

(株) 神戸製鋼所 正 新家 徹  
 “ “ “ 中村 憲市  
 “ “ “ 駿河 敏一

1. まえがき

アールファブ橋梁の一種に、床版骨組を逆T鋼桁に剛結した格子床版合成桁がある。(図1) この合成桁の床版骨組は鋼桁の上フランジの働きをするが、活荷重合成形式の場合、死荷重応力の負担が大きくなる。また、コンクリート硬化前において、この床版骨組にはワイドフランジ梁の問題となるせん断遅れに似た現象が顕著に現われる。筆者等は、このコンクリート硬化前の合成桁を、直交格子骨組を上フランジとする桁(以後、格子フランジ桁と略称)として解析を行ない、その妥当性を実験により確認した。また、有効断面積比の概念を導入して一連の計算を行ない、鋼床版ワイドフランジ梁の有効断面積比と対比して相異を明らかにした。

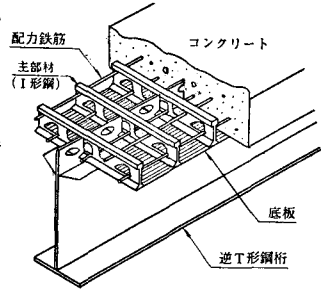


図1. アールファブ構造部材

2. 理論の概要

せん断遅れは、せん断歪の影響により Navier-Stokes の仮定が破れ直応力分布の均一性がこなわれる現象であるが、格子フランジでは横材(図2, Iビーム)の曲げ変形がその大きな要因である。\*基礎方程式誘導に用いた仮定\*

- i. 格子フランジは面内変形にのみ抵抗しうる。
- ii. 鋼桁断面は Navier-Stokes の仮定を満足する。
- iii. 桁はウェブを含む平面に関し対称である。
- iv. 縦材は伸縮バネと回転バネに置換しうる。

格子フランジ桁のモデルを図2に示す。また、鋼桁と格子フランジはウェブと横材が交差する位置で不連続に連結しており、桁が曲げを受けると、この位置に桁軸方向のせん断力Qが生じる。いま鋼桁を主体に考えると、格子フランジの存在はこのQで置き換えられ、鋼桁の応力状態は荷重による曲げモーメントの他に、連結位置に桁軸方向のせん断力Qが同時に作用するときのものとなる。また格子フランジを主体に考えると、仮定i.より、フランジ面内に作用する外力は連結位置横材に作用する集中力Qのみである。この未知量Qは格子フランジと鋼桁の連結位置における適合条件より消去でき、結局、置換バネのバネ力を未知数とする9次元連立一次方程式が得られる。この方程式に横材端部および桁の両端における横材の拘束条件の式を付加すると、外力曲げモーメントの桁方向分布形状に応じて未知量の分布形状が一意に定まる。(桁の支承条件にはよらない。)

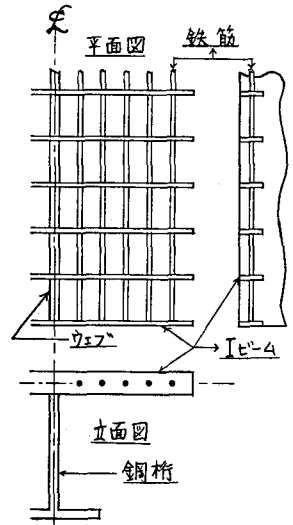


図2. 格子フランジ桁モデル

3. 実験値と計算値の比較

2節の理論を検証する目的で、図1に示す桁(コンクリート打設前)の載荷実験を行ない、床組鉄筋と鋼桁の直歪および

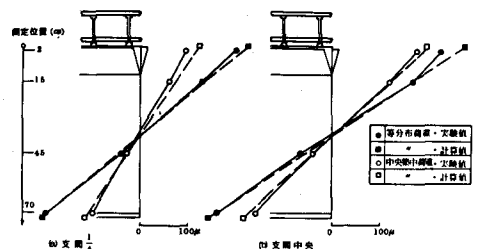


図3. 鋼桁断面の直歪分布

桁の撓みを測定した。なお、供試体は実橋用のものであり、その諸元、荷重条件および測定位置を表1に示す。表2は計算モデルの諸元である。供試体の鉄筋位置は、図4に示すように、橋軸に非対称不等間隔であるが、計算では簡単のためこれを対称等間隔とした。図3および図4は、それぞれ鋼桁および床相鉄筋に生じる直垂の実験値と計算値を同一の座標にプロットしたものである。撓みについては  $\overline{AB}$  (表1) を基線としたときスパン中央において、

等分布荷重： 実験値 7.8 計算値 7.9

(単位mm) 中央集中荷重： 実験値 5.4 計算値 5.4

であった。これらの実験値と計算値は非常に良く一致しており、筆者らの得た格子フランジ桁の曲げ解析理論は妥当なものと見えよう。

#### 4. 有効断面積比 (計算に用いた諸元は現実に即したものである。)

まず、ワイドフランジ梁の理論における(有効幅入×板厚 $t$ )に相当する量として、格子フランジの有効断面積なるものを縦材の縦断面積 $F_0$ に対し、 $F_e = X_i l_i / E_s \alpha p_i$  で定義する。ここに、 $X_i$ および $\alpha p_i$ は、それぞれ、隣接する縦材に挟まれた区間における縦材軸力の総和および連結位置における横材間隔の変化量である。また、 $l_i$ は横材間隔、 $E_s$ は鋼の縦弾性係数である。したがって、格子フランジを有効断面積 $F_e$ で置換した桁の曲げ応力分布を初等曲げ理論で求めると、格子フランジ桁と置換桁の鋼桁直垂力分布は一致する。さて、有効断面積比 $\xi$ を  $\xi = F_e / F_0$  で定義する。 $\xi$ はワイドフランジ梁における有効幅入とフランジ半幅 $b$ との比  $\eta = \lambda / b$  と同じ意味を持つ。図5に、単純梁におけるスパン中央断面の $\xi$ と $\eta$ を同一座標にプロットしたものを示す。図5中、 $M$ は横材本数、 $N$ はフランジ片側の縦材本数であり、それぞれスパンおよびフランジ半幅に相当する。また、図5中の $\gamma$ は文献(2)で定義されたもので、次式により定義される。 $\gamma = F_e l_t / b \cdot b t (I_t + F_e D_t^2)$ 。添字 $t$ は逆T型鋼桁の断面量であることを示す。 $D_t$ : 連結位置を基準とした中立軸の座標。また、 $\eta$ の値は文献(2)の教表 Tafel 2, U. Tafel 3. より借用した。

#### 5. 結言

i. 図1に示した様な床版骨組は逆T型鋼桁のエフランジとして充分役に立つ。\*格子フランジの有効断面積比 $\xi$ は鋼床版フランジの有効断面積比に比較して大幅に低い値をとるが、普通の使用状態に対する $\beta = 0.05$ 付近では $\xi \approx 0.7$ であり、縦材断面積の約70%が有効である。 $\beta < 0.05$ 付近より、 $\xi$ と $\eta$ の差は急速に縮まる。図5.  $\xi, \eta - \beta$  曲線

ii. 格子フランジの有効断面積比は、等分布荷重の場合にも、一定の $\beta$  (フランジ半幅/スパン) に対して一定の値とはならない。\*中央集中荷重の場合と同様に $\xi$ の値は $\gamma$ の値に依存する。

#### 6. 参考文献

- 1) 若木他: 逆T型鋼桁に小形I型鋼とリコッパフレップ格子床版合成桁の施工についての考察, 土木学会第26回年次講演概要集第1部
- 2) T. Fukuda: Ein Beitrag zur Lösung der mittwirkenden Breite. Report of the Institute of Industrial Science. The Univ. of Tokyo, Vol.12, No.5, 1963.

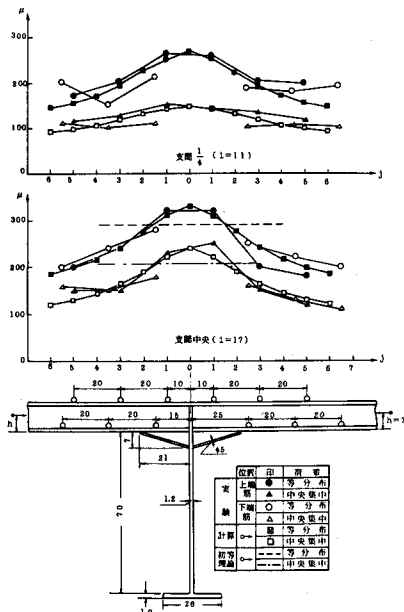


図4. 鉄筋(縦材)の直垂分布

表1

表2

| 供試体    |                     | 計算モデル       |  |
|--------|---------------------|-------------|--|
| スパン    | 1.8m                | スパン         | 1.8m                                   |
| Iビーム   | IBSK130.41本         | Iビーム断面      | $I = 30 \text{ cm}^4$                  |
| Iビーム間隔 | $l = 30 \text{ cm}$ | 床版          | 鋼管鉄筋 D16                               |
| 寸法     | 断面                  | 断面          | 断面                                     |
| 鉄筋     | 鋼管鉄筋 D16            | 鋼筋断面二次モーメント | $I_s = 1.024 \times 10^6 \text{ cm}^4$ |
| 断面     | 断面                  | 等分布荷重       | 19.2 kg/cm                             |
| 中央集中荷重 | 6600 kg             |             |  |

|           |                                   |
|-----------|-----------------------------------|
| $F_0$     | $1.0943 \times 10^4 \text{ cm}^2$ |
| $F_e$     | $1.53 \text{ cm}^2$               |
| $F_0/F_e$ | 72.5                              |
| $l_i$     | 7.0 cm                            |
| $M_i$     | 61本                               |
| $N_i$     | 6本                                |
| $\beta$   | 7.6 cm                            |
| $\gamma$  | 3.0 cm                            |
| $I_s$     | $0.57 \text{ cm}^4$               |
| $\lambda$ | 1.0 cm                            |
| $\alpha$  | 0.8                               |
| $K_1$     | $1.41 \times 10^4 \text{ kg/cm}$  |
| $K_2$     | 0 kg/cm                           |
| $K_3$     | $2.0 \times 10^4 \text{ kg/cm}$   |
| 鋼         | 鋼                                 |
| 等分布荷重     | 19.2 kg/cm                        |
| 中央集中荷重    | 6600 kg                           |

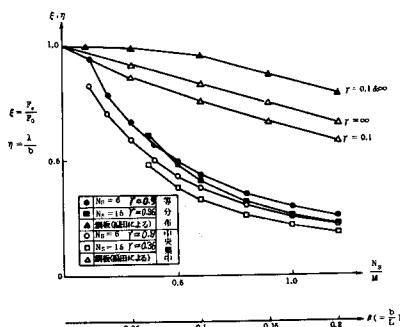


図5.  $\xi, \eta - \beta$  曲線