

I-34

2 軸曲げを受ける箱型変断面
はり一柱の強度相関式についてJ R東日本 正員 木村 英明
東京都立大学 正員 野上 邦榮

1. まえがき 骨組構造物の一部には、材料節約のために部材の一端から他端へと連続的に断面が変化する変断面部材がしばしば用いられる。特にラーメン構造やタワー等の主として曲げが支配する部材は、変断面が経済的であることが知られている。こうした変断面部材の強度に関する研究は、部材のパラメータが多く、その整理が困難なことから理論および実験的研究が充分に行われていない。わが国の座屈設計における変断面の取扱は、部材中のある基準断面を等断面とした部材に置き換えて、等断面部材に関する設計相関公式を適用するとしているものが多い^{1) 2) 3)}。しかし、このような強度評価法にはまだ問題点を残しており、変断面はり一柱の合理的な評価式が提案されるに至っていない。ここでは変断面部材の強度評価のための一資料を得ることを目的に2軸曲げを受ける箱型変断面はり一柱の耐力特性について検討した。

2. 解析方法 耐力解析に用いた離散化モデルは、図-1に示す剛体棒要素モデルであり、分布軸ばねと2軸方向剪断ばねからなる剛体-ばね系である。なお、ねじればねは無視した。また、変断面はウェブの高さのみが直線的に変化する場合を取扱い、この場合のウェブ高さの変化率は、図-2のように最大断面のウェブ高さに対する最小断面のその比

$$r = d(s) / d(l) \quad (1)$$

で定義する。なお、荷重、細長比等を含めた解析結果は、最大断面を基準断面として整理する。さらに、解析対象断面形は箱型断面とし、作用端曲げモーメントは2軸方向ともに片曲げ ($\kappa = 0$) 状態とする。また、初期たわみとして両軸方向へ正弦波の半波 ($u_0/L = v_0/L = 10^{-3}$) を導入、材料特性は履歴型完全弾塑性体とし、溶接型残留応力分布 $\sigma_{rc} = 0.4 \sigma_y$ を用いて数値計算を行った。

3. 等断面非線形強度相関式 2軸曲げを受ける等断面はり一柱に関するSSRCの相関式⁴⁾

$$\left(\alpha \frac{M_x}{M_{px}} \right)^a + \left(\beta \frac{M_y}{M_{py}} \right)^a = 1 \quad (2)$$

$$a = 1.3 + 1000(P/P_y)/(L/r)^2 \geq 1.4 \quad (3)$$

$$\alpha = \frac{C_{mx} M_{px}}{M_{ucx}}, \quad \beta = \frac{C_{my} M_{py}}{M_{ucy}} \quad (4)$$

$$M_{ucx} = M_{mx} (1 - P/P_{cr}) (1 - P/P_{ex}),$$

$$M_{ucy} = M_{my} (1 - P/P_{cr}) (1 - P/P_{ey})$$

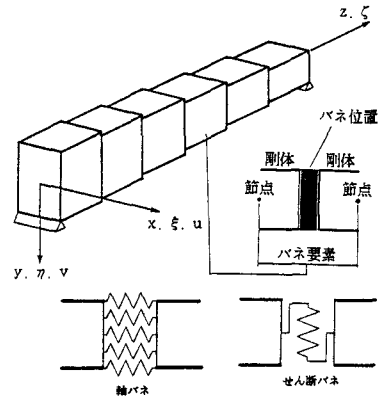


図-1 剛体棒要素モデル



図-2 変断面部材

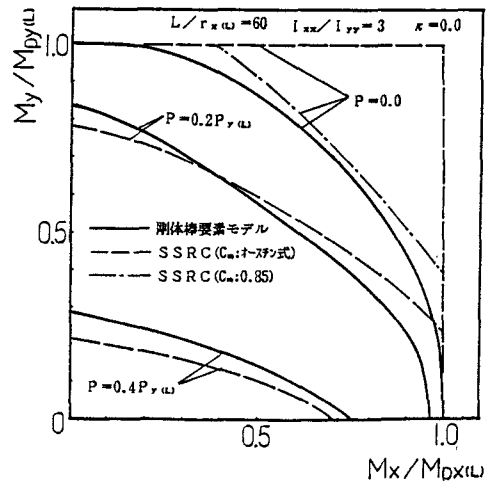


図-3 等断面はり一柱の相関式

$$M_{mx} = M_{px}(1.07 - \lambda) \leq M_{px}, \quad \lambda = (L/r_y) F_y^{1/2} / 3160,$$

F_y : 降伏荷重, M_p : 全塑性モーメント, C_m : モーメント換算係数, P_{cr} : 限界軸力, P_e : オイラー荷重
 に対して、 $L/r_x = 60$, $I_{xx}/I_{yy} = 3$ の場合について本数値計算結果を比較したのが図-3である。 $P < 0.2P_y$ で数値解が低めの値となっているが全体としてSSRCの相関式の曲線と同様な傾向を示している。

4. 変断面非線形強度相関式 等断面に対する相関式である式(2)を基本形として、変断面による耐荷力への低減係数を導入した次式の非線形相関式について検討を行った。

$$\left(\alpha_F \frac{M_x}{M_{px}} \right)^a + \left(\beta_F \frac{M_y}{M_{py}} \right)^a = 1 \quad (5)$$

ここに、 $\kappa = 0$, $I_{xx}/I_{yy} = 3$ の場合の低減係数 α_F , β_F は次式のように定義する。

$$\alpha_F = F_1(\gamma, P) \alpha, \quad \beta_F = F_2(\gamma, P) \beta \quad (6)$$

この関数 F_i は、数値計算結果のデータを基に

$$\left. \begin{aligned} F_1 &= 1 - G_1 \gamma t + G_2 \gamma t^2 \\ F_2 &= 1 - G_3 \gamma t + G_4 \gamma t^2 \\ \gamma t &= 1 - \gamma \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

と γ に関する2次式で表すことができる。ここに、 G_i は $P^* = P/P_y$ の1次式あるいは2次式で表示した次式を用いた。

$$\left. \begin{aligned} G_1 &= 0.132 - 1.745 P^* \\ G_2 &= -0.892 + 11.012 P^* \\ G_3 &= -0.055 + 1.481 P^* \\ G_4 &= -0.911 + 0.859 P^* \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

あるいは、

$$\left. \begin{aligned} G_1 &= 0.012 - 0.059 P^* - 4.900 P^{*2} \\ G_2 &= 1.046 - 16.868 P^* + 85.405 P^{*2} \\ G_3 &= 0.172 - 1.666 P^* + 9.144 P^{*2} \\ G_4 &= 0.046 - 4.886 P^* + 41.828 P^{*2} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

以上の提案式と解析解を比較したのが図-4および図-5である。図-4は軸力 $P^* = 0.3$ に固定し、 γ をパラメータにした相関曲線である。 $\gamma = 0.5$ の場合破線の曲線は精度が悪くなる傾向にあり、断面変化の割合が大きい場合には低減係数に軸力の2次式を用いるのが良い。図-5は、 $\gamma = 0.5$ に固定し、軸力をパラメータにした結果である。軸力が小さい場合の低減係数は軸力の1次式で充分であるが、軸力が大きくなると精度上2次式にする必要がある。

参考文献 1) 土木学会：座屈設計ガイドライン，1987、2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，昭和55年 3) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説，昭和58年、4) V. Galambos：Guide to stability design criteria for metal structures, Fourth Ed., 1988

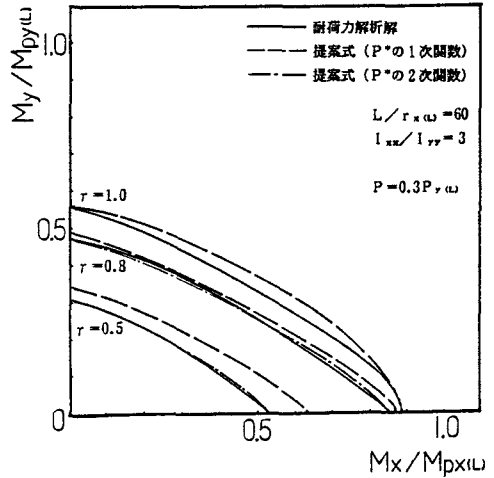


図-4 変断面はり一柱の
非線形相関式 ($P = 0.3P_y$)

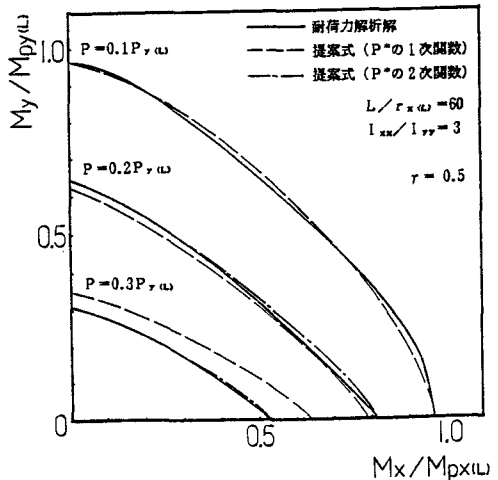


図-5 変断面はり一柱の
非線形相関式 ($\gamma = 0.5$)