

極厚フランジを有するプレートガーダーの断面区分と変形能

理工学系部門 工学実験実習班

藤枝 洋二

The Cross-sectional Classification and Ductility of Plate Girder with Thick Flange

FUJIEDA Youji

Recently, there have been constructed a lot of plate girder bridges with a few main girders, which have usually thicker flanges. In this kind of bridge, flange vertical buckling of compressive flange indicated by Basler may occur, because the web cannot support thick flange enough. Therefore, bending tests and FEM analyses were conducted in this paper. And the following conclusions were obtained: 1) plate girder with thick flanges collapsed according to flange vertical buckling after yielding of compressive flange, even though the width-thickness ratio of web satisfied the limit of JSHB. 2) After flange vertical buckling, bending strength decrease significantly. 3) If the web has reasonable width-thickness ratio, plate girder with thick flange will have enough plastic rotation capacity.

Key Words: Plate girder, Thick Flange, Flange vertical buckling, Autostress design, Ductility

1. はじめに

近年、架設されている少数主桁橋では50mmを超える極厚フランジが多く用いられている。Basler¹⁾によるとプレートガーダーの曲げ崩壊は、3つの座屈形式によって決定すると考えられており、このうちフランジ垂直座屈はウェブ幅厚比が非常に薄い場合にのみ起こる崩壊で、通常のプレートガーダーでは起きないと考えられていた。しかし極厚フランジを用いた場合、フランジに対するウェブの曲げ剛性が相対的に小さくなるため、ウェブがフランジを十分に支持できなくなりフランジ垂直座屈崩壊が発生することが懸念される。そこで筆者らは、極厚フランジを有するプレートガーダーの曲げ載荷試験²⁾を行って、曲げ崩壊形式を調べた。その結果、フランジ垂直座屈変形が現れたが、明確な崩壊を確認するまでには至らなかった。また実験に対応させた複合非線形有限要素法解析では、フランジ降伏後一定の耐力を保持しながら変形が進み、その後急激な耐力低下を

伴い、フランジ垂直座屈崩壊が現れた。

ところで、AISIでは、連続桁の中間支承部での局所的な塑性変形を認め、モーメントの再分配を認めるASD法（オートストレス設計法）を提案している。ASD法では、中間支承部上で局所的な降伏を認めるので、降伏後も一定の耐力を保ちながら、大きな回転変形（以降、回転容量と呼ぶ）が要求される。AASHTOのLRFD³⁾でもこれを採用している。AISIでは過去に行われた実験^{4~8)}に基づいてASD法の適用可能な断面をフランジ、ウェブの幅厚比によって制限している。しかし過去の研究では、極厚フランジを用いたプレートガーダーの回転容量については十分には検討されていない。筆者らの行った研究²⁾では、極厚フランジを用いた場合、ウェブが比較的薄肉でも大きな変形能があることを確認できている。

以上の議論から、本研究では、極厚フランジを有するプレートガーダーの曲げ載荷実験を行い、その終局挙動を調べ、道路橋示方書⁹⁾のウェブ幅

厚比規定内でもフランジ垂直座屈が発生することを検証する。また、実験に対応させた複合非線形有限要素解析を行い、実験および解析結果から、極厚フランジを有するプレートガーダーの変形能についても検討する。

2. 曲げ载荷実験

2.1 実験概要

実験概要を図1に示す。実験では試験桁を2点単純支持、2点载荷とし、中央パネル（試験パネル）に純曲げを作用させる。なお横倒れ座屈を防止するために、写真1に示すような横倒れ防止装置を設置した。

供試体概要を図2に示す。供試体は2軸対称直線I型桁で、断面形状を変化させて3体製作した。なお、鋼種はSS400である。供試体試験パネル部の断面寸法を表1に示す。表中、供試体PG163-13は

従来のプレートガーダーの断面を想定し、その他の2体は極厚フランジを用いた場合を想定した。供試体NC161-4はウェブ幅厚比を道路橋示方書⁹⁾の規定値 ($h_w/t_w=152$) 程度、供試体C87-4はASD法のウェブ幅厚比を満たすように製作しており、それぞれAASHTOのLRFD³⁾のコンパクト、ノンコンパクト断面の基準を満足している。

曲げ载荷試験における計測項目は、上下フランジおよびウェブのひずみ、ウェブの面外方向変位、桁のたわみ、上下のフランジ間隔の変化量（以下、桁の縮みと呼ぶ）、圧縮フランジのねじれ角、そして着目パネルの両端における垂直補剛材位置での断面の回転角である。ひずみは、鋼板の両表面で測定し、その平均値を膜ひずみとした。圧縮フランジのねじれ角については、フランジの両端およびウェブ接合線上の面外たわみ（鉛直方向変位）を測定して、着目断面のフランジ半幅のねじれ角

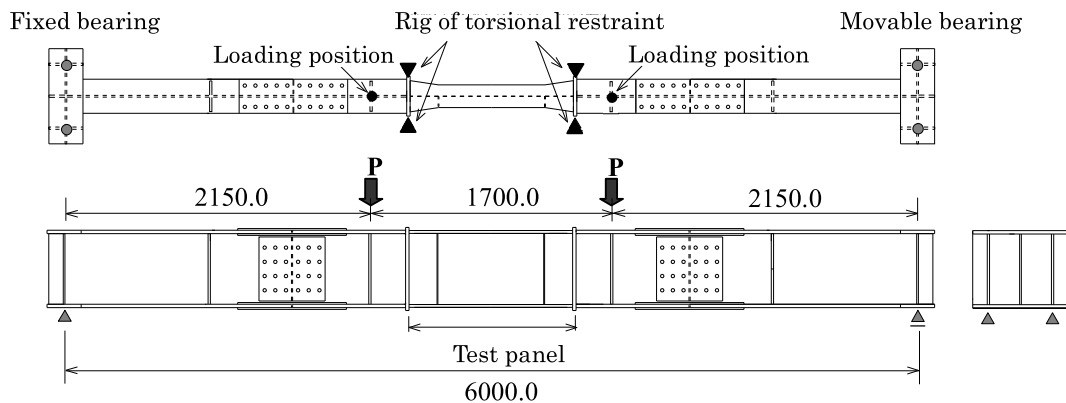


図1. Outline of loading.

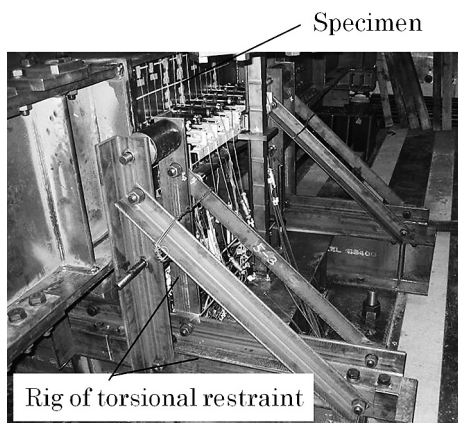


写真1. Rig of torsional restraint.

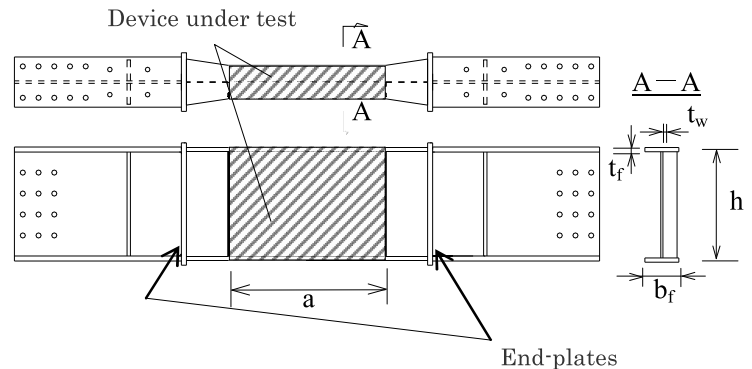


図2. Test panel.

とした。桁の縮みについては、図3に示すような測定装置を用いて測定した。この測定装置は、図中Aでピン結合された棒で供試体の上下のフランジを挟み込み、棒の端をバネで締結して他端に取り付けた変位計の変化量 δv を計測するようになっている。このとき、桁の縮み v は、図に示す距離を用いて、式(1)によって求められる

$$v = \delta v \frac{L}{L'} \quad (1)$$

着目パネル両端の桁の回転角は、供試体NC161-4, C87-4について測定した。図4に示すように、等辺山形鋼を供試体の中立軸に取り付け、左右それぞれに取り付けた2基のダイヤルゲージの変位から桁の回転角を求めた。

供試体に用いた鋼材の材料試験結果を表2に示す。引張試験は、JIS5号試験片を用い、25tfオートグラフによる載荷速度0.1mm/minの定ひずみ試験である。

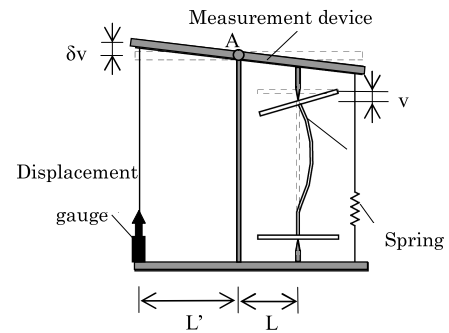


図3. The measuring method of the shrinkage.

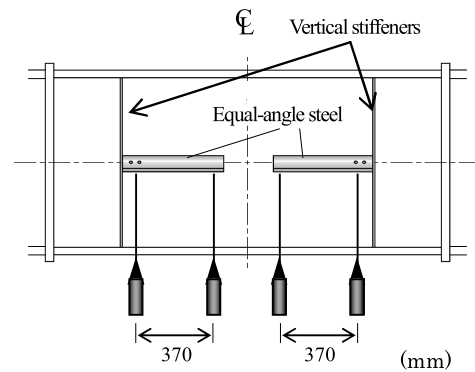


図4. The measuring Method of rotational angle.

表1. Parameter of test specimens.

Specimens	t_f (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	a (mm)	h_w (mm)	$b_f/2t_f$	h_w/t_w	A_w/A_f	a/h_w
PG163-13	5.9	160	3.2	750	520	13.6	163	1.8	1.5
NC161-4	15.7	120	3.1	750	516	3.8	161	0.8	1.5
C87-4	21.5	165	5.7	750	522	3.8	87	0.8	1.5

t_f : Thickness of the flange, b_f : Width of the flange, t_w : Thickness of web,
 a : Width of the web, h_w : Depth of the web

表2. Materials property.

	PG163-13		NC161-4		C87-4	
	Flange	Web	Flange	Web	Flange	Web
Thickness (mm)	5.9	3.2	15.7	3.1	21.5	5.8
Yield stress (MPa)	280	289	246	347	265	364
Tensile stress (MPa)	347	371	397	425	420	434
Elastic coefficient (Gpa)	198	198	190	200	198	207
Poisson's ratio	0.26	0.25	0.27	0.26	0.27	0.26

2.2 解析概要

汎用構造解析コード ABAQUS を用いて、曲げ
 載荷実験に対応する弾塑性大変形解析を行った。
 供試体のエンドプレートの間を解析領域とし、要
 素には、4節点アイソパラメトリックシェル要素
 を用いた。鋼材の材料特性は、引張試験で得られ
 た公称応力-公称ひずみ曲線を、真応力-真ひず
 み曲線に変換して与えた。なお、降伏判定は、
 Mises の降伏条件を用いた。

初期不整については、荷重前のウェブの面外た
 わみの実測結果を初期たわみとして与え、残留応
 力は、フランジのみに図5のような応力分布を仮
 定して与えた。

解析モデルと境界条件を、図6にまとめて示す。
 解析領域（図2の薄墨斜線部）の要素分割は、1辺
 10mm の等間隔メッシュとした。また、境界条件
 については、両端に剛体要素を配置し、フランジ
 およびウェブの端辺では、面外方向の変位に対
 して単純支持とした。なお、図6の表で、6自由度の
 それぞれの節点変位に対して、1は拘束、0は自由
 を示している。

荷重は、曲げモーメントに対応するはり理論の
 応力分布を等価節点力に置き換えて、辺 a ~ f 上
 に節点荷重として与えた。

2.3 実験結果

(1) 崩壊性状

各供試体の曲げ耐荷力 M_0 を表3にまとめて示
 す。表3では、表2に示す降伏応力を用いてはり理
 論から求めたフランジ降伏モーメント M_y および
 全塑性モーメント M_p 、そしてこれらの値で曲げ
 耐荷力を無次元化した値の他に、無次元化した回
 転容量もあわせて示す。

また、荷重後の変形を写真2に、崩壊後の解析
 モデル変形図を図7に比較して示す。

図8、図9は、それぞれ各供試体の荷重-たわみ
 曲線および荷重-回転角曲線である。これらの図
 には、解析結果もあわせて示す。図8、図9の縦軸
 は曲げモーメントをフランジ降伏モーメント M_y

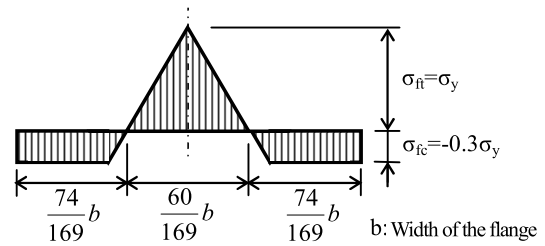
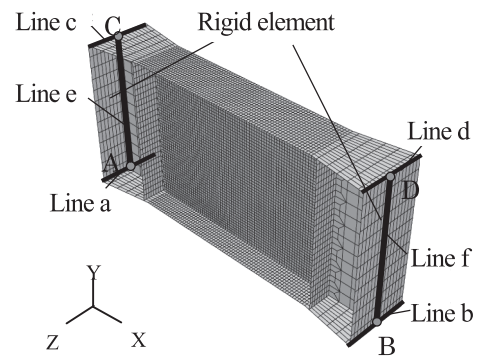


図5. Remaining stress.



	x	y	z	θ_x	θ_y	θ_z		x	y	z	θ_x	θ_y	θ_z
A	1	1	1	1	1	0	Line a	0	1	0	1	1	0
B	0	1	1	1	1	0	Line b	0	1	0	1	1	0
C	0	1	1	1	1	0	Line c	0	0	0	1	1	0
D	0	0	1	1	1	0	Line d	0	0	0	1	1	0
							Line e	0	0	1	1	0	0
							Line f	0	0	1	1	0	0

0:free 1:fixed

図6. The analytical model and boundary conditions.

で無次元化し、横軸のたわみ v および回転角 θ は、
 弾性ははり理論から得られるフランジ降伏曲げモー
 メント M_y に対するたわみ v_y および回転角 θ_y で無
 次元化して表している。

これらの図表から、以下のことがわかる。

従来型のプレートガーダー断面を想定した供試
 体 PG163-13 は、表3に示すように、フランジ降伏
 モーメントまで達しておらず、図8 (a) に示すよ
 うに、最高荷重後急な耐力低下を起こしているこ
 とが実験および解析結果からわかる。また写真2 (a)、
 図7 (a) から、供試体 PG163-13 は、圧縮フランジ
 のねじれ座屈によって崩壊していると判断できる。

表3. The ultimate bending strength.

Specimen	M_y	M_p	Test results					Analytical results				
			M_u	M_u/M_y	M_u/M_p	θ_{AVy}/θ_y	θ_{AVp}/θ_p	M_u	M_u/M_y	M_u/M_p	θ_{AVy}/θ_y	θ_{AVp}/θ_p
PG163-13	179	199	158	0.88	0.79	—	—	160	0.89	0.80	—	—
NC161-4	335	365	359	1.07	0.98	—	11.7	347	1.04	0.95	—	9
C87-4	568	638	745	1.31	1.17	21.8	24.8	703	1.24	1.10	25.1	33.2

M_u : The ultimate bending moment (kN·m) , M_y : The flange-yeilding moment (kN·m) , M_p : The full plastic moment (kN·m)
 θ_{AVy}/θ_y : The rotation capacity of the flange-yield moment , θ_{AVp}/θ_p : The rotation capacity of the full plastic moment

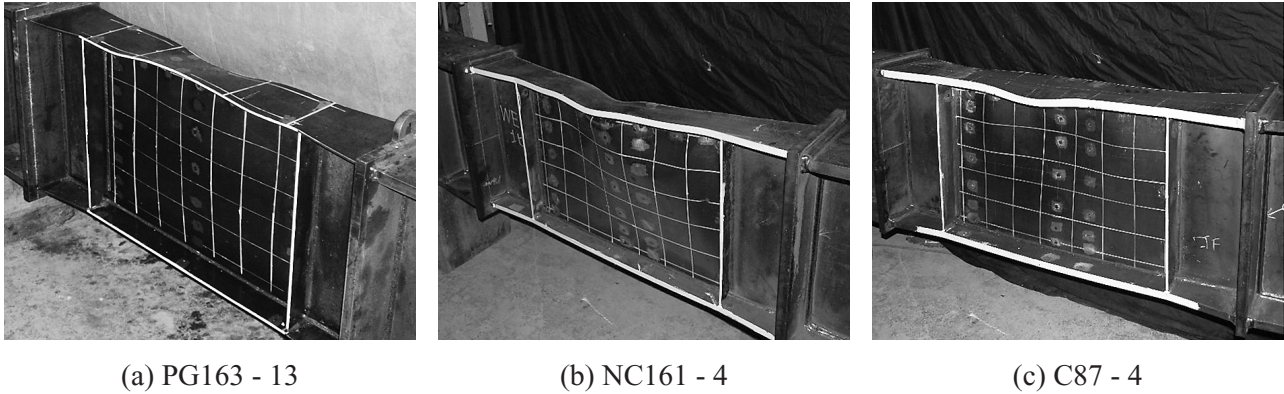


写真2. The specimen after loading test.

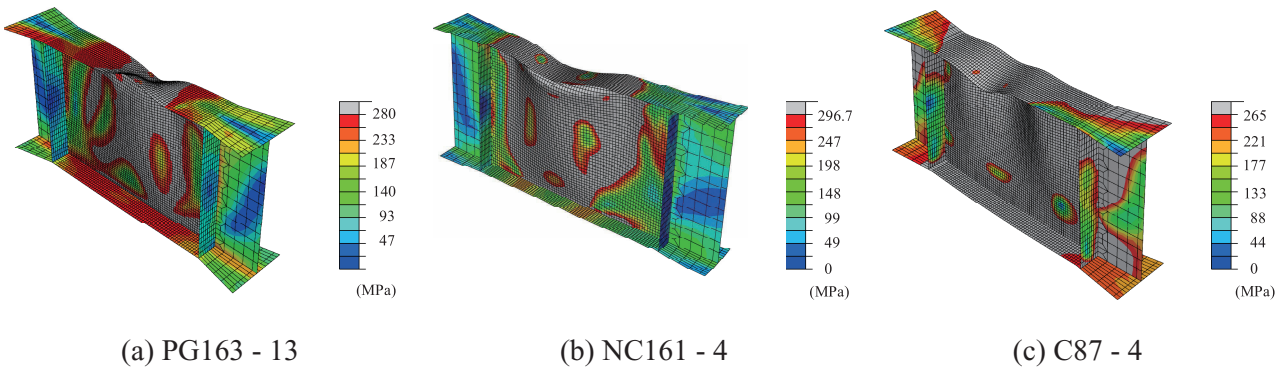


図7. Girder deformation and stress distribution after collapse.

一方、極厚フランジを有する供試体 NC161-4は、図8 (b) に示すように、フランジ降伏曲げモーメント付近までほぼ線形的に荷重が増加し、その後一定の荷重を保持しながら変形が進行している。崩壊後の写真2 (b)、図7 (b) の変形状態から、この供試体は、圧縮フランジが鉛直方向に変形をしており、フランジ垂直座屈によって崩壊したと判断できる。

供試体C87-4(極厚フランジと板厚の大きいウェブを有する) は、図8 (c) に示すように、NC161-4と同様にフランジ降伏モーメントに達した後、一

定の耐力を保持して変形が進むが、その後さらに荷重が増加し、全塑性曲げモーメントを越えて最高荷重に達し、その後は緩やかに耐力が低下している。写真2 (c)、図7 (c) から判断して、この場合はフランジ垂直座屈は起こらず、最終的に圧縮フランジの水平座屈崩壊形式と考えられる。

以上のように極厚フランジを持つプレートガーダーでは、道路橋示方書⁹⁾ のウェブ幅厚比制限を満たしていても圧縮フランジの垂直座屈崩壊が起こり得ることがわかった。ただし、このフランジ垂直座屈は、圧縮フランジが全降伏した後に発生

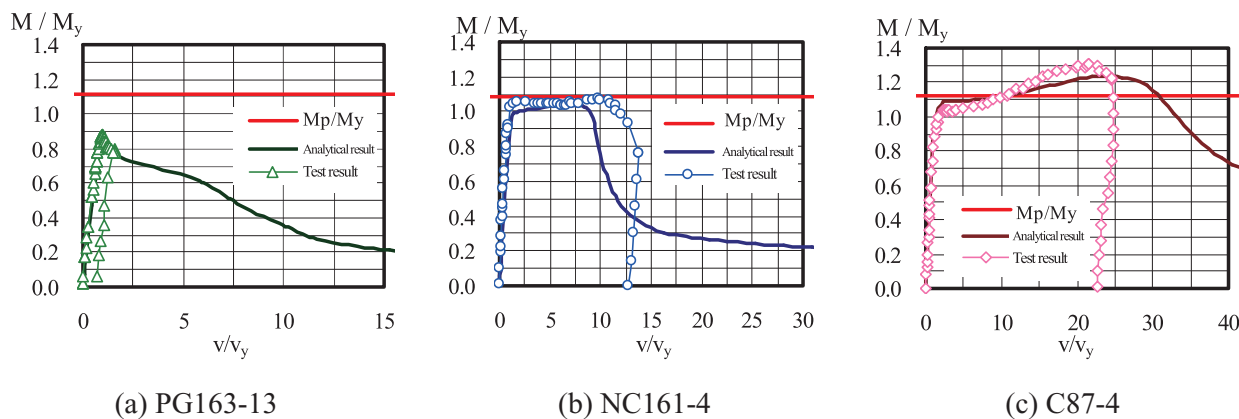


図8. Load-deflection curve.

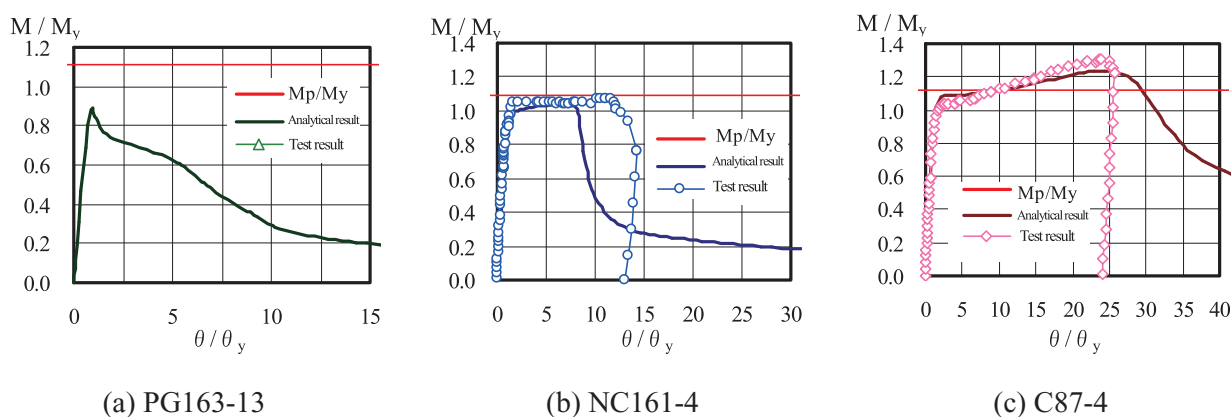


図9. Load-rotation angle curve.

し、ウェブが面外に変形することによる応力欠損が起きなければ、フランジ降伏曲げモーメント M_y に達することができると考えられる。一方、ウェブ幅厚比が小さく、極厚フランジを支持することができれば、C87-4供試体のように、フランジ垂直座屈崩壊は全降伏モーメントまで起こらず、最終的にフランジ水平座屈による崩壊形式が発生することがわかる。

(2) ひずみ性状

各供試体の膜ひずみ分布を図10に示す。図中の M/M_y は曲げモーメントをフランジ降伏モーメント M_y で無次元化した値、 v/v_y はたわみ v を弾性はり理論から得られる M_y に対するたわみ v_y で無次元化した値を示す。図10からわかるように、今回の全ての供試体は、最高荷重時には圧縮フランジが降伏しているのがわかる。しかし、供試体 PG163-13の曲げ耐荷力は、表3に示すように、フ

ランジ降伏モーメントよりも小さい。これは、最高荷重時のフランジのひずみは降伏ひずみの2倍程度であり、図10 (a) からわかるように、ウェブ面外変位ともなってウェブ圧縮側の膜ひずみはより理論のような直線分布にならず、ウェブの負担応力が欠損するためである。一方、図10 (b) の供試体 NC161-4でも、ウェブの応力欠損が見られるが、この場合には、極厚フランジが降伏した後もさらにひずみが増加しひずみ硬化域まで達することができるために、フランジ降伏曲げモーメントを越えて全塑性曲げモーメントまで耐力が上昇したと考えられる。これに対して、図10 (c) に示す供試体 C87-4のウェブのひずみは、フランジ降伏後幾分応力欠損が認められるものの、はり理論から得られるひずみ分布に近いひずみ分布形状となっており、全塑性曲げモーメントを越えて耐力上昇したと考えられる。以上の考察をまとめる。

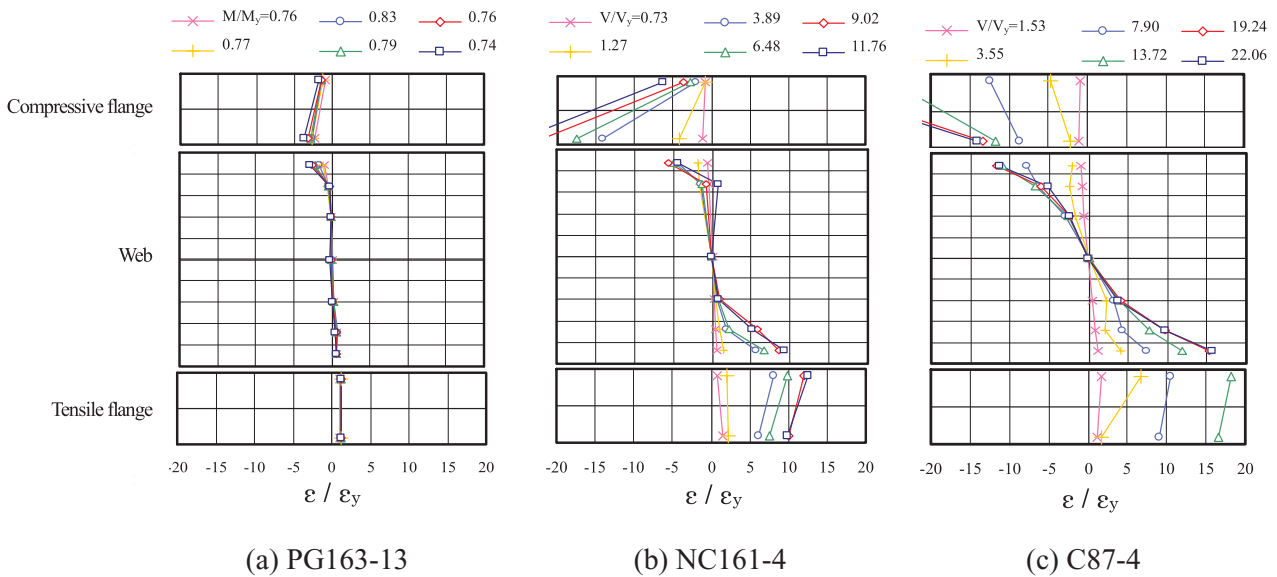


図10. Strain distributions.

① 供試体 PG163-13はフランジが降伏後すぐにフランジねじれ座屈が発生し耐力を失ったと考えられる。このとき、ウェブが比較的薄いためウェブに応力欠損が起こり、曲げ耐荷力はフランジ降伏モーメントに達しなかったと考えられる。② 供試体 NC161-4はフランジ降伏後もひずみ硬化域までフランジねじれ座屈は起こらず、最終的にウェブが薄肉であるためにフランジ間を十分に支持することができず、フランジ垂直座屈が発生したと考えられる。③ 供試体 C87-4はウェブが厚肉で上下のフランジ間隔を十分に支持するためにフランジ垂直座屈は発生せず、フランジ全断面が降伏した後も、フランジ水平座屈が発生するまで曲げ耐荷力が上昇したと判断できる。

(3) 回転容量

AISIでは、図11に示す曲げモーメント-回転角曲線において、弾性ははり理論に全塑性モーメントが作用したときに生じる回転角を弾性限界回転角 θ_y とし、塑性回転容量 θ_{AVp} を最高荷重後に再び全塑性モーメントなるときの全回転角 θ_{p2} から θ_y を引いたものとして、両者の比 θ_{AVp}/θ_y を変形能の指標としている。またAASHTOのLRFD³⁾では、塑性設計にはフランジ降伏モーメントに対する弾性限界回転角 θ_y の3倍以上の回転容量を要求している。本研究でも、この考えに基づいて、塑性回

$\theta_{AVp} = \theta_{p2} - \theta_y$: The rotation capacity of the full plastic moment
 $\theta_{AVy} = \theta_{y2} - \theta_y$: The rotation capacity of the flange-yield moment

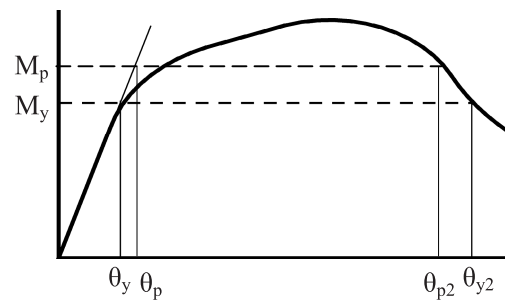


図11. Bending moment-rotation angle curve.

転容量が弾性限界回転角 θ_y の3倍以上の場合に塑性設計が可能として変形能について考察する。

図12にAISI, LRFD³⁾のコンパクト断面区分と、供試体断面区分を比較して示す。なおAISIの規定は全塑性モーメント以上の曲げ耐荷力と十分な回転容量を保証しており、LRFD³⁾では塑性回転は保証していない。図の縦軸はフランジ突出脚幅厚比、横軸はウェブ幅厚比である。図12から、供試体 NC161-4, C87-4ともフランジ突出脚幅厚比はコンパクト断面の規定を満たしているものの、ウェブ幅厚比規定は満足していないことがわかる。各供試体の塑性回転容量の結果は表3のようになるが、供試体 C87-4は、AISIのウェブ幅厚比制限を満足していないものの、曲げ耐荷力は全

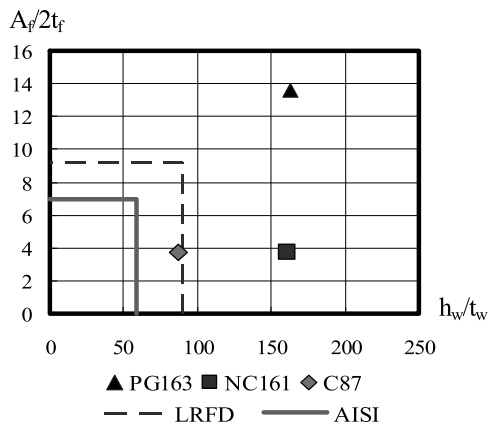


図12. Width-thickness ratio limited by AISI and LRFD.

塑性モーメント以上に達し、塑性設計に必要とされる十分な回転容量も有していることがわかる。このことから、極厚フランジを有するプレートガーダーの場合、AISIのウェブ幅厚比制限を緩和できる可能性があるかと推察される。

(4) 桁の縮み

本研究ではフランジ垂直座屈を確認するために桁の縮み（上下フランジ間隔の変化量）を測定した。各供試体の曲げモーメント-桁の縮みの関係を図13に示す。

供試体 PG163-13は、最高荷重に達するまでほとんど変化はなく、終局状態になると桁の縮み量が急増する。

供試体 NC161-4, C87-4は、フランジ降伏モーメント付近から急激に増加することがわかる。

図13より、実験結果および解析結果はほとんど

一致しているが、フランジ水平座屈、フランジねじれ座屈崩壊が現れても、桁の縮みは急増していることがわかる。したがって、桁の縮みを測定するだけでは、フランジ垂直座屈崩壊の判断は難しいといえる。

4. 結論

本研究では、曲げを受ける極厚フランジを有するプレートガーダーについて、実験および解析的に終局挙動と崩壊形式を明らかにした。さらに、極厚フランジのプレートガーダーでは、フランジ降伏後の変形能も期待できることから、ASD法の観点から桁の変形能についても調べた。実験および解析結果から得られた知見をまとめれば、以下ようになる。

- (1) 極厚フランジを有するプレートガーダーでは、道路橋示方書のウェブ幅厚比規定を満足していても、圧縮フランジの降伏後、フランジ垂直座屈崩壊が起こることを実験的に確認した。さらにウェブが上下フランジの間隔を保持するために十分な板厚を持っていれば、フランジ垂直座屈は起きず、フランジ水平座屈による崩壊が支配的となることを示した。
- (2) 極厚フランジを用いたプレートガーダーの場合、ウェブが薄肉であってもフランジ降伏モーメント程度の曲げ耐荷力が期待できる。また、変形能も期待できる。
- (3) 極厚フランジを用いた場合、AISIのASD法

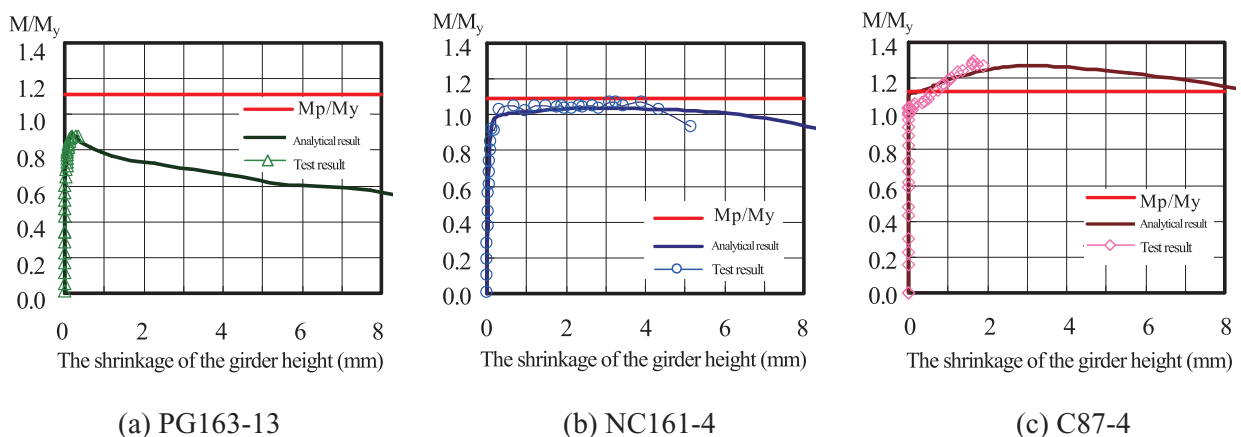


図13. The shrinkage of the girder height.

におけるウェブ幅厚比制限を緩和できる可能性を示した。

参考文献

- 1) Basler, K. Thurlimann, B: Strength of Plate girders in bending, Proc. of ASCE, Vol.87, No.ST6, pp.153-181, 1961.
- 2) 入川充夫, 川見周平, 小川靖之, 藤井堅: 極厚フランジを有するプレートガーダーの曲げ崩壊形式, 鋼構造年次論文報告集, Vol.15, pp145-152, 2007.
- 3) LRFD 橋梁示方書 AASHTO: LRFD Bridge Design Specification, 2nd Ed, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 1998.
- 4) Schilling, C. G.: Autostress Design of Highway Bridges, Phase 3, Moment-Rotatio Tests of Steel Bridge Girders, AISI Project 188, 1985.
- 5) P. F. Adams, M. G. Lay, and T. V. Galambos.: Experiments on High-Strength Steel Members, Fritz Laboratory Report No.297. 8, 1964.
- 6) A. F. Lukey and P. F. Adams.: Rotation Capacity of Beams Under Moment Gradient, ASCE Structural Journal, 1969.
- 7) N. M. Holtz, and G. L. Kulak.: Web Slenderness Limits for Compact Beams, Structural Engineering Report No.43, University of Alberta, 1973.
- 8) N. M. Holtz, and G. L. Kulak.: Web Slenderness Limits for Non-Compact Beams, Structural Engineering Report No.51, University of Alberta, 1975.
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, II 鋼橋編, 2002.