

折れ板断面鋼桁の終局強度に関する研究

Stability Strength of Folded Steel Plate Girders

有住康則*, 矢吹哲哉**, 永田 勉***

Yasunori Arizumi, Tetsuya Yabuki and Tsutomu Nagata

*工博 琉球大学助教授 工学部環境建設工学科 (〒903-0213 沖縄県西原町字千原1番地)

**工博 琉球大学教授 工学部環境建設工学科 (〒903-0213 沖縄県西原町字千原1番地)

***工修 パシフィックテクノカレッジ学院 (〒901-2224 沖縄県宜野湾市真志喜3-29-1)

In this paper, the stability strength of steel plate girders assembled by folded web plates and flange plates under equal end moments about their strong axis are investigated. Six plate girders are tested in order to examine load carrying capacities of folded plate girders. Three types of buckling, i.e., inelastic lateral-torsional buckling, inelastic local buckling and interactive buckling of the two, are compared by actually loading tests. From the comparison, it appears that the effects of folded web element on the beam buckling are clarified. A parametric study using nonlinear finite element approach is also conducted to evaluate the effects of folded angle, width thickness ratio of plate, slenderness ratio of beam, residual stress and yield stress ratio on the ultimate strength of folded steel plate girders. This paper also presents the instability classification of folded steel plate girders based on the parametric study.

Key Words: folded plate girders, ultimate strength, tests, finite element analysis

キーワード: 折れ板断面桁, 終局強度, 耐力力実験, 有限要素解析

1. まえがき

近年, 社会基盤施設に対して, 経済性と景観性の両者を兼ね備えた構造物の構築が強く望まれている¹⁾。一般に社会基盤施設は, 公共性、スケールの大きさ、周辺の景観との調和により, 地域のランドマーク的な存在になり得る物であり, 特に, 橋梁構造物はそのような特性を強く有している。こうした背景の下, 近年, 橋梁構造物の場合, 主要部材として活用でき, かつ造形にも配慮した部材の開発の要望が, 益々強まっている。そこで本研究では, 橋梁構造物の使用を目的とした新しい桁構造形式の一つとして, I形断面鋼板桁のウェブ部にデザイン線ともなる折れ鋼板材を用いた鋼桁の力学的特性について, 検討を行った。折れ板断面桁は, I形断面桁のウェブ部に折れ鋼板材を用いることによって, 折れ線の上に光と影のラインを与え, 桁高を低く見せる効果が有り, 景観上優れた構造部材になり得るものと考えられる。更に, 構造上の特性として, 折れ鋼板材による側方への補剛効果が期待される。

鋼板桁は, 橋梁構造物に広範囲に使用されている基本的な構造要素であり, その耐力力は, 部材全体の横倒れ座屈, 断面を構成する板要素の局部座屈, 及び局部座屈と横倒れ座屈との連成座屈によって支配されることが知られている²⁾。通常のI形断面を有する鋼桁の曲げ圧縮強度に関する各国の現行設計基準では, 断面構成板要素の局部座屈強度と部材の横ねじれ座屈強度の小さい方で, 面内曲げ部材強度を規定している。断面区分は板要素の座屈強度より, また, 部材区分は横ねじれ座屈強度より, それぞれ独立に基準化されている。折れ鋼板材を用いた新形式鋼桁の実用化を促進する為には, 折れ線による補

剛効果が終局強度に及ぼす影響, 断面及び部材区分の基準化, 折れ板要素の力学的特性の解明等が必要である。

本研究では, 折れ板を用いた新形式鋼桁の耐力力特性に関する基礎的資料を得る目的で, まず初めに, I形断面鋼桁とそれらの桁のウェブ部に折れ鋼板材を用いた折れ板断面鋼桁について, それぞれ模型桁を製作し, 実験供試体に等曲げモーメントを作用させて耐力力実験を行った。更に, 薄板耐力力解析用に開発した弾塑性有限変位理論に基づく解析法³⁾を用いて耐力力解析を行い, その強度について比較検討を行った。

次に, 面内曲げを受ける折れ板断面鋼桁について, その強度に影響を及ぼすと考えられる, 折れ角, 断面構成板の幅厚比, 桁部材細長比, 及び材料強度等の因子を種々変化させ, 上記解析法によりパラメトリック解析を行い, 構造諸元等が折れ板断面鋼桁の耐力力に及ぼす影響について検討を行った。更に, パラメトリック解析によって得られた座屈変形モード図及び耐力力曲線等に基づいて, 折れ板断面を有する鋼桁の崩壊様式の分類を行った。

2. 耐力力実験

2.1 実験供試体

一般に, 鋼板桁の基本となるI形断面を有する鋼桁の面内曲げモーメント作用下の耐力力は, 断面を構成する板要素の局部座屈, 部材全体の横ねじり座屈, 及び局部座屈と横ねじり座屈の連成座屈によって支配される。そこで, 本耐力力実験では, 著者らが提案したI形断面溶接鋼桁の崩壊様式の区分判定基準に基づいて⁴⁾, 崩壊の主要因が, 断面

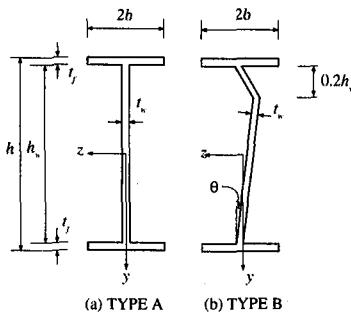


図-1 供試体の断面形状

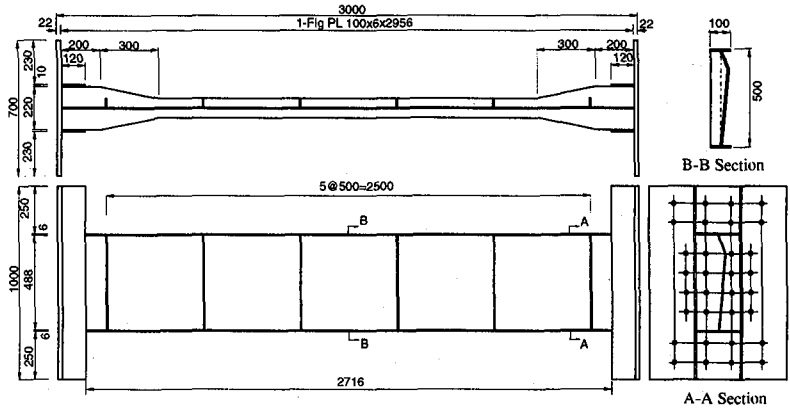


図-2 供試体の詳細図 (TYPE B-1)

を構成する板要素の局部座屈、部材全体の横倒れ座屈、及び局部座屈と横倒れ座屈との連成座屈となるように、図-1に示すI形断面形状を有する実験供試体 (TYPE A) と、これらの桁のウェブ部に折れ鋼板材を用いた実験供試体 (TYPE B) をそれぞれ3体製作し、耐力力実験を行った。なお、折れ板断面桁のウェブの折れ曲げ位置は、本来景観評価と強度評価を勘案して決定すべきであるが、本実験では一例として、道路橋示方書⁶⁾で規定されている水平補剛材を一段用いる場合の取り付け位置とした。また、折れ角も、一例として $\theta=5^\circ$ を採用した。実験供試体詳細図の一例を図-2に、実験供試体の断面諸量を表-1に、それぞれ示す。なお、表中、 $\bar{\lambda}_{flange}$ はフランジの幅厚比パラメータ、 $\bar{\lambda}_{web}$ はウェブ (直板) の幅厚比パラメータ、及び $\bar{\lambda}_{beam}$ は部材細長比パラメータであり、それぞれ、次式のように定義される。

$$\bar{\lambda}_{flange} = \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_y}{0.425\pi^2 E}}, \quad \bar{\lambda}_{web} = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_y}{23.9\pi^2 E}}$$

$$\bar{\lambda}_{beam} = \sqrt{M_p / M_E} \dots\dots\dots (1.a,b,c)$$

ここで、 σ_y は鋼板材料の降伏応力度、 E はヤング係数、及び ν はポアソン比である。また、 M_E は弾性横倒れ座屈モーメント、及び M_p は全塑性曲げモーメントである。実験供試体のウェブの垂直補剛材は、TYPE A 供試体では厚さ

4.5mm、幅32mmの鋼板を50cm間隔で両面に配置し、TYPE B 供試体では、図-2に示すように造形に配慮して折れ板内側の片面のみに50cm間隔で配置した。なお、本実験供試体に用いたウェブの幅厚比は $h_w/t_w=82$ であり、道路橋示方書に規定された制限幅厚比より小さな値を有しており、水平補剛材は必要ない。

2.2 実験装置及び測定方法

実験供試体及び実験装置の設置状況を図-3及び写真-1に示す。本実験では、実験供試体の両端に剛な箱形断面載荷桁を連結し、それぞれの載荷桁に同等の集中荷重を載荷することによって、スパン中央の実験供試体に等曲げモーメントが作用するようにした。また、実験供試体が横倒れ座屈に対して固定支持の条件を満足するように、実験供試体と載荷桁の接合部近傍の載荷桁両側面に、図-4に示す横倒れ防止枠を計4個設置し、接合部における回転を拘束した。なお、実験供試体と載荷桁の接合は、実験供試体の両端にエンドプレートを設置し、高力ボルトを用いて固定した。一方、支点は曲げに対して単純支持、ねじれに対して回転変形を拘束する支持条件を満足するように、実験では支点上に支持桁を設置し、それに支承を取り付ける方式を採用した。支承は、支持桁の両端に二個の固定及び可動ベアリングプレート支承を取り付けることによって、橋軸方向の移動に対して一端は固定とし、他端は可動とした。

荷重は、載荷桁にコンピュータ制御の2台のサーボ油圧ジャッキ (最大載荷荷重1000kN) により2点等集中荷重と

表-1 実験供試体の断面諸元

TEST GIRDERS		L (cm)	θ (deg.)	FLANGE				WEB				I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	J (cm ⁴)	C_w (cm ⁶)	λ_{beam}
				2b (cm)	t_f (cm)	b/t _f	λ_{flange}	h_w (cm)	t_w (cm)	h_w/t_w	λ_{web}					
TYPE A	A-1	271.6	0	10.0	0.6	8	0.540	48.80	0.6	81	0.703	101	13132	4.954	61009	0.879
	A-2	271.6	0	14.0	0.45	16	1.060	49.10	0.6	82	0.744	207	13653	4.386	126320	0.659
	A-3	271.6	0	20.0	0.32	31	2.010	49.36	0.6	82	0.706	428	13911	3.991	263264	0.436
TYPE B	B-1	271.6	5	10.0	0.6	8	0.556	48.80	0.6	—	—	127	13279	5.005	70838	0.829
	B-2	271.6	5	14.0	0.45	16	1.101	49.10	0.6	—	—	234	13802	4.438	136930	0.654
	B-3	271.6	5	20.0	0.32	31	1.965	49.36	0.6	—	—	455	14064	4.044	274408	0.418

Note : I_z = Moment Inertia about Major Axis, I_y = Moment Inertia about Minor Axis, J = Torsional Constant, C_w = Torsional Warping Constant

して載荷し、実験供試体に等曲げモーメントを作用させた。載荷は、マイクロコンピュータのディスプレイ上にリアルタイムで表示された荷重-変位応答を監視しながら、同等の大きさの2点集中荷重を1kN刻みで行った。荷重の大きさは、サーボ油圧ジャッキに取り付けたロードセルにより検出した。なお、載荷荷重が最大荷重近傍に近づき、変位が大きくなった段階で、制御を変位制御に切り替えた。

ひずみの測定は、供試体のスパン中央断面の上下フランジに一軸ゲージを計6枚、ウェブに三軸ゲージ（ロゼットゲージ）を計6枚及び一軸ゲージを計12枚貼り付けて、行った。また、変位は、供試体のスパン中央断面に計8個の変位計を、及び実験供試体と載荷桁の接合部近傍に計6個の補正用変位計をそれぞれ設置し、測定を行った。変位計の設置状況を写真-2に示す。

ロードセル、ひずみゲージ及び変位計等の各センサーによって測定されたアナログデータは、スイッチボックス、歪測定器及びAD変換器を介してデジタルデータに変換し、マイクロコンピュータのハードディスク上に収録した。また、各載荷段階での非線形挙動を把握するために、リアルタイムでディスプレイ上に荷重-変位曲線を描かせ、それにより載荷荷重及び載荷点の変位を制御した。

2.3 材料試験と初期たわみの測定

実験供試体を製作した6.0mm、4.5mm及び3.2mmの鋼板について、それぞれ3枚のJIS規格材料試験片を製作し、材料試験を行った。材料試験の結果を表-2に示す。実験に用いた鋼材の鋼種は一般構造用鋼材SS400である。なお、実験供試体の降伏モーメント、全塑性モーメント及び弾性横倒れ座屈モーメントの計算、及び次節に示す弾塑性有限変位解析では、鋼板の降伏応力度は材料試験より得られた結果の平均値をそれぞれ用いた。

実験供試体の面外方向（部材の曲り）及び圧縮フランジの鉛直方向（直角度）の幾何学的初期不整の測定を実験供試体設置前に行った。実験供試体の面外方向の曲りに対する誤差は、最大でL/937であり、圧縮フランジの直角度に対

表-2 素材試験結果

Test Girder	Plate Components	Test Coupons	Thickness t (mm)	Yield Stress σ_y (MPa)	Tensile Strength σ_u (MPa)
TYPE A	Flange(A-1) & Web (A-1,A-2,A-3)	A-A1	5.68	332	448
		A-A2	5.71	338	440
		A-A3	5.72	334	445
		average	5.70	335	444
	Flange(A-2)	A-B1	4.39	382	454
		A-B2	4.39	375	423
		A-B3	4.37	345	410
		average	4.38	367	429
	Flange(A-3)	A-C1	3.15	-	386
		A-C2	3.15	353	386
		A-C3	3.14	328	382
		average	3.15	341	385
TYPE B	Flange(B-1) & Web (B-1,B-2,B-3)	B-A1	5.85	360	447
		B-A2	5.84	347	448
		B-A3	5.73	348	453
		average	5.81	352	449
	Flange(B-2)	B-B1	4.34	392	441
		B-B2	4.31	389	447
		B-B3	4.39	407	419
		average	4.35	396	436
	Flange(B-3)	B-C1	3.11	315	428
		B-C2	3.12	321	426
		B-C3	3.12	302	425
		average	3.12	313	426

する最大誤差は、3.2mm厚のフランジ板を用いた供試体で実測され、TYPE A-3供試体でb/25、及びTYPE B-3供試体でb/26であった。

2.4 実験結果

荷重-変位曲線について、I形断面を有する実験供試体（TYPE A、以下I形断面桁と称する）とこれらの桁のウェブ部に折れ鋼板材を用いた実験供試体（TYPE B、以下折れ板断面桁と称する）の比較を、スパン中央部の圧縮フランジの鉛直変位について図-5に、スパン中央部のウェブの水平変位について図-6に、それぞれ示す。なお、図中、縦軸は作用曲げモーメントを全塑性曲げモーメントで無次元化して示してあり、黒塗がI形断面を有するTYPE A桁を示し、白抜が折れ板断面を有するTYPE B桁を示している。次に、載荷実験終了後の供試体の変形状態をTYPE A供試体について

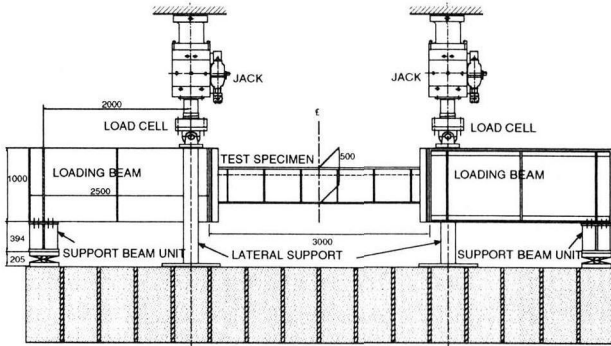


図-3 実験装置の設置状況

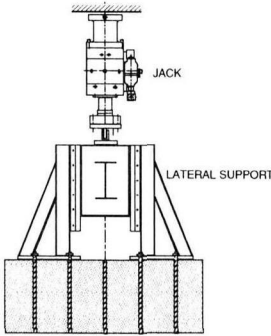


図-4 横倒れ防止枠

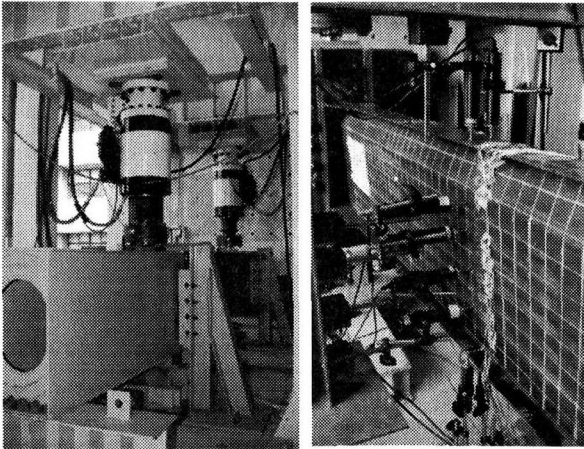
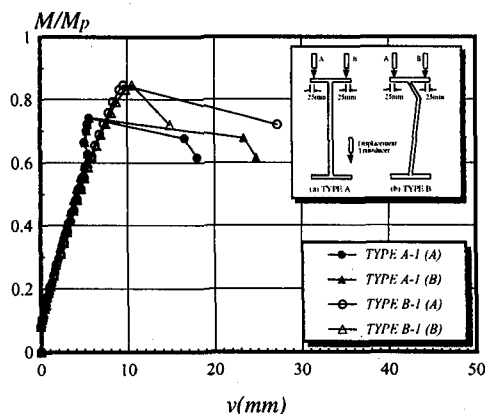
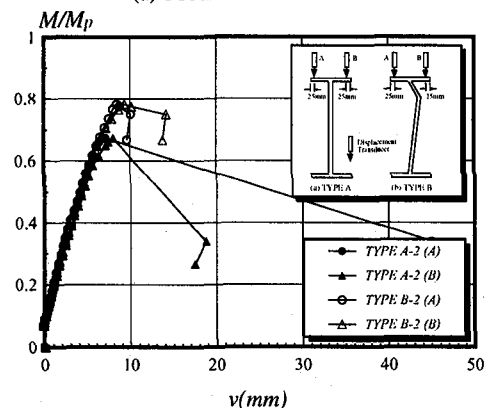


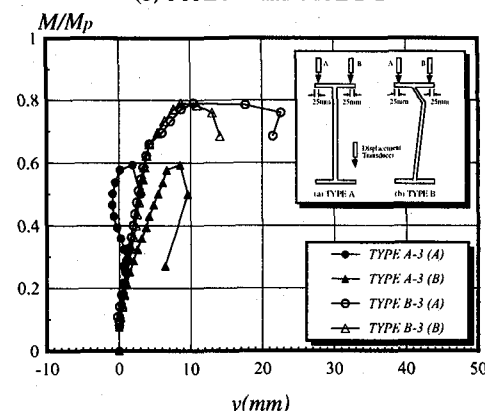
写真-1 実験供試体の設置状況 写真-2 変位計設置状況



(a) TYPE A-1 and TYPE B-1

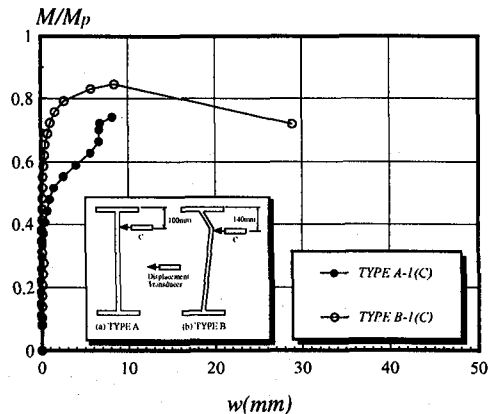


(b) TYPE A-2 and TYPE B-2

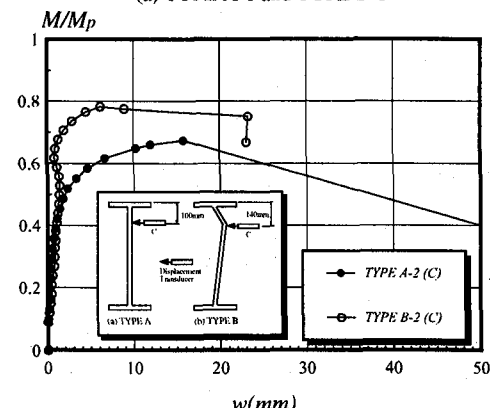


(c) TYPE A-3 and TYPE B-3

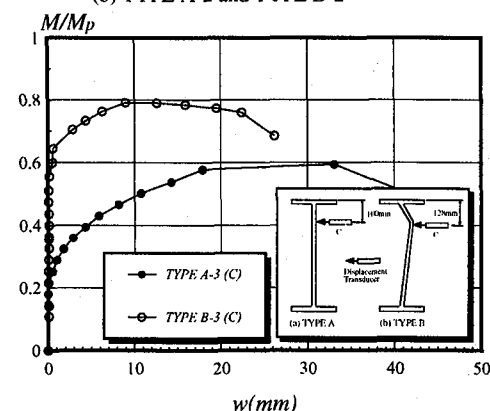
図-5 曲げモーメント—鉛直変位の関係



(a) TYPE A-1 and TYPE B-1



(b) TYPE A-2 and TYPE B-2



(c) TYPE A-3 and TYPE B-3

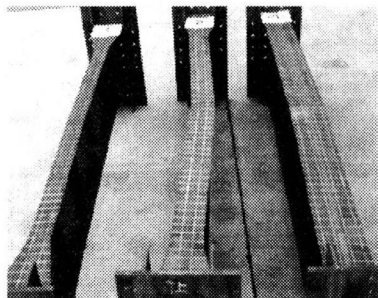
図-6 曲げモーメント—水平変位の関係

写真-3に、TYPE B供試体について写真-4にそれぞれ示す。また、表-3に実験で得られた各供試体の最大曲げ耐力の値と破壊様式をそれぞれ示す。なお、表には、各供試体の計算で得られた降伏曲げモーメント、全塑性曲げモーメント及び弾性横倒れモーメントの値も併示してある。

I形断面を有するTYPE A-1桁は、図-5(a)及び図-6(a)から明らかなように、 $M/M_p=0.52$ 付近で水平変位が増大し、 $M/M_p=0.74$ で最大曲げモーメントに達した後、急激に強度が低下している。一方、折れ板断面を有するTYPE B-1桁は、 $M/M_p=0.62$ 付近から徐々に変位が増大し、 $M/M_p=0.85$ で最大曲げモーメントに達した後、崩壊に至っている。写真-3及び写真-4(a)より明らかなように、TYPE A-1及びTYPE B-1桁の崩壊形式は、共に桁が側方へ倒れこむ横倒れ座屈崩壊を呈している。折れ板断面桁は、I形断面桁よりも高い荷重レベ

ルで不安定現象が起っており、その結果、終局強度はI形断面桁よりも上昇している。

次に、TYPE A-2桁とTYPE B-2桁について示す。I形断面を有するTYPE A-2桁は、図-5(b)及び図-6(b)から明らかなように、 $M/M_p=0.42$ 付近からTYPE A-1桁と同様に水平変位が徐々に増大し、 $M/M_p=0.67$ で最大曲げモーメントに達し、崩壊に至っている。一方、折れ板断面を有するTYPE B-2桁では、 $M/M_p=0.6$ 付近から徐々に変位が増大し、 $M/M_p=0.78$ で最大曲げモーメントに達した後、崩壊に至っている。また、写真-3及び写真-4(b)より明らかなように、TYPE A-2桁とTYPE B-2桁は、圧縮フランジに局所的な座屈と桁の側方への変形が見られることから、これらの桁は連成座屈崩壊を呈していることが解る。折れ板断面桁は、TYPE B-1桁と同様に、I形断面桁よりも高い荷重レベルで不安定現象が

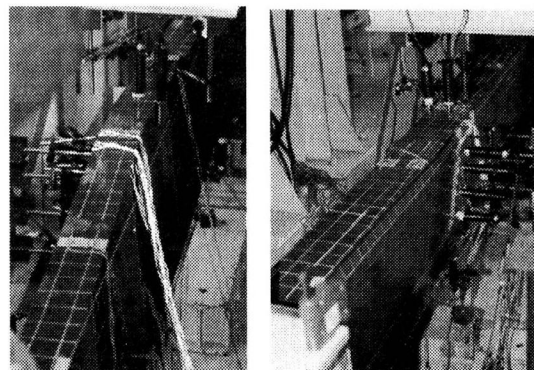


TYPE A-1 TYPE A-2 TYPE A-3
写真-3 I形断面桁の崩壊モード

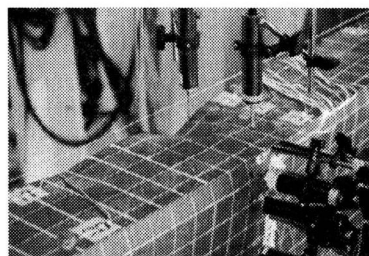
起っており、その結果、終局強度はI形断面桁よりも上昇している。

最後に、I形断面を有するTYPE A-3桁では、圧縮フランジに前述した他の供試体と比較して薄い鋼板を用いているため、図-5(c)及び図-6(c)から明らかなように、比較的低い荷重レベルから圧縮フランジのねじれ変形が増大し、それに伴ってウェブの水平変位も大きくなっている。最終的に、 $M/M_p=0.59$ で最大曲げモーメントに達し、崩壊に至っている。一方、折れ板断面を有するTYPE B-3桁では、TYPE A-3桁とは異なり低荷重レベルでの局部変形は見られず、 $M/M_p=0.65$ 付近から圧縮フランジの局部変形が増大している。TYPE B-3桁では、 $M/M_p=0.79$ で最大曲げモーメントに達し、崩壊に至っている。また、写真-3及び写真-4(c)より明らかなように、TYPE A-3桁とTYPE B-3桁は、圧縮フランジに複数の局部座屈波形が見られることから、これらの桁は、局部座屈崩壊を呈している。なお、折れ板断面桁は、I形断面桁よりも強度上昇が見られた。

実験で得られたそれぞれの折れ板断面桁の強度をその基本となるI形断面桁の強度で除した強度増加率を表-4に示す。表から明らかなように、折れ板断面を有するTYPE B-1桁の強度は、I形断面を有するTYPE A-1桁と比較して14%、TYPE B-2桁はTYPE A-2桁と比較して16%、及びTYPE B-3桁はTYPE A-3桁と比較して33%増加しており、強度の上昇が見られた。これより、I形断面桁のウェブ部に折れ鋼板材を用いた折れ板断面桁は、折れ板の補剛効果により曲げ強度の増加が期待される。



(a) TYPE B-1 (b) TYPE B-2



(c) TYPE B-3

写真-4 折れ板断面桁の崩壊モード

3. 折れ板断面桁の弾塑性有限変位解析

前節で示した耐荷力実験結果より、折れ板断面桁の曲げ耐荷力は、I形断面桁のそれを上回り、折れ板の補剛効果が期待できることが明らかとなった。そこで、折れ板断面桁の耐荷力特性をより詳細に検討するため、折れ板断面桁をアイソパラメトリックシェル要素でモデル化し、弾塑性有限変位理論に基づいた数値解析を行った。

表-4 折れ板断面桁とI形断面桁の強度比較

Experimental					Analytical				
TYPE	M_u/M_p (1)	TYPE	M_u/M_p (2)	(2)/(1)	TYPE	M_u/M_p (3)	TYPE	M_u/M_p (4)	(4)/(3)
A-1	0.741	B-1	0.845	1.140	A-1	0.683	B-1	0.822	1.204
A-2	0.673	B-2	0.781	1.160	A-2	0.717	B-2	0.797	1.112
A-3	0.594	B-3	0.791	1.332	A-3	0.698	B-3	0.806	1.155

表-3 最大曲げモーメント、崩壊様式、降伏曲げモーメント、全塑性曲げモーメント及び横倒れ座屈曲げモーメント

Test Girders		Experimental			Analytical			M_Y (kNm)	M_p (kNm)	M_E (kNm)
		M_u (kNm)	M_u/M_p	Failure Mode	M_u (kNm)	M_u/M_p	Failure Mode			
TYPE A	A-1	161.2	0.741	Overall	148.6	0.683	Overall	174.8	217.5	281.3
	A-2	166.5	0.673	Interactive	177.4	0.717	Interactive	200.3	247.4	570.2
	A-3	132.8	0.594	Local	156.1	0.698	Local	182.0	223.6	1175.7
TYPE B	B-1	196.7	0.845	Overall	191.5	0.822	Overall	185.8	232.8	339.0
	B-2	211.0	0.781	Interactive	215.4	0.797	Interactive	217.5	270.1	631.0
	B-3	171.0	0.791	Local	174.3	0.806	Local	174.9	216.2	1238.2

Notes : M_u = Maximum bending moment, M_Y = Yield moment, M_p = Full plastic Moment, M_E = Elastic lateral torsional buckling moment

3.1 解析モデル及び解析手法

解析の対象としたモデルは、図-7に示す折れ板断面を有する単純支持鋼桁であり、桁の両端に等曲げモーメントが作用する場合について解析を行った。解析では、折れ板断面桁の非弾性座屈崩壊様式を含めた耐荷力特性を解明するため、折れ板断面桁をアイソパラメトリックシェル要素でモデル化し、弾塑性有限変位理論に基づいた数値解析を行った。幾何学的非線形挙動は、更新ラグランジ法による増分理論に基づいて評価した。また、材料非線形挙動は、von Misesの降伏条件及びPrandtl-Reussの塑性流れ理論に従うものとした。本数値解析では、接線剛性マトリックス等の積分はGaussの数値積分を用いて行ったが、板厚方向への塑性域の進展を考慮できるように配慮した。また、ひずみ及び応力度の評価は各Gaussの数値積分点で行った。一方、非線形方程式の解は、変位増分法にNewton-Raphson法を併用した逐次収斂計算によって導出した。本解析法の詳細については、文献3)に述べられている。

初期たわみ形状は、スパン中央で面外方向の最大初期たわみが $\bar{w}_0$ となるcos半波形状の関数として次式に示すように仮定した。

$$w_0 = \bar{w}_0 \cos(\pi x / L) \dots \dots \dots (2)$$

残留応力度分布は、折れ板断面桁の溶接による残留応力度分布に関する資料が十分に整っていないため、I形断面溶接桁の圧縮残留応力度の頻度分布²⁾を参照し、図-8に示すように軸方向及び厚さ方向に一定値を持つ矩形分布で仮定した。数値解析では、桁及び載荷荷重の対称性を考慮してスパンの半分を解析対象とした。要素分割は、スパン半分のフランジを6x4分割及びウェブを6x8分割とした。なお、鋼材の応力-ひずみ関係は、ひずみ硬化域まで考慮した関係式を用いた²⁾。

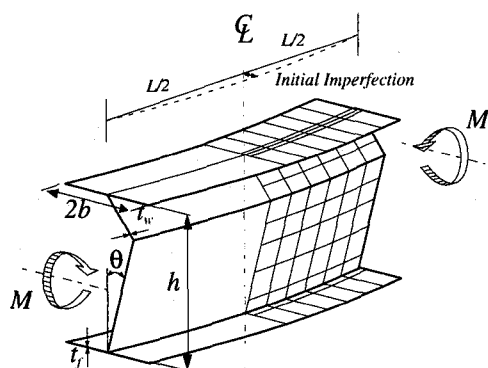


図-7 解析モデル

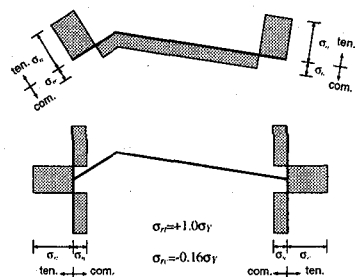
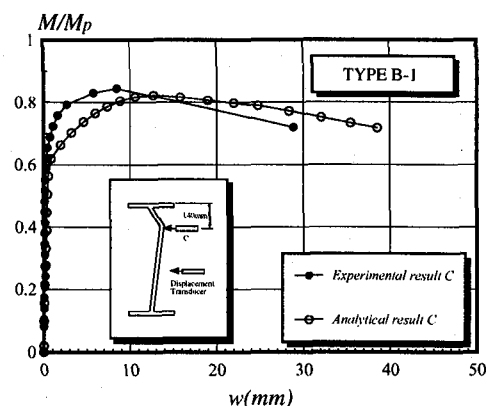


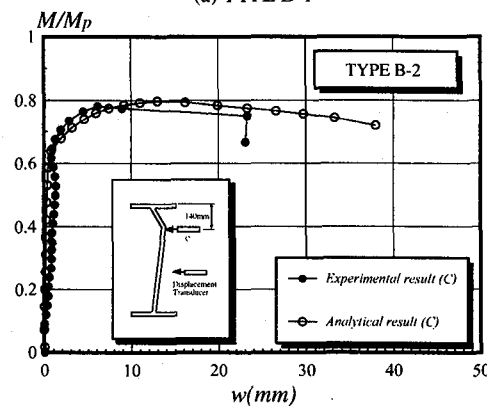
図-8 残留応力度分布

3.2 耐荷力実験結果と解析結果の比較

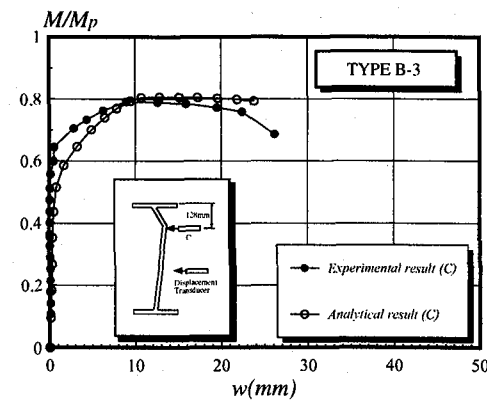
本研究で用いた解析法の妥当性を検証するため、前節で示した耐荷力実験結果との比較を行った。解析における境界条件は、実験と同様に曲げに対して単純支持、横倒れ座屈に対して固定支持とした。また、最大初期たわみ量 $\bar{w}_0$ は実験において実測された最大値($\bar{w}_0 = 2.1\text{mm}(B-1), 2.9\text{mm}(B-2), 2.1\text{mm}(B-3)$)を用い、残留応力度は、図-8に示した矩形分布形状を用いた。折れ板断面桁の実験と解析の荷重-水平変位曲線の比較を図-9に示す。図中、縦軸は作用曲げモーメントを全塑性曲げモーメントで無次元化して示してあり、また、黒塗が実験結果を、白抜きが解析結果を示している。これらの図から明らかなように、本解析結果は実験結果と良く一致している。次に、最大曲げ耐荷力の比較を表-3に示す。表-3から明らかなように、最大曲げ耐荷力は、TYPE A-3桁を除いて、解析結果は実験結果と実用上十



(a) TYPE B-1



(b) TYPE B-2



(c) TYPE B-3

図-9 実験結果と解析結果の比較

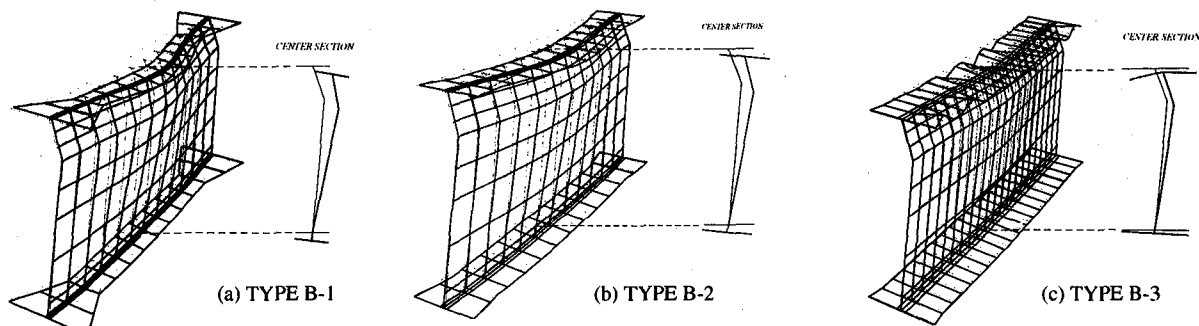


図-10 解析より得られた終局時の変形モード

分な精度で一致している。I形断面を有するTYPE A-3桁の実験では、低い荷重レベルで圧縮フランジのねじれ変形が増大していたが、解析ではそのような現象は認められなかった。これがTYPE A-3桁の曲げ耐力の実験と解析結果の差に現れたものと考えられる。なお、解析結果より得られた折れ板断面桁の強度増加率は、表-4に示すように、TYPE B-1桁が20%、TYPE B-2桁が11%、及びTYPE B-3桁が15%であった。最後に、解析によって得られた折れ板断面桁の終局時の変形モードを図-10に示す。図-10と写真-4に示した実験の崩壊モードとの比較から明らかなように、本解析による折れ板断面桁の終局時の変形モードは、実験における崩壊モードと良く一致している。以上の比較結果より、本解析法は、荷重-変位曲線、最大曲げ耐力及び変形モードについて、実験結果を精度良く再現できるものと判断した。

3.3 パラメトリック解析

折れ板断面を有する鋼桁の耐力特性を明らかにするため、パラメトリック解析を行った。解析に用いたパラメータは、折れ角 θ 、フランジの幅厚比 b/t_f 、ウェブの幅厚比 h/t_w （折れ板の場合はその長さの直板として計算）、鋼桁の弾性横ねじれ座屈に対する細長比パラメータ $\bar{\lambda}_{beam}$ 及び降伏応力度パラメータ E/σ_y であり、パラメータの変動範囲を表-5に示す。本研究では、表-5に示すように、桁断面を構成する鋼板の幅厚比等により、鋼桁の断面を薄板断面、セミ・コンパクト断面、コンパクト断面及び完全塑性断面に便宜上分類し、解析を行った。なお、解析では、最大初期たわみ量 w_0 は、道路橋示方書に規定されている製作誤差の最大許容値($L/1000$)を用い、残留応力度の分布は、図-8の矩形分布形状を用いた。

(1) 変形特性

本研究では、前節に示したパラメータを種々変化させて耐力解析を行い、その結果を用いて荷重-変位曲線を描き、それより得られた最大曲げモーメントを曲げ耐力と定義した。解析で得られた残留応力度を有する鋼桁の曲げモーメントと曲率の関係の一例を、セミ・コンパクト断面桁について図-11(a)に、完全塑性断面桁について図-11(b)にそれぞれ示す。図中縦軸は、作用曲げモーメント M を全塑性曲げモーメント M_p で無次元化し、横軸は曲率 ϕ を全塑性曲げモーメントに対応する線形量として算定した曲率 ϕ_p で無次元化して示してある。また、図中黒塗りが折れ角 $\theta=0^\circ$

のI形断面桁を、白抜きが折れ角 $\theta=5^\circ$ の折れ板断面桁を示している。これらの図から明らかなように、細長比パラメータの比較的小さな鋼桁では、最大曲げモーメントが全塑性曲げモーメント近傍まで上昇し、その後緩やかに剛性が低下している。一方、比較的小さな細長比パラメータが大きな鋼桁では、線形挙動を示しながら最大曲げモーメントに達した後急激に剛性が低下し、耐力を失っている。これは、最大曲げモーメント発生点で横倒れ座屈不安定現象が生じ、横

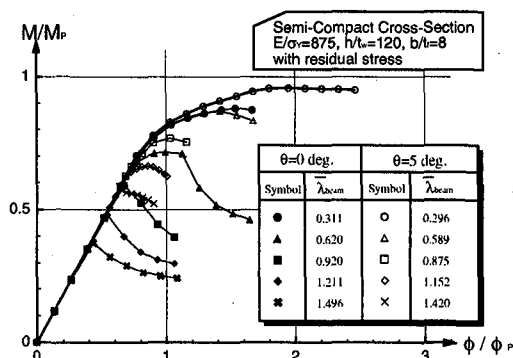


図-11(a) 荷重-変位曲線（セミ・コンパクト断面）

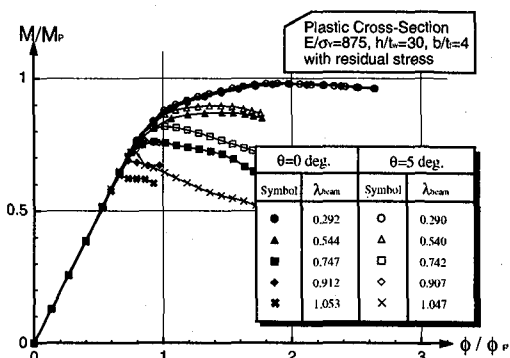


図-11(b) 荷重-変位曲線（完全塑性断面）

表-5 解析パラメータ及びその変動範囲

Cross-Section	E/σ_y	b/t_f	h/t_w	A_w/A_f	$\bar{\lambda}_{beam}$	$\theta(deg.)$
Thin-Walled	875	16.0	152	5.0	0.25 ~ 1.6	0.5
		16.0	120	5.0		0.5
Semi-Compact		8.0	120	2.5		0-20
		4.0	120	1.25		0-20
Compact	583	4.0	60	2.5	0.25 ~ 1.6	0.5
Plastic		4.0	30	1.25		0.5
Thin-Walled		16.0	110	5.0		0.5
		8.0	120	2.5		0.5
Compact		4.0	60	2.5		0.5
Plastic		4.0	30	1.25		0.5

方向変位が急激に増大したことに起因している。なお、折れ板断面桁 ($\theta=5^\circ$) の曲げ耐力力は、ほぼ同一の細長比パラメータを有するI形断面桁 ($\theta=0^\circ$) のそれを上回っている。

次に、残留応力を有する鋼桁の曲げ耐力力と部材細長比パラメータの関係を、薄肉断面桁について図-12(a)に、セミ・コンパクト断面桁について図-12(b)に、コンパクト断面桁について図-12(c)に、及び完全塑性断面桁について図-12(d)にそれぞれ示す。なお、図中、縦軸は最大曲げモーメントを全塑性曲げモーメントで無次元化して示してあり、横軸は部材細長比パラメータを示す。また、■は折れ角 $\theta=0^\circ$ のI形断面桁を、●は折れ角 $\theta=5^\circ$ の折れ板断面桁をそれぞれ示している。なお、図には、福本らによって提案された実験結果に基づいたI形断面鋼溶接桁の耐力力曲線（平均値及び下限値曲線）⁸⁾も併示してある。これらの図から明らかに、折れ板断面桁の曲げ耐力力は、細長比パラメータが大きくなるに従って低下している。折れ板断面桁とI形断面桁の曲げ耐力力を比較すると、折れ板断面桁の耐力力がI形断面桁のそれを上回っており、両者の曲げ耐力力の差は、薄肉断面桁が一番大きく、セミ・コンパクト桁、コンパクト桁、完全塑性断面桁の順で差が小さくなっている。また、折れ板断面桁とI形断面桁の曲げ耐力力の差は、細長比パラメータが大きくなるに従って増大する傾向を示している。なお、折れ角 $\theta=0^\circ$ のI形断面桁の耐力力曲線は、薄肉断面桁では福本らによって提案された耐力力下限値曲線に近い値を示しているが、セミ・コンパクト断面桁、コンパクト断面桁、完全塑性断面桁と断面が薄肉断面から厚肉断面になるに従って、その強度は下限値曲線から平均値曲線に漸近している。

(2) 折れ角の影響

折れ角が折れ板断面桁の耐力力に及ぼす影響を検討するため、残留応力を有する折れ板断面桁の折れ角を $\theta=0^\circ\sim 20^\circ$ と変化させて解析を行った。曲げ耐力力と折れ角の関係を、部材細長比パラメータが $\bar{\lambda}_{beam}=0.311, 0.62, 0.92, 1.211, 1.496$ を有するセミ・コンパクト断面桁について図-13に示す。図から明らかに、折れ角がほぼ $\theta < 10^\circ$ の範囲では、折れ角が大きくなるに従って曲げ耐力力は増加しており、 $\theta > 10^\circ$ の範囲では逆に減少する傾向を示している。また、折れ角による曲げ耐力力の増加の割合は、部材細長比パラメータの大きな桁程顕著であり、横倒れ座屈に対する補剛効果がより期待される。

(3) 残留応力度の影響

残留応力が折れ板断面桁の曲げ耐力力に及ぼす影響を検討するため、薄肉断面桁、セミ・コンパクト断面桁、コンパクト断面桁及び完全塑性断面桁について、残留応力度を有する場合と有し無い場合について解析を行った。残留応力度が曲げ耐力力に及ぼす影響と部材細長比パラメータの関係を図-14に示す。図中、縦軸は残留応力度を有する折れ板断面桁の耐力力解析値と残留応力度を有しない桁の耐力力解析値の比を示し、横軸は部材細長比パラメータを示している。図から明らかに、折れ板断面桁の曲げ耐力力は、部材細長比パラメータが大きくなるに従って、僅か

ではあるが残留応力度の影響によって低下する傾向を示す。なお、折れ板断面桁の残留応力度が曲げ耐力力に及ぼす影響は、断面種類の違いにより変動が見られた。

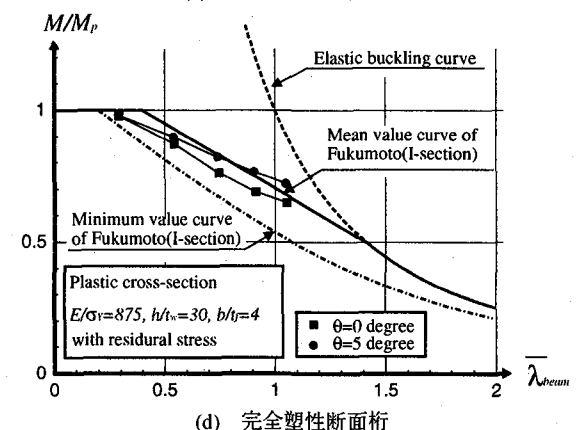
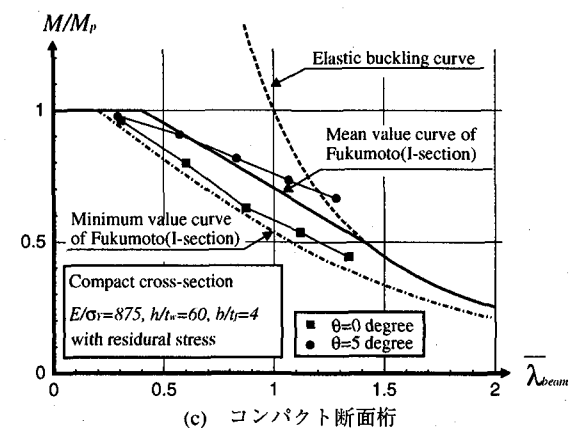
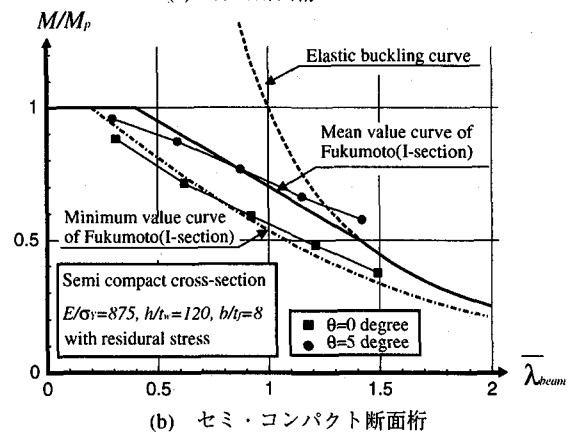
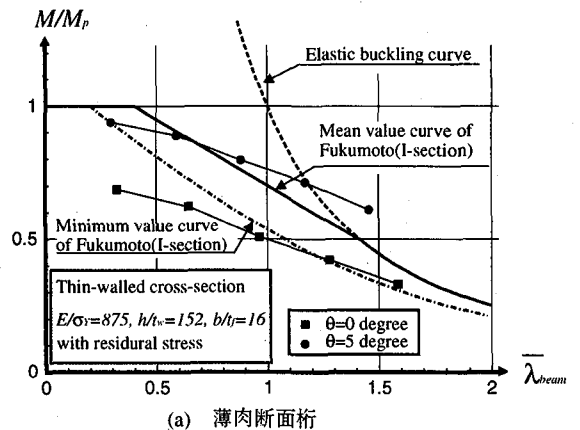


図-12 耐力力曲線

(4) 鋼種の違いによる影響

残留応力度を有する折れ板断面桁の降伏応力度パラメータを $E/\sigma_y=875, 583$ と変化させた場合の曲げ耐力の値を図-15に示す。図から明らかなように、降伏応力度パラメータの大きさの違いが無次元化曲げ耐力に及ぼす影響はほとんど見られない。

(5) 折れ板断面桁の非弾性座屈崩壊様式

等曲げモーメントが作用する折れ板断面桁の非弾性座屈崩壊様式を明らかにするため、パラメトリック解析結果に基づいて非弾性座屈モード形状の検討を行った。その結果、折れ板断面桁の崩壊形式は、桁全体の横倒れ座屈崩壊、圧縮フランジのねじれ座屈崩壊（局部座屈崩壊）及びそれらが連成した座屈崩壊（連成座屈崩壊）の三つの基本的崩壊様式であることが確認された。それらの代表的な座屈モード形状を図-16に示す。図-16(a)に示した局部座屈崩壊では、圧縮フランジにねじれ座屈変形が生じ、それに伴って折り曲げたウェブが起き上がり、その結果圧縮フランジが上方に押し上げられる状態で座屈している。これは、圧縮フランジのねじれ変形とウェブ圧縮部分がはらみ出し変形を起こすI形断面桁の局部座屈モードとは異なった変形モードを示している。次に、図-16(c)に示す横倒れ座屈崩壊では、桁断面を構成している鋼板の不安定現象を伴わずに、桁中央部の圧縮フランジ部分を中心に桁全体が側方面外へ大きく倒れ込む変形を呈している。一方、図-16(b)に示した連成座屈崩壊では、上述した圧縮フランジのねじれ座屈変形を伴って桁全体の横倒れ座屈変形が生じている。

パラメトリック解析により得られた座屈変形モード図及び曲げ耐力曲線に基づいて、折れ板断面鋼桁の非弾性崩壊様式と部材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_{beam}$ 及び断面パラメータ $\bar{\lambda}_{section}$ の相関関係の検討を行った。図-17にその相関関係を示す。なお、断面パラメータ $\bar{\lambda}_{section}$ は、次式の如く評価できる。

$$\bar{\lambda}_{section} = \sqrt{\bar{\lambda}_{flange}^2 + (\phi \bar{\lambda}_{web})^2}, \quad \phi = R_{cr}^c / R_{cr}^b = 0.7 / 1.0$$

.....(3.a,b)

ここで、 $\bar{\lambda}_{flange}$ 、 $\bar{\lambda}_{web}$ は、式(1)に示したフランジ及びウェブ（直板）の幅厚比パラメータである。また、 R_{cr}^c 、 R_{cr}^b は、純圧縮及び純曲げに対する限界幅厚比パラメータであり、道路橋示方書に規定された値を用いた。なお、本研究

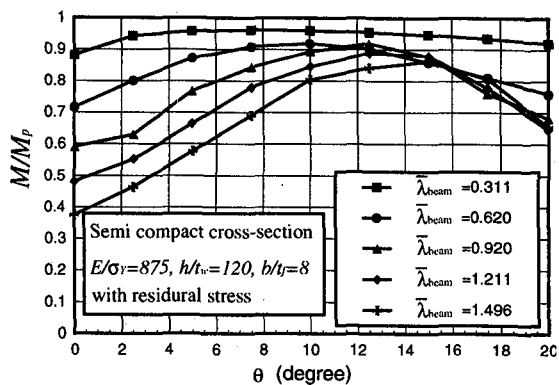


図-13 耐力に及ぼす折れ角の影響

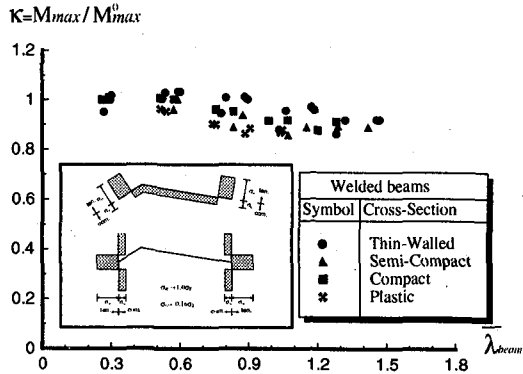


図-14 耐力に及ぼす残留応力度の影響

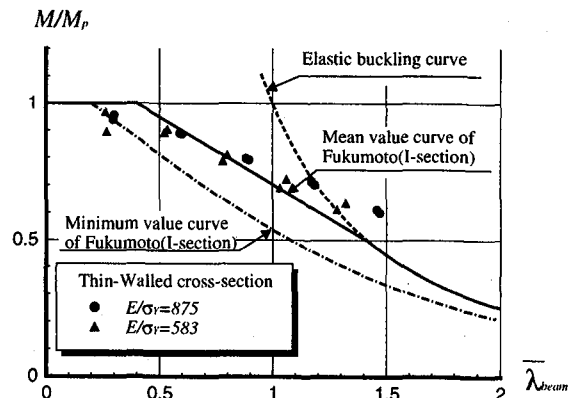


図-15 耐力に及ぼす鋼種の影響

では、折れ板の幅厚比パラメータを同じ大きさの直板として評価した。図-17において、○及び●が局部座屈崩壊を、△及び▲が連成座屈崩壊を、□及び■が全体横倒れ座屈崩壊をそれぞれ示している。また、図中、白抜きが折れ角 $\theta=5^\circ$ の折れ板断面桁を、黒塗りが折れ角 $\theta=0^\circ$ のI形断面桁を示し

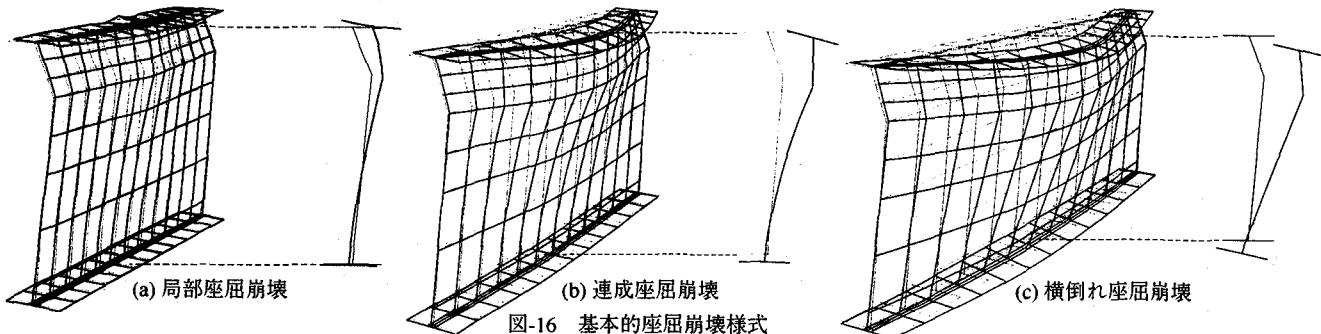


図-16 基本的座屈崩壊様式

ている。図から明らかなように、残留応力度を考慮した折れ板断面桁の桁全体の横倒れ座屈が崩壊の主要因である区分は、以下の式で評価できる。

$$\left. \begin{aligned} \bar{\lambda}_{section} &\leq 0.4 & ; \bar{\lambda}_{beam} &\leq 0.7 \\ \bar{\lambda}_{section} &\leq \frac{4}{3}\bar{\lambda}_{beam} - \frac{8}{15} & ; \bar{\lambda}_{beam} &\geq 0.7 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4)$$

また、崩壊の主要因が構成鋼板の局部座屈である区分は、

$$\left. \begin{aligned} \bar{\lambda}_{section} &\geq 0.7 & ; \bar{\lambda}_{beam} &\leq 0.3 \\ \bar{\lambda}_{section} &\geq \frac{4}{3}\bar{\lambda}_{beam} + 0.3 & ; \bar{\lambda}_{beam} &\geq 0.3 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(5)$$

と評価できる。更に、連成座屈が崩壊の主要因である区分は、上記式以外の領域で評価できる。なお、式(4)及び(5)に示した結果は図-17に実線で示してある。また、図にはI形断面桁の崩壊区分境界⁹⁾も破線で併示してある。図から明らかなように、折れ板断面桁とI形断面桁の崩壊区分を比較すると、局部座屈崩壊区分は同一であるが、横倒れ座屈崩壊区分に差が見られた。この差は、折れ板断面桁の横倒れ座屈に対する補剛効果を示している。

4. 結論

本研究では、新しい桁構造形式の一つとして、I形断面鋼鈹桁のウェブ部に折れ鋼板材を用いた鋼桁を提案し、耐荷力実験及び弾塑性有限変形理論に基づくパラメトリック解析を行うことにより、新形式桁の力学的特性について検討を行った。なお、本解析法の妥当性を検討するため、本耐荷力実験結果との比較を行い、本解析により、実験で得られた荷重-変位曲線、最大曲げ耐荷力及び変形モードを精度良く評価できることを示した。本研究で得られた主な結論をまとめると以下のようになる。

I. 耐荷力実験について

(1) 耐荷力実験により、折れ角 $\theta=5^\circ$ の折れ板断面桁の曲げ耐荷力は、I形断面鋼鈹桁のそれを上回り、ウェブ断面の「折れ」による補剛効果が期待できる。

II. パラメトリック解析について

(2) 折れ板断面桁の曲げ耐荷力は、折れ角が $\theta < 10^\circ$ の区間では、折れ角が大きくなるに従って、増加する。

(3) 折れ角 $\theta=5^\circ$ の折れ板断面桁の曲げ耐荷力は、I形断面桁のそれを上回り、その差は、細長比パラメータが大きくなるに従って、増大する。

(4) 残留応力度を有する折れ板断面桁の曲げ耐荷力は、部材細長比パラメータが大きくなるに従って、残留応力度の無い桁と比較して僅かではあるが低下する傾向がある。

(5) 折れ板断面桁では、降伏応力度パラメータの大きさの違いが無次元化曲げ耐荷力に及ぼす影響は、ほとんど見られない。

(6) 折れ板断面桁の崩壊形式は、桁全体の横倒れ座屈崩壊、圧縮フランジのねじれ座屈崩壊(局部座屈崩壊)及びそれらが連成した座屈崩壊(連成座屈崩壊)の三つの基本

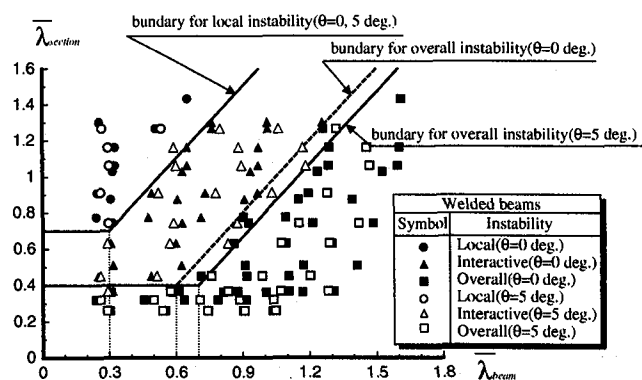


図-17 折れ板断面桁の非弾性座屈崩壊区分

的崩壊様式であることが確認された。

今後更に検討しなければならない主な研究課題として、床板を介して鉛直方向力が作用した場合の折れ板断面桁の耐荷力に及ぼす影響、せん断耐荷力評価、局部座屈を防止するための断面形状の制限、初期不整実測データの蓄積、統計処理可能な系統的耐荷力実験及び解析、更には、これらの研究結果に基づいた強度設計法の確立等々がある。また、折れ板断面桁のウェブの折れ曲げ位置についても、景観的な配慮からの評価と強度評価に基づいて検討する必要がある。更に、折れ鋼板部材を用いた場合の経済的評価についても検討する必要がある。

参考文献

- 1) 次世代土木鋼構造研究特別委員会: 合理化桁に関するデザインマニュアル, (社) 日本鋼構造協会, 2000 年。
- 2) 土木学会: 座屈設計ガイドライン (福本編), 技報堂, 1987 年。
- 3) Yabuki, T., Arizumi, Y. and Yashiro, S.: Ultimate Strength and Its Practical Evaluation of Cylindrical Steel Shell Panels under Various Compressions, Journal of Structural Mech. and Earthquake Eng., JSCE, No.489/I-27, pp.37~47, 1994.
- 4) Yabuki, T., Arizumi, Y., Shimoizato, T. and Nagamine, Y.: Buckling Modes of Plate-Girders Curved in Plan, Journal of Structural Mech. and Earthquake Eng., JSCE, No.519/I-32, pp.51~56, 1995.
- 5) Yabuki, T., Arizumi, Y. and Vinnakota, S.: Mutual Influence of Cross-Sectional and Member Classifications on Stability of I-Beams, Structural Stability and Design, Proceeding of the International Conference on Structural Stability and Design, pp.125~134, Australia, 1995.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 1994.
- 7) 有住康則, 矢吹哲哉: 曲線プレートガーダーフランジ板の極限強度に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.117~124, 1997.
- 8) 福本秀士, 伊藤義人: 座屈実験データベースによる鋼はりの横ねじり基準強度に関する実証的研究, 土木学会論文報告集, No.341, pp.137~145, 1984.

(2000 年 9 月 14 日 受付)