

面内曲げを受ける補剛板の極限強度の推定法

岐阜大学工学部 正 員 奈良 敬

大阪大学大学院 学生員○松永康男

大阪大学工学部 正 員 福本 晴士

1. まえがき 現在、吊橋・斜張橋の主塔などのように、面内組合せ荷重を受ける補剛板の極限強度を評価する方法としては、極限強度の相関式を用いる方法が最適だと思われる。しかし、その際には、純圧縮、純曲げ、および純せん断を受ける補剛板の極限強度を簡単にしかも精度よく求める方法が必要となる。ここでは、面内曲げを受ける等間隔補剛された補剛板を対象として、極限状態の膜応力分布を仮定することにより極限面内曲げモーメント M_u を求める方法について考察したので報告する。そして、道路橋示方書（以下「道示」と呼ぶ）で与えられる曲げモーメントと本推定法による曲げモーメントとの比較も行っている。ただし、道示では、極限強度の上限値として降伏モーメントをとっている。なお、解析に用いたパラメータは、吊橋・斜張橋の主塔の断面調査結果より得られたものを用いている¹⁾。

2. 応力分布の仮定 縦補剛材が必要剛比を満たす補剛板が純曲げを受ける場合、極限状態での補剛板の膜応力分布は、幅厚比パラメータ R が小さく縦補剛材本数 n_v が少ないほど全塑性状態に近づき、 R が大きくなるほど全塑性状態から遠ざかる傾向にある。また、圧縮側は座屈するために、応力分布は圧縮側と引張側で非対称になると思われるが、弾塑性有限変位解析により周辺単純支持された補剛板の全体解析を行った結果、補剛材本数 $n_v \geq 2$ の場合には、圧縮側、引張側でほぼ対称の応力分布形となることが分かった¹⁾。これより、その分布形を表す一つの方法として図-1に示すようにできるだけ簡単な曲げ応力分布を仮定する。すなわち、端補剛材位置の補剛材を含む板パネルが極限状態に達した時に補剛板全体が極限状態に達すると仮定し、補剛板端部で降伏応力度 σ_y に達し、端補剛材位置では多リブモデルにより計算される極限平均圧縮応力度 σ_u に達する折れ線の分布形である。実際の補剛板では、 R が大きい場合、残留応力によって曲げ応力分布がこのように簡単にはならないが、簡易算定法としては十分に極限状態の曲げ応力分布を表しているものと思われる。ここで、多リブモデルというのは、補剛板より取り出した補剛材1本と板パネルよりなるT型断面のモデルをいい、モデル長は横補剛材間隔をとっている。そして、その細長比パラメータによって、縦補剛材剛比の強度に与える影響を考慮することができる。多リブモデルの強度 σ_u は式(1)で計算される。式(1)は道示に基づく柱の耐荷力曲線であり、多リブモデルをパラメータ解析した結果この耐荷力曲線が適用できることが分かっている²⁾。式中の λ^* は式(2)で表される多リブモデルの細長比パラメータであり、鋼種による残留応力度ならびに板パネルの局部座屈の影響を考慮できるようにした細長比パラメータである。また、 $(\sigma_u/\sigma_y)_{plate}$ は板パネルの極限圧縮強度で式(3)で与えられる³⁾。

$$\sigma_u/\sigma_y = \begin{cases} 1.0 & (\lambda^* \leq 0.2) \\ 1.109 - 0.545 \lambda^* & (0.2 < \lambda^* \leq 1.0) \\ 1.0 / (0.773 + \lambda^{*2}) & (1.0 < \lambda^*) \end{cases} \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$\lambda^* = (2400/\sigma_y)^{1.2} \cdot 1/\sqrt{(\sigma_u/\sigma_y)_{plate}} \cdot 1/\pi \cdot \sqrt{\sigma_y/E} \cdot l/r \quad \dots \dots \dots (2)$$

l : 横補剛材間隔、 r : 多リブモデル(T型断面)の重心軸回りの断面2次半径

$$(\sigma_u/\sigma_y)_{plate} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.453) \\ (0.453/R)^{0.495} & (R > 0.453) \end{cases} \quad \dots \dots \dots (3)$$

R : 板パネルの幅厚比パラメータ

3. 解析結果との比較 ここでは、補剛板を弾塑性有限変位解析法により全体解析した結果と本推定法による結果とを比較する。パラメータは、縦補剛材本数 $n_k=2, 3, 4$ 、純曲げ時の設計基準パネル（ここでは圧縮縁のパネル）の幅厚比パラメータ $R=0.5, 0.7, 1.0$ 、降伏応力度 $\sigma_v=2400(\text{kgf/cm}^2)$ 、板パネルの縦横比 $\alpha=3$ であり、縦補剛材剛比は道示に基づく必要剛比を満たしている。そして、全体解析結果 $M_{\max}$ と本推定法 M_u との比較を表-1に示す。これより、 $n_k=2$ の場合は必ずしも良好な一致が得られていないが安全側の評価を与えている。 $n_k=3, 4$ においては比較的精度よく曲げモーメントを評価している。したがって、実際の縦補剛材本数 $n_k \leq 4$ 、設計基準パネルの幅厚比パラメータ R が $0.5 \sim 1.0$ の場合にはこの計算により曲げモーメントを推定することが可能であると思われる。また、道示の規定に基づいて計算される曲げモーメント M_j と本推定法との比較を表中最終欄に示す。道示の規定では、曲げモーメントの上限値を降伏モーメントとしているが、本推定法と比較すると、やや低めの耐荷力を与えていることが分かる。そして、図-2は、道示に対する本推定法の比 M_j/M_u の R による変化を示したものであるが、これより道示で与えられる耐荷力は、 R が大きくなるにつれてより小さい強度を与えている。特に、 $R=1.0$ においては、本推定法と40%以上もの差が生じている。

4. 考察 極限状態の応力分布を仮定することによってモーメントを計算した結果、縦補剛材本数 n_k によって精度に差があることがわかった。すなわち、 $n_k=2$ の場合にはやや誤差が大きいが、 $n_k=3, 4$ では比較的精度がよい。これは、補剛板全体の幅厚比の影響によるものと思われる。しかし、非常に簡単に計算できることから、本推定法は設計基準パネルの幅厚比パラメータ R が $0.5 \sim 1.0$ にある場合には、補剛板の面内曲げモーメントの耐荷力を評価するのに有効な手法と思われる。また本法は、多リブモデルの極限強度を用いて応力分布を仮定しているために、縦補剛材剛比が強度に与える影響を考慮することができるものと思われる。道示と比較した結果からは、道示で与えられる曲げモーメントはやや低めの強度を与えていることが分かった。

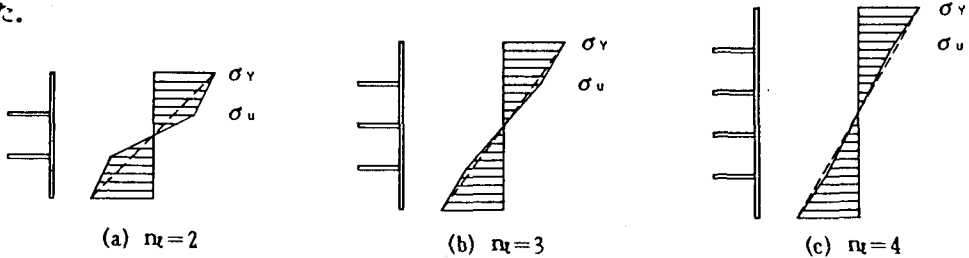


図-1 応力分布図の仮定

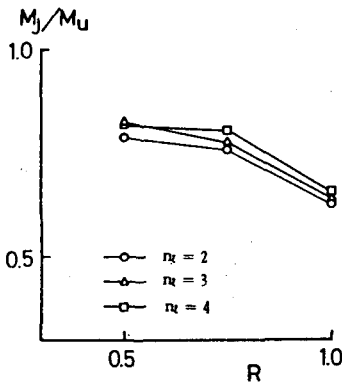


図-2 本推定法と道示との比較

表-1 本推定法と解析結果との比較

$(\sigma_v=2400\text{kgf/cm}^2)$

R 純曲げ	n_k	λ^*	$M_{\max}(t \cdot m)$ 解析値	$M_{\max}/M_v$	$M_u(t \cdot m)$ 本法	$M_u/M_{\max}$	$M_j(t \cdot m)$ 道示	M_j/M_u
0.5	2	0.74	155.743	1.4666	135.065	0.867	106.194	0.786
0.7	2	1.00	195.135	1.3435	169.855	0.870	128.044	0.754
1.0	2	1.56	327.184	1.1091	290.717	0.889	181.879	0.626
0.5	3	0.64	407.993	1.3031	379.537	0.930	313.094	0.825
0.7	3	0.91	273.819	1.1592	257.379	0.940	199.317	0.774
1.0	3	1.43	454.641	0.9509	423.313	0.931	268.989	0.635
0.5	4	0.60	695.270	1.1360	709.336	1.020	580.343	0.818
0.7	4	0.87	357.108	1.0130	362.255	1.014	290.516	0.802
1.0	4	1.36	583.044	0.8191	579.696	0.994	380.392	0.656

参考文献 1) 奈良・山田・松永・小松：構造工学論文集，Vol. 33A，1987年3月。 2) 松永・奈良・福本：土木学会第43回年次学術講演会，1988年10月。 2) 奈良・津田・福本：土木学会論文集，第 192号，1988年4月。