

関西大学工学部 正会員 〇堂垣 正博

関西大学工学部 正会員 三上 市蔵

関西大学工学部 正会員 米沢 博

まえがき 1969～1971年の間に起った鋼箱桁橋の崩壊事故を契機に、その耐荷力に関する研究が精力的に実施されている。その成果は続々と発表されているが、その多くは圧縮補剛フランジに関するもので、補剛フランジと補剛腹板からなる箱桁全体の耐荷力に関する研究は非常に少なく、Merrison Rules と Herzog 理論のみのようである。ここでは、直交異方性板理論に基づき、圧縮フランジと腹板の座屈応力を基本とした箱桁の耐荷力近似算定式を誘導した。また、大型鋼箱桁模型による破壊実験を実施し、理論の妥当性を検証した。

直交異方性板の剛度 圧縮フランジや腹板のように縦横に補剛された板を直交異方性板に置換する場合、直交異方性板としての剛度の決定が重要な問題となる。通常、箱桁のフランジ(主板厚 t_f 、板剛度 D_{of})は等間隔に配置された n_{sf} 本の縦補剛材(EI_{sf} , GJ_{sf})と n_{rf} 本の横補剛材(EI_{rf} , GJ_{rf})とによって補剛され、腹板(主板厚 t_w 、板剛度 D_{ow})は不等間隔の水平補剛材(n_{sw} 本, EI_{sw} , GJ_{sw})と等間隔の垂直補剛材(n_{rw} 本, EI_{rw} , GJ_{rw})により補剛されている。この場合に対する直交異方性板としての剛度を直交異方性板のひずみエネルギーと補剛板のひずみエネルギーとが等しくなるように以下のように決定する。

1) 圧縮を受けるフランジ(幅 b_f 、長さ l) 等間隔に補剛されていることから、次式を得る。

$$D_{xf} = D_{of} + (n_{sf} + 1)EI_{sf}/b_f, \quad D_{yf} = D_{of} + (n_{rf} + 1)EI_{rf}/l \quad (\text{隔板間座屈}), \quad D_{yf} = D_{of} \quad (\text{横補剛材間座屈}), \\ H_f = D_{of} + (n_{sf} + 1)GJ_{sf}/2b_f + (n_{rf} + 1)GJ_{rf}/2l \quad \dots \dots \dots (1)$$

2) 曲げを受ける腹板(腹板高 b_w 、長さ l) 曲げ座屈する場合のたわみ曲面として、 $w(x, y) = \sin(m\pi x/l) \cdot \sum_{n=1}^{\infty} c_{mn} \sin(n\pi y/b_w)$ を仮定すると、直交異方性板の剛度は次のようになる。

$$D_{xw} = D_{ow} + \left[\sum_{n=1}^{n_{sw}} \{ \sin(n\pi y/b_w) + 0.52 \sin(2n\pi y/b_w) \}^2 \right] EI_{sw} / a_{6352} b_w, \quad D_{yw} = D_{ow} + (n_{rw} + 1)EI_{rw}/l \quad (\text{隔板間座屈}), \\ D_{yw} = D_{ow} \quad (\text{垂直補剛材間座屈}), \quad H_w = D_{ow} + \left[\sum_{n=1}^{n_{sw}} \{ \cos(n\pi y/b_w) + 1.04 \cos(2n\pi y/b_w) \}^2 \right] GJ_{sw} / 2.08 b_w + (n_{rw} - 1)GJ_{rw}/2l \quad \dots \dots \dots (2)$$

3) せん断を受ける腹板 せん断座屈する場合のたわみ曲面として、 $w(x, y) = \sum_{n=1}^{\infty} c_{nn} \sin(n\pi x/l) \cdot \sin(n\pi y/b_w)$ を仮定すると、直交異方性板の剛度は次のようになる。

$$D_{xw} = D_{ow} + \left[\sum_{n=1}^{n_{sw}} \{ \sin(n\pi y/b_w) + \sin(2n\pi y/b_w) \}^2 \right] EI_{sw} / b_w, \quad D_{yw} = D_{ow} + (n_{rw} + 1)EI_{rw}/l, \quad H_w = D_{ow} + \left[\sum_{n=1}^{n_{sw}} \{ \cos(n\pi y/b_w) + \cos(2n\pi y/b_w) \}^2 \right] GJ_{sw} / 2b_w + \left[\sum_{n=1}^{n_{rw}} \{ \cos(n\pi/(n_{rw}+1)) + \cos(2n\pi/(n_{rw}+1)) \}^2 \right] GJ_{rw} / 2l \quad \dots \dots \dots (3)$$

耐荷力近似算定法 直交異方性板に置換された圧縮フランジと腹板の個々の座屈応力をもとに算定する。

1) 曲げ耐荷力 圧縮フランジ座屈が先行する場合と腹板座屈が先行する場合に分けられる。前者の場合、それを極限とみなすと、 $M_{ult} = M_{yf}^* \sigma_{crf} / \phi_{yf}$ となる。後者の場合、腹板座屈以降の荷重は上下フランジのみによって分担されると考えると、 $M_{ult} = M_{yf}^* [1 - (1 - \sigma_{crw} / \sigma_{crf}) / \{1 + 3b_f t_f (1 + \phi_f) / (b_w t_w)\}] \sigma_{crf} / \phi_{yf}$ となる。ここに、 M_{yf}^* = 腹板の水平補剛材を含めた箱桁全断面に対する断面係数を用いて計算した圧縮フランジの降伏モーメント、 σ_{crw} = 腹板の曲げ座屈応力、 σ_{crf} = フランジの圧縮座屈応力、 ϕ_{yf} = フランジの降伏応力、 $\phi_f = (n_{sf} + 1)A_{sf} / (b_f t_f)$ 、 A_{sf} = 圧縮フランジの縦補剛材1本の断面積。

2) せん断耐荷力 せん断力は腹板のみによって負担されるものと仮定し、補剛腹板全体の座屈強度を求めることによって後座屈強度が勘案できるものと考え、隔板間座屈のみを考える。箱桁の耐荷力は、 $V_{ult} = 2b_w t_w \tau_{crw}$ で求められる。ここに、 τ_{crw} = 腹板のせん断座屈応力。

3) 曲げせん断耐荷力 フランジの圧縮座屈により崩壊する場合と腹板の曲げせん断座屈により崩壊する場合に分けられる。前者の場合、 $M_{ult} = M_{yf}^* \sigma_{crf} / \phi_{yf}$ となる。後者の場合、腹板の曲げ座屈応力 σ_{crw} とせん断座屈応力 τ_{crw} を求め、 $(\sigma / \sigma_{crw})^2 + (\tau / \tau_{crw})^2 = 1$ を用いて曲げせん断座屈が生ずる場合の縁応力 σ_{cr} を計算す

るよ、 $M_{ult} = M_{cr}^* \sigma_{cr} / \sigma_Y$ となる。なお、最大モーメント端から $l/4$ の断面で照査する。

4) 座屈応力 周辺単純支持された直交異方性板の座屈応力は次式から求められる。

$$\begin{aligned} \lambda_{\sigma} &\leq \sqrt{2} : \sigma_{cr} / \sigma_Y = 1 - \lambda_{\sigma}^2 / 4, \quad \lambda_{\sigma} \geq \sqrt{2} : \sigma_{cr} / \sigma_Y = 1 / \lambda_{\sigma}^2, \quad \lambda_{\sigma} = \sqrt{\sigma_Y / \sigma_{cr}^e} \\ \lambda_{\tau} &\leq \sqrt{2} : \tau_{cr} / \sigma_Y = (1 - \lambda_{\tau}^2 / 4) / \sqrt{3}, \quad \lambda_{\tau} \geq \sqrt{2} : \tau_{cr} / \sigma_Y = 1 / \sqrt{3} \lambda_{\tau}^2, \quad \lambda_{\tau} = \sqrt{\sigma_Y / \sqrt{3} \tau_{cr}^e} \\ \sigma_{cr}^e &= k_c \pi^2 \sqrt{D_{xY} D_{yF}} / \{b_F^2 t_F (1 + \delta_F)\}, \quad k_c = (1 / \alpha_F^2)^2 + 2k_F + \alpha_F^2, \quad \alpha_F = l \sqrt{D_{yF} / D_{xY}} / b_F, \quad \alpha_F^* < 1 \text{ のとき } \alpha_F = \alpha_F^*, \\ \alpha_F^* &\geq 1 \text{ のとき } \alpha_F = 1, \quad k_F = D_{\phi F} / \sqrt{D_{xY} D_{yF}}. \\ \sigma_{crw} &= k_b \pi^2 \sqrt{D_{xw} D_{yw}} / (b_w^2 t_w), \quad k_b = 9 \pi^2 \sqrt{R_{11} R_{12}} / \{1 + (\frac{27}{25})^2 R_{11} / R_{13}\} / 32, \quad R_{11} = (1 / \alpha_w)^2 + 2n^2 k_w + n^4 \alpha_w^2, \\ \alpha_w^* &= l \sqrt{D_{yw} / D_{xw}} / b_w, \quad \alpha_w^* < \frac{2}{3} \text{ のとき } \alpha_w = \alpha_w^*, \quad \alpha_w^* \geq \frac{2}{3} \text{ のとき } \alpha_w = \frac{2}{3}, \quad k_w = D_{\phi w} / \sqrt{D_{xw} D_{yw}}. \\ \tau_{cr}^e &= k_s \pi^2 \sqrt{D_{xw} D_{yw}} / (b_w^2 t_w), \quad k_s = 9 \pi^2 \sqrt{R_{11} R_{22}} / \{1 + (\frac{27}{25})^2 R_{11} / R_{23} + (\frac{3}{5})^2 (R_{11} / R_{31} + 9 R_{11} / R_{13})\} / (64 \alpha_w^*), \\ R_{mn} &= (m / \alpha_w^*)^2 + 2n^2 k_w + n^4 (\alpha_w^* / m)^2. \end{aligned}$$

曲げせん断試験 実験桁 (Model 6-9, Model 6-11 の2体) はスパン^m8、1桁高1.5^m、腹板間隔^m1の全溶接鋼箱桁 (SM58) で、一部に長さ2^mの試験パネルが設けられた (Fig. 1)。実験桁2体は腹板垂直補剛材断面が異なるだけである。圧縮フランジ (主板厚^{mm}6) は矩形断面の縦補剛材 (50×6) 9本、丁形断面の横補剛材 (150×2.2 + 25×2.2) 4本によって等間隔に補剛されている。腹板 (主板厚^{mm}2.2) には矩形断面の水平補剛材 (47×6) 5本が不等間隔に、丁形断面の垂直補剛材 (Model 6-9: 59×2.2 + 25×2.2^{mm}, Model 6-11: 86×2.2^{mm} + 25×2.2^{mm}) 4本が等間隔に配置されている。スパン中央で工事用油圧ジャッキ (容量300^t) により載荷し、試験パネルに曲げとせん断を作用させた。

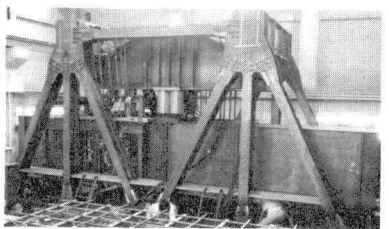


Fig. 1 模型と載荷装置

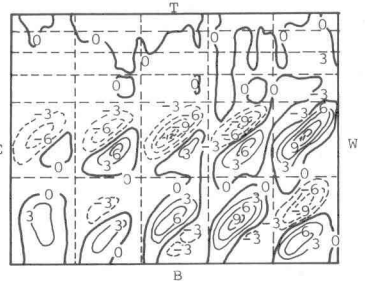


Fig. 2 崩壊後の腹板残留変形 (Model 6-11)

Model 6-9は $P = 434^t$ で、Model 6-11は $P = 445^t$ でそれぞれ腹板の曲げせん断座屈により崩壊した。結果の一例として、Model 6-11の崩壊後の腹板残留変形をFig. 2に示す。

理論値と実験値との比較 大型鋼箱桁模型に対する上記実験、関西大学¹⁾、京都大学²⁾およびImperial College^{3), 4)}の実験結果を本理論と比較すると、Table 1のようになる。おおむね理論値は妥当なようであるが、腹板の曲げせん断強度の算定にあたっての照査断面位置は検討の余地があるようである。

なお、Model 7は曲げせん断のほかねじりを受けるが、この場合圧縮フランジの圧縮せん断座屈または腹板の曲げせん断座屈のいずれかで崩壊すると考え、圧縮せん断座屈の場合、相関式 $6 / \sigma_{crF} + (\tau / \tau_{crF})^2 = 1$ を用いた。

謝辞 本研究を進めるにあたり武田八郎氏 (舞鶴高専) の助力を得た。また、本報告の実験は大阪市土木局で計画され、実験桁は松尾橋梁 (株) で製作された。実験は大阪大学工学部土木工学科構造実験場を借用して行った。

Table 1 Comparison between theoretical and experimental strengths

Loading	Model	P _{ult} (ton)	P _{max} (ton)	P _{max} /P _{ult}	Ref.
Bending	6-1	659	680	1.03	1)
	6-3	703	760	1.08	1)
	2	81.3	64.5*	0.79	3)
	4	84.5	92.0	1.09	3)
	8	57.8	55.5	0.96	3)
	10	208	196	0.97	4)
Shear	6-5	528	535	1.01	2)
	6-6	550	535	0.97	2)
	6-7	540	581	1.07	2)
Bending & Shear	6-8	368	465	1.26	2)
	6-9	394	434	1.10	
	6-10	375	469	1.25	2)
	6-11	411	445	1.08	
	1	148	120	0.81	3)
	3	210	192	0.91	3)
	5	135	112	0.83	3)
	6	297	266	0.90	3)
	9	436	440	1.01	4)
Bending, Shear & Torsion	7	75.7	82.0	1.08	3)

* Local buckling of a flange plate panel between stiffeners

P_{ult} = Theoretical values

P_{max} = Experimental values

1) 三上・他: 土木学会関西支部年次学術講演会, 1979, I-16. 2) 丹羽・他: 土木学会関西支部年次学術講演会, 1979, I-18. 3) Dowling, et al.: Steel Box Girder Bridges, ICE, 1973, P. 77. 4) Dowling, et al.: Steel Plated Structures, 1977, P. 103.