断弾性係数 (N/mm²)

表-6 に試設計結果の一覧を示す。表中の括弧内の数値は各項目の無補剛 SPD に対する補剛 SPD の比率である。補剛 SPD と無補剛 SPD の降伏耐力が同程度であるため、エネルギー吸収性能（せん断力-水平変位関係で囲まれる面積）は、限界変位で比較できる。また、SPD の場合、限界変位は式(11)より、パネル高さに依存することから、無補剛 SPD と補剛 SPD のエネルギー吸収性能を比較することは、パネル高さを比較することと等価となる。

表-6 より、無補剛 SPD に補剛材を配置することにより、せん断座屈の発生を防止し、限界変位時の耐力上昇を抑えつつ、パネル高さを大きくすることができ、エネルギー吸収量を無補剛 SPD に比べ、補剛材 1 段配置で 1.40 倍、補剛材 2 段配置で 1.75 倍に向上させることができた。

以上より、限界変位やエネルギー吸収性能が不足する場合や長大橋の耐震補強など大きなエネルギー吸収性能が要求される場合など無補剛 SPD で対応が困難な場合には、補剛 SPD の適用が有効であり、SPD の適用範囲を広げることができることがわかった。

6. おわりに

高機能せん断パネルダンパー (SPD) の開発を目的とし、補剛した SPD の正負交番繰返し載荷実験を行い、SPD の設計法、せん断座屈特性、低サイクル疲労耐久性などについて検討を行った。得られた結果は以下のとおりである。

- (1) 最適補剛材剛比の 3 倍以上となるように補剛材を断面設計した結果、せん断パネル全体での座屈を防止し、載荷の最終段階まで補剛材としての機能を保持していた。
- (2) せん断パネルのせん断幅厚比パラメータ R_w が 0.25 以上の場合にはせん断座屈に起因するせん断パネルの過度の面外変形により、 R_w が 0.20 以下の場合に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った。
- (3) 本研究の範囲では、補剛材配置、補剛材段数および補剛材端部構造が補剛 SPD の低サイクル疲労耐久

性に与える影響は小さかった。

- (4) CID により低サイクル疲労耐久性を評価すると、全てのケースで、高機能制震ダンパーに対する目標値である式 (2) の制限値 $(CID)_{lim}=2.8$ を上回る性能を確保することができた。
- (5) 無補剛 SPD および補剛 SPD を試設計し、両者のエネルギー吸収性能を比較した結果、補剛 SPD を使用することにより、耐力上昇を抑え、エネルギー吸収性能を向上できることを確認した。このことから、長大橋など大きなエネルギー吸収性能が必要となる構造への適用が有効であると考えられる。

今後は、解析的研究を併用し、補剛 SPD の復元力モデルの構築など実構造物への適用に向けて検討を進める予定である。

本実験は、名城大学、名古屋大学および橋梁用デバイス研究会（(株) 横河ブリッジ、高田機工 (株)、川口金属工業 (株)）の共同研究で実施したものである。

付録 高機能 SPD の要求性能

著者の一人は、高機能制震ダンパーの内、SPD に要求される性能を以下のように提案している¹⁵⁾。

文献 15) で提案されているせん断パネルダンパーの要求性能は以下のとおりである。

- 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) 必要変形量の確保
- 4) 低サイクル疲労防止
- 5) 主構造の接合部の強度

1) は、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通常起こらないと考えられるが、ウェブ高さが非常に大きい場合には検討する必要がある。2) は文献 15) で示す適用範囲内で使用するには防止できるとしている。3)、4) については、大地震 3 回程度に耐えられる SPD として、式(1)、(2) に示す変形性能の限界値（終局せん断ひずみ γ_u ）、累積塑性変形の限界値 $(CID)_{lim}$ が提案されている。

本研究では、2) のせん断座屈による耐力低下を防止するように設計された実験供試体に対して、式(1)、(2) の要求性能が確保出来ることを性能実験によって実証している。

参考文献

- 1) 四條利久磨、森下邦宏、川島一彦、浦辻和幸、田中昭人：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 回年次学術講演会講演概要集、pp.65-66、2003.9.
- 2) 金治英貞、宮本義広、西岡勉、高田佳彦、石橋照久、桐間幸啓、林訓弘、徳増健：長大トラス橋・港大橋の損傷制御設計による耐震性能向上、橋梁と基礎、

- pp.5-14, 2006.10.
- 3) 宇佐美勉編著, (社)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.
 - 4) 八木和也, 谷中聡久, 尾下里治: 橋梁における低降伏点鋼板を用いたせん断パネル型ダンパーの提案, 横河ブリッジグループ技報, No.35, pp.40-47, 2006.1.
 - 5) 佐合大, 谷一成: 新設橋梁への低降伏点鋼板を用いたせん断パネル型ダンパーの適用, 高田機工技報, No.21, pp.14-19, 2006.1.
 - 6) 谷一成, 佐合大, 谷中聡久, 小池洋平, 鶴野禎史, 姫野岳彦: 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.247-252, 2006.2.
 - 7) 小池洋平, 谷中聡久, 春日井俊博, 尾下里治: 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性能確認試験, 横河ブリッジグループ技報, No.36, pp.20-29, 2007.4.
 - 8) 松本信之, 岡野素之, 在田浩之, 曾我部正道, 涌井一, 大内一, 高橋泰彦: 鋼製ダンパー・ブレースを有するRC 鉄道高架橋の耐震性能, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.1411-1422, 1999.3.
 - 9) 岡野素之, 松本信之, 曾我部正道, 室野剛隆, 大内一, 大野了: 振動台実験による鋼製ダンパー・ブレース付き高架橋の地震応答性状, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.963-970, 2003.3.
 - 10) 野中哲也, 宇佐美勉, 吉野広一, 坂本佳子, 鳥越卓志: 上路式鋼アーチ橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究, 土木学会論文集, No.731/I-63, pp.31-49, 2003.4.
 - 11) 中辻亘, 谷中聡久, 尾下里治: 低降伏点鋼板を用いたせん断パネル型ガセットダンパーの提案, 横河ブリッジグループ技報, No.36, pp.56-61, 2007.4.
 - 12) 葛漢彬, 陳之毅, 宇佐美勉: せん断型ダンパーによる鋼橋の制震効果に関する研究, 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, pp.169-176, 2007.2.
 - 13) Zhiyi Chen, Hanbin Ge and Tsutomu Usami: Numerical Study on Development of Hysteretic Model for Stiffened Steel Shear Panel Dampers, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.573-582, 2006.3.
 - 14) 劉陽, 青木徹彦, 高久達将, 福本秀士: 低降伏点鋼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, 2007.3.
 - 15) 宇佐美勉: 高機能制震ダンパーの開発研究, 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, pp.11-22, 2007.2.
 - 16) Praween Chusilp and Tsutomu Usami: New Elastic Stability Formulas for Multiple-Stiffened Shear Panels, Journal of Structural Engineering, ASCE, pp.833-836, 2002.6.
 - 17) 佐藤沢, 和田章, 奥田賢持, 栗林博之, 稲葉拓, 前田良治: 極低降伏点鋼せん断パネルの動的加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.941-942, 1999.9.
 - 18) (財)鉄道総合技術研究所, (株)大林組: ダンパー・ブレースを用いた鉄道高架橋の設計指針, 2000.1.
(2007年9月18日受付)