

橋梁の強風下における安全性評価に関する研究

白石 成人・松本 勝・白土 博通
長田 信・泉 千年・築山 有二

RELIABILITY ANALYSIS OF BRIDGES UNDER STRONG WIND

By *Naruhito SHIRAISHI, Masaru MATSUMOTO, Hiromichi SHIRATO,*
Makoto OSADA, Chitoshi IZUMI, Yuji TSUKIYAMA

Synopsis

In this study, in order to evaluate the expected extreme wind speed in Japan in consideration of Typhoon effect, the "Typhoon factor" was induced into the extreme wind speed expected from parent distribution characteristic obtained from usual wind-speed measurement at local meteorological observatories in Japan.

Furthermore, the evaluation method of failure probability of a long span bridge due to strong wind was discussed in taking the assumed joint probability density of expected extreme wind, wind direction and its incident angle, both aerostatic and aerodynamic response characteristics of the bridge into account.

1. ま え が き

近年、橋梁構造物の長大化がますます進み、明石海峡大橋のように支間長が2000m級の橋も実現可能な段階になってきた。このような橋梁の長大化に対し、風荷重が他の荷物にも増して大きく構造物の設計に影響することになる。とくに我国は台風の進路にあたるため、多くの地点で年最大風速が台風に起因するなど極めて強い風のもたらされる可能性が高く、構造設計に対する風の制約は諸外国に比べかなり厳しいものと考えられる。また長大化に伴う柔構造化によって、空力不安定現象の発生する可能性が増加し、この点に関する対策も設計において十分配慮される必要がある。このような構造物の静的あるいは動的な空力現象は構造物に固有な因子（たとえば抗力係数、構造減衰、固有振動数など）と構造物に作用する自然風の特徴（たとえば風速、風向、傾斜角、乱れなど）との相互作用によるものと考えられ、このため橋梁構造物の強風に対する安全性を考えるに際し、その構造物の建設地点における強風特性の把握、およびそれに対する構造物の静的、動的な挙動を精度よく推定することが不可欠となる。現在、我国の自然風の評価においては、風向、傾斜角について本州四国連絡橋耐風設計基準¹⁾（以下本四基準と略す）に示されているフラッタ限界領域のように一部配慮がなされているものの、設計に対し十分配慮されていないのが実情である。このため耐風設計を行う場合、構造物に最も不利な方向から風が作用するものとしており、安全側の評価となるものの、過剰な設計をする可能性が十分考えられる。また現行の耐風設計では、設計に際して考えられる不確定要素を補正係数という形で評価し、経験に基づく工学的判断により決定しているが、風に対する安全性が果してどの程度なのか定量的に表し得ないことなどの問題点が残されている。

以上のようなことを踏まえ本研究では、不確定要素を確定値とその補正係数として捉えるのではなく、その

ばらつきを確率論的に扱うことを試みた。具体的には、橋梁架設地点の自然風の諸特性、とくに我国の地形が急峻な山地、盆地、内海など非常に変化に富んでいるということを考慮し、風向別の極値風速分布を推定し、台風の影響を含めた強風による橋梁構造物の破壊確率を求め、静的風荷重および発散型フラッタによる動的荷重に対する安全性を評価するというものである。

2. 風向別強風の極値分布特性

2.1 概 説

構造物の風に対する安全性を評価するにあたり、架設地点における長期間の再現期間に対応する強風の特徴を十分把握し考慮する必要がある。しかしながら、橋梁架設地点あるいはその周辺などでは、数十年にわたる長期間の観測データは望むべくもなく、極値風の推定に関して一般に用いられている年最大風速記録に極値分布を適用した確率統計的手法の使用は困難である。このため風速の再現期待値は、架設地点観測所と基準気象官署での観測記録の相関からの推定、地形因子と基準気象官署等の再現期待値との回帰分析からの推定などから求められてきた。しかし得られた情報はあくまで期待値であって、極値風速が従うであろう部分集合の分布形を規定する一定数の推定値にはすぎず、さらに風向特性については全く考慮されていないため得られた風速の風向を特定することが困難であるなどの欠点も有している。とくに橋梁構造物の風に対する応答は風向によって極めて敏感であり、同じ風速値であっても風向によって橋梁の安全性に及ぼす影響は全く異なる場合が多い。また各地点における風向生起頻度分布を比較してみると、風向によってその形状にかなりの違いが見られ、風速と風向が非独立であることを示しているものと思われる。このため橋梁の耐風設計を行うに際し、可能な限り風向を考慮した再現風速の分布形の推定が行われるべきであろう。

2.2 西日本各地における風向別強風の推定

(1) Gomes & Vickery の方法から通常風による極値風速の推定

Fig. 1 は広島と呉の風向発生頻度図であるが、この図からわかるように近接地点で風配図が類似した傾向を示すのは稀で、一般的に見て相関は低い。このため架設地点における短期間の風観測記録を用いて、精度よく長期間の再現期間を持つ風速分布を得ることが望まれる。このことに関し、Gomes & Vickery は S. O. Rice²⁾ の閾値超過の考えを適用して、短期間の観測データより推定された母集団分布 (Weibull 分布) から極値風速の推定を試みている。つまりある風速値 U を単位時間当たり超過する平均回数は風速 U およびその導関数 $\dot{U}$ の同時確率密度分布 $p(u, \dot{u})$ を用いて、

$$N_u = \int_0^\infty \dot{U} p(u, \dot{u}) d\dot{u} \quad \dots\dots\dots (1)$$

と考えられる。また風速 V の確率密度関数は

$$p(u) = \frac{k}{c} \left(\frac{u}{c}\right)^{k-1} \exp\left[-\left(\frac{u}{c}\right)^k\right] \quad \dots\dots\dots (2)$$

(C: scale parameter, k: shape parameter)

と示される。定常不規則過程とその一次導関数が、同一時点において互いに非相関であることより、 $p(u, \dot{u})$ は $p(u) \cdot p(\dot{u})$ と分離して考えることができ、さらに平均値を単位時間内に超過する平均回数を ν_u 、また $\dot{U}$ の変動係数の逆数を β_u とすると

$$2\pi\nu_u = \frac{\sigma_{\dot{u}}}{\sigma_u} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\beta_u = \frac{1}{\sigma_u} \int_0^\infty \dot{u} p(\dot{u}) d\dot{u} \quad \dots\dots\dots (4)$$

U を超過することが生起するみかけの周期を R とすれば (1)~(4) 式を用い

$$N_u = \frac{1}{R} 2\pi\nu_u \beta_u \frac{\sigma_u k}{c} \left(\frac{u}{c}\right)^{k-1} \exp\left[-\left(\frac{u}{c}\right)^k\right] \quad \dots\dots\dots (5)$$

と書ける。(5) 式より R 年に一回の風速 U_R は

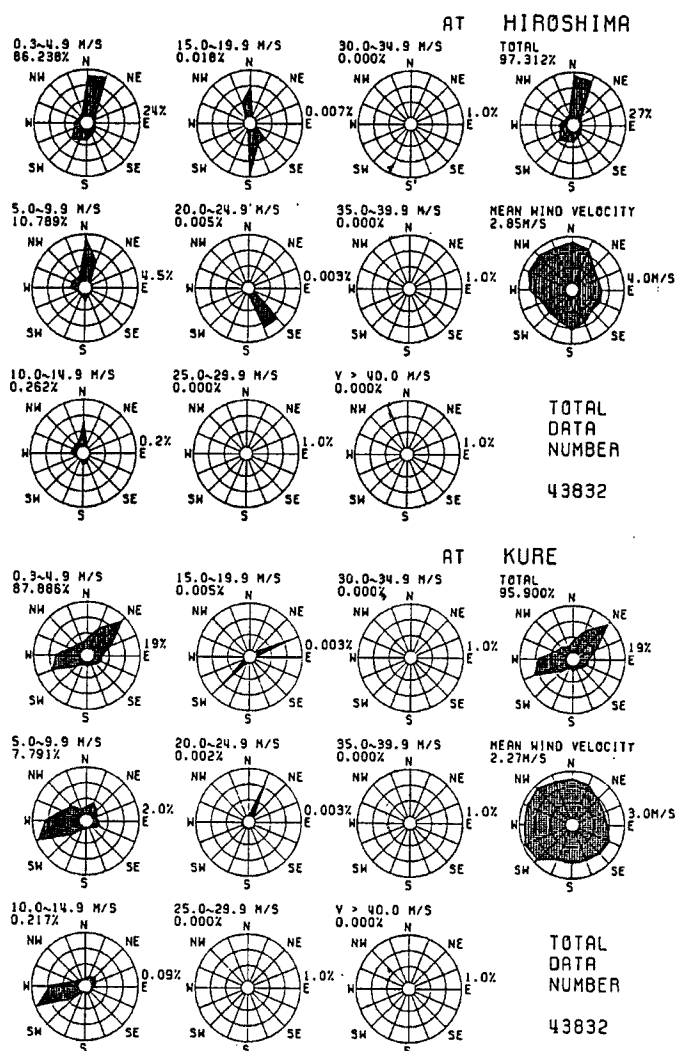


Fig. 1. Wind rose and mean wind speed

$$U_R = C \left[\ln N + \ln R + (k-1) \ln \left(\frac{U_R}{C} \right) \right]^{\frac{1}{k}} \quad \text{.....(6)}$$

ただし

$$N = 2\pi v_u \beta_u \left(\frac{k\sigma_u}{c} \right)$$

これを $R=1$ 年の傾きによって近似すると

$$U_R \cong U_1 + (1/a) \ln R \quad \text{.....(7)}$$

$$U_1 \cong C (\ln N)^{1/k} \left[1 + \left(\frac{k-1}{k^2} \right) \frac{\ln(\ln N)}{\ln N} \right] \quad \text{.....(8)}$$

$$1/a \cong \frac{c}{k} (\ln N)^{\frac{1}{k}-1} \left[1 + \frac{k-1}{k \ln N} - \left(\frac{k-1}{k} \right)^2 \frac{\ln(\ln N)}{\ln N} \right] \quad \text{.....(9)}$$

と書くことができる。また各気象官署で得られた年最大風速の分布形は極値 I 型分布に良く適合することが知られており、この分布形は

$$P(<U_E) = \exp \{ \exp \{ -a_E (U_E - U_{ET}) \} \} \quad \text{.....(10)}$$

で示される。仮に

$$1 - \frac{1}{R} \cong \exp \left[-\frac{1}{R} \right] \dots\dots\dots (11)$$

とおくことができれば

$$U_R = U_{ET} + (1/a_E) \ln R \dots\dots\dots (12)$$

となり(7)式と同型になる。つまり(12)式の極値 I 型分布のパラメータ a_E , U_{ET} は(8), (9)式で示された a , U_1 値によって近似される。この方法を適用することで、短期間の自然風観測記録より風向別の Weibull パラメータ c , k を求めれば, R 年の再現期間に対応する風向別の極値風速を推定することができる。

(2) 各地の風向別強風の極値分布の予測

(1)で示した Gomes & Vickery の考えでは、風速を定常不規則過程とみなし、さらに通常風から得られる母集団が均質であることが前提となっている。しかし母集団分布として用いられている Weibull 分布を規定するパラメータ c , k は以下に示す式によって風速の平均値 m_u および分散 σ_u^2 から推定されるため、裾野部分を十分評価し得ない可能性がある。

$$m_u = \int_0^\infty u f(u) du = c \cdot \Gamma \left(1 + \frac{1}{k} \right) \dots\dots\dots (13)$$

$$\sigma_u^2 = \int_0^\infty (u - m_u)^2 f(u) du = c^2 \left[\Gamma \left(1 + \frac{2}{k} \right) - \left\{ \Gamma \left(1 + \frac{1}{k} \right) \right\}^2 \right] \dots\dots\dots (14)$$

とくに我国のように年最大風速レベルの風が、台風といった極めて非定常性の強い風によってもたらされる場合、Gomes & Vickery の考えを用いて得られた風速値は、実際に吹くであろう風速値よりも小さいことは十分に予想される。そこでこれらの要因を考慮したさらに合理的な極値風速分布の推定を行うため、本研究では以下のような形で示される台風係数(サイクロンファクター: Holmesらは台風の非定常性を考慮し、non-cyclone winds に対して1.15という補正係数を考えている)を考え、これを用いて通常風から得られた再現風速値の補正を試みた。

$$\text{台風} = \frac{\text{風向別強風の極値分布からの風速値}}{\text{Gomes \& Vickery 法により通常風から推定した風速値}}$$

この台風係数を導入するにあたり、分子に来るべき風向別強風の極値分布のもととなる各地点における風向別年最大風速値の記録が必要となる。しかし、気象官署の統計データにこの記録はなく、このため3時間毎の定時観測記録をもとにした各風向の年最大風速を推定することを試みた。用いたデータは1964年から1978年に至る15年間の各地点における観測記録であって、この記録から得られた風向別の年最大風速値15個に対し、Gringorten 法⁴⁾の適用により20年および100年の再現期待風速値を求めた。しかし使用したデータは3時間ごとであるため、必然的に実際その風向から吹いたであろう最大風速値が観測されない可能性は極めて高い。このため得られた20年および100年の再現期待風速に何らかの補正を施し、現実に即した値の推定が必要となる。このことに関し次のような考えを適用した。

使用した3時間毎の10分間平均風速の記録は、全時間を10分間の連続と考えたとき、その中から18個に1個を取りだして得られたものとみなすことができる。また3時間毎のデータから得られた最大風速は極値 I 型分布に適合することが予想され、数地点に対し2重指数紙上に Hazen プロットしたところ直線に適合することが認められた。(Fig. 2) このことから実際の年最大風速値と、3時間毎のデータより選ばれた最大風速との関係は、等質なデータ群の中から得られた最大値とそれを18等分した中の1つのデータ群の最大値との関係に置き換えられ、各々が極値分布にあてはまると考えられる。各々の極値分布を

$$F_{v18}(v) = \exp \left[-\exp \left\{ -a(v - v_{18}) \right\} \right] \dots\dots\dots (15)$$

$$F_{v1}(v) = \exp \left[-\exp \left\{ -a(v - v_1) \right\} \right]$$

とし F_{v18} と F_{v1} との関係が

$$F_{v18}(v) = [F_{v1}(v)]^{18} \dots\dots\dots (16)$$

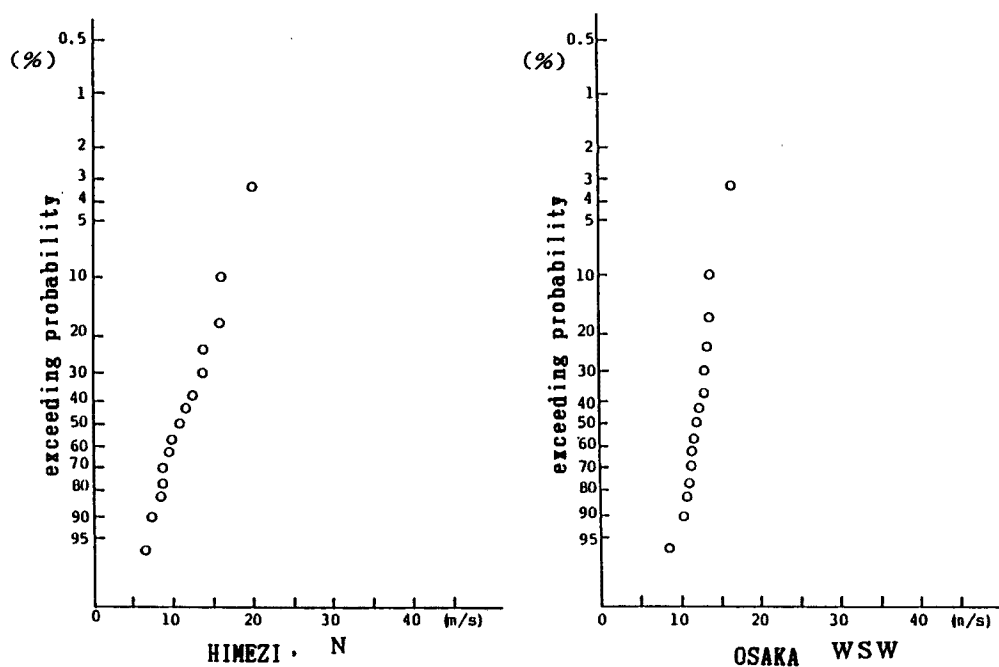


Fig. 2. Hazen plot of directional annual maximum wind speed

で示されることを用いると

$$v_{18} = v_1 + \frac{1}{a} \ln 18 \quad \text{.....(17)}$$

また各極値分布の期待値を $\bar{V}_{18}$, $\bar{V}_1$ とすれば

Table 1. Cyclone factor due to direction

No. 770 KOBE			No. 772 OSAKA		
direction	20年	100年	direction	20年	100年
NNE	1.57	1.76	NNE	1.57	1.80
NE	1.41	1.60	NE	1.17	1.23
ENE	1.17	1.29	ENE	1.14	1.24
E	0.98	1.02	E	0.97	1.03
ESE	1.05	1.13	ESE	0.92	0.98
SE	1.21	1.34	SE	1.25	1.34
SSE	1.36	1.57	SSE	1.43	1.65
S	1.00	1.08	S	1.75	2.05
SSW	1.53	1.81	SSW	0.95	1.01
SW	0.88	0.89	SW	1.15	1.23
WSW	1.18	1.24	WSW	1.17	1.24
W	1.08	1.10	W	1.15	1.24
WNW	1.19	1.22	WNW	1.01	1.08
NW	1.22	1.30	NW	1.01	1.06
NNW	1.26	1.34	NNW	1.24	1.39
N	1.50	1.63	N	1.10	1.15

$$\bar{V}_{18} = V_{18} + \frac{\gamma}{\alpha} \dots\dots\dots (18)$$

γ : オイラー定数

$$\bar{V}_1 = V_1 + \frac{\gamma}{\alpha} \dots\dots\dots (19)$$

となり結局

$$\bar{V}_{18} = \bar{V}_1 + \frac{1}{a} \ln 18 \dots\dots\dots (20)$$

なる関係式を得ることができる。この関係式を用い、解析対象の23地点において16方位毎に求めた20年および100年の再現期待値を補正し、実際の風向別強風の極値分布からの風速値とした。この風速値を Gomes & Vickery の方法による風速値で割ることにより台風係数が求まるわけであるが、その例として神戸、大阪の風向別の台風係数を **Table 1** に示す。

2.3 重回帰分析による台風係数の推定

前節において台風係数を導入することによる長期間の再現期間に対応する風速値の分布形の推定について考えた。しかし橋梁架設地点では当然ながら長期間におよぶ観測記録は存在せず、したがって何らかの方法を用いて台風係数を推定する必要がある、本研究では気象官署23地点を対象とした回帰式の策定を試みた。対象とした23地点と重回帰分析に用いた独立変数は以下に示すとおりである。

(松江、鳥取、舞鶴、京都、下関、広島、呉、福山、岡山、姫路、神戸、大阪、洲本、福岡、大分、長崎、熊本、鹿児島、宮崎、多度津、高松、宇和島、徳島)

独立変数

- (a) 通常風の生起分布に適合された Weibull 分布の尺度パラメータ・ c (X_1)
- (b) 同 Weibull 分布の形状パラメータ・ k (X_2)
- (c) 通常風観測記録から得られた極値分布の分散パラメータの逆数・ $1/a$ (X_3)
- (d) 同極値 I 型分布のモード値 ($R = 1$ 年) (X_4)
- (e) 台風来襲頻度 (X_5)

Fig. 3 のように対象地点の対象風向に対し扇形 (中心角 135° , 半径 100 km) を 1951 年から 1978 年の間に 980 mb 以下の台風が通過した個数で示す。

- (f) 風向の生起頻度 (X_6)

対象地点において対象とする風向が生起する頻度 (%)

- (g) 強風の生起頻度 (X_9, X_{10})

対象風向から吹く風速 5~10 m/s の風, 10 m/s 以上の風の対象風向データに占める割合 (%)

一般に期待風速値の推定方法として、地形因子を説明変数とした回帰分析が用いられるが、ここでは架設地点周辺の地形の影響を通常風の特徴がかなり表現しうるものとしてこのような地形因子と説明変数として加えなかった。

解析には京都大学大型計算機センターのライブラリ・プログラムである SPSS を用いた。この重回帰分析による20年および100年再現期間に対する台風係数 ϕ_{20} , ϕ_{100} の式を以下に示す。

$$\phi_{20} = (0.787X_3 + 1.032X_4 + 0.239X_5 - 0.066X_9 + 0.535X_{10} + 3.225) / V_{20} \dots\dots\dots (21)$$

重相関係数 $R = 0.823$

$$\phi_{100} = (1.400X_3 + 1.212X_4 + 0.374X_5 - 0.118X_9 + 0.700X_{10} + 3.254) / V_{100} \dots\dots\dots (22)$$

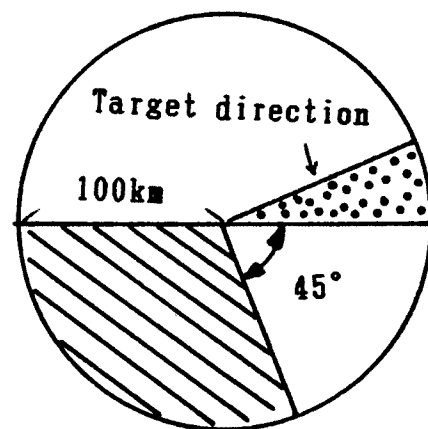


Fig. 3. Independent variable; X_5

重相関係数 $R=0.768$

ただし V_{20} , V_{100} は Gomes & Vickery 法による通常風からの再現期待風速値
この回帰式中で X_9 つまり風速 5~10 m/s の風の対象風向に占める割合の係数が負となっているが、これは X_9 の特性をある程度 X_{10} や X_4 の変数も含んでいるため、これを補完する意味で負の値をとったものと判断される。

得られた回帰式がどの程度の適合性をもつか調べるため、4つの検証地点を選びだし台風係数を回帰式で求めたところ、目標値のまわりである程度ばらついていることがわかった。今後、精度を上げるために説明変数のとり方を検討する必要があるものと思われる。

3. 強風による橋梁の破壊確率の算定

3.1 概 説

橋梁構造物の耐風設計を考えた場合、世界各国では限界状態設計法に移行する動きはあるが、我国の「道路橋示方書⁵⁾」および「本四基準」では許容応力度設計法に基づいているのが現状である。この方法は、荷重による応力がある基準値を超えていなければよいという確定論的な方法であり、設計上考えられるさまざまな不確定要素を考慮することはできない。

本研究では、2章において台風係数を導入することによる橋梁架設地点の風向別強風極値特性を推定する方法について述べた。3章では、この結果を用いて強風による橋梁構造物の破壊確率を求め、その安全性を定量的に評価することを試みた。

3.2 静的風荷重および発散型フラッタに対する破壊確率の算定方法

静的風荷重および発散型フラッタに対する橋梁構造物の破壊確率の算定方法について、その概略手順を

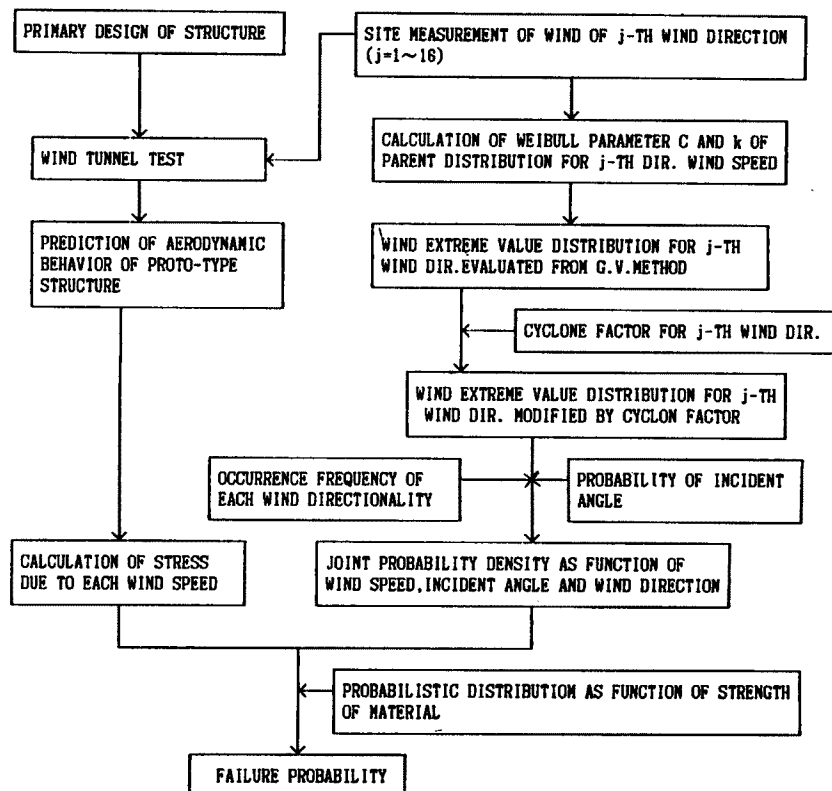


Fig. 4. Flow chart of bridge failure probability evaluation due to strong wind

Fig. 4 に示しその内容の説明を行う。

(1) 自然風の橋梁架設地点における短期間の観測記録から、2章で示したように Gomes & Vickery の考えおよび台風係数の導入によって長期間の再現期間に対応する風速の極値分布を推定する。またこの際、風向の生起頻度および傾斜角の分布、さらには乱れ特性などについても推測する必要がある。台風係数 ϕ_{20} , ϕ_{100} を用いて R 年再現期間に対応する風速の極値分布は次のような形で表わされる。

$$\text{分布関数 } P(v) = \exp[\exp\{-a^*(V-V)\}] \dots\dots\dots (23)$$

$$a^* = \frac{\lambda_1 - \lambda_2}{(\phi_{20}\lambda_1 - \phi_{100}\lambda_2)/a + (\phi_{20} - \phi_{100})V_R}$$

$$V^*_R = \frac{(\phi_{20} - \phi_{100})\lambda_1\lambda_2/a + (\phi_{100}\lambda_1 - \phi_{20}\lambda_2)V_R}{\lambda_1 - \lambda_2}$$

ただし a, V_R : 台風係数導入前の極値 I 型分布パラメータ

$\lambda_1, \lambda_2: \lambda_i = -\ln[1 - 1/R_i]$, $R_1 = 20$ 年, $R_2 = 100$ 年

(2) (1)で得られた自然風の観測データおよび構造物の設計案から推定される特性(固有振動数, 構造減衰)を参考に入れ、風洞実験を行い、次のような対象構造物の基本的な空力特性を得る。

- (a) 静的空気力係数: 抗力係数, 揚力係数, モーメント係数
- (b) 迎角とフラッタ発現風速との関係
- (c) 各迎角に対応する風速一応答振幅曲線

(3)(2)の結果とともに自然風下における類似形式の橋梁の挙動を参考とし、実橋の空力応答特性の予測を行う。

(4) 次に(3)で得られた風の作用に伴う静的あるいは動的な構造物の変形に対応する極限応力を算定し、風速とこれに起因する応力度との関係を明らかにする。ただしこの変換の際に用いられる抗力係数は気流の乱れやレイノルズ数によって変動することが予想され、また空気密度も気温、気圧によってばらつくため、風速と応力度の関係は確定的なものとして得られない。さらにフラッタに起因する応力についても変動が予想され、これらを考慮したうえで風速と応力の関係を導くことが必要となる。

(5) (1)および(4)の結果から風向及び迎角の条件付確率密度関数として **Fig. 5** のような応力関数が定義される。つまり、

$$f_{\sigma|\alpha,\beta}(\sigma|\alpha,\beta)d\sigma = d\sigma \int_0^\infty f_{\sigma|v}(\sigma|v) \cdot f_{v|\alpha,\beta}(v|\alpha,\beta)dv \dots\dots\dots (24)$$

ただし α : 迎角, β : 風向, $f_{\sigma|\alpha,\beta}$: 応力の条件付確率密度関数, $f_{v|\alpha,\beta}$: 風速の条件付確率密度関数, $f_{\sigma|v}$: 応力への変換のばらつきを示す条件付確率密度関数

(6) さらに材料強度の分布関数 $F_{\sigma R}(\sigma)$ と(5)の結果から風による破壊確率 P_f は次のように示される。

$$P_f = \int_{\beta} \int_{\alpha} p_{f|\alpha,\beta} \cdot f_{\alpha|\beta}(\alpha|\beta) \cdot f_{\beta}(\beta) d\alpha d\beta \dots\dots\dots (25)$$

$$\text{ただし } p_{f|\alpha,\beta} = \int_0^\infty f_{\sigma w|\alpha,\beta}(\sigma w|\alpha,\beta) \cdot F_{\sigma R}(\sigma) d\sigma$$

$f_{\sigma w|\alpha,\beta}$: 風による応力の条件付確率密度関数

3.3 強風による破壊確率の算定

本研究で破壊確率を算定する対象としたのは、明石海峡大橋のトラス桁案⁶⁾(OT'-5*, 中央支間長 2000 m, 主構幅 35.5 m, 桁高 14 m)である。対象とする部材は上弦材を考え、それに静的風荷重による応力およ

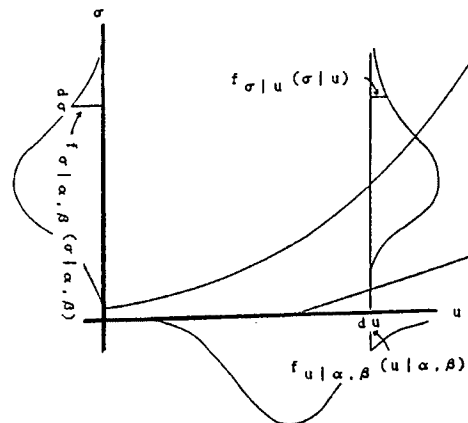


Fig. 5. Stress function considering incident angle and direction

びねじれフラッタによる応力が作用したときの破壊確率を求めた。

使用したデータは垂水の観測塔で（高度 80 m）得られた20年間の自然風観測記録である。2章で得られた台風係数の回帰式および Gomes & Vickery の方法で求めた垂水における16方位ごとの台風係数、20年100年の風速再現期待値を **Table 2** に示す。さらに **Fig. 6** に示す明石海峡大橋の上弦材の風速一発生応力度、および **Fig. 7** に示す風速一余裕ねじれ角を解析に用いた。**Fig. 6** に示す上弦材の風速一圧縮応力度変換曲線は次のような2次曲線を用いて示すことができる。

$$\text{スパン中央点}(C_2): \sigma = 0.55V^2 - 1.28V + 88.24$$

$$\text{スパン1/4点}(C_4): \sigma = 0.92V^2 - 1.63V + 88.24$$

Table 2. Cyclone factor and expected wind speed

direction	20年	100年	20年 (m/s)	100年 (m/s)
NNE	1.06	1.11	18.81	20.53
NE	1.11	1.18	34.71	39.43
ENE	1.28	1.38	28.71	31.66
E	1.15	1.22	23.46	25.87
ESE	1.10	1.18	20.90	23.42
SE	1.01	1.07	25.47	29.38
SSE	1.01	1.07	35.28	40.70
S	1.25	1.35	42.67	48.03
SSW	1.39	1.51	30.97	34.07
SW	1.03	1.08	27.44	31.25
WSW	1.11	1.18	34.52	38.86
W	1.24	1.34	32.04	35.42
WNW	1.27	1.37	27.28	29.97
NW	1.12	1.17	18.20	19.79
NNW	1.08	1.13	17.84	19.46
N	1.09	1.15	20.13	21.97

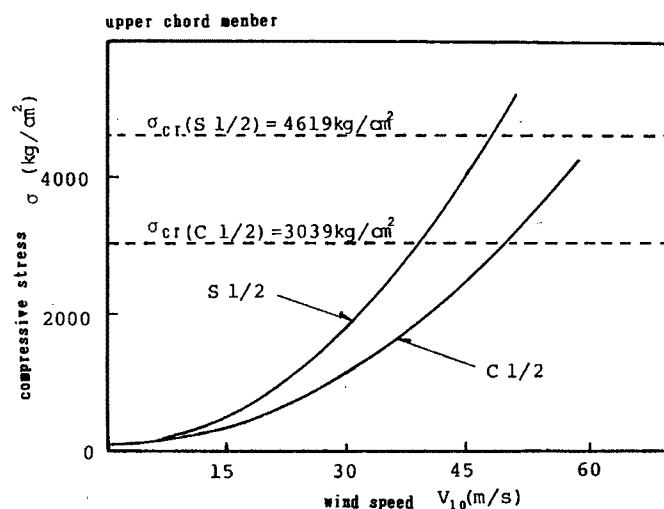


Fig. 6. Relation of wind speed and stress

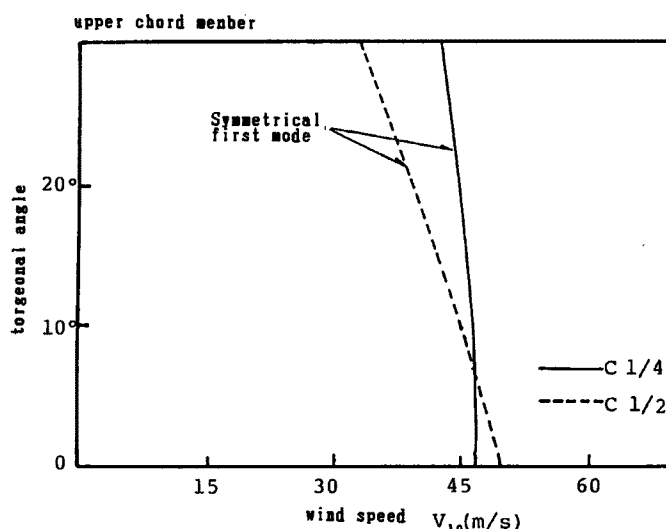


Fig. 7. Relation of wind speed and torgeonal angle

σ : 圧縮応力 (kg/cm^2) V : 風速 (m/s)

また変換に際して抗力係数および空気密度のばらつきを考慮する必要がある、ここではその分布形に対数正規分布をあてはめ、その変動係数を15%とした。

次に Fig. 7 に示されている風速—余裕ねじれ角の関係から C_2 および C_4 において、中央径間対称1次モードに対し、ねじれ角1°に対応する発生応力度を求めた。

中央径間対称1次: C_2 52.7 $\text{kg/cm}^2/\text{deg}$

C_4 27.0 $\text{kg/cm}^2/\text{deg}$

これらの値にねじれフラッタによる応答振幅をかけ合わせてフラッタによる応力度を計算する。またフラッタの発散形状は構造減衰および迎角によってかなり影響されその形状は種々あるが、本研究ではすべて迎角に対し発散形状を一定とし、この形状を直線で表した。ただしこの傾きについては幾つか変化させる。

対象風向としては、橋軸直角方向にあたる南東、南南東、北西、北北西とし、次のように諸条件を変化させてそれによる破壊確率の変動を調べた。

(a) 風速の再現期間 50年, 100年, 150年の3つに変化させる。

(b) 傾斜角の分布 正規分布 $N(0, 1)$, 一様分布 $(-3^\circ < \alpha < 3^\circ)$, 三角分布 $(-3^\circ < \alpha < 3^\circ)$ の3つに変化させる。その際、傾斜角の分布形は風速、風向によらないものと仮定した。

(c) フラッタ発散形状 文献による $V-A$ 実験の結果を参考にして、0.15 $\text{deg}/(\text{m/s})$, 0.25 $\text{deg}/(\text{m/s})$, 0.35 $\text{deg}/(\text{m/s})$ の3つに変化させる。

(d) 構造減衰率 0.006, 0.01, 0.03の3つに変化させる。

これらの条件のうち、再現期間100年, 正規分布 $N(0, 1)$, フラッタ発散形状 0.15 $\text{deg}/(\text{m/s})$, 構造減衰率0.01を基本モデルとして Table 3 に示し、個々の条件を変化させた場合の結果を Table 4 に示す。

3.4 安全性の評価

計算より得られた上弦材の破壊確率を見てみると南南東の風が支配的であって、北西および北北西の風はほとんど寄与していないことがわかる。これは Fig. 8 に示す迎角—風速の結合確率密度分布よりわかるように、北西および北北西の風は南東、南南東の風に比べて低風速域で生起しているためと思われる。

風速の再現期間による変動は、150年に対する値が50年のその約2倍程度となり、風速の極値分布の形状によってはさらに差がでる可能性もあると思われるがオーダーが大きく変わることは少ないものと判断さ

Table 3. Failure probability of long span suspension bridge

MENBER	UPPER CHORD MEN.	FLUTTER MODE: SYMMETRICAL FIRST MODE AMP. GROWTH RATE: 0.15 [deg/(m/s)] DAMPING: $\delta=0.01$ U. C. Ratio $\nu=675(\text{time/year})$				WIND DIR.	FAILURE PROBABILTY
LOCATION	CENTER OF SPAN					S E	0.2905 E-05
INCIDENT WIND ANGLE	NORMAL DIS. [0, 1]					S S E	0.1822 E-03
RETURN PERIOD	100 YEARS					NW	0.1891 E-09
CYCLONE FACTOR	WIND DIR.	S E	S S E	NW	NNW	NNW	0.7119 E-10
	C 20	1.01	1.01	1.12	1.08		
	C 100	1.07	1.07	1.17	1.13		
						TOTAL	0.1851 E-03

Table 4. Comparison of failure probability

WIND DIR.	RETURN PERIOD		INCIDENT WIND ANGLE		LOCATION
	R=50	R=150	UNIFORM DIST. [-3, 3]	TRIANGLE DIST. [-3, 3]	SPAN 1/4
S E	0.1732 E-05	0.3902 E-05	0.2827 E-05	0.2905 E-05	0.4754 E-05
S S E	0.1154 E-03	0.2363 E-03	0.1775 E-03	0.1823 E-03	0.2352 E-03
NW	0.1076 E-09	0.2616 E-09	0.1839 E-09	0.1891 E-09	0.5171 E-09
NNW	0.3998 E-10	0.9920 E-10	0.6922 E-10	0.7119 E-10	0.1964 E-10
TOTAL	0.1171 E-03	0.2402 E-03	0.2402 E-03	0.1803 E-03	0.1852 E-03

WIND DIR.	AMP. GROWTH RATE IN FLUTTER		STRUCTURAL DANPING	
	0.25[deg/(m/s)]	0.35[deg/(m/s)]	$\delta=0.006$	$\delta=0.03$
S E	0.2905 E-06	0.2905 E-05	0.3073 E-05	0.2905 E-05
S S E	0.1822 E-03	0.1822 E-03	0.1917 E-03	0.1822 E-03
NW	0.1891 E-09	0.1891 E-09	0.1956 E-09	0.1891 E-09
NNW	0.7119 E-10	0.7119 E-10	0.7355 E-10	0.7119 E-10
TOTAL	0.1851 E-03	0.1851 E-03	0.1948 E-03	0.1851 E-03

れる。

迎角分布，フラッタ発散形状，構造減衰など変化させたが，破壊確率の値はほとんどなく 10^{-4} のオーダーであった。このことから今回用いた明石海峡大橋のトラス案（OT'-5*）の強風に対する破壊確率は，ほとんど静的風荷重に伴う応力に拠るものと考えられ，風洞実験で得られた結果からフラッタに対しては安全であるように思われる。またスパン中央点とスパン1/4点で破壊確率を比較すると，スパン1/4の方が値がわずかに大きいことがわかる。

今回対象としたトラス案の破壊確率は，フラッタ発振風速およびフラッタ発散形状を風洞実験の結果より求めているため，仮に発振風速が低下したりまたは発散形状が著しく急になれば破壊確率も大きく変化するものと思われる。そこでこのような発振風速などもある程度確率的な幅をもって評価するなど方策を考える

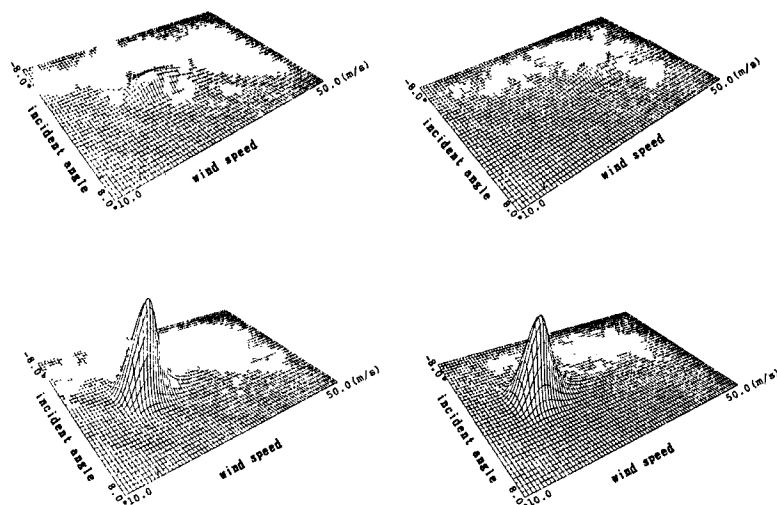


Fig. 8. Joint probability density as function of wind speed and incident angle (normal dis. $R=100$ years)

べきであろう。また、破壊確率に関して現在のところ安全性の判断を下す明確なる基準が設定されていないので、何らかの基準値を設けることが必要と思われる。

4. 結 論

本研究では、短期間の自然風観測記録から台風の影響を加味した風向別の強風極値特性を推定し、それをもとに、橋梁構造物の静的風荷重及び発散型フラッタに対する破壊確率を算定し、橋梁構造物の強風に対する定量的な安全性の評価を試みた。以下、その得られた結論を列挙する。

(1) 西日本23地点の気象官署の自然風観測記録に、浅見らの研究を考慮した Gomes & Vickery の考えを適用して各地点の風向別極値風速特性を推定した。この結果、風向によってその特性は大きく異なり、強風の風向依存性は、かなり高いことが示された。

(2) 風向別強風の極値風速と通常風観測記録からの極値風速との比を台風係数と定義し、橋梁架設地点における台風係数を求めるための回帰式を策定した。この結果、回帰式の重相関係数はおよそ 0.8 前後であり、精度的な面で今後さらに検討していくことが望まれる。

(3) 明石海峡大橋のトラス桁案 (OT-5*) を取りあげ、その破壊確率の算定を行ったが、破壊確率は風向によって大きく異なり、南南東の風によって破壊確率が決められていることがわかった。

(4) 今後さらに強風の極値分布の精度の良い推定および得られた破壊確率の評価方法について検討が望まれる。

参 考 文 献

- 1) 本州四国連絡橋技術調査委員会 “本州四国連絡橋耐風設計指針 (1967) および同解説” 土木学会, 1975.
- 2) S. O. Rice, in N. Wax (Ed.) “Selected Papers on Noise and Stochastic and Stochastic Processes” Dover, New York, 1954.
- 3) L. GOMES and B. J. VICKERY “On The Prediction of Extreme Wind Speeds from the Parent Distribution” Journal of Industrial Aerodynamics, 2(1977), pp. 21-36.
- 4) Gringorten, I., 1963 “A Simplified Method of Estimating Extreme Values from Data Samples”

J. Appl. Met, Vol. 2, pp. 82-89.

- 5) 財団法人 日本道路協会 “日本道路橋示方書” 昭和55年度.
- 6) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会作業班 “本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書, 耐風設計基準見直しのための作業班検討報告—明石海峡大橋の耐設計に関する検討—” 昭和61年3月.
- 7) 本州四国連絡橋公団第一建設局, 財団法人・日本気象協会関西支部 “垂水観測塔風の20年集成”, 昭和60年2月.