

吊橋の横方向耐震性について

東京大学工学部

平井 敦

同

○ 伊藤 学

同

成田 信之

吊橋のタワミ振動についてはすでに色々な観点から研究が行われている。しかし吊橋のような長径向の橋梁においては横方向の剛性に不足を来し勝ちであり、特にその耐風安定性と耐震性については十分な検討を必要とする。吊橋の橋軸方向（すなわち縦方向）の耐震性についてはすでに岡本教授、久保助教等の研究においてその性質が論じられている。われわれは従来吊橋の耐風安定性に関して研究を進めてきているが、吊橋の横方向耐震性もこれに関連して検討されるべきと考え、実験と併行して理論的考察を進めている。

元来吊橋は他の構造物に比較して剛性が割合に低いうで従来採用されてきた震度法と耐震設計に適用するのは適当でなく、共振状態を対象とした動力学的な検討が必要であると考えられている。しかしながら卓越周期が明白に存在するような地盤（特に硬い地盤）では、長径向吊橋における固有振動周期は卓越周期に比して一般にはるかに長いので、震度法に類似した考え方をを用いることが或る場合には必要ではないかと考えられる。このとき当然橋桁重さによる吊橋におけると同じく、破壊は一般に補剛ケタの捻れ挫屈現象によるものと予想され、われわれの実験でもこの事実が認められた。

[I] 動力学的考察において必要を計画地震の想定については前記の岡本教授等の考え方を準用することにす。すなわち実際の地震動は非常に複雑であるので、これを種々の資料に基づいて一定の時間継続する正弦振動であると仮定する。明白な卓越周期が存在しないような地盤では最も条件の悪い共振時を対象とし、吊橋の各振動形の固有周期とって水平地震動の加速度を決定する。もちろん確率的な卓越周期が存在する場合にはこれと類似振動周期と考へねばならぬであろう。

この場合、吊橋の横振動の固有振動周期を計算することは必要である。その基本微分方程式は

$$\left. \begin{aligned} \frac{w_g}{g} \ddot{v} + EI_v v'''' + \frac{w_g}{R(x)} (v-u) &= P_g(x,t) \\ \frac{w_c}{g} \ddot{u} - H_w u'' - \frac{w_g}{R(x)} (v-u) &= P_c(x,t) \end{aligned} \right\} \dots\dots (1)$$

こゝに

- v, u : 補剛ケタ、ケーブルの横方向変位
- w_g, w_c : 補剛ケタ、ケーブルの単位長さ当り重量
- EI_v : 補剛ケタの横曲げ剛性、 H_w : 死荷重によるケーブル水平張力
- $R(x)$: 吊材の長さ、 g : 重力加速度
- $P_g(x,t), P_c(x,t)$: 補剛ケタ、ケーブルに対する横方向外力

式(1)はケーブルと補剛ケタについての連成振動の方程式であるから、固有振動数を求めるに当っては $P_g(x,t) = P_c(x,t) = 0$ とおき、

$$\left. \begin{aligned} v(x, t) &= \bar{v}(x) \cdot e^{i\omega t} \\ u(x, t) &= \bar{u}(x) \cdot e^{i\omega t} \end{aligned} \right\} \dots\dots (2)$$

且び振動形として

$$\left. \begin{aligned} \bar{v}(x) &= a_n \sin n\pi x/l \\ \bar{u}(x) &= b_n \sin n\pi x/l \end{aligned} \right\} \dots\dots (3)$$

と仮定すれば、撓曲線形ケーブルに対して次の振動数方程式が得られた。

$$0 = \left| \begin{array}{cc} EI_v \left(\frac{n\pi}{l}\right)^4 + \frac{w_2}{R_t - 2f\left(\frac{1}{3} + \frac{1}{n^2\pi^2}\right)} - \frac{w_2}{g} \omega_n^2 & - \frac{w_2}{R_t - 2f\left(\frac{1}{3} + \frac{1}{n^2\pi^2}\right)} \\ - \frac{w_2}{R_t - 2f\left(\frac{1}{3} + \frac{1}{n^2\pi^2}\right)} & H_u \left(\frac{n\pi}{l}\right)^2 + \frac{w_2}{R_t - 2f\left(\frac{1}{3} + \frac{1}{n^2\pi^2}\right)} - \frac{w_c}{g} \omega_n^2 \end{array} \right| \dots\dots (4)$$

ただし R_t はスパン中央におけるケーブルサグ f と昇降長 R_c の和である。これを解いて得られた二つの ω_n の正根のうち小さい方はケーブルと補剛ケタの変位が同位相のものに相当する。なお振動形としては式(3)のように仮定してもタワミ振動の場合と異なり正しいものと考えられる。

井振時については初期条件及び地震動による強制外力を予て式(1)で解けば、周本振動数の云われた成長率を予てられた計画地震に対して求めることができた。高次の固有振動に対しては減衰を考慮した場合その振中はきわめて小さいことが予測された。

[II] 静的に種方向分布荷重をうける吊橋が揺れ降圧によって崩壊に至ることは平井がその耐風卓越性に関する研究において注目してきた事案であり、平井、竹間の計算によればその限界荷重は次式で示された。

$$q_R (kg/m) = \frac{\alpha \sqrt{EJ \cdot GK}}{l^2} \dots\dots (5)$$

こゝに

	撓曲線形	α	EJ	GK
Center Stay ありき	対称撓曲形	62.68	$EI + (l^2/4\pi^2)H$	$GK + (\pi^2 l^2/12)EJ$
Center Stay ありき	対称撓曲形	100.40	$EI + (l^2/9\pi^2)H$	$GK + (9\pi^2 l^2/48)EJ$

地震の卓越周期が明白に存在し、かつそれが吊橋の固有振動周期よりはその短かいような場合、式(5)と吊橋の種方向耐震性の関連について検討した。また吊橋の種方向変位が大きいたる場合当然揺れ及びタワミとの連成も考慮すべきであると考へた。

[III] 理論的研究と併行して1958年4月より実験的研究に着手し、まず実験目的とする種方向振動台(振動数7~20 cps, 最大片振中12mm, 最大加速度2500 gal)を製作した。吊橋模型は最終回型式、スパン3mで補剛ケタは角断面及びH型断面の2種を用い、死荷重を変化させたCenter Diagonal Stayの影響をも検討した。H型断面のケタに対する実験から、予てられた加速度が小さいときはケタは純粋な種振動をすると思はれるが加速度による撓曲力が大きくなると揺れ及び撓みとの連成振動に至るとは立証が観測されたが、詳細はこゝでは省略する。なお本研究の一部は文部省試験研究費の補助を受けた。

- (参考) 1. 平井、伊藤、成田 “種方向振動台の特性及びその応用例” 学会年次講演会 (昭39.6)
 2. 平井、竹間弘 “水平種荷重をうける吊橋について” 同上 (昭33年及昭34年)
 3. 岡本、久保、伯野 “吊橋の耐震性についての検討” 地震工学研究発表会 (才2回)