

補剛トラスの対傾構変形を考慮した吊橋の3次元解析

大阪大学工学部 正員 小松定夫

大阪大学工学部 正員 西村宣男

大阪大学工学部 学生員 平山健一

1. はじめに

箱型トラスが任意の外力を受けて変形するとき、トラス外郭の腹材には薄肉箱型ボリの枠組に相当するラーソン効果がある。断面形を保持する役目は、ほとんど対傾構のせん断剛性に負っている。対傾構の剛性が十分であれば、断面形にずれが生ずる。現在計画されている本州四国連絡橋は鉄道と道路の併用橋で、箱型補剛トラスの内部に複線又は複々線軌道を設けるため、厳しい建築限界のもとに中央部に空間をもつ骨組構造とならざるをえない。このような吊橋の立体解析を行うにあたり、一般に用いられているBleich理論を用いることは不適当と考え、補剛トラスの変形に関して、トラス部材を連続体に換算しVlasovの折板理論を拡張して吊橋の3次元変形に関する理論式を誘導した。本論文では偏載活荷重による変形と応力に対する対傾構剛性の影響について論じ、併せて慣用。吊橋設計ではほとんど注意を向けられていない、偏載荷重による走行面の傾斜と補剛トラス応力の安全性について検討を加えた。

2. 偏載荷重による変形に関する基礎方程式

断面のずれを考慮した場合、偏載荷重による補剛トラスの変形は図1に示すような基準座標をとり、鉛直たわみ v 、そり w 、ねじれ角 φ 、およびずれ角 θ は図2のようにとる。

偏載荷重に関する基礎式は次のように与えられる。

$$EIV'' - (2H_d + H_{p1} + H_{p2})v' - (H_{p2} - H_{p1})\frac{b}{2}\varphi' - (H_{p2} - H_{p1})\frac{b}{2}\theta' = p_v + (H_{p1} + H_{p2})y' \quad (1)$$

$$aw'' - b_1w' - b_2\varphi' - b_1\theta' = 0 \quad (2)$$

$$-[b_1 + \frac{b^2}{2}H_d + \frac{b^2}{4}(H_{p1} + H_{p2})]\varphi'' - b_2w'' - [b_2 + \frac{b^2}{2}H_d + \frac{b^2}{4}(H_{p1} + H_{p2})]\theta'' + (H_{p1} - H_{p2})\frac{b}{2}v'' = p_v + (H_{p2} - H_{p1})\frac{b}{2}y' \quad (3)$$

$$-[b_2 + \frac{b^2}{2}H_d + \frac{b^2}{4}(H_{p1} + H_{p2})]\varphi'' - b_1w'' - [b_1 + \frac{b^2}{2}H_d + \frac{b^2}{4}(H_{p1} + H_{p2})]\theta'' + (H_{p1} - H_{p2})\frac{b}{2}v'' + \theta \quad (4)$$

$$= p_v + (H_{p2} - H_{p1})\frac{b}{2}y' \quad (4)$$

$$H_{p1} = -\frac{EAc}{L_c}y' \int_L [v - \frac{b}{2}(\varphi + \theta)] dx \quad (5)$$

$$H_{p2} = -\frac{EAc}{L_c}y' \int_L [v + \frac{b}{2}(\varphi + \theta)] dx \quad (6)$$

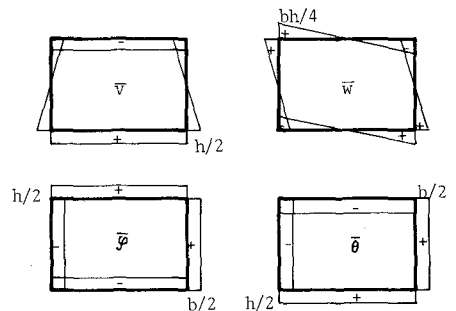


図1 変位の基準座標

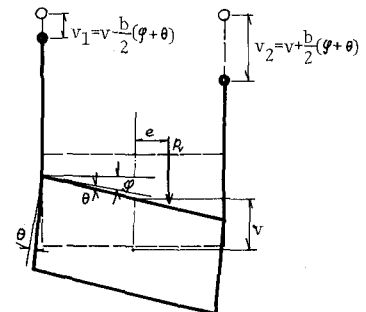


図2 吊橋の変形

式中 $EI=EA_c$, $a=EA_c b^2 h^2/4$, $b_1=G(t_1 b+t_2 h)bh/2$, $b_2=G(t_1 b-t_2 h)bh/2$
 $t_1=E/G \cdot A_1 h \lambda/d^3$, $t_2=E/G \cdot A_2 b \lambda/8r^3$, t_0 : initial cable force, γ : rigidity of strutt truss

3径間2レンジ吊橋に対して次のような級数解を考へ計算を行う。

$$v=\Sigma a_{in} \sin \frac{n\pi x}{l}, w=\Sigma b_{in} \cos \frac{n\pi x}{l}, \phi=\Sigma c_{in} \sin \frac{n\pi x}{l}, \theta=\Sigma d_{in} \sin \frac{n\pi x}{l} \quad i=1,2,3 \quad (7)$$

本研究で重要な意味をもつ対傾構のせん断剛性は単位のもれ角を生ぜしめるずれモーメントに定義されるが、代表的な対傾構形式に対する計算式を右に示す。

3. 数値計算例

数値計算の対象としてスパン割(260m+1100m+260m)の単純補剛トラス吊橋を選んだ。偏心荷重は道路部 $P=2.16 \text{ t/m}$, $e=8.0 \text{ m}$; 鉄道在来線 $P=3.05 \text{ t/m}$, $e=7.5 \text{ m}$; 鉄道新幹線 $P=2.97 \text{ t/m}$, $e=2.2 \text{ m}$ である。

(1) おじれ角、ずれ角及び橋面傾斜

偏載荷重に対して問題となる変形は走行面の傾き、おじれ角 φ とずれ角 θ の和と与えられる。偏心荷重の組合せは複々線軌道の外側に在来線、内側に新幹線の2列車を、さらに道路部に不利な位置及び載荷長の荷重を考える。図4(a)に示すような荷重状態の橋面傾斜角 $\theta+\varphi$ の分布は各対傾構剛性に対して図4(b)の状態である。又中央断面の変形状態を図4(c)に示すが、おじれ角とずれ角の卓越する領域が、対傾構剛性の大小により、一明瞭に認められる。橋面傾斜角は車輛の走行安定性に影響するが、新幹線軌道の最大カントは、この荷重状態では

$$\gamma = 10^3 \text{ ton}, 39.6 \text{ mm}; \quad \gamma = 10^4 \text{ ton}, 26.7 \text{ mm}; \quad \gamma = 10^5 \text{ ton}, 25.6 \text{ mm}$$

(2) 補剛トラス腹材力

対傾構せん断剛性 λ は補剛トラスの腹材力、すなわち主構斜材あるいは横構斜材の部材力に大きな影響をもつ。図5に図4(a)の荷重状態に着目点Aにおける腹材力の変化を示すが、偏載荷重下において、 λ 値が減少すると主構斜材力はやや増加する。横構斜材力は急激に減少し、対傾構剛性が極度に減ると符号が変わる。主構斜材力の断面のおじれモーメントとずれモーメントの和に、また横構斜材力はその差に比例するが、対傾構剛性

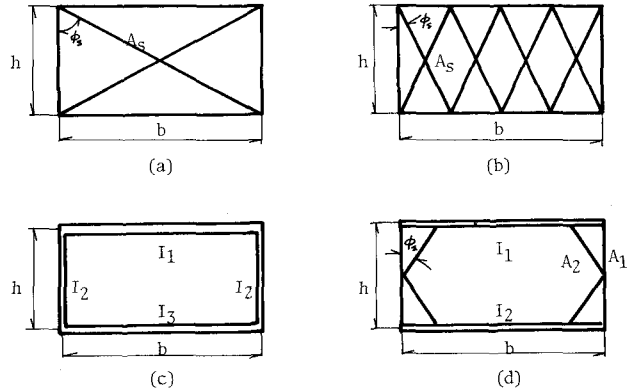


図3 各種対傾構

$$\begin{aligned} \text{a-type} \quad \gamma &= \frac{4h^2}{\lambda \zeta}, \quad \zeta = \frac{b}{2EA_s \sin^3 \phi_s} \\ \text{b-type} \quad \gamma &= \frac{4h^2}{\lambda \zeta}, \quad \zeta = \frac{b}{32EA_s \sin^3 \phi_s} \\ \text{c-type} \quad \gamma &= \frac{2b}{\delta}, \quad \delta = \frac{b\lambda \left(\frac{3h^2}{I_2^2} + \frac{2bh}{I_1 I_2} + \frac{2bh}{I_2 I_3} + \frac{b^2}{I_1 I_3} \right)}{12E \left(\frac{b}{I_1} + \frac{bh}{I_2} + \frac{b}{I_3} \right)} \\ \text{d-type} \quad \gamma &= \frac{2b}{\delta}, \quad \delta = \frac{b\lambda}{48} (b - h \tan \phi_s)^2 \left(\frac{1}{2EI_1} + \frac{1}{2EI_2} \right) \\ &+ \frac{b}{4h \sin^2 \phi_s} \left(\frac{h^2 \sin^2 \phi_s + b^2 \cos^2 \phi_s}{EA_1} + \frac{b^2}{EA_2 \cos \phi_s} \right) \end{aligned}$$

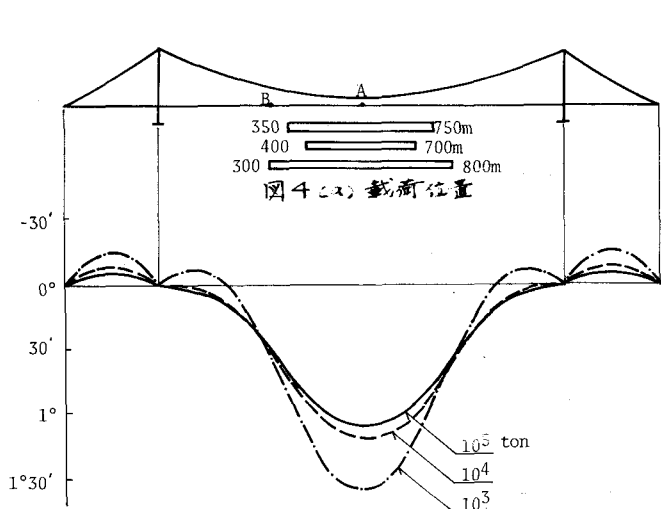


図4(a) 橋面傾斜

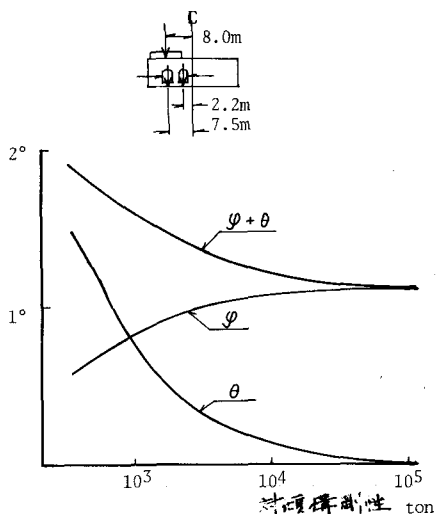


図4(b) 対傾構剛性変形

の減少は、いずれも、急激な増加をもたらすのである。

(3) 列車通過時の補剛トラス部材力

吊橋上を1列車が通過する際に生ずる補剛トラスの部材力は、それだけで抵抗軸力を越えることはないけれど、道路荷重、風荷重あるいは地震荷重による部材力に較べて、極めて再現性が高く、しかも図6において断面のねじりモーメントとずれモーメントの変動を示したように、1列車の通過だけで1サイクルの両振り応力となるので、疲労に対して十分配慮しなければならぬ。図7に主構斜材の1列車通過時の各点での最大軸力を実線で示す。センタースパン内ピタフーンに近い部分では抵抗軸力が大きいため、列車の偏載による生ずる応力は低いが、タワーより180m付近で片振幅に抵抗軸力の約50%の両振り繰返し応力が作用する。1列車通過よりかなり頻度は少ないが吊橋上を2列車がすれ違うときの応力レベルはかなり高く、この場合も両振りとなる。スパン方向の最大軸力分布は図7に破線で示した程度となり、最大ピタフーンが抵抗軸力、80%にも達するところがある。

(4) 鉛直曲げとねじりの連成について

本研究では偏心荷重による鉛直曲げとねじりを連成させて解析した。曲げとねじりを別々に解いて重ね合せた結果は連成で解いたものに較べて変形応力共に若干大きな解を与えるが、その差は2~3%程度である。

4. あとがき

本研究の結果、立体補剛トラス内部に走行面を有する場合に、対傾構の弾性変形の影響が設計上重

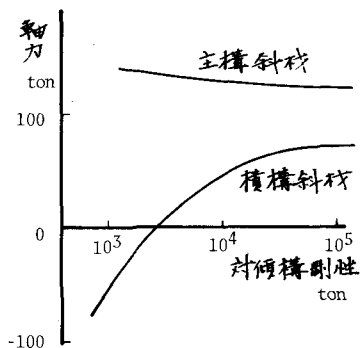


図5 腹材力 対傾構剛性

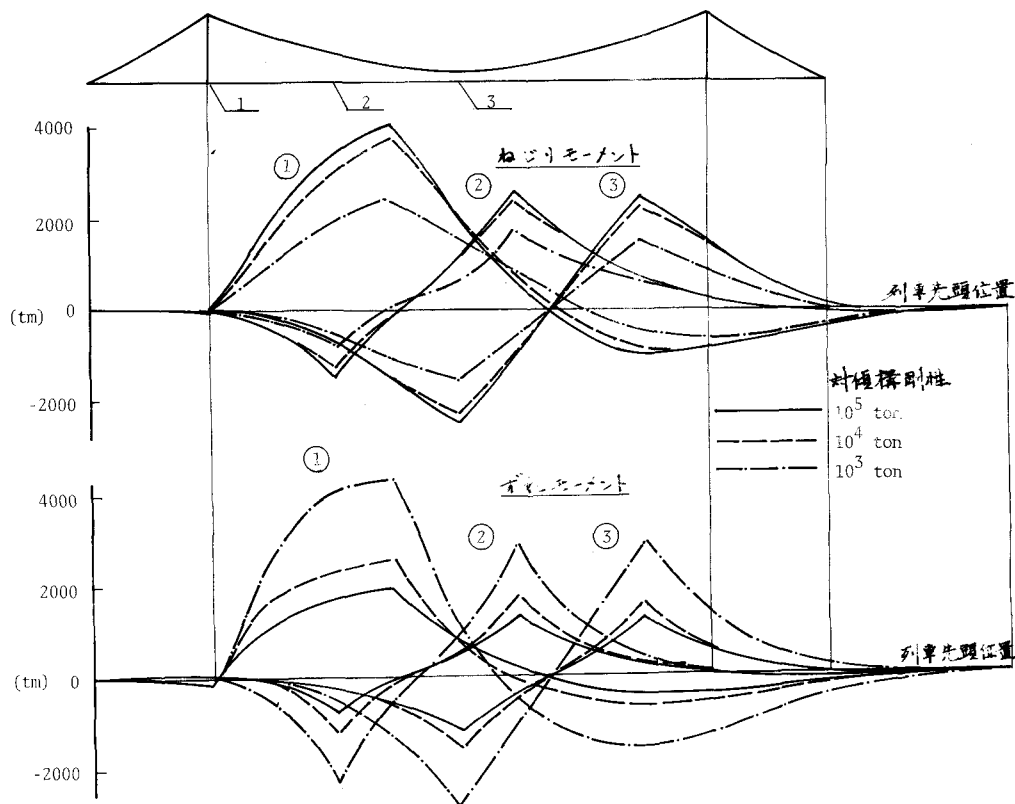


図6 列車通過時のねじりモーメント及びせん断モーメントの変化
(複々線外側より単線列車走行)

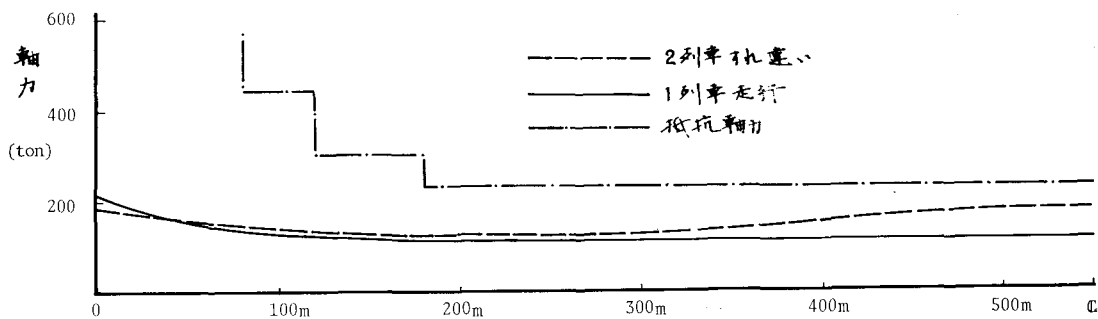


図7 列車走行時の斜材軸力最大値と抵抗軸力
(センタースパン)

要であることが明らかとなった。すなわち偏載荷重による走行面のカント、トラス腹材の応力係数が設計において支配的となる場合があることを知った。

- 文献 1) V.Z.Vlasov: 薄肉弾性ばりの理論 1940 (奥村他訳)
2) 小松, 西村, 西井: 連続体に換算した箱型トラスのねじり剛性について (南西支部) (1971)