

京都大学工学部 正員 松本 勝

京都大学工学部 正員 白石 成 人

1. まえがき 長大橋梁の耐風性も検討する場合に、充腹桁・洞廊振や、風の乱れに起因する空力不規則振動のように、通常設計風速以下の風速域で発生や予想される空力限定振動の取り扱いが注目されている。これらの空力振動はできるだけ抑制されることを望みしめ、現実問題としては非常に難しい。そのため構造物の強度や使用性と共に、許容し得る振幅（許容振幅）の設定の必要性や耐風設計の面より指摘されている。ここでは空力限定振動の許容振幅について基礎的考察を加えるものである。

2. 累積疲労度 構造形式、使用鋼材等も考慮することにより、構造物の空力振動振幅 a_i に対する累積疲労度¹⁾は次式により検討できる。（図1参照）

$$1 \geq \sum_i \frac{n_i}{N_i} \quad (1), \quad \frac{a_i}{a_0} = \left(\frac{\bar{N}}{N_i} \right)^\alpha \quad (2)$$

但し、 n_i : 振動振幅 a_i の生起回数、 N_i : 振動振幅 a_i の疲労限界回数、 a_i : 振動振幅、 a_0 : 200万回くり返し回数における疲労限界振幅、 $\bar{N}$: 200万回、 α : S-N線勾配（調質高張力鋼 = 1/3, 非調質鋼 = 1/4）

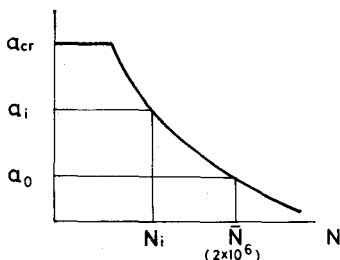


図1. A-N曲線

3. 洞廊振に対する許容振幅 洞廊振 V-A図を図2のように矩形 (case 1)、三角形 (case 2) に単純化し、また、風の特性（平均風速、傾斜角、風向）やそのおの生起確率を積として、ある風の状態で生起確率を表現できるものとすれば、case 1, case 2 に対して洞廊振許容振幅は次式で表わすことができる。

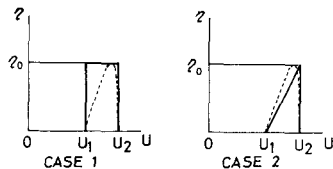


図2. 洞廊振 V-A 図のモデル化

case 1 (矩形 V-A)

$$a_{a1} = a_0 \left(\frac{2 \times 10^6}{T_0 \cdot f_0 \cdot p_1 \cdot p_2 \cdot p_3 (U_1, U_2)} \right)^\alpha \quad \text{for } a_{a1} \leq a_{cr} \quad (3)$$

$$a_{a2} = a_{cr} \quad \text{for } a_{a1} > a_{cr} \quad (4)$$

case 2 (三角形 V-A)

$$f_0 = \sum_i \frac{f_0 \cdot T_0 \cdot p_1 \cdot p_2 - f(U_i) \Delta U_i \left\{ \frac{a_{a2}(U_i - U)}{a_0(U_2 - U_1)} \right\}^{1/\alpha}}{2 \times 10^6} \quad \text{for } a_{a3} \leq a_{cr} \quad (5)$$

$$a_{a4} = a_{cr} \quad \text{for } a_{a3} > a_{cr} \quad (6)$$

但し、 $p(U_1, U_2)$: 風速 $U_1 \sim U_2$ 間。生起確率、 $f(U_i)$: 風速 U_i 破率密度関数、 T_0 : 構造物の耐用年数、 f_0 : 構造物の対象振動モード固有振動数、 ΔU : $U_1 \sim U_2$ 間の m 等分ベツテ、 p_1 : 洞廊振の発生する橋軸垂直方向付近の風向生起確率、 p_2 : 洞廊振の発生する風の傾斜角 α の生起確率、 U_1, U_2 : 洞廊振開始、終止風速

なお、 $p_3(U_1, U_2)$ 、 $f(U_i)$ を Weibull 分布で表わせば次のようになる。

$$p_3(U_1, U_2) = \exp\left\{-\left(\frac{U_1}{C}\right)^k\right\} - \exp\left\{-\left(\frac{U_2}{C}\right)^k\right\} \quad (7), \quad f(U_i) = \frac{k}{C} \left(\frac{U_i}{C}\right)^{k-1} \exp\left\{-\left(\frac{U_i}{C}\right)^k\right\} \quad (8)$$

但し、 k : 形状パラメータ、 C : 尺度パラメータ

4. バブエッティンク振動に対する許容振幅 鉛直方向の空力不規則振動の標準偏差 σ_z や、風速の自乗に比例するとし、また平均風速 U_0 で a 振動許容振幅・破率密度関数を Rayleigh 分布に送らうものとすれば、設計風速 U_0 以下の風速範囲で、振幅が $a_1 \sim a_1 + \Delta a$ の間に生起確率は次式で表わされる。（図3参照）

$$p(\eta_i) = \int_0^{U_D} p_i \left\{ \int_{\eta_i}^{\eta_i + \Delta\eta} g(\eta_i, U_j) d\eta \right\} f(U_j) dU_j \approx \int_0^{U_D} p_i \left\{ g(\eta_i, U_j) \Delta\eta \right\} f(U_j) dU_j \quad (9)$$

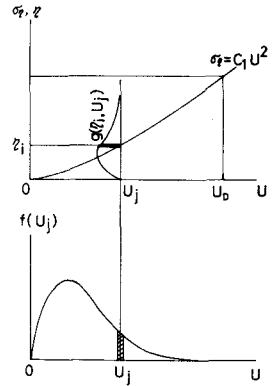
$$\text{但し } g(\eta_i, U_j) = \frac{\eta_i}{\sigma_\eta^2} \exp \left\{ - \left(\frac{\eta_i^2}{2\sigma_\eta^2} \right) \right\} = \frac{\eta_i}{(C_i U_j)^2} \exp \left\{ - \frac{\eta_i^2}{2C_i^2 U_j^2} \right\} \quad (10)$$

$f(U_j)$: 式(8), $\Delta\eta$: 初通過破壊振幅 α_{cr} の M 等分幅, U_D : 設計風速,
 C_i : σ_η の U_j に対する比例定数, σ_η : 鉛直方向の標準偏差

従って, 耐用年数 T_D 内で累積疲労の割合 λ の限界値を λ_c とし,

$$1.0 = \sum_i \frac{T_D \cdot f_i \cdot p(\eta_i)}{N_i} \quad (11) \quad \text{但し } N_i = N \cdot \left(\frac{\alpha_{cr}}{\eta_i} \right)^{1/\lambda} \quad (12)$$

を満足する C_i を決定する必要がある。なお, この C_i に対し, U_D 以下の風速域で, T_D 内において初通過破壊限界振幅 α_{cr} を生じ回数が 1 回を超えない場合には, 丁度 1 回となる C_i を替えてバフェッティングに対する許容疲労寿命 図 3 バフェッティング振幅 $\sigma_\eta - U$ 図, $f(U)$ 図



5. 使用性からの許容振幅

本四架橋では自動車および鉄道の振動に対する許容振動レベルとして, 鉛直方向の場合, 日本鉄道 $Mc Connell$ の知覚限界 $0.124g$, $Janeway$ の乗心地係数 1.0 として $0.2g$ ($1Hz$ 以下) を一つの目安としている。長周期 ($T_0 > 1sec$) 橋梁の振動に対する使用性についての報告はほとんど見られず, 長周期建築構造物についての結果²⁾を図 4 に示す。また $Long's Creek Br.$ の架設途中での空荷振動観測レベル ($8inches, 0.6cps$) およ

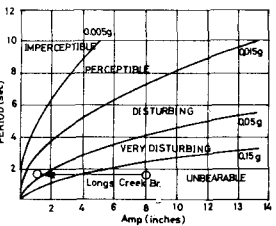


図 4 建築構造の許容振動レベル²⁾
 び当局により手直し目標とした振動レベル ($0.037g$) を併せて図 4 に示す。以上のことから, 一桁振動加速レベルを目安値として $0.15g$ として取り置く。

6. 数値計算例

以下にいくつかの数値計算例を示す。

橋梁 (連続箱桁形式) の条件として, 鉛直方向固有振動数 (f_0) $0.40Hz$, 床板幅員 (B) $18.25m$, 耐用年数 (T_D) 100 年又は 30 年, 設計風速 (U_D) $63m/sec$, 初通過破壊振幅 (α_{cr}) $0.646m$, 200 万回 疲労限界振幅 (α_0) $0.199m$ とし, 主風自然風の特性として, 風向生起確率 (p_i) 0.20 , 風向傾斜角確率 (p_a) 1.0 , 要素および断面風向 α のフイナル分布 ($C=8.54$, $k=1.78$), ($C=4.17$, $k=1.53$) を用い, 更に荷重振動は U_1 の $1.5U_1$ 間で生じるものと仮定。図 5 は許容振幅・荷重振動開始風速 U_1 についての結果を示す。また表 1 に,

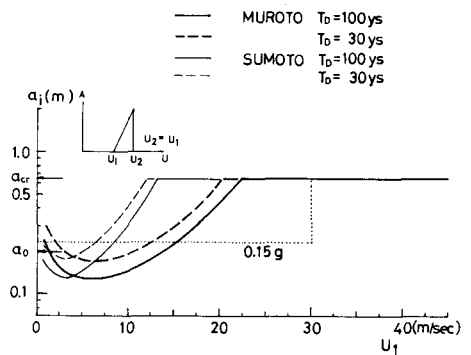


図 5 荷重振動開始風速 U_1 図

設計風速 U_D での鉛直方向標準偏差 σ_η を算定せしめると, 耐用年数 T_D 内における累積疲労率, および初通過破壊振幅 α_{cr} を超える回数も示す。結果は示さず, 以下に, 疲労に対する荷重振動許容振幅は, 設計風速 U_D の増加に伴って減少し, 極小値を示した後, U_1 と共に増大する傾向を示す。一桁バフェッティングについては, 累積疲労率が 1.0 以下であり, α_{cr} を超える回数も 1 以下となることから, 風速の分布, 振幅の分布によって疲労率よりむしろ初通過破壊レベルで検討しな

要素	要素幅員 B_0 (m)	耐用年数 T_D (年)	設計風速 U_D (m/s)	風向特性 V_{cr} の算定 係数 (フイナル 分布) C_1 (σ_η (m) ²)	要素疲労度 V_{cr} の算定 係数 (フイナル 分布) C_2 (σ_η (m) ²)	T_D 年での N_{cr} の生起回数 N_{cr} (回)	N_i (回)
0.25	0.199	100	63	0.0358	6.3132×10^{-1}	0.646	2.786×10^0
0.25	0.199	100	63	0.0358/3	7.8210×10^{-3}	0.646	2.870×10^{-2}
0.25	0.199	100	63	0.058	2.5651×10^0	0.646	6.548×10^{-1}
0.25	0.199	100	63	0.0358	7.0300×10^{-3}	0.646	1.914×10^{-5}
0.25	0.199	30	63	0.0358	1.8940×10^{-1}	0.646	8.357×10^{-1}

表 1. バフェッティングに対する許容振幅・検討

参考文献 1) 池, 竹中, 平野, 本四架橋, No18, 1981, 10
 2) Michele G. Malavagno, van Nostrand Reinhold Company, 1982,
 3) 栗田, 林, 日本気象学会機関誌, 天気, 726 巻, 10 号 (1979)