

I-18 振り荷重を受ける上路トラス橋の応力におよぼす 対傾構剛性の影響について

東京都立大学 正員 伊藤 文人

1. まえがき

橋梁における中間対傾構の役割については、これまで一般には必ずしも良く認識されていた訳ではなさそうである。しかし箱桁橋の中間ダイヤフラムの影響についてはこれまでも二・三の研究があり、一応はその特性が知られていると見なければならぬであらう。実は、トラスの中間対傾構は箱桁の中間ダイヤフラムと本質的に共通点を持っているので、その影響も大変類似した傾向を示すものである。この問題について筆者はかつてバソ(Batho)の考え方をもとにして取り扱った^{1,2)}、一応その傾向を確かめていたが、最近本州四国連絡橋公団の依頼による鋼上部構造研究小委員会解析分科会の必要によつて長方形主構形状を有する上路ワーレントラス橋について計算を行なったところ、この場合は極めて簡単な式を解く問題に帰着されることが明らかになった。以下にその解法を紹介し、あわせて対傾構等トラス部材剛性の影響について述べることにする。

2. 振りを受ける上路トラス橋の不静定力

ここではバソの考え方による解法を用いる。この場合、トラス部材の両端は節点においてあらゆる方向の回転に対して自由であるものとする。いま、簡単のためトラスの構造は図-1のようなものとし、固定端から入力の距離にある格点に鉛直方向力 P_g による偶力 bP_g が働いたものとする。外力はこの場合主構に直接作用するものとして良い。バソによればこのとき主構には周辺に沿って流れるせん断流があらわれ、これが横構から主構に伝えられる荷重として働く。そのせん断流の値は次式で与えられる。

$$q_p = \frac{\xi P_g}{2mh} \quad (1)$$

可動端にも同時に鉛直支反力 R があらわれるが、これは立体構造と見た場合不静定力であつて、その値が必ずしも $(\xi/m)P_g$ に一致するとは限らない。この反力 R によるせん断流 q_R は

$$q_R = -\frac{R}{2h} \quad (2)$$

である。さらに中間対傾構があると、その取り付け位置に不静定せん断流 f_i が生じる。これはまた周辺せん断流を生じさせることになるが、これは問題の中間対傾構の固定端側と可動端側で別個の値を持つ。もし f_i による各格間の周辺せん断流を q_{xi} とすると、 x と i の大小関係によつて次式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} q_{xi} &= \frac{(m-i)}{m} f_i & (x \leq i) \\ q_{xi} &= -\frac{i}{m} f_i & (x > i) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

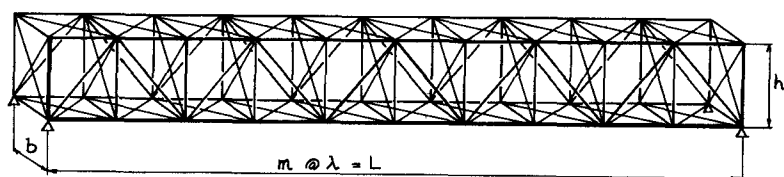


図-1 解析モデル

したがって図-2の各格間の主
横周辺せん断流 g_2 は

$$g_2 = g_p + g_R + \sum_{j=1}^{m-1} g_{2j} \quad (4)$$

で与えられる。

主構に伝わるこれらの力 P_ξ ,

R , f_i , g_2 が与えられれば、
これらによる各部材応力は求め

られ、したがって全ひずみエネルギーが計算される。これから、カステリアノの定理を用いて不静定力を求めることができる。計算すると解くべき式は次のとおりになる。

$$R = \frac{\xi}{m} P_\xi + \frac{r_p}{m \{ m(r_L + 2r_D + r_C) + r_p \}} \sum_{j=1}^{m-1} (m-2j) h f_j \quad (5)$$

$$\left. \begin{aligned} & r_p \sum_{j=1}^{m-1} \left\{ \frac{r_p + 2(r_L + 2r_D + r_C)(m-j)}{2r_p + 2(r_L + 2r_D + r_C)m} \right\} h f_j + 2 \{ r_s + r_L + 2(r_D + r_C) \} h f_1 - r_s h f_2 = 4(r_D + r_C) P_i \\ & - r_s h f_{i-1} + 2 \{ r_s + r_L + 2(r_D + r_C) \} h f_i - r_s h f_{i+1} = 4(r_D + r_C) P_i \quad (i=2, 3, \dots, m-3, m-2) \\ & r_p \sum_{j=1}^{m-1} \left\{ \frac{r_p + 2(r_L + 2r_D + r_C)j}{2r_p + 2(r_L + 2r_D + r_C)m} \right\} h f_i - r_s h f_{m-2} + 2 \{ r_s + r_L + 2(r_D + r_C) \} h f_{m-1} = 4(r_D + r_C) P_{m-1} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

ただし定数 r_p 等は、部材長を L 、部材断面積を A とし、主構弦材、斜材、横構、中間対傾構、端対傾構をそれぞれ添字 C , D , L , S , P で区別することにしたとき、次式で定義されるものとする。

$$\left. \begin{aligned} r_C &= L_C^3 / A_C & (L_C = \lambda) \\ r_D &= L_D^3 / A_D & (L_D = \sqrt{h^2 + \lambda^2}) \\ r_L &= L_L^3 / A_L & (L_L = \sqrt{b^2 + \lambda^2}) \\ r_S &= L_S^3 / A_S & (L_S = \sqrt{b^2 + h^2}) \\ r_P &= L_P^3 / A_P & (L_P = L_S) \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

式(5)、式(6)を解けばすべての不静定力 R , f_i が確定し、これらによって各部材応力は容易に求められる。

3. 各部材剛性の影響

式(7)で定義される定数 r は各部材の伸び易さをあらわし、その意味で剛性の逆数である。これらの値によって解の特性が変化することになるが、式の形から知られる二・三の性質を挙げてみよう。

(イ) 横構の影響

横構がまったく無ければ仮定したトラスは立体的に不安定になるので扱えない筈であるが、極限の場合として r_L が無限大になった場合、他の定数が有限に留まるならば式(5)、式(6)より

$$R = \frac{\xi}{m} P_\xi, \quad f_i = 0 \quad (8)$$

になる。すなわち対傾構・横構には応力があらわれず、主構応力は平面トラスとしての計算に一致する。

(ロ) 中間対傾構の影響

端対傾構が十分に剛で“あれば” $r_p = 0$ と見なして良い。このとき式(5)の右辺第2項は消え、 R は式(8)の第1式と一致する。ここで中間対傾構も十分に剛で $r_s = 0$ と見て良ければ、式(6)から

$$h f_i = \frac{2(r_D + r_C)}{r_L + 2(r_D + r_C)} P_i \quad (9)$$

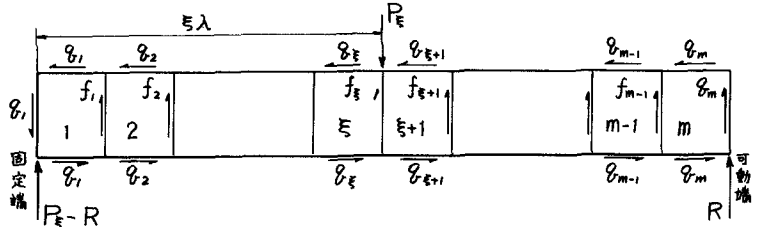


図-2 主構に作用する力

すなわち載荷格点の中間対傾構のみに不静定せん断力が生じ、他の中間対傾構はまったくからみない。しかし R_s が大きくなるにつれて他の中間対傾構も隣接するものから徐々に影響を受けるようになる。極端な場合、 $R_s = \infty$ のとき、中間対傾構せん断力の全分布は直線状になるのである。最大中間対傾構せん断力の大きさは比 $(R_0 + R_c)/R_s$ に支配され、 R_s が大きければほぼこれに比例するので、 R_s が大きいほど小さくなり、 $R_s = \infty$ のときはゼロに収束する。なお、 $R = (\xi/m)P_g$ であることから、端対傾構せん断力 R_i および R_m は

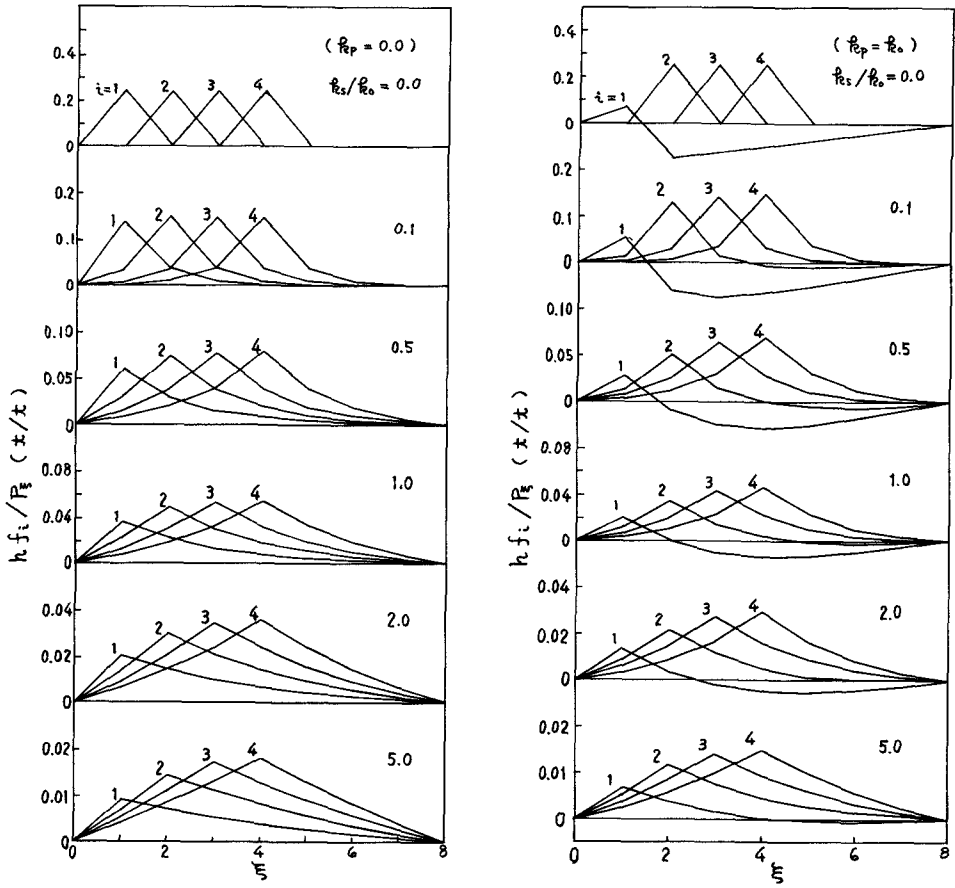
$$\left. \begin{aligned} R_i &= \sum_{j=i}^{m-1} \frac{m-j}{m} f_j \\ R_m &= \sum_{j=1}^{m-1} \frac{j}{m} f_j \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

と書ける。すなわち、これらは f_j を外力と見なしたときの反力に相当する。

(ハ) 端対傾構の影響

このときは $R_p \neq 0$ であるから、式(5)により R は f_j の関数になり、平面トラスとして計算した場合の支反力と必ずしも一致しなくなる。 R_p が大きくなるにつれて、端対傾構の分担するせん断力は小さくなり、そののたさを隣接する中間対傾構が分担するようになる。その結果中間対傾構 f_i の影響線は負の方向に移行し、 $R_s \neq 0$ ならば他の中間対傾構せん断力もその影響を受けることになる。 $R_p \rightarrow \infty$ になると式(6)より

$$\sum_{j=1}^m f_j = 0 \quad (11)$$



(a) 端対傾構が剛な場合 (b) 端対傾構が剛でない場合

図-3 中間対傾構せん断力の影響線におよぶ対傾構剛度の影響

式(5)より

$$R = \frac{k}{m} P_s + \sum_{j=1}^{m-1} \frac{(m-2j)}{m} h f_j \quad (12)$$

となる。したがってこれを式(4)に代入し、式(11)を考慮すると $\theta_1 = \theta_m = 0$ が得られる。すなわち $k_p \rightarrow \infty$ では端対傾構せん断流は消失し、中間対傾構せん断流は鉛直方向にそれら自身だけで釣り合いを保つ。モーメントに関しては支点反力の平面トラスとしての計算値からの偏差を含めて釣り合うことになる。

4. 計算例

以上の計算を一つのモデルについて試みた。この例で用いた定数は次のとおりである。

$$m = 8$$

$$k_c = 2.2 \times 10^6 \text{ cm}$$

$$k_D = 15 \times 10^6 \text{ cm}$$

$$k_L = 208 \times 10^6 \text{ cm}$$

$$k_0 = 1200 \times 10^6 \text{ cm}$$

図-3は端対傾構が十分剛な場合 ($k_p = 0$) と剛でない場合 ($k_p = k_0$) のそれぞれについて k_s を変化させ、中間対傾構せん断流の影響線を比較したものである。前項で述べた傾向が明らかであろう。

図-4は周辺せん断流の影響線を例示したもので、端対傾剛性の影響が明らかに認められる。

中間対傾構と周辺のせん断流および支点反力が求められれば、主構各断面のモーメントとせん断力は容易に計算され、したがって各部材応力も求められる。一般に k_0 が大きいほど主構応力は小さくなる。図-5はトラスの中央に振りを加えた場合の最大モーメントが k_s の値とともに変化する様子を示したもので、端および中間対傾構剛性の大きいほど最大曲げモーメントの小さくなる傾向がわかる。主構せん断力についても定性的に同様の傾向があるが、その程度はモーメントに比し、多少小さい。

(参考文献)

- 1) C. Batho, Engineering, Oct. 1915, pp. 392~393.
- 2) 伊藤文人, 鉄道技術研究報告, No. 195, April, 1961.

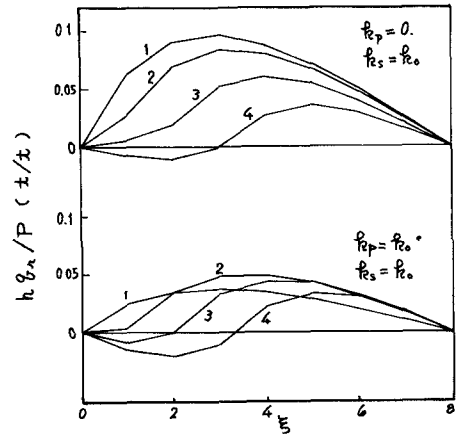


図-4 周辺せん断流の影響線

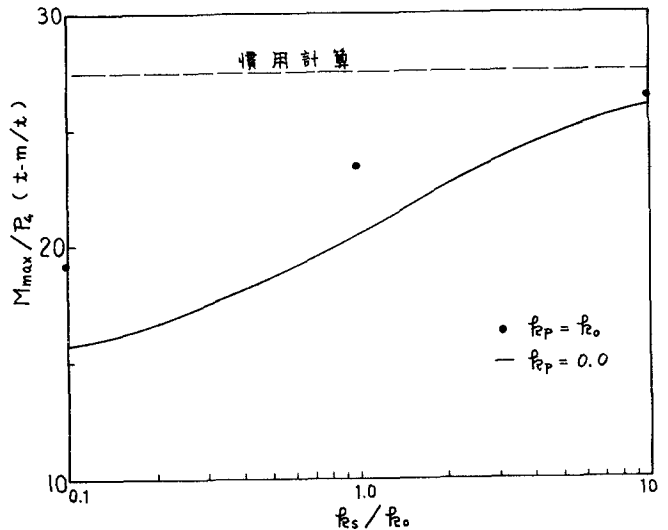


図-5 対傾構剛性による主構最大モーメントの変化