

# 重橋床式無補剛吊橋について

正 員 平 井 敦\*  
正 員 伊 藤 学\*\*

## AN UNSTIFFENED SUSPENSION BRIDGE WITH HEAVY DECK

By Dr. Eng., Atsushi Hirai, C.E. Member and Manabu Ito, C.E. Member

**Synopsis :** Rigidity of a suspension bridge is attributed to the dead load as well as the rigidity of stiffening girder (or truss). This paper deals with the theory and the structural elements of the unstiffened suspension bridge with heavy deck, the rigidity of which is given intentionally by dead load only. As examples, the test results in two of this type of bridge are discussed. It is noteworthy that this type of a suspension bridge is sometimes economical and preferable according to circumstances.

**要旨** 吊橋の剛性は補剛けたによるもののほかに死荷重が寄与する。重橋床式無補剛吊橋はその死荷重のみによつて剛性を与えることを意図したもので、比較的スパンの長い簡易吊橋として状況に応じて有利な橋梁形式である。本文はこの問題に対する簡単な理論的考察および構造上の諸問題について論ずると共に、この型式の吊橋の例として白金橋および矢楯橋につきその実測結果を検討した。

### 1. 緒 言

近代吊橋の歴史は 19 世紀の初頭 J. Finley がいわゆる補剛けたを吊橋の構成要素として取り入れたことに初まるが、近年に至り長スパン吊橋の設計に撓度理論を適用するとともに補剛けた自体の剛性をしだいに減少させる傾向にあつた。しかしながら 1940 年 Tacoma Narrows 橋がわずか 19 m/sec の風で落橋したことは橋梁工学者に強い衝撃を与え、吊橋の流体力学的安定性に関する研究が認識されると共にその剛性自体も再検討を必要とするに至つたのである。

吊橋の耐風安定性については平井が以前よりその研究を続けてきておりしばしば発表の機会を得ているが<sup>1),2)</sup> 吊橋の安定性に影響をおよぼす因子は、橋床断面の流体力学的性質のほかに吊橋の剛性の寄与が大であると信ぜられる。

吊橋の剛性はその変形状態に左右されるが、たとえば中央一節点二波形に変形する場合(すなわちタワミ  $\eta = a \cdot \sin 2\pi x/l$ )における吊橋としての換算タワミ剛性  $EJ$  および換算ねじれ剛性  $GK$  はそれぞれ次式で示される<sup>2)</sup>。

$$EJ = EI + \frac{l^2}{2\pi^2} H_w \dots \dots \dots (1)$$

$$GK = GK + \frac{\pi^2 b^2}{l^2} EJ \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 $l$  はスパンの長さ、 $b$  は補剛けたの幅、 $H_w$  は片側主ケーブルの死荷重による水平張力、そして  $EI, GK$  はそれぞれ補剛けた自体のタワミ剛性およびねじれ剛性を示す。これらの式から明らかなように、スパンが比較的大きく死荷重が大なる場合には第 2 項の寄与が大きく効いてくる。この見地から吊橋の橋床としては流体力学的特性を十分考慮した上で鉄筋コンクリート床版を使用することが望ましいと考えられ、またさらに床版として必要な限度以上の厚さを与えた補剛トラスをもたない重橋床式無補剛吊橋の考案が生まれてくる。あとでのべるようにすでにこの型式の簡易吊橋が二、三架設または計画されており、その設計および実測に筆者等は関与してきたが、比較的スパンの長い吊橋に対しては補剛けた自体の剛性を増すよりも死荷重をことさらに増加させる方が有利な場合が予想される。特に主ケーブルとして多くの中古品のケーブルが利用できる時、あるいはその他の状況に応じて経済的にも得策となる場合が多く、保守の容易であることも利点の一つとしてあげることができよう。現在の所ではスパン 200 m くらいまでの簡易小吊橋としての実用性が確かめられているが、その適用範

\* 工学博士，東京大学教授，工学部土木工学教室

\*\* 東京大学大学院学生，工学部土木工学教室

図は主としてケーブルの強度および経済性の面から規制されてくるものと考えられる。

2. 無補剛吊橋の性質

吊橋の性質を支配するパラメータの一つとして次の無次元量を考えることにする。

$$S = \sqrt{\frac{EI}{H_w l^2}} \dots\dots\dots (3)$$

この値を Steinman は Stiffness-factor と呼んでおり、 $S$  が小さいほど弾性理論と撓度理論による計算結果の差が大きいことはすでによく知られている。従つて重橋床式無補剛吊橋に対しては、それがある程度の補剛けたを有する場合にも必ず撓度理論を用いねばならぬことは当然である。ちなみに  $S$  の値を在来の吊橋について調べてみると、スパン 100 m 前後の小吊橋では  $1 \sim 10^{-1}$  の order であるが外国における長径間吊橋においては  $10^{-1} \sim 10^{-2}$  の order に達するのが普通である。われわれがここで論ずる無補剛吊橋ではほとんど  $S \approx 0$  とみなされねばならない。

(1) 無補剛吊橋の静的タワミ 単径間の補剛けたを有する吊橋に対して撓度理論を適用すれば、図-1 (a) の記号を用いて次の二つの基本方程式が得られる。

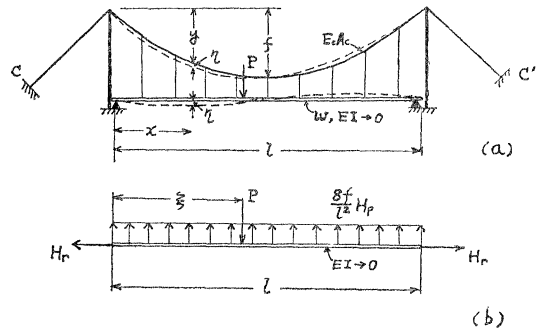
$$\begin{cases} EI \frac{d^4 \eta}{dx^4} - (H_w + H_p) \frac{d^2 \eta}{dx^2} - H_p \frac{d^2 y}{dx^2} = p(x) \dots\dots\dots (4) \\ H_p \frac{L_s}{E_c A_c} \pm \alpha_T \cdot \Delta t \cdot L_t + \frac{d^2 y}{dx^2} \int_0^l \eta \cdot dx = 0 \dots\dots\dots (5) \end{cases}$$

ここに

$$L_s = \int_c^{c'} \left( \frac{ds}{dx} \right)^3 dx, \quad L_t = \int_c^{c'} \left( \frac{ds}{dx} \right)^2 dx$$

で、 $H_p$  は活荷重によるケーブル水平張力の増分、式 (5) の第二項は温度変化の影響を示す。重橋床式の吊橋であつても、補剛けたが存在する場合にはこれらの式からタワミおよび補剛けたにおける曲げモーメントなどを計算しなければならないことには変わりはない。しかしこの場合、 $H_w \gg H_p$  であるから式 (4) の左辺第二項の係数  $H_w + H_p$  は常数とみなしてさしつかえなく、方程式は線形化されて解は比較的容易に求めることができる<sup>3)</sup>。また前にのべた  $S$  の値が十分に小さいときの近似的解法は後にふれることにする。

図-1 吊橋の一般図



さて、いま純粹の無補剛吊橋に対して考察を進めよう。この場合式 (4) において  $EI=0$ 、 $H_r = H_w + H_p$  とおけば、放物線ケーブルに対しては

$$-H_r \frac{d^2 \eta}{dx^2} + \frac{8f}{l^2} H_p \eta = p(x) \dots\dots\dots (6)$$

となる。外力  $p(x)$  として  $x = \xi$  の点に作用する単一集中荷重  $P$  を考えることにして、式 (6) は図-1 (a) に示すような張力  $H_r$  をうけかつ等分布荷重  $-8f/l^2 \cdot H_p$  および集中荷重  $P$  を横方向からうける絛の方程式と同じものである。一般の補剛吊橋についてはこの絛を  $EI$  なる曲げ剛性を有するハリでおきかえればよいことはすでに知られている。さて  $H_r$  を一定とみなして式 (6) および式 (5) を連立させて解けば、タワミは温度変化の影響を一応無視した場合には

$$\left. \begin{aligned} \eta(x, \xi) &= \frac{Pl}{H_r} \left[ \frac{x}{l} \left( 1 - \frac{\xi}{l} \right) - \frac{x}{l} \left( 1 - \frac{x}{l} \right) \frac{1}{3} + \frac{H_r \cdot l}{16 f^2} \left( \frac{L_s}{E_c A_c} \right) \right], \quad x \leq \xi \\ \eta(x, \xi) &= \frac{Pl}{H_r} \left[ \frac{\xi}{l} \left( 1 - \frac{x}{l} \right) - \frac{x}{l} \left( 1 - \frac{x}{l} \right) \frac{1}{3} + \frac{H_r \cdot l}{16 f^2} \left( \frac{L_s}{E_c A_c} \right) \right], \quad x \geq \xi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

で表わされる。この式で  $P=1$  とおいたものは無補剛吊橋に対する影響線関数といえるものであり、これによつてタワミの影響線をかくことができる。われわれは  $H_r$  は一定値をとるものと仮定しているが、これは重橋床式

の吊橋においては死荷重のみによるケーブル水平張力  $H_w$  に等しいとおいてもほぼ正しい結果を与えると考えてよく、しかもそれは安全側にある。より正確な結果を得るには、式 (5) および (6) より導かれる  $H_p$  に対する影響線の式

$$H_p(\xi) = \frac{\left(\frac{\xi}{l}\right) - \left(\frac{\xi}{l}\right)^2}{\frac{4}{3} \frac{f}{l} + \frac{H_w}{4f} \left(\frac{L_s}{E_c A_c}\right)} \dots \dots \dots (8)$$

を用いて  $H_r = H_w + H_p$  を計算し、 $H_r = H_w$  および  $H_r = H_w + \max \cdot H_p$  に対する結果に補間法を利用するなどの方法が考えられる。

ところで吊橋のコンクリート床版を意識的に厚くしたような重橋床無補剛吊橋においても、実際にはけた高の低いプレート ガーダーを、架設の便宜も考えて一種の補剛けたとして備えていることが多い。このような場合には従来の補剛吊橋におけると同様な計算方法が有効であるが、前にのべた Stiffness factor の値がきわめて小さくなることを利用して次のような近似計算式を用いて実用上きしつかえないものと思われる。すなわち式 (4) における  $EI$  および  $H_w + H_p = H_r$  を一定として線形微分方程式として扱い、式 (4), (5) を解けば温度変化を一応無視して次の近似結果が得られる。この際  $H_p$  の式としては式 (8) を用いて十分正確である。

(a) タワミの影響線式：

$$\left. \begin{aligned} \eta(x, \xi) &= \frac{l}{H_r} \left[ \frac{x}{l} \left(1 - \frac{\xi}{l}\right) - \frac{\{e^{-c \frac{x}{l}} - e^{-c(2 - \frac{x}{l})}\} \sinh\left(c \frac{x}{l}\right)}{c} - \frac{x}{l} \left(1 - \frac{x}{l}\right) \frac{\left(\frac{\xi}{l}\right) - \left(\frac{\xi}{l}\right)^2}{\frac{1}{3} + \frac{H_r l}{16 f^2} \left(\frac{L_s}{E_c A_c}\right)} \right], x \leq \xi \\ \eta(x, \xi) &= \frac{l}{H_r} \left[ \frac{\xi}{l} \left(1 - \frac{x}{l}\right) - \frac{\{e^{-c \frac{x}{l}} - e^{-c(2 - \frac{x}{l})}\} \sinh\left(c \frac{\xi}{l}\right)}{c} - \frac{x}{l} \left(1 - \frac{x}{l}\right) \frac{\left(\frac{\xi}{l}\right) - \left(\frac{\xi}{l}\right)^2}{\frac{1}{3} + \frac{H_r l}{16 f^2} \left(\frac{L_s}{E_c A_c}\right)} \right], x \geq \xi \end{aligned} \right\} \dots \dots (9)$$

(b) 補剛けたの曲げモーメント影響線式：

$$\left. \begin{aligned} M(x, \xi) &= l \left[ \frac{\{e^{-c \frac{x}{l}} - e^{-c(2 - \frac{x}{l})}\} \sinh\left(c \frac{x}{l}\right)}{c} - \frac{8}{c^2} \frac{\left(\frac{\xi}{l}\right) - \left(\frac{\xi}{l}\right)^2}{\frac{4}{3} + \frac{H_r l}{8 f^2} \left(\frac{L_s}{E_c A_c}\right)} \right], x \leq \xi \\ M(x, \xi) &= l \left[ \frac{\{e^{-c \frac{x}{l}} - e^{-c(2 - \frac{x}{l})}\} \sinh\left(c \frac{\xi}{l}\right)}{c} - \frac{8}{c^2} \frac{\left(\frac{\xi}{l}\right) - \left(\frac{\xi}{l}\right)^2}{\frac{4}{3} + \frac{H_r l}{8 f^2} \left(\frac{L_s}{E_c A_c}\right)} \right], x \geq \xi \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (10)$$

ここに  $x = \xi$  は載荷点を示し、 $c = \sqrt{\frac{H_r l^3}{EI}} \doteq \frac{1}{S}$  で式 (9), (10) の結果は  $c > 50$  の場合には 1% 以下の誤差があるにすぎない。これらの式は長大スパンの吊橋に対する試算にも利用できる。

式 (7) から無補剛吊橋においては死荷重の増大 (すなわち  $H_r$  の増大) のみが吊橋のタワミ剛性を増すのに寄与していることがわかる。

(2) Center Diagonal Stay の応力およびその作用 図-2 に示す Center Diagonal Stay は元来吊橋の耐風安定性の上から最も危険な一節点ねじり振動を制御するために設けられるものであるが、もちろん無補剛吊橋においても必要でありここに一般の吊橋の場合を含めて考察してみよう<sup>4)</sup>。最近のほとんどの長スパン吊橋にみられるように補剛けた (あるいはトラス) の両支点が橋軸方向に移動自由であるならばタワミ変形に対しては Center Stay は作用しないはずである。しかし実際には支承の摩擦、補剛けたの重量の影響などのために垂直方向の荷重に対しては一支点がヒンジの場合と同様に Stay が作用することが認められる。

タワミに対する Center Diagonal Stay の効果を調べるに先立つて、これがない場合のスパン中央におけるケーブルと補剛けたとの相対水平変位  $\delta_c$  を求める。図-3 を参照して

図-2 Center Diagonal Stay を有する吊橋

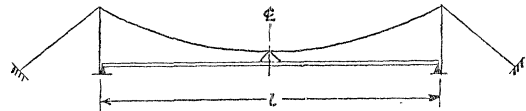
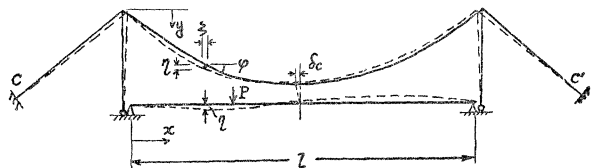


図-3 変形状態



$$d\xi = H \frac{\sec^3 \varphi}{E_c A_c} dx \pm \alpha_T \cdot t dx - \frac{dy}{dx} d\eta - \frac{d\eta}{dx} \frac{d\eta}{2} \dots\dots\dots (11)$$

であるから、温度変化および微小項としての右辺最終項を無視すれば

$$\vec{\delta}_c = \int_0^{l/2} d\xi = \frac{L_s}{2 E_c A_c} H + \frac{d^2 y}{dx^2} \int_0^{l/2} \eta dx \dots\dots\dots (12)$$

H に関しては式 (6) の関係が成り立つから放物線ケーブルに対しては

$$\vec{\delta}_c = -\frac{4f}{l^2} \left( \int_0^{l/2} \eta dx - \int_{l/2}^l \eta dx \right) \dots\dots\dots (13)$$

となる。さて Center Diagonal Stay を設けることにより、この  $\delta_c$  なる変位に押えられてその代りにケーブル中央点において水平方向の力  $\Delta H$  が生じ、Stay には 図-4 に見るような  $D_t, D_r$  なる応力が発生する。

Stay はその両端においてヒンジによりケーブルおよび補剛けたに連絡し、引張りおよび圧縮に抵抗できるものとし、また一般に要求されるように  $\lambda$  だけの遊びを有すると仮定すれば

$$\Delta H = \left\{ \begin{array}{l} \frac{\delta_c - \lambda \cdot \sec \theta}{\delta_0} \\ = \pm D_{l,r} \cdot 2 \cos \theta \end{array} \right\} \dots\dots\dots (14)$$

ここに  $\delta_0$  は単位の力  $\Delta H=1$  がケーブル中央に水平方向に作用したときのケーブルと補剛けたとのその点における相対水平変位で、この場合の吊橋の状態 (図-5(a)) を図-5(b) のようなハリにおきかえ、そのタワミと式 (13) より計算を進めれば

$$\delta_0 = \frac{64 f^2 l}{c^5 EI} \left[ \tanh \frac{c}{4} - \frac{c}{4} \left( 1 - \frac{c^2}{48} \right) \right] + \frac{L_s}{4 E_c A_c} \dots\dots\dots (15)$$

となる。特に重橋床式無補剛吊橋におけるように  $c \equiv \sqrt{H_w l^2 / EI}$  の値が大きい場合には次の近似式を用いることができる。

$$\delta_0 = \frac{f^2}{3 H_w l} + \frac{L_s}{4 E_c A_c} \dots\dots\dots (15')$$

この式は  $c > 70$  の場合には 1% 以下の誤差しかないことが確かめられる。

結局、与えられた荷重または変形に対して式 (13), (14), (15) または (15') の各式を用いて Center Diagonal Stay の応力を求めることができる。この際、式 (13) より  $\delta_c$  を計算するに当たってタワミ  $\eta$  は前節にのべた方法で求めてもよいが、これをフーリエ級数に展開する方法をとる方が便利である。しかしその詳細についてはここでは触れないことにする。

(3) 無補剛吊橋の固有タワミ振動数 純粋の無補剛吊橋におけるタワミ振動の方程式は近似的に

$$\frac{w}{g} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} - H_w \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} + \frac{E_c A_c}{L_s} \left( \frac{8f}{l^2} \right)^2 \int_0^l \eta dx = p(x, t) \dots\dots\dots (16)$$

で示されるが、固有振動数を求めるために外力  $p(x, t) = 0$  とおきタワミ  $\eta$  を境界条件を満足するようなフーリエ級数を用いて

$$\eta(x, t) = e^{i\omega t} \sum_n a_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} \dots\dots\dots (17)$$

とおく。これを式 (16) に代入すれば、 $n$  が偶数 (すなわち逆対称振動波形) の場合には式 (16) の定積分の項はなくなり固有円振動数  $\omega_n$  は

$$\omega_n^2 = \left( \frac{n\pi}{l} \right)^2 \frac{H_w}{w/g} = n^2 \frac{\pi^2 g}{8f} \dots\dots\dots (18)$$

で与えられる。すなわちケーブルの sag だけが関係してくるわけである。

一方  $n$  が奇数の場合 (対称振動波形) には

図-4 Center Stay の応用

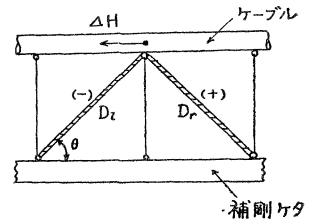
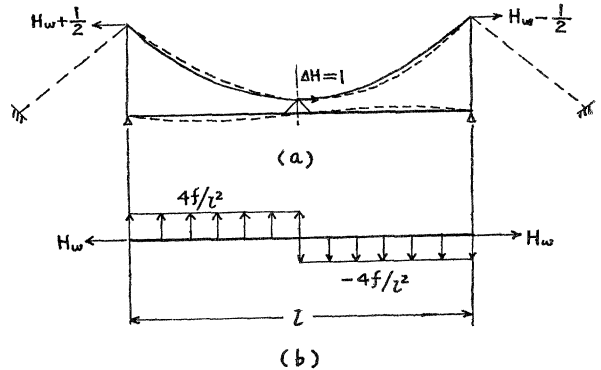


図-5



$$\epsilon_{n^2} = n^2 \frac{\pi^2 g}{8 f^2}, \quad \alpha^2 = \frac{512 f^2}{\pi^2 l^3} \left( \frac{L_s}{E_c A_c} \right) \frac{g}{w}$$

とにおいて

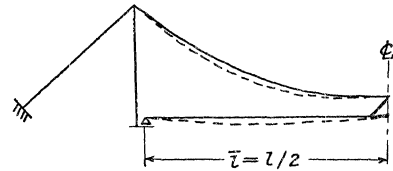
$$(\epsilon_{n^2} - \omega^2) b_n + \frac{\alpha^2}{n} \sum_i \frac{b_i}{i} = 0 \dots \dots \dots (19)$$

$$(n, i = 1, 3, 5, \dots)$$

なる線形連立方程式より固有円振動数を計算することになる。その解 $\omega$ の値の小さい方から一次、三次などの振動数が得られるわけで、一般に吊橋の対称型振動波形は無数の対称型正弦波形の組合せによって与えられる。しかし  $\lim_{n \rightarrow \infty} b_n = 0$  となるから、近似的には式 (19) の中から  $n, i = 1, 3$  に対応する二つの式をとって最低次振動数を求めて十分である。

もし前項でのべた Center Diagonal Stay が緊張した状態で設けられ、支承の一端の水平方向の動きが抱束されているような場合には、スパン中央における床組とケーブルとの相対変位は起り得ないので一節点振動 ( $n=2$ ) の性質が変つてくる<sup>3)</sup>。すなわち 図-6 に示すようにスパン中央点は固定されたヒンジの作用をするので半スパンについて  $\eta = a \sin(\pi x/l)$  とおきエネルギー最小の原理を無補剛吊橋に適用すれば

図-6



$$\omega_2^2 = \left( \frac{2\pi}{l} \right)^2 \frac{H_w + \frac{64 f^2}{\pi^4 l} \left( \frac{E_c A_c}{L_s} \right)}{w/g} \dots \dots \dots (20)$$

となる。

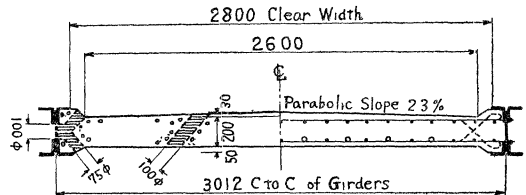
なお補剛けたを有する一般の吊橋の固有振動数は文献 5) などと与えられている。ここで注意すべきことはわれわれが問題としているような Stiffness-factor の小さな吊橋の最低次固有振動数は非常に低い場合が多いということである。従つてきわめてゆつくりした周期を有する外力に対する共振に考慮が払われるべきであろう。構造物としての振動減衰性が良好ならばこの心配もある程度解消されるわけがこの点については後に述べる。

以上主として重橋床式無補剛吊橋のタワミ変形に関する諸性質を簡単に説明したが、橋の幅員が比較的広い場合の偏心載荷および吊橋としての耐風安定性を問題とすると、そのねじれ変形を考慮しなければならないのは当然である。しかしその解析は別の機会に譲るとして、ここでは式 (2) に示されるように吊橋としての換算ねじり剛性もまた死荷重の寄与が大きいということを再び指摘しておきたい。

3. 構造上の諸問題

現在の段階では重橋床式無補剛吊橋としては中径間の簡易吊橋を考へており、また無補剛といつてもけた高のごく低い プレート ガーダーを架設の便宜をも考へて補剛けたの形で備えているのが普通である。しかし同じ条件で設計された補剛トラスあるいは従来のような補剛 プレート ガーダーを有する吊橋にくらべれば Stiffness-factor の値はきわめて小さく、構造が簡単になる。この型式の橋の例として、後章でのべる白金橋の断面を 図-7 に示す。

図-7 白金橋橋床断面



しかしながら重橋床式吊橋においても設計あるいは施工上の注意は一般の吊橋と変りないわけであつて<sup>4)</sup>、ここではこの形式の吊橋に対して特に必要と筆者等が考へる事項を次にあげておきたい。

(1) 厚いコンクリート スラブが用いられることになるが、橋床断面の流体力学的性質には特に注意しなければならない。すなわち揚力係数などの流体力学係数が適当であつて<sup>1)</sup> しかもカルマン渦のでにくいような断面が望ましいが、筆者は 図-7 の例に示されるように(これは十分ではないが) 風に対する曝露面積を多少なりとも小さくすると共に橋面上下の風圧の差も小さくするためにスラブに孔をあけることも対策の一つと考へる。しかしこの問題については、一般の吊橋におけると同様に風洞実験によつてその橋床断面の適否を決定するのが最も望ましい。

(2) この型式の吊橋の固有振動数はかなり低いものであり振動減衰性は特に良好であることが望まれる。スラブを厚くすること以外の手段によつて死荷重を増しても吊橋の換算剛性を増大させるに役立つけれども、それ

が材料のヒステリシスによる振動減衰性に寄与しないようなものであれば、かえって好ましくない場合も考えられる。

(3) 鉄筋コンクリート スラブには横方向の主鉄筋のほかに、吊橋としての変形に対処するために橋軸方向にも配筋する。また変形状態から考えて上下二層の配筋が必要である。さらにスラブ コンクリートの打設順序としては兩岸より対称に打つことが望ましく、またスラブが厚いので施工目地の配置および施工には特に注意を要する。

(4) 経済上の理由などで死荷重によつて十分なタワミおよびねじり剛性が与えられない場合には、storm-cable および tower-stay などを考慮しなければならない。また一般の吊橋を含めて Center Diagonal Stay は是非設けたいもので、その際 Stay には若干のゆりをもたせたり緩衝装置を設けておくことが望ましい。さもないればこの Stay には過大な応力が常に加わり損傷を早めることになる。しかしいづれにせよ Center Diagonal Stay は消耗品と考えねばならない場合が多い。

(5) タワミはスパンの 1/300 を超えないことが望ましい。そのほか普通の吊橋におけると同様に支承はねじり変形をも考慮して負の反力をとりうるような構造にすると共に、ケーブルの伸びにはことに万全の考慮を払いたいものである。

#### 4. 重橋床式無補剛吊橋の二つの実測例

この型式の吊橋としては現在も計画中のものが二、三あるが、すでに二橋がいずれも東北地方に建設されており筆者等はその応力並びにタワミの測定に関与したので、ここにその結果の概要を検討してみたい。

##### (1) 矢橋橋 (写真-1)

宮城県鳴子ダムの上流に架設されたスパン 90 m, 有効幅員 3.5 m の単径間道路橋吊橋で二等橋として設計されている。本橋は次の諸点で従来の吊橋と非常に異なる構造となつている。

(a) 補剛けたは全く存在せず、厚さ 20 cm の鉄筋コンクリート床版の自重のみによつて吊橋としての剛性が与えられている純粹の重橋床式無補剛吊橋である。

(b) 床版は各吊材の箇所ではヒンジによつて結合されており、各パネルの周辺にはけた高の低い鋼けたが配されてはいるが、補剛けたとしての作用をしない構造である。

(c) 床組の両側橋軸方向にそつて 100 t の張力を加えたケーブルを張つてアンカー ブロックに定着し、吊橋としての鉛直および横方向のタワミ剛性並びにねじり剛性に寄与させている。

(d) 床版の裏側には鋼索を縦に張りわたし、上記の側ケーブルとの共同作用により横方向の剛性を増している。また Center Diagonal Stay を緊張した状態で設置してある。

写真-1 に見られるように重量 9.5 t のダンプトラックを載荷走行させて応力およびタワミの測定を行つたが取付け道路の未整備のためその走行速度はわずか 5 km/h に制限され衝撃率などに関する測定資料は得られなかつた。まず静的タワミの値については表-1 に示されるような結果となつた。最大タワミはスパンの 1/700 以下にすぎない。

写真-1 矢橋橋載荷試験

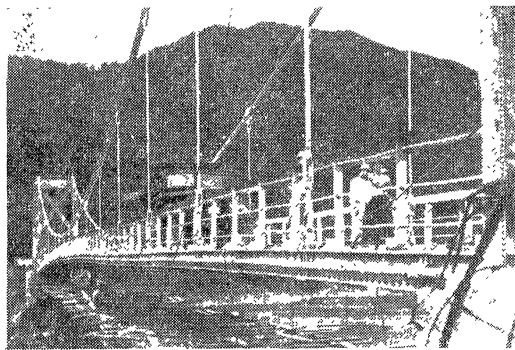


表-1 静的タワミの値 (矢橋橋, 単位 cm)

測定点	0.25 l		0.50 l	
	実測値	計算値	実測値	計算値
0.25 l	+12.0	+15.3	-2.4	-1.8
0.50 l	-1.9	+1.0	+11.7	+12.5
0.75 l	-5.1	-4.1	-2.8	-1.8

(註 荷重 9.5 t, タワミは下方を正とする)

計算値は式 (7) より求めたもので、この際側ケーブルの効果を考慮に入れてあるのはもちろんである。しかし側ケーブルの働きには疑問があり、また中古品ケーブルを用いたことによるケーブル剛性の値の誤差およびダンプトラックを集中荷重とみなしたことによる誤差も上の計算値に影響してきていると考えられる。

次に応力測定結果のいくつかを図-8, 9, 10 に示す。縦けたとは床スラブの両側通常の吊橋では補剛けたに相当する位置に配された鋼けたで鉄筋コンクリートスラブと一体の構造になつている。応力値に山が二つ見られるのは荷重車の前後輪の通過によるものであつて、各図において載荷点とは後輪中心の位置を指すものである。

縦けたにおける応力測定結果に見られるようにこれは全く補剛けたとしての作用をせず、単にパネルの縁けたとしてのみ働いていることは当然である。

吊材(図-9)はその両側のパネルに荷重があるときのみ作用し、その他の点に載荷された場合にはほとんど働かない。これは通常の吊橋と異なる所で、本橋のごとく各床版パネルがヒンジで結合されているような構造では予期されることである。なお床版の他の点における測定結果からもこのヒンジ結合による各床版パネルの相互の共同作用については明確な資料を得ることはできなかつた。

次に Center Diagonal Stay の測定応力度は 図-10 の結果となつたが、荷重がスパン中央部にあるときの Stay の応力状態は本橋においては一般の吊橋とその性質を異にしている。すなわち荷重がスパン中央の二パネル上に来た場合、床スラブは各吊材のところでヒンジになっているため荷重は Diagonal Stay、スパン中央の吊材および床スラブによつて構成されるトラスによつて受けもたれることになるので、Stay には図にみられるようなかなり大きな圧縮応力を生ずるわけである。しかし補剛けたを有する吊橋においては、

式 (13), (14) からわかるようにスパン中央の単一集中荷重に対しては Stay に応力を生じない。さて本橋の Center Stay における測定応力は、荷重がスパン中央および四分の一点に来た場合いずれも理論計算値の約 65% になつている。これは Stay の遊びによるものと思われる。なぜならばごくわずかの Stay の遊びが少なからざる応力の軽減をもたらすからである。

最後に本橋の固有振動周期を前にのべた理論に従つて計算してみると

逆対称一次振動

Center Diagonal Stay がない場合.....2.70 sec

図-8 矢橋橋縦けた上部フランジ応力

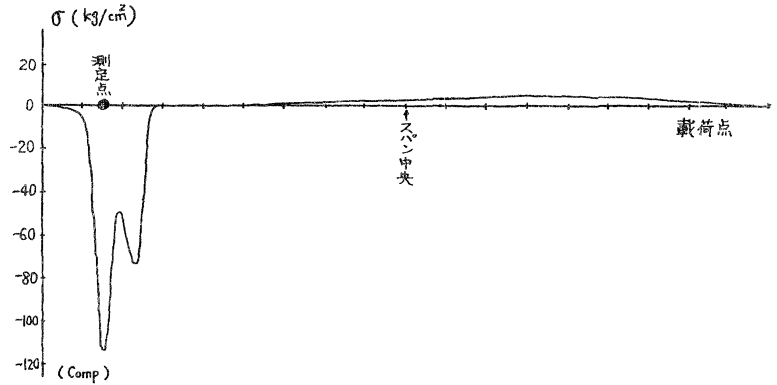


図-9 吊材(左岸より4本目)の応力(矢橋橋)

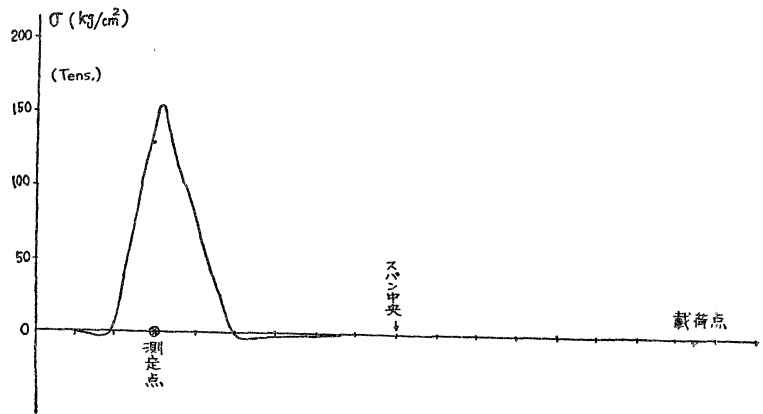
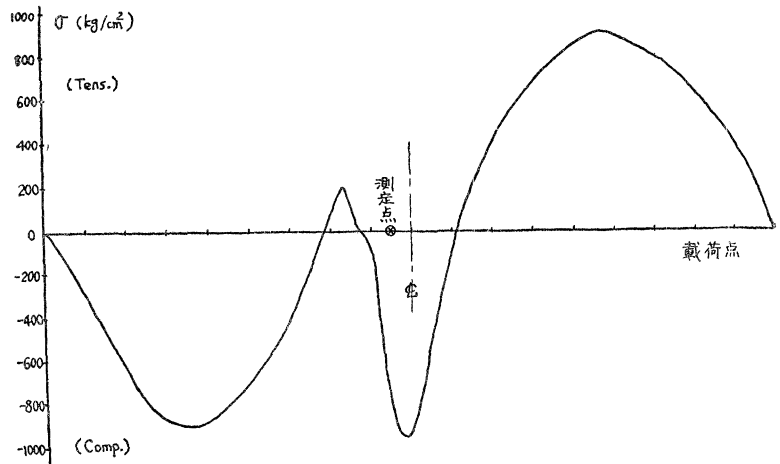


図-10 Center Diagonal Stay の応力(矢橋橋)



Center Diagonal Stay がある場合.....0.78 sec  
 対称一次振動.....1.95 〃  
 対称二次振動.....1.17 〃

となる。測定結果には走行荷重退出後の自由振動は認められず振動減衰性状も観察できなかつたが、荷重が橋に進入した直後に現われる振動の周期は大体 0.6~0.9 sec のものが支配的で、時に 1.0~1.15 sec のものが生じている。活荷重の影響は荷重位置からみてほとんど無視できると思われるが、これを上記の固有振動周期の計算値と比較してみるとやはり逆対称一次振動の mode が生じやすく、時に対称二次振動のものが観測されたと推定される。しかし実際にケーブルの全断面積が有効に働いているかどうかはこの場合疑がわしい。

本橋は補剛けたの剛性の全くない純粋の重橋床式吊橋という点で貴重な例ではあり、またその効果も十分認められるけれども、床版をパネルごとに切つたことは必要のないことであり高欄を含む橋断面の流体力学的性質にも疑問がある。

(2) 白金橋 (写真-2 および 3)

すでに 図-7 にその橋床断面を示した本橋は岩手県田瀬ダムの上流に架せられたスパン 162.4 m、有効幅員 2.6 m の人道橋であるが、その応力およびタワミ測定結果の一部はすでに発表されているので<sup>7)</sup>、ここではその詳細にふれない。予算の関係で本橋のスラブの厚さは当初の計画よりも若干薄くなり、また耐風安定性を向上させるためにスラブにあげた孔も十分とはいえなかつたが重橋床式無補剛吊橋としては最初のものであり、その効果は十分評価さるべきものと考えられる。

写真-2 白金橋の橋床

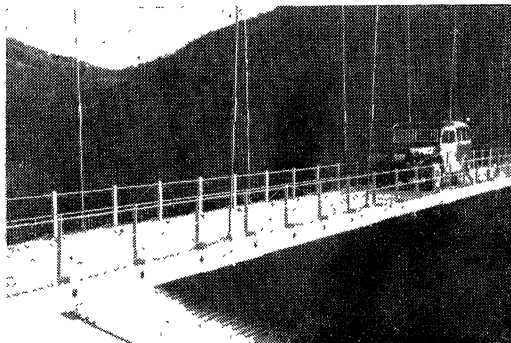


写真-3 白金橋全景

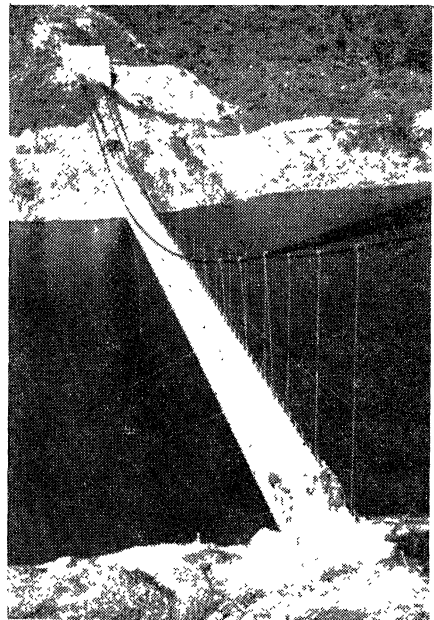


表-2 白金橋における応力およびタワミ (集中荷重: 3.6 t)

載荷点	上ブランチ応力 (kg/cm <sup>2</sup> )		タワミ (cm)			
	0.25 l	0.50 l	0.25 l		0.50 l	
測定点	実測	実測	実測	式(9)	実測	式(9)
0.25 l	-130	20	6.5	7.7	0.1	0.5
0.50 l	10	-120	0.5	0.6	6.3	7.1
0.75 l	10	20	-1.6	-2.3	0.1	0.5

Stiffness-factor の値は矢橋では完全に 0 であるが、本橋では約 1/53 となつてゐる。しかし塔がなく斜め吊材を併設しているなど特殊な構造であるので、先に導びかれた理論式をそのまま適用することはできないが、一応式(9)から計算されたタワミの値を参考までにあげて実測値をまとめれば表-2 のようになる。

測定時にみられた本橋の振動性状はかなり複雑で、局部的なものと思われるかなり細かい振動が観察された。また走行荷重は時速 30 km までの速度をだしたが特に速度の増加によるタワミおよび応力のいちじるしい増大はみられなかつたようである。

5. 結 言

かなりスパンの長い吊橋に対して、必要以上に厚い鉄筋コンクリート スラブを用いるなどの手段により死荷重を故意に増加させることが吊橋としての剛性を高めるに役立つことはすでに実例をもつて確かめられている。この形式の吊橋の特色としては、補剛トラスを設けないので構造が単純となり保守も容易であること、および状況に応じて他の型式のものより経済的にもなり得ることなどがあげられ、中程度のスパンの簡易吊橋として適当であると思われる。



本文に引用した二つの例は重橋床式無補剛吊橋として満足なものではないが、将来さらにこれが改善されて行くことを望むものであり、その際 3. にのべた構造あるいは設計、施工上の諸事項を検討して頂きたい。また一般の吊橋でもこれが長大径間にあると Stiffness-factor の値がきわめて小さくなり無補剛吊橋の性質に似かよってくるので、2. に導かれた諸式がその設計試算の役に立つものと思われる。

終りに白金橋および矢楯橋の測定に御協力を載いた建設省東北地方建設局の方々に厚く御礼を申し上げる次第である。

#### 参 考 文 献 お よ び 註

- 1) A. Hirai: Aerodynamic Stability of Suspension Bridges under Wind Action, Prel. Publications for 5 th ICBSE at Lisbon in 1956 など
- 2) 平井 敦:「鋼橋Ⅲ」, 第 13 章
- 3) D.J. Peery: An Influence Line Analysis for Suspension Bridge, Proc. ASCE, Dec. 1954
- 4) Center Diagonal Stay に関する研究は筆者達と中央大学助教授 竹間 弘氏とで共同して行われたものである
- 5) Fr. Bleich et al: "The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges", published by Dept. of Commerce, Bureau of Public Roads, U.S.A., 1950
- 6) 平井 敦:「鋼橋Ⅲ」第 14 章
- 7) 同 上, p.477 および平井 敦, 三浦文次郎: 補剛トラスのない吊橋の一例, 「道路」昭和 30 年 12 月号

(昭.33.11.30)