

まえがき 鋼構造部材の耐荷力の評価については、考慮すべき変数が多いことや、初期たわみ、残留応力のばらつきが存在するため、理論解よりも、むしろ経験的な耐荷力式が実用設計式として用いられている。はり一柱部材では、一般にこれを軸方向力と曲げモーメントに関する相関式として表わされている。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は、等断面に関する規定を準用し、すべての断面でこの相関式を照査することになっているが、設計者にとって必ずしも明快な規定とは言えない⁽¹⁾。終局強度に基づく設計法が採り入れられようとしている現在、変断面はり一柱部材に関する耐荷力の評価は重要な課題であると思われる。そこで、本報ではまず、面内耐荷力に関して、コンピュータシミュレーションを行い、この結果から強度相関式を表わした。なお、数は少ないが、この相関式と既往の実験値との比較も行なった。

1-数値解析方法 試行錯誤法によって、対象とする断面の曲げモーメント-曲率-軸方向力関係 ($M-\phi-P$ 関係) を求める。次にこの関係を利用して一定の軸方向力が作用する場合の、曲げモーメント-たわみ角関係 ($M-\theta$ 関係) を数値積分法によって計算し、耐荷曲げモーメントを求める⁽²⁾。この場合の対象として、1)両端が単純支持で、断面の重心に軸方向力圧縮荷重と、断面の大きい端に曲げモーメントが作用する (Fig-1)。2)断面形状は2軸対称I形断面で、断面高さのみ直線的に変化する。テーパ-比 $d(u)/d(s)$ を β とする。3)垂直応力の最大値が部材間で生じるような、テーパ-比の大きい部材は対象外とする。次に主な仮定として、1)応力-ひずみ関係は完全弾塑性曲線とする。2)残留応力分布は、Fig-2 に示すように溶接組立断面の残留応力分布を理想化したものを使い、 σ_r については $0.3\sigma_y \sim 0.45\sigma_y$ とする。3)数値積分において分割数を20とするが、各分割要素間ではその分割要素の中点の断面形を一樣断面とする。4)非弾性域における曲げ剛性は、弾性域のみを有効とする。

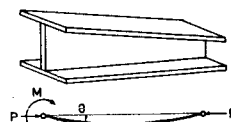


Fig. 1 数値解析モデル

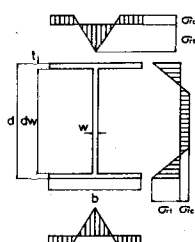


Fig. 2 用いた残留応力の分布

TABLE-1 断面諸元

No.	$b_{(cm)}$	$d_{(cm)}$	$t_{(cm)}$	$w_{(cm)}$
I	14.740	14.750	1.063	0.660
II	7.370	14.750	1.063	0.660
III	14.740	7.375	1.063	0.660
A	10.270	20.175	0.636	0.467
B	10.270	40.000	0.636	0.900
C	30.000	40.000	1.875	0.800
D	8.000	10.000	0.500	0.500

従来この方法によって、 $M-\theta$ 関係を求める場合、基準断面 (一般には部材中央断面) に関する $M-\phi-P$ 関係のみを用いて計算が行われている。Table-2 は等断面部材について、Table-1 に示す断面 I の $M-\phi-P$ 関係を用いて、断面 I, II, および III を対象とした場合の、 $M-\theta$ 関係から求まる耐荷曲げモーメント M_u と、それぞれの断面の $M-\phi-P$ 関係を用いて計算した場合の M_u で除した値である。Table-2 から、作用軸方向圧縮荷重が大きくなるにしたがって、耐荷曲げ

TABLE-2 耐荷曲げモーメント比

No.	01	02	03	04	05	06
I	1000	1000	1000	1000	1000	1000
II	0965	0944	0927	0839	0878	0805
III	1008	1017	1030	1044	1095	1220

モーメントを求める部材の断面とは異なった断面のM-φ-P関係を用いて計算するための誤差が目立ってくる。したがって、本報では、断面の大きい部材端と小さい部材端とに関するM-φ-P関係を求め、部材間の分割要素断面のM-φ-P関係は、これらの間で両端からの距離に近似的に比例していると仮定し計算しておき、これを順次利用することにする。なお、数値計算は変数として、 $l/r_x = 40 \sim 80$ 、 $P/P_y = 0.1 \sim 0.6$ 、 $\beta = 1.4 \sim 2.4$ 、中央断面形状はTable-1のA、B、C、およびDとし、合計234個について行なった。

2-耐力値の表示について 数値計算によって求められた耐力曲げモーメントと作用軸方向力との関係を、さらに、それぞれ曲げモーメントおよび軸方向力の基準値で除し表示する。軸方向力の基準値としては、最小断面を等断面と仮定し、これに軸方向力のみが作用する場合の柱の強軸に関する強度値を用いる。この場合は、現行の道路橋示方書の柱の基準耐力式を用いる。 $\bar{\sigma} = P_{us}/P_{y(s)}$ とすると
 $\bar{\sigma} = 1.0 \quad (\bar{\epsilon} \leq 0.2)$ 、 $\bar{\sigma} = 1.109 - 0.545\bar{\epsilon} \quad (0.2 < \bar{\epsilon} \leq 1.0)$ 、 $\bar{\sigma} = 1.0 / (0.773 + \bar{\epsilon}^2) \quad (1.0 < \bar{\epsilon})$ -----(1)

曲げモーメントの基準値については、中央断面を等断面と仮定し、これに曲げモーメントのみが作用するはりの塑性モーメント $M_{p(m)}$ を用いることにする。

3-結果および考察 Fig-3は、以上述べた方法により縦軸に P/P_{us} 、横軸に $M/M_{p(m)}$ をとり計算値を表示したものである。図中の実線は式(2)を表わしたものである。

$$P/P_{us} + M/M_{p(m)} = 1.0 \text{ -----(2)}$$

式(2)は表示された計算値群の下限値を表わしている。 P/P_{us} および $M/M_{p(m)}$ の小さい範囲では、表示点は直線から大きく離れる傾向を示しているが、いずれも安全側である。また、 P/P_{us} の小さい範囲では、はり一柱と考えるよりもむしろ変断面はりと考えられ、 $M/M_{p(m)}$ の小さい範囲では、変断面柱と考えられることから、 $P/P_{us} > 0.2$ 、 $M/M_{p(m)} > 0.2$ では、式(2)を変断面はり一柱の面内耐力の強度相関式としても妥当であろう。なお、Fig-3の実験値は、文献(3)の値を表示したもので、Table-3にその実験データの概要を示す。 l/r_x が小さいことが、かなり安全側に示された原因であろう。

あとがき 変断面はり一柱の面内耐力を数値計

算によって求め、この結果を利用して強度相関式を示した。比較の対象とした実験値は極めて少数、かつ小範囲であるため、今後の実験的検証が必要であろう。名大福本博士教授には指導と助言を賜った。また数値解析には金沢工大西田進助教授の協力を得た。記して謝意を表す。

参考文献 1) 福本他、鋼構造部材の抗屈強度の評価と信頼性への適用、橋梁と基礎 80-12 2) 吉田、変断面H形鋼柱の強度と変形、工学会論文報告集、No.222、1973-12

3) J.B.Salter, Test on tapered steel columns, The Structural Engineer, Vol. 58A, No.6, 1980.

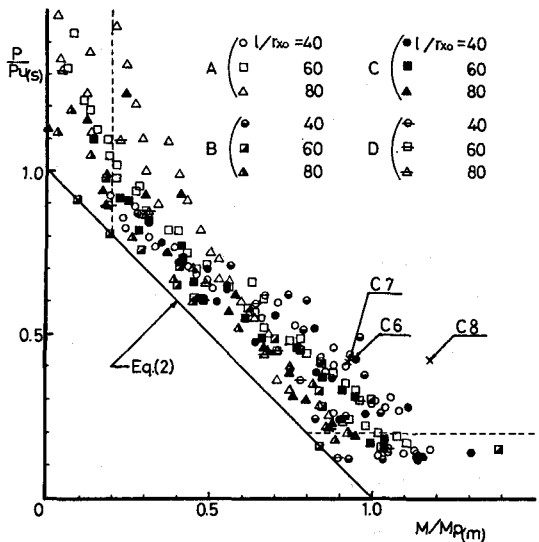


Fig-3 耐力値の表示

TABLE-3 用いた既往の実験値³⁾

No.	b (mm)	t (mm)	d _{max} (mm)	d _{min} (mm)	W (mm)	L (mm)	M (kNm)	P (kN)
C6	102.7	6.36	277.5	126.0	4.67	2619	53.9	200
C7	102.5	6.36	249.5	124.0	4.70	2619	47.4	200
C8	101.7	6.40	300.0	125.0	4.72	2619	71.6	200

$$E = 206 \text{ (kN/mm}^2\text{)} \quad \sigma_y = 335 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$