

I-32

補剛断面部材強度の簡易計算法

東京電力 正員○坂部 剛
名古屋大学 正員 宇佐美 勉

1. まえがき： 本研究は、著者らがすでに発表している¹⁾²⁾ 圧縮力と曲げを受ける補剛板及び補剛断面部材の簡易耐力算定法の修正を行ったものである。すなわち、従来の計算では、柱モデルを適用する時有効幅公式とT形断面柱の耐力には経験式が用いられたが、今回は弾塑性有限変位解析によって求められた初期たわみと残留応力を変数とする厳密な公式を用いている。この論文では、種々の計算例のうち、純圧縮補剛板の強度分布の算定方法についてのみ求め、その他の計算結果については講演当日述べる。

2. 板要素の有効幅公式およびT形断面柱の耐力曲線： 補剛断面部材強度を柱モデルで求めるためには、板要素の有効幅公式とT形断面柱の耐力曲線が必要である。前者については文献⁴⁾の公式を用い、後者については弾塑性有限変位解析から求められた式(1)を用いる。ただし、残留応力分布は図-1を用いた。また、初期たわみの方向で耐力特性が異なるので、補剛材方向の初期たわみを+側、板パネル方向の初期たわみを-側と区別して表している。図-2に解析結果と近似耐力曲線との比較を示すが、残留応力がない場合、耐力曲線は数値解析解ときれいに一致し、残留応力が入った場合もほぼよい近似をしているといえる。

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_y} = \frac{1}{2\bar{\lambda}^2} [1 + \eta + \bar{\lambda}^2 - \sqrt{(1 + \eta + \bar{\lambda}^2)^2 - 4\bar{\lambda}^2}] \quad (1)$$

$$\eta = C(\bar{\lambda} - 0.2), \quad C = D \cdot \sigma_{r.o.,r} / \sigma_y + C_0 \quad (2)$$

初期たわみが+側にある場合

$$C_0 = 62.8 \delta_0 / L - 0.3E-3, \quad D = 122.2 \delta_0 / L + 0.3486 \quad (3)$$

初期たわみが-側にある場合

$$C_0 = 324.1 \delta_0 / L + 2.6E-3, \quad D = -799.6 \delta_0 / L + 0.3636 \quad (4)$$

ここで、 σ_m = 柱の耐力、 σ_y = 降伏応力、 $\bar{\lambda}$ = 細長比パラメータ

δ_0 = 柱の初期たわみ、 L = 柱の長さ、 $\sigma_{r.o.,r}$ = 柱の残留応力

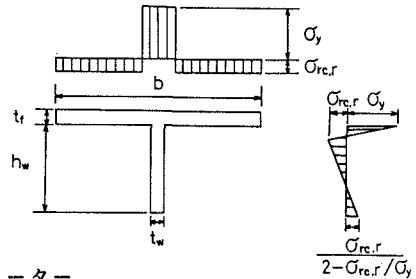


図-1 残留応力分布

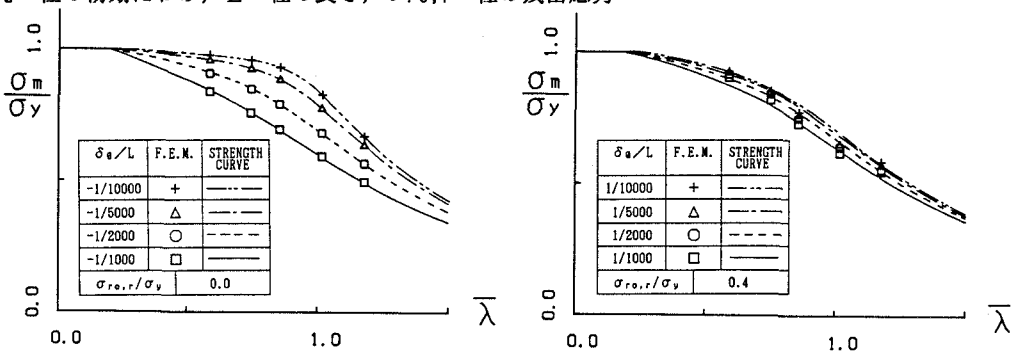


図-2 柱の耐力曲線(+側)

3. 純圧縮補剛板の強度分布： モンテカルロシミュレーションによって補剛板の純圧縮強度を求めた。初期不整の統計データについては文献³⁾のものを用いた。データとして板厚 $t = 20\text{mm}$ 、アスペクト比 $\alpha = 1.0$ 、材質SM50、補剛材幅厚比 $b_s/t_s = 12$ (SM50に対する限界幅厚比)の条件を与える。この条件に補剛材本数 N 、幅厚比パラメータ R 、剛比 γ と必要剛比 γ_{req} の比である m を与えることによって補剛板断面を決定した。乱数発生のための補剛材初期たわみ δ_0/L 、板パネルの初期たわみ Δ_p/b はワイブル分

布，材料降伏応力 σ_y は正規分布で考えている．それぞれの分布形について表-1の値を用いた．なお， δ_0/L はリブ方向のたわみを+側，板パネル側のたわみを-側と表している．実測データでは，+側，-側の頻度はほぼ半分ずつであったので，乱数もそれぞれ同じ数だけ発生させた．強度計算は柱モデルを用いた簡易計算法で行い，Rごとに求められた強度の平均値Mと標準偏差Sを Perry-Robertson 式に近似することにより，強度平均値曲線（M曲線）と強度下限曲線（M-1.65S曲線）を求める．また，圧縮補剛板の設計曲線はシミュレーション結果にSGST-Format⁵⁾を適用して求めた．

4. 計算結果と考察 図-3にシミュレーション結果と実験値⁷⁾との比較を示す．ここで縦軸は圧縮補剛板の極限強度 σ_u を正規乱数より求めた σ_y で無次元化し，横軸には幅厚比パラメータRを用いている．平均値曲線（M曲線）は残留応力が小さいほど上昇し， $\sigma_{ro}=0.1\sigma_y$ の時うまく実験値の平均を表している．ただし $\sigma_{ro}=0.3\sigma_y$ では少し安全側過ぎるようである．また，強度下限曲線（M-1.65S曲線）は残留応力の大きさ σ_{ro} にかかわらずほとんど一致し，実験結果の下限をきれいにシュミレートしている．次に，SGST Format⁵⁾によって求めた圧縮補剛板の設計曲線と道路橋示方書⁶⁾の基準耐力力曲線との比較を示す．強度平均値曲 R_n として，

$$R_n = \frac{1.2}{2R^2} [1 + \eta + R^2 - \sqrt{(1 + \eta + R^2)^2 - 4R^2}] \quad (5)$$

$$\eta = \alpha_1 (R - \beta_1) \quad (6)$$

を利用すると，係数 α_1 ， β_1 および抵抗係数 ϕ は表-2のようになり ϕR_n を道示の曲線と比較すると図-4のようになる．道示曲線はRの大きい領域でかなり安全側に見積っていることが分かる．また，剛比 $m = \gamma / \gamma_{req}$ の増加によって強度上昇は見込まれるものの，剛比が大きくなると強度の増分は小さくなってくる．

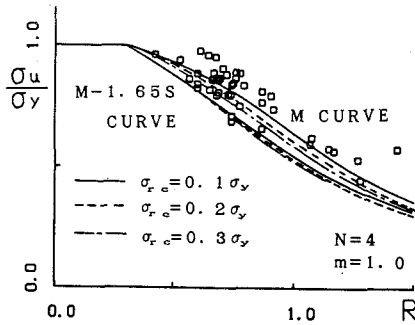


図-3 残留応力による補剛板強度の変動

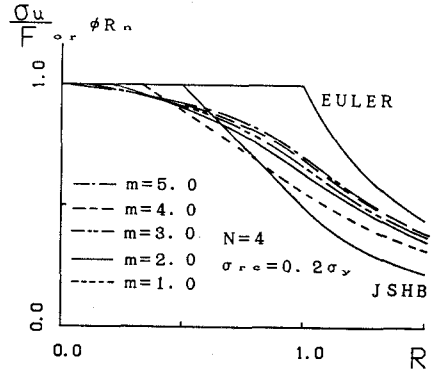


図-4 提案設計曲線と基準耐力力

表 1 使用した統計量（初期たわみ：ワイブル分布，降伏応力：正規分布）

補剛材初期たわみ δ_0/L （+側）		補剛材初期たわみ δ_0/L （-側）	
平均値 μ	0.469×10^{-3}	平均値 μ	0.176×10^{-3}
ワイブル係数 a	0.491×10^{-3}	ワイブル係数 a	0.160×10^{-3}
ワイブル係数 m	0.838×10^{-3}	ワイブル係数 m	1.121×10^{-3}
板パネル初期たわみ Δ_0/b		材料降伏応力 σ_y (SM50)	
平均値 μ	5.967×10^{-3}	平均値 μ	37.184
ワイブル係数 a	6.517×10^{-3}	標準偏差 σ	4.32
ワイブル係数 m	1.413×10^{-2}		

表 2 設計強度曲線の係数

m	α_1	β_1	ϕ
1.0	0.532	0.311	0.873
2.0	0.264	0.186	0.865
3.0	0.186	0.095	0.863
4.0	0.143	0.011	0.862
5.0	0.124	0.003	0.860

参考文献》 1)浅野清，宇佐美勉：第44回年次講演会概要集，1989 2)吉野精二，宇佐美勉：第43回年次講演会概要集，1988 3)福本嚙士編：座屈設計ガイドライン，土木学会，技報堂，1987 4)天雲宏樹，宇佐美勉：第45回年次講演会概要集，1990 5)東海鋼構造研究グループ（代表 福本嚙士），橋梁と基礎，Vol.14, No.11, 1980 6)日本道路協会：日本道路橋示方書・同解説，丸善，1980 7)坂部剛，宇佐美勉：第43回年次講演会概要集，1988