

繰返しせん断を受けるプレートガーダーの強度と変形能

Strength and Ductility of Plate Girder Panels under Cyclic Shear

福本 湧士*, 上野谷 実**, 中村 雅樹***, 小林 泰男****

Y. Fukumoto, M. Uenoya, M. Nakamura, and Y. Kobayashi

*工博 PhD 福山大学教授 工学部建設環境工学科 (〒729-0292 福山市学園町1 三蔵)

**工博 福山大学教授 工学部建設環境工学科 (〒729-0292 福山市学園町1 三蔵)

***福山大学助手 工学部建設環境工学科 (〒729-0292 福山市学園町1 三蔵)

****工博 NKK 総合材料技術研究所(〒721-8510 福山市鋼管町1)

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, (20-28) 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: Plate Girder, Low-Yield Steel, Hysteretic Curves, Cyclic Shear Strength, Energy Dissipation, Ductility

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において、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、Photo.1に示すように、箱形断面横ばりのスパン中央付近における複数の腹板パネル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¹⁾。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ーを確保し、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、繰返し作用する水平力によって横ばり腹板の数パネルにわたって交

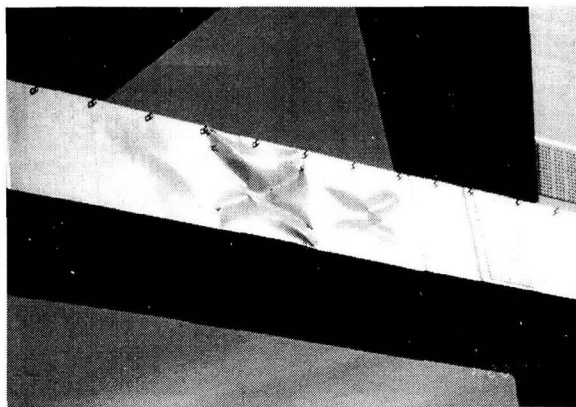


Photo. 1 Buckling of intermediate cross beam

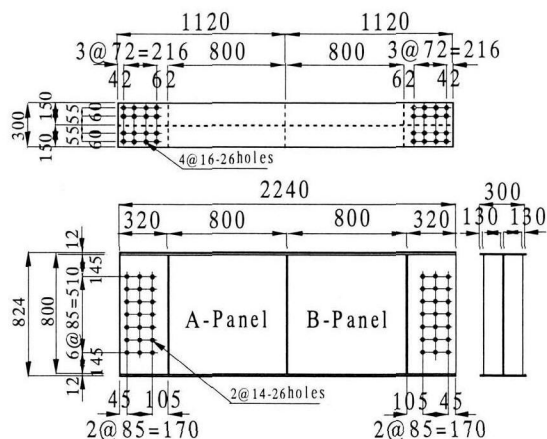


Fig.1 Dimensions of test specimens

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受けた場合、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、これらは剛な柱に囲まれた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

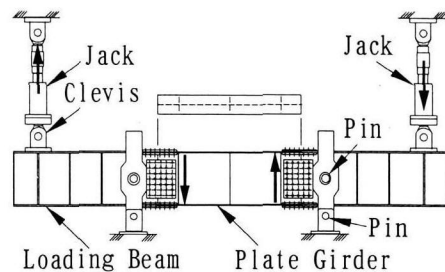


Fig.2 Test setup

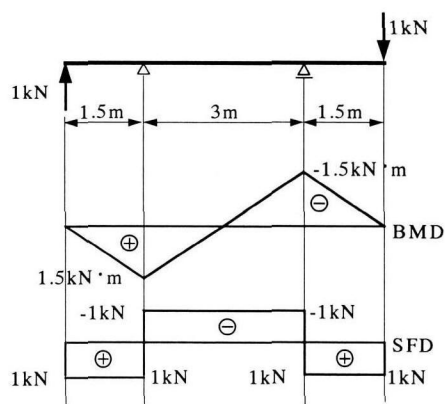
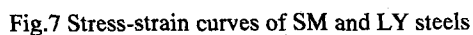
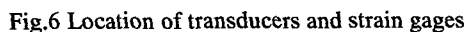
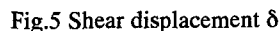
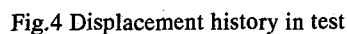


Fig.3 Bending and shear force diagrams in loading system

脚の箱形断面横ばりを対象とする。実橋の箱形断面ばりによる実物大の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、地震と同じような損傷の再現を確認するとともに、繰り返しせん断力に対する変形能を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結果を報告する。

2. 供試体および実験方法

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パネルであり、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。上下フランジと垂直補剛材は SM400 である。プレートガーダーの長さとは高さはそれぞれ 2240mm と 824mm である。腹板パネ



Speci-men	Web							Flange			Stiffener		
	Yield stress	Width	Height	Thick-ness	Slender-ness ratio	Maximum initial		Yield stress	Width	Thick-ness	Yield stress	Width	Thick-ness
	σ_{yw}	b_w	h	t_w	ratio	deflection(mm)		σ_{yf}	b_f	t_f	σ_{ys}	b_s	t_s
	MPa	mm	mm	mm	$\frac{h}{t_w}$	A Panel	B Panel	MPa	mm	mm	MPa	mm	mm
SM1	274	800	800	4.0	200	2.14	1.49	268	300	11.9	288	100	7.8
SM2	274	800	800	5.1	158	1.88	1.09	268	300	12.1	288	100	7.9
SM3	295	800	800	6.7	119	-1.05	1.01	273	300	11.9	288	100	7.8
LY1	91	800	800	4.3	185	2.93	2.24	268	300	12.0	268	100	8.2
LY2	91	800	800	4.7	170	1.72	2.86	273	300	12.0	273	100	8.1
LY3	91	800	800	7.2	112	3.78	1.75	268	300	12.1	268	100	7.8

ていた。供試体の腹板厚は実橋の幅厚比をを参考にして上記の3種類とした。同じ降伏応力の腹板で実験をする目的で、板厚4mmおよび5mmの腹板は7mmの鋼板から削り出した。フランジは実橋の曲げ剛性に対応させて幅と厚さをそれぞれ300mmと12mmにした。

— 145 —

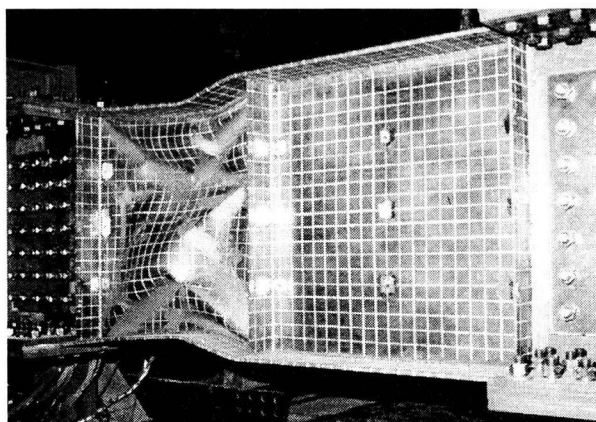


Photo. 2 Buckling of web panel (SM1)

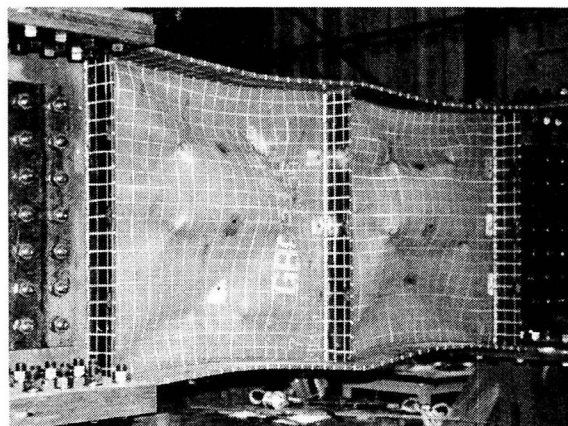


Photo. 3 Buckling of web panels (LY1)

Table 2 Summary of test results with reference load

Specimen	Slender-ne ss ratio $\frac{h}{t_w}$	Elastic 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			
SM1	200	138	504	389	363	400	375	0.94
SM2	158	288	642	524	505	536	482	0.90
SM3	119	653	915	907	812	818	678	0.83
LY1	185	173	181	201	178	236	236	1
LY2	170	226	198	198	198	279	279	1
LY3	112	811	303	303	303	436	436	1

*Porter, Rockey and Evans

**Basler

載荷ばりの両端に逆対称荷重を静的に作用させることによって行う。なお、Fig.3に示すように、この載荷方法で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。

3. 載荷方法および測定方法

繰り返し荷重は Fig.4 に示す変位履歴にしたがって載荷した。同図の縦軸は次式(1)によって定義するせん断変位である。

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

ここに、せん断変位 δ_1 、 δ_2 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である。腹板が純せん断により降伏するときの変位を降伏せん断変位 δ_y と定義する。降伏せん断変位 δ_y は SM1 と SM2、SM3 および LY1~LY3 に対してそれぞれ 2.32、2.50 および 0.77 mm である。

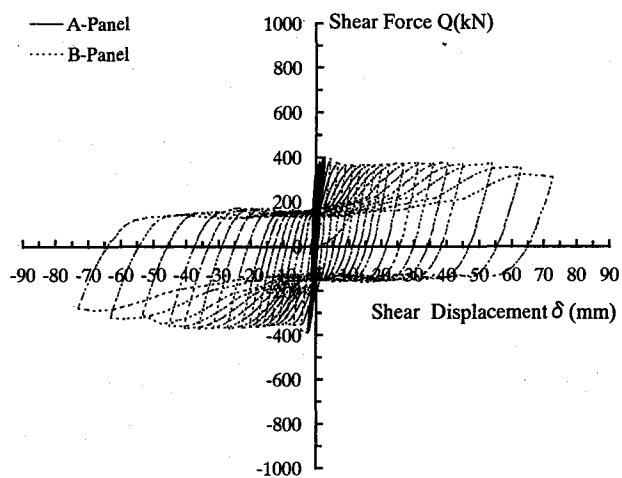
腹板の両パネルの対角線方向変位を変位計によって観測しながら、変位の大きいパネルが予定された変位履歴になるようにジャッキ荷重を制御した。また、腹板とフランジのたわみを測定するために 25 本の変位計を

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。

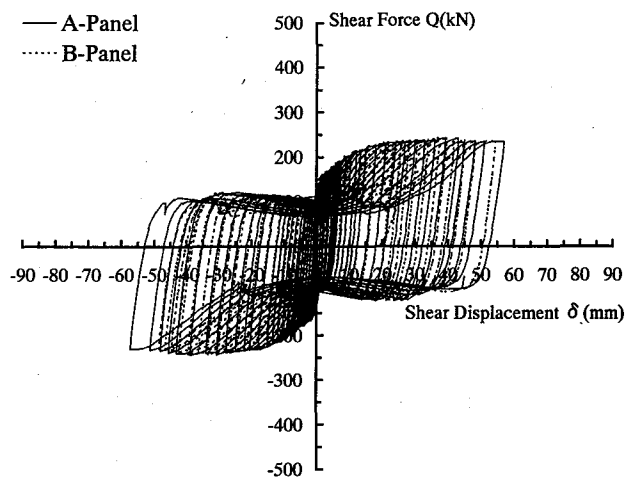
4. 実験結果および考察

引張試験結果による使用鋼材 SM 400 と LY 100 の材料特性と応力-ひずみ図をそれぞれ Table 1. と Fig.7 に示す。また、Photo.2 および Photo.3 に実験終了後における SM1 および LY1 の変形状況を示す。

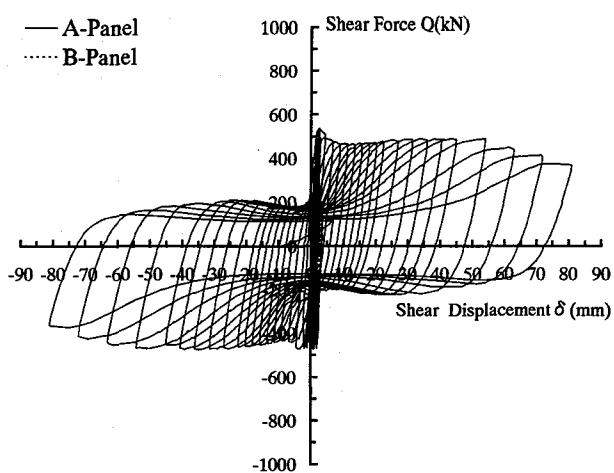
腹板の各パネルのせん断力 Q とせん断変位 δ の履歴曲線を Fig.8 および Fig.9 にそれぞれ SM1 ($t_w=4\text{mm}$), SM2 ($t_w=5\text{mm}$), SM3 ($t_w=7\text{mm}$) および LY1 ($t_w=4\text{mm}$), LY2 ($t_w=5\text{mm}$), LY3 ($t_w=7\text{mm}$) を示す。SM 鋼腹板の供試体の場合、2 パネルのうちどちらかのパネルが初期不整の影響により先に崩壊する。耐荷力は載荷履歴の初期に最大せん断力 Q_{max} に達して、それから徐々に低下するが、せん断変位の増加にともない斜張力場が形成されて一定になる。この繰り返しせん断耐荷力は SM1, SM2 および SM3 においてそれぞれのせん断変位が $\delta=54\text{mm}(28\delta_y)$ 、



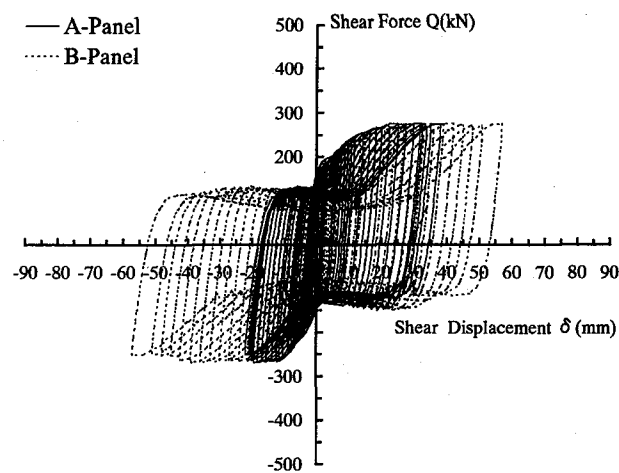
(a)SM1



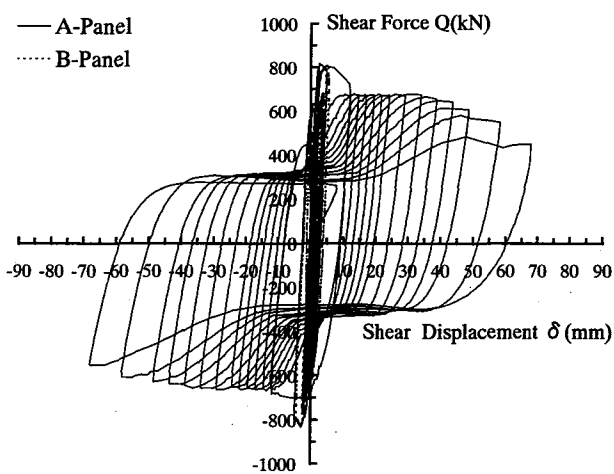
(a)LY1



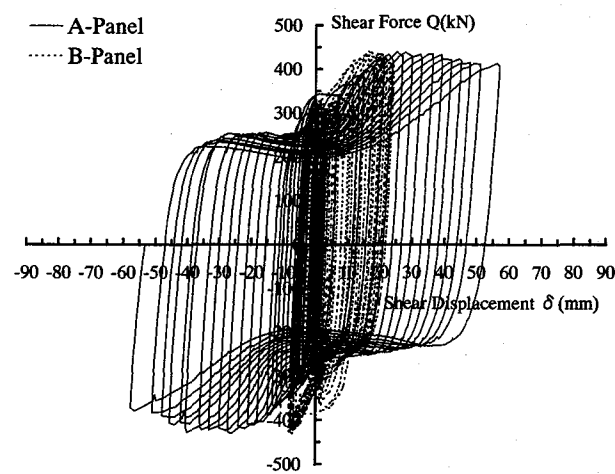
(b)SM2



(b)LY2



(c)SM3



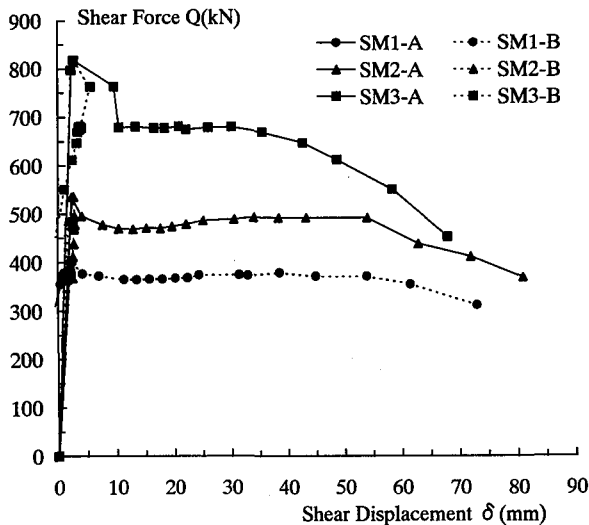
(c)LY3

Fig.8 Shear force(Q) versus shear displacement (δ) relationships

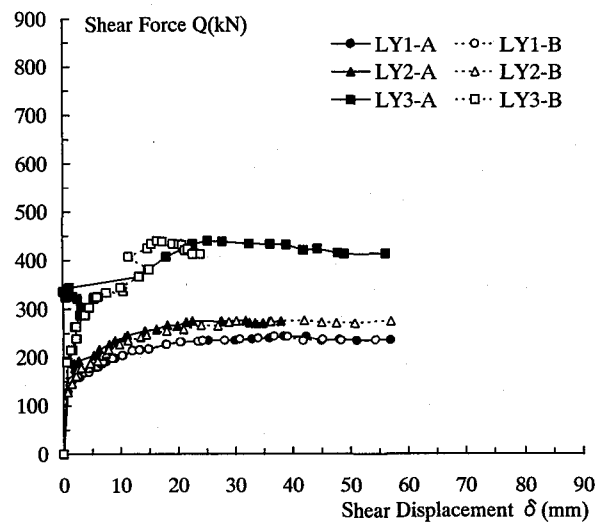
Figs.9 Q versus δ relationships

54mm($28\delta_y$) および 35mm ($20\delta_y$)まで一定に保たれるが、それ以後は斜張力場のアンカー作用をするフランジが腹

板側に引き込まれるように曲がり、耐荷力は徐々に低下する。このせん断力の低下は耐荷力の大きい供試体ほど



(a) SM series



(b) LY series

Fig.10 Envelope curves of Q versus δ relationships

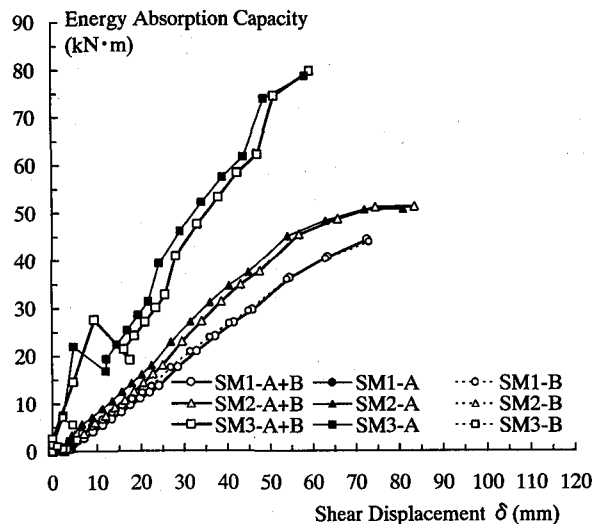


Fig. 11 Energy dissipation capacity of SM series

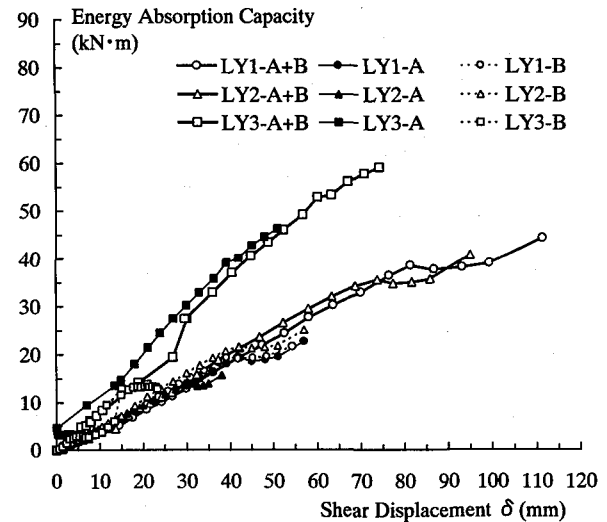


Fig. 12 Energy dissipation capacity of LY series

早期に始まる。崩壊したパネルのフランジは実験終了時に $1/3$ 付近で腹板側に折れ曲がり、 $15 \sim 20 \text{ mm}$ 変位をしていた。SM 鋼腹板の変形能は腹板の薄い SM1 や SM2 が腹板の厚い SM3 より優れている。これは斜張力場のアンカー作用をするフランジの剛性において SM1 や SM2 が SM3 より相対的に大きいことによると思われる。

崩壊したパネルにおいて、面外たわみが最も大きいパネル中央の腹板表面のひずみは実験終了時に $2.5 \sim 3\%$ 以下であり、その反対側表面では $1.5 \sim 2.0\%$ 以下であった。このほかの測点におけるひずみはこれらより小さく、降伏棚に止まる大きさであった。これらのことより、SM 鋼腹板の供試体ではほとんどの部分がひずみ硬化域に入らなかったと考えられる。したがって、崩壊したパネルの耐力が上昇せず、隣接パネルは最後まで崩壊しな

ったと考えられる。

LY 鋼腹板の供試体の場合、LY1 および LY2 の耐力は载荷履歴の初期から徐々に増加して、変形の大きいパネルのせん断変位は $\delta = 28 \text{ mm}$ ($36\delta_y$) で一定になり、実験終了の $\delta = 57 \text{ mm}$ まで一定のまま保持される。ただし、LY3 の耐力は $\delta = 40 \text{ mm}$ から徐々に低下する。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なく、直ちにひずみ硬化が始まる。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。このように、LY 鋼腹板は両パネルが崩壊して斜張力場を形成する。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ことより、腹板がさらに厚くなると、片側パネルしか崩壊しない限界があるように思われる。

これは斜張力場のアンカー作用をするフランジに対する腹板の剛性との関係があるように推察される。しかし、今回の実験ではフランジの剛性を一定にしていることから、せん断座屈が1パネルへ局所化するフランジ剛性の条件を明らかにすることは困難であり、今後の検討課題である。

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 Fig.10 に示す。実験のパラメーターである材料特性と腹板の幅厚比による差異が顕著である。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。

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 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.12 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であるから、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鋼のエネルギー吸収効率はSM鋼より著しく高い特性を有する。

5. 結論

2パネルの腹板を有するI形プレートガーダーの繰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鋼腹板の供試体の場合、2パネルのうちどちらかのパネルが初期不整の影響により先に崩壊する。せん断耐荷力は載荷履歴の初期において最大に達して、徐々に低下するが、斜張力場の形成により一定になる。崩壊した腹板のひずみはひずみ硬化域に達しないため、耐荷力の上昇がなく、隣接パネルは最後まで崩壊しない。

2. LY鋼腹板の供試体の場合、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。ただし、腹板が厚くなるほど、片側に局所化する傾向がある。

3. SM鋼腹板やLY鋼腹板の供試体はいずれの場合においても、斜張力場による耐荷力はアンカー作用をするフランジの変形が著しく大きくなると、徐々に低下する。せん断耐荷力が大きい供試体ほど早期に低下を始める傾向がある。

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鋼腹板はひずみ硬化による強度増加と両パネルがエネルギー吸収に貢献するので、SM鋼腹板よりエネルギー吸収効率が高い特性を有する。

繰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変形能とエネルギー吸収能のあることが明らかになった。今後、せん断リンクを耐震デバイスとして利用するためには、腹板のせん断座屈が局所化する条件を明らかにするとともに、文献(5)に提案されているような履歴曲線の簡易モデル化を行い、強度と変形能の予測法を開発する必要がある。

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, 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.

(1999 年 9 月 17 日)