

琉球大学 正員 矢吹哲哉

琉球大学 正員 有住康則

1. まえがき 各国の現行設計基準は、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¹⁾。断面区分は板要素の座屈強度より、又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。しかし、両区分はそれぞれ独立に曲げ部材強度に影響を及ぼす訳ではない²⁾。ここでは、面内曲げを受けるI形梁の極限強度を、断面構成板の幅厚比及び梁部材細長比を各種変化させて、立体板構造及び骨組み構造に対する弾塑性有限変位解析法によってパラメトリック解析し、両区分の連成を考慮した構造区分及びI形梁全体強度に関する簡易算定式についての一提案を行った。

2. 解析法及び解析モデル 立体板構造とした場合はアイソパラメトリックシェル要素モデルによる弾塑性有限変位理論に基づいた数値解析法²⁾、³⁾を、又骨組み構造とした場合は開断面部材三次元弾塑性有限変位解析法²⁾を、それぞれ用いた。解析モデルは図-1に示すような二軸対称I形断面梁とした。

又、元挽みは、道路橋示方書に規定されている制作誤差の最大許容値 $L/1000$ をスパン中央で有するsin半波形状を面外方向に考慮した。解析で使用したパラメータは、フランジとウェブの幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_{flange}$ 、 $\bar{\lambda}_{web}$ 及びI形断面梁の横ねじれ座屈に対する細長比パラメータ $\bar{\lambda}_{beam}$ で、それぞれ次式による。

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

$$\bar{\lambda}_{beam} = \sqrt{\frac{M_p}{M_E(\nu, W)}} \quad (1)$$

ここに、 σ_Y は使用鋼材（SS400, SM570）の降伏点応力度、 $M_E(\nu, W)$ はねじり及び反り成分を考慮した弾性横ねじれ座屈モーメント、 M_p は全塑性モーメントである。

3. 構造区分と崩壊区分 文献3)で行った四辺単純支持板要素耐荷力解析結果の一例を図-2に示す。図中には、参考の為、提案簡易算定結果も示した。一般に、I形断面は $M_p/M_Y \leq 1.3$ である事等を考慮すると、図より、ウェブ板要素のプラスチック断面、コンパクト断面、セミコンパクト断面の限界幅厚比は、それぞれ大略0.5、0.8、1.1と評価出来よう。又、フランジ板要素については、各国の現行設計基準値の下限値を採用し、それぞれ0.4、0.5、0.7とする。これらを参照して、ここではI形断面の断面区分 $\bar{\lambda}_{section}$ を、図-3の如くに定義する。

次に、面内曲げを受けるI形梁の極限強度を、断面構成鋼板の幅厚比及び梁部材細長比を各種変化させて、立体板構造に対する弾塑性有限変位解析法によってパラメトリック解析し、それらの崩壊様式を検討した。崩壊様式は、断面構成板要素の局部座屈が崩壊の主要因である場合、断面構成板要素の局部座屈と梁の横ねじれ座屈の連成座屈が崩壊の主要因である場合、梁の横ねじれ座屈が崩壊の主要因である場合に、それぞれ区分される。図-4に、構造区分と崩壊区分の相関関係を示

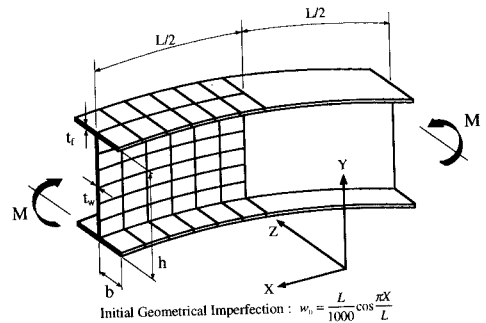


図-1 解析モデル

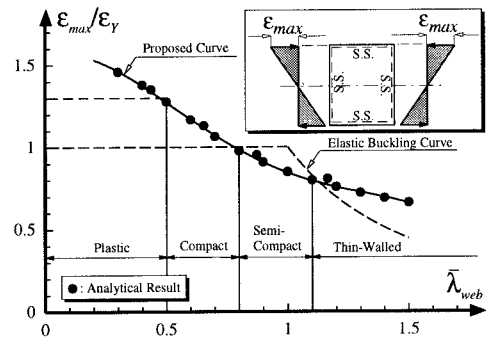


図-2 純曲げ板要素耐荷力

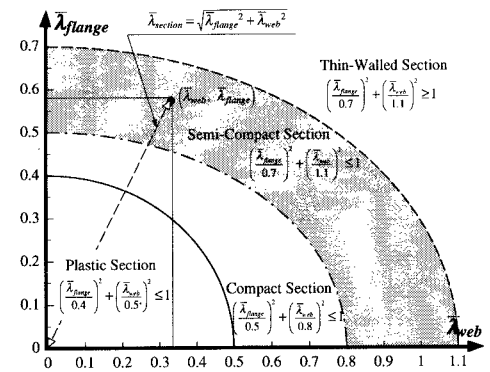


図-3 断面区分

す。図より、崩壊様式は断面区分と梁部材細長比との相関で区分されることが解る。即ち、梁の横ねじれ座屈が崩壊の主要因である区分（この場合の抵抗能力を梁全体強度と定義する）は、

$$\bar{\lambda}_{section} \leq 1.2\bar{\lambda}_{beam} + 0.16 \quad (2)$$

又、断面構成要素の局部座屈が崩壊の主要因である区分は、

$$\bar{\lambda}_{section} \geq 1.2\bar{\lambda}_{beam} + 0.56 \quad (3)$$

で、それぞれ大略評価出来よう。

4. 全体強度に関する簡易算定式 基本強度を評価する為に、残留応力を考慮しない場合の式（2）で区分されるI形梁全体強度 M_{max}^0 をパラメトリック解析し、その結果に基づいて、強度のはば下限値を評価する基本強度簡易算定式を導出した。図-5に結果の一例を示す。図より、提案基本強度簡易算定式 $\bar{\sigma}_{cug}^0$ は良好な精度を有すると言えよう。次に、 M_{max}^0 と残留応力度（Merrison 分布²⁾、最大圧縮応力度 $= 0.2\sigma_y$ ）を考慮した場合の梁全体強度 M_{max} とを比較し、残留応力度がI形梁全体強度に及ぼす影響の定量的評価を試みた。即ち、両者の比で評価した影響係数を実用的に算定する簡易式 κ を導出し、これを以て残留応力度の影響を取り込んだ。基本強度簡易算定式 $\bar{\sigma}_{cug}^0$ に残留応力度影響係数算定式 κ を組み込む事により、I形梁全体強度に関する簡易算定式 $\bar{\sigma}_{cug}$ を以下のごとくに導出した。

$$\bar{\sigma}_{cug} = \kappa \cdot \bar{\sigma}_{cug}^0 \quad (4)$$

ここに、

$$\bar{\sigma}_{cug}^0 = \frac{Y - \sqrt{Y^2 - 4\bar{\lambda}_{beam}^2}}{2\bar{\lambda}_{beam}^2}; \quad Y = 1 + 0.2\bar{\lambda}_{beam} + \bar{\lambda}_{beam}^2;$$

$$\kappa = 0.85 + 0.1 \times (2 \cos \alpha - 1) \cdot \cos \alpha; \quad \alpha = \pi(\bar{\lambda}_{beam} - 0.4)/1.2$$

図-6に、本提案簡易算定結果と実解析結果との比を示す。図より、ここで提案した手法は精度良く残留応力度の影響を評価することが出来る、と言えよう。図-7には、これまでに各国で得られた局部座屈を伴わない溶接I形梁の曲げ強度に関する実験結果⁴⁾と本提案簡易算定結果を示す。又、図中には、比較のため、代表的な現行設計基準値も示してある。図より、ECCS基準は実強度の平均値を良く評価している。又、本提案簡易算定式は実強度の下限値を極めて精度良く評価している、と結論付けられよう。

4. あとがき 本報告は、溶接I形梁の断面区分と曲げ崩壊区分及び全体強度の相関関係を定量的に評価し、更に、実用上十分の精度を有する簡易算定式を提案した。今後は、設計の幅を広げると言った観点から、式（2）と（3）の範囲外で区分される連成座屈強度の定量的検討が必要であろう。

参考文献 1) SSRC: Stability of Metal Structures - A World View II, 1989. 2) 矢吹、有住: LYR鋼厚肉板桁の可能性、土木学会第49回年次講演概要集、I-65、1994. 3) Yabuki, Arizumi, Yashiro: Ultimate strength and its practical evaluation of cylindrical shell panels under various compression, Proc. of JSCE, No.489, 1994. 4) 西村、久保、西井、福本: 鋼はり部材の横ねじれ強度の統一評価、土木学会論文集、No.416、1990.

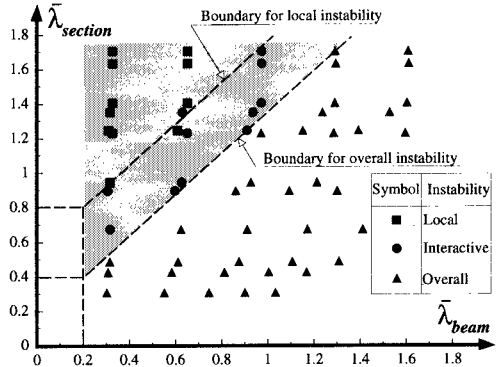


図-4 崩壊区分

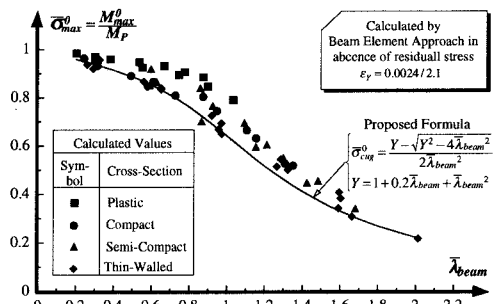


図-5 基本強度解析結果と簡易算定式

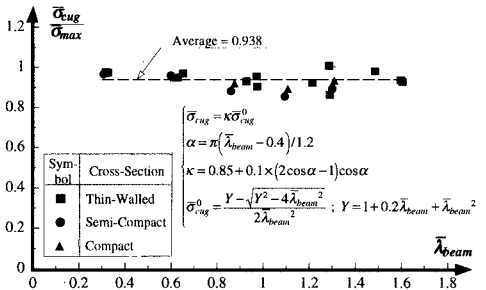


図-6 残留応力度の影響

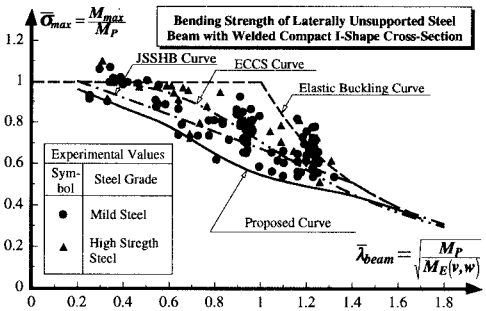


図-7 強度実験データと本提案簡易算定結果