

2-主桁並列型式の鋼床板桁橋の設計計算について

—鋼床板の有効幅に関する理論的研究—

正員 鈴木 俊 男*

ON CALCULATION FOR DESIGN OF 2-STEEL PLATE GIRDER TYPE BRIDGE WITH STEEL PLATE FLOORS.

—Theoretical study for effective width of steel plate floor.—

Toshio Suzuki, C.E. Member.

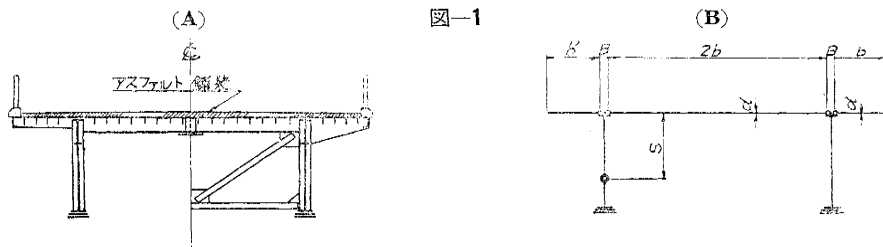
Synopsis :

This paper indicates the many factors to influence on the effective width of steel plate floor as the flange of main girder of the 2-steel plate girder type bridge with orthotropic steel plate floors and describes a theoretical method of determining it by setting the some statical assumptions, and proposes to carry out the calculation for design of the bridge of this type using the above-mentioned effective width.

要旨 本文は2-主桁並列型式の鋼床板桁橋において鋼床板の主桁突縁としての有効幅が種々の要素によつて左右されることを指摘し、これを構造上妥当と考えられる仮定を設けることにより理論的に求める方法を述べ、この種の橋梁に対してこの合理的な有効幅を用いて設計計算を行うことを提案したものである。

1. 緒 論

著者は先に直交異方性鋼床板を上構造の一部として用いた幅員一支間比の比較的に大なる多主桁並列型式の鋼床板桁橋の応力解析の一方法として直交異方性板理論による計算法を示し、実測値と計算値とがよく一致することを載荷試験により確かめた¹⁾。しかしながら橋梁構造が図-1に示すように2本の主桁がかなり広い間隔に配置されているような型式の場合には、平板構造的な要素は少くなり橋梁は全体として桁構造として働く傾向が強くなるからその応力解析には桁理論を用いた方が実際の状態に適合していると思われるが、図示のような鋼床板桁橋の場合には厚さの薄い鋼床板が曲げを受けた際に主桁の突縁としてどの程度有効に作動するかが、問題になる。



しかし補剛リブのついた鋼床板中における応力分布の状態は多種多様な条件によつて変化するのでこれらの関係を厳密に求めることは実際には容易でない。そこで計算を簡易化するためにこの場合においても有効幅なる概念を導入して主桁の設計を行つた方が実際的であるように思われる。わが国においてもこれまで突縁有効幅については各種の構造物に対して種々の規定が定められているが、いずれも有効幅は板厚の何倍かによつて与えられる方式が採用されている。しかしドイツにおいて DIN 1078 (合成桁)を作成するに当つて大いに論議されたように²⁾有効幅は板厚のみによつて決めるものではなくむしろ他の条件によつて影響される方が大であるからこの方式によつては正しい意味の有効幅を求めることは不可能である。特に鋼床板の場合にはその有効幅については鋼橋設計示方書においてもなんらの規定もなくまた鋼床板厚は一般に他の寸法に比して小さいので上述の方式を適用することは困難な場合が多い。

曲げを受ける平板桁構造の突縁有効幅に関する研究は古くから種々行われて来ているが³⁾、これらの解析法には

* 東京都技師，東京都第五建設事務所橋梁建設課

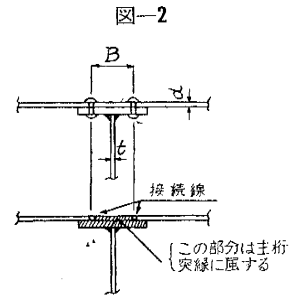
応力函数を利用するものとせん断おくれ (Shear lag) を考慮するものがある。一般に平板桁構造における突縁有効幅は

- (1) 平板桁の支持条件 (単純桁, 連続桁など)
- (2) 断面の形状寸法 (桁高, 桁部の断面積及び曲げ剛性, 平板部の厚さ及び曲げ剛性並びにその縁端における拘束状態など)
- (3) 平板幅と支間の比
- (4) 載荷方法

などによつて変化するものと考えられるが, これらの影響を全て考慮するとその計算はきわめて複雑なものとなるから実際の設計においては適当な仮定を設けて 数値計算を行う必要があると思われる。そこで著者は図-1 に示すような 2-主桁並列型式の鋼床板桁橋に対して下のような仮定を設け応力函数を利用して 鋼床板の主桁突縁としての合理的な有効幅を求め, これを用いてこの種の橋梁の設計計算を行うことを提案した。すなわち

(1) 鋼床板は床板としてはかなりの曲げ剛性と 曲げに対する異方性を有しているが 小支間でない鋼床板桁橋においては一般に薄い板 (等方性の Scheibe) として取扱うことができる。また構造全体のタワミは支間に比してきわめて小さいから荷重により桁が彎曲した後も鋼床板は平面状態を保つものと仮定する。

(2) 図示の鋼床板桁橋の場合には鋼床板は I 形断面の主桁の上突縁に現場において鉚接あるいは溶接により連結されることが多いと思われる。従つて前項の仮定から鋼床板と主桁突縁とは図-2 のように接合部分ではその全厚 d においてではなく鋼床板の重心面上にある“接続線”として示される支間方向の桁軸に平行な直線上においてヒンジのように (剪断固定的に) 連結されていると仮定される。



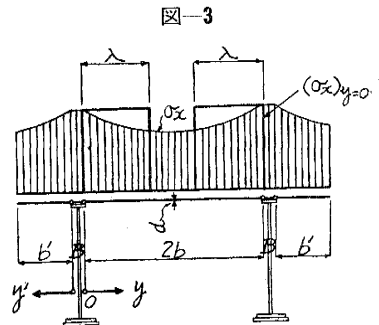
- (3) 橋梁構造はその幅員方向においては対称なるものとする。
- (4) 荷重は主桁の直上のみ作用するものとする。

上述の仮定を用いて鋼床板中における主構造としての応力分布の状態を求めると鋼床板の主桁突縁としての有効幅 λ は一般に図-3 より下式のように定義される。

$$\lambda = \frac{\int_0^b \sigma_x dy}{(\sigma_x)_{y=0}} \dots \dots \dots (1)$$

上式において, σ_x = 鋼床板中における x - 方向 (支間方向) の応力。
 $(\sigma_x)_{y=0}$ = “接続線” $y=0$ 上における σ_x 。

図からもわかる通り有効幅 λ は原則的には b より小さい値となるが一定荷重のもとでは他の条件が変化しない限り所与の点では常に一定となるから, 主桁の応力計算の際には λ の幅だけの鋼床板を通常のプレートガーターにおけるカバープレートと同じように取扱えばよい。



2. 応力函数

鋼床板は等方性の Scheibe (厚 d = 一定) として取扱われるからこの平板上には平面応力状態が生ずるものと仮定される。従つてこの応力状態を示すに適応し微分方程式 $\Delta F_{(x,y)} = 0$ を満足せしめる応力函数は一般に下式で示される¹⁾。

$$F_{(x,y)} = \sum_{n=1}^{\infty} A_n (e^{-ay} + B_n e^{+ay} + C_n y e^{-ay} + D_n y e^{+ay}) \sin ax \dots \dots \dots (2)$$

上式において, A_n, B_n, C_n, D_n は積分常数である。また l を平板の長さ (すなわち桁の支間長) とすると $a = \frac{n\pi}{l}$ ($n=1, 2, 3, \dots$) である。また

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}, \sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}, \tau_{xy} = - \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \dots \dots \dots (3)$$

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{E} \left(\sigma_x - \frac{\sigma_y}{m} \right), \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{1}{E} \left(\sigma_y - \frac{\sigma_x}{m} \right), \nu_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{\tau_{xy}}{G} \dots \dots \dots (4)$$

である。上式において, E = 弾数係数, G = せん断弾性係数, $1/m$ = ポアソン比, u, v = 鋼床板上の任意の点の弾性変位の x, y 一方向における成分。従つて “接続線” $y=0$ 上の x 点における鋼床板の x - 方向のヒズミ $(\epsilon_x)_{y=0}$

は

$$(\epsilon_x)_{y=0} = \frac{1}{E} \sum A_n \left\{ \frac{m+1}{m} a^2 (B_n+1) + 2a(D_n - C_n) \right\} \sin ax = \frac{1}{E} \sum A_n \cdot H \cdot \sin ax \dots (5)$$

但し、 $H = \left\{ \frac{m+1}{m} a^2 (B_n+1) + 2a(D_n - C_n) \right\}$

となる。また y -方向の変位成分 v は (4) 式より

$$v = \frac{1}{E} \int (\sigma_y - \frac{\sigma_x}{m}) \delta y = \frac{1}{E} \left\{ \int \sigma_y dy - \frac{1}{m} \cdot \frac{\partial F}{\partial y} + \psi(x) \right\} \dots (6)$$

である。

3. 積分常数 B_n, C_n 及び D_n

図-1 のような鋼床板桁橋においては 通常桁端とか中間支点上には 横荷重を下部構造に伝達せしめるために 強固な端横桁あるいは対傾構が配置されているので、この位置においては鋼床板の横方向 (y -方向) への変位は妨げられると考えられる。従つて単純支承の場合には $x=0$ または l において

$$(\sigma_x)_{x=0} \text{ または } l=0, (v)_{x=0} \text{ または } l=0$$

なる境界条件が成立するがこれは同時に前に示した応力函数 (2) 式を満足せしめなければならない。この条件より (6) 式においては一般に $\psi(x)=0$ となるから y -方向の変位成分 v は

$$v = \frac{1}{E} \left\{ \int \sigma_y dy - \frac{1}{m} \cdot \frac{\partial F}{\partial y} \right\}$$

となる。また主桁間には鋼床板の補剛横リブがかなり密な間隔 (1.0~2.0 m) に入れられており、その上横桁あるいは中間対傾構が適当な間隔に配置されているとすると 支間中間においても 主桁の横方向への変位はなし得ないものと考えられる。故に

$$(v)_{y=0} = 0$$

次に $y=b$ なる位置においても 2つの境界条件が成立するがこの条件は橋梁の構造いかん に左右されるので、これについては下の2つの場合に区分しそれぞれについて積分常数 B_n, C_n, D_n を決定する式を求めることとする。

(1) 鋼床板の 1-縁端 ($y=b$) が自由端の場合。(図-4)

$y=b$ において

$$(\sigma_y)_{y=b} = 0, (\tau_{xy})_{y=b} = 0$$

である。従つてこの場合における B_n, C_n, D_n を決定する式は上述の3つの境界条件より (但し $A_n \neq 0$)

$$\left. \begin{aligned} B_n &= \frac{r(e^{-2ab}-1) + 2ab(ab-r)}{r(e^{2ab}-1) + 2ab(ab+r)} \\ C_n &= -a \frac{(e^{2ab}+1) + 2(ab+r)}{r(e^{2ab}-1) + 2ab(ab+r)} \\ D_n &= a \frac{(e^{-2ab}+1) - 2(ab-r)}{r(e^{2ab}-1) + 2ab(ab+r)} \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

となる。但し $r = \frac{m-1}{m+1}$ である。もし $b \rightarrow \infty$ の場合は $y=b$ において成立する境界条件の影響を考慮することはできないから 2つの積分常数 B_n 及び D_n は $B_n=0, D_n=0$ となる。従つて $(v)_{y=0}=0$ なる条件から

$$C_n = -\frac{a}{r} = -\frac{m+1}{m-1} \cdot a$$

である。

(2) 鋼床板の両縁端 ($y=0$ 及び $2b$) が y -方向への変位に対して 固定されている場合。(図-5)

この場合は荷重が y -方向に対して対称に載荷される場合と逆対称に載荷される場合とに区分される。

(a) 対称荷重の場合。(A-図)

$y=0$ 及び $2b$ において鋼床板が主桁により y -方向への変位に対して固定され、且つ対称なる荷重を受ける場合には構造の対称なることから $y=b$ において

$$(v)_{y=b} = 0, (\tau_{xy})_{y=b} = 0$$

図-4

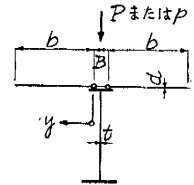
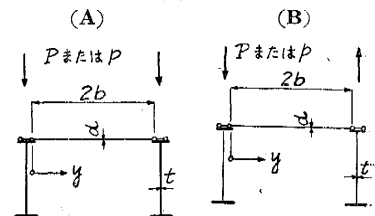


図-5



また前と同じように $(v)_{y=0}=0$ であるから B_n, C_n, D_n を決定する式は

$$\left. \begin{aligned} B_n &= \frac{2abe^{2ab} - r(e^{2ab} - 1)}{2abe^{2ab} - re^{2ab}(e^{2ab} - 1)} \\ C_n &= a \frac{e^{2ab}(e^{2ab} - 1)}{2abe^{2ab} - re^{2ab}(e^{2ab} - 1)} \\ D_n &= -a \frac{e^{2ab} - 1}{2abe^{2ab} - re^{2ab}(e^{2ab} - 1)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

もし $2b \rightarrow \infty$ とすると前と同じように $y=b$ における境界条件の影響を考慮することはできないから $B_n \rightarrow 0, D_n = 0$, 従つて

$$C_n = -\frac{a}{r}$$

すなわち (1) における場合と同じ結果になる。

(b) 逆対称荷重の場合。(B-図)

構造の対称なることから $y=b$ において

$$(v)_{y=b}=0, (\sigma_x)_{y=b}=0$$

従つて B_n, C_n, D_n を決定する式は

$$\left. \begin{aligned} B_n &= -\frac{2ab(ab-r) - (e^{-2ab}-1)r(r+2)}{(e^{2ab}-1)r(r+2) - 2ab(ab+r)} \\ C_n &= -a \frac{(e^{2ab}-1)(r+2) - 2ab}{(e^{2ab}-1)r(r+2) - 2ab(ab+r)} \\ D_n &= a \frac{(e^{-2ab}-1)(r+2) + 2ab}{(e^{2ab}-1)r(r+2) - 2ab(ab+r)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

鋼床板の両縁端間の距離が無限に広い時は前と全く同じくなる。

(7), (8), (9) 式からわかる通り積分常数 B_n, C_n, D_n は通常 r は一定値となるから, 鋼床板幅 $2b$ と支間 l によつて左右されることになる。

4. 積分常数 A_n

鋼床板と主桁突縁とは“接統線”に沿うて相対的変位が生じないように連結されているから,

$$\left. \begin{aligned} &(\text{鋼床板}) \quad (\text{主桁}) \\ (\epsilon_x)_{y=0} &= \bar{\epsilon}_x \dots\dots\dots (10) \end{aligned} \right\}$$

また鋼床板と主桁突縁とは“接統線”においてセン断固定的に連結されると仮定されているからこれらの間にはその相対的変位を 0 ならしめる 1 対のセン断力 $T_x = f(x)$ が作用しているものと考えることができる。従つて主桁はこのセン断力 T_x と荷重による曲げモーメント M_x とを同時に受けることになるから任意の点 x における主桁の重心と鋼床板の重心面の間の距離を S_x とすると x 点において主桁に作用する全曲げモーメント m_x は図-6 より

$$m_x = M_x - S_x \int_0^x T_x dx \dots\dots\dots (11)$$

となる。上式において

$$X_x = \int_0^x T_x dx \dots\dots\dots (12)$$

とおくと主桁に作用する全曲げモーメントは

$$m_x = M_x - S_x \cdot X_x \dots\dots\dots (13)$$

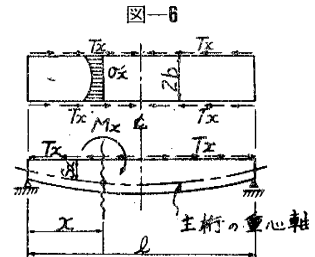
にて示されるから主桁の $y=0$ 上の支間方向のヒズミ $\bar{\epsilon}_x$ は

$$\bar{\epsilon}_x = \frac{\bar{\sigma}_x}{E} = -\frac{M_x - S_x \cdot X_x}{EI_x} S_x + \frac{X_x}{EA_x} = -\frac{1}{EI_x} \{M_x \cdot S_x - (S_x^2 + i_x^2) X_x\} \dots\dots\dots (14)$$

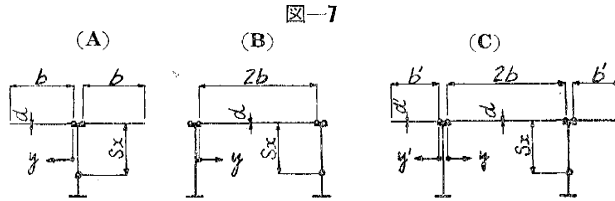
となる。上式において, I_x = 主桁の x 点における断面 2 次モーメント, A_x = 主桁の x 点における断面積, $i_x^2 = I_x / A_x$

また“接統線”に沿うて鋼床板に作用するセン断力 T_x は同時に $y=0$ における鋼床板のセン断応力と釣合わなければならない。今鋼床板の厚さを d とすると²⁾, 任意の点 x においては (3) 式より

$$T_x = d(\tau_{xy})_{y=0} = -d \sum A_n a^n \{-a + B_n a + C_n + D_n\} \cos ax \dots\dots\dots (15)$$



しかし主桁に作用するせん断力 T_x は 図-7 におけるようにその構造によつて異なるからこれを区分して示すと下のようなになる。



- (1) 1-主桁の場合で鋼床板がその主桁に対して左右対称に配置されている場合 (A-図)
左右対称であるから (15) 式より (符号反対になる)

$$T_x = -2 \cdot d(\tau_{xy})_{y=0} = +2 \cdot d \sum A_n a \{-a + B_n a + C_n + D_n\} \cos ax$$

従つて

$$X_x = \int_0^x T_x dx = 2 \cdot d \sum A_n (-a + B_n a + C_n + D_n) \sin ax = 2 \cdot d \sum A_n G \sin ax \dots (16)$$

但し $G = (-a + B_n a + C_n + D_n)$

- (2) 2-主桁の場合で鋼床板がその1つの主桁に対して片側のみしか配置されていない場合 (B-図)

$$T_x = -d(\tau_{xy})_{y=0} = d \sum A_n a \{-a + B_n a + C_n + D_n\} \cos ax$$

$$X_x = \int_0^x T_x dx = d \sum A_n G \sin ax \dots (17)$$

- (3) 2-主桁の場合で鋼床板がその1つの主桁に対して左右非対称に配置されている場合 (C-図)

$$T_x = -d(\tau_{xy})_{y=0} - d'(\tau'_{xy})_{y'=0} = d \sum A_n a G \cos ax + d' \sum A'_n a G' \cos ax$$

$$X_x = \int_0^x T_x dx = X_x + X'_x = d \sum A_n G \sin ax + d' \sum A'_n G' \sin ax \dots (18)$$

今荷重による曲げモーメントの分布状態を Fourier の級数を用いて

$$M_x = \sum M_n \sin ax \dots (19)$$

なる形にて示し、(14) 式にこれと上の X_x の値を代入すると $\bar{\epsilon}_x$ は

(1) の場合 $\bar{\epsilon}_x = -\frac{1}{EI_x} \sum \{M_n S_x - (S_x^2 + i_x^2) \cdot 2 \cdot d \cdot A_n G\} \sin ax$

(2) の場合 $\bar{\epsilon}_x = -\frac{1}{EI_x} \sum \{M_n S_x - (S_x^2 + i_x^2) \cdot d \cdot A_n G\} \sin ax$

(3) の場合 $\bar{\epsilon}_x = -\frac{1}{EI_x} \sum \{M_n S_x - (S_x^2 + i_x^2) (d \cdot A_n G + d' \cdot A'_n G')\} \sin ax$

但し (3) の場合においては通常 $S_x \neq S'_x$ であるからここでは簡略して一括して S_x にて示してある。

従つて平衡条件 (10) 式と (5) 式より積分常数 A_n を決定する式が得られる。すなわち

- (1) の場合

$$-\frac{M_n}{A_n S_x} = \frac{I_x}{S_x} H - \frac{(S_x^2 + i_x^2)}{S_x} G \times 2 \cdot d \dots (20)$$

- (2) の場合

$$-\frac{M_n}{A_n} = \frac{I_x}{S_x} H - \frac{(S_x^2 + i_x^2)}{S_x} G \times d \dots (21)$$

- (3) の場合

平衡条件より $(\epsilon_x)_{y=0} = (\epsilon'_x)_{y'=0} = \bar{\epsilon}_x$ が成立する。従つて

$$\frac{1}{E} \sum A_n H \sin ax = \frac{1}{E'} \sum A'_n H' \sin ax = \bar{\epsilon}_x$$

上式より

$$A'_n = \frac{H}{H'} A_n \dots (22)$$

となるから A_n の決定式は

$$-\frac{M_n}{A_n} = \frac{I_x}{S_x} H - \frac{(S_x^2 + i_x^2)}{S_x} \left(d \cdot G + d' \cdot \frac{H}{H'} G' \right) \dots (23)$$

上式より $S_x=0$ つまり鋼床板の重心面と主桁の重心とが同一平面上にある時には $A_n=0$ となり当然のことながら鋼床板は主桁の曲げ抵抗に対して全く寄与しなくなることがわかる。

5. 曲げモーメントの分布係数 M_n

曲げモーメントの分布状態は前述の通り計算の便宜上 $M_x = \sum M_n \sin ax$ なる形にて表わされるが図-8に通常よく見られる代表的な載荷状態の場合における M_n の値を示す。複雑な載荷状態の場合とか連続桁構造の場合における分布係数 M_n はこれらの単独荷重の場合を適当に組合わせて大部分求められる。

6. 有効幅 λ

荷重が y 方向において対称に載荷されている場合には x 点における鋼床板の支間方向についての平衡条件から

$$X_x = \int_0^x T_x dx = -d \cdot \int_0^b \sigma_x dy$$

従つて (15) 式より一般に

$$\int_0^b \sigma_x dy = -\frac{X_x}{d} = -\sum A_n G \sin ax \dots\dots\dots (24)$$

また“接続線” $y=0$ において鋼床板の重心面に生ずる支間方向の応力 $(\sigma_x)_{y=0}$ は

$$(\sigma_x)_{y=0} = \sum A_n \{ a^2(B_n + 1) + 2a(D_n - C_n) \} \sin ax = -\sum A_n \left\{ \frac{1}{m} a^2(B_n + 1) - H \right\} \sin ax \dots\dots\dots (25)$$

従つて荷重が y 方向において対称に載荷される場合の鋼床板の有効幅 λ は (図-4, 図-5-A)

$$\lambda = \frac{\sum A_n G \sin ax}{\sum A_n \left\{ \frac{1}{m} a^2(B_n + 1) - H \right\} \sin ax} \dots\dots\dots (26)$$

にて示される。

しかし荷重が逆対称に載荷される場合には X_x についての平衡条件 (24) 式は一般に成立しないからこの場合には $\int_0^b \sigma_x dy$ を実際に計算しなければならない。

$$\begin{aligned} \int_0^b \sigma_x dy &= -\sum A_n [a(e^{-ab}-1) - B_n a(e^{ab}-1) + C_n \{e^{-ab}(ab-1) + 1\} - D_n \{e^{ab}(ab+1) - 1\}] \sin ax \\ &= -\sum A_n R \sin ax \dots\dots\dots (27) \end{aligned}$$

但し

$$R = a(e^{-ab}-1) - B_n a(e^{ab}-1) + C_n \{e^{-ab}(ab-1) + 1\} - D_n \{e^{ab}(ab+1) - 1\}$$

したがつてこの場合の有効幅 λ は (図-5-B)

$$\lambda = \frac{\sum A_n R \sin ax}{\sum A_n \left\{ \frac{1}{m} a^2(B_n + 1) - H \right\} \sin ax} \dots\dots\dots (28)$$

にて示される。

7. 主桁の応力度

実際の鋼床板では床板として併用されるために縦横の補剛リブを直接鋼板に溶接などによつて取付けているものが多い。従つてもし x -方向のリブ(通常縦リブ)が支間全長に渡つて連続している場合には、これは鋼板と共に床板としての局部的作用の外に主桁突縁の一部として作動するようになる。しかしこれを厳密に計算することはきわめて繁雑なので実用的には下のように取扱つても大差はないものと思われる。すなわち $y=0$ から b までの間にある縦リブの数を j としその有効度合いを β なる係数で示すと、 $\beta \cdot j \cdot \lambda / b$ だけの縦リブが幅 λ なる鋼板と共に主桁突縁として有効に働くとするのである。ここに示した β なる係数は鋼板と縦リブとの構造上の相対的關係から決る値で一般に実験的に求めなければならないが、厚い鋼板に小さな縦リブが取付けられているような場合には 1 に近い値を用いてよい。

主桁の曲げ応力度は通常の桁と同じように

$$\sigma = \frac{M_x}{I_V} y \dots\dots\dots (29)$$

図-8

載荷状態	M_n
	$M_n = \frac{2Pl}{\pi^2} \sin a\eta$ $\eta = 1, 2, 3, \dots$
	$M_n = (-1)^\eta \frac{2Pl}{\pi^2} \frac{1}{\eta^2}$ $\eta = 1, 2, 3, \dots$
	$M_n = \frac{4pl^2}{\pi^2} \frac{1}{\eta^3} \sin a\eta \cos \eta$ $\eta = 1, 2, 3, \dots$
	$M_n = \frac{4pl^2}{\pi^2} \frac{1}{\eta^3}$ $\eta = 1, 3, 5, \dots$
	$M_n = \frac{4Ms}{\pi^2}$ $\eta = 1, 3, 5, \dots$
	$M_n = (-1)^\eta \frac{1.2Ms}{\pi^2}$ $\eta = 1, 2, 3, \dots$

より得られる。上式において、 $M_x = x$ 点における荷重による曲げモーメント、 $I_V = x$ 点における有効断面（仮想桁）の中立軸のまわりの断面2次モーメント、 $y =$ 有効断面の中立軸からその繊維までの距離。

また図-9 において、 $A_V =$ 有効断面積、 $S_x =$ 鋼板の重心面から主桁のみの重心までの距離、 $e_x =$ 鋼板の重心面から有効断面の中立軸までの距離、 $e'_x =$ 鋼板の重心面から縦リブの重心までの距離、 $A_r =$ 縦リブのみの断面積、 $I_r =$ 縦リブのみの断面2次モーメント、とすると

$$A_V = A_x + \sum \lambda d + \sum \beta j \frac{\lambda}{b} A_r$$

$$e_x = \frac{A_x \cdot S_x + \sum \beta j \frac{\lambda}{b} A_r \cdot e'_x}{A_V}$$

$$I_V = I_x + A_x(S_x - e_x)^2 + \sum \lambda d e_x^2 + \sum \beta j \frac{\lambda}{b} \{I_r + A_r(e_x - e'_x)^2\}$$

である。

前述したように有効桁は同一構造においても載荷状態によつて異なるから有効断面についての断面値もまた変化する。従つて種々の荷重が同時に載荷される場合とか連続桁構造の場合はそれぞれの荷重あるいは反力が単独に作用する時の値を別々に求めそれらを最後に加算するか、あるいはそれらが同時に作用する場合における分布係数 M_n を用いて求めなければならない。しかし道路橋の場合には主桁設計に用いられる活荷重は設計示方書の規定により集中荷重と等分布荷重の2種類に限られているからこれらを別々に取扱つた方が都合のよいことが多い。

また実際の橋梁においては構造が対称であつても幅員方向において不对称なる荷重（偏心荷重）を受ける場合が多い。本文で述べる鋼床板桁橋においては一般に鋼床板上に載荷された不对称荷重は鋼床板の局部的な床板作用によつて主桁に対しては結局図-10に示すような載荷状態に転移される。今図においてA桁に対して P_A 、B桁に対して P_B なる荷重が載荷されるものとする、この載荷状態は図示のように対称荷重と逆対称荷重が重ね合わさつたものとみなすことができる。従つて不对称荷重による主桁としての曲げ応力度 σ はこれらの2つの載荷状態についてのそれぞれの応力度を加算すればよい。

実際の設計においては上述のようにして計算した応力度が橋梁構造の断面形状その他によつて定まる許容応力度の範囲内に入るようにすればよい訳である。なおせん断力については一応安全側として従来のプレートガーダーにおけると同じように主桁の腹板のみが抵抗するものとして設計した方がよいと思われる。

8. 計算例

2-主桁並列型式の鋼床板桁橋の設計計算に対して本文の応力解析法を適用する手順を説明するために先ず図-1に示すような鋼床板桁橋の場合を例示する。本橋は支間 58.0 m（単純支間）、幅員 9.0 m、桁高 2.5 m（桁高-支間比 1/23.2）で活荷重には L-14、T-14 が採用されている。また図-1-B において示してある橋梁断面の基本的寸法は、 $2b = 5.80$ m、 $b' = 1.45$ m、 $B = 0.20$ m、 $d = d'$ で応力計算に必要な各断面における断面値は表-1に示す通りである。応力計算は下に示す順序に従つて行えばよい。

表-1

断 面	A_x cm ²	I_x cm ⁴	i_x^2 cm ²	S_x cm	* $d = d'$ cm
l/2	992.8	9,461,000	9,530	186.0	1.7
l/4	882.4	8,678,000	9,835	177.7	1.5

* 上表における d は縦リブを考慮して割増してある値である。また鋼床板のポアソン比 $1/m = 0.3$ 、従つて $\nu = 0.5385$ である。

(1) 先ず (7), (8), (9) 式を用いて表-2 に示す各場合における積分常数 $B_n, C_n/a, D_n/a$ （主桁間にある鋼床板）及び $B'_n, C'_n/a, D'_n/a$ （突出部分の鋼床板）の値 n 項までを求める。

(2) 上の値を (5), (16) 式に代入して表-2 の場合に対応する H, G 及び H', G' の値を n 項まで計算するなおここで (26) 及び (28) 式の分母中の $\{1/m \cdot a^2(B_n + 1) - H\}$ なる値を同時に計算しておけば便利である。

(3) (23) 式を用い所要の断面についての対称及び逆対称荷重の場合における M_n/A_n の値をそれぞれ n 項ま

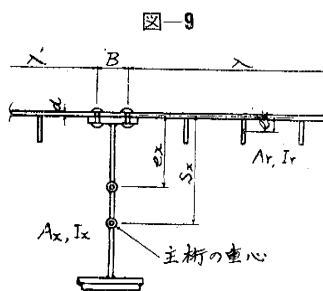
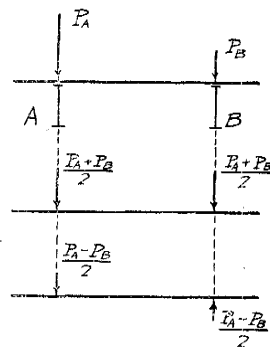


図-10



で求める。(本例では代表的な断面として $l/2$, $l/4$ 及び平均断面について計算した。)

(4) 図-8 より必要とする载荷状態の場合における M_n の値を n 項まで求める。(本例では集中荷重 $\xi=l/2$ 及び $l/4$ と等分布荷重の場合について別々に計算した。)

(5) (3) と (4) とより (22), (23) 式を用いて A_n 及び A'_n の値を各载荷状態ごとに所要の断面について対称及び逆対称荷重の場合に区分して n 項まで求める。

(6) (27) 式より逆対称荷重の場合における R の値を n 項まで求める。(本例では $b/l=0.05$ の場合についてののみ求めればよい)

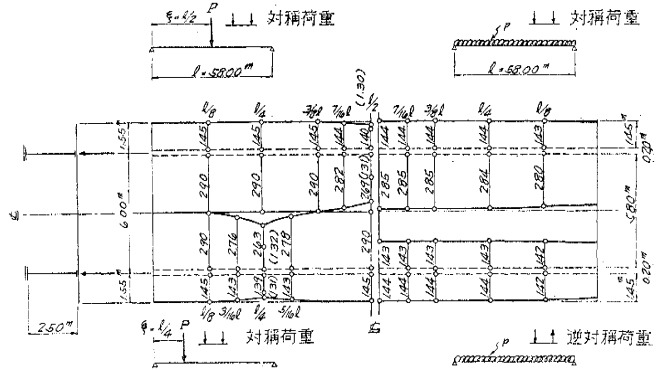
(7) 所要の断面位置における有効幅 λ を主桁間の鋼床板の場合には対称荷重の時は (26) 式で、逆対称荷重の時は (23) 式で計算する。また突出部分の鋼床板の場合には荷重の対称性のいかんにかかわらず (26) 式を用いて計算すればよいが、逆対称荷重の場合には逆対称荷重の場合について求めた A'_n の値を用いなければならない。以上のようにして求めた有効幅 λ を各载荷状態ごとに示すと 図-11 のようになる。なお本例では集中荷重が逆対称に載荷される場合は載荷点におけるもののみを図において () を附して示した。

(8) 図に示した有効幅 λ を用いて集中荷重 $\xi=l/2$ 及び等分布荷重が載荷される場合の $x=l/2$ における曲げ応力度計算に必要な有効断面の断面値を 図-9 を参照して求めると表-3 のようになる。但し鋼床板の鋼板厚は 14 mm で、縦リブには B. Pl 180×9.5 ($A_r=21.1 \text{ cm}^2$,

表-2

突出部分の鋼床板		主桁間の鋼床板	
$b'/l=1.45/58.0=0.025$		$b/l=2.9/58.0=0.05$	
(7)	対称荷重の場合	逆対称荷重の場合	
	(8)	(9)	

図-11

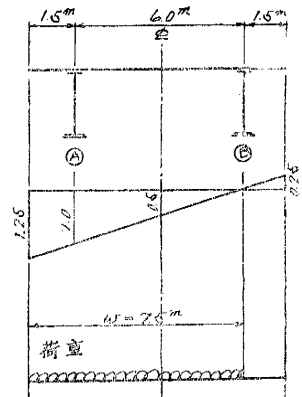


()内の数字は逆対称荷重↑↑の場合を示す

表-3

断面値 cm			曲げ応力度 kg/cm^2	死荷重			活荷重		
				M_d & σ_d	M_p & σ_p	M_p & σ_p			
集中荷重	対称	I_y	23,925,000		$M_p=216 \text{ t-m}$				
		y_c	107.3	—	$\sigma_c=97$	—			
		y_t	154.8		$\sigma_t=140$				
$\xi=l/2$	逆対称	I_y	20,389,000		$M_p=54 \text{ t-m}$				
		y_c	126.7	—	$\sigma_c=34$	—			
		y_t	135.4		$\sigma_t=36$				
等分布荷重	対称	I_y	24,317,000	$M_d=1,064 \text{ t-m}$		$M_p=439 \text{ t-m}$			
		y_c	105.2	$\sigma_c=460$	—	$\sigma_c=190$			
		y_t	156.9	$\sigma_t=687$		$\sigma_t=283$			
	逆対称	I_y	21,097,000			$M_p=110 \text{ t-m}$			
y_c		122.8	—		$\sigma_c=64$				
		y_t	139.3		$\sigma_t=73$				
Σ					$\sigma_c=845, \sigma_t=1,219$				

図-12



$I_r = 673 \text{ cm}^4$) が約 30 cm 間隔に配置されているものとする。($\beta=0.75$)

(9) 活荷重 L-14 が 図-12 のように載荷される場合には主桁に対しては非対称荷重となるから、 図-10 における P_A, P_B の大きさは

$$P_A = 15.75 \text{ t} \quad p_A = 1.10 \text{ t/m}$$

$$P_B = 9.45 \text{ t} \quad p_B = 0.66 \text{ t/m}$$

となる。また死荷重は $w=2.53 \text{ t/m}$ である。衝撃係数 $i=0.185$ として各場合における 1. 主桁に対する曲げモーメントを計算すると表-3 に示す通りとなる。

(10) $x=l/2$ における各場合の曲げ応力度は (29) 式より計算すると 表-3 のようになる。他の位置にお

る度力度も同じようにして求められる。

次に σ_x の y -方向における分布状態を $(\sigma_x)_{y=0}=1$ として示すと図-13のようになる。図から集中荷重の場合には主桁直上附近と主桁中間とは σ_x の大きにかかなりの差が生ずることがわかるが、この傾向は b/l が大きくなるほど著しい。

次の例として図-14 に示すような 2-径間連続の鋼床板桁橋が等分布荷重を対称に受ける場合における有効幅 b を

図-14

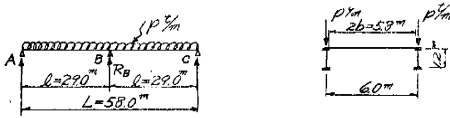


図-15

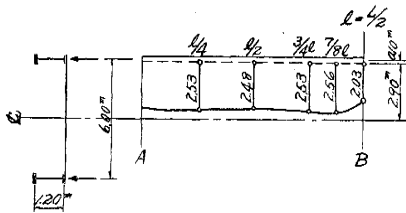


表-4

断面	A_m, cm^2	I_m, cm^4	i_m^2, cm^2	S_m, cm	d, cm
全長	448.8	1,321,000	2,944	82.0	1.5

計算すると図-15のようになる。但し断面値は全長に渡つて一定でその値は表-4の通りである。また中間支点の反力は近似的に $R_B=5/4 pl$ とした。

9. 結 論

著者は本文において主として図-1 に示すような 2-主桁並列型式の鋼床板桁橋における鋼床板の主桁突縁としての合理的な有効幅を求める方式を述べこれを用いてその設計計算を行うことを提案した。本文で示したように鋼床板の有効幅は実際には種々の要素によって影響を受けるが、計算例からもわかる通りその理論値は従来の板厚の何倍かで示す方式に比較するとかなり大きい。しかし有効幅は集中荷重の載荷点附近とかあるいは著しい不对称荷重の場合にはかなり減少する傾向があるから、実際の構造では強固なる対傾構などを用いてできる限り荷重の分布を計るようにした方がよい。更に連続桁の中間支点のような所では曲げモーメント図が常に尖り、有効幅は支間中間部分に比して相当小さくなるから設計のときは主桁腹板の直上に断面を集中させるようにした方が効果的である。

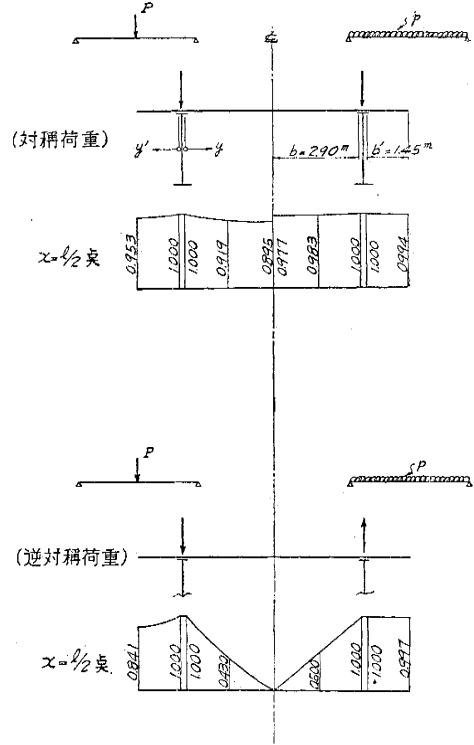
鋼床板桁橋においては鋼床板が床板として同時に併用されるため構造全体としての中立軸は一般に上方に位置するようになる。従つて鋼床板中における主構造としての応力は計算例におけるようになりに小くなるから、正の曲げモーメントを受ける場合における鋼床板の圧縮座屈に対する安全性は十分大きいものと考えられる。しかし輪荷重による鋼床板の局部的タワミが余り大きいと座屈に対する安全性が減少するばかりでなく平面保持の基本的仮定が成立し難くなるから、計算によりその安全性を確かめておくと共に十分に補剛しておく必要がある⁷⁾。

一般に鋼床板桁橋においては幅員の大なる場合には多主桁並列形式の方がその構造上からも望ましいのであるが、幅員が余り大きくない場合には本文で示した型式を採用する方が設計鋼重が少くなる傾向がある。従つてこの型式の用いられることがかなりあると考えられるから⁸⁾、将来は種々の場合について有効幅を実際に計算して求めこれを簡単な式にまとめて示すことが望まれる。

参 考 文 献 そ の 他

- 1) 鈴木：鋼床板桁橋について、鈴木、針ヶ谷、土屋：豊川橋の実応力測定について第3回日本道路会議論文集（昭和30年）、p. 320~325
- 2) H. Rüschi: Die mitwirkende Plattenbreite bei Plattenbalken, Stahlbau, 1953, Ht. 1 s 12~14
- 3) R. Bortsch, v. kármán, W. Metzger, Dischinger, G. Schnadel, A.B. Miller, E. Reissner, E. Chwalla, K. Girkmann

図-13



などの研究があるが、我が国においても坪井博士(建築)、柳本博士(造船)による貴重な研究がある

- 4) 応力函数は E. Chwalla: Die Formeln zur Berechnung der „voll mittragenden Breite“ dünner Gurt und Rippenplatten, Stahlbau, 1936, Ht. 10 s 73~78 より引用したが、応力函数の詳細についてはたとえば K. Girkmann: Flächentragwerke を参照されたい
- 5) ここで示した鋼床板の厚さ d は計算上の厚さであつて鋼床板の x -方向の補剛リブが主構造としての有効断面に算入される場合には、鋼板のみの厚さを示すものではなく適当に割増した厚さを用いる必要がある
- 6) 鋼床板の主桁突縁としての曲げ圧縮応力度が小さいのは鋼床板が床板として同時に併用されているからで、この外に鋼板には床板としての局部的応力として 200~300 kg/cm² 程度の支間方向の圧縮応力が作用する
- 7) 近似的には薄板の座屈理論によつて計算してもよいが、厳密には A. Pflüger: Zum Beulproblem der anisotropen Rechteckplatte, Ing. Archiv. 16, 1947, s 111~120 を参照されたいまた局部的荷重によるリブ付鋼板の座屈については V. Bogunović: Über die Stabilität der Rippenkonstruktion, Stahlbau, 1955, Ht. 1 s 8~11 が参考となろう
- 8) 本文で示したような 2-主桁並列型式の鋼床板桁橋はドイツにおける長大橋梁の競争設計においてもよく見受けられるが、スイスでは実際に架設されている。すなわち Basel において Rhein 河に架設された本型式の St. Alban 橋については、成岡: 鋼床板の橋梁, 新都市, 橋梁特集号(昭和 31 年 11 月) P 23~28 に概要が紹介されているから参照されたい。

(昭.32.1.4)