

長大橋耐風設計におけるフラッター・バフエティングに対する安全性

Reliability analysis on wind-resistant design for flutter and buffeting of long-span bridges

勝地 弘*, 宮田利雄**, 山田 均**

Hiroshi KATSUCHI*, Toshio MIYATA** and Hitoshi YAMADA**

*博(工), 横浜国立大学助手, 工学部建設学科(〒240-8501 横浜市保土ヶ谷区常盤台79-5)

**工博, 横浜国立大学教授, 工学部建設学科(〒240-8501 横浜市保土ヶ谷区常盤台79-5)

Many probabilistic parameters such as wind speed, turbulence intensity, spatial correlation, structural properties, etc. are involved in aeroelastic phenomena of long-span bridges. Since current Japanese wind-resistant-design codes deal with these parameters except wind speed deterministically, the real safety of a bridge designed cannot be estimated quantitatively. This cannot allow one to discuss the rationality of the design code and design procedure. In this paper, safety (probability of failure) for flutter and buffeting of long-span bridges was analyzed by reliability-analysis methods. Probabilities of failure at the order of 10^{-3} for the buffeting and slightly below 10^{-3} for flutter were obtained, which are much higher than that specified by some foreign countries. Executing parameter analyses of reliability, rationality of the wind-resistant-design codes in Japan and their perspective is also discussed.

Key Words: flutter, buffeting, probability of failure, reliability analysis

1. まえがき

現在, 長大橋の耐風設計手法は, 明石海峡大橋耐風設計要領¹⁾をはじめとする本州四国連絡橋の耐風設計基準類に代表される。その中で, 基本風速に150年再現期待値を用いることが規定されているが, 乱れ強さ, 迎角, 空間相関係数や減衰などの橋体の振動特性については, 統計処理から得られた数値を確定的に扱っており, 確率的な情報は含まれていない。例えば, 年最大風速が設計風速を超過する確率は, ある単一年では $1/150$ であるが, 橋の寿命を100年とすると, その間に少なくとも1回超過する確率は約 $1/2$ となり, 決して小さな値とは言えなくなる。一方, 橋体に自然風が入力してフラッター, バフエティングといった現象が出力する一振動システムから見た場合の安全性(ここでは, 年最大風速がフラッター照査風速を超過する確率, バフエティングによって部材が降伏する確率)は, 風速以外の自然風特性や橋体振動特性の変動, さらに安全率が介在するため, すぐには評価できない。

近年, これまでの風洞実験や自然風観測の積み重ね, さらに数値解析技術の発展をもとに, 耐風設計をより精緻にする研究がなされている。これらは, 例えば, 空力アドミタンスの測定, 変動風速の空間相関測定, 数値解析手法の精緻化, 高精度化などであるが, さらにこれらの精緻化を背景に安全率をも見直す考えもある。本来は, “精緻化=安全性の向上”となるべきであるが, 既に述べたように長大橋の耐風設計では風速以外の数値は確定量として扱われるため, システムとしての安全性の観点から耐風設計の

精緻化を議論することが難しい状況にある。

そこで, 本研究では, 明石海峡大橋および明石海峡大橋耐風設計要領を例に取り, 風速以外の変数も確率変数として扱い, フラッターとバフエティングを対象に, 現行の耐風設計手法に従った場合のシステムとしての安全性を信頼性理論によって検討し, 現行の設計手法における安全性について議論するとともに, さらに耐風設計の精緻化の動きとも関連させて議論する。

2. フラッター・バフエティングに対する設計基準

明石海峡大橋耐風設計要領では, フラッター, バフエティングに対して, 次のように設計及び照査の手順を定めている。

(1) フラッター

吊構造部に対して, 一様流中でのバネ支持実験によって, フラッター限界風速 U_F がフラッター照査風速(= 78 m/s)以上であることを確認する。

$$U_F \geq 1.2 \times \mu_F \times U_Z = 78 \text{ m/s} \quad (1)$$

ここで, μ_F (= 1.08)は風速変動に係る補正係数, U_Z は吊構造部の設計基準風速(= 60 m/s)である。

(2) バフエティング

明石海峡大橋の場合, 吊構造部, 主塔などの主構造部材断面が風荷重によって決まるため, 最終設計案に対して, 明石海峡大

橋耐風設計要領の付録に示される振動モード形を用いた振動数領域でのパフェティング解析を行い、設計基準風速時の断面力の最大期待値が許容応力度を5%以上超えないことを確認することになっている。ここで、断面力は、抗力、揚力及び空力モーメントそれぞれからの寄与分を算出し、それらを重ね合わせることであり、

振動数領域でのパフェティング解析手法の詳細は文献1)にゆずるが、一般的には次に示すようになる。

$$S_m(f) = \sum_{k=1}^{\text{mode}} \phi_{km}^2 \frac{|H_k(f)|^2}{M_k^2} \times \sum_{i=1}^{\text{node}} \sum_{j=1}^{\text{node}} \phi_{ki} \phi_{kj} \chi_i(f) \chi_j^*(f) R_{ij}(f) \sqrt{S_i(f) S_j(f)} \quad (2)$$

ここで、 $S_m(f)$ はある着目量の節点 m でのパワースペクトル密度、 ϕ_{k*} は k 次モードの節点 $*$ でのモード値、 $H_k(f)$ 、 M_k はそれぞれ k 次のメカニカルアドミタンス、一般化質量、 $\chi_i(f)$ は節点 i での空力アドミタンス、 $R_{ij}(f)$ は節点 ij 点間の空間相関関数、 $S_i(f)$ 、 $S_j(f)$ はそれぞれ i, j 点の変動風速のパワースペクトル密度(静的空気力係数の項を含む)を表す。また、 $*$ は複素共役を示す。

なお、ここで示した解析では、振動モード間の連成の影響は小さいとし、対角項のみを扱うこととしている。また、主な解析条件を示すと以下の通りである。

- 3分力係数：風洞実験による実測
- 変動風速パワースペクトル密度：日野式(主流成分)，Bush&Panofsky 式(鉛直成分)
- 乱れ強さ：10%(主流成分)，5%(鉛直成分)
- 構造減衰：対数減衰率でたわみ0.03，ねじれ0.02
- 自励空気力：準定常理論による鉛直，水平たわみに伴う空力減衰以外は無視
- 変動風速の空間相関係数：ディケイファクター8の指数関数
- 空力アドミタンス：Davenport(主流成分)，Sears(鉛直成分)

3. 安全性の評価手法

3.1 評価手法の概要

本研究では、信頼性理論に基づき、次の3通りの手法で安全性の評価を行う。

[1]2次モーメント法

[2]First-Order Second-Moment 法(Hasofer-Lind の手法)

[3]シミュレーション

信頼性解析においては、評価しようとする事象(確率変数 Z)に対して、その事象を表現し得る複数の確率変数 Z_i からなる性能関数 $g(Z)$ で表現し、性能関数の特性($g(Z) > 0$ あるいは ≤ 0)を解析することで事象の安全($g(Z) > 0$)、あるいは破壊($g(Z) \leq 0$)を評価する。一般に、性能関数は複数の確率変数が非線形に寄与するため、たとえ個々の確率変数の確率密度が既知であったとしても、性能関数の確率密度を厳密に求めることは不可能に近い。したがって、信頼性解析では上に示すような近似解法を用いることで事象の安全性を評価することとなる。

[1]の2次モーメント法^{2), 3)}では、性能関数をその平均値 μ_Z まわりにテーラー展開(線形近似)し、平均値点から破壊面($g(Z) = 0$)までの距離を $g(Z)$ の標準偏差 σ_Z で計測したものを安全性指標 β_{FO} とし、破壊確率 p_f を求めるものである。すなわち、

$$\beta_{FO} = \mu_Z / \sigma_Z \quad (3)$$

$$p_f \equiv \Phi(-\beta_{FO}) \quad (4)$$

ここで、 $\Phi(\cdot)$ は標準正規確率分布関数を表す。

この手法は、平均値と標準偏差のみがわかれば破壊確率が算定できる簡便な手法であるが、性能関数を破壊点ではなく平均値回りでテーラー展開するため、性能関数の形によって破壊確率が変化するという欠点を有する。次の[2]の手法によってこの欠点は解消されるが、本研究では手法の違いが p_f にどの程度影響を与えるかを調べる目的から、あえて[1]の手法でも解析を行った。

[2]のHasofer-Lind の手法^{2), 3)}では、 $g(Z)$ を線形近似する点では2次モーメント法と同様であるが、展開する点を平均値ではなく破壊点とすることで、求められる安全性指標が $g(Z)$ の形にとらわれない利点を有する。Hasofer-Lind の手法を適用するにあたっては、まず $g(Z)$ を構成する確率変数間に相関がある場合は各変数を独立化し、次に正規分布以外の変数に対しては破壊点での確率密度関数および確率分布関数の値が等しくなるような正規確率変数で近似を行い、最後に標準化を行う。これにより、破壊点まわりで展開された性能関数は、標準正規確率変数からなる線形1次式として近似されるため、2次モーメント法と同様に安全性指標 β_{HL} と破壊確率 p_f が求められる。この時、 $g(Z)$ を標準正規分布空間に変換しているため、 β_{HL} は破壊点から原点までの距離として与えられる。ただし、破壊点は未知のため計算された β_{HL} が収束するまで繰り返し計算を行う必要がある。一連の手続きを示すと以下のようになる。

まず、性能関数 $g(Z)$ の Z_i を標準正規分布変数 $X_i (\equiv N(0,1))$ に変換して、標準正規分布空間での性能関数 $g(X)$ を得る。

$$X_i = \frac{Z_i - \mu_{Z_i}}{\sigma_{Z_i}} \quad (5)$$

$$g(X); X = \{X_1, X_2, \dots, X_n\}^T \quad (6)$$

破壊点 X^* は、次のように繰り返し計算によって求められる。仮定した $X^{(i)}$ をもとに、

$$\alpha^{(i)} = \frac{-\nabla g(X^{(i)})}{|\nabla g(X^{(i)})|} \quad (7)$$

を算出し、それをもとに新しい $X^{(i+1)}$ が、

$$X^{(i+1)} = \left(X^{(i)T} \cdot \alpha^{(i)} \right) \cdot \alpha^{(i)} + \frac{g(X^{(i)})}{|\nabla g(X^{(i)})|} \alpha^{(i)} \quad (8)$$

によって算出される。

ここで、

$$\nabla g(X) = \left\{ \frac{\partial g(X)}{\partial X_1}, \frac{\partial g(X)}{\partial X_2}, \dots, \frac{\partial g(X)}{\partial X_n} \right\} \quad (9)$$

である。

表-1 自然風変動特性の調査結果

	乱れ強さ		乱れスケール		パワースペクトル密度		空間相関(コヒーレンス)	
	I_u	I_w	L_u^x	L_w^x	$fZ/U=0.05$ (1)	$fZ/U=0.2$ (2)	$fL/U=0.02$ (1)	$fL/U=0.1$ (2)
平均値: μ	7.99	3.84	157.4	33.54	0.1299	0.09283	0.7728	0.3859
標準偏差: σ	1.007	0.4385	57.29	9.716	0.01611	0.01971	0.1125	0.1801
変動係数: COV	0.1259	0.1141	0.3640	0.2897	0.1241	0.2124	0.1456	0.4667
データ数: n	79	79	148	148	55	55	26	26

(1), (2)はそれぞれ明石海峡大橋の設計基準風速時に水平対称1次振動, ねじれ対称1次振動に対応する。

この過程(i)を繰り返し、仮定した破壊点を収束させる($\mathbf{X}^{(i+1)} \equiv \mathbf{X}^{(i)}$)ことで、真の破壊点が得られることとなる。 $\mathbf{X}^*$ が定められれば、安全性指標 β_{HL} が原点までの距離として求められ、

$$\beta_{HL} = \sqrt{\mathbf{X}^{*T} \mathbf{X}^*} \quad (10)$$

最終的に破壊確率 P_f が求められる。

$$P_f = \Phi(-\beta_{HL}) \quad (11)$$

ここで、 $\alpha_i \left(= \frac{\partial \beta_{HL}}{\partial X_i} \right)$ は影響係数であり、 P_f に与える確率変数 X_i

の影響度を示すものである。

ところで、既に述べたようにHasofer-Lindの手法を用いる際には、正規分布以外の変数を次の関係式を用いて擬似的に正規分布:

$N(\mu'_{X_i}, \sigma'^2_{X_i})$ に変換する必要がある。

$$\mu'_{X_i} = Z_i^* - [\Phi^{-1}\{F_{Z_i}(Z_i^*)\}] \sigma'_{X_i} \quad (12)$$

$$\sigma'_{X_i} = \frac{\varphi[\Phi^{-1}\{F_{Z_i}(Z_i^*)\}]}{f_{Z_i}(Z_i^*)} \quad (13)$$

ここで、 $f_{Z_i}(Z_i)$ 、 $F_{Z_i}(Z_i)$ はそれぞれ Z_i (非正規分布)に関する確率密度、確率分布関数であり、 $\varphi(\cdot)$ 、 $\Phi(\cdot)$ はそれぞれ標準正規分布の確率密度、確率分布関数である。また、この手続きは破壊点 Z_i^* が未知のため、繰り返し計算の過程毎に行う必要がある。

次に、[3]のシミュレーションは、 $g(\mathbf{Z})$ を構成する確率変数 Z_i を乱数発生プログラムによってそれぞれ n 個発生させてやり、それをもとに $g(\mathbf{Z})$ を直接計算することで、破壊確率 p_f を求めるものである。いま、計算した n 個の $g(\mathbf{Z})$ のうち、 n_f 個だけ $g(\mathbf{Z}) \leq 0$ になったとすると、 p_f は

$$p_f = \frac{n_f}{n} \quad (14)$$

で与えられる。本研究では、 $n = 10^6$ とした。

3.2 フラッターに対する評価手法

2. (1)で述べたように明石海峡大橋のフラッターに対しては、設計段階で実現された限界風速 U_F が照査風速78m/s以上であることが要求される。本研究では、現行の設計体系における安全性を調べるのが目的であり、また78m/sよりもかなり大きな U_F を確保することは相当に困難であることから、ここではとりあえず限界風速

を照査風速で置き換え、 $U_F = 78$ m/sと仮定する。この時、フラッターに対する安全性の判定は、風速 U_Z に時間的・空間的な風速変動の効果を補正する係数 μ_F を乗じた値が U_F を超過するかないかでできることになる。

いま、 μ_F の効果を時間的なものと空間的なものとに分離し、それぞれ μ_F^T 、 μ_F^S とおくと、フラッターに対する安全性は次式を満足することが必要となる。

$$U_F \geq \mu_F^T \cdot \mu_F^S \cdot U_Z \quad (15)$$

次に、フラッターに対する性能関数 $g(\mathbf{Z})$ を式(15)をもとに次のように設定する。

$$g(\mathbf{Z}) = Z_0 - Z_1 \left(\frac{1 + 1.73Z_2}{1 + 0.36Z_2} \right) \frac{Z_3}{1.128} \quad (16)$$

ここで、 Z_0 はフラッター照査風速、 Z_1 は年最大風速、 Z_2 は乱れ強さ、 Z_3 は空間相関を表す確率変数である。

Z_0 については、設計基準で確保される安全性を議論する目的で $U_F = 78$ m/sと仮定したことから、確定的に扱い、 $Z_0 = 78$ の定数とした。

また、 Z_1 は式(15)の U_Z に対応する2重指数分布に従う確率変数であり、本研究では、明石海峡大橋耐風設計要領の基礎となった垂水観測塔での観測記録をもとに、次のように設定した⁴⁾。

$$f(Z_1) = 0.16916 \exp[A - \exp(A)] \quad (17)$$

$$F(Z_1) = \exp[-\exp(A)] \quad (18)$$

ここで、

$$A = -0.16916Z_1 + 5.09185 \quad (19)$$

であり、 $f(\cdot)$ 、 $F(\cdot)$ はそれぞれ風速 U 、すなわち Z_1 に関する確率密度及び確率分布関数である。この時、 Z_1 は $\mu_{Z_1} = 30.10$ 、 $\sigma_{Z_1} = 5.9115$ の2重指数分布を有する確率変数である。

Z_2 に関する項(式(16)の右辺第2項の()内)は、式(15)の μ_F^T に対応し、風速の時間変動とフラッターの発達に要する時間との関係で決まる平均風速 U_{mean} の補正係数である。ここで、 Z_2 は主流乱れ強さに相当する。文献5)によると、評価時間 t と瞬間最大風速 U_{max} との関係が、 $U_{max} = [1 + C(t)L_u]U_{mean}$ で与えられる。ここで、明石海峡大橋の場合は評価時間を30秒としているので、本研究でも t は30秒として固定する。この場合 $C(t=30 \text{ sec}) = 1.73$ である。また、 $C(t)$ は $t = 3600$ 秒を基準として決められているため、10分間平均

風速を用いる本研究では、 $C(t=600 \text{ 秒})=0.36$ で基準化する必要がある。 Z_2 (主流乱れ強さ)の確率分布に関しては、他の自然風特性に関する確率変数も含め、本州四国連絡橋での自然風特性の観測結果を統計解析し、得られた結果⁹⁾をもとに変動係数15%の正規分布 $N(0.1, 2.25 \times 10^{-4})$ とした(表-1参照)。これは、おもに大鳴門橋において1991～1996年の台風と季節風のデータから解析されたそれぞれの自然風特性をもとに、 $U > 25 \text{ m/s}$ のデータを統計処理したものである。なお、表-1に示す変数については、正規分布と対数正規分布の2つに適合させた結果、どちらに対しても有意な差はなかったことから、本研究では全ての自然風特性に関する変数に対して正規分布を用いることとした。

Z_3 に関する項は、式(15)の μ_F^S に対応し、風速の空間変動を補正するものである。明石海峡大橋耐風設計要領では、 $\mu_F (=1.0758)$ に風速の時間変動効果(μ_F^T)と一緒に織り込まれているが、本研究では解析を簡便にするために、 Z_2 とは別に扱うこととする。分母の1.128は、明石海峡大橋を対象とした μ_F の算出において、空間変動を無視して、時間変動のみを考慮すると、 $\mu_F = 1.128$ となることによる。そして、空間相関(ディケイファクター)と μ_F の関係から、ディケイファクターが変動した際(ここでは、ねじれ振動が対象となるため、表-1を参考に変動係数を45%とした)の μ_F の変動割合を求めることで、 Z_3 の変動係数(1%)とした。 Z_3 に関しても正規分布とし、確率分布を $N(1.0758, 1.1573 \times 10^{-4})$ とした。

表-2に本研究で用いたフラッターの安全性に関する確率変数特性を示す。

表-2 信頼性解析(フラッター)の確率変数特性

変 数 名	確率分布特性
Z_0 :フラッター照査風速	定数(=78.0)
Z_1 :年最大風速	2重指数分布 (平均30.10, 標準偏差5.9115)
Z_2 :乱れ強さ	$N(0.1, 2.25 \times 10^{-4})$
Z_3 :空間相関に係る補正係数	$N(1.0758, 1.1573 \times 10^{-4})$

3.3 バフェティングに対する評価手法

2. (2)で述べたように、現行の設計基準では長大橋のバフェティングに対する安全性は、解析された最大断面力 F_a が許容応力度 F_r 以下の時に確保されるが、本研究では降伏応力度 F_y を評価基準とした。すなわち、

$$F = F_y - F_a > 0 : \text{安全} \quad (20a)$$

$$\leq 0 : \text{破壊} \quad (20b)$$

なお、ここでの破壊とは、式が示すように断面力が部材の降伏応力度を超過することを意味する。

さらに、本研究では、バフェティング変位と断面力が線形の関係にあるとし、断面力での評価に代えて変位での評価を行うこととする。すなわち、次式に示すように解析された変位 D_a と許容変位 D_r との大小関係で安全性を評価する。

$$D = D_r - D_a > 0 : \text{安全} \quad (21a)$$

$$\leq 0 : \text{破壊} \quad (21b)$$

ここで、 D_a , D_r は本来、静的変位を含む最大変位となるべきであ

るが、本研究では動的変位のrms値で置き換える。明石海峡大橋では風荷重によって補剛桁断面が決まっており、設計断面力はバフェティング解析で得られた最大断面力を基本としている。したがって、 F_y および F_a 、すなわち D_r および D_a には同じ計算上の仮定が用いられていることから、本研究のように設計基準において確保される安全性を議論する場合には、rms値での比較で式(21)に示す安全性の議論が行えることになる。

いま、バフェティング応答を1自由度の調和振動と仮定すると、モード解析法では、次のように i 次モードのrms応答が近似的に求められる⁵⁾。すなわち、水平バフェティングに対しては、 D_a が次のように定義される。

$$D_a = \sigma_{p_i} \quad (22a)$$

$$\sigma_{p_i}^2 = \frac{\rho^2 B^2 l^2 U^2 C_D^2}{16\pi^4 f_{io}^4 I_i^2} R(c) \left[\frac{\pi f_{io} S_u(f_{io}) |\chi_D(f_{io})|^2}{4\gamma_i} + 6u_*^2 \right] \quad (22b)$$

ここで、 σ_{p_i} は i 次モードの水平rms応答、 ρ は空気密度、 B は桁幅、 l は橋長、 U は平均風速、 C_D は抗力係数、 f_{io} は i 次モードの自励空気力作用後の振動数、 I_i は i 次モードの一般化質量、 $S_u(f_{io})$ は f_{io} での主流変動風速 u のパワースペクトル密度、 $|\chi_D(f_{io})|$ は f_{io} での抗力に関する空力アドミタンス、 γ_i は i 次モードの構造減衰を含む空力減衰、 u_* は摩擦速度である。

バフェティング応答については、式(2)で示すように本来複数モードの応答が重なり合うが、最低次モードの応答が支配的であること、解析の簡便性を考慮して、本研究では式(22b)のように単一モード応答を評価することとした。

式(22b)の $R(c)$ は空間相関(ジョイントモードアクセプタンス)を表わし、変動風速の空間相関が指数関数で表わされるとすると、次のように求められる。

$$R(c) = \frac{1}{l^2} \int_0^l \int_0^l \phi(x_1) \phi(x_2) \exp \left(-c \frac{f_{io} |x_1 - x_2|}{U} \right) dx_1 dx_2 \quad (23)$$

ここで、 $\phi(\cdot)$ はモード関数を表し、 c はディケイファクターである。

同様に、ねじれバフェティングに対しても D_a を定義するとともに、 i 次モードのrms応答が次のように求められる⁵⁾。

$$D_a = \sigma_{\alpha_i} \quad (24a)$$

$$\sigma_{\alpha_i}^2 = \frac{\rho^2 l^2 U^2}{64\pi^4 f_{io}^4 I_i^2} R(c) \times \left\{ 4C_D^2 p_i^2 \left[\frac{\pi f_{io} S_u(f_{io}) |\chi_D(f_{io})|^2}{4\gamma_i} + 6u_*^2 \right] + C_M^2 \left[\frac{\pi f_{io} S_w(f_{io}) |\chi_M(f_{io})|^2}{4\gamma_i} + 1.7u_*^2 \right] \right\} \quad (24b)$$

ここで、 σ_{α_i} は i 次モードのねじれrms応答、 p_i はねじれ振動モードに含まれる水平成分の振動モード縦距、 C_M は空力モーメント係

数勾配, $S_w(f_{i0})$ は f_{i0} での鉛直風速変動 w のパワースペクトル密度である。

[バフエティング応答値の算出]

ここで、後の信頼性解析での許容値の算出根拠となる、式(22b), (24b)によるバフエティング応答値を算出する。まず、明石海峡大橋のモード積分値 G_{**} , 非定常空気力係数(P_1^* , A_2^* , A_3^*), および一般化質量 I_i , これらをもとに算出される自励空気力の影響を受けた振動数 f_{i0} および空力減衰 γ_i , 空間相関 $R(c)$, 変動風パワースペクトル密度(S_w , S_w), 空力アドミタンス $|X_D|$, $|X_M|$, 摩擦速度 u_* が表-3のように整理される⁶⁾。

表-3 バフエティング応答算出の基礎数値($U_D=60$ m/s)

	水平対称1次	ねじれ対称1次
$G_{h_i h_i}$	0	0
$G_{p_i p_i}$	2.772E-01	1.303E-02
$G_{\alpha_i \alpha_i}$	3.487E-05	2.384E-01
P_1^*	-5.325	-1.339
A_2^*	—	7.407E-03
A_3^*	—	0.7039
I_i (kg)	4.528E+06	1.038E+06
f_{i0} (Hz)	0.03881	0.1515
γ_i	0.05296	0.007727 (0.003259)
$R(c=8)$	0.0254	0.00619
$S_w(f_{i0})$ (m ² /sec) 日野スペクトル	243.7 ($\beta=0.023739$)	32.16 ($\beta=0.023739$)
$S_w(f_{i0})$ (m ² /sec) Bush&Panoofsky	—	14.23
$ X_D(f_{i0}) $ Davenport	0.9855	0.9459
$ X_M(f_{i0}) $ Sears	—	0.6424
u_*^2 (m ² /sec ²) ($U_u=0.1$)	6.0	6.0

* γ_i は構造対数減衰率として水平 0.03, ねじれ 0.02 を考慮¹⁾。
 * ねじれの γ_i の ()は、文献1)に規定するように空力減衰を無視した場合である。
 * $R(c)$ の算出は式(22)による。

表-3の数値をもとに式(22b), (24b)によってバフエティング応答値を算出すると、以下ようになる。

$$\sigma_p^2 = \frac{0.12^2 \times 35.5^2 \times 3910^2 \times 60^2 \times 0.386^2}{16\pi^4 \times 0.03881^4 \times (4.528 \times 10^6)^2} \times 0.0254$$

$$\times \left[\frac{\pi \times 0.03881 \times 243.7 \times 0.9855^2}{4 \times 0.05296} + 6 \times 6 \right]$$

$$= 8.980$$

$$\therefore \sigma_p = 3.0 \text{ m}$$

$$\sigma_\alpha^2 = \frac{0.12^2 \times 3910^2 \times 60^2}{64\pi^4 \times 0.1515^4 \times (1.038 \times 10^6)^2} \times 0.00619 \times$$

$$\left\{ 4 \times 0.386^2 \times 0.3023^2 \times \left[\frac{\pi \times 0.1515 \times 32.16 \times 0.9459^2}{4 \times 0.007727} + 6 \times 6 \right] \right.$$

$$\left. + 0.2717^2 \times \left[\frac{\pi \times 0.1515 \times 14.23 \times 0.6424^2}{4 \times 0.007727} + 1.7 \times 6 \right] \right\}$$

$$= 4.647 \times 10^{-5}$$

$$\therefore \sigma_\alpha = 6.817 \times 10^{-3} \text{ rad} (= 0.391 \text{ deg})$$

なお、空力減衰を無視した場合($\gamma_i = 0.003259$)には、 $\sigma_\alpha = 0.588$ degとなる。

文献1)に示されるガスト応答解析要領に従った解析では、水平及びねじれバフエティングの最大期待値がそれぞれ8.31m及び2.9degとなっている⁷⁾。これらを、明石海峡大橋全橋模型風洞実験でのピークファクター(最大期待値/rms)の実測値⁷⁾(水平: 2.86, ねじれ: 3.13)で除すると、rms応答がそれぞれ2.91m及び0.93degと算出される。ここに示した簡易解析(水平: 3.0m, ねじれ 0.588deg)と比較すると、水平では両者はほぼ等しく、ねじれでは簡易解析が約2/3となっている。ねじれの差は、他の高次モードの寄与が原因と考えられる。しかしながら、本研究では算出された応答値をもとに、基準の考えに従った安全率等を見込んだ許容値を設定して信頼性(基準における安全性)を検討することから、ここに示した簡易解析式を用いても問題はないと考えられる。

[性能関数の定義]

式(22b), (24b)をもとに、明石海峡大橋の水平及びねじれバフエティングに対する性能関数を次のように定義する。

●水平バフエティング

$$g(Z_p) = Z_4 - C_1 \frac{Z_7 Z_8^{1/2}}{Z_5^2 Z_6} \left[\frac{\pi Z_5 Z_{10} Z_{11}^2}{4 Z_9} + 6 Z_{12}^2 \right]^{1/2} Z_1 \quad (27)$$

●ねじれバフエティング

$$g(Z_\alpha) = Z_4 - C_2 \frac{Z_8^{1/2}}{Z_5^2 Z_6} \left[C_3 Z_7^2 \left(\frac{\pi Z_5 Z_{10} Z_{11}^2}{4 Z_9} + 6 Z_{12}^2 \right) \right.$$

$$\left. + Z_{13}^2 \left(\frac{\pi Z_5 Z_{14} Z_{15}^2}{4 Z_9} + 1.7 Z_{12}^2 \right) \right]^{1/2} Z_1 \quad (28)$$

ここで、

$$C_1 = \frac{\rho B l}{4\pi^2} = 4.2192 \times 10^2, \quad C_2 = \frac{180}{\pi} \frac{\rho l}{8\pi^2} = 3.4048 \times 10^2,$$

$$C_3 = 4 p_i^2 = 0.36554 \quad (29a), (29b), (29c)$$

また、 ρ , B , l , p_i は、他の変数に対して、変動が十分に小さいと考えられるため、ここでは定数として扱う。

式(27), (28)における変数 $Z_1, Z_4 \sim Z_{15}$ は、それぞれ表-4のように定義される。なお、 Z_1 (年最大風速 U)を除く他の変数は平均値 μ_z , 標準偏差 σ_z を持つ正規分布 $N(\mu_z, \sigma_z^2)$ と仮定し、変数相互間の

表-4 信頼性解析(パフエティング)の確率変数特性

	水平パフエティング [COV]	ねじれパフエティング [COV]
Z ₁ : 年最大風速 U	2重指数分布; 平均値 30.10, 標準偏差 5.9115	
Z ₄ : 許容(抵抗)振幅 σ_a	$N(3.570, 3.3149E-02)$ [5.1 %]	$N(0.4653, 5.6313E-04)$ [5.1 %]
Z ₅ : 振動数 f_0	$N(0.03881, 9.794E-07)$ [2.55 %]	$N(0.1515, 1.493E-05)$ [2.55 %]
Z ₆ : 一般化質量 I_f	$N(4.5279E+06, 5.3325E+10)$ [5.1 %]	$N(1.0376E+06, 2.8003E+09)$ [5.1 %]
Z ₇ : 抗力係数 C_D	$N(0.386, 9.689E-05)$ [2.55 %]	$N(0.386, 9.689E-05)$ [2.55 %]
Z ₈ : 空間相関 $R(c)$	$N(0.0254, 1.452E-05)$ [15 %]	$N(0.00619, 7.759E-06)$ [45 %]
Z ₉ : 空力減衰 γ	$N(0.05296, 6.311E-05)$ [15 %]	$N(0.007727, 3.732E-06)$ [25 %]
Z ₁₀ : u -PSD $S_u(f_0)$	$N(243.7, 1.336E+03)$ [15 %]	$N(32.156, 41.360)$ [20 %]
Z ₁₁ : 空力アドミタンス $ \chi_d $	$N(0.9855, 2.185E-02)$ [15 %]	$N(0.9459, 2.013E-02)$ [15 %]
Z ₁₂ : 摩擦速度 u_* (I_u あるいは I_w に対応)	$N(2.4495, 0.1350)$ [15 %]	$N(2.4495, 0.1350)$ [15 %]
Z ₁₃ : 空力モーメント勾配 C'_M	—	$N(0.2717, 4.800E-05)$ [2.55 %]
Z ₁₄ : w -PSD $S_w(f_0)$	—	$N(14.234, 8.1043)$ [20 %]
Z ₁₅ : 空力アドミタンス $ \chi_M $	—	$N(0.6424, 2.579E-02)$ [25 %]

注) 表中の $N(\mu, \sigma^2)$ は、平均値 μ , 標準偏差 σ を持つ正規分布を表す。

相関は無視し得るものとする。 μ_z は式(25), (26)でパフエティング応答の算出を行った際に用いた値。 σ_z は表-1に示す自然風特性の変動特性から得られた変動係数($COV = \sigma_z / \mu_z$)をもとに設定する。ただし、自然風特性以外の振動数等の変数の標準偏差は、値のばらつきが平均値に対しての95%信頼区間($\Phi^1 = 1.96$)に入る変動率(ΔZ)を考え、 $\sigma_z = \mu_z \times \Delta Z / 1.96$ と算出した。表中に、各変数の COV を示す。風速(Z_1)に関しては、2重指数分布に従う確率変数とし、フラッターの場合と同様に設定した。

許容振幅(Z_4)は、先に算出したパフエティング応答をもとに、降伏応力までの許容応力度の割り増し率1.5¹⁾を差し引いた余裕と実際の鋼材が公称値よりも5%高めに製作されていると仮定して設定する。すなわち、水平パフエティングを例に取ると、 $3.0 \times (1.7 / 1.5) \times 1.05 = 3.57$ となる。また、空力減衰(構造減衰を含む)(設計基準風速時)は、明石海峡大橋全橋模型風洞実験⁷⁾を参考に、水平振動に対しては対数減衰率 $\delta = 0.4 \pm 0.1$ 、ねじれ振動に対しては $\delta = 0.04 \pm 0.02$ がばらつきの範囲と仮定し、 COV を設定した。空力アドミタンスについては、95%信頼区間でのばらつきが、抗力アドミタンスに対して $\pm 30\%$ 、空力モーメントアドミタンスに対して $\pm 50\%$ と仮定し、それぞれ COV を設定した。

4. 安全性に関する解析結果と議論

4.1 パフエティングに対する解析結果

3種類の方法で解析を行ったパフエティングに対する安全性(破

壊確率)を表-5, 6に示す。本研究では、年最大風速 U の変動が破壊確率 p_f に与える影響度を調べる目的から、 U を定数($= 60.0$)としたケース($U = \text{const.}$)についても解析を行った。ここで、 $U = 60.0$ は150年再現期待値であることから、得られた p_f を $U > 60.0$ の条件付き確率として評価($p_f \times 1/150$)することで、 U を確率変数とした場合の p_f と便宜的に比較を試みた。また、明石海峡大橋の寿命を100年とすると、この寿命期間中での破壊確率 p_{f100} は次のように求められる。

$$p_{f100} = 1 - (1 - p_f)^{100} \quad (30)$$

U を確率変数として解析したケースと比較すると、 β_{HL} とシミュレーションの結果がほぼ同じとなっているが、 β_{FO} は他の2つよりも低い値となっている。既に述べたように、2次モーメント法では、平均値での破壊確率を算定することになるため、差が生じたものと考えられる。また、 U を確率変数とした場合としない場合との比較では、定数として扱った場合の破壊確率のほうが小さくなっている。これは、 U を確率変数としないことで、不確定要素が減少したことが原因と考えられる。

パフエティングに対する破壊確率として、 β_{HL} とシミュレーションの結果を代表させるとすると、水平パフエティングに対して、 5×10^{-3} 程度、ねじれパフエティングに対して、 $1 \sim 2 \times 10^{-2}$ 程度の単位年あたりの破壊確率(降伏レベルを超過する確率)が得られる。破壊確率 p_f がいくらであれば十分かは判断が難しいが、例えば、アメリカ(ANSI-A58, AISC-LRFD 示方書)では鋼構造物の風荷重に対

して許容安全性指標 β_d を2.5, また道路橋に対しては3.5としている²⁾. これは, 破壊確率 $P_f=6.2 \times 10^{-3} \sim 2.3 \times 10^{-4}$ に相当し, 本研究での試算値よりも1~2オーダー小さい値となっている. また, 限界状態設計法を採用している国々では, 許容破壊確率 P_{fd} や目標安全性指標 β_T が規定されている⁸⁾. これらには, 長大橋の風荷重という規定はないものの, 長大橋の極めて高い公共性と部材降伏によって使用限界に至ることを考慮すると, 例えば, ISOでは $P_{fd}=10^{-5}$, DINでは $\beta_T=3.5$, Eurocodes 3では $\beta_T=2.0$ (使用限界), 4.3(終局限界)が対応すると考えられる. Eurocodes 3では他よりも少し緩やかな規定となっているが, 総合すると長大橋に対する許容破壊確率としては, 幅はあるものの $10^{-3} \sim 10^{-5}$ が共通する値のようである.

本研究での試算結果と照らし合わせると, 諸外国での基準 $10^{-3} \sim 10^{-5}$ の上限, あるいはそれを少し上回るところに試算したバフエティングに対する破壊確率が位置する. ねじれバフエティングについては, 水平バフエティングと比較すると二次的な作用と考えられるものの, 本研究で試算された長大橋バフエティングに対する安全性に関しては, 諸外国の基準と比較する限り十分な安全性が確保されているとは言い難く, 今後検討の余地があると思われる.

表-5 水平バフエティングに対する破壊確率

	安全性指標 β	破壊確率	
		$p_f = \Phi(-\beta)$	p_{f100}
β_{FO}	3.05	1.13×10^{-3}	0.107
β_{FO} ($U = \text{const.}$)	1.00	1.58×10^{-1} $\times 1/150$ 1.05×10^{-3}	—
β_{HL}	2.60	4.60×10^{-3}	0.369
β_{HL} ($U = \text{const.}$)	0.941	1.73×10^{-1} $\times 1/150$ 1.15×10^{-3}	—
Simulation ($n = 10^6$)	—	4.78×10^{-3}	0.381
Simulation ($U = \text{const.}$) ($n = 10^6$)	—	1.71×10^{-1} $\times 1/150$ 1.14×10^{-3}	—

表-6 ねじれバフエティングに対する破壊確率

	安全性指標 β	破壊確率	
		$p_f = \Phi(-\beta)$	p_{f100}
β_{FO}	2.96	1.54×10^{-3}	0.143
β_{FO} ($U = \text{const.}$)	0.629	2.65×10^{-1} $\times 1/150$ 1.77×10^{-3}	—
β_{HL}	2.18	1.46×10^{-2}	0.770
β_{HL} ($U = \text{const.}$)	0.605	2.73×10^{-1} $\times 1/150$ 1.82×10^{-3}	—
Simulation ($n = 10^6$)	—	1.61×10^{-2}	0.803
Simulation ($U = \text{const.}$) ($n = 10^6$)	—	2.67×10^{-1} $\times 1/150$ 1.78×10^{-3}	—

4.2 バフエティングに関する議論

(1) パラメーターの影響度

式(22b), (24b)からも判るように, バフエティングには多くのパラメーターが関係しており, それぞれのパラメーターには少なくないばらつき(不確定性)が存在する. これまでバフエティングの推定をより精緻なものとするため, それぞれのパラメーターの推定精度を高めたり, 解析手法の精緻化がなされてきた. ここでは, それぞれのパラメーターが変動した場合, あるいはばらつきが変化した場合に, 全体の安全率にどの程度影響するのかを調査し, バフエティング推定の精緻化(安全率の増加)にあたってより合理的なアプローチ法を検討する.

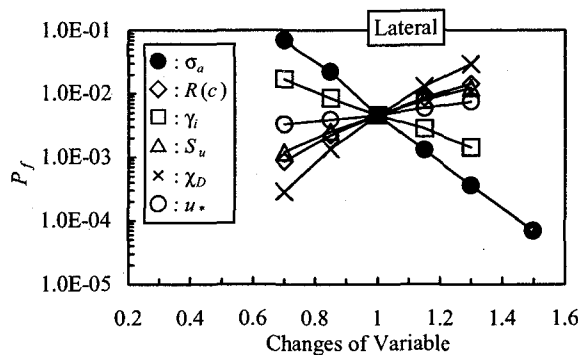
表-7に示す Hasofer-Lind の手法で得られた影響係数 α_i の値を見ると, 水平バフエティングにおいては, $\alpha_1(U)$, $\alpha_{11}(\chi_D)$, $\alpha_8(R(c))$, $\alpha_9(\gamma)$ が, ねじれバフエティングにおいては, $\alpha_1(U)$, $\alpha_8(R(c))$, $\alpha_9(\gamma)$, $\alpha_{11}(\chi_D)$ が相対的に大きくなっている. これらの変数は, 相対的にばらつきの大きいことがあげられるが, したがって, バフエティングの推定精度, 安全性の信頼性を上げるためには, これらの変数の推定精度を上げること, すなわちばらつきを小さくすることが重要となる.

表-7 Hasofer-Lind の手法における影響係数(バフエティング)

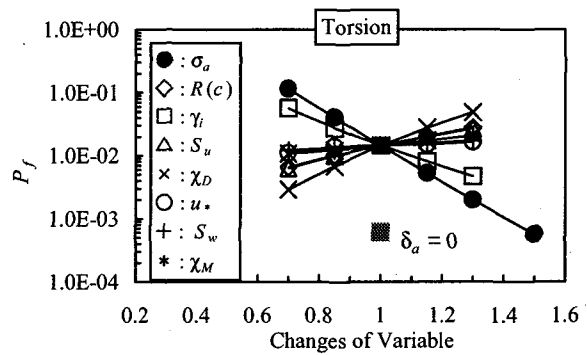
	水平バフエティング	ねじれバフエティング
$\alpha_1(U)$	0.831	0.689
$\alpha_4(\sigma_a)$	-0.158	-0.138
$\alpha_5(f_{io})$	-0.123	-0.104
$\alpha_6(I_i)$	-0.158	-0.138
$\alpha_7(C_D)$	0.0770	0.0515
$\alpha_8(R(c))$	0.210	0.424
$\alpha_9(\gamma)$	-0.208	-0.405
$\alpha_{10}(S_w(f_{io}))$	0.179	0.187
$\alpha_{11}(\chi_D)$	0.338	0.278
$\alpha_{12}(u_*)$	0.0703	0.0209
$\alpha_{13}(C'_M)$	—	0.0128
$\alpha_{14}(S_w(f_{io}))$	—	0.0491
$\alpha_{15}(\chi_M)$	—	0.118

ここで, 相対的に大きなばらつきを有する変数($R(c)$, γ , $S_w(f_{io})$, χ_D , u_* , $S_w(f_{io})$, χ_M)の平均値とばらつき(変動係数)をパラメーターにして, 破壊確率がどう変化するかを解析的に検討を行った結果を図-1(1)~(4)に示す.

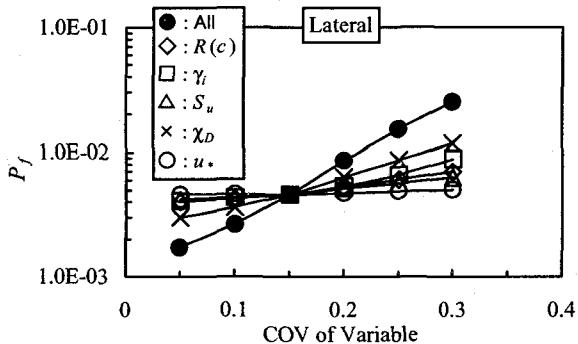
まず, 平均値の変動に対しては, 水平バフエティングでは χ_D の影響度が最も大きく, 次いで γ , $R(c)$, $S_w(f_{io})$ の順である(図-1(1)). ただし, χ_D に関しては, 本研究での $|\chi_D|$ の代わりに $|\chi_D|^2$ で評価することも考えられ, この場合はばらつきが破壊確率の算定上小さくなるため, 本研究の $|\chi_D|$ での評価は χ_D の影響度を過大に評価しているとも考えられる. また, ねじれバフエティングでは, χ_D , γ , $S_w(f_{io})$, $R(c)$ の順となっている(図-1(2)). なお, ここでは平均値が変動しても変動係数は変化しないとしている. また, 変動係数の変化に対しては, 破壊確率はあまり顕著な影響を受けないが, 傾向としては平均値の変動の場合と同様である(図-1(3), (4)).



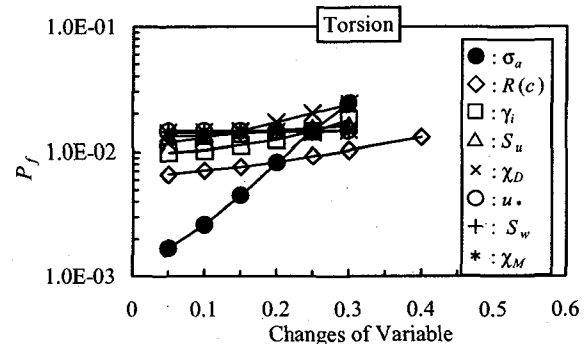
(1) 平均値変動: 水平バフティング



(2) 平均値変動: ねじれバフティング



(3) 変動係数変動: 水平バフティング



(4) 変動係数変動: ねじれバフティング

図-1 バフティング解析におけるパラメータ(平均値, 変動係数)変動が破壊確率に及ぼす影響

以上のことから、水平バフティングにおいては、(空力アドミタンス)、空力減衰、空間相関、主流変動風速パワースペクトル密度を、ねじれバフティングにおいては、(空力アドミタンス)、空力減衰、主流変動風速パワースペクトル密度、空間相関の推定精度を上げることが、バフティング設計の精度を上げる(破壊確率を小さくする)上で重要となる。

(2) 変動風の空間相関に関する議論

変動風速の空間相関構造が現行の設計基準では、特に低振動数領域で大きめに評価されている可能性がこれまでの研究^{9), 10)}で指摘されている。文献⁹⁾において、中央スパン長が異なる5つの吊橋を対象に、空間相関の影響度(カルマン型空間相関関数による応答/指数型空間相関関数による応答)が解析的に調査されており、例えば、明石海峡大橋では水平変位が約1/2に、水平方向の部材力が約70%程度に、またねじれ変位は約80%程度に低減する結果となっている。このことは、現行の耐風設計基準で設計された長大橋では、仮に自然風の空間相関がカルマン型関数に従うとすると、隠れた安全性の-marginが存在することとなる。これは、図-1(1), (2)に示した許容振幅 σ_a が、先の応答の低減率の逆数分だけ増大したのと同じ効果を持つ。

明石海峡大橋の場合、水平方向では変位で約1/2、部材力で約70%に応答が低減していることから、 σ_a が少なくとも1.5倍に、またねじれ変位では応答の低減が約80%であることから、 σ_a が1.2~1.3倍にそれぞれ増大したのと同じことになる。図-1(1),

(2)より、それぞれの場合の P_f を見ると、水平バフティングでは 5×10^{-3} が 7×10^{-5} に、ねじれバフティングでは $1 \sim 2 \times 10^{-2}$ が 2×10^{-3} 程度に低下することとなる。これは、先に述べた諸外国の基準と同程度の破壊確率であり、現行の耐風設計基準では変動風の空間相関に指数関数を用いることが、一種の安全性の-marginとなっていると言える。

(3) ねじれ空力減衰に関する議論

現行の耐風設計基準では、ねじれバフティングの算出に際して、空力減衰をゼロとしているが、このことを考慮した破壊確率の算出を行った結果を図-1(2)に示す(■マーク)。ねじれの空力減衰をゼロとすることで、許容振幅は大きく設定されるが、実際は空力減衰が作用するため、破壊確率は小さく算出されることになる。この場合、 $P_f = 6.1 \times 10^{-4}$ となり、やはり先に述べた諸外国の基準を十分に満たすものとなる。このことから、指数関数の空間相関関数と同様に、現行の設計基準ではねじれの空力減衰をゼロと扱うことが隠れた安全性の-marginとなっていると言える。

(4) 許容応力度の割増率に関する議論

図-1(1), (2)より、許容振幅を上げることで破壊確率を大きく低下させることが判る。これは、直接許容振幅を上げることで達成されるが、逆に、許容応力度の割増し率を下げることで達成される。現行では、許容応力度の割増し率は、補剛桁、ケーブルに対して1.5、主塔に対して1.4であるが、一般の鋼橋(スパン200m以

下)が対象となる道路橋示方書では、主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+風荷重のケースで1.25、風荷重のみのケースで1.20となっており、1.5(1.4)という値は長大橋ゆえの特例値と見ることができる。

図-1(1)、(2)より、許容振幅を上げると、水平バフェティングでは1.2倍で 10^{-3} をわずかに下回る程度に、1.5倍で 10^{-5} オーダーに破壊確率が低下する。これは、現行の許容応力度の割増率1.5を1.25(=1.5/1.2)にすれば破壊確率が 10^{-3} をわずかに下回る程度に、また割増率をなし(1.0)とすることで破壊確率が 10^{-5} オーダーになることを意味している。

長大橋は、公共構造物であり、その破壊は社会に甚大な影響を及ぼすものであることから、一般構造物よりも高い安全性が求められる。しかしながら、構造設計を現実的なレベルのものとし、膨大な建設コストを少しでも下げるため、設計上、許容応力度の割り増しに代表されるように、特例値が使われることが多い。今後、性能照査型設計への移行など設計基準の合理化に際しては、例えば安全性(破壊確率)を予め設定した上で、安全率や許容応力度の割増率などを決めることが、整合のとれた設計基準になると思われる。

4.3 フラッターに対する解析結果

3種類の方法で解析を行ったフラッターに対する安全性(破壊確率)を表-8に、Hasofer-Lindの手法で得られた影響係数の値を表-9に示す。ここで、($U = \text{const.}$)のケースは、バフェティングに対してと同様に年最大風速を定数($U = 60.0$)とした場合である。

表-8 フラッターに対する破壊確率

	安全性指標 β	破壊確率	
		$p_f = \Phi(-\beta)$	p_{f100}
β_{FO}	3.23	6.17×10^{-4}	5.99×10^{-2}
$\beta_{FO}(U = \text{const.})$	10.4	$\equiv 0$	—
β_{HL}	3.12	9.12×10^{-4}	8.72×10^{-2}
$\beta_{HL}(U = \text{const.})$	10.3	$\equiv 0$	—
Simulation	—	8.14×10^{-4}	7.82×10^{-2}
Simulation ($U = \text{const.}$)	—	0	—

表-9 Hasofer-Lindの手法における影響係数(フラッター)

α_0 (フラッター照査風速)	0.0
α_1 (年最大風速)	0.9976
α_2 (乱れ強さ)	0.0598
α_3 (空間相関)	0.0355

U を確率変数として解析したケースを比較すると、 β_{HL} とシミュレーションの結果がほぼ同じとなっているが、 β_{FO} は他の2つよりも低い値となっている。また、 U を確率変数とした場合としない場合との比較では、定数として扱った場合の破壊確率のほうが小さくなっている。これらは、バフェティングに対する解析結果と同じである。

($U = \text{const.}$)のケースで $p_f \equiv 0$ となるのは、表-9から判るように、年最大風速 U の影響度が圧倒的であり、他の変数の変動ではほとんど破壊に至らないことを意味する。

フラッターに対する破壊確率として、 β_{HL} とシミュレーションの結果を代表させると、 10^{-3} をわずかに下回り、 10^{-4} オーダーに突入したレベルであり、バフェティングに対するそれよりも小さくなっている。この破壊確率が十分(小さい)か不十分(大きい)かは、再び議論のあるところである。

4.4 フラッターに対する議論

表-9に示されるように年最大風速が最も大きな破壊確率への影響因子となっていることから、ここではフラッター照査風速をパラメータに破壊確率の変化を検討する。表-8に示す結果では、フラッター照査風速 Z_0 は設計基準値として扱い、変動がゼロとしているが、実際の設計では Z_0 は風洞実験あるいは数値解析の結果(設計で実現された限界風速値)であり、基準値をいくらかは上回り、また変動を伴うものである。したがって、パラメトリック解析のケースとしては、表-8の基本ケースと比較して、フラッター照査風速は変わらないが変動がある場合、変動を伴わずフラッター照査風速が5%あるいは10%高くなった場合、そしてその両方がある場合とした。また、現行の耐風設計では、設計基準風速に風速変動に係る補正係数 μ_F を掛け、さらに安全率1.2を乗じることでフラッター照査風速としているが、安全率を低下させて照査風速を低くした場合についても破壊確率の算定を行ってみる。

得られた破壊確率 p_f を表-10に示す。基本ケースでの破壊確率は 10^{-3} を少し下回る程度であるが、フラッター限界風速が10%上昇すると、変動がゼロの場合は破壊確率は約1/3に、変動が10%では約2/3に低下する。一方、安全率を下げたとすると、安全率1.15で破壊確率は44%上昇し、安全率1.1では2.5倍になる。フラッターに対する安全率1.2を切り下げていくと、フラッターに対する破壊確率が水平バフェティングに対する破壊確率 5×10^{-3} を上回ることとなる。

表-10 フラッターに対する破壊確率のパラメトリック解析

フラッター 照査風速(Z_0)	フラッター照査風速 Z_0 の変動係数		
	0	5%	10%
65.0 (安全率なし)	$p_f = 6.24 \times 10^{-3}$ ($p_{f100} = 0.465$)	—	—
71.5 (安全率1.1)	2.27×10^{-3} (0.203)	—	—
75.0 (安全率1.15)	1.31×10^{-3} (0.123)	—	—
78.0 (安全率1.2)	9.12×10^{-4} (0.0872)	1.08×10^{-3} (0.102)	1.76×10^{-3} (0.161)
78.0×1.05	4.98×10^{-4} (0.0486)	—	—
78.0×1.1	2.73×10^{-4} (0.0269)	—	6.11×10^{-4} (0.0593)

バフェティング、フラッター、いずれも構造全体の安全性を左右する現象であるが、フラッターの発生=構造の崩壊というフラッターの危険性を考えると、バフェティングよりフラッターに対しての方が破壊確率が小さいことは妥当であると考えられる。しかしながら、諸外国の基準では、終局状態あるいは高い安全性が要求される構造物では、 10^{-5} オーダーの破壊確率が要求されており⁸⁾、これらと

比較する限りにおいては本研究での試算値は十分とは言えない。実際は、風洞実験などでフラッターの安全性が確認され、照査風速(78.0m/s)を5%あるいは10%程度は上回るような断面が採用される場合が多い。この場合には、表-10から判るように、破壊確率は 10^{-4} オーダーの前半まで下がることとなり、諸外国での基準の 10^{-5} オーダーと比較してもそう遜色のないレベルとなる。

現行の設計基準での安全率1.2は、部分模型実験での照査を前提に決められており、3次元効果をより精密に取り込んだ全橋模型実験やフラッター解析から評価を行う場合には安全率を下げ得るという考えもある。しかしながら、現行の評価手法において、バフエーティングとフラッターに対する破壊確率は概ね整合しており、またフラッターに対する安全率1.2を下げていくと、フラッターに対する破壊確率がバフエーティングに対するそれを上回ることであり、安全率(破壊確率)そのものも決して十分とは言えないことを考えると、フラッターに対する安全率(現行では1.2)をむやみに下げることに対しては慎重であるべきと考えられる。

5. 結論

本研究は、長大橋のフラッターとバフエーティングを対象に、明石海峡大橋を例として、現行の耐風設計手法に従った場合の安全性を信頼性理論によって検討し、現行の設計手法の合理性を議論するとともに、耐風設計の精緻化の動きとも関連させて議論を行ったものである。本研究の結果、得られた結論は以下の通りである。

- (1) 現行の耐風設計手法に従った場合、水平およびねじれバフエーティングに対する(降伏に至る)破壊確率は、それぞれ 5×10^{-3} 程度、 $1 \sim 2 \times 10^{-2}$ であり、諸外国に見られる構造物に対する破壊確率の規定値($10^{-3} \sim 10^{-5}$)と比較すると、必ずしも十分な安全性が確保されているとは言えないことが判明した。
- (2) バフエーティングに対する安全性を高めるためには、関係するパラメータの評価精度を高める方法と、許容値を高める方法の2つが考えられるが、信頼性解析の結果からは、空力アドミタンス、空力減衰、変動風の空間相関、主流変動風速パワースペクトル密度の推定精度を上げることが重要と判明した。ただし、変動風の空間相関に関しては、長大橋ほど問題となる低振動数領域で、現行設計基準では過大評価の傾向が指摘されているが、現行の設計ではこのことが一種の安全性のマージンとなっており、空間相関を見なおす(下げる)ことに対しては慎重を要する。また、ねじれバフエーティングに対しても、現行の設計基準では空力減衰をゼロとしているが、このことも安全性のマージンとなっていることが判明した。
- (3) 現行の設計手法では、風荷重時の許容応力度割増しが1.5となっているが、この割増率を下げることでバフエーティングに対する破壊確率が低下する。道路橋示方書によれば一般橋梁に対する風荷重時の許容応力度割増しは、1.2(あるいは1.25)となっており、1.5は長大橋ゆえの特例値とはいえ、逆に高い安全性が長大橋に要求されることを考えると、設計基準の合理化の上では今後の議論が必要と考えられる。

(4) フラッターに対する現行の設計法での安全性、すなわち破壊確率は 10^{-4} オーダーにわずかに突入した程度となった。バフエーティングと同様、この値が十分かどうかは議論があるが、少なくとも発生すると直ちに崩壊に至るフラッターの破壊確率がバフエーティングのそれよりも小さいことに関しては、現行の設計手法は合理的と言える。

(5) 現行設計法でのフラッター照査風速算定に含まれる1.2の安全率に関して、現行の評価手法においてバフエーティングとフラッターに対する破壊確率は概ね整合しており、また信頼性解析の結果では安全率1.2を下げることで破壊確率がバフエーティングに対するそれを上回ることであり、安全率(破壊確率)そのものも決して十分とは言えないことを考えると、現行の安全率1.2をむやみに下げることに対しては慎重であるべきと考えられる。

(6) 今後の長大橋耐風設計においては、まず要求される安全レベルがどの程度のものかを設定し、その後要求レベルを満たすための自然風の入力特性、解析手法の精度、許容応力度の割増率及び安全率といった評価基準を設定していくことがより合理的であると思われる。

最後に、繰り返しになるが、本研究は明石海峡大橋を例に取り、現行の耐風設計手法に従った場合に確保されるであろう安全性(破壊確率)を限られたデータと検討手法で試算したものであることを付け加えておく。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐風設計要領・同解説、平成2年2月
- 2) 星谷勝、石井清：構造物の信頼性設計法、鹿島出版会、1986
- 3) Melchers, R.E., Structural Reliability: Analysis and Prediction, Ellis Horwood Ltd., 1987
- 4) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会：本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書、1988
- 5) Simiu, E. and Scanlan, R.H.: Wind Effects on Structures (Third Edition), John Wiley & Sons, Inc., pp.45, 1996
- 6) 勝地弘：長大橋耐風設計における風速変動効果の合理的評価に関する研究、横浜国立大学工学博士学位論文、1999
- 7) 本州四国連絡橋公団：大型風洞試験作業班検討報告書、平成5年3月
- 8) 土木学会構造工学委員会：建設事業における確率・統計的意思決定研究小委員会報告書、1998
- 9) 勝地弘、多田和夫、北川信：動態観測結果に基づく長大橋の耐風設計に関する考察、土木学会論文集、No.543/I-36, pp.163-173, 1996
- 10) 鳥海隆一、竹口昌弘、宮田利雄、佐藤弘史：自然風の空間相関特性に関する検討、第15回風工学シンポジウム論文集、pp353-358, 1998

(1999年9月17日受付)