

$$\left. \begin{aligned} \text{ただし} \quad \alpha_1 &= 2x_0 I_y - \int x(x^2 + y^2) dA \\ \alpha_2 &= 2y_0 I_x - \int y(x^2 + y^2) dA \\ I_p &= \iint \{(y_0 - y)^2 + (x_0 - x)^2\} dA \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ただし u, v : x, y 方向 (断面内) の変位, φ : 角変位, $'$ は軸方向座標の微分, M_x, M_y : x, y 方向の曲げモーメント, P : 軸圧縮力, e_1, e_2 : 軸圧縮力の x, y 方向の偏心量, (x_0, y_0) : 振り中心の x, y 座標, a : q_y の作用点と振り中心との y 方向に測つた距離, b : q_x の作用点と振り中心との x 方向に測つた距離, (q_x, q_y) : 軸方向に直角な x, y 方向の分布荷重, M_t : 振りモーメント, EI_x, EI_y, KG, EC_w : 曲げおよび 振りに関する断面の弾性常数, A : 断面積。

(1) 重心と振り中心と一致しない一軸対称の部材の一般的な挫屈方程式 境界条件として端部において自由支持および free warping の条件を採用すると, x 方向に作用する端曲げモーメント, M_k , 偏心圧縮力 P_k を受ける部材の y 方向の挫屈を支配する式は次式となる (図-1, 図-2)。

$$\{P_k(y_0 - e) + M_k\}^2 + (P_k - P_e)\{i^2(P_t - P_k) + \alpha/I_x(eP_k - M_k)\} = 0 \dots\dots\dots (3)$$

$$P_e: EI_y \left(\frac{\pi}{l}\right)^2: \text{横方向の Euler 挫屈値}$$

$$P_t: \frac{KG + EC_w(\pi/l)^2}{i^2}: \text{純振り挫屈値}$$

$$i^2 = \int (x^2 + y^2) dA / A$$

(a) 端曲げおよび圧縮を支配する式

$$M_k^2 + \{2y_0 P_e + \beta(P_k - P_e)\}M_k + \{i^2(P_k - P_e)(P_t - P_e) + y_0^2 P_k^2\} = 0 \dots\dots\dots (4)$$

$$\text{ただし} \quad \beta = \int_A y(x^2 + y^2) dA / I_x$$

上式より重心と振り中心が一致する場合を考え端曲げモーメントのみまたは圧縮力のみを考えると $M_k = \pm \sqrt{P_e P_t} (P_k - P_e) (P_k - P_t) = 0$ となり, 従来の横挫屈および圧縮挫屈を表わす一般式を与えることができる。なお上式よりわかるように振り中心と重心が一致しない場合には一般には挫屈値は P_e または P_t のいずれにも等しくない。この値が I および II 断面においていかなる性質を示すかを表わしたものが 図-1 および 図-2 である。これによると挫屈値のいちじるしい低下を示すものがある。十分注意すべきである。

(b) 偏心挫屈を支配する式

$$\left. \begin{aligned} P/P_e &= 1/2 m \{-n \pm \sqrt{n^2 + 4m^2 i^2 P_t/P_e}\} \\ m &= y_0^2 + e^2 - i^2 - e\beta \\ n &= i^2(P_t/P_e + 1) - e(2y_0 - \beta) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

この数値計算例を 図-3 に示す。偏心の影響を少なくするためには純振り挫屈値と Euler 挫屈値の比を 2 以上にしてほしい。なおこれに関し実験的検照を行つた。

脚註 1 昭和 27 年の学会講演会で I 断面について論じた。

(3-7) 直応力と曲げを受ける断面の決定について

正員 大阪大学工学部 工博 安 宅 勝

直応力を P , 曲げモーメントを M とした場合に $\frac{P}{A} + \frac{M}{Z} = \sigma_{ba}$ という条件に適合するように断面を決める方法について述べる。ここに A は断面積, Z は断面係数, σ_{ba} は許容縁応力度である。この場合には従来は trial によるか, Melan の示した方法によつているが, Melan の方法では core point を仮定せねばならぬから厳密に言えば直接的な方法ではなく, 最適断面を選ぶことはむづかしい。以下著者の方法について述べる。本研究は文部省科学研究費の補助による研究の一部である。圧縮材において $\frac{P}{A} + \omega \frac{M}{Z} = \sigma_{ba}$ のような形となつた場合は M

の代りに wM と置けばよい。

対称断面の場合 記号を次のとおり定める。

A_f : 突縁断面積, A_w : 腹板断面積 $=td$, A : $2A_f + A_w$ = 全断面積, $\sigma_1 = \sigma_{ba}$:

上縁応力度, σ_2 : 下縁応力度, σ : 平均応力度, I : 断面 2 次モーメント, d :

突縁重心間距り (腹板高に等しいものとみなす)

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{Z} = \sigma + \frac{Md}{2I} = \sigma_{ba}$$

あるいは $I = \frac{Md}{2(\sigma_{ba} - \sigma)}$, しかるに $I = \frac{d^2}{2} \left(A_f + \frac{1}{6} A_w \right)$ から

$$A_f + \frac{1}{6} A_w = \frac{M}{d(\sigma_{ba} - \sigma)} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{また断面積に関して } 2A_f + A_w = \frac{P}{\sigma} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\left. \begin{aligned} A_f &= \frac{3M}{2d(\sigma_{ba} - \sigma)} - \frac{P}{4\sigma} \\ A_w &= \frac{-3M}{d(\sigma_{ba} - \sigma)} + \frac{3P}{2\sigma} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3)$$

σ_{ba} と σ を仮定すれば断面は決まる。下縁応力度 σ_2 は

$$\sigma_2 = 2\sigma - \sigma_{ba}$$

σ は $A_f \geq 0$, $A_w \geq 0$ 及び σ_2 の制限で支配される。

$$\text{従つて } \frac{P}{2M/d + P} \cdot \sigma_{ba} \geq \sigma \geq \frac{P}{6M/d + P} \cdot \sigma_{ba} \quad \dots\dots\dots (4)$$

いま $e = \frac{M}{P}$ とおけば (3), (4) は

$$\left. \begin{aligned} A_f &= P \left\{ \frac{3}{2} \cdot \frac{e}{d} \cdot \frac{1}{(\sigma_{ba} - \sigma)} - \frac{1}{4\sigma} \right\} \\ A_w &= P \left\{ -\frac{3e}{d} \cdot \frac{1}{(\sigma_{ba} - \sigma)} + \frac{3}{2\sigma} \right\} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3a)$$

σ を制限する式は

$$\frac{\sigma_{ba}}{2\frac{e}{d} + 1} \geq \sigma \geq \frac{\sigma_{ba}}{6\frac{e}{d} + 1} \quad \dots\dots\dots (4a)$$

なお別に $\sigma_2 = 2\sigma - \sigma_{ba}$ と脱み合わせて σ を選ぶ。いま $\sigma_{ba} = 1000 \text{ kg/cm}^2$ として e/d の種々の値にたいし σ の上限と下限の値を求めると 表-1 のようになる。

表-1 σ の上限と下限値 (kg/cm^2)

e/d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2
上 限 値	833	714	625	556	500	455	417	385	357	333	294
下 限 値	625	455	357	294	250	217	192	172	156	143	122

σ の上限では $A_w = 0$, 下限では $A_f = 0$ となる。(2) で明らかなように σ が大きいほど断面積は小になる。断面積が最小なのは $A_w = 0$ のときである。直応力と曲げを受ける断面では腹部の面積が小さいほど断面は経済的になる。

非対称断面 この場合は中立軸の位置を ad に取れば 図-2 において

$$\left. \begin{aligned} A_f &= P \left\{ \frac{3(1-a)}{(\sigma_{ba} - \sigma)} \cdot \frac{e}{d} - (2a - 3a^2) \cdot \frac{1}{\sigma} \right\} \\ A_f' &= P \left\{ \frac{3(1-a)}{(\sigma_{ba} - \sigma)} \cdot \frac{e}{d} + (1 - 4a + 3a^2) \cdot \frac{1}{\sigma} \right\} \\ A_w &= P \left\{ \frac{-6(1-a)}{(\sigma_{ba} - \sigma)} \cdot \frac{e}{d} + 6a(1-a) \cdot \frac{1}{\sigma} \right\} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (5)$$

A_f' : 下突縁断面積である。 a : はディメンションのない値で σ と a を適当にえらぶ。

図-1

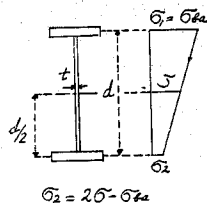
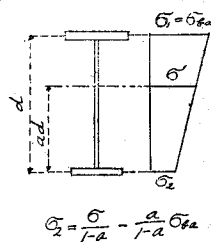


図-2



σ を制限する条件式は

$$\left. \begin{aligned} A_f \geq 0, \sigma &\geq \frac{(2a-3a^2)\sigma_{ba}}{3(1-a)\frac{e}{d} + (2a-3a^2)} \\ A_f' \geq 0, \sigma &\geq \frac{(4a-3a^2-1)\sigma_{ba}}{3(1-a)\frac{e}{d} + (4a-3a^2-1)} \\ A_w \geq 0, \sigma &\leq \frac{a\sigma_{ba}}{\frac{e}{d} + a} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

これ等の式は $a = \frac{1}{2}$ のとき (3a) (4a) に一致する。

(3-8) 鋼床版 (直交異方性板) の研究

正員 京都大学工学部 工博 成 岡 昌 夫
正員 神戸大学工学部 大 村 裕
准員 建設省中部地方建設局 ○仲 西 茂 夫

橋梁構造の最近の進歩としておもなものは、橋床および主桁構造のいちじるしい進歩である。ドイツにおける長大スパンのプレートガーダーはいずれも鋼床版を用いている。なおこのような橋梁の設計、架設にあたっては、必ず鋼床版の実験を行っており、これらは Stahlbau その他で発表されている。

わが国において現在設計されている程度のプレートガーダーあるいは箱桁ならば、鉄筋コンクリート床版（もちろん鋼桁と合成する）でよいが、少し長スパンとなると、従来の床版では重く、鋼床版が必要であると思う。この意味において実験用の鋼床版を製作し、載荷試験を行つたので、この大略を述べよう。ただこれは鋼床版のみを対象としたもので、主桁断面の上フランジとして作用せしめた状態ではない。

試験用鋼床版は横 2.6 m, 縦 1.7 m, 板厚 10 mm, 横肋材は 150×10 mm の板を 30 cm 間隔に、縦肋材は 80×10 mm の板を 40 cm の間隔に配置したものである。設計荷重は中央集中荷重として 7.0 t 見当 ($\div 5.2 \times 1.4$) であつて、このときの応力が約 1200 kg/cm² となるように、補強材を配当したものである。ただし、床版のみを対象とし、上フランジとしての作用を考えてないので、実際に用いる鋼床版とは少し肋材の配置が違っている。床版の重量は 657 kg で、150 kg/m² である。鉄筋コンクリート床版の場合に比較すると、1/3.5 以下である。

載荷は 30×30 cm の部分的分布荷重を版の中央と、これより少しはなして偏心的に作用せしめる 2 つの場合を行つた。なお支持辺は短辺方向とし、スパンを 2.4 m とした。測定は撓みはダイヤルゲージにより応力は電気抵抗線歪計と Baldwin SR-4 Strain indicator により行つた。

直交異方性板の撓みの微分方程式は次のとおりである。

$$B_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + B_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y)$$

さて問題は H をどうとるかである。直交異方性板の問題はここにある。設計にあたっては、Stahlbau, 1952 の W. Corneliuss の論文を参考にし、 $H = 0.4\sqrt{B_x B_y}$ として計算したが、実測の結果は、上の 0.4 の係数が 1/6~1/4 見当が適當であることがわかつた。

なお上のように $H = (0.16 \sim 0.25)\sqrt{B_x B_y}$ とすれば、撓みは比較的良好に一致するが、応力においては撓みほどの一致はみられなかつた。

しかし直交異方性板理論が、この実験床版のような、縦横に肋材でしかも比較的密でなく補強された板にも、よく適合することがわかつた。もつともこれはドイツで多く実験されて確認されているところであるが、これを確かめたわけである。

直交異方性板の理論は床版とそれを支える構造とを一体として取り扱うものであり、従来の各個撃破的な取扱いより一歩前進している。下路プレートガーダーの床組の実験によると、床版とそれを支える縦桁とを一体として考えた方が、はるかに実際に近いようである（滋賀県大谷川橋の実測による）。従つてあえて鋼床版に限らず、