

I-35 全径周吊橋模型による風洞実験 (第四報)

東京大学工学部 正員 平井 敦  
 中央大学理工学部 令 岡内 功  
 東京大学工学部 令 官田 利雄

才三報において、トラス型補剛桁をもつ吊橋の挙動、及び、変動風の影響について若干の報告をした。その後、変動風については、格子によって乱された風によるトラス型吊橋の応答、又、風圧に基づく横変位について実験を行なったのでこゝで報告する。更に、吊橋補剛桁に作用される非定常空気を直接測定したこの力の才二報で述べた自励振動への適用を簡単に述べてみる。

1) 変動風によるトラス型吊橋の応答

風洞の吹出口一杯に格子を設置し、こゝに風を吹送して乱れた風を発生させた。こゝによつて模型は、図1に一例を示すように曲げ振動が大きくなり、その振巾は風速と共に大きくなり、定常風を受けの場合に較べ、かなり大きいものとなる。この振動波形は、この実験においては、定常風、変動風の場合ともに対称一次、及び逆対称一次が観測されてゐる。振動記録が不規則なので、スペクトル解析を行なうと、ある着目点での変位のスペクトル密度は、風速変動成分のスペクトル密度を  $S_w(f)$  とすれば

$$S_y(x; f) = \frac{1}{4} V^2 b^2 a^2 S_w(f) X(x; f) \quad (1)$$

と表わされる。スパンの  $1/2$ ,  $1/4$  点について各風速に対して計算した結果が図2, 3に示してある。今図には記録された変位を直接、スペクトル解析した結果も合わせこのせとあつたが、理論的に計算した結果は小さ目になつてゐる。この不一致の大きな原因としては、変動流が作用する空気の、空気の動的減衰力について理論的には仮定が十分でない為と考へられる。

さて、変位のスペクトル密度と風平均の向には次の関係がある。

$$\sigma^2 = \overline{y^2} = \int_0^{\infty} S_y(f) \alpha f \quad (2)$$

図1 風速と振巾の関係 (トラス補剛桁)

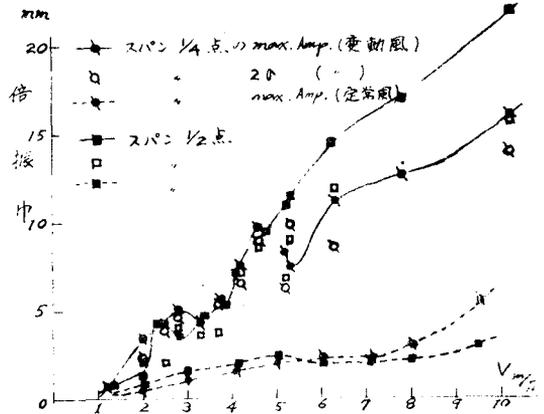


図2 スパン1/4点での変位のスペクトル値 ( $f = f_0 = 7.5 \text{ cps}$ )

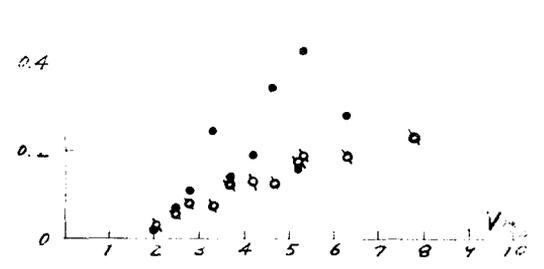
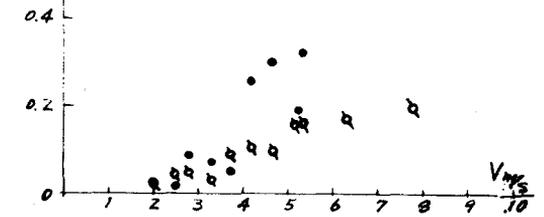
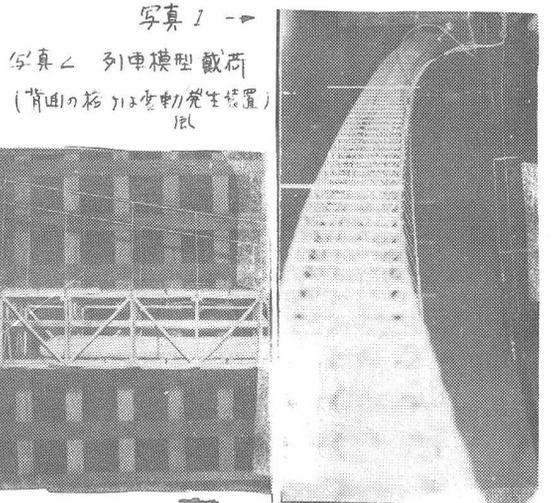
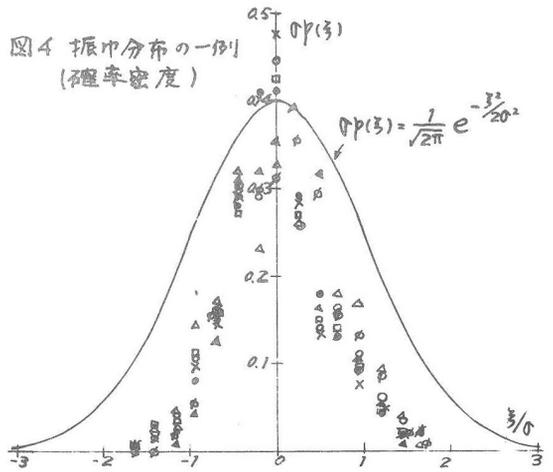


図3 スパン1/2点での変位のスペクトル値 ( $f = f_1 = 2.22 \text{ cps}$ )

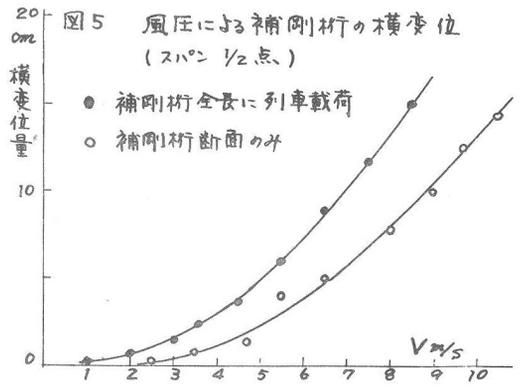


しかし、我々の実験では柔の減衰が小さいので、 $S_3(f)$ が  $f = f_n$  (1次の固有振動数) でピークをなすことから、 $\sigma^2 = \frac{1}{2} S_3(f_n) \Delta f$  とおくと出来る。 $S_3(f_n)$ について、直接記録された変位のスペクトル計算値を使うと、各風速について  $\sigma$  の値は図1に示されるように求まる。又、変位の振巾分布に着目すると、(確率密度函数として、データの総延長時間を  $T$ 、このうち、ある振巾範囲に入る時間  $t$  の総和  $\Sigma t$  の  $T$  に対する比を考へる。) 一例が図4のようになる。この分布がガウス分布とみなせる場合には、理論的には上記の式を使い、 $p(z) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2\sigma^2}}$  とおいて最大振巾の推定へと向うことが可能となる。変動風の影響については、現象が規則的であるから、統計的処理を施すのが有効と考へられる。然るに、風速変動のスペクトル密度に基いて計算された変位スペクトルの理論値が正しく得られるためには、風速変動と、これが補剛桁に及ぼす空気力の間の結びつき、更に、この空気力の補剛桁断面内での相関関係を考へた解析を行うべきであろう。



2) 横変位について

トラス型補剛桁の吊橋はH型に較び、その振動は穏やかであるが、横方向に大きな変形がみられる。この実験では橋軸方向全長にわたって風をあてているが、桁は写真1の如く、弓状に曲がり、変形は一例を図5に示すが風速の上昇と共に、ほぼ風速の二乗に比例して大きくなる。これは風圧による等分布荷重を受けたと考へてよいであろう。同じ模型の鉄道床桁に列車相当の断面をかけた場合(写真2)、当然ながら変形は2倍程大きくなる。曝露面積が約2倍になるので、作用する荷重強度もその分だけ大きくなるかと考へられる。



3) 自励振動と作用空気力

同知のとおり、F. Bleich 等は平板に作用する Theodorsen の空気力を使って、自励振動の限界風速を求めた。その振動方程式は、<sup>2)</sup>

$$\ddot{z}_1 + \omega_1^2 z_1 + \frac{sbV^2}{mb^2} \left[ f_1(z_2 D + \frac{b}{V} \dot{z}_1) + f_2 \frac{b}{2V} \dot{z}_2 D \right] = 0 \quad (3)$$

$$\ddot{z}_2 + \omega_2^2 z_2 - \frac{sbV^2}{2mb^2} \left[ f_1(z_2 + \frac{b}{V} \dot{z}_1) - f_2 \frac{b}{2V} \dot{z}_2 \right] = 0 \quad (4)$$

この式から、著者等が示すことに指摘しているように、この式による非共振連動は実験値がかなり大なりが認められる。<sup>3)</sup>よって、現象は非共振 flutter の一種であるとして、この場合に最も影響すると思われる変位を

$$z = \pi f b^2 V^2 (\alpha + i\beta) z \quad (5)$$

として実験的  $\alpha, \beta$  を求め、この式(3), (4)式を連立して運動方程式(1)を  $\lambda = i\alpha + \beta$  と仮定して解く。このとき  $\alpha, \beta$  は  $\alpha = \alpha_1 + i\alpha_2, \beta = \beta_1 + i\beta_2$  の形式をとる。このとき  $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2$  は  $\alpha, \beta$  の実数部と虚数部をあらわす。このとき  $\alpha, \beta$  の値を求め、実験値  $\alpha, \beta$  と比較して  $\alpha, \beta$  の値を求めた。

$$L_2 = \pi f b^2 \omega^2 (L_2 \alpha + L_2 \beta)$$

$$M = \pi f b^2 \omega^2 (M_1 \alpha + i M_2 \beta)$$

但し、 $L_2 = L_{2R} + i L_{2I}, L_0 = L_{0R} + i L_{0I}, M_1 = M_{1R} + i M_{1I}, M_2 = M_{2R} + i M_{2I}$  (左の)  $\alpha, \beta$  の振動方程式(1)を  $\lambda = i\alpha + \beta$  とする。

$$\ddot{z}_1 + \omega_1^2 z_1 - \frac{\pi f b^2 \omega^2}{M_1} [L_2 z_2 + L_0 \alpha z_1 + L_0 \beta z_1] \quad (3')$$

$$\ddot{z}_2 + \omega_2^2 z_2 - \frac{\pi f b^2 \omega^2}{I_2} [M_1 z_1 + M_2 \alpha z_2] \quad (4')$$

但し、 $D_j = \int_0^L E I_j \phi_j dx, M_j = \int_0^L m(x) E I_j^2 dx, I_j = \int_0^L I(x) E I_j dx, \alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2$  は  $\alpha, \beta$  の実部と虚部、 $\phi_j$  は  $j$  番目の固有振動モードの形状関数である。上記の式中の  $M_{1R}, M_{1I}$  については実験値の一測を示す図6, 7のとおりである。これらの値と使って、自励振動の限界流速  $V$  を計算するのである、この値については目下検討中である。終りに、実験については石川島播磨重工業技研に様々の便宜を蒙ったことと此処に記し、感謝の意を表す次第である。

- 1) 河川同橋梁構造工学研究発表会：変動風による吊橋の不規則振動に関する一実験 (1964, 11)
- 2) F. Bleich & others: The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Biri.
- 3) 東大橋梁、日本道路公団：若戸吊橋の耐風安全性に関する実験的研究 (1960. 1)

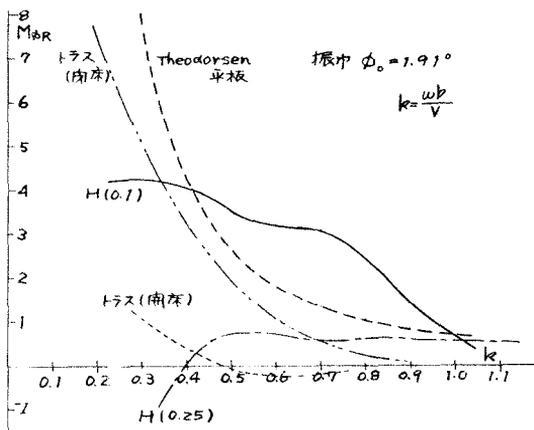


図6 補剛桁断面に作用する非定常空力(実部)

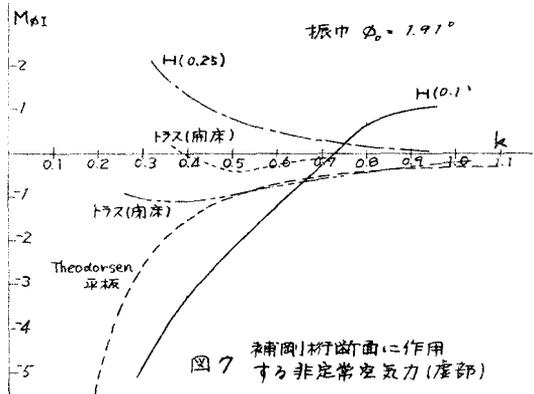


図7 補剛桁断面に作用する非定常空力(虚部)