

金沢大学 正 ○ 吉田 博  
金沢大学 正 細川 豊

1. ま え が き

中心軸圧縮荷重を受ける真直なH形鋼柱は、次のような原因で強度を失うことが考えられる。

- (1) 圧潰 鋼柱が座屈することなく、断面全体が降伏して荷重の増加に耐えられなくなる。むしろ短く柱にかかる。
- (2) 曲げ座屈 荷重がある大きさに達すると、横方向の曲げ変形が急激に生じ、耐力を失う。長い柱では弾性域で座屈があるが、短い柱では非弾性域で座屈がある。
- (3) ねじり座屈 荷重がある大きさに達するとねじり変形が急激に生じ、耐力を失う。通常のH形鋼柱では弱軸まわりの曲げ座屈強度の方が小さいが、横変形が拘束されている場合に生ずる。
- (4) 局部座屈 荷重がある大きさに達すると断面形状の変化が急激に生じる。これはフランジおよびウェブの幅厚比によって大きく影響を受ける。通常のH形鋼柱では後座屈強度は期待できず、局部座屈と同時に耐力を失う。

以上のうち、通常のH形鋼柱では曲げ座屈と局部座屈が耐力を失う原因の主なものである。同一の柱の断面積に対して、強軸および弱軸まわりの曲げ座屈強度を増加させるためには、フランジおよびウェブの厚さを減らし、フランジ幅およびウェブ高さを増加させればよいが、反面、局部座屈強度が減少するので、フランジおよびウェブ厚さを増加させ、フランジ幅およびウェブ高さを減らさなければならぬ。

本研究においては、強軸および弱軸まわりの曲げ座屈強度と局部座屈強度が等しくなるような断面形状が最も合理的な断面形状であるとして、与えられた荷重、強軸方向および弱軸方向の拘束点間の長さを与えられた場合の断面形状の決定方法について求めるものである。

2. 解析および計算例

図-1に示すようにH形鋼断面のフランジ幅を $2b_0$ 、フランジ厚さを $t_0$ 、フランジ中心間距離を $d_f$ 、ウェブ厚さを $w = \beta t_0$ 、断面の高さを $d = d_f + t_0$ とする。柱は強軸まわりに長さ $l$ の点で横方向に単純支持され、この間を等間隔で $kl$ の長さで弱軸まわりに支持されているものとする。

強軸まわりおよび弱軸まわりの曲げ応力度はそれぞれ、

$$\frac{(\sigma_{cr})_x}{\sigma_f} = \pi^2 \alpha^2 \frac{12 + \alpha \beta}{48 + 12 \alpha \beta} \left( \frac{b_0}{\sqrt{E_f L}} \right)^2 = \pi^2 \alpha^2 \frac{12 + \alpha \beta}{48 + 12 \alpha \beta} \xi^2 \quad (1)$$

$$\frac{(\sigma_{cr})_y}{\sigma_f} = \pi^2 \frac{16 + \alpha \beta^3 / \nu^2}{48 + 12 \alpha \beta} \frac{1}{k^2} \left( \frac{b_0}{\sqrt{E_f L}} \right)^2 = \pi^2 \frac{16 + \alpha \beta^3 / \nu^2}{48 + 12 \alpha \beta} \frac{1}{k^2} \xi^2 \quad (2)$$

また、フランジおよびウェブの連成を考慮した局部座屈応力は

$$\frac{(\sigma_{cr})_{loc}}{\sigma_f} = \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} k \left( \frac{t_0}{\sqrt{E_f b_0}} \right)^2 = \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} k \lambda^2 \quad (3)$$

と表わされる。ここに、 $\sigma_f$ : 降伏応力、 $\xi$ : 降伏ひずみ、 $\nu$ : ポアソン比、 $\nu = b_0/t_0$  である。

柱の最適断面は与えられた軸方向力、支持点間距離に対して

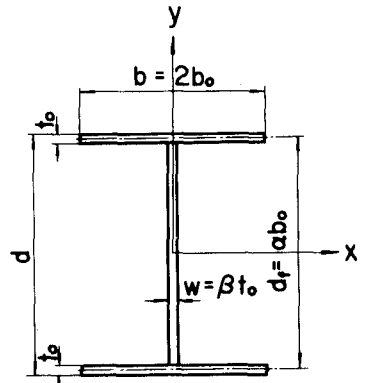


図-1 H型断面形状

式(1)、(2)および(3)の値が等しくなるような面積最小の $b_0$ 、 $t_0$ 、 $\alpha$ および $\beta$ を決定することである。まず、式(1)と(2)と等値する。与えられた $k$ および $\beta$ に対して、 $\nu \geq 5.0$ の範囲では $\alpha$ は一定値となる。図-2は曲げ座屈応力と $\nu$ の関係と、 $k = 1/2$ に対して $\beta$ とパラメ-

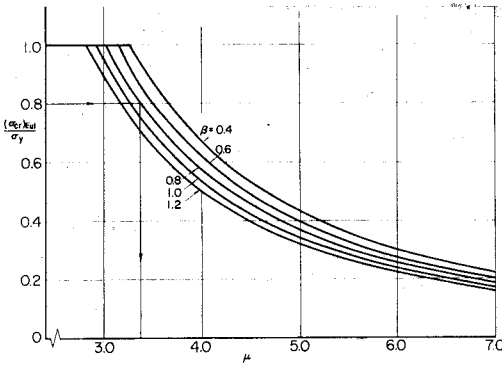


図-2 曲げ座屈曲線

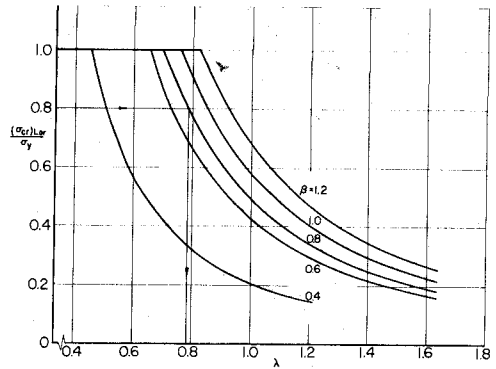


図-3 局部座屈曲線

ターとして示したものである。式(3)に示される局部座屈応力は、幅厚比に関する $\lambda$ と幅厚比に無関係な断面形状のみならず、 $\alpha$ および $\beta$ のみにより定まることを示している。この解析には有限要素法を用いた。図-3は式(1)と(2)と等値して得られた $\lambda$ と、各種の $\beta$ に対する局部座屈曲線と示している。

曲げ座屈と局部座屈が同時に生ずる断面形状と $\alpha$ に対する座屈荷重は、図-2および図-3に示す矢印に沿って与えられた $\beta$ に対する $\alpha$ および $\lambda$ を求め決定することが出来る。このようにして得られた荷重 $P = \rho E \varepsilon_y^{5/2} L^2$ と断面積 $A = a E \varepsilon_y^{3/2} L^2$ の関係と $\beta$ とパラメータとして図-4に示す。

表-1は長さ10mの柱で、弱軸方向には中央で支持されている柱に30tおよび60tの軸方向荷重が作用する場合の断面形状と $\beta$ とパラメータとして決定した例である。

3. おまけ

本研究においては曲げ座屈と局部座屈が同時に生ずるような断面形状が最適断面であるという仮定のもとに、残留応力を無視した弾性域でのみ計算を行ったが、残留応力を考慮した非弾性域での計算も目下続行中である。

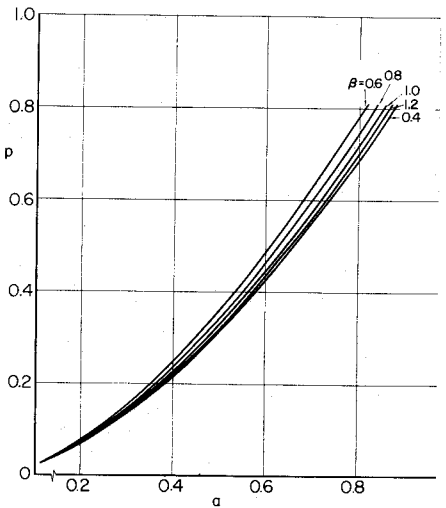


図-4 荷重と断面積の関係

表-1 計算例 ( $K = 1/2$ ,  $\varepsilon_y = 0.0012$ ,  $\sigma_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ )

荷重	No.	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$\lambda$	$\bar{r}$	$b_0$	$t_0$	$b$	$t$	$d$	$\eta$	断面積	備考
30t	1	0.47	2.228	0.4	0.585	4.22	8.21	0.49	16.42	0.49	18.78	0.20	19.74 (19.88)	最適断面
	2	0.43	2.193	0.6	0.812	3.90	8.88	0.38	17.76	0.38	19.85	0.23	18.06 (17.94)	
	3	0.447	2.160	0.8	0.883	3.81	9.09	0.36	18.18	0.36	19.99	0.29	18.77 (18.74)	
	4	0.457	2.130	1.0	0.967	3.73	9.30	0.33	18.60	0.33	20.14	0.33	19.19 (18.84)	
	5	0.47	2.101	1.2	1.053	3.63	9.54	0.31	19.08	0.31	20.35	0.37	19.74 (19.29)	
60t	1	0.71	2.228	0.4	0.510	3.68	9.42	0.64	18.84	0.64	21.63	0.26	29.82 (29.49)	最適断面
	2	0.657	2.193	0.6	0.705	3.39	10.22	0.50	20.44	0.50	22.91	0.30	27.59 (27.16)	
	3	0.675	2.160	0.8	0.770	3.32	10.43	0.47	20.86	0.47	23.00	0.38	28.35 (28.08)	
	4	0.693	2.130	1.0	0.842	3.24	10.68	0.44	21.36	0.44	23.19	0.44	29.06 (28.81)	
	5	0.702	2.101	1.2	0.921	3.18	10.91	0.41	21.82	0.41	23.33	0.49	29.48 (29.17)	