

(1) 最大荷重設計による柱およびはり柱の最適特性

名古屋工業大学 長谷川 彰夫

名古屋工業大学 岡崎 光史

名古屋工業大学 松浦 聖

1. まえがき

鋼構造物の建設において、省力化、効率化を積極的に図ろうとする場合、設計の簡素化と自動化、部材のプレファブ化、汎用性を有した上での量産化、需要と供給の実勢を把握した上での鋼材、形鋼等のカタログの適正化が非常に重要な課題となる。詳細な設計条件を考慮した上での最適設計がおのづから個別的な問題に制約されるのに対し、構造形態等の大局的な設計条件にもとづく汎用性の高い鋼構造部材の最適特性の把握も、その意味で、実用上重要な検討事項である。

従来、構造物の最適設計に関わる研究・開発がある意味で数理的手法の重視、具体的かつ個別的な構造物の最適設計という方向で主として扱われ、大局的な最適特性の把握に対する努力は必ずしも十分ではなかった。

このような現状を背景に、著者等は新しい最適設計の手法として最大荷重設計のアルゴリズムを開発し、冷間加工部材やプレート・ガーダーの最適設計に応用を試み、一定の成果を得た。^{1), 2)} 其中で、著者等は最大荷重設計の特質すなわち、実用構造設計と直接結びついた簡易な最適化手法としての最大荷重設計の利点を確認し、汎用な応用の可能性の示唆を与えた。

本研究では、鋼構造部材としての柱およびはり柱部材の最適化を最大荷重設計により行なう。柱およびはり柱はトラスやフレーム等の骨組構造を形成する基本的な構造要素であるばかりでなく、主として形鋼が用いられることなどからカタログの最適化ともあわせて一般的な最適特性の把握は極めて重要な課題である。したがって本研究では、単なる数値計算の事例を提示するのではなく、パラメーター全てを無次元的に処理して、解析及び検討をし、汎用的な立場から最適特性をとらえる。

柱及びはり柱の設計では、柱の全体座屈（曲げ座屈及び横座屈）と板要素の局部座屈が問題となるが、最適化の際の設計条件もこの両者を考慮する。断面としては最も一般的に利用される箱形及びH形断面を取り上げ、最適特性を検討する。

2. 最大荷重設計による最適化アルゴリズム²⁾

最大荷重設計の基本アルゴリズムを与えるために、次の物理量を定義する。状態 j は設計上検討の必要ある設計事項である。設計関数 D_j は、状態 j に関して構造要素の挙動をあらわす量、規定関数 C_j は特定の設計基準によって状態 j に対して与えられる制限量である。

n 個の設計事項に対して満足すべき設計とは次の条件によって与えられる。

$$D_j \leq C_j \quad (j = 1, 2, \dots, n) \quad (1)$$

一般に、関数 D_j , C_j は適用荷重 P 、構造要素の幾何学的変数 $X = (x_1, x_2, \dots, x_m)$ 、材料定数 Y の関数となる。

$$D_j \equiv D_j(P, X, Y), \quad C_j \equiv C_j(P, X, Y) \quad (2)$$

構造解析関数 A_j を次のように定義する。

$$A_j \equiv D_j / P \quad (3)$$

この A_j を用いて状態能力関数 P_j を定義する。

$$P_j \equiv C_j / A_j \quad (4)$$

一般に、 P_j は式(2~4)から明らかなように、荷重 P 、幾何学的変数 X 、材料定数 Y に依存する。

$$P_j \equiv P_j(P, X, Y) \quad (5)$$

式(1, 3, 4)より, n 個の設計事項に対して満足すべき設計とは,

$$P \leq P_j \quad (j=1, 2, \dots, n) \quad (6)$$

で与えられる。

このアルゴリズムで注意すべきことは,

1) 線形解析を基本とする設計計算では, 式(2)の規定関数 C_j と式(3)の構造解析関数 A_j はともに荷重 P には無関係となり, その結果, 式(4)の状態能力関数 P_j は荷重 P に依存しない。すなわち

$$P_j = P_j(X, Y) \quad (7)$$

2) 規定関数 C_j と構造解析関数 A_j は最適アルゴリズムには無関係に互いに独立しており, それぞれ, 設計基準, 構造解析手法により分離して与えられる。

ことである。

いま, 材料定数 Y を最適化に無関係な定数と考えると, 重量一定のもとでの最大荷重設計の最適化アルゴリズムは式(6)より結局次のように与えられる。

$$\begin{aligned} P_{\max} = \max_X \{ \min_j P_j(X) \} \quad (j=1, n) \\ \text{subject to } W(X) = \text{Const} \end{aligned} \quad (8)$$

ここで W は対象の総重量または総体積に相当する量である。 $W(X) = \text{Const}$ の条件を用いて幾何学的変数 $X(x_1, \dots, x_m)$ から独立変数を1つ消去し, 新たな独立変数 $Y(y_1, \dots, y_{m-1})$ を導入すると, 式(8)は

$$P_{\max} = \max_Y \{ \min_j P_j(Y) \} \quad (j=1, n) \quad (9)$$

という, 制約条件を持たない多変数関数の極値問題に帰着できる。式(9)が最大荷重設計の最適化アルゴリズムの最終的な表現となる。

3. 柱の最適化

(1) 箱形断面の最適化

最も簡単な例として Fig.1 に示すような幾何学的諸元を持つ2軸対称正方形箱形断面柱の最適化を考える。最適化を行なうに必要な設計事項として 1) 柱全体の耐荷力 と 2) 板要素の耐荷力を考える。状態能力関数も求めるのに必要な規定関数 C_j , 設計関数 D_j , 構造解析関数 A_j は次のように与える。

規定関数 C_j としては, 道路橋示方書³⁾の基本耐荷力式に対し, 安全率を1.7として与える。

1) 柱の耐荷力

$$C_1 = \begin{cases} \frac{\sigma_y}{1.7} & (0 < \lambda_1 \leq 0.2) \\ \frac{\sigma_y}{1.7} \{ 1.0 - 0.545(\lambda_1 - 0.2) \} & (0.2 < \lambda_1 \leq 1.0) \\ \frac{\sigma_y}{1.7} \cdot \frac{1}{0.773 + \lambda_1^2} & (\lambda_1 > 1.0) \end{cases} \quad (10)$$

$$\text{ここで } \lambda_1 = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{l}{r} \quad (11)$$

ここで r は断面2次半径, σ_y は降伏応力, E は弾性係数である。

2) 板要素の耐荷力

$$C_2 = \begin{cases} \frac{\sigma_y}{1.7} & (0 < \lambda_2 \leq 0.7) \\ \frac{\sigma_y}{1.7} \cdot \frac{0.49}{\lambda_2^2} & (\lambda_2 > 0.7) \end{cases} \quad (12)$$

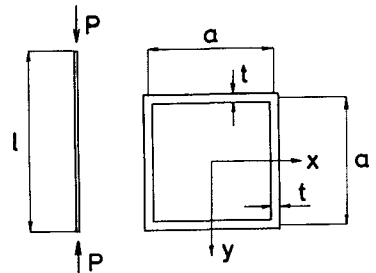


Fig.1 A Box Square Column

$$\text{ここで } \lambda_2 = \frac{a}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (13)$$

ここで ν はポアソン比で 0.3, k は座屈係数でこの場合 4.0 である。局部座屈崩壊を考慮した一般化された最適設計を考えているため、ここでは、幅厚比制限は考えない。また、柱の基本的な最適特性を得る目的から、いわゆる P- Δ 効果に相当する全体座屈と局部座屈の相関は考慮しない。

一方、設計関数 D_j は両者ともに圧縮応力として

$$D_j = \sigma = P/A \quad (j=1, 2) \quad (14)$$

構造解析関数 A_j はしたがって、式(3)より

$$A_j = D_j / P = 1/A \quad (j=1, 2) \quad (15)$$

で与えられる。ここで A は断面積で $A=4at$ である。

計算を効率的に実行し、結果の汎用性を高めるために、柱の断面形状、力学的特性を考慮して、次の無次元量を定義する。

$$R = l^2/A = l^2/4at, \quad x = a/t \quad (16)$$

$$g_y = \sqrt{E/\sigma_y}, \quad \bar{P} = P/\sigma_y l^2$$

薄肉断面を仮定し、式(9)の状態能力関数 $\bar{P}_j$ も無次元化して求める

$$\bar{P}_j = f(x, g_y, R) \quad (17)$$

と表現できる。最適設計を行なう際に柱長 l が一般に与えられることを考えると、定義より R = 一定は断面積一定すなわち、総体積一定に等価となる。いま、鋼種が与えられるものとする、式(17)及び式(9)より、正方形箱形断面柱の最適化は g_y と R をパラメーターにした 1 変数 (x) 関数の単なる極値問題に帰着できる。

いま、鋼種を SS41 ($\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$) として、1 変数関数の最適化手法である成功と失敗のルーチンを用いて実行した計算結果を Fig. 2 に示す。図では、一般化細長比 $R = l^2/A$ に対する最大荷重 $\bar{P}_{\max}$ と最適な幅厚比 a/t の値が曲線で示されている。 R の値が増加すなわち柱がスレンダーになるに従って、適用可能最大荷重が低下するとともに、最適幅厚比が増加する特性が理解できる。さらに、この程度の R の範囲において、最適幅厚比が 40~50 の間に入っていることは注意されてよい。

最適断面を採用した場合の耐荷力は、Fig. 3 に示すように、柱の耐荷力と板要素の耐荷力が一致する。このように、互いに逆の傾向を持つ 2 つの状態能力関数だけが問題となり、独立変数が唯一という特別の場合においては、最適値は $\bar{P}_1 = \bar{P}_2$ という交点の条件から得られる解に一致する。ただし、交点の解を求めることはかなり複雑な計算を要求されるため、このような簡単な場合でも、最適化計算の実行は有用である。

(2) H 形断面の最適化

Fig. 4 に示すような幾何学的諸元を持つ 2 軸対称 H 形断面柱の最適化を考える。この場合は、柱の耐荷力で弱軸、強軸の区別判定が必要となるとともに、板要素の耐荷力でも、フランジとウェブを区別して取り扱う必要がある。

柱の耐荷力に関する規定関数 C_1 は式(10, 11)に等しい。

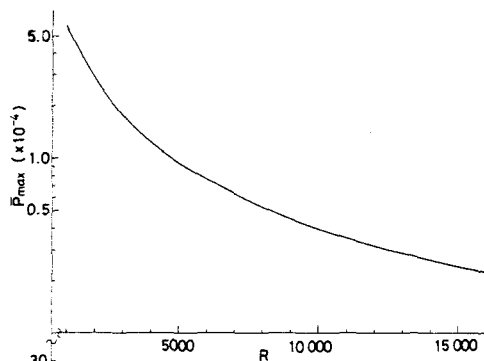


Fig. 2 Optimum Characteristics of Square Columns

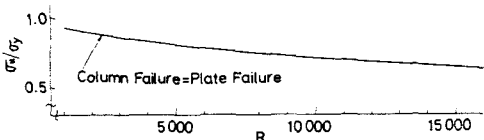


Fig. 3 Ultimate Strength at Optimum

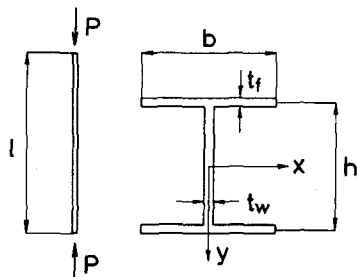


Fig. 4 A Symmetric H Shaped Column

C_1 = 柱の耐力 = 式(10,11)

ただし、ここでは断面に弱軸と強軸が存在するので規定関数 C_1 を与える柱の細長比には常に弱軸を用いる。板要素の耐力はフランジ、ウェブともに式(12,13)と同じ表現を用いる。ただし、フランジの耐力 C_2 、ウェブの耐力 C_3 では

$$\begin{aligned} C_2: \lambda = \lambda_2, \text{ 幅} = \text{フランジ突出脚} = b/2, \text{ 座屈係数 } k = 0.43 \\ C_3: \lambda = \lambda_3, \text{ 幅} = \text{ウェブ高} = h, \text{ 座屈係数 } k = 4.0 \end{aligned} \quad (18)$$

を用いる。

設計関数 D_j 、構造解析関数 A_j ($j=1,2,3$) は箱形断面の場合と同様で式(14,15)で与えられる。ただし、断面積 A は $A = 2bt_f + htw$ である。

Fig. 4 に示す 2 軸対称 H 形断面に対して、次の無次元量を定義する。

$$\begin{aligned} R &= l^2/A, \quad g_y = \sqrt{E/\sigma_y}, \quad \bar{P} = P/\sigma_y l^2 \\ x_1 &= b/t_f, \quad x_2 = h/t_w \\ x_3 &= A_w/A_{cf} = htw/bt_f \end{aligned} \quad (19)$$

ここで A_w はウェブ断面積、 A_{cf} は圧縮フランジ断面積である。箱形断面の場合と同様に、薄肉断面を仮定し、式(9)の状態能力関数を無次元化して求めると

$$\bar{P}_j = f(x_1, x_2, x_3, g_y, R) \quad (j=1,2,3) \quad (20)$$

と表現できる。この場合は、鋼種 g_y 、一般化細長比 R をパラメーターとした 3 変数 (x_1, x_2, x_3) 関数の極値問題となる。

いま、鋼種を SS41 ($\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$) として、制約条件を持たない多変数関数の最適化手法としてのシンプлекс法⁵⁾を用いて計算した結果を Fig. 5 に示す。最適化計算では、解の安定性と信頼性を高め、工学的に有意な結果を求めるために、文献(2)で採用した多数の初期値による収束値の平均値の概念をここでも導入した。Fig. 5 では、18 組の初期値からの収束値の平均値によって、各 R に対する適用可能最大荷重 $\bar{P}_{max}$ 、最適断面形状 b/t_f 、 h/t_w 、 A_w/A_{cf} の結果を示す。一般化細長比 R が増加するにつれて、最適な板要素の幅厚比が増大するが、増大の割合が低下し、ほぼ一定値に収束するような特性を持つことが注目される。さらに、最適な面積比 A_w/A_{cf} の値も R が小さい場合を除いて、変域は狭く、近似的には一定とみなし得る特性を持つことも注意してよい。

最適な幾何学的特性値を用いて各状態の単独耐力を計算した結果を Fig. 6 に示す。一般化細長比 R が小さい場合には、柱とフランジ板要素の耐力の同時発生形で最適解が得られ、 R が大きくなると柱の耐力のみで最適値が支配されることを示す。このことは、最適解は必ずしも複数以上の崩壊様式の同時発生のおきに得られるものでないことを示す。すなわち、この H 形断面柱の問題のように、独立変数が、式(20)に与える x_1, x_2, x_3 の 3 個でかつ単独崩壊の同時発生条件が

$$\bar{P}_1(\text{強軸}) = \bar{P}_1(\text{弱軸}), \quad \bar{P}_1(\text{弱軸}) = \bar{P}_2, \quad \bar{P}_1(\text{弱軸}) = \bar{P}_3$$

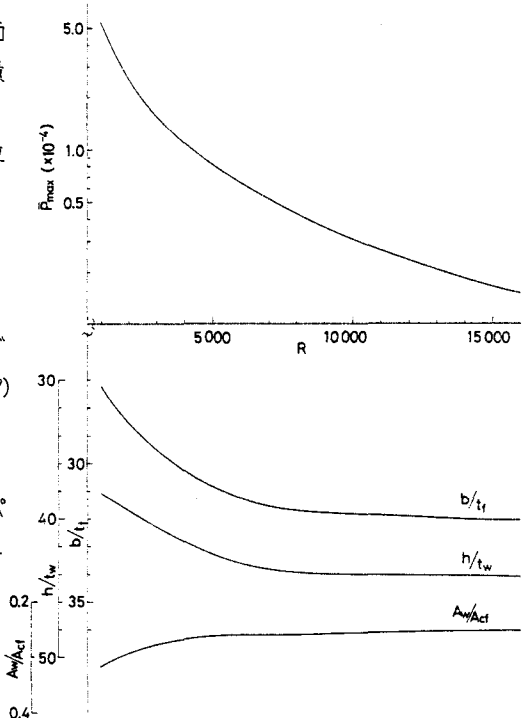


Fig.5 Optimum Characteristics of H Columns

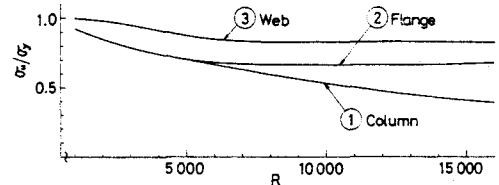


Fig.6 Ultimate Strength of Specific Incident at Optimum

のように3つで同数であっても、適用可能荷重最大の最適解が、これらの式を代数的に解いて得られないことを示す。

4. はり-柱の最適化

曲げと軸力を受けるはり-柱では、軸力のみを受ける柱の場合と異なり、箱形断面も正方形断面に限定されないため、基本的に、箱形断面とH形断面は同種の定式化が必要とされる。はり-柱の問題では、柱の場合と異なり、規定関数に相当するものが曲げと軸力の相関式で与えられ、最大荷重設計の定式化に新たな配慮が必要である。

ここでは、Fig. 7に与えるような幾何学的諸元を持つ2軸対称H形断面のはり-柱を考える。曲げと軸力は図に示すような偏心荷重で考え、偏心距離 e を

$$e = \kappa h \quad (21)$$

で与えて、 κ をパラメーターとする。

状態能力関数を求めるに際し、考慮すべき検討事項は、1)はり-柱としての耐荷力、2)フランジ板要素の耐荷力、及び3)ウェブ板要素の耐荷力の3つである。

柱の耐荷力、板要素の耐荷力のほかにははり-柱において、新たに必要とされる単独の規定関数は、はりの耐荷力に関するもので、ここでは、道路橋示方書³⁾の基本耐荷力式に安全率1.7を採用して

$$C_b = \begin{cases} \frac{\sigma_y}{1.7} & (0 < \lambda_b < 0.2) \\ \frac{\sigma_y}{1.7} \{ 1.0 - 0.412(\lambda_b - 0.2) \} & (0.2 \leq \lambda_b < \sqrt{2}) \\ \frac{\sigma_y}{1.7} \cdot \frac{1}{\lambda_b^2} & (\lambda_b \geq \sqrt{2}) \end{cases} \quad (22)$$

$$\text{ここで } \lambda_b = \frac{2}{\pi} \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_{cf}}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{l}{b} \quad (23)$$

で与える。

はり-柱の具体的な状態能力関数を与える前に、計算に必要な設計関数 D_j 及び構造解析関数 A_j を求める。

設計関数 D_j は軸力による圧縮応力 D_1 、曲げによる最大圧縮応力 D_2 、軸力と曲げによる最大圧縮応力 D_3 として、

$$D_1 = \frac{P}{A}, \quad D_2 = \frac{P \cdot e}{I_{yy}} \cdot \frac{h}{2}, \quad D_3 = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e}{I_{yy}} \cdot \frac{h}{2} \quad (24)$$

で与えられる。したがって、構造解析関数 A_j は式(3)より

$$A_1 = \frac{1}{A}, \quad A_2 = \frac{e}{I_{yy}} \cdot \frac{h}{2}, \quad A_3 = \frac{1}{A} + \frac{e}{I_{yy}} \cdot \frac{h}{2} \quad (25)$$

となる。

状態能力関数を求める。はり-柱の全体耐荷力に対しては道路橋示方書で採用している直線相関式

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}} = 1 \quad (26)$$

を用いる。ここで σ_c 、 σ_b は作用圧縮応力、作用曲げ応力でそれぞれ式(24)の D_1 及び D_2 で与えられる。 σ_{ca} 、 σ_{ba} は許容圧縮応力、許容曲げ応力でそれぞれ式(10)の C_1 、式(22)の $C_b (= C_2 \text{ とおく})$ で与えられる。

設計関数 D_1 、 D_2 に関連する式(25)の構造解析関数 A_1 、 A_2 を用いると、式(26)は結局、はり-柱としての状態能力関数 P として

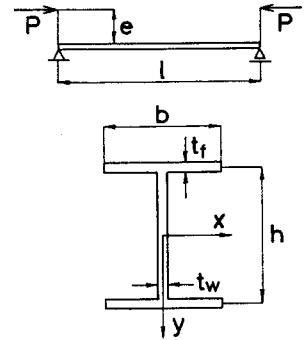


Fig. 7 A Symmetric H Shaped Beam-Column

$$P_1 = \frac{1}{\frac{A_1}{C_1} + \frac{A_2}{C_2}} \quad (27)$$

と一般的に表現できる。

圧縮フランジの耐力に関する状態能力関数は、一様圧縮力を受けるときの片持板の耐力と与える規定関数 C_3 (式(12)で $k=0.43$) と式(25)の圧縮と曲げによる最大圧縮応力の構造解析関数 A_3 を用いて

$$P_2 = C_3 / A_3 \quad (28)$$

で与えられる。

ウェブ板要素の耐力としては、圧縮と曲げを受ける板要素の座屈崩壊に関する相関式として次のように与えて用いる。

$$\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}} \right)^2 = 1 \quad (29)$$

ここで σ_c , σ_b は式(26)に与えるに同じ作用圧縮応力、作用曲げ応力である。 σ_{ca} , σ_{ba} は単独に一様圧縮または、曲げを受ける場合の板要素の耐力で、式(12)で与えられる。ただし、座屈係数は σ_{ca} に対し、 $k=4.0$, σ_{ba} に対し、 $k=23.9$ を用いる。

便宜的に σ_c , σ_b に対応する構造解析関数を A_4 , A_5 , σ_{ca} , σ_{ba} に対応する規定関数を C_4 , C_5 とおけば、式(29)は

$$P_3 = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{A_4}{C_4} \right)^2 + \left(\frac{A_5}{C_5} \right)^2}} \quad (30)$$

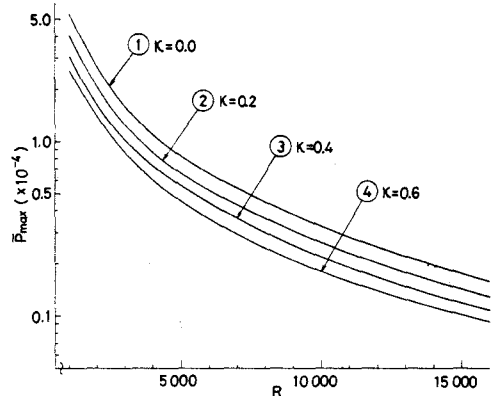
と一般的に表現できる。

Fig. 7 に示す 2 軸対称 H 形断面のはり-柱の場合においても、式(19)に与えたと同じ無次元量を定義すると、式(9)の状態能力関数は、式(20)の柱の場合と同様に、式(27, 28, 30)を無次元化して

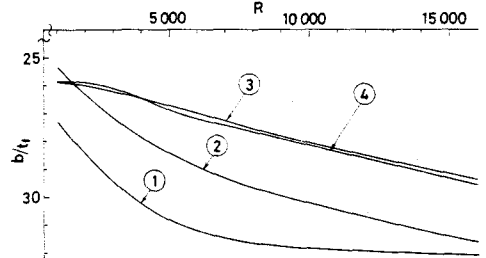
$$\bar{P}_j = f(x_1, x_2, x_3, g_y, R, K) \quad (j=1, 2, 3) \quad (31)$$

と表わすことができる。この場合は、鋼種 g_y 、一般化細長比 R 、偏心比 K をパラメータとする 3 変数 (x_1, x_2, x_3) 関数の極値問題となる。

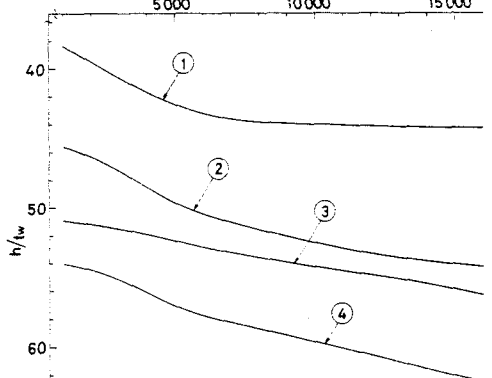
いま、鋼種を SS41 ($\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$) とし、H 形断面柱の場合と同様に、シンプレックス法を用いた収束値の平均値で計算した結果を Fig. 8 (a~d) に示す。ここでは、柱の場合に得られた結果も、偏心比 $K=0$ とし示す。Fig. 8(a) により、偏心比が高まるにつれて適用可能最大荷重 $\bar{P}_{max}$ が減少する様子がわかる。Fig. 8(b~d) により、最適な断面形状 b/t_f , h/t_w , A_w/A_{cf} の値の偏心比による変化の状況が読みとれる。偏心比が増加する、すなわち曲げモーメントの比率が高まるにつれて、フランジ幅厚比 b/t_f が小さく、



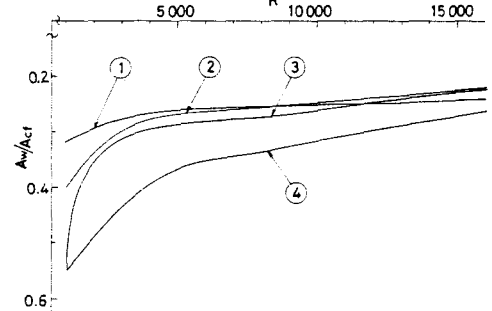
(a) $\bar{P}_{max}$ vs. R Relations



(b) b/t_f vs. R Relations



(c) h/t_w vs. R Relations



(d) A_w/A_{cf} vs. R Relations

Fig. 8 Optimum Characteristics of H Beam-Columns

ウェブ幅厚比 b/t_w が大きく、そして、面積比 A_w/A_{cf} が大きくなる傾向がわかる。しかし、それらの変化の様子は、図から明らかなように必ずしも類似していない。

Fig. 8 の最適解を支配している状態能力関数の比較から R が小さい、すなわちほぼ $R < 5000$ 程度の範囲では、全体崩壊と局部崩壊の相関により最適解が決定される場合が多いが、 R が大きくなると全体崩壊によって支配されることがわかった。

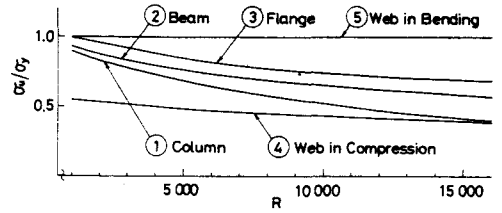


Fig. 9 Ultimate Strength of Specific Incident at Optimum

偏心比 $K=0.6$ の場合に対し、最適な幾何学的特性値を用いて各状態の単独耐荷力を計算した結果を Fig. 9 に示す。Fig. 6 の柱の場合と異なり、この場合には、式 (27, 30) のような相関が問題となるので、Fig. 9 の結果自身は、最適解の実質支配条件を示すものではないが、最適値に関与する座屈特性と知る上で参考となる。

5. 柱及びはり-柱の最適断面特性

骨組構造物等の全体構造物の最適設計を、実用的かつ体系的に実行しようとする場合、レベル 1 (構造要素の最適化) とレベル 2 (構造系の最適化) に分け、それぞれを分離、独立させて解析するのが有効である。この場合、レベル 2 の最適設計では、構造系を構成する各構造要素を規定する変数として断面積のみで代表させることが好ましいため、レベル 1 の最適設計の成果としての最適断面特性は、断面積と結びつけて整理されることが必要となる。

このような配慮から、次のような断面積を結ぶつける定数を定義する。

$$A = \alpha I^{1/2}, \quad A_w = \beta W^{2/3}, \quad I_w = \gamma I, \quad i = \xi r_w, \quad A_w = \eta A \quad (32)$$

ここで A は断面積、 A_w はウェブ面積、 I は強軸に関する断面 2 次モーメント、 w はその断面係数、 I_w は弱軸に関する断面 2 次モーメント、 r_w はその断面 2 次半径であり、 i は式 (23) と式 (11) の比較から、はりの耐荷力に関する換算断面 2 次半径で

$$i = \frac{b}{2\sqrt{3 + A_w/2A_{cf}}} \quad (33)$$

と定義される。

式 (32) で定義される諸係数は薄肉の 2 軸対称 H 形断面の場合

$$\alpha = \frac{2 + A_w/A_{cf}}{\sqrt{\frac{1}{2} \frac{h^2}{A_{cf}} + \frac{1}{12} \frac{A_w}{A_{cf}} \frac{h^2}{A_{cf}}}}, \quad \beta = \frac{2 + A_w/A_{cf}}{\left(\frac{h}{\sqrt{A_{cf}}} + \frac{1}{6} \frac{A_w}{A_{cf}} \frac{h}{\sqrt{A_{cf}}}\right)^{3/2}} \quad (34)$$

$$\gamma = \left(\frac{b}{h}\right)^2 \frac{1}{3 + A_w/2A_{cf}}, \quad \xi = \sqrt{3} \frac{\sqrt{1 + A_w/2A_{cf}}}{\sqrt{3 + A_w/2A_{cf}}}, \quad \eta = \frac{A_w/A_{cf}}{2 + A_w/A_{cf}}$$

と表現され、関数関係としては、

$$\alpha, \beta = f(A_w/A_{cf}, h/\sqrt{A_{cf}}) \Rightarrow \frac{\alpha^2}{\beta^3} = \frac{6 + A_w/A_{cf}}{6 + 3A_w/A_{cf}} = f(A_w/A_{cf}) \quad (35)$$

$$\gamma = f(A_w/A_{cf}, b/h), \quad \xi, \eta = f(A_w/A_{cf})$$

とまとめられる。係数 ξ は横座屈が問題となるはりの場合にあらわれるパラメーターで、 $0 < A_w/A_{cf} < \infty$ に対し、 $1 < \xi < \sqrt{3}$ の変域に限定されることは注意してよい。

Fig. 10 (a~e) は Fig. 8 で求めた H 形断面はり-柱の最適計算の結果をもとに、式 (32) で定義する $\alpha, \beta, \gamma, \xi, \eta$ を算出し、一般化細長比 R に対する変化としてまとめたものである。Fig. 10 (f) も同様に、幾何学的

形状の目安を得る意味で、最適な b/h の値を示したものである。

Fig. 10より、曲げモーメントの比率の変化にともなう最適係数の変化の様子が把握できる。また、一般化細長比 R に対しては、小さな R の領域を除いて、ほぼ一定しており、最適係数値が R の値に鈍感であることがわかる。さらに、Fig. 10(f)の結果から、 $K=0.6$ 程度までの偏心比では、最適な b/h の値は1より大きく、圧縮のみの場合には、1.6~1.7の値となるなど、一般に理解している以上にかなり、広幅フランジの形状が最適となることがわかる。

6. 結論

最大荷重設計の最適化手法を用いて、柱及びはり-柱の最適設計を実施し、柱およびはり-柱断面の最適特性を検討した。

最大荷重設計の最適化アルゴリズムは、制約条件を持たない多変数関数の極値問題に帰着することができ、数理的に容易、明解であるとともに工学的、設計論的にも取り扱いが便利であることを明らかにした。

箱形正方形、及び2軸対称H形断面の柱について、全体崩壊と局部崩壊を考慮して最適化計算を行ない、柱の最適特性を得た。複数以上の崩壊様式が存在する場合、最適解は、必ずしも同時崩壊のときに得られるものでないことを示した。

2軸対称H形断面のはり-柱について、曲げと圧縮との相関を、全体崩壊と局部崩壊の両者に対して考慮し、最適化計算を行なって、はり-柱の最適特性を得た。相関式により、設計条件が与えられる場合にも、最大荷重設計のアルゴリズムは容易に適用できることを示した。

レベル1の最適設計(断面の最適化)とレベル2の最適設計(構造系の最適化)を計算上、分離しながら、有機的に結びつけるためには、最適断面特性を断面積のみで表現することが必要となる。柱も含めたはり-柱の計算結果は、そのような立場から整理され、最適断面における断面諸定数間の関係を明らかにして、それらを結びつける最適係数を定量的に求めた。

参考文献

- 1) Hasegawa, A., W.B. Hall and N.C. Lind: Maximum Load Design of Cold-Formed Steel Channel Beams, Proc. of ASCE, ST Div., Vol. 104, No. ST 7, July 1978, pp 1093-1107
- 2) 長谷川 彰夫, 小桜 義隆, 松浦 聖: 最大荷重設計による2軸対称プレート・ガーダーの最適化, 土木学会論文報告集, 第310号, 1981年6月(掲載予定)

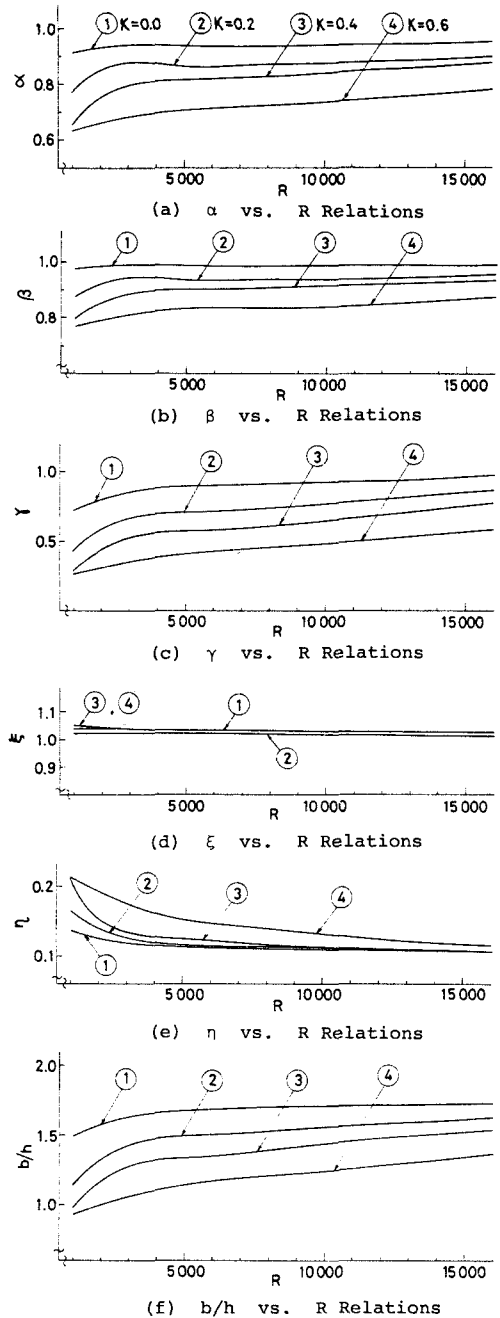


Fig. 10 Optimum Shape Factors of H Beam-Columns

- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，丸善，昭和55年
- 4) Dixon, L. C. W. : Nonlinear Optimization, The English Universities Press Ltd., London, 1972
- 5) Jacoby, S. L. S., J. S. Kowalik and J. T. Pizzo : Iterative Methods for Nonlinear Optimization Problems, Prentice-Hall, N. J., 1972

OPTIMUM DESIGN OF COLUMNS AND BEAM-COLUMNS

Akio HASEGAWA*, Mitsuhiro OKAZAKI** and Sei MATSUURA***

This paper presents an optimum design procedure for steel columns and beam-columns using the method of maximum load design and examines the numerical results from a practical point of view. It has been proved that the optimization algorithm of maximum load design can reduce the formulation finally to an unconstrained optimization problem, and facilitates the numerical computation from both technical and economical standpoints.

The optimal characteristics of box and H shaped steel columns have been obtained taking into account both global and local failures. It has been revealed that a simultaneous failure does not necessarily give the optimal condition, even in case that multiple failure modes exist.

Considering the interactions between bending and compression for both global and local failures, the optimization has been carried out for symmetric H shaped steel beam-columns, and the optimal characteristics are given, focusing on the influence of bending and compression ratio. The method of maximum load design has been proved to be effective for interactive design constraints as well as for ordinary constraints.

In order to efficiently combine the optimization of structural shapes (Level 1) with the optimization of structural frames and systems (Level 2) without any interactive computation, it is necessary to express all of the optimum cross sectional properties as functions only of cross sectional areas for individual components. From this view, the computational results for beam-columns including columns have been summarized and the mathematical relations among optimum properties are obtained in terms of cross sectional areas.

* Associate Professor of Civil Engineering, Nagoya Institute of Technology

** Graduate Student of Civil Engineering, Nagoya Institute of Technology

*** Professor of Civil Engineering, Nagoya Institute of Technology