

繰り返しせん断力を受けるプレートガーダーの 変形能に関する研究

福本 暁士*, 上野谷 実*, 中村 雅樹*, 小林 泰男**

Study on Ductility of Plate Girder Panels under Cyclic Shear

Yuhshi FUKUMOTO*, Minoru UENOYA*, Masaki NAKAMURA*,
and Yasuo KOBAYASHI**

ABSTRACT

This paper presents an experimental investigation on the hysteretic behavior of plate girder panels under shear. Six specimens with two square panels of 800 mm side are made of low-yield steel LY 100 (nominal 0.2% offset yield stress is 120 MPa) or mild steel SM 400 (nominal yield stress 235 MPa) in webs. All the flanges are made of SM400. Hysteretic curves in shear for SM and LY series were compared for three different web slenderness ratios of 114, 160 and 200. The shear strength was almost uniform up to the large shear displacement, (10-27) times the elastic limit value. Energy dissipation increases in proportion to the shear displacement. Energy dissipation by the low-yield steel is larger than the energy dissipation by the mild steel, and the thicker web is more effective from the energy dissipated point of view.

Key Words: プレートガーダー, 低降伏点鋼, ヒステリシスループ, 繰り返しせん断強度, エネルギー吸収量

1. まえがき

大地震に対して構造物の倒壊を防ぐには, 部材の塑性化によって地震によるエネルギーを効果的に吸収する方法がとられる。一般に, 不静定次数の高い鉄骨構造は塑性ヒンジの逐次形成によりダクティリティーを確保し, 過大な地震エネルギーを吸収しようとする。鉄骨構造の設計では塑性ヒンジが柱-はり接合部のパネル部でなく, 近接したはり部材に生ずることを想定している。しかし, 1994年のノースリッジ地震, 1995年の兵庫県南部地震において, この想定位置に実際の塑性ヒンジが発生することなく, 繰り返し曲げによって発生するはりの上下フランジの軸方向力が多軸応力

状態にあるパネル部に伝達されて, 溶接加工されたパネル部をぜい性破壊した多くの例が見られた。

一方, 兵庫県南部地震において, 不静定次数の低い門形ラーメン鋼製橋脚では柱とはりの隅角部におけるぜい性的な亀裂の発生は数例みられたのみであった。道路橋示方書によって設計されたこれまでの鋼製橋脚の隅角部は曲げ強度, 剛性ともに高く, 過大な地震エネルギーによる塑性域のひろがりほとんど認められなかった。多くの鋼製橋脚構造物において, 交番荷重による大部分の地震エネルギーは隅角部近傍ではなく, 橋脚基部におけるフランジの圧縮座屈変形モードと, 箱形断面横ばりのスパン中央付近における腹板のせん断座屈変形モードによって吸収された。これらの損傷

が過大な地震によって生じることは中井、北田らが行った2層門形ラーメンの弾塑性有限変位解析のシミュレーションにより確認されている⁹⁾。門形ラーメン橋脚は不静定次数が低く、塑性ヒンジ数が限定されるので、曲げの塑性ヒンジによるエネルギー吸収はあまり期待できない。従来の研究によると、過大な地震エネルギーは曲げによる塑性ヒンジのみではなく、ブレース構造の配置方法やせん断パネル構造によって吸収する方法が効果的であると報告されている²⁻⁹⁾。

補剛板によって構成される鋼製橋脚では断面の板要素の幅厚比および断面形状から断面の塑性強度に達することは可能であっても、塑性ヒンジ形成による回転能を確保することは困難である。兵庫県南部地震が現場に残した貴重な崩壊モードや損傷モードから、コンクリート構造物がせん断型崩壊モードを避けるのとは対照的に、土木鋼構造物では横ばりのせん断型崩壊モードによりダクティリティを確保し、過大な地震エネルギーを吸収するアイデアが教訓として得られる。すなわち、門形ラーメン鋼製橋脚に地震力が作用する場合、繰り返し作用する水平力によって横ばりの腹板数パネルにわたって交番斜張力場を形成させて、地震エネルギーを吸収し、大きなダクティリティを確保できるようなせん断リンクの構造システムが考えられる。横ばり中央部の腹板が損傷をうけた場合、復旧、補強は隅角部近傍より早く、容易に行える利点がある。このような構造システムをせん断型塑性リンクと呼ぶ。このアイデアを実現するためにはせん断型塑性リンクの力学的特性を明らかにする必要がある。既に、酒造、山田が行った2層門形ラーメンの非弾性地震応答解析において、横ばり中央部の腹板のせん断崩壊が基部の塑性変形を小さくするという結果が報告されている¹⁰⁾。

建築では、せん断降伏型の弾塑性履歴ダンパーにより地震エネルギーを吸収する制振構造が盛んに研究されている。低降伏点鋼を使用したせん断パネルは繰り返しせん断力に対してエネルギー吸収量がひずみ硬化により著しく増大することが報告されている¹¹⁻¹³⁾。しかし、これらは剛な枠に囲まれた1パネルのものがほとんどである。2パネルの腹板を有するI形プレートガーダーに関する研究はほとんど見られない。本研究では兵庫県南部地震においてせん断座屈による斜張力場が観測された実橋の2層門形ラーメン鋼製橋脚の横ばりを対象とする。実橋の箱形断面横ばりによる実物大実験は困難なので縮尺約1/2.5で同等な剛性を有するI形プレートガーダーの載荷実験を行う。本研究の目的は2パネルの腹板を有するプレートガーダーに対して繰り返しせん断力の載荷実験を行い、地震と同じ損傷が再現することを確認するとともに、繰り返しせん断力に対する変形能も明らかにすることである。

ここでは鋼種および腹板の幅厚比が塑性変形挙動に与える影響について検討する目的で、腹板の鋼種を普通鋼材および低降伏点鋼の2種類、腹板厚を3種類に変化させて、合計6体のプレートガーダーについて行った繰り返しせん断載荷実験の基礎的実験結果を報告する。

2. 供試体および実験方法

繰り返しせん断座屈実験に用いた供試体のプレートガーダーを Fig.1 に示す。プレートガーダーの腹板は2パネルで構成され、その材質は構造用鋼材 SM400 (公称降伏点 235MPa) あるいは低降伏点鋼材 LY100 (公称 0.2%耐力 120MPa) である。また、上下フランジの材質は SM400 である。垂直補剛材の材質は腹板と同じ材質を用いた。プレートガーダーの長さとはそれぞれ 2240mm と 824mm である。腹板パネルは一辺 800mm の正方形であり、腹板厚は 4mm, 5mm あるいは 7mm である。腹板厚 4mm および 5mm の腹板は 7mm の鋼板から削り出した。フランジの幅と厚さはそれぞれ 300mm と 12mm である。垂直補剛材の幅はそれぞれ 130mm であるが厚さは腹板厚と同じにした。腹板厚の薄い供試体のスチフナーは実橋の門形鋼製橋脚横ばりの剛性にできるだけ近づけたものである。供試体番号は先頭が材質(普通鋼:S, 低降伏点鋼:L)で次が板厚(mm)としている。

繰り返し載荷実験の装置を Fig.2 に示す。供試体のプレートガーダーの両端と載荷ばりは高力ボルトで摩擦接合されている。Fig.2 に示すように、せん断荷重は2台の 980kN 油圧ジャッキにより載荷ばりの両端に逆対称荷重を油圧ポンプにより静的に作用させることにより行う。なお、Fig.3 に示すように、この載荷装置は供試体の両パネルにおいて曲げ変形を最小にするとともに、曲げとせん断の比率を同じにすることができるのが特徴である。

3. 載荷方法および測定方法

繰り返しせん断荷重は Fig.4 に示す変位履歴にしたがって載荷した。ここに、同図の縦軸は降伏せん断変位 δ_y の整数倍によって定義されるせん断変位である。せん断変位は Fig.5 に示すように正方形の腹板パネルがせん断変形により生じる対角線方向変位

$$\delta = |\delta_1| + |\delta_2| \quad (1)$$

によって定義され、 δ_y は腹板が純せん断により降伏するときの降伏変位である。

繰り返しせん断載荷実験を行うための変位制御は腹板の両パネルの対角線方向変位を変位計によって逐次観測しながら、対角線方向変位の大きいパネルが予定

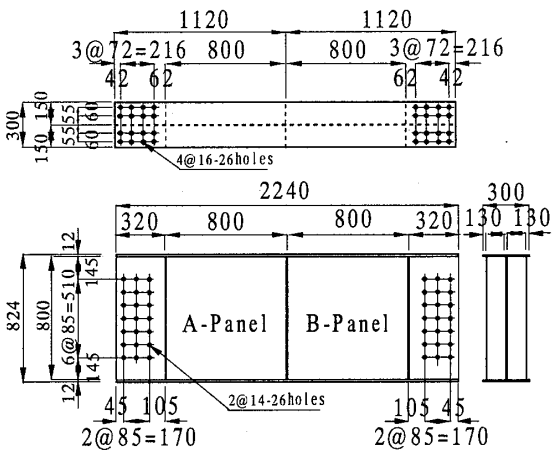


Fig.1 Dimensions of test specimens

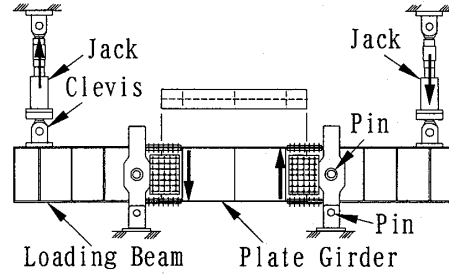


Fig.2 Test setup

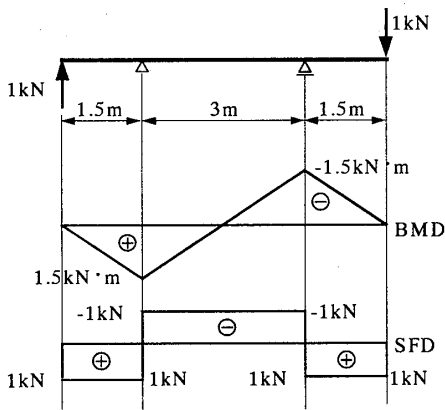


Fig.3 Bending and shear force diagrams in loading system

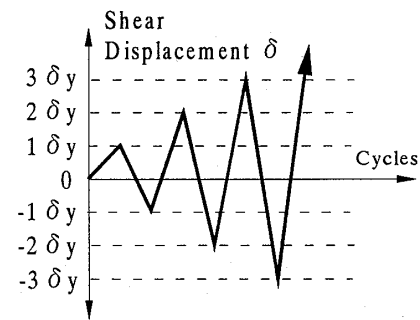


Fig.4 Displacement history in test

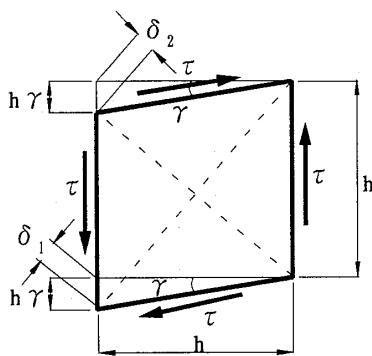


Fig.5 Shear displacement δ

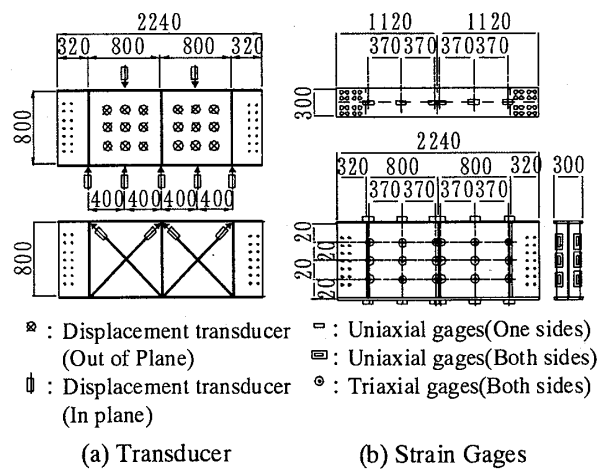


Fig.6 Location of transducers and strain gages

された変位履歴になるようにジャッキ荷重を制御した。また、腹板のせん断座屈とフランジの変形挙動を測定するために25本の変位計を Fig.6(a)に示す位置に設置した。また、腹板パネル、フランジ、および垂直補剛材のひずみを測定するために一軸と三軸のひずみゲージをそれぞれ56枚と39枚を同図(b)に示す位置に貼付した。

4. 実験結果および考察

4.1 引張試験

使用鋼材 SM 400 と LY 100 の引張試験結果による材料特性と応力-ひずみ図をそれぞれ Table 1 と Fig.7 に示す。引張試験片はロール方向とし、JIS 5号試験片に加工した。この試験片にゲージ長 5mm のひずみゲージを接着しオートグラフによって引張試験をおこなった。載荷速度は繰り返し載荷実験が静的であることを考慮して、 $10\text{N/mm}^2\cdot\text{s}$ 以下とし、できるだけ低速とした。低降伏点鋼の場合明確な降伏点が存在しないので、降伏応力は 0.2% オフセット耐力とした。

4.2 せん断力-せん断変位履歴曲線

プレートガーダーの各パネルのせん断力 Q とせん断変位 δ 履歴曲線 (ヒステリシスループ) を Figs.8 に S1 ($t_w=4\text{mm}$), S2 ($t_w=5\text{mm}$), S3 ($t_w=7\text{mm}$) および L1 ($t_w=4\text{mm}$), L2 ($t_w=5\text{mm}$), L3 ($t_w=7\text{mm}$) について示す。

SM 鋼腹板の供試体の場合、耐力 Q は載荷履歴の $2\delta_y$ で最大せん断力 Q_{\max} に達して、それからせん断座屈および面外たわみなどによって徐々に低下するが、せん断変位の増加にともない腹板に斜張力場が形成されて一定になる。正負のせん断方向荷重に対してこの履歴挙動にはそれぞれ2つずつの棚が存在する。この棚の変位方向の長さは腹板厚が厚くなると短くなっている。これは幅厚比の小さい S3 がせん断座屈による面外たわみが相対的に小さくなる影響と思われる。履歴挙動は腹板厚 7mm の S3 が腹板厚の薄い S1 や S2 に比較して優れている。ここで、座屈しない程度の幅厚比の腹板を用いたとすればこの棚はそれぞれ1つになるものと推測できる。棚がそれぞれ一つになると各サイクルのループの面積は大きくなり、エネルギー吸収量が大きくなる。腹板は Fig.8 に示すように初期たわみの大きいパネルのみ崩壊した。これは崩壊したパネルの耐力が上昇しないので、隣接のパネルは最後まで崩壊しなかったと思われる。なお、S1 の3サイクル目、S2 の2サイクル目および S3 の2サイクル目などは変位制御の不備により予定変位量より大きくなった。また、最初の実験であり、せん断パネルの変形能の大きさが把握できていなかったため、最終せん断変

位は約 $\delta=23\text{mm}$ で実験を終了したが、まだ耐力は十分残っている。

LY 鋼腹板の供試体の場合、耐力 Q は載荷履歴の初期からひずみ硬化によって徐々に増加して、変位は約 $\delta=20\text{mm}$ で一定になった。この一定の繰り返し耐力は実験終了まで一定のまま保持された。LY 鋼腹板の供試体は両パネルで崩壊した。これは LY 鋼の応力-ひずみ関係では、降伏後に SM 鋼のような降伏棚が無く、直ちにひずみ硬化が始まる特性などから、片側パネルが崩壊しても、ひずみ硬化によってそのパネルの耐力は上昇するので、隣接パネルも崩壊することになる。したがって LY 鋼腹板は両パネルが崩壊して張力場を形成する。ただし、両パネルの最終せん断変位の差は腹板が厚いほど大きくなる傾向が見られる。

4.3 せん断座屈モードの推移

Fig.9 にせん断座屈モードの推移の模式図を示す。①~⑨の番号は1ループのせん断座屈モードを観察して記録した時点を示す。

- ①面外方向にたわんだウェブから「ドンドン」音がする。
- ②「バーン」と大きな音とともに、右下がりの対角線方向に沿って生じていた面外たわみのピークの方向が変わり、座屈モードの逆転が始まる。
- ③せん断変位が急増し、面外たわみのピークの方向が右下がりの対角線方向から徐々に 90° 回転した右上がりの対角線方向に変わる。
- ④後座屈強度による荷重の増加とともに張力場による面外たわみが大きくなり、面外たわみの波数も増える。
- ⑤ピーク荷重からの除荷により、ここでは④よりも面外たわみが少し小さくなるが、ほとんど変化しない。次のモードに移行する。前兆として、「ドンドン」と音がする。
- ⑥「バーン」と大きな音とともに、左下がりの対角線方向に沿って生じていた面外たわみのピークの方向が変わり、座屈モードの逆転が始まる。
- ⑦せん断変位が急増し、面外たわみのピークの方向が左下がりの対角線方向から徐々に 90° 回転した左上がりの対角線方向に変わる。
- ⑧後座屈強度による荷重の増加とともに張力場による面外たわみが大きくなり、面外たわみの波数も増える。
- ⑨ピーク荷重からの除荷により、ここでは⑧よりも面外たわみが少し小さくなるが、ほとんど変化しない。次のモードに移行する。前兆として、「ドンドン」と音がする。

これらのループを繰り返しながらせん断変位の増大に

Table 1 Dimension and material properties of test

Specimen	Web						Flange			Stiffener			
	Yield stress σ_{yw} MPa	Width b_w mm	Height h mm	Thick-ness t_w mm	Slender-ness ratio $\frac{h}{t_w}$	Maximum initial deflection(mm)		Yield stress σ_{yw} MPa	Width b_f mm	Thick-ness t_f mm	Yield stress σ_{yw} MPa	Width b_s mm	Thick-ness t_s mm
						A-Panel	B-Panel						
S1	295	800	800	4.4	183	3.7	2.3	268	300	12.0	295	130	4.1
S2	295	800	800	4.9	162	4.8	3.7	268	300	12.0	295	130	4.9
S3	274	800	800	6.8	119	1.0	1.6	268	300	12.1	274	130	6.8
L1	91	800	800	3.9	207	-0.7	3.5	268	300	12.0	91	130	3.9
L2	91	800	800	5.0	160	-2.0	-0.6	268	300	12.1	91	130	5.0
L3	91	800	800	7.1	112	0.3	-0.6	268	300	12.1	91	130	7.1

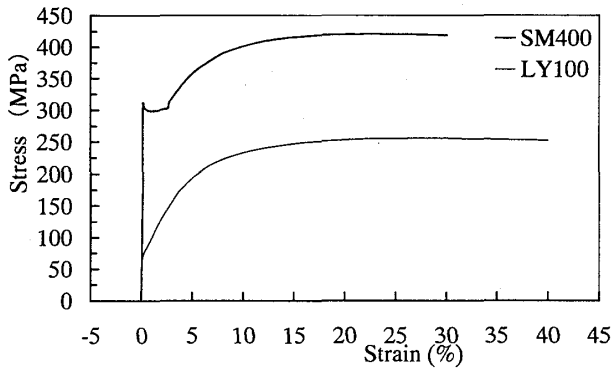


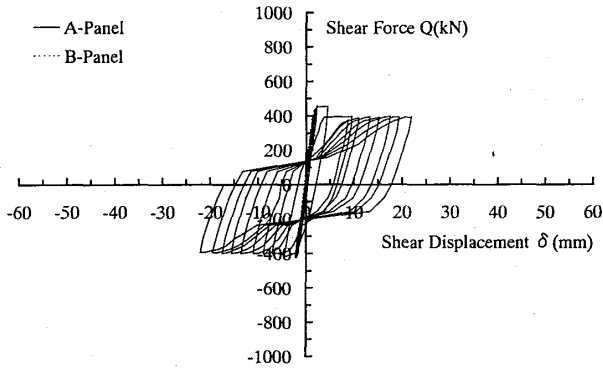
Fig.7 Stress-strain curves of SM and LY steels

Table 2 Summary of test results with reference load

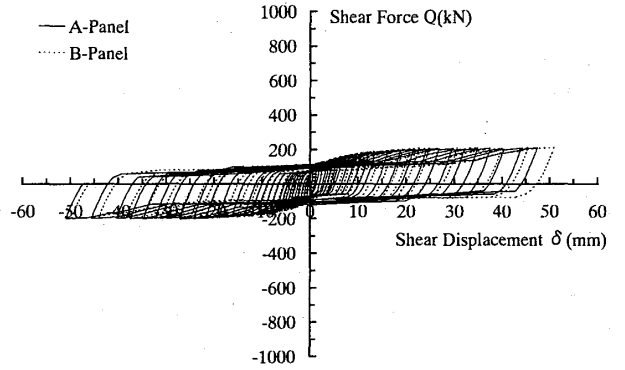
Specimen	Slender-ness ratio $\frac{h}{t_w}$	Plastic shear buckling $Q_{cr,th}$ kN	Plastic shear force $Q_{p,th}$ kN	Ultimate shear strength		Maximum shear force $Q_{max,ex}$ kN	Constant shear force $Q_{const,ex}$ kN	$\frac{Q_{const,ex}}{Q_{max,ex}}$
				PRE*	Basler**			
				$Q_{ult,th}$ kN	$Q_{ult,th}$ kN			
S1	183	185	599	465	438	451	392	0.87
S2	162	256	667	528	508	525	471	0.90
S3	119	683	856	856	789	859	686	0.80
L1	207	128	164	178	150	209	209	1
L2	160	272	211	211	211	282	282	1
L3	112	778	299	299	299	417	417	1

*Porter, Rockey and Evans

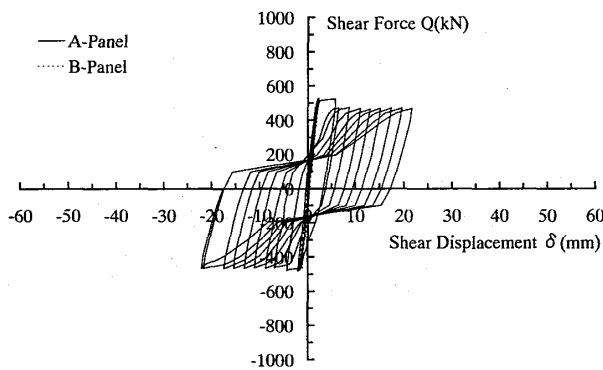
**Basler



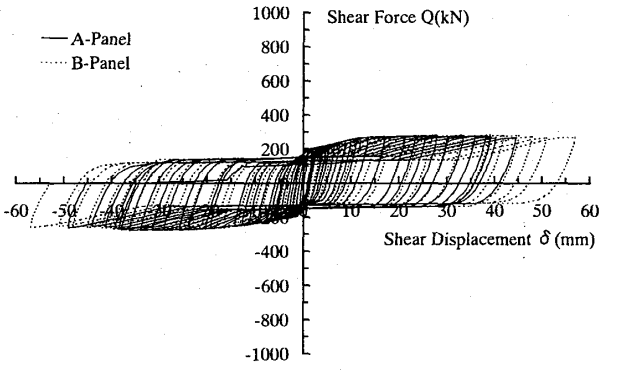
(a)S1



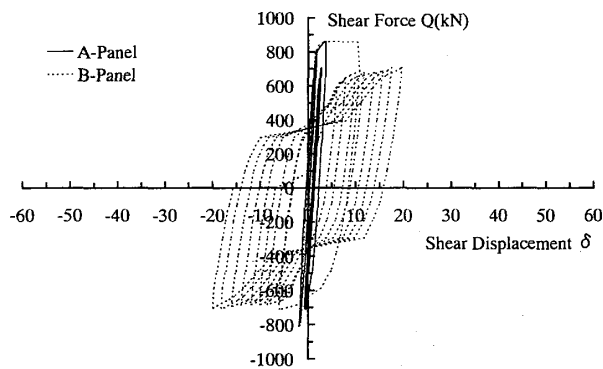
(a)L1



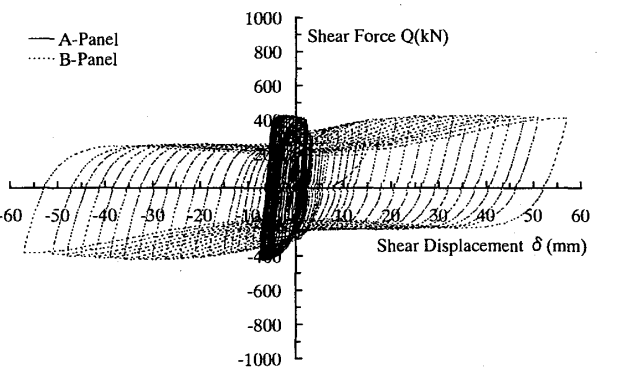
(b)S2



(b)L2



(c)S3



(c)L3

(1) S Series

(2) L Series

Figs.8 (a),(b)and(c)Shear force(Q) versus shear displacement (δ) relationships

ともなって面外たわみも増大する。また、一般的に普通鋼が低降伏点鋼より大きな音を発して、座屈変形を繰り返す。

荷重除荷後の供試体の座屈モードを Photo 1 および Photo 2 に示す。Photo 1 は腹板に普通鋼を用いた供試体で、Photo 2 は低降伏点鋼を用いた供試体である。腹板に普通鋼を用いた供試体は、いずれの場合も片パネルでせん断座屈しているが、低降伏点鋼を用いた供試体は腹板厚が 4mm と 5mm について両パネルでせん断座屈している。腹板が 7mm についても多少見えにくい両パネルがせん断座屈している。

4.4 包絡線

SM 鋼および LY 鋼腹板の履歴曲線から得られた最大せん断力 Q_{max} とせん断変位 δ の関係を示す包絡線を Figs.10(a)and(b) に示す。供試体 6 体の実験結果と Poter-Rockey-Evans¹⁴⁾や Basler¹⁵⁾によるせん断耐荷力をまとめて Table 2 に示す。これらの耐荷力式は完全弾塑性の仮定の下に誘導されていることから、SM 鋼の供試体の実験による最大耐荷力とよく近似する。降伏後に直ちにひずみ硬化が始まる LY 鋼の場合、ひずみ硬化によって耐荷力が著しく増加して、実験による最大耐荷力は理論よりかなり大きくなる。

4.5 エネルギー吸収量

地震時のエネルギー吸収デバイスとしてのせん断リンクを評価する場合、エネルギー吸収性能は重要である。履歴曲線の各サイクルごとに吸収されたエネルギーを 1 サイクルのヒステリシスループの面積として計算した。SM 鋼の片パネルあるいは両パネルに対する累積エネルギー吸収量とせん断変位の関係を Fig.11(a) に示す。SM 鋼の場合、累積エネルギー吸収量はせん断変位に比例して増加する。また、せん断耐荷力および累積エネルギー吸収量は腹板が厚いほど大きい。しかし、エネルギー吸収には片パネルしか貢献しない。

LY 鋼の片パネルあるいは両パネルに対する累積エネルギー吸収量とせん断変位の関係を Fig.11(b) に示す。LY 鋼の場合、SM 鋼の場合と同様に、累積エネルギー吸収量はせん断変位に比例して増加し、せん断耐荷力および累積エネルギー吸収量は腹板が厚いほど大きい。LY 鋼は降伏応力において SM 鋼の約 1/3 であるが、エネルギー吸収量において SM 鋼の約 2/3 である。したがって、降伏応力が同じ場合、エネルギー吸収効率は SM 鋼の 2 倍になる。これは LY 鋼のひずみ硬化による強度増加と腹板の両パネルがエネルギー吸収に貢献するからであり、LY 鋼はエネルギー吸収の観点から SM 鋼より著しく効果的な特性を有する。

5. 結論

繰り返しせん断実験から得られた主な結論を列挙すれば次のようである。

1. SM 鋼腹板の供試体のせん断耐荷力は載荷履歴の初期において最大に達して、それから徐々に低下するが、斜張力場の形成により一定になる。2 パネルの腹板のうち初期たわみの大きいパネルのみ崩壊する。
2. LY 鋼腹板の供試体の耐荷力は鋼材のひずみ硬化により、載荷履歴の初期から徐々に増加して、斜張力場の形成により一定になる。腹板は両パネルとも崩壊する。
3. 斜張力場の形成により一定になるせん断耐荷力はフランジの変形が著しく大きくなると、徐々に低下する。
4. 累積エネルギー吸収量はせん断変位に比例して増加する。せん断耐荷力および累積エネルギー吸収量は腹板が厚いほど大きい。LY 鋼の腹板は両パネルがエネルギー吸収に貢献するので、エネルギー吸収の観点から SM 鋼より効果的な特性を有する。

繰り返しせん断力に対してプレートガーダーの腹板は優れたエネルギー吸収性能のあることが明らかになった。今回の実験はパイロットの実験であるが、次は統一したスチフナーで補剛されたプレートガーダーについて稿を改めて報告する予定である。

謝辞

本研究は平成 9～10 年度の文部省科学研究費補助金・基盤研究(B)(2)課題番号 09450179 の一部として実施したことを付記し、謝意を表します。

参考文献

- 1) 中井博, 北田俊行, 西岡敬治, 狩野正人, 迫田治行, 森 昭紀: 巨大地震による鋼製ラーメン橋脚横梁腹板のせん断座屈損傷のシュミレーション, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.223-230, 1997.
- 2) Hjelmstad K, D. and Popov E. P.: Cyclic Behavior and Design of Link Beams, Journal of the Structural Engineering, Vol.109, No.10, pp.2387-2403, ASCE, October, 1983.
- 3) Kasai K. and Popov E. P.: Cyclic Web Buckling Control for Shear Link Beams, Journal of the Structural Engineering, Vol.112, No.3, pp.505-523, ASCE, March,

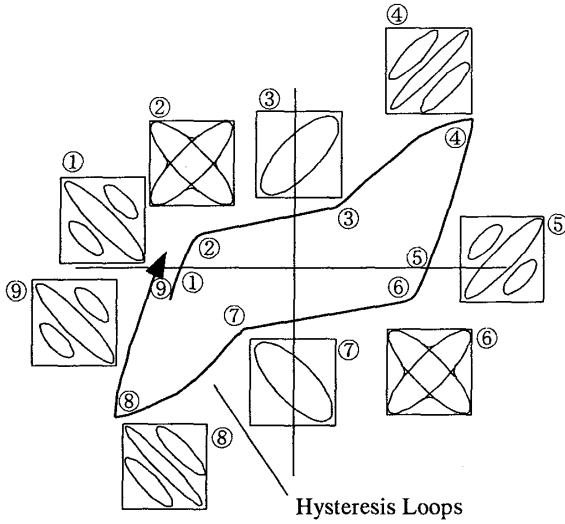
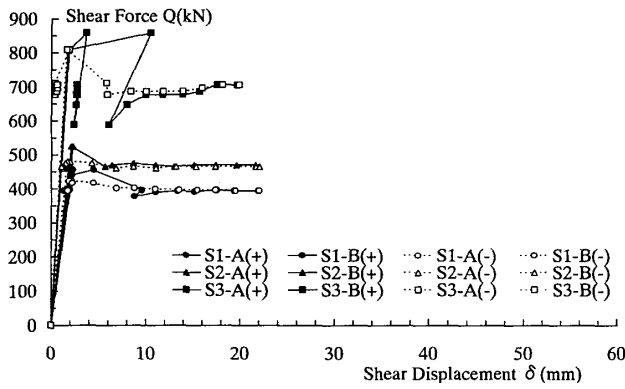
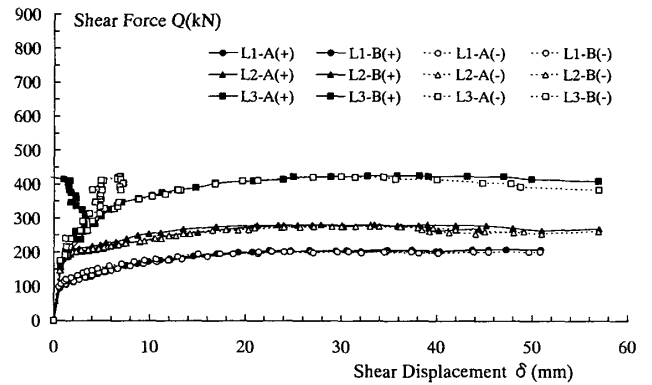


Fig.9 Change Mode of Shear Buckling

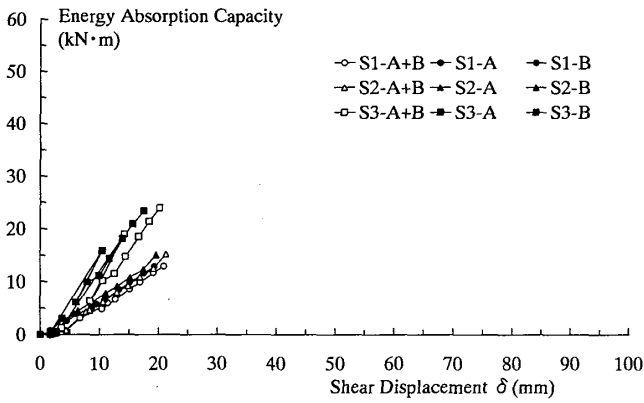


(a) S series

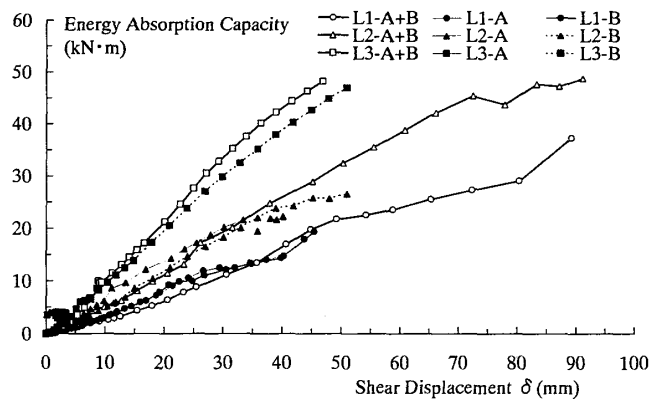


(b) L series

Figs.10 (a)and(b) Envelope curves of Q versus δ relationships

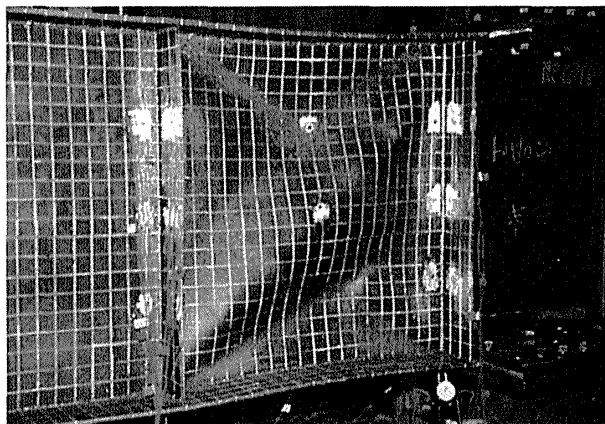


(a) S series

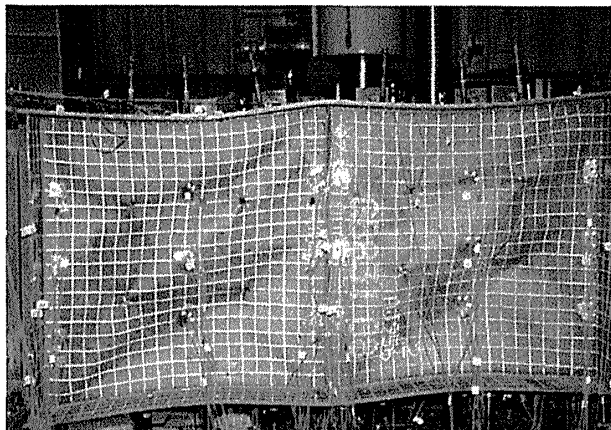


(b) L series

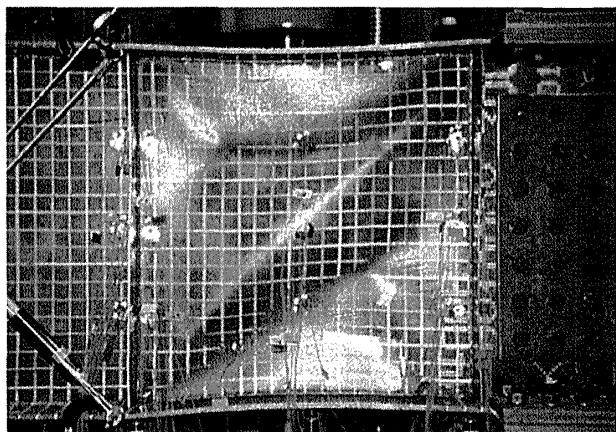
Fig. 11 (a)and(b) Energy dissipation capacity



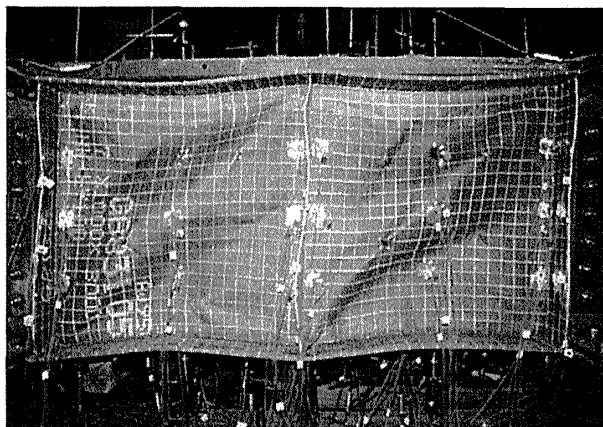
(a) Type S1 (SM400, $tw=4mm$)



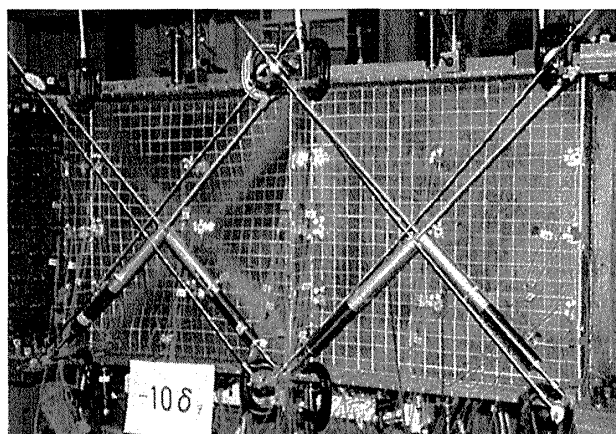
(a) Type L1 (LY100, $tw=4mm$)



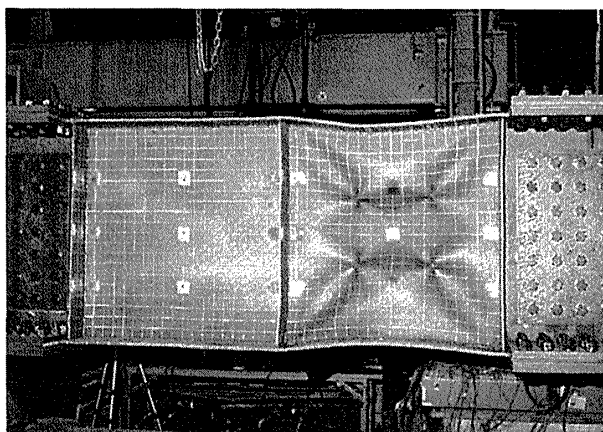
(b) Type S2 (SM400, $tw=5mm$)



(b) Type L2 (LY100, $tw=5mm$)



(c) Type S3 (SM400, $tw=7mm$)



(c) Type L3 (LY100, $tw=7mm$)

Photo 1 Buckling Mode of S series

Photo 2 Buckling Mode of L series

1986.

- 4) Engelhardt M. D. and Popov E. P.: On Design of Eccentrically Braced Frames, Earthquake Spectra, Vol.5, No.3, pp.495-511, Dept. of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA, 1989.
- 5) Roberts T. M. and Sabouri-Ghomi S. : Hysteretic Characteristics of Unstiffened Plate Shear Panels, Thin-Walled Structures, 12, pp.145-162, 1991.
- 6) Elgaaly M., Caccese V. and Du C. : Postbuckling Behavior of Steel-Plate Shear Walls under Cyclic Loads, Journal of the Structural Engineering, Vol.119, No.2, pp.588-605, ASCE, February, 1993.
- 7) Elgaaly M. and Liu Y. : Analysis of Thin-Steel-Plate Shear Walls, Journal of the Structural Engineering, Vol.123, No.11, pp.1487-1496, ASCE, November, 1997.
- 8) Driver R. G., Kulak G. L., Laurie Kennedy D. J. and Elwi A. E. :Cyclic Test of Four-Story Steel Plate Shear Wall, Journal of the Structural Engineering, Vol.124, No.2, pp.112-120, ASCE, February, 1998.
- 9) Driver R. G., Kulak G. L., Elwi A. E. and Laurie Kennedy D. J.: FE and Simplified Models of Steel Plate Shear Wall, Journal of the Structural Engineering, Vol.124, No.2, pp.121-130, ASCE, February, 1998.
- 10) 酒造敏廣, 山田宰 : はり中間部腹板のせん断崩壊を伴う鋼2層ラーメンの非弾性地震応答解析, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.227-234, 1999.
- 11) Nakashima M. : Strain-Hardening Behavior of Shear Panels Made of Low-Yield Steel. I: Test, Journal of the Structural Engineering, Vol.121, No.12, pp.1742-1749, ASCE, December, 1995.
- 12) 安田聡, 泉満, 成原弘之 : 極低降伏点鋼を用いたせん断降伏型制振部材の低サイクル疲労実験, 鋼構造年次論文報告集, 第4巻, pp.347-354, 1996.
- 13) 加村久哉, 形山忠輝, 伊藤茂樹, 廣田実, 和田章, 打越瑞昌 : 座屈補剛の違いに着目した極低降伏点鋼制震壁の研究, 鋼構造論文集, 第5巻, 第20号, pp.9-16, 1998.
- 14) Porter D. M., Rockey K. C. and Evans H.R. : The collapse behaviour of plate girders loaded in shear, Structural engineer, August, No.8, Vol.53, pp.313-325, 1975.
- 15) Basler K., Yen B. T., Mueller J. A. and Thürlimann B. : Web Buckling Test on Welded Plate Girders, Welding Research Council Bulletin Series, Number 64, September, 1960.