

I-158 変断面はり一柱部材の耐荷力
—面外耐荷力の数値計算—

中部工業大学 正員 堀見弘幸
倉田宗章
学生員 西川俊一

まえがき 変断面はり一柱部材に関する現行の道路橋示方書の規定では、変断面部材のすべての断面について、この断面をもつ等断面のはり一柱に関して設計相関式を適用することとされている。この方法は設計者にとって明快なものとは言えないため筆者らは、先に変断面はり一柱の面内耐荷力について、強度相関式を表し、特定の断面を等断面部材に置換えることを提案した¹⁾。本報告は、前報に引き続き、面外耐荷力に関して数値計算を行い、この結果から強度相関式を表したものである。

数値解析方法 対象とした変断面はり一柱部材は、前報と同じく図-1に示すように、1)両端が単純支持で断面の重心に軸方向圧縮力、断面の大きい端に曲げモーメントが作用する。2)断面形状は2軸対称I形断面で、断面の高さのみ直線的に変化する。テーパ比 $\frac{d(u)}{d(s)} = \beta$ とする。3)垂直応力の最大値が部材間に生じるようなテーパ比の大きい部材は対象外とする。次に主な仮定は、1)応力 ひずみ関係はひずみ硬化を考えない、単純化した完全弾塑性曲線を用いる。2)残留応力分布は、図-2に示すようにに溶接組立て断面の残留応力分布を理想化したものを用い、 $\sigma_{rc} = 0.3\sigma_y$ とする。

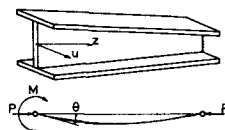


図-1 数値解析モデル

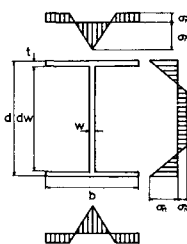


図-2 用いた残留応力分布

数値解析手法は、曲げねじり座屈に関する微分方程式を用い、伝達マトリックスにより求める方法とした²⁾。すなわち、まず部材軸方向をいくつかの部材要素に分割する(本報では50分割)。各部材要素は一樣断面を有し、一樣な曲げモーメントが分布していると仮定し、次式の一軸対称断面の曲げ座屈に関する微分方程式を適用する。

$$B_y \frac{d^4 u}{dz^4} + P \frac{d^2 u}{dz^2} + (M_0 + P y_0) \frac{d^2 \phi}{dz^2} = 0 \quad \text{----- (1-a)}$$

$$C_w \frac{d^4 \phi}{dz^4} - (G_T + \bar{K}) \frac{d^2 \phi}{dz^2} + (M_0 + P y_0) \frac{d^2 u}{dz^2} = 0 \quad \text{----- (1-b)}$$

ここに B_y : 弱軸まわりの曲げ剛性、 C_w : そり剛性、 G_T : S_T ・Venantのねじり剛性、 $\bar{K}$: ねじりモーメントに関する係数である。これらの各剛性 B_y 、 C_w および G_T は弾性域においては定数であるが、非弾性域においては P と M_0 に支配される変数となる。これらについては、部材要素の断面を微小矩形要素に分割し、次の仮定を用い計算する。1)曲げ剛性およびそり剛性は、降伏していない矩形要素によって構成される断面形状によって与えられる。2) S_T ・Venantのねじり剛性は塑性流れ理論によるものとする。

式(1)の連立微分方程式の一般解から、部材要素の変形量および断面力の関係が得られる。次に、部材要素の左端と右端の状態量を関係づける格間伝達マトリックス F_i と格点としての状態量の連続条件より導かれる格点伝達マトリックス P_i を用いると、はり一柱の曲げねじり座屈条件式は次式のように表わされる。

$$\begin{vmatrix} R' F_n P_n F_{n-1} P_{n-1} & \cdots & F_2 P_2 F_1 R \end{vmatrix} = 0 \quad \text{----- (2)}$$

ここに R' および R は右端および左端の境界マトリックスである。

表 1 断面諸元(小断面単位cm)

NO	b	d	tf	tw
A	1 8,000	8,000	0.600	0.400
	2 8,000	10,000	0.600	0.500
	3 10,000	10,000	0.800	0.600
B	4 10,000	13,000	0.800	0.600
	5 10,160	12,800	0.637	0.473
	6 12,500	12,500	0.800	0.500
C	7 20,000	22,000	0.800	0.600
	8 20,000	30,000	1.200	1.200
	9 35,000	35,000	1.600	1.600

数値計算は、太い端におけるたわみ角 θ を仮定し、モーメントー曲率ー軸力関係から、はりー柱の曲げモーメント分布を求め、この結果を用いて式(2)を計算する。もし式(2)の関係が満足されなければ、これが満足されるまで θ を仮定し直して計算を繰り返す、いわゆる試行錯誤法で行う。表-1はこの計算に用いられた計算モデルの小さい端における断面の諸元である。この断面を基準にテーパー比を1.8~2.4、細長比を40, 60, 80, 100と変化させる。また、 P/P_y についても0.1~0.7と変化させ、合計300個の計算モデルについて計算を行った。

この結果を軸方向力と曲げモーメントの相関関係として図に表示するために、さらにそれぞれの値を次の値を用いて整理する。軸方向力については小さい端における断面の弱軸に関して次式の道示の柱の基準耐力式を用いる。

$$\bar{\sigma} = 1.0 : (\bar{\lambda} \leq 0.2) \tag{3-a}$$

$$\bar{\sigma} = 1.109 - 0.545 \bar{\lambda} : (0.2 < \bar{\lambda} \leq 1.0) \tag{3-b}$$

$$\bar{\sigma} = 1.01(0.773 + \bar{\lambda}^2) : (1.0 < \bar{\lambda}) \tag{3-c}$$

ここに $\bar{\sigma} = P_{u(s)} / P_{y(s)}$ 、 $\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \frac{L}{r_{\min}} \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$ 、曲げモーメントについては、部材中央断面に関する全塑性モーメント $M_{P(m)}$ を用いる。

結果および考察 図-3は以上に述べた方法での計算結果を縦軸に $P/P_{u(s)}$ 、横軸に $M/M_{P(m)}$ をとりプロットしたものである。図中の実線は次式を表す。

$$\left(\frac{P}{P_{u(s)}}\right)^{1.5} + \left(\frac{M}{M_{P(m)}}\right)^{1.5} = 1 \tag{4}$$

式(4)は表示された計算結果のほぼ下限値を表す。
 $M = 0$ の場合は $P/P_{u(s)} = 1$ となり、変断面柱の下限値を表すことになり、合理性に欠けることはないが、
 $P = 0$ の場合は必ずしも変断面ばりーの下限値を表すとは断言できない。したがって、この場合についてはさらに検討の余地がある。

前報との結果とを併せて、変断面はりー柱の強度相関式を次式のように示す。

$$\left(\frac{P}{P_{u(s)}}\right)^n + \left(\frac{M}{M_{P(m)}}\right)^n = 1 \tag{5}$$

ただし、面内耐力の場合は $n = 1$ 、 $P_{u(s)}$ は強軸について計算し、面外耐力の場合は $n = 1.5$ 、 $P_{u(s)}$ は弱軸について計算するものとする。

あとがき 前報の成果と併せて変断面はりー柱の強度相関式を式(5)のように表した。今回の計算では、強度相関式の柱およびばりの項の基準値として、それぞれの特定の断面に関する等断面としての柱およびばりの耐力値を用いたが、図-3に見られるようになりばらつきがある。これは、一つには適用した基準式が変断面としての柱およびばりの耐力を適確に説明していないためであろう。したがって、変断面の柱およびばりの耐力のそれぞれを比較的簡単なパラメータを用いてより適確に評価することができれば、ばらつきは小さくなると思われる。この問題については、目下検討中である。また、実験的な検討も現在進行中である。名古屋大学工学部土木工学教授には指導助言を賜った。金沢工大西田進助教授には数値計算について協力を得た。深く感謝の意を表す。

参考文献

1) 堀見、西川 変断面はりー柱の耐力ー面内耐力の数値計算 一昭和55年度 土木学会中部支部研究発表会 1981-2
2) 吉田、西田 変断面H型鋼柱の強度と変形 土木学会論文報告集 No.222, 1973-12

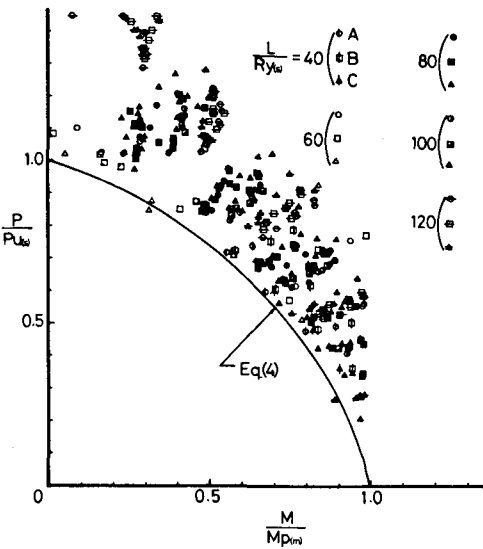


図 3- 計算結果の表示