

組合せ応力を受けるラーメン隅角部腹板の弾性座屈強度

関西大学工学部 正会員 米澤 博

関西大学工学部 正会員 堂垣正博

関西大学大学院 学生員○平見勝洋

1. まえがき 鋼製ラーメン構造物のはりと柱の接合部、いわゆる隅角部は強度上最も弱点となる場合が多い。隅角部腹板の応力解析は比較的多くなされているが¹⁾、弾性座屈解析はあまりなされていないようである²⁾⁻⁴⁾。ここでは、曲げ応力・せん断応力・軸応力が作用するT型ラーメン橋脚の隅角部腹板を対象に、座屈前の応力分布とその弾性座屈強度および座屈相関曲線を差分法によって求める。

2. 基礎式 Fig. 1に示す長さa、高さbの隅角部腹板には左右辺で大きさの異なる曲げ応力と放物線分布のせん断応力が、下辺にはそれらにつり合う曲げ応力と軸応力が作用するものとする。図に示すような荷重が腹板に作用する場合、座屈前の応力分布はx, y方向の力のつり合い式

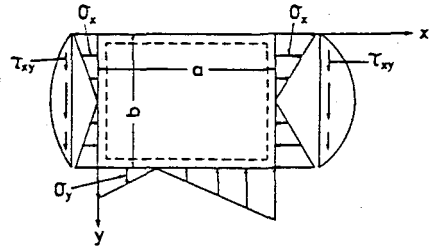


Fig. 1

$$2u_{,xx} + (1-\nu)u_{,yy} + (1+\nu)v_{,xy} = 0 \quad (1)$$

$$(1+\nu)u_{,xy} + (1-\nu)v_{,xx} + 2v_{,yy} = 0 \quad (2)$$

を面内境界条件のもとに解いて決定される。ここに、 u, v はxおよびy方向の面内変位、 ν はポアソン比である。コンマに続く添字はそれに関する偏微分を表す。

図に示す荷重状態での $x=a$ の境界条件は、

$$\sigma_x = (1-2y/b)\sigma_{b1}, \quad \tau_{xy} = 6\{y/b - (y/b)^2\}\tau_1 \quad (3)$$

となる。ただし、 σ_{b1}, τ_1 は $x=a$ での最大引張応力と平均せん断応力である。 $x=0$ では式(3)の σ_{b1}, τ_1 のかわりに $x=0$ での作用曲げ応力 σ_{b3} と平均せん断応力 τ_3 を用いればよい。 $y=b$ では $x=0$ と a の2辺に作用する断面力のつり合いから、

$$\sigma_y = (1-2x/a)\{(b/a)^2(\sigma_{b1} - \sigma_{b3}) + 3(b/a)(\tau_1 - \tau_3)\} - (b/a)(\tau_1 + \tau_3), \\ \tau_{xy} = 0 \quad (4)$$

となり、 $y=0$ では式(4)の第一式を $\sigma_y = 0$ とおけばよい。

次に、上述の式(1), (2)を解いて得られる応力分布 $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ のもとに座屈する場合の基礎微分方程式は次のように与えられる。

$$w_{,xxxx} + 2w_{,xxyy} + w_{,yyyy} = \frac{t}{D}(\sigma_x w_{,xx} + \sigma_y w_{,yy} + 2\tau_{xy} w_{,xy}) \quad (5)$$

ここに、 D は腹板の曲げ剛さ $Et^3/12(1-\nu^2)$ であり、 E, t はそれぞれヤング率と板厚である。腹板は周辺単純支持されているものとする。

以上の基礎微分方程式と境界条件に差分法を適用し、せん断応力と曲げ応力の割合を示す比 $m = (\sigma_{m2cr} / \sigma_{m2cr}^*) / (\sigma_{b1cr} / \sigma_{b1cr}^*)$ の種々の値に対して、板内部の応力分布を決定し、座屈係数 $k_{bcr} (= \sigma_{b1cr} b^2 t / \pi^2 D)$ または $k_{pcr} (= \sigma_{m2cr} b^2 t / \pi^2 D)$ を求める。ただし、 σ_{b1cr}^* は左右辺に曲げ応力のみが作用した場合の $x=a$ 辺の最大曲げ応力

σ_{bl} に対する弾性座屈応力、 σ_{m2cr}^* は左右辺にせん断応力のみが作用した場合のそれにつらう $y=b$ の縁圧縮応力 σ_{m2} に対する座屈応力である。また、 σ_{m2cr} と σ_{blcr} は曲げ応力とせん断応力が同時に作用する場合の座屈応力である。

3. 数値計算結果 単精度と倍精度計算し、差分分割数と解の精度を調べたところ、単精度では分割数の増加とともに桁落ちが生じ、精度が著しく低下した。したがって、ここでは倍精度計算し、誤差が 0.5% 以内に収まる分割数 $n_x = n_y = 16$ を用いる。

T型ラーメン橋脚の隅角部の応力状態として、Fig.2 に示すような 4 種類の場合を考えることができる。すなわち、1) 腹板の左右辺の曲げ応力とせん断応力がともに等しい場合、2) 左右辺のせん断応力は等しいが、曲げ応力が異なる場合、3) 逆に、曲げ応力は等しいが、せん断応力が異なる場合、4) 曲げ応力とせん断応力がともに異なる場合、である。

まず初めに、腹板の左右辺に作用する曲げ応力とせん断応力がともに等しい場合を考える。曲げ応力に対するせん断応力の割合を表す比が $m = 0, 0.5, 1, 2$ の座屈係数曲線は Fig. 3 となる。ただし、 $m = 0$ の曲線は純曲げ状態の座屈係数曲線である。図から明らかなように、 m が増加すれば、座屈係数は著しく低下する。この傾向は縦横比の小さい腹板の場合に著しい。これはせん断応力につらう下辺の縁圧縮応力が縦横比の減少とともに大きく作用するようになるからである。また、 m の値の増加とともに座屈係数の不連続性は緩和されるようになる。これはせん断応力が加わると、それにつらう縁圧縮応力が作用し、すべての縦横比に対して x 方向に一半波の波形で座屈するようになるためである。

この場合の座屈相関曲線を求めると、Fig. 4 が得られる。図から明らかなように、縦横比が 1.0 より小さい場合の相関曲線は Dunkerly 曲線

$$(k_{pcr} / k_{pcr}^*) + (k_{bcr} / k_{bcr}^*) = 1.0$$

ではほぼ近似できる。縦横比が大きくなると、腹板座屈はせん断応力よりも曲げ応力の作用を強く受けるようになる。

なお、腹板の左右辺に作用する曲げ応力とせん断応力が異なる場合については、講演会当日に発表する。

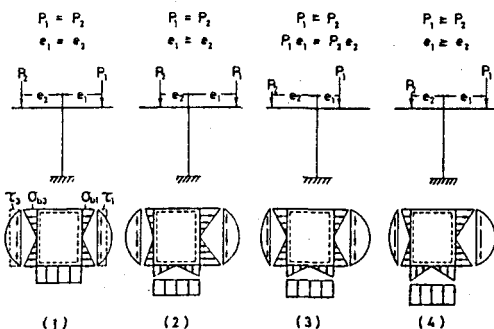


Fig. 2

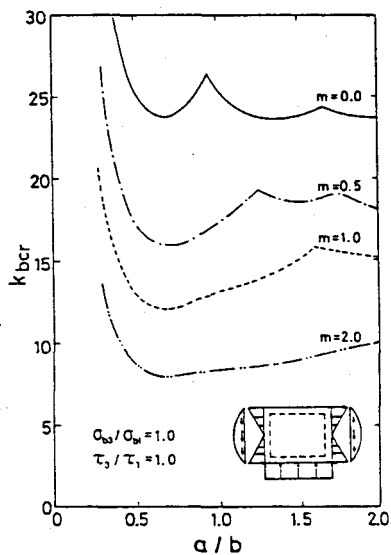


Fig. 3

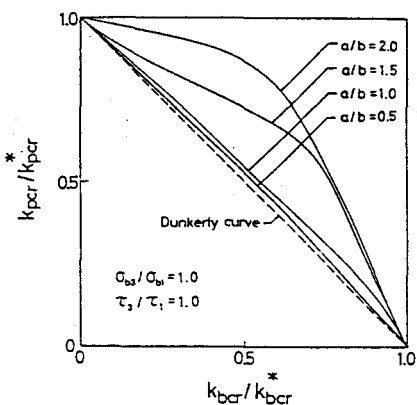


Fig. 4

1) 小松定夫編：鋼構造の補剛設計，森北出版，1982。 2) Protte, W.: Stahlbau, Jg. 48, Ht. 4, S. 123-125, 1979。 3) Wisniewski, L., J. L. Zioberski, und B. Manko: Stahlbau, Jg. 51, Ht. 9, S. 273-276, 1982。 4) 米澤・堂垣・角地・清水：昭和59年度関西支部年次学術講演会講演概要，I-58, 1984。