

I-45

曲げを受ける薄肉箱形断面の極限強度に関する研究

岐阜市 正員 石原 広幸
 岐阜大学工学部 正員 奈良 敬
 岐阜大学工学部 正員 森脇 良一

1. まえがき

単一パネルが面内組合せ荷重を受ける場合の極限強度は、かなり明かとなってきた。しかしこのような単一パネルで構成された部材断面の極限強度を、合理的かつ定量的に算定する方法は、まだ一般に明確にされていないのが現状である¹⁾。

そこで本研究では、1軸曲げおよび2軸曲げを受ける薄肉箱形断面の極限強度を算定することを目的として、その極限強度と面内荷重を受ける単一板の極限強度^{2), 3)}の関係について考察したので報告する。

2. 解析モデル

初期たわみおよび残留応力を同時に考慮できる弾塑性有限変位解析法を用いる。断面のモデル化および載荷方法は、1軸曲げの場合図-1 (a) に、2軸曲げの場合図-1 (b) に示す通りである。解析モデルに関する事項を(1)～(3)に示す。

(1)断面に関するパラメータ 1軸曲げの場合、フランジの幅厚比パラメータ $R_f = 0.5, 0.7, 0.9$ 、腹板の幅厚比パラメータ $R_w = 0.5, 0.7, 0.9$ に変化させる。また2軸曲げの場合、フランジ、腹板の區別

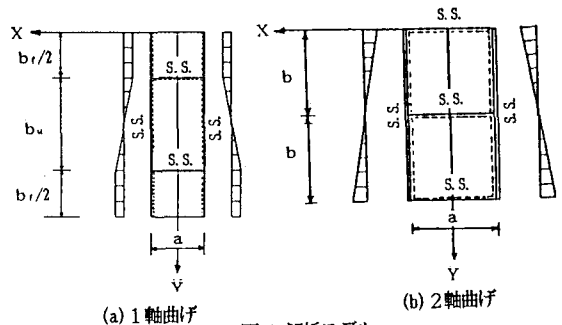


図-1 解析モデル

はなく、構成板要素の幅厚比は一定とする。圧縮側の板の幅厚比パラメータは $R = 0.5, 0.7, 0.9, 1.1, 1.3$ に変化させて解析する。(2)初期たわみ 初期たわみは、道示の製作誤差の許容値に等しい大きさを初期たわみ量として導入する。(3)残留応力 溶接によって生ずる残留応力については、板の縦方向および板厚方向で一定値を持つ矩形分布として、自己平衡となるように導入する。残留圧縮応力度 σ_r の大きさは、実測値の上限値と考えられる $-0.4\sigma_y$ とした。

3. 数値計算結果と考察

(1)1軸曲げを受ける場合 図-2に極限状態における応力分布の一例を示す。断面の中立軸が引張側へ移動していることがわかる。図-3には、1軸曲げを受ける薄肉箱形断面の極限強度 M_u を降伏モーメント M_y で無次元化して幅厚比パラメータとの関係を示す。また、文献1)の強度式による結果も併せてプロットしてある。さらに図中には式(1)に示すように単一板により推定される極限強度 $\hat{M}_u$ を記した。

$$\hat{M}_u = (M_u)_{plate} + 2 \cdot (N_u)_{plate} \cdot (bw/2) \cdots (1)$$

ここで、 $(M_u)_{plate}$: 単一板としての腹板の極限面内曲げモーメント、 $(N_u)_{plate}$: 単一板としてのフランジの極限圧縮荷重、 bw : 腹板高である。表-1には箱形断面の極限強度と式(1)により推定した極限強度を示す。表中、 M_p は薄肉箱形断面の全塑性モーメントである。これらの図表より以下のことがわかる。① 箱形断面の極限強度はおもに 圧縮フランジの幅厚比パラメータに左右される。② フランジの幅厚比パラメータが $R_f=0.5$ のときは箱形断面の極限強度は、ほぼ 式(1) で推

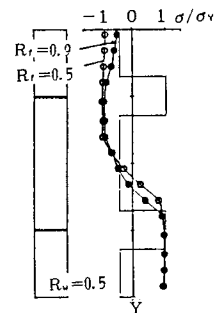


図-2 応力分布図 (1軸曲げ)

表-1 箱形断面の極限強度と推定した極限強度 (1軸曲げ)

R_f	R_w	箱形断面の極限強度		推定した極限強度	
		M_u/M_y	M_u/M_p	M_u/M_y	M_u/M_p
0.5	0.9	0.9669	0.9341	0.9650	0.9322
	0.7	0.9815	0.9398	0.9795	0.9379
	0.5	1.0098	0.9528	1.0118	0.9547
0.7	0.9	0.8866	0.8459	0.8375	0.7992
	0.7	0.9092	0.8576	0.8606	0.8118
	0.5	0.9578	0.8864	0.9097	0.8420
0.9	0.9	0.8098	0.7639	0.7625	0.7192
	0.7	0.8501	0.7910	0.7935	0.7384
	0.5	0.9229	0.8403	0.8569	0.7802

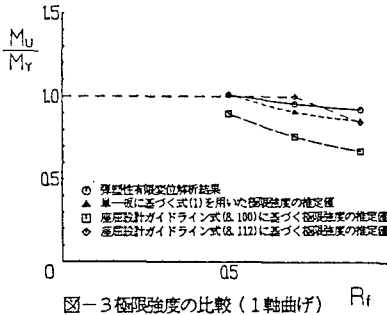


図-3 極限強度の比較（1軸曲げ）

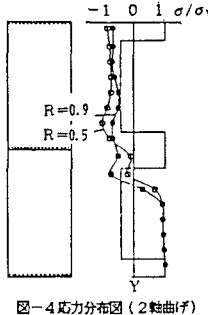


図-4 応力分布図（2軸曲げ）

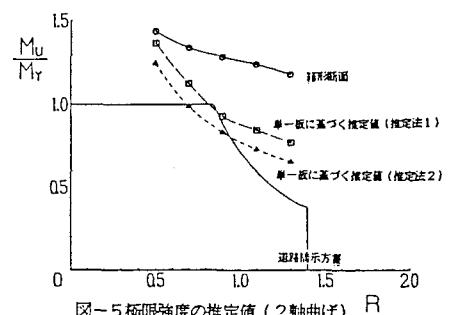


図-5 極限強度の推定値（2軸曲げ）

定した極限強度と一致している。また R_r が 0.9 の場合には、推定値は約 6% 低い極限強度を与えるが、ほぼ式 (1) で推定された極限強度は妥当な値といえる。③ 本数値計算例においては、文献 1) に示される 2 つの強度式には大きな差が生じる。(2) 2 軸曲げを受ける場合 図-4 に極限状態における応力分布の一例を示す。圧縮側の板パネルは一樣圧縮応力状態になり、断面の中立軸が引張側へずれていることがわかる。表-2 には 2 軸曲げを受ける薄肉箱形断面の極限強度と幅厚比パラメータとの関係、および次式に示すような推定法 1、推定法 2 より推定される極限強度が示されている。また図-5 には、解析結果および 2 つの推定法による極限強度と道示の極限強度曲線を示している。推定法 1 は 4 枚の板パネルで応力の再配分がないと仮定、推定法 2 は圧縮縁の板パネルは純圧縮状態となると仮定したもので、それぞれ式 (2) および式 (3) で表される。

$$\bar{M}_u = 2 / (3\sqrt{2}) \cdot \sigma_y b^2 t \cdot (K_u)_{plate} \cdots (2)$$

$$\bar{M}_u = 1 / \sqrt{2} \cdot \sigma_y b^2 t \cdot (N_u / N_y)_{plate} \cdots (3)$$

ここで、 $\bar{M}_u$ ：推定された極限曲げモーメント、
(K_u)_{plate}：面内曲げと圧縮を受ける単一板の極限強度を表す指標³⁾、
(N_u / N_y)_{plate}：

表-2 箱形断面の極限強度と推定した極限強度（2軸曲げ）

R	箱形断面の極限強度		極限強度-（推定法1）		極限強度-（推定法2）	
	M_u / M_v	M_u / M_p	M_u / M_v	M_u / M_p	M_u / M_v	M_u / M_p
0.5	1.4400	0.9480	1.368	0.9007	1.2478	0.8213
0.7	1.3429	0.8873	1.128	0.7452	0.9920	0.6554
0.9	1.2897	0.8538	0.9361	0.6197	0.8372	0.5542
1.1	1.2444	0.8244	0.8500	0.5634	0.7313	0.4847
1.3	1.1830	0.7848	0.7720	0.5122	0.6535	0.4335

：純圧縮を受ける単一板の極限強度。これより以下のことがわかる。① 幅厚比パラメータが $R = 0.5$ から $R = 1.3$ に大きくなると極限強度 M_u / M_v が、1.44 から 1.18 に、また M_u / M_p が 0.95 から 0.78 に低下する。② 単一板より推定した極限強度は箱形断面の極限強度より小さいが、 R が大きくなるにしたがってその差は大きくなる。③ 推定法 1 は推定法 2 より箱形断面の極限強度に近い値を示す。④ 道示に規定されている耐荷力曲線は、 $R = 0.9$ 付近を除き推定値よりも小さい強度を与えている。

4 結論

本研究で実施した数値計算例より得られた結論は以下の通りである。

(1) 1 軸曲げを受ける薄肉箱形断面の極限強度は、数値計算例のパラメータの範囲において、単一板の極限強度を利用して推定した極限強度を用いて精度よく表すことができる。(2) 2 軸曲げを受ける場合、薄肉箱形断面の極限強度は、単一板の極限強度を利用して推定した極限強度に比較して大きな値を示す。この傾向は幅厚比パラメータが大きいほど顕著である。これは、現行の設計基準より経済的設計が可能であることを示唆するものと考えられる。(3) 2 軸曲げを受ける薄肉箱形断面の極限強度を、単一板の極限強度を用いて推定する方法は、安全側の評価法として利用できるものと思われる。

今後、一般的な 2 軸曲げ状態について薄肉箱形断面の極限強度の考察を進める必要がある。

参考文献 1) 土木学会：座屈設計ガイドライン，pp. 182～183，1987年10月。2) 奈良 敬・津田 真・福本 嘯士：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/I-9，pp. 259～264，1988年4月。3) 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/I-8，pp. 275～283，1987年3月。