I-208　ガストを受ける撓性構造物の信頼性とガスト応答倍率について

広島工業大学工学部　正員　○　中山　隆弘
大阪大学工学部　正員　小松　定夫

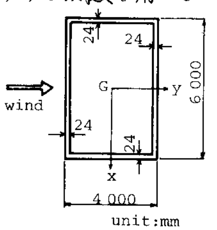
1. まえがき　本文は，外力の動的効果を無視できないような撓性構造物のガストに対する信頼性と，構造物の安全性レベルをより論理的に説明しうるガスト応答倍率[1]について論じたものである。構造物としては，応答解析が比較的簡単であり，それでいて本研究の主目的からは乖離しないとの理由から，吊橋主塔に代表される塔状構造物を選び，いわゆる初通過破壊確率[2]によって塔の信頼性を評価している。なお周波数領域におけるガスト応答解析は現時点で考えられる最適な方法[3),4),5)]に基づいている。ただし文献3)，4)では塔の1次の基準振動形として，直線が用いられているのに対して本研究ではスプライン関数による近似を試みたので，両方法による解析精度についても検討を加える。

2. 塔状構造物のガスト応答　モーダルアナリシスによれば，ガストによる塔の曲げモーメントのパワースペクトル密度関数は，高度を z，周波数を f として次式で与えられる。$S_{MM}(z,f)=4|X_D(f)|^2\sum_q\sum_r[EI(z)]^2 d^2\varphi_q(z)/dz^2\cdot d^2\varphi_r(z)/dz^2 H^*_{\alpha q}(f)H_{\alpha r}(f)\int_0^H\int_0^H\varphi_q(z_1)\varphi_r(z_2)\bar{P}(z_1)\bar{P}(z_2)R_v(z_1,z_2,f)\sqrt{S_{vv}(z_1,f)}\sqrt{S_{vv}(z_2,f)}/\bar{V}(z_1)\bar{V}(z_2)\cdot dz_1dz_2$ ……(1)
ここに，$EI(z)$：塔の曲げ剛性，$\varphi_q(z)$，$\varphi_r(z)$：それぞれ q 次および r 次の正規基準振動形，$H^*_{\alpha q}(f)$，$H_{\alpha r}(f)$：それぞれ q 次および r 次の振動形に対する周波数応答関数，$\bar{P}(z)$：塔単位長当りの平均風圧，$\bar{V}(z)$：平均風速，H：塔の高さである。本研究では空力アドミッタンス $|X_D(f)|^2$，風速の空間相関係数 $R_v(z_1,z_2,f)$，変動風速のパワースペクトル密度関数 $S_{vv}(z,f)$ および変動風速の分散については，それぞれVickeryの式[6]，指数関数表示式[7]，日野の式[8]およびDavenportの式[9]を用いている。高度 z における塔断面の引張縁および圧縮縁に対する断面係数を共に $W(z)$ とすれば，ガストによる縁応力 $S(z)$ およびその時間的導関数 $\dot{S}(z)$ の分散 $\sigma_s^2(z)$，$\sigma_{\dot{s}}^2(z)$ は，$\sigma_s^2(z)=\int_0^\infty S_{MM}(z,f)df/W^2(z)$ ……(2)　$\sigma_{\dot{s}}^2(z)=4\pi^2\int_0^\infty f^2S_{MM}(z,f)df/W^2(z)$ ……(3)　となる。
一方，平均応答による縁応力 $\bar{S}(z)$ については，q 次の固有振動数を f_q とすれば，

$$\bar{S}(z)=-EI(z)\sum_q d^2\varphi_q(z)/dz^2\int_0^\infty\bar{P}(z)\varphi_q(z)dz/4\pi^2f_q^2W(z)\quad\cdots\cdots(4)$$

3. 断面の破壊確率とガスト応答倍率　縁応力が降伏点に達するときを断面の破壊と定義すれば，ガストの作用をある限定時間 t_d にわたって受ける塔断面の初通過破壊確率は $P_f(t_d)=f(\bar{m},n,\delta_s,\sigma_{\dot{s}}(z)/\sigma_s(z),t_d)$ ……(5) で与えられる。[2]　ここに $\bar{m}$，n，δ_s はそれぞれ降伏点の平均値 $\bar{\sigma}_y$ と $\sigma_s(z)$ との比，$\bar{S}(z)$ と $\bar{\sigma}_y$ との比および降伏点の変動係数である。一方 $\bar{m}$ と n の定義より，　$1/\bar{m}n=\sigma_s(z)/\bar{S}(z)$ …(6)　が成立する。また風荷重に比べて死荷重の影響が無視できるような荷重状態を考えれば，文献1)で示したように，Davenportとは別の立場から　$G(z)=\phi k_s/\gamma_w n$ …(7)　とガスト応答倍率を定義できる。ここに ϕ，γ_w，k_s はそれぞれ強度低減係数，荷重係数および強度（ここでは降伏点）の公称値と平均値との比である。したがって ϕ，γ_w，k_s を決定する問題と，$G(z)$ を算定する問題を切離して考えることにすれば，式(5)の左辺をある許容破壊確率 $P_{f,a}$ とし，その上で式(6)，(7)との連立方程式を解くことによって，$P_{f,a}$ に対応する $G(z)$ を算定することができる。

4. 数値計算例　式(1)に含まれる1次の基準振動形の近似式として，直線[3),4)]やスプライン関数を用いるのが妥当であるかどうかを照査するために，あらかじめその厳密な表示式を求めうる，図－1に示すような横断面をもつ，高さ100mの鋼製薄肉等断面の塔を解析モデルとした。ただし補剛材の影響は，質量および曲げ剛性に対して，共に無視している。このとき塔の固有振動数は $f_1=0.488\,Hz$，$f_2=3.058\,Hz$，$f_3=8.561\,Hz$ である。1次のモードのみを考慮して求めた塔基部断面の縁応力の平均値 $\bar{S}(0)$ 等を表－1に示す。結果は高度10mにおける10分間平均風速 $\bar{V}_{10}$ を40m/s，抗力係数を2.2，風速の鉛直分布を与え



図－1 解析モデルの横断面

るべき指数を0.2，風速の空間相関を表す係数[7]を8，空気密度を0.00012 $t\cdot s^2/m^4$としたもので，表中のK_r，h_1はそれぞれ地表粗度に関する定数および1次の基準振動形に対する構造減衰定数である。また表の最右欄の$P_f(600)$は，風の評価時間を10分，降伏点の平均値を3678.3 kg/cm^2[10]，その分布形および変動係数をそれぞれ正規分布および0.1とし，応答過程による方法[2]によって求めた基部断面の破壊確率である。1次の振動形のみを考慮したのは，基準振動形を直線で近似する方法の精度を検討するためである。表より直線による近似法[注]は実際より大きい応答量を，スプライン関数による近似法は小さい応答量を与えることがわかる。ただし後者において，塔を8要素に等分割すれば，近似による誤差は約1％と非常に小さい。さらに表より，地表粗度の状態が断面の信頼度に大きく影響しているのに対し，構造減衰の影響はかなり小さいことが理解できる。[11] 2次以上のモードの信頼度に与える影響は，モード間の連成効果を無視して，基準振動形として厳密式を用いて得られた表－2より判断できる。今回の計算条件の下では，1次のモードのみを考慮した場合と，例えば2次までのモードを考えた場合の破壊確率の値に，ほぼ1桁程度の差が認められる。次に同様にK_rを0.003，h_1を0.004として，3. で述べた方法によって求めた塔基部断面の縁応力に対するガスト応答倍率を表－3(a),(b)に示す。表－3(a)は風の評価時間を10分，同(b)は60分とした場合の結果である。なお図－2(a),(b)はそれぞれt_dを10分，60分としたときの式(5)および式(6)の関係式を与えるもので，実線が式(5)を，破線が式(6)を表している。これらの図を用いて求められた表－3より，断面の許容破壊確率あるいは風の評価時間とガスト応答倍率との関係を理解することができる。

表－1　ガスト応答による塔基部の縁応力

h_1	K_r	基準振動形	$\bar{s}(0)$	$\sigma_s(0)$	$P_f(600)$
0.004	0.003	厳密式	1780.2	306.5	1.54×10^{-4}
		SP 4要素	1733.5	297.0	0.48×10^{-4}
		SP 8要素	1777.0	302.8	1.16×10^{-4}
		ST	1886.6	317.9	1.66×10^{-3}
	0.004	厳密式	1780.2	354.7	2.34×10^{-3}
	0.005	厳密式	1780.2	397.7	1.47×10^{-2}
0.006	0.003	厳密式	1780.2	303.5	1.24×10^{-4}
0.010	0.003	厳密式	1780.2	298.1	0.83×10^{-4}

SP：スプライン関数近似　　(unit:kg/cm²)
ST：直線近似

表－2　塔基部断面の破壊確率
(K_r=0.003，h_1=0.004，t_d=600 sec.)

考慮したモードの次数	$P_f(600)$
1 次のみ	1.54×10^{-4}
2 次まで	2.36×10^{-3}
3 次まで	3.81×10^{-3}

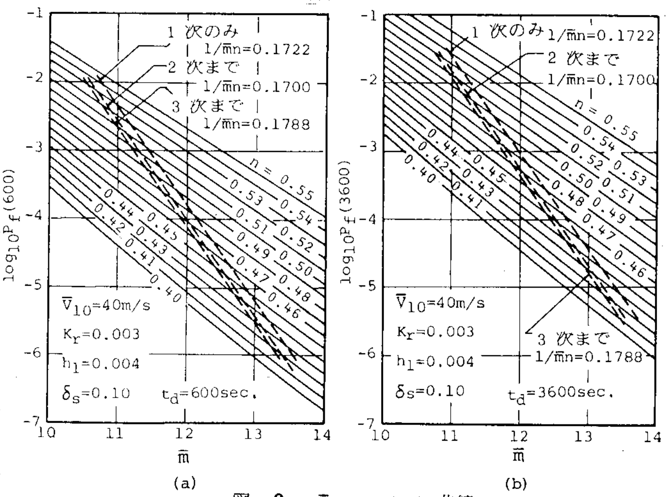
表－3　ガスト応答倍率
(ϕ=1.0，γ_w=1.0，k_s=0.865)

(a)　t_d = 600 sec.

$P_{f,a}$ ＼ モード次数	1 次のみ	2 次まで	3 次まで
10^{-3}	1.705	1.728	1.736
10^{-4}	1.810	1.835	1.845
10^{-5}	1.914	1.944	1.954
by Davenport	1.588	1.605	1.611

(b)　t_d = 3600 sec.

$P_{f,a}$ ＼ モード次数	1 次のみ	2 次まで	3 次まで
10^{-3}	1.784	1.810	1.819
10^{-4}	1.889	1.918	1.930
10^{-5}	1.996	2.026	2.038
by Davenport	1.672	1.692	1.698



図－2　$\bar{m}$~n~$P_f(t_d)$ 曲線

注) $d^2\varphi_1(z)/dz^2$の値については，厳密な基準振動形を表す関数を用いて算定した。

[参考文献]　1) 小松・中山：構造物の………，土木学会中・四支部年講概要集，1983，pp.20-21.　2) 小松・中山：材料強度の………，土木学会論文報告集，第250号，1976，pp.25-36.　3) Miyata:Calculation of ………，Ann.Report Eng.Res.Inst.，Fac.Eng.，Univ. of Tokyo，Vol.31，1972，pp.69-78.　4) Simiu and Scanlan:Wind Effects on Structures，Jhon Wiley & Sons，1978.　5) 本四技術調査委員会：本州四国連絡橋耐風設計指針(1976)同解説，土木学会　6) Vickery:Load Fluctuations ………，Proc.ASCE，EM1，1968，pp.31-46.　7) 岡内・伊藤・宮田：耐風構造，丸善，1977.　8) 日野：瞬間最大値と …………，土木学会論文集，第117号，1965，pp.23-33.　9) Davenport:The Spectrum ………，Q.J.Roy.Met.Soc.，Vol.87，1961，pp.194-211.　10) 西村：鋼材の………，JSSC，Vol.5，No.48，1969，pp.68-74.　11) 小松：長大吊橋の ………，土木学会論文集，第142号，1967，pp.10-19.