I-204 吊橋タワー部の耐風性に関する実験的研究

京都大学工学部　正員　小西一郎
京都大学工学部　正員　白石成人
京都大学大学院　学生員　○大門孝一

1 概説

吊橋タワー部の耐風性を議論する場合、完成時よりもむしろ架設段階における耐風性の方が重要な問題であると思われる。しかしながら、タワーのような多くの角状部材よりなる構造物の耐風性に関する理論的な解析は極めて困難であり、現在のところ、風洞実験に頼らざるを得ないものと考えられる。以上のような理由により本州四国連絡橋（明石ルート）主塔部の耐風性について、風洞模型実験を行ない、その空気力学的特性を実験的に調べ、耐風性について若干の考察を加える。また、吊橋タワー部の応答推定に関する確率論的なアプローチの第1段階として、角状構造物の中で最も基本的と考えられる正方形断面を有する構造物の自然風中における応答推定の方法を示す。

2 吊橋タワー部の空気力学的特性に関する風洞実験

2-1 吊橋タワー部の静的空気力学特性

実験は、1/500スケールの剛体模型（図-1）を用いて、一様流中において風速および水平迎え角を変化させ、次式より各静的空気力係数を求めた。

$$F = \frac{1}{2}\rho U^2 C_F A \qquad (2\text{-}1)$$

ここでF；静的空気力，ρ；空気密度，U；風速，A；対象面積，C_F；静的空気力係数，である。

なお、水平迎え角および各空気力係数の方向は（図-2）に示すとおりである。また式（2-1）において対象面積として迎角$\alpha=0°$における主流と直角方向の断面の面積を用いて算出された空気力係数を示すものである。抗力係数は迎え角$\alpha=0°$においてC_{FD}、C_Dとも約1.4となり$\alpha=90°$においてもC_D^*は約1.4の値を示すことから、対象面積として、各迎え角に応じた投影面積を用いれば、抗力係数は常に約1.4を示すものと推定される。一方、揚力係数に関しては、（図-4）からわかるように、迎え角$\alpha=0°$付近においてC_{FL}は正勾配となるため、擬定常空気力理論により説明づけられるGalloping振動は発生しないものと考えられる。

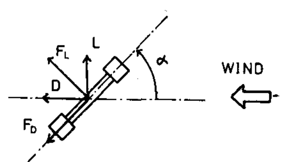
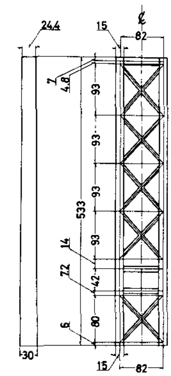


Fig. 2



FULL SCALE MODEL (1/500) (TOWER)
Fig. 1

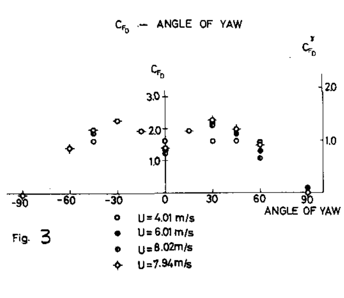


Fig. 3

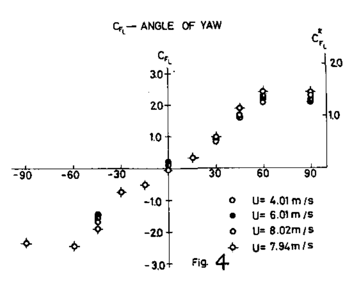


Fig. 4

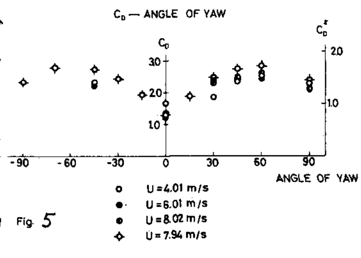


Fig. 5

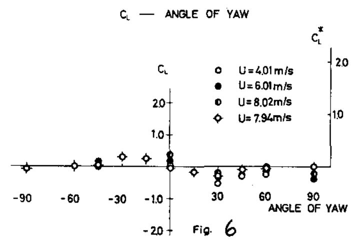


Fig. 6

2-2 吊橋タワー部の動的空気力学的特性

本研究においては橋軸に直角な方向の風に対する不安定振動に関する考察

振動系	流れ	実験番号	発生した振動	質量減衰パラメーター
θ-1自由度振動系（主流に直角方向の面内回転振動）	一様流	A-1	ある風速領域（$\bar{U}/b\omega \doteqdot 2.8$）においてのみ定常振動（塔頂倍振幅 3mm）が存在	49.0
		A-2	定常振動が存在せず	43.3
φ-1自由度振動系（ねじれ振動）	一様流	B-1	ある風速領域（$\bar{U}/b\omega \doteqdot 2.7$）においてのみ定常振動（先端倍振幅約0.5mm弱）が存在	158.2
η-1自由度振動系（主流に直角方向のたわみ振動）	一様流	C-1	定常振動は存在せず	448.5
	せん断流れ	C-2	定常振動は存在せず	410.8
θ-φ 2自由度振動系	一様流	A-3 B-2	連成振動は存在せず、各々の1自由度の不安定振動（θ; 塔頂倍振幅 10mm, φ; 先端倍振幅 0.5mm 強が存在）	18.9 130.2

を試みた。吊橋タワー部のような構造物について考えられる不安定振動としてはAeolian振動とGalloping振動の2つが挙げられる。これらの不安定振動に関して上表に示すような振動実験を行なった結果、2自由度の連成振動は発生せず、たわみ、ねじれの各1自由度振動系においてある特定の風速領域においてのみ不安定振動が存在することからこの振動はAeolian振動と考えられる。また吊橋タワー部の静的実験からも予測されたように、Galloping振動は発生しないことが振動実験からも確認された。なお各振動実験における振動系の支持概略図は、（図-7）に示すとおりである。応答振幅は上表からも分かるようにタワーの質量減衰パラメータ（$2m\delta/\rho D^2$）の影響を受け[1]、また（図-8）からも分かるように応答は、換算風速 2.6付近においてのみ大振幅を示しこの風速領域において模型は lock-in 状態にあるものと思われる。これより Strouhal数（$S = fD/\bar{U}$）を逆算すると約0.12となり、正方形断面のそれに近い値となる。ただしこの場合Dとしては主塔（頂部）の橋軸方向の長さを用いた。また、風速増加に伴なう応答のパワー・スペクトル密度の変化の一例を（図-9）に示す。

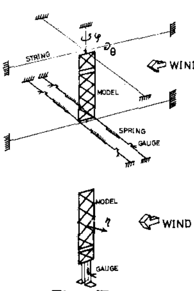


Fig. 7

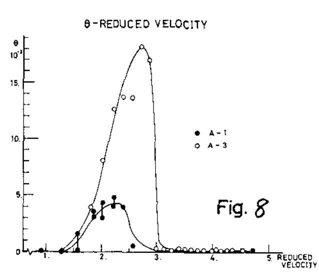


Fig. 8

3　自然風中における正方形断面弾性体構造物の応答推定

解析にあたっては次の仮定をもうけた。

(1)　自然風中の構造物の応答として平均流による応答と乱れによる応答の和として考える。

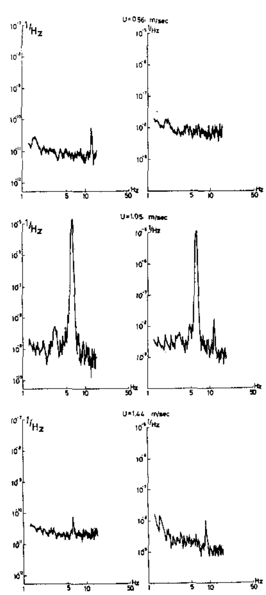
(2)　3次元流の影響は無視する。

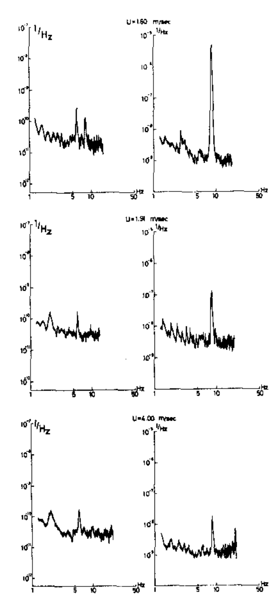
3-1　せん断流れにおけるカルマン渦に起因する交播揚力による応答

（図-10）に示すような下端固定、上端自由支持の正方形断面弾性体構造物に乱れを含まないせん断流れが作用する場合の構造物に作用するr次モードのカルマン渦に起因する交播揚力は、松本により次式で与えられている。[2]

$$L_r(z,t) = -\frac{2\pi\rho\beta \bar{U}^3(z)}{m_0}\left[\frac{f(\eta)}{\omega_k(z)} - \frac{g(\eta)}{\omega_r}\{1 - C(k)\}\right] \times e^{i\omega_k(z)t} \qquad (3\text{-}1)$$

ここで、m_0；単位長さあたりの質量，ρ；空気密度，


POWER SPECTRAL DENSITY FUNCTIONS OF RESPONSE(A-3, B-2)
Fig. 9－a


POWER SPECTRAL DENSITY FUNCTIONS OF RESPONSE (A-3, B-2)
Fig. 9－b

$f(\eta)$；静的渦列関数，$g(\eta)$；動的渦列関数，$C(k)$；Theodorsen関数，β；循環強さを表わすパラメータ，ω_k；カルマン渦の発生円振動数，ω_r；構造物のr次モードの円振動数，$\bar{U}(z)$；高さzにおける平均風速（$\bar{U}(z)=(z/z_0)^{\alpha}\bar{U}_0$）

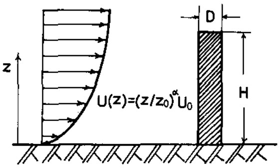


Fig. 10

次にr次モードの揚力を基準モード法を適用することにより次のように表わすことができる[3]。

$$L_r(t)=\int_0^H R_e[L_r(z,t)]\,\varphi_r(z)\,dz\Big/\int_0^H\{\varphi_r(z)\}^2dz \qquad (3\text{-}2)$$

ここで，$R_e[L_r(z,t)]$は式(3-1)における$L_r(z,t)$の実数部を表わす。一方、高さz、時刻tにおける応答$\eta(z,t)$、およびr次モードの振動方程式は次のように表わされる。

$$\eta(z,t)=\sum_r \eta_r(t)\,\varphi_r(z) \qquad (3\text{-}3)$$

$$\ddot{\eta}_r(t)+2\zeta_r\omega_r\dot{\eta}_r(t)+\omega_r^2\eta_r(t)=L_r(t)\Big/\int_0^H m\{\varphi_r(z)\}^2dz \qquad (3\text{-}4)$$

式(3-4)の振動方程式を解くことによりr次モードの応答振幅が算出され、さらに式(3-3)に代入することにより、高さz、時刻tにおける正方形断面弾性体構造物の応答振幅を求めることができる。

3-2　自然風中における風速の変動成分に起因する応答

本研究においてはAeolian振動、Galloping振動のような不安定振動は起こらないものと仮定して、風速の乱れの成分のみに起因する応答に関して考察を加えた。自然風のある高さzにおける主流に直角水平方向の変動成分のパワー・スペクトル密度は乱れの2次元等方性を仮定するとParnofsky, McCormik等により示されているように次式で表わすことができる[4]。

$$S_{vz}(f)=3\mu_r z\,\bar{U}^3(z)/(\bar{U}(z)+4fz)^2 \qquad (3\text{-}5)$$

ただし、μ_r；表面摩擦係数，$\bar{U}(z)$；高さzにおける平均風速

一方、風速の変動成分に起因する揚力のパワー・スペクトル密度は、擬定常空気力理論を用いて、次のように乱れの空間分布特性および空気力への換算関数の積として与えられる。

$$S_{Lz}(f)=\left[\frac{1}{2}\rho\bar{U}(z)\left\{\frac{dC_L}{d\alpha}+C_D\right\}_{\substack{\text{static}\\ \alpha=0}}\right]^2\{\xi(k)\}^2S_{vz}(f)\int_0^D\int_0^D R(x,x';f)\,dx\,dx' \qquad (3\text{-}6)$$

したがってr次モードの揚力のパワー・スペクトル密度は次のように表わされる。

$$S_{Lr}(f)=\int_0^H\int_0^H\sqrt{S_{Lz}(f)\,S_{Lz'}(f)}\,R(z,z';f)\,\varphi_r(z)\,\varphi_r(z')\,dz\,dz'\Big/\left[\int_0^H\{\varphi_r(z)\}^2dz\right] \qquad (3\text{-}7)$$

ここで、$R(z,z';f)$は高さ方向についての主流に直角水平方向の変動風速のコヒーレンスであるが、これは塩谷等により実験的に次のように求められている[5]。

$$R(z,z';f)=\exp(-k^*f|z-z'|/\bar{U}_{10}) \qquad k^*=k_0^*-0.4z \qquad (3\text{-}8)$$

また、応答振幅のパワー・スペクトル密度は式(3-3)，式(3-4)より分かるように揚力のパワー・スペクトル密度と周波数応答関数$|H_r(f)|^2$の積として次のように表わされる。

$$S_{\eta z}(f)=\sum_r S_{\eta r}(f)\{\varphi_r(z)\}^2 \qquad (3\text{-}9)$$

$$S_{\eta r}(f)=|H_r(f)|^2S_{Lr}(f)\Big/\left[\int_0^H m\{\varphi_r(z)\}^2dz\right]^2 \qquad (3\text{-}10)$$

この結果応答振幅の分散値は最終的に次式で示される。

$$V(z)=\int_0^{\infty}S_{\eta z}(f)\,df \qquad (3\text{-}11)$$

なお、上記の数値計算結果に関しては当日発表の予定である。最後に本研究の共同研究者は以下のようである。

京都大学工学部土木工学科　松本勝，北川貴一，竹居重男，小前繁

（参考文献）(1) Scruton, C., "On the Wind-Excited Oscillation of Stacks, Towers and Masts," June, 1963. (2) 松本勝 "箱型断面を有する土木構造物の耐風性に関する基礎的研究" 1972年10月 (3) Davenport, A.G., "A Statistical Approach to the Treatment of Wind Loading on Tall Masts and Suspension Bridges," March 1961. (4) 土木学会 "本州四国連絡橋技術調査委員会 本州四国連絡橋技術調査第1次報告書 付属資料 耐風設計指針および解説" 昭和40年5月. (5) M. Shiotani, Y. Iwatani "Correlations of Wind Velocities in Relation to the Gust Loading," Sept. 1971.