

大阪市立大学工学部 正員 中井 博 大阪市立大学工学部 正員 北田俊行
(株)川崎重工業 正員 大南亮一 日本国有鉄道 ○正員 川井 正

1. まえがき

曲線桁腹板では、曲率の影響により、荷重の増大に伴って面外たわみも増大し、顕著な座屈現象が見られないため、直線桁と同様な設計法を踏襲することは現実的でないように思う。したがって、まず設計上の曲率以外に初期たわみも有する実橋を再現するような曲線桁腹板の非線形弾性挙動をアイソパラメトリック・シェル要素を用いたFEMにより定量的に把握する。つぎに、これらの計算結果を基に曲線桁腹板の応力やたわみにある制限を設定し、それらに対応する腹板の必要幅厚比の提案を試みる。さらに、水平補剛材とそれに協力する腹板をT形断面を有するはり一柱モデルに置換できると仮定し、フランジが降伏に至っても十分な強度・剛性を有するような水平補剛材の必要剛度を、T形断面が初期降伏しない条件から決定する。

2. 解析モデルと解析パラメーター

パラメトリック解析においては、腹板の変位および応力が実際の曲線桁の挙動に近いと考えられる図1に示すようなフランジを考慮した腹板モデルを用いた。また、水平補剛材を2段まで用いる腹板を対象とし曲線桁橋の実績調査およびJSHBを参考にして、表1に図1 腹板の解析モデル示す曲率パラメーター a/R 、腹板幅厚比 h_w/t_w およびフランジと腹板との断面積比 A_f/A_w をパラメーターとする合計60ケースの組合せを考えた。

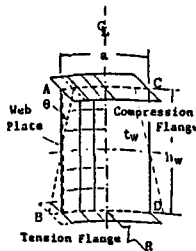


表1 解析パラメーター

Number of L.Stiff.	Combinations of Curvature Parameter a/R and Slenderness Ratio h_w/t_w	Ratio A_f/A_w
0	a/R 0, 0.0098, 0.0245, 0.049	0.449~0.698
	h_w/t_w 100, 112, 125, 140, 156	
1	a/R 0, 0.0098, 0.0245, 0.049	0.250~0.722
	h_w/t_w 90, 120, 150, 210, 233, 260	
2	a/R 0, 0.0098, 0.0245, 0.049	0.467~1.113
	h_w/t_w 130, 190, 250, 310	

3. 曲線桁腹板の弾性挙動

図2(a),(b)は、それぞれ水平補剛材のない腹板の最大面外曲げ応力 σ_{bm} と最大面外たわみ δ_{max} との a/R および h_w/t_w による変動を例示したものである。同図より a/R が大きくなるほど、また h_w/t_w が大きくなるほど σ_{bm} 、 δ_{max} とともに大きくなることがわかる。

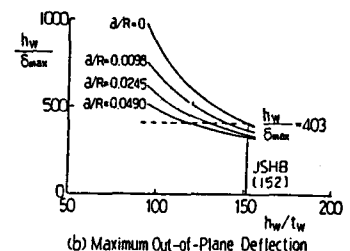
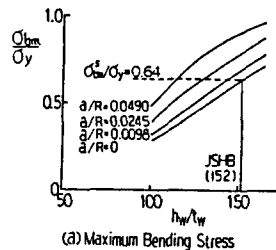


図2 幅厚比に対する曲げ応力とたわみの変動 (SS 41 材)

4. 腹板の必要幅厚比に関する一提案

直線桁 ($a/R=0$) 腹板に発生する最大面外曲げ応力 σ_{bm}^s と最大面外たわみ δ_{max}^s とを求め、曲線桁腹板の面外曲げ応力 σ_{bm}^c と面外たわみ δ_{max}^c とが $\sigma_{bm}^c \leq \sigma_{bm}^s$ 、 $\delta_{max}^c \leq \delta_{max}^s$ の値に納まるような限界値を定めることとした。図2の点線と実線との交点に対応した h_w/t_w の値が曲げ応力、あるいは、たわみに着目した場合の曲線桁腹板の必要幅厚比とすることができる。このように整理すると、図3に例示するような h_w/t_w と a/R との関係が得られる。また、 σ_{bm}^s が生じるときの最大面外たわみ δ_{max}^s を求め h_w/t_w と a/R との関係のプロットすると図4が得られる。同図から、 a/R の値にかかわらず一定の面外たわみの限界値 (フランジの公称降伏点 $\sigma_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ の場合、 $h_w/\delta_{max} \cong 400$) を設定すれば、面外

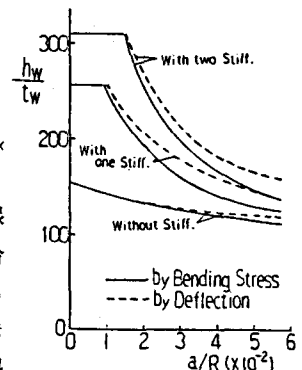


図3 $h_w/t_w - a/R$ 曲線 (SS 41 材)

曲げ応力の限界値を設定した場合とほぼ同じ結果が得られることになる（図4参照）。以上の結果から、最大曲げ応力を限界値とした場合のほうが安全側の設計となるので、必要幅厚比は図5に示す曲線で表わされる。なお、図5中には、参考のためAASHTOの設計曲線も併記してある。この図で表わされる設計曲線を最小自乗法により回帰すれば、次式を得る。

SS 41 材 ($\sigma_y = 2,400\text{kg/cm}^2$)

水平補剛材のない場合； $h_w/t_w = 22.95/(a/R + 0.151)$

水平補剛材を1段用いる場合； $h_w/t_w = 256, (a/R \leq 0.009)$

$= 256[1.232 - 29.82(a/R) + 303.7(a/R)^2], (a/R > 0.009)$

水平補剛材を2段用いる場合； $h_w/t_w = 310, (a/R \leq 0.015)$

$= 310[1.643 - 51.19(a/R) + 556.8(a/R)^2], (a/R > 0.015)$

SM 50Y材 ($\sigma_y = 3,600\text{kg/cm}^2$) に対しても同様の方法により次式を得る。

水平補剛材のない場合； $h_w/t_w = 26.67/(a/R + 0.218)$

水平補剛材を1段用いる場合； $h_w/t_w = 209, (a/R \leq 0.014)$

$= 209[1.748 - 55.17(a/R) + 631.0(a/R)^2], (a/R > 0.014)$

水平補剛材を2段用いる場合； $h_w/t_w = 294, (a/R \leq 0.011)$

$= 294[1.510 - 53.20(a/R) + 625.6(a/R)^2], (a/R > 0.011)$

5. 水平補剛材の必要剛比に関する提案

曲線桁腹板における水平補剛材は、フランジが降伏に至っても十分な強度を有する必要がある。このとき、腹板の水平補剛材が受ける外力は、その取付位置に生じる腹板の橋軸方向の直応力から推定される。この水平補剛材を曲率と初期たわみを有し、有効幅を持つT形断面のはりー柱モデルに置換すると、橋軸方向の圧縮力Pと曲率による半径方向の等分布荷重qを受けることになる（図6参照）。ここで、はりー柱モデルが降伏しない条件から水平補剛材の必要剛比 β_L を算定した結果を図7に示す。同図は、実橋の曲線桁腹板を対象としたパラメトリック解析を通じて求められた必要剛比パラメーター $\beta_L (= r_c^L / r_c^{JSNB})$ と曲率パラメーター $Z (= a^2/Rt_w/\sqrt{1-\mu^2})$ との関係を示したものである。ここに、 r_c^{JSNB} はJSNBで定められている水平補剛材の必要剛比。図中の曲線に最小自乗法を適用し、必要剛比 β_L の設計式をまとめると、次式のようなになる。

$$\beta_L = (C_1 Z + C_2) Z + C_3 \alpha - C_4 \geq 1 \quad \text{----- (3)}$$

ここに、 α はアスペクト比、係数 $C_1 \sim C_4$ は補剛材の取付面および使用鋼材の差異によって、表2に示すような値をとる。

表2 設計式(3)の係数

Steel Grade	Location of Stiffener	C_1 ($\times 10^{-4}$)	C_2 ($\times 10^{-2}$)	C_3	C_4
SS 41	Outside	3.766	3.226	0.739	0.108
	Inside	2.838	0.163	0.775	0.163
SM 50Y	Outside	5.362	1.549	0.818	0.227
	Inside	3.286	-0.464	0.800	-0.200

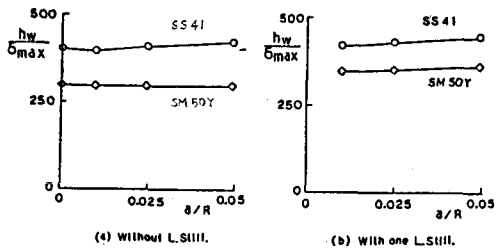


図4 最大曲げ応力と最大面外たわみとの関係

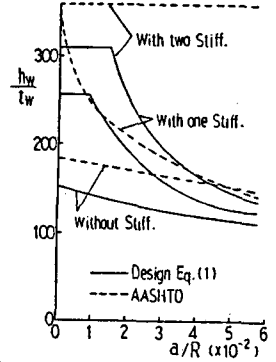


図5 腹板の必要幅厚比 (SS 41 材)

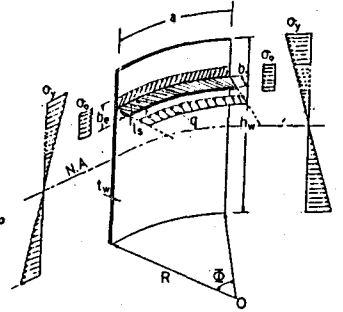


図6 水平補剛材のはりー柱モデル

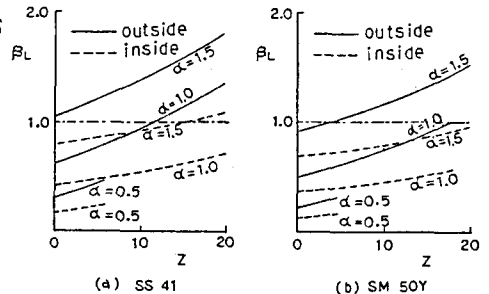


図7 水平補剛材の必要剛比