

4. 曲げ部材

4.1 曲げ部材の強度

鋼管部材を除く構造用部材の曲げ強度は、式(4.1)に示す値を標準とする。ただし、圧縮フランジがコンクリート版などで直接固定されている場合には、 $\bar{\lambda}_b$ は常に $\bar{\lambda}_{b0}$ より小さいものとする。

$$M_{buz} = M_n \left[1 - (1 - \phi_b) \frac{\bar{\lambda}_b}{\bar{\lambda}_{b0}} \right] \quad (\bar{\lambda}_b \leq \bar{\lambda}_{b0}) \quad (4.1.1)$$

$$M_{buz} = \frac{\phi_b M_n}{2\bar{\lambda}_b^2} \left[\beta_b - \sqrt{\beta_b^2 - 4\bar{\lambda}_b^2} \right] \quad (\bar{\lambda}_b > \bar{\lambda}_{b0}) \quad (4.1.2)$$

$$\text{ただし, } \beta_b = 1 + \alpha_b (\bar{\lambda}_b - \bar{\lambda}_{b0}) + \bar{\lambda}_b^2 \quad (4.2)$$

ここに、

M_{buz} : 強軸曲げに関するはり部材の曲げ強度 (Nmm)

ϕ_b : 曲げ部材の部材強度係数で、断面形状および製作過程により表 4.1 より選択する。

$$\bar{\lambda}_b : \text{はりの細長比パラメータ, } \bar{\lambda}_b = \sqrt{\frac{M_n}{M_E}} \quad (4.3)$$

$\bar{\lambda}_{b0}$: 限界細長比パラメータで、断面形状および製作過程により表 3.3 より選択する。

α_b : はりの初期不整係数で、表 4.1 より選択する。

表 4.1 鋼はり断面の区分と強度パラメータ

断面	α_b	$\bar{\lambda}_{b0}$	ϕ_b
圧延 I, H形 箱形, π 形	0.15	0.40	0.957
溶接 I, H形	0.25	0.40	0.924

M_n : 圧縮フランジまたはウェブの幅厚比パラメータ R_f , R_w を用いて修正したはり断面の曲げ基準強度 (Nmm)

$$i) \quad R_f \leq R_f^p, \quad R_w \leq R_w^p \quad \text{の場合} \quad M_n = F_u Z \quad (4.4.1)$$

$$ii) \quad R_f \leq R_f^0, \quad R_w \leq R_w^0 \quad \text{の場合} \quad M_n = F_u W \quad (4.4.2)$$

$$iii) \quad R_f > R_f^0, \quad R_w > R_w^0 \quad \text{の場合} \quad M_n = F_u W_{eff} \quad (4.4.3)$$

ただし、 R^p , R^0 の値は表 4.2 に示す。

表 4.2 鋼はりの構成板の限界幅厚比

構成板	塑性限界幅厚比 パラメータ R^p	弾性限界幅厚比 パラメータ R^o
フランジ周辺支持板	0.50	0.63
自由突出板	0.50	0.61
ウェブ	0.55	0.88

M_n : 圧縮フランジまたはウェブの幅厚比パラメータ R_f , R_w を用いて修正したはりの断面の
曲げ強度の規格値 (Nmm)であり, 次式で与えられる.

$$M_n = M_n F / F_u \quad (4.5)$$

F_u : 材料規定で与えられる設計基準強度 (N/mm²)

R_f , R_w : それぞれフランジおよびウェブの幅厚比パラメータ

$$R = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k}} \sqrt{\frac{F}{E}} \frac{b}{t} = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \sqrt{\frac{F}{E}} \frac{b}{t} \quad (4.6)$$

k : 構成板の座屈係数

フランジ周辺支持板 $k=4.0$; フランジ自由突出板 $k=0.43$; ウェブ $k=23.9$

b : 板の全幅 (図 4.1 参照). ただし, ウェブの場合は図心から圧縮側高さ h_c を用いた $b=2h_c$
に置き換える(mm)

t : 板厚(mm)

Z : 塑性断面係数(mm³)

E : 鋼のヤング係数, $E=2.0 \times 10^5$ (N/mm²)

F : 材料強度の規格値(N/mm²)

ν : 鋼のポアソン比, $\nu=0.3$

W : 圧縮フランジ側の弾性断面係数(mm³)

W_{eff} : 局部座屈による有効幅を考慮して求めた圧縮フランジの有効断面係数(mm³)であり, 有効
幅は図 4.1 のようにとる.

圧縮フランジの有効幅は

$$\text{周辺支持板 } b_e / b = (0.7 / R_f)^{0.80} \leq 1 \quad (4.7.1)$$

$$\text{自由突出板 } b_e / b = (0.7 / R_f)^{0.64} \leq 1 \quad (4.7.2)$$

ウェブの有効幅は

$$b_e / b = (1.0 / R_w)^{0.80} \leq 1 \quad (4.7.3)$$

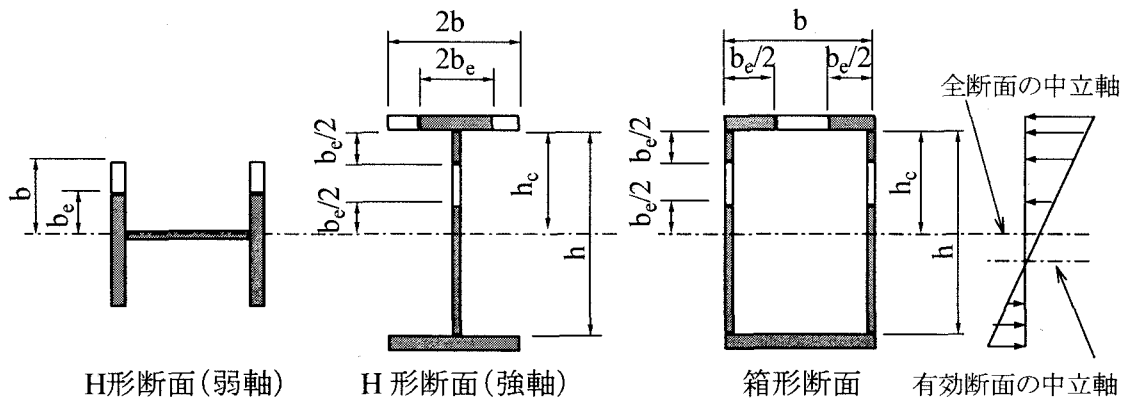


図 4.1 鋼はりの有効断面

M_E : 面外変形に対して両端単純支持はりの弾性横ねじれ座屈モーメント(Nmm). 荷重条件が以下の場合に当てはまらないと考えられるときは, 弾性固有値解析によって横ねじれ座屈モーメントを求めてもよい.

$$M_E = \frac{C_{b1} \pi^2 EI_y}{l^2} \left[C_{b2} h_p + C_{b3} \beta_y + \sqrt{(C_{b2} h_p + C_{b3} \beta_y)^2 + \frac{1}{\gamma} \frac{I_w}{I_y} \left(1 + \frac{l^2 GJ}{\pi^2 EI_w} \right)} \right] \quad (4.8)$$

ただし, $\gamma = 1 - I_y / I_z$

I_y, I_z : それぞれ弱軸, 強軸に関する断面 2 次モーメント(mm⁴)

I_w : そりねじり定数(mm⁶)

J : サン・ブナンのねじり定数(mm⁴)

l : 面外変形に対して両端単純支持はりの部材長(mm). 一般的には, 圧縮フランジの固定点間距離をとってよい. ただし, 両端の拘束が十分と考えられる場合は合理的な値まで小さくしてよい.

E : 鋼のヤング係数, $E = 2.0 \times 10^5$ (N/mm²)

G : 鋼のせん断弾性係数, $G = 7.7 \times 10^4$ (N/mm²)

C_{b1} : 等価モーメント係数 (中間荷重の場合は, 表 4.3 を参照)

$$C_{b1} = \frac{1}{0.6 + 0.4\beta} \leq 2.5 \quad \text{ただし, } \beta = M_2 / M_1 \quad (4.9)$$

M_1, M_2 : それぞれ部材両端の曲げモーメント(Nmm). ただし, $M_1 > M_2$ とし, 符号は着目しているフランジに圧縮応力が生じる曲げモーメントを正とする.

h_p : 荷重作用位置 (高さ) と断面のせん断中心の距離(mm). ただし, 符号は荷重作用位置がせん断中心より曲げの引張側にある場合を正とする.

C_{b2} : 荷重条件による荷重作用位置の影響を補正する係数 (表 4.3 を参照)

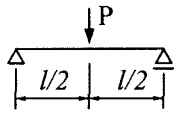
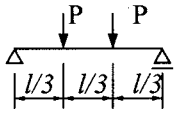
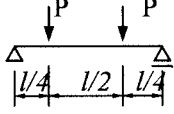
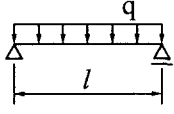
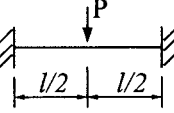
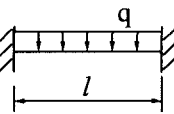
β_y : 断面の非対称性を表す量(mm)

$$\beta_y = \int_A \frac{y(y^2 + z^2)}{2I_z} dA - y_s \quad (4.10)$$

y_s : 断面の図心からせん断中心までの距離(mm)

C_{b3} : 荷重条件による非対称断面の影響を補正する係数 (表 4.3 を参照).

表 4.3 中間荷重を受けるはりの補正係数

荷重状態	M_{max}	C_{b1}	C_{b2}	C_{b3}
	$Pl/4$	1.365	0.553	0.406
	$Pl/3$	1.096	0.500	0.480
	$Pl/4$	1.040	0.422	0.570
	$ql^2/8$	1.132	0.459	0.525
	$Pl/8$	1.736	1.406	2.767
	$ql^2/24$	1.286	1.563	0.782

【解説】 横方向に十分支持された曲げ部材の限界状態は全断面の塑性化あるいは構成板の局部座屈によって支配される。断面強度を的確に評価するためには、構成板の限界幅厚比を設定し断面区分することが必要である。限界状態設計に準拠した示方書³⁾では、全塑性モーメント M_p と降伏モーメント M_Y を用いて次のように断面区分している。

- クラス 1 (塑性設計断面) : M_p に達し、かつ塑性回転容量が塑性限界回転角の 3 倍程度を確保できる。
- クラス 2 (コンパクト断面) : M_p に達するが、十分な塑性回転容量が期待できない。
- クラス 3 (ノンコンパクト断面または降伏断面) : M_Y に達するが、局部座屈が発生し M_p が確保できない。
- クラス 4 (スレンダー断面) : 局部座屈で決まり M_Y に達しない。

そして、断面区分するためには断面のフランジとウェブに対する限界幅厚比を規定する必要があり、示方書によって多少異なった値が用いられている²⁾。さらに、全塑性モーメントの断面強度を確保するためには圧縮フランジの横方向支持間隔の規定も必要であり、特に塑性設計断面には密な支持間隔が要求される³⁾。本報告書では、鋼はりの断面強度は圧縮フランジとウェブの相対的な幅厚比に依存した局部座屈によって支配されることを考慮して、表 4.2 に示す断面の限界幅厚比を設け、はり断面の曲げ基準強度を定めている。この関係は図 4.2 のように表され、上記の断面区分においてクラス 2 を省略した分類に相当している。道路橋示方書では、プレートガーダーを対象に断面強度の上限値を降伏モーメントに選び、フランジ： $R_f=0.7$ 、ウェブ： $R_w=1.1$ のそれぞれ限界幅厚比を規定していることから、本報告書の降伏強度断面に対する規定はやや厳しく設定されている。

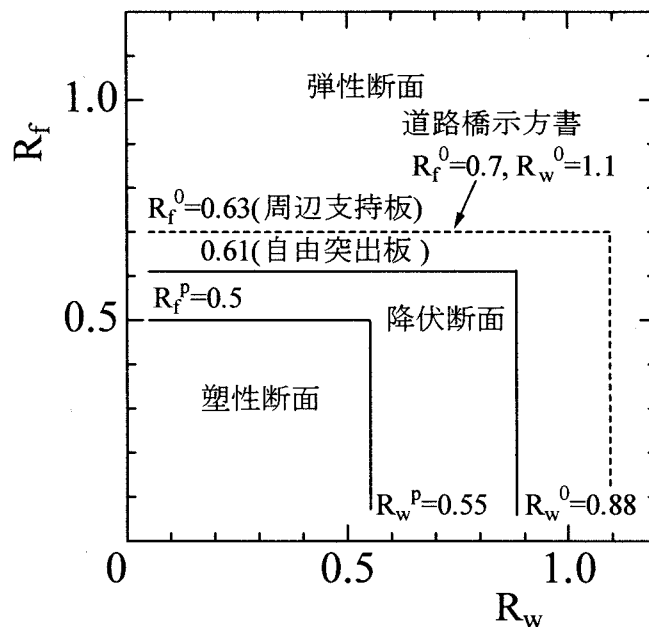


図 4.2 はりの断面区分

横方向支持間隔が大きい曲げ部材の限界状態は、横ねじれ座屈によって決まる。断面の構成板の幅厚比が大きい場合には局部座屈との連成を考慮する必要があり、柱部材と同様に有効幅概念に基づく Q-factor 法を適用して耐荷力の低下を評価している⁴⁾。はり部材の横ねじれ座屈による強度低減は、式 (4.1.2) のように柱部材との統一性を考え Perry · Robertson 形の強度曲線で与えた。はりの細長比パラメータ $\bar{\lambda}_b$ に用いる弾性横ねじれ座屈モーメント M_E は種々の荷重形式および非対称断面形にも対応できることが重要であり、はりの最大曲げモーメント M_{max} の限界値を $M_E = (M_{max})_{cr}$ とおいて式 (4.8) の一般式で与えた。中間荷重を受けるはりの場合、鉛直荷重の作用位置による座屈強度の相違を無視できなく、特に圧縮フランジが大きな非対称断面で細長比が比較的大きいはりでは等曲げモーメントの座屈強度を下回ることがある。また、はりの境界条件は両端単純支持を基本としているが、両端の面外曲げとねじりに対し拘束が十分と考えられる場合には有効長さ^{5),6)}を用いることができる。

表 4.1 に示す鋼はりの断面区分に基づく 2 本の耐荷力曲線は、既往の I 形断面はりの横ねじれ座屈

実験データの平均値強度に相当する式として提案されている⁴⁾。道路橋示方書では、断面強度の上限値に降伏モーメントを用い、式(4.3)で表すはりの細長比パラメータとして St. Venant のねじり剛度を無視した簡略式を用いて基準耐荷力を与えており直接比較できないが、図 4.3 のようになる。そして、道路橋示方書の基準耐荷力曲線はばらつきある実測強度の下限をほぼ与えている。本報告書の式 (4.1.2) は非対称 I 形断面についても適用でき^{7,8)}、下限値相当曲線として圧延はり： $\bar{\lambda}_{b0} = 0.2$ ， $\alpha_b = 0.3$ および溶接はり： $\bar{\lambda}_{b0} = 0.2$ ， $\alpha_b = 0.5$ が提案されている。箱形， π 形断面はりは、一般に横ねじれ座屈が生じにくいから、暫定的に圧延 I 形断面はりと同一とした。

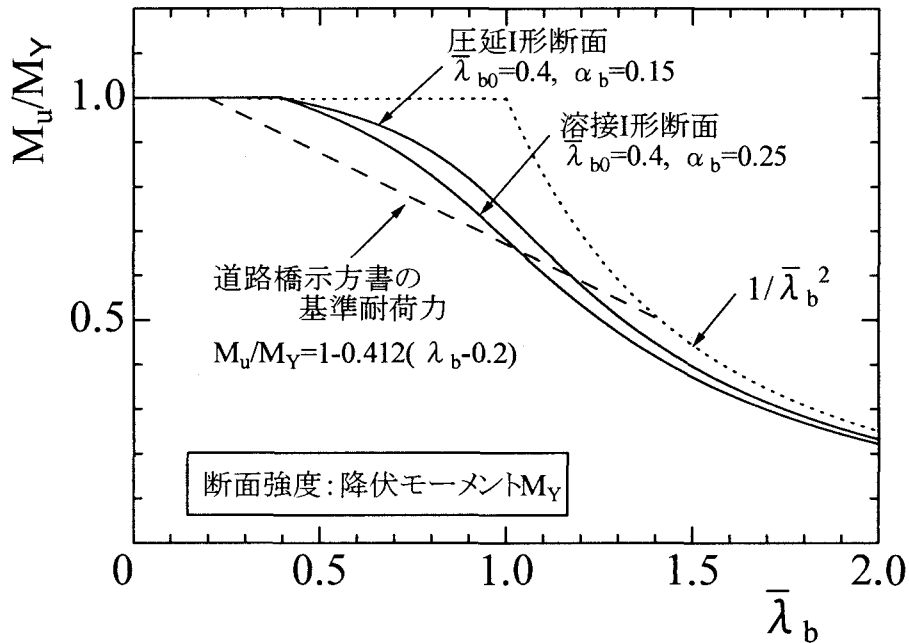


図 4.3 鋼はりの耐荷力曲線の比較

4.2 曲げ部材の照査

曲げモーメントを受ける部材の照査は式(4.11)、式(4.12)により行うことを基本にする。このとき、箱形および I 形，H 形断面において構成する全ての板要素が表 4.2 の塑性限界幅厚比より小さい場合には、式(4.11)の照査は式(4.13)～式(4.15)に、式(4.12)の照査は式(4.16)に代えることができる。

断面強度の照査は

$$\frac{M_{dy}}{M_{uy}} + \frac{M_{dz}}{M_{uz}} \leq 1 \quad (4.11)$$

部材強度の照査は

$$\frac{M_{dy}}{M_{uy}} + \frac{M_{dz}}{M_{buz}} \leq 1 \quad (4.12)$$

塑性限界幅厚比以下の板からなる箱形， π 形および円形断面の断面強度照査：

$$\frac{M_{dy}}{M_{uy}} \leq \frac{M_{dz}}{M_{uz}} \text{ の場合} \quad \frac{3}{4} \left(\frac{M_{dy}}{M_{uy}} \right)^2 + \frac{M_{dz}}{M_{uz}} \leq 1 \quad (4.13)$$

$$\frac{M_{dy}}{M_{uy}} > \frac{M_{dz}}{M_{uz}} \text{ の場合} \quad \frac{M_{dy}}{M_{uy}} + \frac{3}{4} \left(\frac{M_{dz}}{M_{uz}} \right)^2 \leq 1 \quad (4.14)$$

塑性限界幅厚比以下の板からなる I 形および H 形断面の断面強度照査：

$$\frac{M_{dy}}{M_{uy}} + \left(\frac{M_{dz}}{M_{uz}} \right)^2 \leq 1 \quad (4.15)$$

塑性限界幅厚比以下の板からなる断面の部材強度照査：

$$\left(\frac{M_{dy}}{M_{uy}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{dz}}{M_{uz}} \right)^\alpha \leq 1 \quad (4.16)$$

ただし、

$$\begin{aligned} \text{箱形断面では} & \quad \alpha = 1.4 \\ \text{I 形および H 形断面では} & \quad \alpha = 1.0 \quad (B/D < 0.3) \\ & \quad = 0.4 + B/D \geq 1 \quad (B/D \geq 1) \end{aligned}$$

ここに、

B : フランジ幅(mm)

D : 断面の高さ(mm)

M_{dy} , M_{dz} : それぞれ照査する断面に作用する弱軸，強軸まわりの設計曲げモーメント(Nmm)である。ただし、式(3.19)の適用にあたって、部材両端の曲げモーメントが異なり直線的に変化する場合には、 M_{dy} , M_{dz} を等価換算曲げモーメント M_{eqy} , M_{eqz} に置き換えてよい。

M_{eqy} , M_{eqz} : 弱軸，強軸まわりの等価換算曲げモーメント(Nmm)

$$M_{eq} = 0.6M_1 + 0.4M_2 \geq 0.4M_1 \quad (4.17)$$

ただし、 M_1, M_2 は部材両端の曲げモーメント(Nmm)であり、着目しているフランジに圧縮応力が生じるモーメントを正とし、 $M_1 > M_2$ とする。

M_{uy} , M_{uz} : 照査する断面の弱軸および強軸まわりの終局曲げモーメント(Nmm)であり、4.1 節で表される曲げ基準強度 M_{ny} , M_{nz} に対して式(4.18)のように得られる。

$$M_{uy} = \phi_{b0} M_{ny}, \quad M_{uz} = \phi_{b0} M_{nz} \quad (4.18)$$

全塑性モーメント M_p に達し得ないときには、引張側と圧縮側のそれぞれの M_{tuy}, M_{cuy} および M_{tuz}, M_{cuz} を用いて、その両方を照査する。

M_{buz} : 照査するはり部材の弱軸まわりの横ねじれ座屈を考慮した部材曲げ強度(Nmm)であり、式(4.1)で与えられる。

ϕ_{b0} : 曲げに対する断面の部材強度係数(=0.92)。

【解説】 薄肉断面の局部座屈後の曲げ耐荷力、あるいは厚肉断面の全塑性化までの曲げ耐荷力などを評価する終局限界状態の照査法では、断面の塑性化と局部座屈および部材全体の横ねじれ座屈の連成効果を十分に考慮する必要がある。本報告では、表 4.2 に示す断面構成板の塑性限界と弾性限界幅厚比を目安として断面の曲げ基準強度 M_{uz} , M_{nz} を求め、その上で横ねじれ座屈に対する部材曲げ強度 M_{buz} を定めている。式 (4.11) は局部座屈を考慮した各断面の終局曲げモーメントの照査式であり、式 (4.12) は局部座屈の連成を考慮した部材の横ねじれ座屈に対する照査式である。このとき、断面を構成する板の幅厚比が小さく、二軸曲げを受けて全塑性モーメントに達し得るはり部材では、線形の重ね合わせ以上の強度を期待することができ、合理的な設計のために非線形の強度相関式(4.13)～(4.16)を用いた照査もできるとした。図 4.4 は断面強度の照査に適用する相関式を示している。式 (4.12),(4.16)の部材強度の照査は、等曲げを受ける等断面部材の横ねじれ座屈による曲げ圧縮強度をもとに定められており、図 4.5 に示すように両端の曲げモーメントが異なる場合には式 (4.17) による弱軸、強軸まわりの等価換算曲げモーメント M_{eqy} , M_{eqz} を用いてよいものとしている。本報告書では、強軸まわりの曲げモーメントは図 4.6 に示すようにとっている。

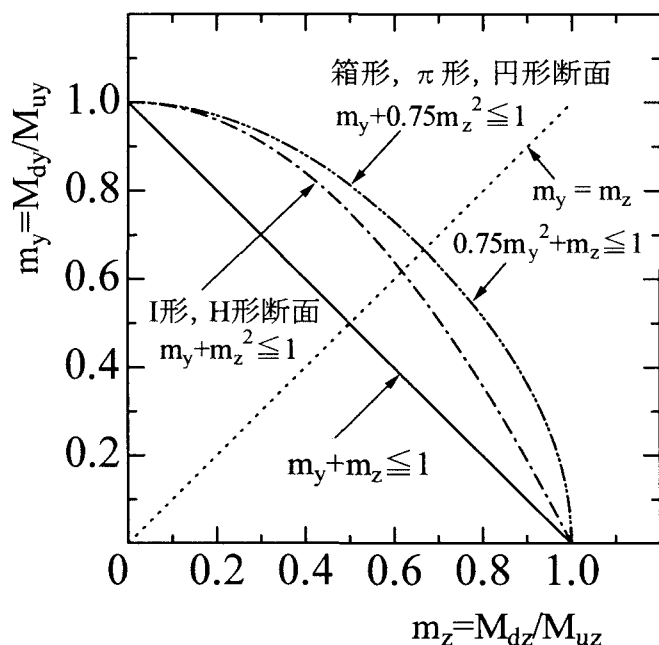


図 4.4 二軸曲げに対する断面強度の相関曲線

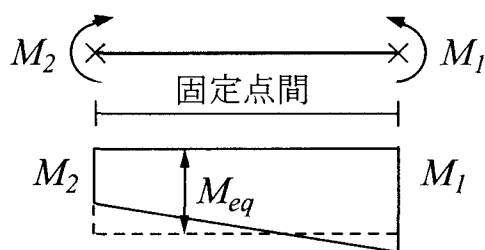


図 4.5 等価換算曲げモーメント

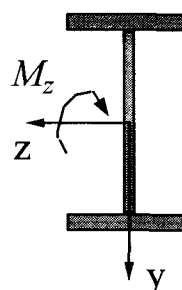


図 4.6 強軸まわりの曲げモーメント

参考文献

- 1) Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1, 1993.
- 2) Fukumoto, Y.: Structural Stability Design - Steel and Composite Structures-, Pegamon, 1997.
- 3) AASHTO: LRFD Bridge Design Specifications, First Edition, 1994.
- 4) 久保全弘, 小川春由樹: 薄肉鋼はりの極限強度の簡単な評価法, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.37A, pp.145-154, 1991.3..
- 5) 土木学会: 座屈設計ガイドライン, 1987.10.
- 6) 福本昶士 (研究代表者): 鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する研究, 平成元年度科学研究費補助金 (総合研究 A) 研究成果報告書, 1990.3.
- 7) 久保全弘, 北堀裕隆, 八木孝行: コンパクトな一軸対称 I 形はりの横ねじれ座屈, 土木学会論文集, No.563/ I -3, pp.11-22, 1997.4.
- 8) 久保全弘, 北堀裕隆, 杉山宜央, 八木孝行: ノンコンパクトな一軸対称 I 形はりの横ねじれ座屈, 土木学会論文集, No.591/ I -43, pp.175-188, 1998.4.