

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

谷 一成¹・佐合 大¹・谷中聡久²・小池洋平²・鵜野禎史³・姫野岳彦³

¹正会員 高田機工株式会社 技術本部設計部(〒556-0011大阪市浪速区難波中2丁目10番70号)

²正会員 株式会社横河ブリッジ 技術本部技術研究所(〒273-0026千葉県船橋市山野町27番地)

³正会員 川口金属工業株式会社 技術本部技術1部(〒332-8502埼玉県川口市宮町18番19号)

1. まえがき

兵庫県南部地震以降、新設橋梁では反力分散支承や免震支承を用いて、上部構造の慣性力を複数の下部構造に分散させることや固有周期を長周期化し減衰性能を向上させることにより上部構造の慣性力の低減を図る構造が一般的である。しかしながら、それにともない移動量が増加し、桁遊間が増大し伸縮装置が大きくなってしまいう等の問題点もある。反力分散支承では移動量が過大となるため同一形状で高価となる免震支承を用いて変位を低減する場合もある。他にも、負反力が常時作用する橋梁では反力分散支承や、免震支承を適用できない問題点も残されている。また既設橋梁においても、下部構造の補強をはじめ耐震補強工事が実施されているが、施工条件が困難である場合や、既設構造の耐力や遊間が不足する場合なども多く補強工事はいまだに完了していない。

そこで、反力分散支承や免震支承の問題点を解消し、制震効果が高く既設橋への適用性も良好で経済性にも非常に優れた構造として低降伏点鋼板を用いたせん断パネル型制震ストッパー(以下制震ストッパー)の適用を提案する。

本提案構造は、橋台または橋脚に制震ストッパーと可動支承を設置し、その他の支点には可動支承のみを設置する構造である。制震ストッパーを設置した箇所の支承条件は、鉛直荷重を可動支承が分担し、制震ストッパーが常時・レベル1地震動では固定、レベル2地震動では制震デバイスとして水平力を分担する機能分離構造である(図-1 参照)。

レベル2地震時には、制震デバイスに慣性力を集中させてエネルギーを吸収し慣性力を低減することができ、移動量も小さくすることが期待できる。また、その他の

下部工は支承条件を可動としたことにより慣性力の低減可能となることから、より小さな断面での設計が可能となり経済性を図ることが期待できる。また、標準のBP-B鋼製支承を使用することにより反力分散支承や免震支承に比べて大幅な経済性を図ることが期待できる。それに加え、ゴム製の免震支承で使用できない負反力が生じる橋梁でも制震効果を発揮できるという特徴がある。

本稿では、単純桁橋、2径間連続桁橋、3径間連続桁橋を対象とした制震ストッパーの適用を目的に動的解析を行い、その効果および経済性についての検討ならびに制震ストッパーの基本特性の性能確認試験を報告する。

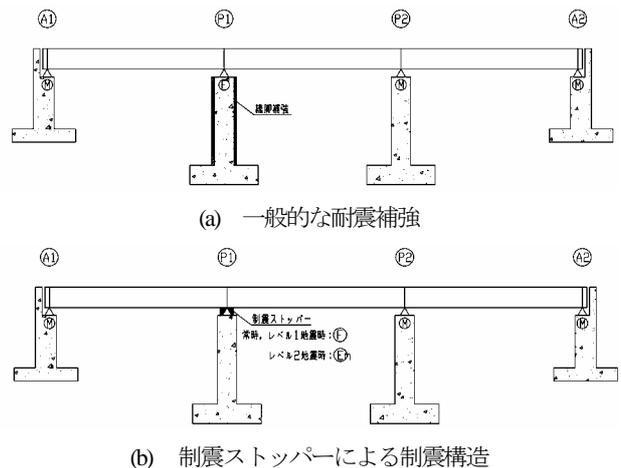


図-1 制震ストッパー設置例

2. 制震ストッパーの概要

低降伏点鋼の機械的性質は、表-1に示すように普通鋼材に比べて適度な低降伏点特性を示し、降伏点を狭い範囲に収める仕様となっている。破断伸びも40~50%と大

表-1 低降伏点鋼の機械的性質

鋼種	種類の記号	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破断伸び (%)
低降伏点鋼	LY100	80~120	200~300	50
	LY225	205~245	300~400	40
溶接構造用 圧延鋼材	SM400A	245以上	400~510	18

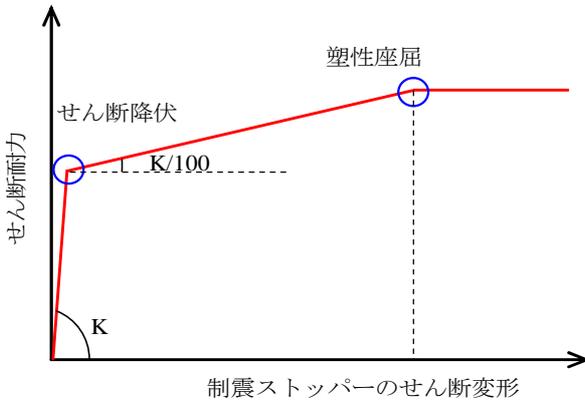


図-2 制震ストッパーの履歴特性

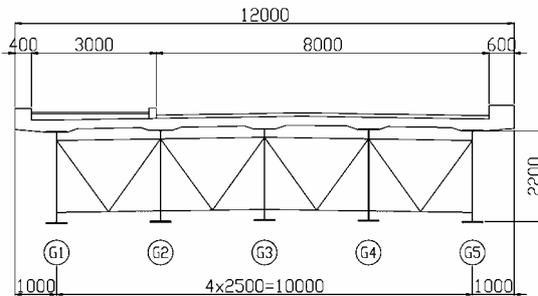


図-3 断面図

きな伸び性能を有している。そのため、制震ダンパー用の鋼材として、建築分野では既に数多くの実績がある。

制震ストッパーは低降伏点鋼パネルがせん断変形することによってエネルギー吸収し、地震時に生じる構造物への慣性力を低減させるものである。制震ストッパーの非線形特性としては、図-2のような履歴特性を有しており、せん断パネルが降伏後のエネルギー吸収を行う構造である。

このような特徴より、固定支承部への適用を考えた場合、常時・レベル1地震動に対しては、せん断パネルの降伏を許さず固定の挙動を呈し、レベル2地震動に対してはパネルが降伏し制震ストッパーとしてエネルギー吸収する構造となる。

3. 制震ストッパーの橋梁への適用性の検討

(1) 対象橋梁

対象橋梁は図-3に示す断面の支間長40mの単純1桁橋、2径間連続1桁橋、3径間連続1桁橋の3種類の橋梁を対象に制震ストッパー設置時の効果について検討を行った。

支承部の水平力-水平変位の比較を行うため、支承条件を①固定可動、②反力分散構造、③免震構造、④制震

表-2 解析ケース

	地盤種別	地域区分	上部工重量
単純1桁橋	2種地盤	A区域	6180kN
2径間連続1桁橋			12350kN
3径間連続1桁橋			18530kN

(a) 固定・可動

			A1	P1	P2	A2
Case1-1	単純1桁橋	レベル1	固定	-	-	可動
		レベル2				
Case1-2-1	2径間連続1桁橋 (A1橋台固定)	レベル1	固定	可動	-	可動
		レベル2				
Case1-2-2	2径間連続1桁橋 (P1橋脚固定)	レベル1	可動	固定	-	可動
		レベル2				
Case1-3-1	3径間連続1桁橋 (A1橋台固定)	レベル1	固定	可動	可動	可動
		レベル2				
Case1-3-2	3径間連続1桁橋 (P1橋脚固定)	レベル1	可動	固定	可動	可動
		レベル2				

(b) 分散・免震支承

			A1	P1	P2	A2
Case2-1 (Case3-1)	単純1桁橋	レベル1	分散 (免震)	-	-	分散 (免震)
		レベル2				
Case2-2 (Case3-2)	2径間連続1桁橋	レベル1	分散 (免震)	分散 (免震)	-	分散 (免震)
		レベル2				
Case2-3 (Case3-3)	3径間連続1桁橋	レベル1	分散 (免震)	分散 (免震)	分散 (免震)	分散 (免震)
		レベル2				

(c) 制震ストッパー

			A1	P1	P2	A2
Case4-1	単純1桁橋	レベル1	固定	-	-	可動
		レベル2				
Case4-2-1	2径間連続1桁橋 (A1制震ストッパー)	レベル1	固定	-	-	可動
		レベル2				
Case4-2-2	2径間連続1桁橋 (P1制震ストッパー)	レベル1	可動	固定	-	可動
		レベル2				
Case4-3-1	3径間連続1桁橋 (A1制震ストッパー)	レベル1	固定	-	-	可動
		レベル2				
Case4-3-2	3径間連続1桁橋 (P1制震ストッパー)	レベル1	可動	固定	-	可動
		レベル2				

ストッパーとする。また、制震ストッパーの設置位置による効果を確認するために連続桁では、橋台と橋脚にそれぞれ設置した場合による比較も行う。なお、橋台および橋脚については、各解析ケースの性能を満足するよう設計を行い断面決定した。解析ケースを表-2に示す。

(2) 解析条件と解析モデル

動的解析には、TDAPⅢを用い、数値積分法はNewmark-法、積分間隔は0.01秒とし、減衰はレーリー減衰を用いた。入力地震波には、Ⅱ種地盤用のTypeⅡ3波形を用い橋軸方向に対し解析を行った。

モデル化は、A1・A2橋台、P1・P2橋脚、上部工を梁要素でモデル化した。上部工・橋台は線形とし、橋脚は、基部に塑性ヒンジを設け非線形回転バネ要素でモデル化し、復元力特性は武田モデルとしている。基礎は、連成項を考慮したバネでモデル化している。制震ストッパーは支承位置に非線形バネ要素でモデル化し、トリリニア型とした。解析モデルの一例を図-4に示す。

(3) 制震ストッパーの設定

制震ストッパーの断面決定については、常時・レベル1地震動においては固定支承として挙動し、レベル2地震動に対してはダンパーが降伏しエネルギー吸収を行うことから、レベル1地震動では、降伏しないようにまたレベル2では、塑性座屈しない範囲で断面を設定した。

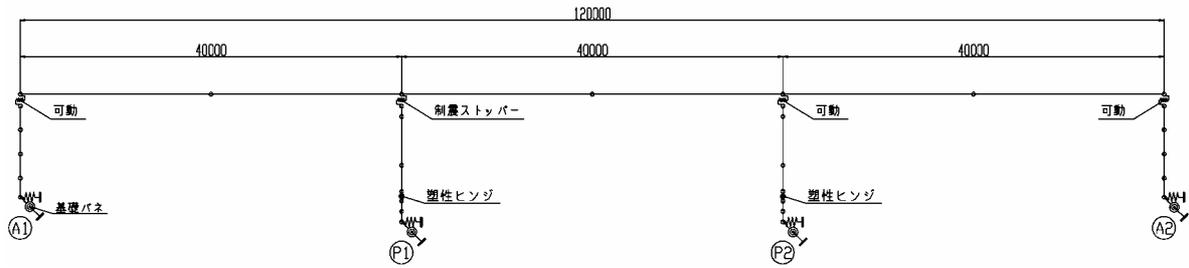


図-4 解析モデル(3径間連続I桁橋)

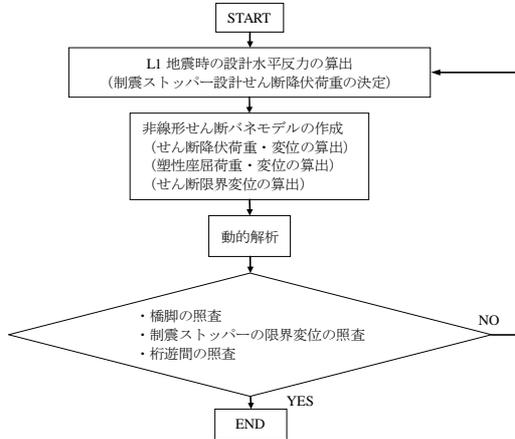


図-5 制震ストッパー設計フロー

表-3 制震ストッパーの断面諸元

	単純I桁橋	2径間I桁橋	3径間I桁橋
パネル高さ H_d mm	500	500	500
パネル幅 D_w mm	500	500	500
パネル板厚 t_w mm	8	17	17
制震ストッパー設置数	4	4	6
降伏応力度 σ_y N/mm ²	225	225	225
せん断降伏強度 τ_y N/mm ²	129.9	129.9	129.9
塑性座屈応力度 τ_u N/mm ²	249.4	264.0	264.0
せん断降伏荷重 S_y kN	2078	4417	6625
塑性座屈荷重 S_u kN	3990	8977	13466
降伏変位 δ_y mm	0.820	0.820	0.820
塑性座屈変位 δ_{ud} mm	76.2	85.5	85.5
限界変位 δ_{ud} mm	59.4	60.0	60.0

$$\text{せん断降伏荷重} : S_y = t_w \cdot B \cdot \tau_y \quad (1)$$

$$\text{せん断降伏変位} : y = \tau_y \cdot H_d / G_s \quad (2)$$

$$\text{塑性座屈荷重} : S_u = t_w \cdot B \cdot \tau_u \quad (3)$$

$$\text{塑性座屈変位} : u = y + (\tau_u - \tau_y) \cdot H / 0.01G_s \quad (4)$$

$$\text{せん断限界変位} : u_l = \{0.12 - (D/t_w - 30)/100\}H \quad (5)$$

ウェブの塑性座屈応力度:

$$\tau_u = \{1.02 / (\overline{D/t_w} - 0.26) + 0.6\} \tau_y \quad (6)$$

一般化幅厚比:

$$\overline{D/t_w} = (D/t_w) \sqrt{\sigma_y / E_s} \quad (7)$$

$$D = (D_B + D_H) / 2$$

ここに,

t_w : ウェブ厚, B : ウェブ全幅, H_d : ダンパーの高さ

D_B : 補剛材の横間隔, D_H : 補剛材の縦間隔

E_s : 鋼材の弾性係数, G_s : 鋼材のせん断弾性係数

制震ストッパーの断面は, 図-5に示す設計フローに従って決定した. なお, ウェブの塑性座屈耐力に関する評

表-4 各ケースの固有周期

(a) 単純I桁橋

ケース	固有周期(Sec)
Case1-1 (固定・可動)	0.276
Case2-1 (分散支承)	0.920
Case3-1 (免震支承)	1.143
Case4-1 (制震ストッパー)	0.289

(b) 2径間連続I桁橋

ケース	固有周期(Sec)
Case1-2-1 (A1橋台固定)	0.342
Case1-2-2 (P1橋脚固定)	0.494
Case2-2 (分散支承)	0.975
Case3-2 (免震支承)	1.147
Case4-2-1 (A1橋台制震ストッパー)	0.361
Case4-2-2 (P1橋脚制震ストッパー)	0.526

価式は, 文献1)に従い算出した. 評価式の適用性は後述する性能確認試験で確認している. 本橋梁に用いた制震ストッパーの断面諸元を表-3に示す.

(4) 固有値解析

全体系の粘性減衰行列はレーリー減衰を用いているが, レーリー減衰係数を設定する際に行った固有値解析では制震ストッパーの1次剛性に比例した粘性減衰と履歴減衰を見込んでしまう. そのため, ストッパーの1次剛性に比例する粘性減衰を無視し, 履歴減衰のみを考慮した. 免震支承については等価剛性を用いた. 表-4には, 固有値解析結果を示す. なお, 3径間連続I桁橋のケースは, 2径間連続I桁橋の場合と差異がないため省略する.

(5) 解析結果

(a) 支承部の比較

Type II地震動における水平力-水平変位の最大平均値の比較を行った結果を表-5に示す. 単純I桁, 2径間連続I桁, 3径間連続I桁の全てのケースにおいて橋台に制震ストッパーを設けると固定・可動に比べて, 50%程度水平力が減少している. 変位量は制震ストッパーでは最大で60mmと, 分散支承(最大440mm), 免震支承(最大280mm)に比べて小さくなる結果となった.

中間支点到に制震ストッパーを設けると, 2径間連続I桁橋では, 固定・可動に比べて20%程度, 3径間連続I桁では5%程度と径間数が増えるに従い効果が低い結果となった. そのため, 中間橋脚に制震ストッパーを設置する際には橋脚の水平耐力を十分に持たせることにより

表-5 支承部の水平力-水平変位

(a) 単純I桁橋

	Case1-1 (固定・可動)		Case2-1 (分散支承)		Case3-1 (免震支承)		Case4-1 (制震ストッパー)	
	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)
A1橋台	7,467	-	6,308	0.415	2,269	0.218	3,457	0.057

(b) 2径間連続I桁橋

	Case1-2-1 (A1橋台固定)		Case1-2-2 (P1橋脚固定)		Case2-2 (分散支承)		Case3-2 (免震支承)		Case4-2-1 (A1橋台ストッパー)		Case4-2-2 (P1橋脚ストッパー)	
	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)
A1橋台	15,751	-	-	-	6,006	0.389	2,171	0.277	7,483	0.059	-	-
P1橋台	-	-	9,214	-	7,750	0.274	5,135	0.218	-	-	7,532	0.059

(c) 3径間連続I桁橋

	Case1-3-1 (A1橋台固定)		Case1-3-2 (P1橋脚固定)		Case2-3 (分散支承)		Case3-3 (免震支承)		Case3-3-1 (A1橋台ストッパー)		Case3-3-2 (P1橋脚ストッパー)	
	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)
A1橋台	25,477	-	-	-	7,080	0.437	2,347	0.259	11,128	0.058	-	-
P1橋脚	-	-	10,733	-	7,585	0.316	4,709	0.211	-	-	10,168	0.053

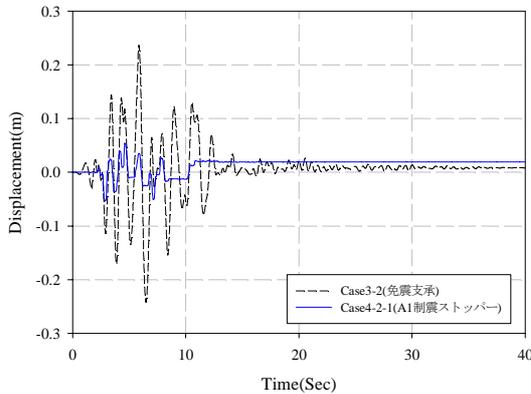


図-6 時刻歴応答変位(2径間連続I桁橋)

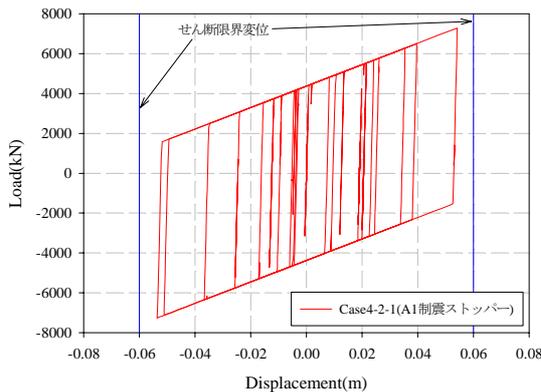


図-7 制震ストッパー履歴曲線(2径間連続I桁橋)

制震ストッパーの効果が有効に働くことが期待できる。

図-6には2径間連続I桁の時刻歴応答変位図を示す。制震ストッパーを用いることにより変位量が免震支承に比べ非常に小さくなっていることが確認できる。しかしながら、制震ストッパーが降伏するため残留変形は20mm程度生じ、免震支承よりも大きい結果となった。

図-7には、制震ストッパーの荷重-変位関係を示し、せん断限界変位以内に収まっているのが確認できる。

以上より制震ストッパーを橋台・橋脚に設置するいずれの場合においても固定・可動の場合に比べて支承部の水平力の低減が期待できる。

(b) 柱基部の断面力の比較
表-6には橋脚基部の曲げモーメント M 、回転角 θ の最大平均値の比較を示す。また表中には降伏回転角 θ_y

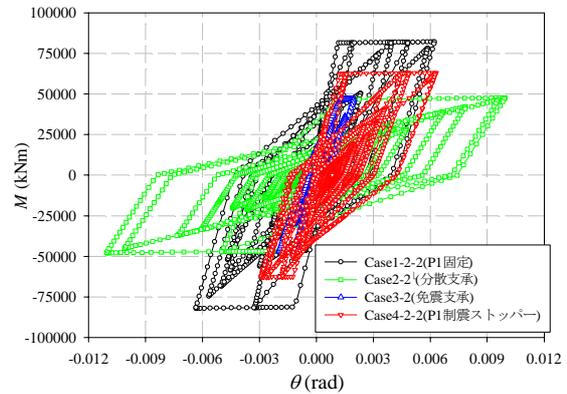


図-8 M-θ関係(2径間連続I桁橋)

表-6 中間橋脚の曲げモーメント-回転角

(a) 2径間連続I桁

	M (kNm)	θ (rad)	θ_y (rad)	θ_a (rad)
Case1-2-2 (P1橋脚固定)	82,106	0.0062	0.0011	0.0243
Case2-2 (分散支承)	47,935	0.0118	0.0013	0.0165
Case3-2 (免震支承)	46,881	0.0029	0.0013	0.0165
Case4-2-2 (P1橋脚ストッパー)	62,827	0.0039	0.0012	0.0266

(b) 3径間連続I桁

	M (kNm)	θ (rad)	θ_y (rad)	θ_a (rad)
Case1-3-2 (P1橋脚固定)	96,183	0.0113	0.0010	0.0157
Case2-3 (分散支承)	47,067	0.0108	0.0013	0.0165
Case3-3 (免震支承)	46,596	0.0020	0.0013	0.0165
Case4-3-2 (P1橋脚ストッパー)	86,885	0.0065	0.0011	0.0234

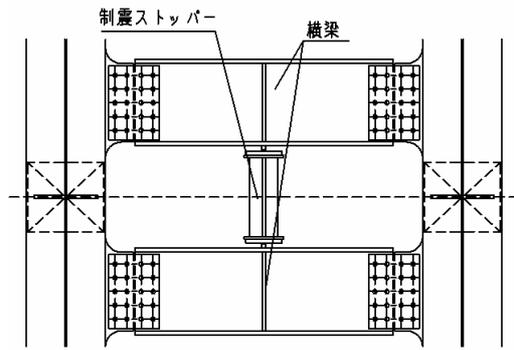


図-9 制震ストッパーの設置例

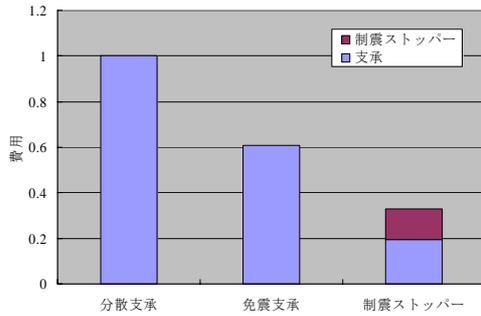


図-10 支承形式による経済性の比較(2径間連続I桁橋)

許容回転角 θ_a を示す。図-8 には $M-\theta$ 関係を示す。中間橋脚を固定構造とした場合、2 径間連続 I 桁橋、3 径間連続 I 桁橋ともに曲げモーメントの値は他のケースに比べて最も大きい。一方、中間支点到に制震ストッパーを設けると分散支承や免震支承より基部に生じる曲げモーメントは大きい結果となったが、固定の場合に比べて回転角が 40%程度低減されており、制震ストッパーは下部構造の断面力の低減にも効果的である。

4. 経済性について

提案構造の経済性について検討するため①反力分散構造、②免震構造、③制震ストッパーについて概略設計し、経済性比較を行った。比較にあたって支承は、反力分散支承、高減衰免震支承とし、制震ストッパーの支承はBP-B 鋼製支承とし、全て可動支承とした。制震ストッパーの構造については、動的解析より得られた反力値を元に横梁を設計した(図-9 参照)。

設計した結果を図-10に示す。なお、経済性の比較は反力分散支承のコストを1.0とした場合の比較となっている。図-10より、分散構造は移動量が大きいため最も不経済となった。制震ストッパーを用いた構造では、地震時移動量が小さくなりBP-B標準支承を使用できたことで著しく支承費を低減することが可能となり、分散支承に比べて70%程度経済的となった。

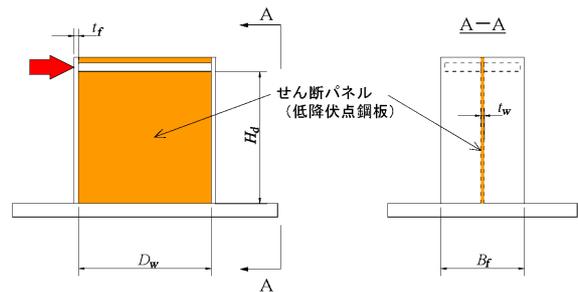
5. 性能確認試験

本制震ストッパーのせん断座屈耐力および設計曲線に関して実験値と評価式の整合性を検証するため、以下の2種類の実験を実施した。

(1) 静的载荷試験

本制震ストッパーは、建築分野で適用されている両端固定式と異なり、片持ち式での適用となるため、ウェブのせん断座屈耐力を既往の高橋らの評価式²⁾で評価できるか懸念された。そのため、図-11に示すウェブ厚9mm、材質LY225でウェブパネルを250×250mm、350×350mm、500×500mmと変化させた3体の静的载荷試験(単調载荷)を実施し、ウェブのせん断座屈耐力について、実験値と高橋らの評価式の比較を行った。高橋らの評価式はせん断座屈耐力は一般化幅厚比の関数として、式(6)で表され、一般化幅厚比は式(7)で表される。

写真-1に終局時のウェブ変形状況を、図-12に実験値と評価式のせん断座屈耐力の比較を示す。せん断座屈耐力は、文献2)に従い、フランジの分担力を除去している。試験体3体ともに、写真-1に示すようにウェブに斜張力場が形成され、せん断座屈により終局状態に至った。ま



		Case-250	Case-350	Case-500
ウェブ	高さ H_g (mm)	250	350	500
	幅 D_w (mm)	250	350	500
	板厚 t_w (mm)	9	9	9
	材質	LY225	LY225	LY225
一般化幅厚比		0.97	1.35	1.93
フランジ	幅 B_f (mm)	220	220	300
	板厚 t_f (mm)	12	12	14
	材質	SM490YA	SM490YA	SM490YA

図-11 試験ケース

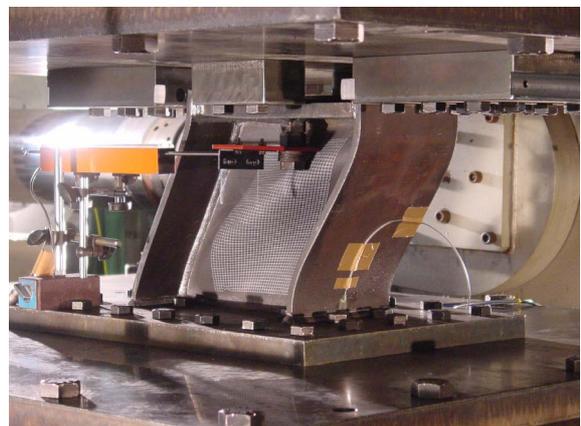


写真-1 終局状態でのウェブの変形状況

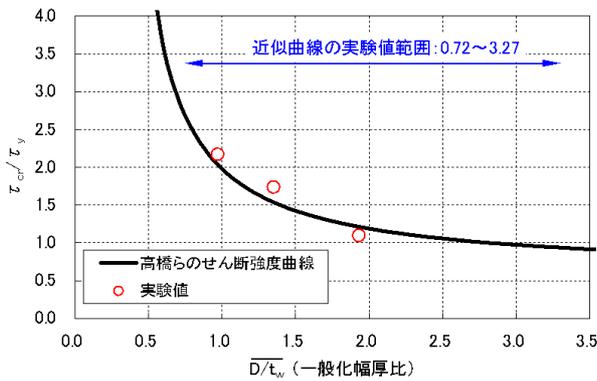


図-12 実験値と評価式のせん断座屈耐力の比較

た、図-12より、実験値は評価式と良好に一致し、評価式でせん断座屈耐力を評価できることを確認した。

(2) 正負交番载荷試験

図-11に示すCase-350と同様の試験体で、図-13に示すゴム支承の圧縮せん断試験機を使用して、正負交番の漸増载荷試験を実施し、設計曲線との整合性を検証した。漸増繰返し载荷は、せん断変形（水平強制変位 δ/H_d ）が $\pm 1.5\%$ 、 $\pm 2\%$ 、 $\pm 4\%$ 、 $\pm 6\%$ 、 $\pm 8\%$ 、 $\pm 10\%$ 、 $\pm 12\%$ となるよう水平強制変位を漸増させた。設計曲線は、文献2)を参考にウェブのせん断降伏およびせん断座屈発生点を折れ点とするトリリニアモデルとし、2次勾配は1次勾配の1/100とした。

図-14に実験の履歴曲線と設計曲線との比較を示す。縦軸は、作用せん断力をせん断降伏荷重で除した無次元強度である。静的载荷試験と同様に、フランジの分担力を除去し、ウェブに作用するせん断力を算出している。

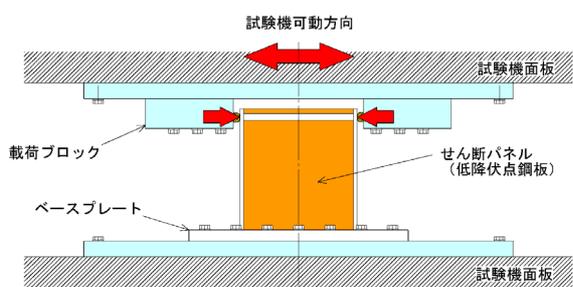


図-13 正負交番载荷試験概要

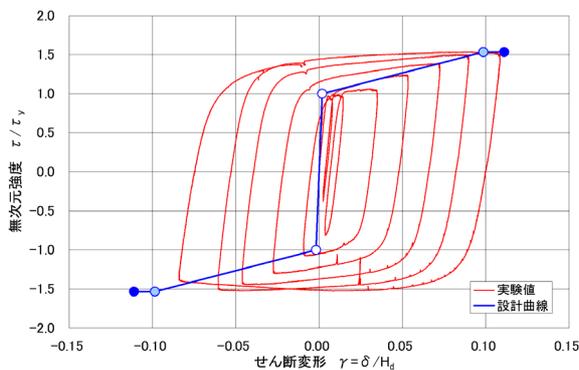


図-14 実験値と設計曲線の比較

図-14より、実験の履歴曲線は、設計曲線と概ね一致しており、設計曲線の妥当性を確認した。

(3) 今後の試験予定

本制震ストッパーは、建築分野でも使用例の無い大変位（せん断変形12%）で適用する。そのため、溶接部をはじめとした試験体各部の低サイクル疲労損傷が懸念される。そこで、静的载荷試験体と同程度の試験体で正負交番繰返し载荷試験を行い、制震ストッパーの低サイクル疲労特性について検討を行う予定である。

6. おわりに

制震ストッパーの適用を目的に動的解析を行い、その効果および経済性の検討ならびに制震ストッパーの基本特性の性能確認試験を行った。得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 橋台に制震ストッパーを設置すると固定・可動支承に比べて制震ストッパーに生じる水平力は50%程度低減となり、制震効果が大きい。変形量についても最大60mm程度と分散・免震支承に比べて小さい。
 - 2) 橋脚に設置した場合でも橋台に設置する場合に比べて効果は小さいものの水平力は20%程度低減となり、橋台に設置する場合と同様に効果的である。
 - 3) 制震ストッパーを適用した場合における経済性を検討した結果、分散支承に比べて支承費が70%程度軽減できた。
 - 4) 一点固定となるため橋長が長くなるに従い、1支承線で制震ストッパーが負担する慣性力が大きくなり、設置スペースの問題や温度移動量が大きくなることが想定される。そのため3径間程度の一般的な中小橋梁への適用が望ましいと考えられる。
 - 5) ウェブの一般化幅厚比をパラメータとした静的载荷試験および正負交番载荷試験を実施し、ウェブのせん断座屈耐力および設計曲線に関して実験値と評価式が概ね一致することを確認した。
 - 6) 今後は、制震ストッパー構造の詳細、低サイクル疲労特性、その他の形式について検討する必要がある。
- なお、本研究は(株)横河ブリッジ、高田機工(株)、川口金属工業(株)の3社共同で実施しているものである。

参考文献

- 1) (財)鉄道総合技術研究所：ダンパーブレースを用いた鉄道高架橋の設計指針，2000.1.
- 2) 高橋泰彦，品部祐児：せん断降伏型薄鋼板の復元力特性に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第494号，1997.1.