

早稲田大学 学生員 桑野忠生
早稲田大学 正員 依田照彦

1. まえがき

軽量形鋼あるいは幅の広いフランジと薄いウェブを持つプレートガーダーのような、薄肉断面部材では、板要素の局部座屈と部材の全体座屈との連成座屈強度を検討することの意義は大きいと思われる。本報告では、曲げを受けるプレートガーダーを例にとり、局部座屈が全体横倒れ座屈強度に及ぼす影響を調べるための第一段階として、極限モーメントの算定法について考察する。

いま、等曲げを受ける短いプレートガーダーは、圧縮フランジが横座屈とねじり座屈を起さないように垂直補剛材で補剛されているものとする。この時の極限モーメント M_u の推定式は、Basler¹⁾の推定式を始めとしていくつか提案されている。中でも、近年示された長谷川・和田・西野の推定式²⁾は柱モデルを用いているものの実験値と良く一致する式として簡易かつ有効なものとされている。しかしながら、これらの提案式の問題点として、ウェブの有効幅の理論的裏付けが明確でないこと、並びに圧縮応力を受ける上フランジの局部座屈を考慮できないことなどがあるように思われる。ここではこれらの問題点について考察を加え新しい極限モーメント算定法を提示し、従来の提案式との比較を試みた。なお、断面は2軸対称I形断面とし、補剛材としては垂直補剛材のみを有するものとする。

2. プレートガーダーの曲げ耐荷力の算定法

(1) 局部座屈による有効幅の減少

曲げを受ける図1に示す様なI形断面プレートガーダーの座屈後の有効断面を図2の様に仮定する。このとき、有効幅 b_e 、 h_{ec} は次の様にして定められる。すなわち、圧縮力及び曲げモーメントを受ける板の有効幅に三上の式を適用する。

$$\left. \begin{aligned} w_{eff}/w &= 1.0 & (\beta \leq 1.0) \\ &= 1/\beta^{0.7} & (1.0 < \beta) \end{aligned} \right\} (1)$$

ただし、 $\beta = 2(w/t) \sqrt{\sigma_f/Ek}$ である。

したがって、式(1)を用いて、フランジでは、

$$w/t = b/t_f, k = 0.7 \text{ とおくことにより有効}$$

幅 $w_{eff} = b_e$ が求められ、ウェブでは、

$w/t = (h/2)/t_w, k = k_w$ とおくことにより有効幅 $w_{eff} = h_{ec}$ が求められる。ここに、フランジの座屈係数はウェブとの接合辺の境界条件が単純支持と固定の中間の状態にあるものとして0.7とおいた。また、ウェブの座屈係数はウェブと上フランジの面積比によって変化するものと考え、 $A_w/A_f = 0.5$ で接合辺を固定とみなし $k_w = 39.7$ を用い、 $A_w/A_f = 2.0$ で単純支持とみなし $k_w = 23.9$ を用い、その間を直線式 $k_w = -10.53A_w/A_f + 44.97$ で補間することとした。一方、ウェブの引張側有効幅 h_{et} は欠損部を除いた有効断面の新しい中立軸の位置により定めることとし、応力は圧縮側、引張側とも直線分布すると仮定した。

(2) 板の曲げ耐荷力曲線

上記の準備のもとに、まずウェブ板単独の曲げ耐荷力について考察し、式(1)の妥当性について検討する。板要素に注目すると、圧縮板の耐荷力曲線は数多く提案されているものの、等曲げを受ける板の耐荷力曲線に関しては実験が難しいこともあってほとんど議論されていない。いま、図2、3を参考に周辺単純支持かつ圧縮側最大応力を σ_y として曲げ耐荷力を計算すると図4が得られる。ここに、使用した鋼材はSS41である。現行の道路橋示方書³⁾によれば、降伏モーメント M_y まで載荷可能な限界等価幅厚比 R_w は1.1となっており図4の計算結果では R_w は1.07となり、両者はほぼ一致している。この結果は式(1)の妥当性を示す一つの指標と考えられる。また、点線で示された弾性座屈曲線と比較すると、かなりの後座屈強度が期待できることがわかる。

(3) フランジの局部座屈を許さない場合の極限モーメント

まず、従来の提案式との比較を考え、フランジに局部座屈が発生しない断面について極限モーメントを求める。圧縮側最大応力 σ_f の決定に際し、有効幅 h_{ec} の1/2の部分とフランジをT形柱とみなし、道路橋示方書の圧縮柱の耐荷力曲線を用いて繰り返し計算を行い、 σ_f および h_{ec} の決定を行った。圧縮柱の有効座

屈長は、座屈モードが垂直補剛材位置で節とならないことを考慮して、垂直補剛材間隔 d の半分とした。図5にウェブの幅厚比 h/t_w をパラメータとした極限モーメントを示す。ウェブのアスペクト比 d/h は1.5で統一し、 $A_w/A_f=1.2$ 、2.0の2ケースについて検討した。図中にはBasler¹⁾による推定曲線も記入している。Basler曲線は簡易である一方で実際の現象を表わすにはパラメータが不足していることが図からうかがえる。

(4) フランジの局部座屈を許した場合の極限モーメント

これまではフランジの局部座屈を考慮しなくて良い断面について議論してきたので、ここでは断面積を一定としてフランジの突出幅厚比を制限値以上にした場合の $M_u/M_{umax}=(\text{極限モーメント}/\text{最大極限モーメント})$ の変化の一例を $b/2t_f$ をパラメータとして図6に示す。図より、突出幅厚比が制限値に近づくに連れて若干ではあるが耐力は向上し、制限値を超えると急激に低下することがわかる。このことより、フランジの局部座屈を許すことは設計上必ずしも有利とはならないことがわかる。

参考文献

- 1) Basler, Thürlimann; Proc. of ASCE, Vol. 87, 1961.
- 2) 長谷川・和田・西野; 土木学会論文集, 1980.
- 3) 日本道路協会; 道路橋示方書・同解説, 1980.

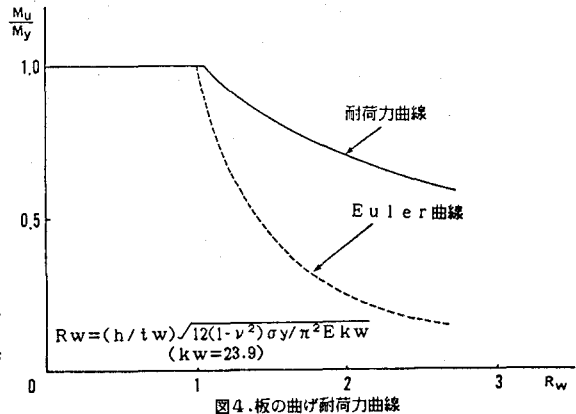


図4. 板の曲げ耐力曲線

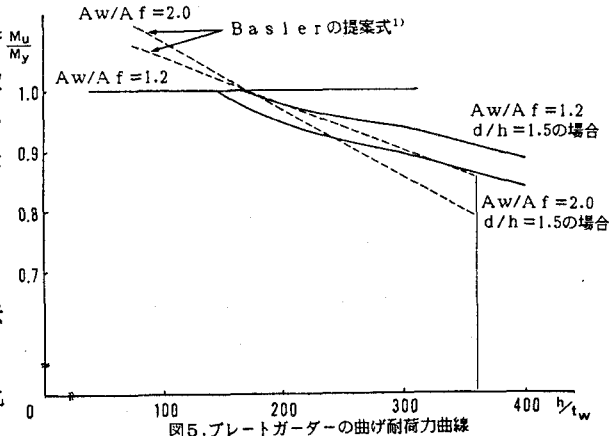


図5. プレートガダーの曲げ耐力曲線

3. まとめ

1) 有効幅の概念を用いて、平板およびプレートガダーの極限モーメントを算定する方法を具体的に示した。

2) 本報告の数値計算結果をBaslerの提案曲線と比較すると、Baslerの曲線は簡易であるというものの改良の余地のあることがわかった。

3) プレートガダーにおいて、フランジの局部座屈を許すような断面設計を行っても必ずしも有利な設計とはなりえず、制限突出幅厚比以内でフランジを設計する方が望ましいことを確認した。

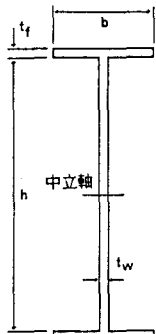


図1. プレートガダーの断面図

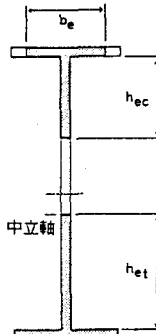


図2. 有効断面

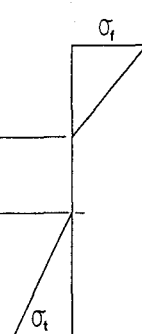


図3. 断面欠損後の応力分布

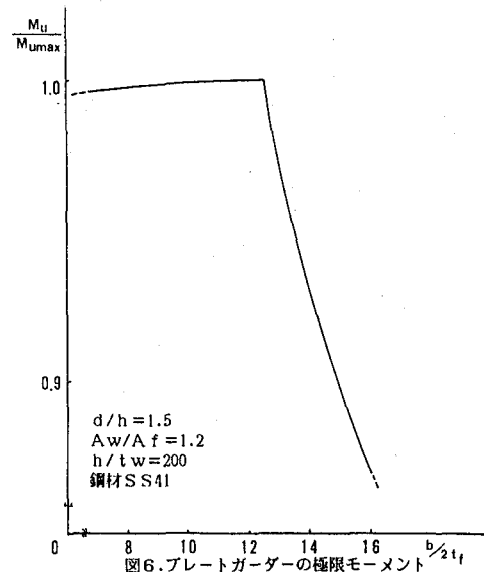


図6. プレートガダーの極限モーメント