

面内曲げ引張りを受ける鋼桁腹板の極限強度

Ultimate strength of steel web plates under in-plane bending and tension

奈良 敬*, 村上茂之**, 江間康人***

Satoshi NARA, Shigeyuki MURAKAMI, Yasuhito EMA

*工博, 岐阜大学教授, 工学部土木工学科 (〒501-1193 岐阜市柳戸 1-1)

**博士 (工学), 岐阜大学講師, 工学部土木工学科 (〒501-1193 岐阜市柳戸 1-1)

***岐阜大学大学院, 工学研究科土木工学専攻 (〒501-1193 岐阜市柳戸 1-1)

This paper presents ultimate strength of steel web plates as a structural element of composite girders. The plates are modeled as a rectangular plate subjected to both in-plane bending and uni-axial tension, and simply supported except for a boundary on upper flanges with fixed support.

In this paper, an influence on ultimate strength of the plates is examined taking account of various parameters, such as aspect ratio, plate slenderness and stress ratio. Finally, presented is a design formula for the plate under in-plane bending and axial tension.

Key Words : steel web plate, in-plane bending and tension, ultimate strength, design formula, interaction curve

キーワード : 鋼腹板, 面内曲げ引張り, 極限強度, 設計式, 相関曲線

1. はじめに

鋼構造部材の多くは板要素から構成されている。この鋼板構造物の崩壊の要因となる最も懸念される現象は、座屈現象である。設計に際しては、面内力が作用する鋼板の座屈挙動を把握することは極めて重要なこととなる。これまでに、初期たわみや残留応力などの初期不整が鋼板構造の極限強度に大きく影響を及ぼすことが知られている。これらを考慮した板要素の極限強度に関する研究が多数行われ、その成果は文献 1) にまとめられている。一般に、板要素には軸方向力、面内曲げ、せん断力等の面内力が単独に、あるいは組み合わせられて複雑に作用する。板面内に曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度に関する研究は奈良らの研究²⁾が挙げられる。さらに面内力が単独に、あるいは組み合わせられて作用する場合についての極限強度を統計学的に評価する研究が進められており³⁾、これら研究成果に基づいた設計法が提示されている⁴⁾。

一方、近年では合理化・省力化にともない少数主桁橋が採用されている。この形式の採用で厚くなる腹板について、西村らの研究^{5),6)}では、曲げを受ける 2 軸対称 I 型断面を対象に断面強度と降伏限界幅厚比に関するフランジとウェブの相互作用効果が明らかにされた。その結果、腹板の薄肉化を実現している。少数主桁橋は、同時に合成桁構造として設計されることが多くなってい

る。一方、桁橋の設計においては、従来から鋼桁および床版は非合成の断面として設計されてきたが実際の鋼桁は、上フランジは床版に拘束され、腹板は上フランジによって曲げを拘束されるため、合成桁として挙動することが指摘されている⁷⁾。また、床版打設後の鋼桁断面に曲げモーメントが生じた時、その圧縮力の一部は床版に作用し、その結果、中立軸は鋼桁単独の場合に比べて上方に移動する。これを考慮すれば、従来における非合成としての断面設計は、合成桁の力学特性を生かしきっていないため、合理的な設計であるとは言えない。そこで、腹板は前述した力学特性を考慮すると、曲げと引張りを同時に受ける板パネルとして考える必要がある。また、圧縮フランジが床版によって拘束される効果を期待し、鋼板支持条件を 1 辺固定 3 辺単純支持板とすることで、より実際に近い合理的な設計を行うことができる。すなわち鋼桁設計において腹板断面の薄肉化、あるいは、桁高を大きくすることができることになる。

本研究は、合成桁の腹板を対象として面内曲げと引張りが同時に作用する鋼板についてなされた座屈係数に関する研究^{8),9)}の成果を踏まえ、鋼板を 1 辺固定 3 辺単純支持板とした極限強度解析を行い、縦横比、幅厚比パラメータ、応力勾配が及ぼす極限強度への影響を検討する。さらに、面内曲げと引張りを受ける鋼板の極限強度に基づき、座屈照査のための強度評価法について提案する。

2. 解析モデル

数値計算にあたっては、文献 10) および 11) に示す、ひずみ硬化についても考慮できるように拡張した弾塑性有限変位解析法を用いた。

1) 境界条件

境界条件については合成桁橋の鋼 I 桁腹板を対象として設定した。図-1 に示すように床版による拘束効果を考慮し、非載荷辺の上フランジとの接合部（圧縮側）は面内の Y 方向変位を固定し、面外変形については固定支持とした。下フランジとの接合部は引張り力による拘束効果を考慮し単純支持とした。また、載荷辺においては曲げ剛性無限大の剛棒を取り付け、偏心引張り変位を与えている。なお、解析においては変形の対称性から $X \geq 0$ の領域のみを取り出している。

2) 断面に関するパラメータ

鋼板パネルの断面に関するパラメータとして、縦横比 α 、応力勾配 ϕ 、幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ を考える。

$$\alpha = a / b \quad (1)$$

$$\phi = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1 \quad (2)$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \quad (3)$$

ここに、 σ_Y : 降伏応力、 E : ヤング係数(=205.8GPa)

μ : ポアソン比(=0.3)、 k : 座屈係数、 t : 板厚

図-1 中の σ_1 、 σ_2 はそれぞれ板パネルの両縁部における作用応力(圧縮を正、引張りを負とする)であり、初等力学においては式(2)となる。応力勾配 ϕ を断面力に関するパラメータとして表わすと

$$\phi = \frac{2M/M_Y}{N/N_Y + M/M_Y} \quad (4)$$

となる。ここに、 N : 軸方向力、 M : 面内曲げモーメント

N_Y : 降伏軸力、 M_Y : 降伏曲げモーメント

ここで、応力勾配 ϕ は合成桁橋の実橋に生じる応力から $2.0 \leq \phi \leq 5.0$ と設定した。 $\phi > 5.0$ においては、座屈照査の必要性はないものと考えて考慮していない。また、縦横比 α は弾性座屈解析結果⁹⁾より得られた、1 半波座屈波形(最小の座屈係数)を与える座屈長として $0.3 \leq \alpha \leq 0.5$ と設定した。

鋼種は SM400($\sigma_Y=235\text{MPa}$)とし、板厚は $t=1\text{cm}$ としている。

座屈係数 k は次式(5)で示す座屈係数算出式⁹⁾により与える。

$$k = 11.4 \phi^2 - 6.32 \phi + 7.5 \quad (2.0 \leq \phi \leq 5.0) \quad (5)$$

3) 初期不整

a) 残留応力

残留応力は、図-2 に示すように板の長さ方向、板厚方向に一定値を持つ自己平衡の矩形分布としている。

残留引張応力 $\sigma_{rt} = \sigma_Y$ 、残留圧縮応力 $\sigma_{rc} = -0.3 \sigma_Y$ とする。

b) 初期たわみ

初期たわみ波形は文献 9) による弾性座屈解析から得られた

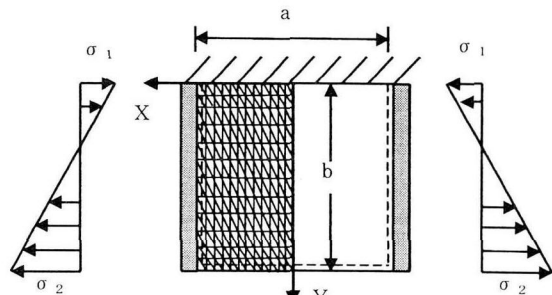


図-1 解析モデル

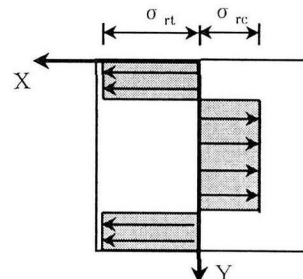


図-2 残留応力分布

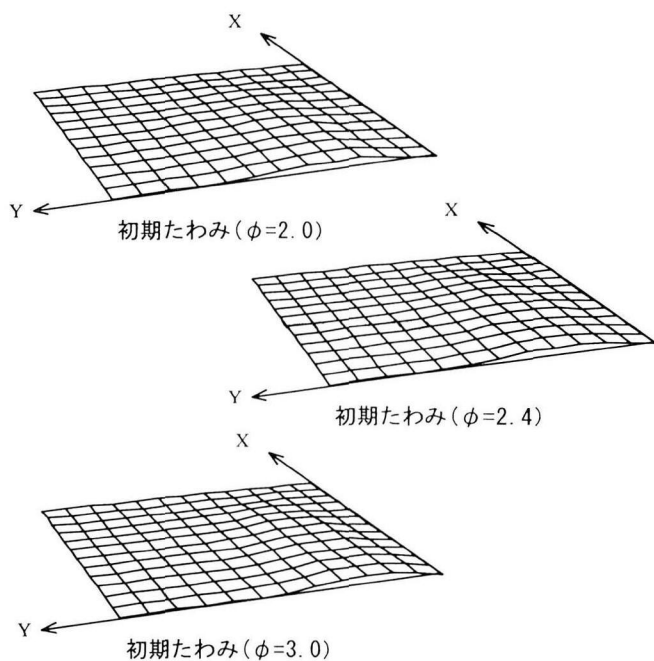


図-3 初期たわみ波形

固有ベクトル(座屈モード)を用いる。図-3 では一例として $\phi=2.0$ および 2.4, 3.0 における初期たわみ波形を示している。

道路橋示方書¹²⁾で規定されている腹板の製作許容値は $b/250$ であるが、初期たわみ量の影響が強度に対して小さいこと、ならびにフランジへの適用を考慮して最大初期たわみ量 $W_{0, \max}$ は次式(6)で与える。

$$W_{0, \max} = b / 150 \quad (6)$$

3. 極限強度特性

曲げと引張りを受ける鋼板の極限強度は次式(7)で示す指標 K_u を用いる。

$$K_u = \frac{N_u}{N_Y} + \frac{M_u}{M_Y} \quad (7)$$

ここに、 N_u 、 M_u はそれぞれ極限軸方向荷重および極限曲げモーメントである。曲げと引張りを受ける鋼板は圧縮縁ではなく引張り縁において初期降伏に至ることから、このときの K を無次元降伏強度 K_Y と表わし、曲げと引張りを受ける鋼板の極限強度指標を K_u/K_Y とする。なお、軸方向荷重の符号は圧縮を正、引張りを負とする。

K_Y は、応力勾配 ϕ を用いることによって $\phi \geq 2.0$ において次式(8)から容易に算出することが出来る。

$$K_Y = \frac{1}{\phi - 1} \quad (\phi \geq 2.0) \quad (8)$$

ここで、応力勾配 ϕ と K_Y の関係を、初等力学における応力分布図を用いて表示すれば、表-1のようになる。

1) たわみ波形特性

極限状態におけるたわみ波形（以下、極限たわみ波形と呼ぶ）について縦横比 α 、幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ および応力勾配 ϕ をパラメータとして、図4~9を用いて、その比較を行う。図中の縦軸は、初期たわみ W_0 と付加たわみ W の和を最大初期たわみ量 $W_{0, \max}$ で無次元化して表わす。また、極限たわみ波形は、すべて Y 軸上の節点のたわみを対象としている。

表-1 応力分布モデル(初等力学モデル)

ϕ	K_Y	設計応力分布($K=K_Y$ のとき)			
		$\frac{\sigma_B}{\sigma_Y}$	$\frac{\sigma_C}{\sigma_Y}$	$\frac{\sigma_1}{\sigma_Y}$	$\frac{\sigma_2}{\sigma_Y}$
2.0	1.0	1.0	0	1.0	-1.0
3.0	0.5	0.75	-0.25	0.5	-1.0
4.0	0.33	0.67	-0.33	0.33	-1.0
5.0	0.25	0.63	-0.37	0.25	-1.0

初等力学における応力分布

(+: 圧縮, -: 引張り)

a) 幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ と極限たわみ波形について

図-4に縦横比 $\alpha=0.3$ 、応力勾配 $\phi=2.4$ の場合における極限たわみ波形を、幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ を変化させて描いている。図-5には同一パラメータにおける周辺単純支持板での極限たわみ波形 W を描いている。両図を比較すると、周辺単純支持板は $\bar{\lambda}_p$ が大きくなると極限時の最大たわみ量は大きくなるのに対し、1辺固定3辺単純支持板では圧縮側を固定とする境界条件の影響が顕著に表われ、 $\bar{\lambda}_p$ の影響は小さくなるのがわかる。縦横比を変化させても上述の傾向は変わらなかった。

一方、応力勾配が大きくなる $\phi \geq 3.0$ では境界条件の違いによる両者の差はなく、極限たわみ波形は $\bar{\lambda}_p$ に影響を受けないことが分かった。

b) 縦横比 α と極限たわみ波形について

縦横比 α が極限たわみ波形に与える影響について調べる。 $\bar{\lambda}_p=0.7$ とし、 $\phi=2.4$ および3.0、5.0、と変化したときの極限たわみ波形を、それぞれ図-6~8に図示する。

$\phi=2.4$ 、3.0では、極限たわみ波形は縦横比の影響をほとんど受けていないのに対し、 $\phi=5.0$ では、その影響が顕著に現われている。 $\phi=5.0$ のとき、 $\alpha=0.3$ における極限たわみは初期たわみに対し、わずかに増している。 $\alpha=0.4$ 、0.5における極限たわみ波形は初期たわみ波形に対し減少している。これは、次のような理由が考えられる。①文献9)における研究より得られた弾性座屈解析結果から、応力勾配が大きい場合、すなわち $\phi=4.0$ 、5.0の場合には座屈波形の1半波を得る縦横比は約0.2と小さい。そのため、 $\alpha=0.4$ 、0.5となると2半波あるいは3半波で座屈が生じることになる。②初期たわみは1半波で与えており、また引張り応力を受ける断面においては当然たわみは生じず、この引張りの領域が大きくなることによって圧縮側のたわみは減少している。

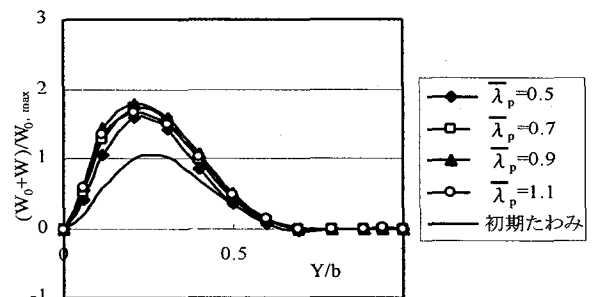


図-4 極限たわみ波形($\phi=2.4$, $\alpha=0.3$)

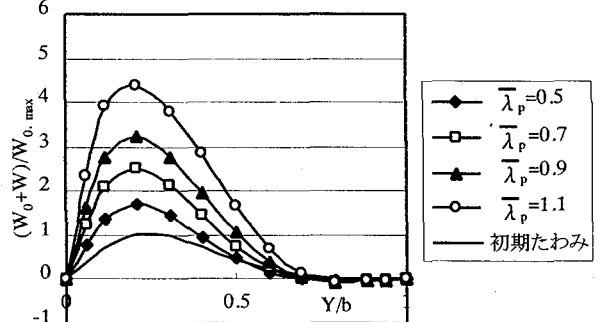


図-5 周辺単純支持板の極限たわみ波形
($\phi=2.4$, $\alpha=0.3$)

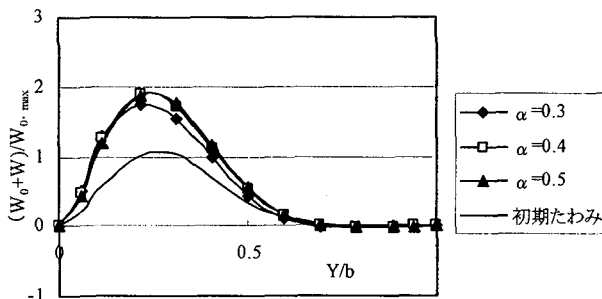


図-6 極限たわみ波形($\phi=2.4$, $\bar{\lambda}_p=0.7$)

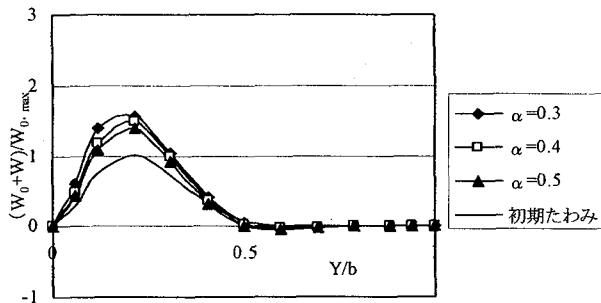


図-7 極限たわみ波形($\phi=3.0$, $\bar{\lambda}_p=0.7$)

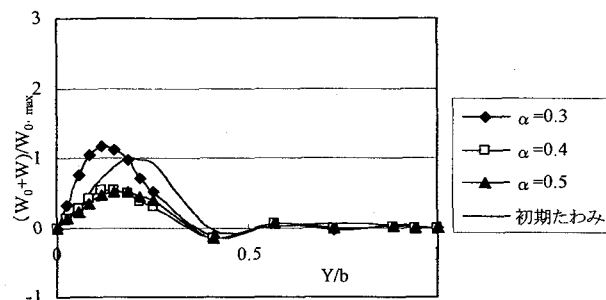


図-8 極限たわみ波形($\phi=5.0$, $\bar{\lambda}_p=0.7$)

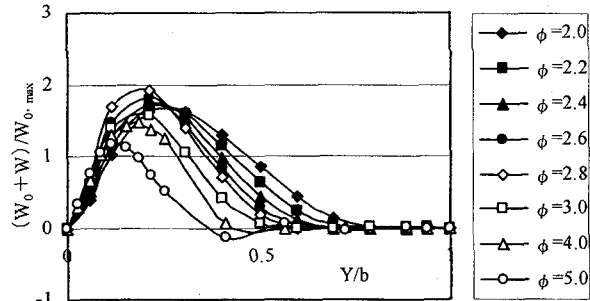


図-9 極限たわみ波形($\alpha=0.3$, $\bar{\lambda}_p=0.7$)

周辺単純支持板においては同様の現象は見られないため、座屈波長の短い1辺固定3辺単純支持板に認められたものと考えられる。

c) 応力勾配 ϕ と極限たわみ波形について

図-9には、応力勾配の変化に対する極限たわみ波形の変化を図示している。図より $2.0 \leq \phi \leq 2.8$ では最大たわみ量は応力勾配 ϕ が大きくなるにつれて増加しているが $\phi \geq 3.0$ では、応力勾配 ϕ の増加にともない、面内曲げの影響は小さくなるため、最大たわみ量は減少していく。また、最大たわみの位置は弾性状態における圧縮応力分布の図心付近となることが分かる。

2) 応力分布特性

図-10に示すように斜線を施した要素における応力分布特性について考察を行う。

図-11, 12および13は、それぞれ $\phi=2.4, 3.0, 5.0$ の場合の極限状態における垂直応力分布を示している。これらの図では、 $\alpha=0.3$ とし、 $\bar{\lambda}_p$ を0.5から1.1に変化させている。また、図中には残留応力を図示している。

$\phi=2.4, 3.0, 5.0$ において、圧縮応力が生じる断面は降伏応力に達しているが、圧縮縁応力を受ける縁部の要素の応力は降伏応力に達していないことがわかる。また、極限たわみが最大となる個所では、応力分布にポケット(図では、凸状)が生じている。

$\phi=2.4$ の場合は、応力分布は $\bar{\lambda}_p$ の影響を受け、 $\bar{\lambda}_p$ が大きくなるほど応力分布のポケットは顕著に現われている。 $\phi=3.0$ の場合においては、 $\bar{\lambda}_p \geq 0.7$ の場合、応力分布のポケットが生じ、圧縮側の応力分布は $\bar{\lambda}_p$ の影響をほとんど受けていない。また、 $\phi=5.0$ の場合においては圧縮縁の応力は降伏応力より小さく、 $\bar{\lambda}_p \geq 0.9$ では応力分布のポケットは急激に生じている。また、引張り応力は、応力勾配が大きくなると $\bar{\lambda}_p$ の影響をほとんど受けなくなることが分かる。

図-14には、応力勾配 ϕ を2.0から5.0に変化させた場合の応力分布図を図示している。ここで、 $\alpha=0.3$ 、 $\bar{\lambda}_p=0.7$ である。応力勾配の増加にともない、引張り応力が生じる断面は中立軸に向かって塑性領域を広げ

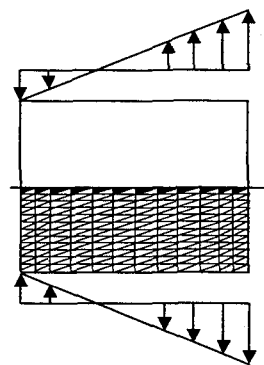


図-10 応力分布を評価する断面

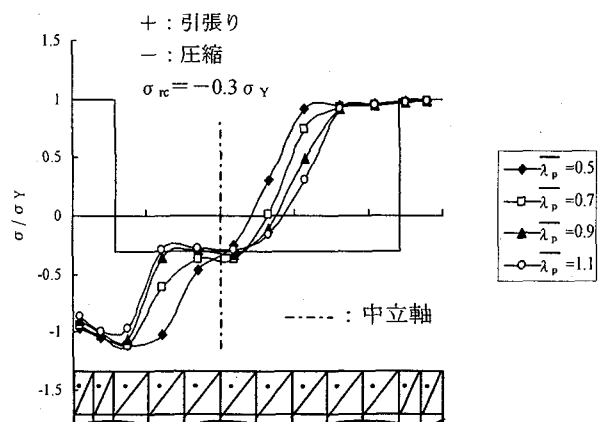


図-11 極限状態における応力分布特性
($\phi=2.4$, $\alpha=0.3$)

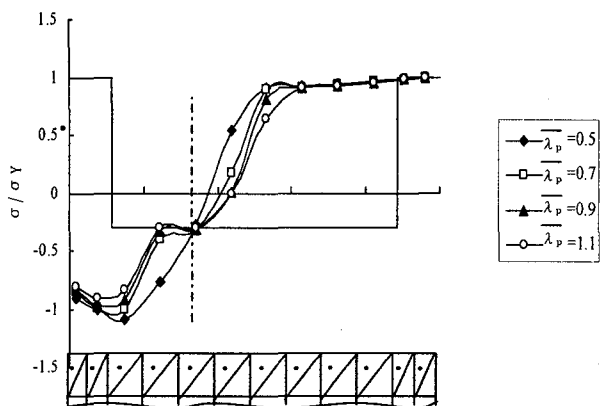


図-12 極限時における応力分布特性
($\phi=3.0, \alpha=0.3$)

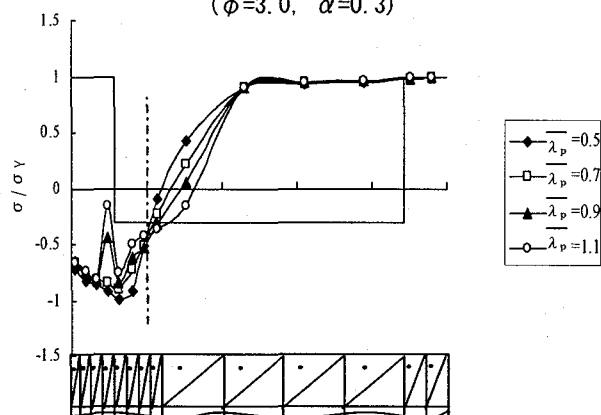


図-13 極限時における応力分布特性
($\phi=5.0, \alpha=0.3$)

ていく。それにともない、圧縮応力が発生する断面の幅は狭まり、同時に圧縮縁応力は小さくなっていくことが分かる。

次に、縦横比 α を変化させて応力分布に及ぼす影響を調べた。その例として、 $\bar{\lambda}_p=0.7$ 、 $\phi=2.4$ および 5.0 の場合を挙げ、それぞれ図-15、16 に図示している。 $\phi=2.4$ のとき α が小さくなると応力分布にポケットが生じていくことが分かる。また、応力勾配が大きい $\phi=5.0$ においては、圧縮応力が発生する縁部付近で応力分布にポケットが生じている。これらは、図-6、8 で示した極限たわみ波形と照らし合わせてみると、前述したように極限たわみが最大となる個所では応力分布にポケットが生じていることを確認することができる。

3) 縦横比 α と極限強度 K_u/K_y

線形座屈理論において、座屈強度はある縦横比に対して極小値を持つ。弾塑性有限変位理論に基づいた極限強度解析を行っている本研究においても極限強度は縦横比に対して極小値を持つ。曲げと圧縮を受ける鋼板であれば $\alpha=0.5$ と統一されている²⁾。

そこで、各応力勾配における極限強度 K_u/K_y と縦横比 α の関係を調べた。図-17 に、幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p=0.7$ 、応力勾配 $\phi=2.4, 3.0$ から 5.0 の場合について、

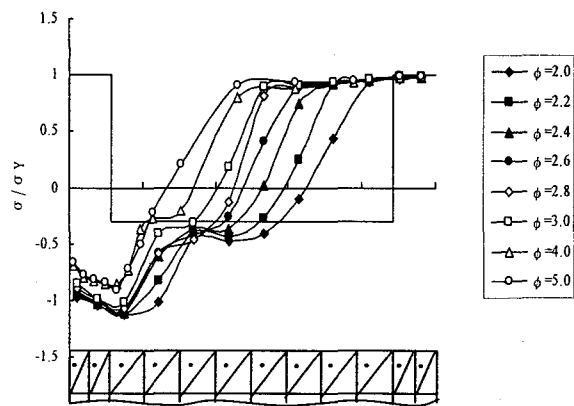


図-14 極限時における応力分布特性
($\alpha=0.3, \bar{\lambda}_p=0.7$)

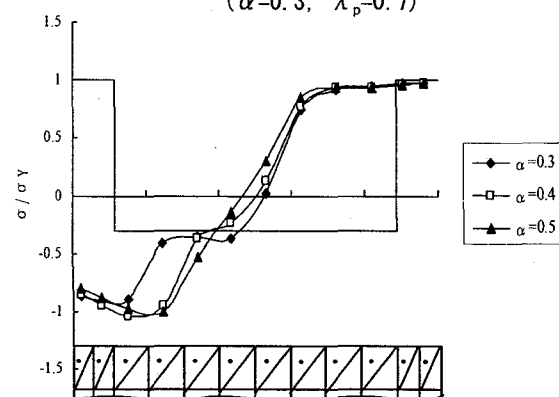


図-15 極限時における応力分布特性
($\phi=2.4, \bar{\lambda}_p=0.7$)

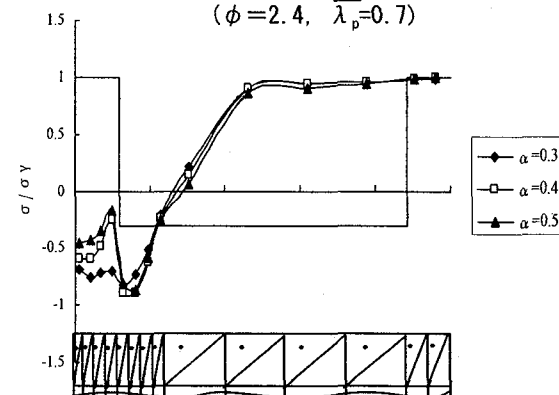


図-16 極限時における応力分布特性
($\phi=5.0, \bar{\lambda}_p=0.7$)

極限強度と縦横比の関係について示す。その結果、極限強度は応力勾配の値に関わらず縦横比による影響をほとんど受けていないことが分かる。これより、曲げと引張りを受ける鋼板の最も不利となる縦横比を $\alpha=0.3$ と統一しても差し支えないことが分かる。

4) 応力勾配 ϕ と極限強度 K_u/K_y

図-18 に極限強度 K_u/K_y と応力勾配 ϕ の関係を図示している。 $\alpha=0.3$ と固定し、幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ を 0.5 から 1.1 に変化させている。縦軸に K_u/K_y 、横軸に ϕ をとる。同図より次のことを確認することができる。

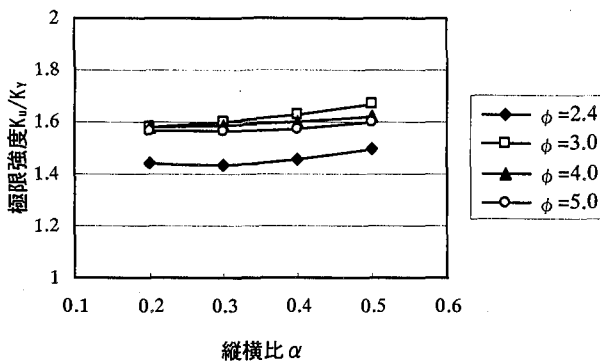


図-17 縦横比と極限強度
($\phi=2.4$, $\bar{\lambda}_p=0.7$)

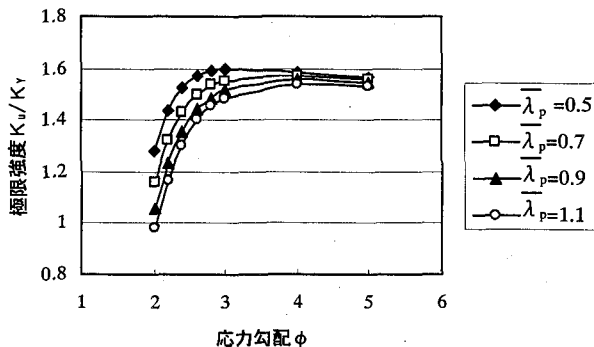


図-18 応力勾配と極限強度 ($\alpha=0.3$)

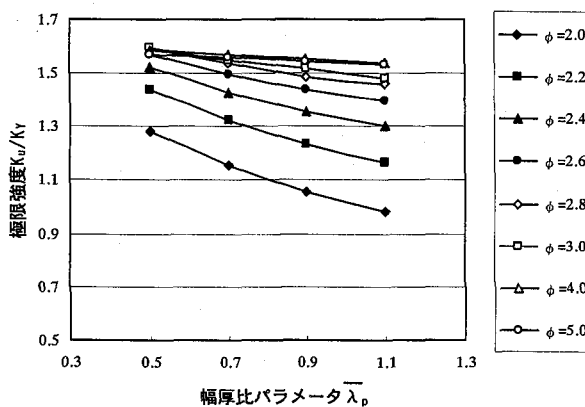


図-19 極限強度曲線

- ① $\bar{\lambda}_p$ の値に関係なく、極限強度は応力勾配 ϕ によって大きく異なる。
 - ② $2.0 \leq \phi \leq 3.0$ では、極限強度は ϕ が大きくなるに従い上昇する。
 - ③ 応力勾配 ϕ が大きくなるに従い、幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ の影響による極限強度の差は少なくなる。
- $\alpha=0.4, 0.5$ の場合においてもほぼ同様の結果となった。

5) 幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ と極限強度 K_u/K_Y

図-19 に $\alpha=0.3$ における極限強度 K_u/K_Y と幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ の関係を示す。この図より、 ϕ が大きくなるに従い、 $\bar{\lambda}_p$ が極限強度に与える影響は小さくなる。特に $\phi \geq 4.0$ では $\bar{\lambda}_p$ は極限強度にほとんど影響を与えないことが分かる。

表-2 限界幅厚比パラメータおよび指数 β
($\phi=4.0, 5.0$)

ϕ	4.0	5.0
$\bar{\lambda}_{p,cr}$	2.2×10^5	2.6×10^6
β	0.035	0.029

4. 極限強度の評価

1) 極限強度曲線

図-19 に示される極限強度曲線は、 $0.5 \leq \bar{\lambda}_p \leq 1.1$ において次式(9)を用いることによって精度よく近似することができる。

$$\frac{K_u}{K_Y} = \left(\frac{\bar{\lambda}_{p,cr}}{\bar{\lambda}_p} \right)^\beta \quad (9)$$

ここで、応力勾配 ϕ が 2.0 から 3.0 のとき限界幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_{p,cr}$ と指数 β は応力勾配 ϕ の関数式として、それぞれ式(10), (11)を用いることによって近似することができる。また、 $\phi=4.0, 5.0$ においては、限界幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_{p,cr}$ は極めて大きな値となり近似することが難しい。そのため表-2 に $\bar{\lambda}_{p,cr}$ および β をそれぞれ個別に示している。

$$\bar{\lambda}_{p,cr} = 109.3 \phi^4 - 910.2 \phi^3 + 2837 \phi^2 - 3917 \phi + 2020 \quad (10)$$

$$\beta = 0.174 \phi^2 - 1.120 \phi + 1.884 \quad (11)$$

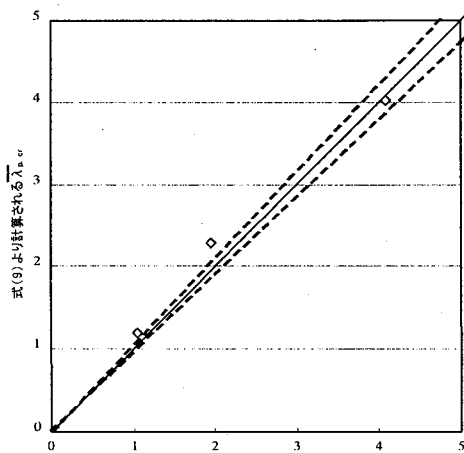
($2.0 \leq \phi \leq 3.0$)

式(10)によれば、極限強度が降伏強度まで耐えうる、すなわち $K_u/K_Y=1.0$ となる限界幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_{p,cr}$ の値は、 $\phi=2.2$ では 2.288、 $\phi=2.4$ では 4.027、 $\phi=2.6$ では 10.99、 $\phi=2.8$ では 32.0、 $\phi=3.0$ では 79.90 となり、前述したように応力勾配が大きくなると幅厚比パラメータの影響は受けず、結果として $\bar{\lambda}_{p,cr}$ は増加していく。

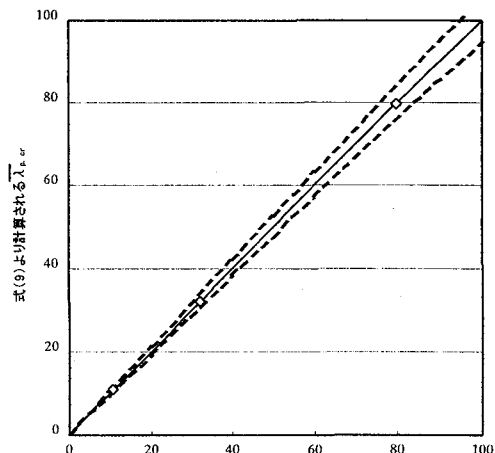
式(10)および(11)の近似式によって求められる $\bar{\lambda}_{p,cr}$ と β が図-19 に示す極限強度曲線から得られる結果と比較して、どれだけ精度よく表わすかを示したものが図-20 および 21 である。また、同様に式(9)から(11)を用いることによって得られる K_u/K_Y が解析結果と比較し、どれだけ精度よく表わすかを示したものが図-22 である。各図の縦軸は近似式により計算される値、横軸は解析結果に基づいて得られる値をとっている。図中に示す破線は実線から $\pm 5\%$ の誤差を表わす。図-20 より $\bar{\lambda}_{p,cr}$ は $\phi=2.0$ および 2.2 において若干破線からはずれ、過大評価になっているが、その他においては 5.0% 以内におさまっている。図-21 より、 β においては破線の範囲内にあり、十分な精度を有することがわかる。また、図-22 から、極限強度は $\phi=2.0$ および 2.2 において $\bar{\lambda}_{p,cr}$ の誤差の影響を受け、若干誤差は大きくなり危険側評価となっているが、全体としてはほぼ精度のよい値が得られた。式(9)から(11)の近似式を用いることによって、実用上、極限強度は十分な精度で得られることが確認できた。

2) 極限強度の相関図

図-23 に $\alpha=0.3$ の場合の極限強度の相関図を示す。図



(a) $\phi = 2.0 \sim 2.4$ の場合



(b) $\phi = 2.6 \sim 3.0$ の場合

図-20 強度曲線と近似式によって得られる $\lambda_{p,cr}$ の誤差

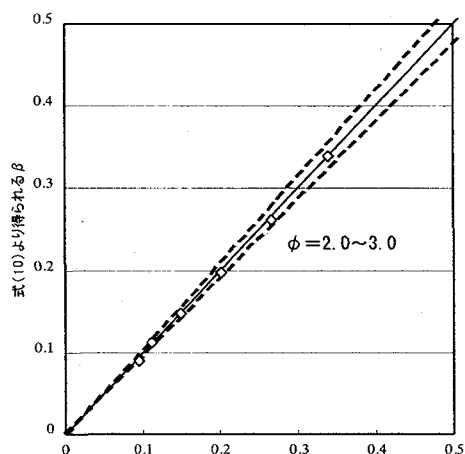


図-19より得られる β

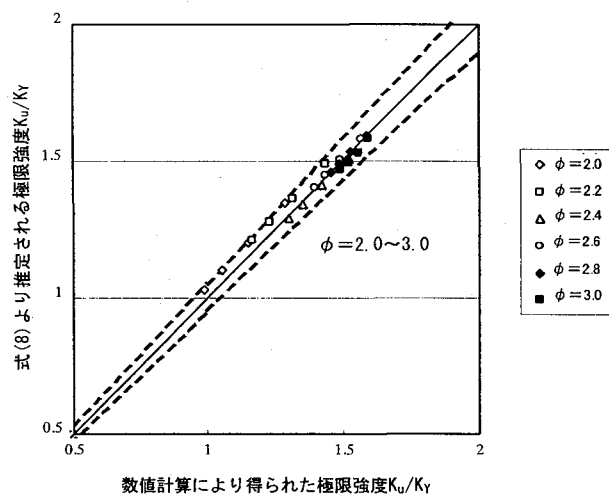


図-22 強度曲線と近似式によって得られる極限強度の誤差

図-21 強度曲線と近似式によって得られる β の誤差

中の縦軸 N^* と横軸 M^* は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} N_u^* &= N_u / (N_u)_{\phi=0} \\ M_u^* &= M_u / (M_u)_{\phi=2.0} \end{aligned} \quad (12)$$

ここに、 $(N_u)_{\phi=0}$ ：軸方向荷重のみ作用時の極限荷重、 $(M_u)_{\phi=2.0}$ ：面内曲げモーメントのみ作用時の極限曲げモーメントである。また、 $N_u < 0$ のとき、 $(N_u)_{\phi=0} = 1.0$ である。図中の破線は線形相関式、 $N_u^* > 0$ の領域でのプロットは文献 2) の結果である。

図-23 より、曲げと引張りの極限強度の相関図は $N^* \leq 0$ の領域で描かれる。 $\phi > 5.0$ の場合、強度解析を行っていないため、点線で示している。この図より、極限強度の相関について次の事柄が分かる。

- ① 曲げと圧縮を受ける鋼板と同様に、幅厚比パラメータの変化によって極限強度の相関曲線は変化する。
- ② 幅厚比パラメータが大きくなると曲げ圧縮とは異なり、破線で示される直線相関式より遠ざかっていく。
- ③ 引張り荷重が大きくなると破線に近づき、面内曲げモーメントが大きい領域では、破線から遠ざかっていく。幅厚比パラメータによる相関曲線の変化は、曲げ圧縮の場合と比較すると顕著であり、 $\lambda_p = 1.1$ においては M^* の最大値は 1.15 まで上がっている。また、 M^* が最大となる応力勾配 ϕ を見ると、幅厚比パラメータが大きくなるに従い、 ϕ も大きくなっている。

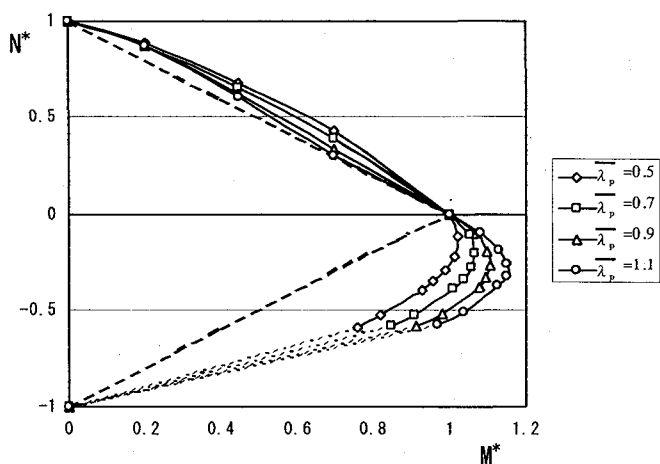


図-23 極限強度の相関図 ($\alpha = 0.3$)

3) 降伏限界幅厚比

図-24 に、本研究結果により得られた降伏限界幅厚比パラメータについて道示¹²⁾および土木学会の終局強度評価法⁹⁾との比較を行っている。ここで、道示設計基準は腹板においてである。なお $\phi > 2.0$ (曲げ引張り) においては $\phi = 2.0$ のときの $\lambda_{p,cr}$ を準用して示す。

本研究結果により $\phi \geq 2.0$ において、 $\bar{\lambda}_{p,cr}$ は従来までの設計基準である 1.0 以上の値を用いることができることを確認できる。すなわち曲げ引張り力が大きくなると $\bar{\lambda}_{p,cr}$ は大きくなるため、設計時において幅厚比パラメータを大きく設定することができ、結果として腹板断面の薄肉化あるいは桁高を大きくすることが可能となる。

5. 結論

本論文では、合成桁の腹板を対象として、面内曲げと引張りを受ける 1 辺固定 3 辺単純支持板の弾塑性有限変位解析を行った。そして、縦横比、幅厚比パラメータ、応力勾配がその極限強度に与える影響について考察し極限強度 K_u/K_y の評価法について提案を行った。

以下、得られた結論を示す。

- (1) 1 辺固定 3 辺単純支持板では、極限たわみ波形は幅厚比パラメータの影響をほとんど受けない。
- (2) 応力勾配 ϕ が大きくなる $\phi=4.0, 5.0$ においては、縦横比 α が大きくなると最大たわみ量は小さくなる。
- (3) 極限状態におけるたわみ波形には面内曲げ応力の影響が現われる。したがって、最大たわみの位置は応力勾配の変化に応じて、圧縮応力部の図心位置に移動する。
- (4) 極限時における垂直応力分布を調べた結果、曲げと圧縮を受ける鋼板と同様、応力分布のポケットが生じる位置付近に、最大たわみが生じている。
- (5) 圧縮縁応力は、応力勾配 ϕ が大きくなるに従い小さくなり、引張り応力を受ける断面は中立軸に向かって塑性領域を広げていく。
- (6) 極限強度に最も不利な縦横比を $\alpha=0.3$ とすることができる。
- (7) 極限強度は応力勾配 ϕ によって異なり、幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p=0.5$ において $\phi=3.0$ 、 $\bar{\lambda}_p=0.7$ から 1.1 においては $\phi=4.0$ を最大にとる。また、最大値を示した後の強度低下はほとんど認められない。
- (8) 応力勾配 ϕ が大きい場合 ($\phi \geq 3.0$)、極限強度は幅厚比パラメータの影響をほとんど受けない。
- (9) 図-19 に示す極限強度曲線から、式(9)から(11)に示す極限強度の評価式を作成した。その結果、この強度評価式を用いることによって実用上、十分な精度を有する極限強度を得ることができる。
- (10) 曲げと圧縮および曲げと引張りを受ける鋼板の極限強度の相関曲線を図-23 で示すことができる。これは、曲げと圧縮あるいは曲げと引張りを受ける鋼板の極限強度を区分することなく両立して評価できることを示す。
- (11) $\bar{\lambda}_{p,cr}$ が大きくなる $\phi > 2.0$ では $\bar{\lambda}_p$ を大きく設定でき、その結果、腹板板厚の薄肉化あるいは桁高を大きくとることができる。

なお、幅厚比パラメータの適用範囲の拡大、ならびにせん断力が作用した場合の腹板について、その連成挙動を明らかにしていくことが今後の課題である。

謝辞：本研究を実施するにあたり、当時岐阜大学工学部 4 年生の森貴志君（現在、(株)親和建設勤務）および大田(旧姓 堀田)泉さんの協力を得た。ここに記し謝意を表する。

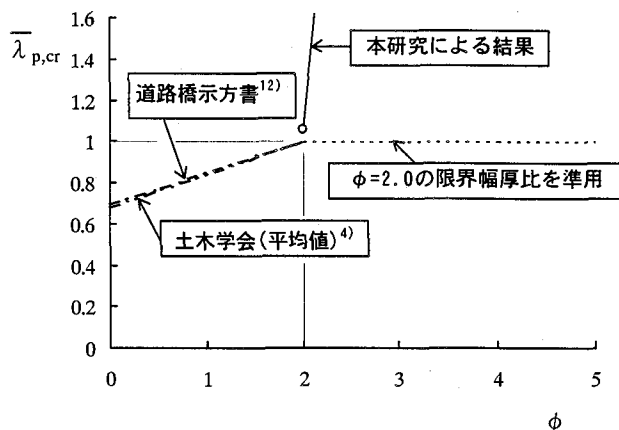


図-24 $\bar{\lambda}_{p,cr}$ の設計基準比較

参考文献

- 1) 福本? 士編：座屈設計ガイドライン，土木学会，1987 年 10 月。
- 2) 奈良 敬・小島治雄・津田 真・小松定夫：面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度特性に関する研究，土木学会論文集，第 386 号，pp.275～283，1987 年 10 月。
- 3) 奈良 敬・下野直己・森脇良一：面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の統計学的評価法，構造工学論文集，Vol.40A，pp.309～315，1994 年 7 月。
- 4) 倉西茂編：鋼構造物の終局強度と設計，土木学会，1994 年 7 月。
- 5) 西村宣男・大崎史淳・長谷川徹雄：曲げを受ける I 形断面の局部座屈強度と限界幅厚比に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37A，pp.135～144，1991 年 3 月。
- 6) 西村宣男・秋山寿行・松村達生：曲げを受ける I 形断面はりおよびプレートガーダーの強度設計法の一提案，構造工学論文集，Vol.39A，pp.165～174，1993 年 3 月。
- 7) 長井正嗣・本田晃英・中山康士・坂井藤一・八部順一：合成 2 主桁橋の対称鉛直荷重下の断面変形挙動，鋼構造年次論文報告集，Vol.3，pp.297～304，1995 年 2 月。
- 8) 奈良 敬・村上茂之・森 貴志：面内曲げと引張りを受ける鋼板の座屈係数と極限強度，土木学会第 54 回年次学術講演会概要集，I-A237，1999 年 9 月。
- 9) 奈良 敬・村上茂之・堀田 泉：面内曲げと引張りを受ける鋼桁腹板の極限強度と座屈照査法，土木学会第 55 回年次学術講演会概要集，I-A106，2000 年 9 月。
- 10) Nara, S. and Yamaguchi, H. : Elasto-Plastic Finite Displacement Analysis of Steel Plates under In-Plane Combined Loading, Research Report of the Faculty of Engineering, Gifu University, No.44, pp.25～45, 1994.
- 11) 奈良 敬・出口恭司・小松定夫：ひずみ硬化を考慮した圧縮板の極限強度に関する研究，構造工学論文集，Vol.33A，pp.141～150，1987 年 3 月。
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編），丸善，1990 年 2 月。
- 13) 奈良 敬・津田 真・福本? 士：面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の評価法に関する研究，土木学会論文集，第 392 号，pp.259～264，1988 年 4 月。

(2001 年 9 月 14 日受付)