

風向別強風の予測モデルと長大橋梁の耐風安全性評価への応用

PREDICTION OF EXTREME VALUE DISTRIBUTION OF DIRECTIONAL WIND SPEEDS AND ITS APPLICATION TO RELIABILITY ANALYSIS OF LONG-SPAN BRIDGES UNDER STRONG WIND

松本 勝*・白石成人**・白土博通***・築山有二****

By Masaru MATSUMOTO, Naruhito SHIRAISHI, Hiromichi SHIRATO and Yuji TSUKIYAMA

In thin study, in order to evaluate the extreme value distribution of wind speed from each wind direction in consideration of Typhoon effect, the "Typhoon factor" was induced into the extreme wind speed expected from parent distribution characteristics 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 developed in taking the extreme distribution of directional wind speed, wind direction and its incident angle, aerostatic and aerodynamic response of the bridge into account.

Keywords: typhoon factor, failure probability, extreme value distribution of wind speed

1. ま え が き

現在、わが国では「本州四国連絡橋耐風設計基準」にみられるように、既存の観測資料をもとにして許容応力度設計法により、強風に対する橋梁構造物の安全性の照査が行われている。この方法では、設計上考慮しなければならない不確定要素のもつばらつきに対し、ある種の安全率という形で評価している。

これに対して、強風に対する橋梁構造物の安全性を確率的、定量的に評価する概念の1つに破壊確率が挙げられる。本質的にばらつき要素の確率分布形を仮定し、相対的な破壊確率や安全性指標をベースにして構造物の安全性を評価しつつ設計を行うことは、B. S. 5400¹⁾をはじめとして、海外では主流になりつつあり、定量的な安全性評価にとっては合理的であり、かつ有効であると思われる。

潜在的あるいは顕在的であるにせよ破壊確率を念頭において橋梁構造物の耐風設計に適用するにあたり、まず必要なことは、架設地点の自然風特性を確率統計的に十

分把握することである。そのためには、架設地点における長期間の風観測データが存在すれば最も望ましいわけであるが、実際には耐風設計で対象とされる再現期間に比べるとはるかに短い期間のデータしか存在しない場合がほとんどである。そのため従来の研究では、基準気象官署と架設地点観測点の相関から架設地点の風速再現期待値を求める方法、あるいは地形因子と基準気象官署の再現期待値の回帰分析により回帰式を求め、それをういて風速再現期待値を求める方法などがとられてきた。

ところで、橋梁構造物の風に対する応答は風向によってきわめて敏感であり、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別の風速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みられる²⁾。これは風向と風速が非独立性であることを示すものと考えられる。このため橋梁の耐風設計を行う際には、風向を考慮した風速の極値分布の推定が行われるべきであろう。

以上のことを念頭に置き、本研究では橋梁架設地点における長期間の再現期間に対応する風向別の風速の極値分布を、同地点における短期間の風観測データおよび西日本各地の基準気象官署の通常風定時観測記録をもとに推定する方法について検討する。また、この強風予測モ

* 正会員 工博 京都大学助教授 工学部土木工学科
(〒606 京都市左京区吉田本町)

** 正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科 (同上)

*** 正会員 工修 京都大学助手 工学部土木工学科 (同上)

**** 学生会員 京都大学大学院 (同上)

デルの応用例として、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（構造物の崩壊を必ずしも表わすものではなくある部材に発生する応力が限界応力度を越える確率）を算定する方法について述べる。さらに、この数値計算例として長大吊橋2橋の破壊確率を求め、強風に対する安全性について簡単な考察を加える。

2. 風向別強風の極値分布の推定

(1) Gomes と Vickery の方法による極値風速の推定

橋梁架設地点の風向別強風の極値分布を推定するためには、現地における比較的長期にわたる風観測データが必要となるが、実際にはその観測データがない場合や、たとえあっても短期間のデータしか存在しない場合が多い。したがって、架設地点の短期間であるにせよ、これらの風観測データを用いて、精度よく長期間の再現期間に対応する風向別強風の極値分布を推定することが望まれる。このことに関し、Gomes と Vickery³⁾ は、S. O. Rice⁴⁾ の閾値超過の考えを適用して、短期間の風観測データより推定された母集団分布 (Weibull 分布) から極値風速を推定することを試みている。すなわち風速を定常不規則過程と考えると単位時間にあるレベルの風速 u を超過する回数 N_u は

$$N_u = \int_0^{\infty} \dot{u} \cdot p(u, \dot{u}) du \dots\dots\dots (1)$$

$p(u, \dot{u})$: u と \dot{u} の同時確率密度関数

ただし、 \cdot は時間1回微分を表わす。

と与えられる。ここで母集団分布として、Weibull 分布を仮定する。また、 u と \dot{u} は独立であり、 u を単位時間に超過する回数を ν_u 、 \dot{u} の変動係数の逆数を β_u 、風速 u の超過が起こる周期を R とすれば

$$N_u = 1/R = 2 \pi \nu_u \beta_u \cdot \sigma_u k / c \cdot (u/c)^{k-1} \exp[-(u/c)^k] \dots\dots\dots (2)$$

ただし、 c : Weibull 分布の scale parameter
 k : Weibull 分布の shape parameter
 σ_u : u の標準偏差

と示される。これより R 年に一度生起する風速 u_R は、
 $u_R = c [\ln N + \ln R + (k-1) \ln (u_R/c)]^{1/k} \dots\dots\dots (3)$

ただし、 $N = 2 \pi \nu_u \beta_u \cdot \sigma_u k / c$

これを $R=1$ 年の傾きによって近似すると⁵⁾

$$u_R \cong u_1 + (1/a) \ln R \dots\dots\dots (4)$$

ただし、 $u_1 \cong c (\ln N)^{1/k} [1 + (k-1)/k^2 \cdot \ln (\ln N) / \ln N]$
 $1/a \cong c/k (\ln N)^{1/k-1} [1 + (k-1)/(k \ln N) - (1-1/k)^2 \ln (\ln N) / \ln N]$

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

表一 風向別の風速再現期待値 (大阪, 再現期間 100 年)

風 向	U_{100} (m/s)	風 向	U_{100} (m/s)
NNE	12.46	SSW	27.91
NE	13.55	SW	16.93
ENE	22.55	WSW	16.78
E	22.37	W	19.68
ESE	22.11	WNW	18.92
SE	11.41	NW	15.80
SSE	10.55	NNW	17.40
S	16.68	N	15.87

$P(u_E) = \exp \{ \exp [-a_E (u_E - u_{E1})] \} \dots\dots\dots (5)$
 で示される。ここで $1-1/R$ を $\exp(-1/R)$ と近似すると

$$u_R = u_{E1} + (1/a_E) \ln R \dots\dots\dots (6)$$

となり、これは式(4)と同型になる。つまり式(4)と式(6)を比較することにより、極値 I 型分布のパラメーターである u_{E1} 、 a_E が、 u_1 、 a で近似されることがわかる。

以上のような方法を適用することによって、短期間の風観測データより R 年再現期間に対応する極値風速の分布形を推定することができる。

数値計算例として、大阪の風向別の風速再現期待値 U_{100} (再現期間 100 年) を表一に示す。使用した風観測データは、大阪の 15 年間 (1964~1978 年) の 3 時間ごと定時観測記録をもとに、著者ら²⁾ によって算定された風向別のワイブルパラメーター c 、 k 値および風速の標準偏差 σ_u である。この計算過程におけるパラメーター ν_u 、 β_u の値は、文献 3) において用いられた観測データからの値 ($\nu_u=675$ 、 $\beta_u=0.36$) を用いた。なお、川口ら⁶⁾ は、東京における市街地風観測データの解析から $\nu_u=609$ という値を得ている。表一をみると、風向によって風速再現期待値にかなり差がみられており、大阪に強風をもたらす風向としては、南寄りおよび東寄りであることがわかる。南寄りの風は主に台風によるもの、また東寄りの風は生駒山系の地形の影響を受けたいわゆる関西地方の風の路に関係しているものと思われる⁷⁾。このように風向別の極値分布を求めることによりその地点における強風の風向特性を知ることができ、橋梁構造物の耐風設計の際には有効であると思われる。

(2) 台風係数

わが国では年最大風速としての強風のほとんどが統計的に非正常性の強い台風によってもたらされており、風速を定常不規則過程とみなし通常風から得られる母集団

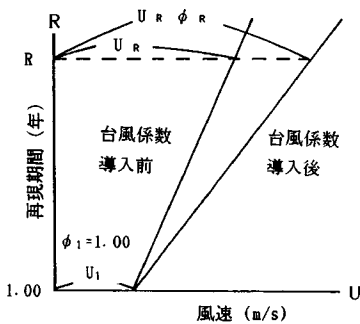
分布 (Weibull 分布) が均質であることを前提としている Gomes と Vickery の方法がその裾野部分を十分評価し得ない可能性のあることが考えられる。そこで、本研究では、Gomes と Vickery の方法に台風による影響を加味しさらに合理的な極値分布の推定を行うために、風向別に補正係数の導入を考えた。具体的には、通常風観測記録から Gomes と Vickery の方法により得られる風速再現期待値に対し、次のような補正係数 (台風係数とよぶ) を乗じて補正することにした。

$$\text{台風係数} = \frac{\text{風向別強風の極値分布からの風速再現期待値}}{\text{対象地点での短期間の観測記録による風向別の Weibull 分布からの風速再現期待値}}$$

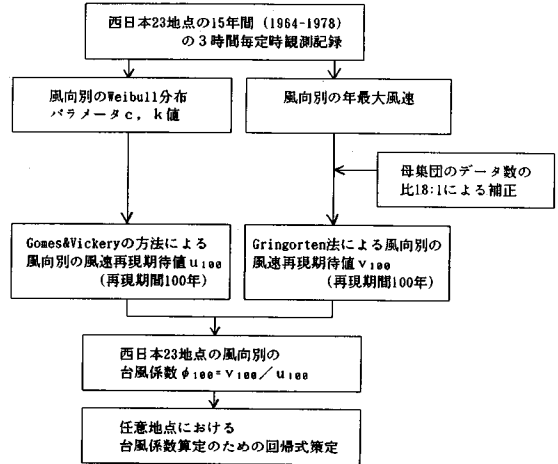
ただし、分子：風向別年最大風速を極値 I 型分布 (Gumbel 分布) に適合させることにより推定される風速再現期待値、分母：短期間の風向別自然風観測記録に Weibull 分布を適合させ、Gomes と Vickery の方法を適用して推定した風速再現期待値

本研究では、図一に示すように R 年極値分布を補正する場合、極値風速を考える際の最小単位である再現期間 1 年 (一般には年最大風速として極値を定義。なお計算の際には 1.00001 年とした) に対応する台風係数 $\phi_1 (=1.00)$ と R 年再現期間に対応する台風係数 ϕ_R を用いた。ここで、 $\phi_1=1.00$ としたことについては、再現期間 1 年で強風をもたらすであろう大型台風の生起確率は非常に低いという考えのもとで仮定したが、今後議論する余地は残されていると思われる。

そこで、まず西日本 23 地点において、各気象官署の 15 年間 (1964~1978 年) の 3 時間ごと定時観測記録を用いて風向別に台風係数 ϕ_{100} を求めた。さらに長期間の風観測データが存在しない任意地点の ϕ_{100} を算定するために、上で求めた西日本 23 地点の ϕ_{100} をもとに回帰式を策定した。台風係数に関する本研究の流れを図一 2 にフローチャートで示す。



図一 台風係数による極値分布の補正



図一 2 台風係数に関する本研究の流れ

a) 西日本 23 地点における台風係数の算定

西日本 23 地点の台風係数 ϕ_{100} を算定する際、台風係数定義式の分母の値は、各気象官署における 15 年間 (1964~1978 年) の 3 時間ピッチごと正時直前 10 分間平均風速母集団データを、Gomes と Vickery の方法によって解析して得られた 100 年再現期待値である。

また分子の値を求めるには、各地点における風向別の年最大風速記録が必要となるが、このような記録は現行の観測体制では存在しないため、前述の気象官署の 3 時間ごとの定時観測記録をもとにして、各風向の年最大風速を推定することを試みた。まず、前述の 15 年間にわたる定時観測記録から得られた風向別の年最大風速 15 個に対し、Gringorten 法を適用して 100 年風速再現期待値を求めた。ここで、使用したデータが 3 時間ごとであるため、実際にその風向から吹いたであろう最大風速が観測されない可能性がきわめて高い。そこで本研究では、「使用した 3 時間ごとの 10 分間平均風速記録は、全時間を 10 分間の連続と考えたとき、相互に独立した 18 個の中から 1 個とりだして得られたものとみなす」という考え方を仮定して、先ほど Gringorten 法により得られた 100 年風速再現期待値を補正した。すなわち、実際の年最大風速値と 3 時間ごとのデータより得ら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、おのおのが極値分布にあてはまると考えられる。おのおのの極値分布を

$$F_{18}(U) = \exp[-\exp\{-a(U - U_{18})\}] \dots\dots\dots (7)$$

$$F_1(U) = \exp[-\exp\{-a(U - U_1)\}] \dots\dots\dots (8)$$

とし、 F_{18} と F_1 の関係が

$$F_{18}(U) = [F_1(U)]^{18} \dots\dots\dots (9)$$

で示されることを用いると

$$U_{18} = U_i + 1/a \ln 18 \dots\dots\dots(10)$$

また各極値分布の期待値を \overline{U}_{18} , \overline{U}_i とすると

$$\overline{U}_{18} = U_{18} + \gamma/a \dots\dots\dots(11)$$

$$\overline{U}_i = U_i + \gamma/a \dots\dots\dots(12)$$

ただし、 γ ：オイラー定数

となり

$$\overline{U}_{18} = \overline{U}_i + 1/a \ln 18 \dots\dots\dots(13)$$

の関係式を得ることができる。この関係式を用いて、各地点の風向別の100年風速再現期待値を補正し分子の値とした。

以上のようにして得られた西日本23地点の風向別の台風係数(再現期間100年, 風向SE)を図-3(a)に示す。これを見ると、一般的に、台風常襲地域では台風係数は大きく、また台風の影響の小さい地点では台風係数は小さくなる傾向がわかる。また、同様の方法で20年台風係数 ϕ_{20} を算定した(図-3(b))。 ϕ_{100} に比べて、値は小さくなっており、R年極値分布を推定する場合には、R年台風係数を用いるのが妥当であると思われる。なお、今回は台風係数を小数第2位まで算定したが、有効数字の桁数については検討する余地があると思われる。

b) 全方位対象とした極値分布との比較

上述の「18:1による補正」の妥当性を検討するため

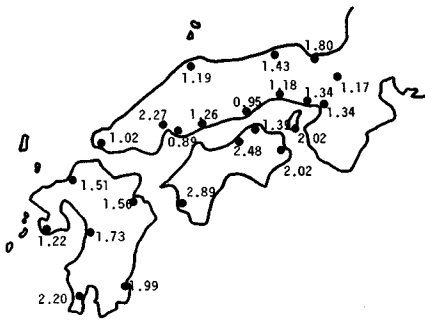


図-3(a) 西日本23地点の台風係数(再現期間100年, 風向南東)

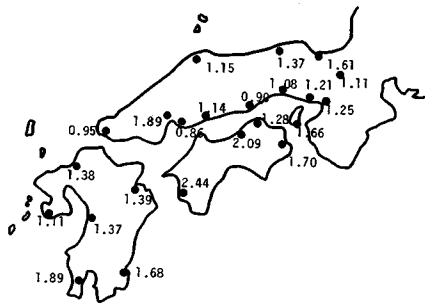


図-3(b) 西日本23地点の台風係数(再現期間20年, 風向南東)

に、この方法を用いて得られた風向別の極値分布(台風係数の分子に相当するもの)を全方位対象とした極値分布に変換して、あらかじめ全方位の風速を対象としてGringorten法で推定される極値分布と比較してみた(図-4, 対象地点神戸) 図中の直線は、建設省土木研究所⁸⁾が1929年から1975年までの神戸の年最大風速を用いて求めた極値分布である。また図中の点は、図-5に示すような方法で、各風向の極値分布を全方位の極値分布に変換したものである。すなわち、まず神戸の15年間(1964~1978年)の定時観測記録から上述の方法により得られた各風向の極値分布(台風係数の分子に相当するもの)において、両データ長の比(47年:15年)を加味するために u_{47}/u_{15} の値を乗じて補正する。そして、補正された各風向の分布形について、ある風速 U_0 を超過する確率 $P_{Ei}(U > U_0)$ ($i=1, 16$ 方位)に、その風向の生起頻度 f_{Di} ($i=1, 16$) を乗じて得られる確率を全方

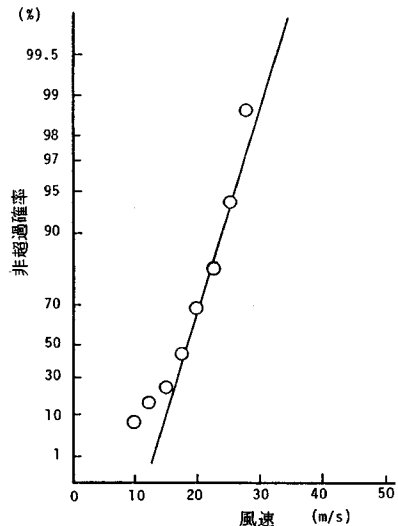


図-4 全方位対象の極値分布に対する適合性(神戸)

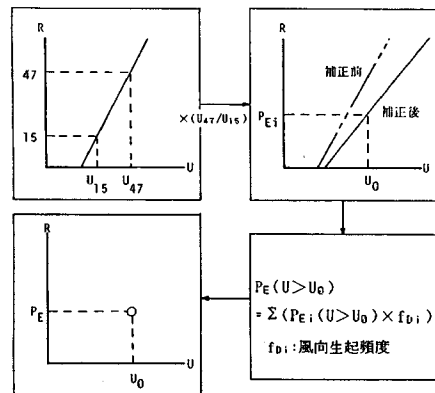


図-5 全方位の極値分布への変換方法

位にわたり加えた値 ($\sum(P_{Ei}(U>U_0) \times f_{ni})$) を、全方位対象としたある風速 U_0 の超過確率として、図-4 にプロットした。これを見ると、本研究で「18:1による補正」から推定された極値分布は、実際の年最大風速データから推定される極値分布に対して若干小さめになっているが、その傾向をよく表わしていると思われる。この方法では、もし仮に対象としている風向で極端に台風の影響が強い場合、十分な推定精度が得られないことも考えられるが、風向別の年最大風速データが存在しない現段階では、「18:1による補正」で適度の推定精度があるものと思われる。

c) 台風係数算定のための回帰式策定

本研究では、短期間の風観測データしか存在しない任意地点の再現期間100年に対応する台風係数 ϕ_{100} を推定するために回帰式を策定することを試みた。回帰分析の対象地点としては、前述の西日本23地点の気象官署とし、以下のような2つの式を仮定して一次式による回帰分析を行った。

① 台風係数 $\phi_{100} = \sum \alpha_i X_i + \beta$

② 極値風速推定値 $V_{100} = \sum \alpha_i X_i + \beta$

①では、従属変数として再現期間100年に対応する台風係数 ϕ_{100} を用いたが、②では再現期間100年に対応する極値風速推定値 V_{100} を用い、ワイブル推定値 U_{100} で除して台風係数を推定した。

説明変数としては、台風特性、強風特性を表わすと思われる次の10個の値を用いた。

- x_1 : 通常風の生起分布に適合された Weibull 分布の scale parameter c
- x_2 : 同 Weibull 分布の shape parameter k
- x_3 : 通常風観測記録から得られた極値 I 型分布の分散パラメーターの逆数
- x_4 : 同極値 I 型分布のモード値
- x_5 : 台風来襲頻度。対象地点の対象風向に対して図-6のような扇型(半径100km, 中心角135°)を1951~1978年の間に980mb以下の台風が通過した個数。ここで、中心角を135°にしたのは、台風の目に向かって風が巻き込むように吹くとい

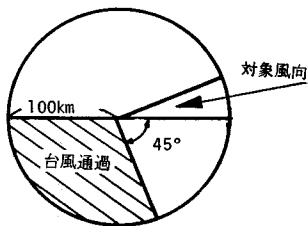


図-6 台風来襲頻度

う特性を考慮して、この範囲を台風が通過すると対象地点に対象風向から風が吹くと考えたためである。

x_6 : 風向生起頻度 (%)

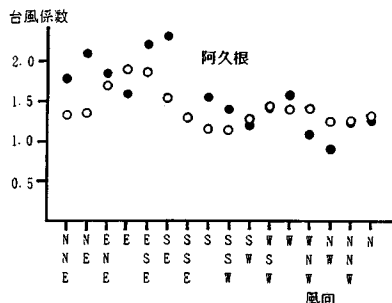
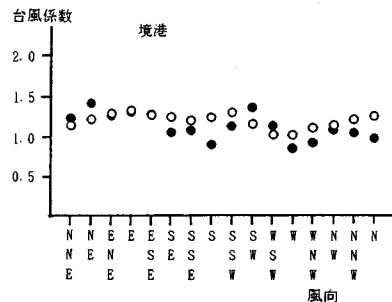
x_7, x_8, x_9, x_{10} : 強風の生起頻度。対象風向から吹く風速5~10 m/sの風の全風向データに占める割合 x_7 (%), 同10 m/s以上の風の占める割合 x_8 (%), 対象風向から吹く風速5~10 m/sの風の対象風向の全データに占める割合 x_9 (%), 同10 m/s以上の風 x_{10} (%)

これらの説明変数のうち、 x_1, x_2 については、文献2)に示されている値を用いた。また、 x_3, x_4, x_6 および $x_7 \sim x_{10}$ については、対象23地点の風の定時観測データ(1964~1978年)より計算した。 x_5 は台風経路図より読み取った。

解析には、京都大学大型計算機センター内のFACOM M 380, M 382を用いた。解析方法としては、まず、①, ②の仮定式においてそれぞれステップワイズ法で相関の高くなる因子および因子の数を選出し、さらにエンター法で2つの回帰式が共通の因子をもつようにした。①, ②の仮定式について得られた回帰式の重相

表-2 重相関係数

重相関係数	(1)式	(2)式
R	0.580	0.768



○ 回帰式からの値
● 年最大風速からの値

図-7 検証地点における回帰式の適合性

関係数を表-2に示すがこれを見るとわかるように①のケースよりも②のケースの方が高い重相関係数を示している。そこで、本研究では式(2)を採用し、回帰式により得られた極値風速推定値 V_{100} をワイブル推定値 U_{100} で除して、任意地点の台風係数 ϕ_{100} を推定することにした。策定した回帰式を以下に示す。

$$\phi_{100} = (1.400 x_3 + 1.212 x_4 + 0.374 x_5 - 0.118 x_6 + 0.700 x_{10} + 3.254) / U_{100} \dots \dots \dots (14)$$

回帰式(14)に選択された因子間の独立性については、十分満足されていると思われる。

得られた回帰式がどの程度の適合性を有するかを検討するため、検証地点として境港、阿久根を選び出し、風向別強風の極値分布を用いて得られる台風係数の値と、式(14)の回帰式を用いて得られる台風係数の値を比較した(図-7)。この図を見ると、境港については回帰式による適合性はよいと思われる。また、阿久根については、部分的に両者の台風係数の値が隔たっている風向もみられた。今後は、回帰式の精度がさらに上がるように、説明変数に加える因子等を検討する必要があると思われる。

(3) 風向別強風の極値分布の推定

以上の(1)、(2)を用いることにより、短期間の風観測データしか存在しない任意地点におけるR年再現期間の風速の極値分布は次式のように表わされる。またその算定方法を図-8に示す。

$$P(U) = \exp[-\exp\{-a^*(U - U_R^*)\}] \dots \dots \dots (15)$$

ここで、

$$a^* = \frac{\lambda_1 - \lambda_2}{(\phi_1 \lambda_1 - \phi_R \lambda_2) / a + (\phi_1 - \phi_R) U_R}$$

$$U_R = \frac{(\phi_R - \phi_1) \lambda_1 \lambda_2 / a + (\phi_R \lambda_1 - \phi_1 \lambda_2) U_R}{\lambda_1 - \lambda_2}$$

ただし、 a, U_R : 台風係数導入前の極値I型分布のパラメーター

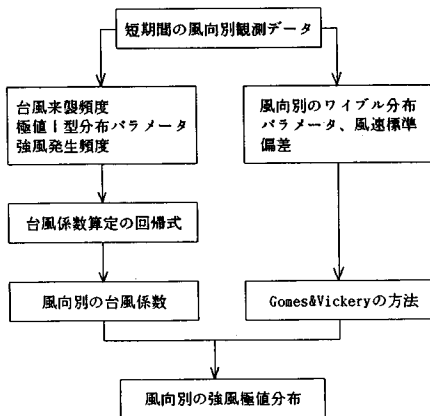


図-8 風向別強風の極値分布の推定方法

$$\lambda_1, \lambda_2 : \lambda_i = -\ln[-\ln(1 - 1/R_i)]$$

$$R_1 = 1.00001 \text{ (年)}, R_2 = R \text{ (年)}$$

ここで、 $R_1 = 1.00001$ (年)としたのは、2重指数紙上では、両現期間1年は表現されないため計算上このような値を用いた。

本研究は、短期間の風観測データしか存在しない地点での極値風速(台風係数定義式の分子の値)の予測手法を述べたものであり、その際に短期間の風観測データには台風の影響が入りにくいため、既存の長期間の風観測データから得られる台風の影響を台風係数の形で評価した。もちろん、長期間の風観測データの蓄積がある地点では、すでに報告されているさまざまな極値風速の推定方法を用いて、精度のよい強風の予測が可能であると思われる。

以上、述べてきた方法から推定される風向別強風の極値分布に対して、大阪における51年間(1930~1980年)の風観測データ⁹⁾(使用した風速計は、1960年まではロビンソン風速計(4杯)、1961年からは3杯風速計、1975年以降は風車型自記風速計である)にあてはめてみた(図-9)。図中の直線は、大阪の15年間(1964~1978年)の3時間ごとの定時観測データをもとに、GomesとVickeryの方法および台風係数を用いて得られた各風向の極値分布である。また、図中の点は、大阪の51年間の年最大風速を風向別にGringorten法を用い

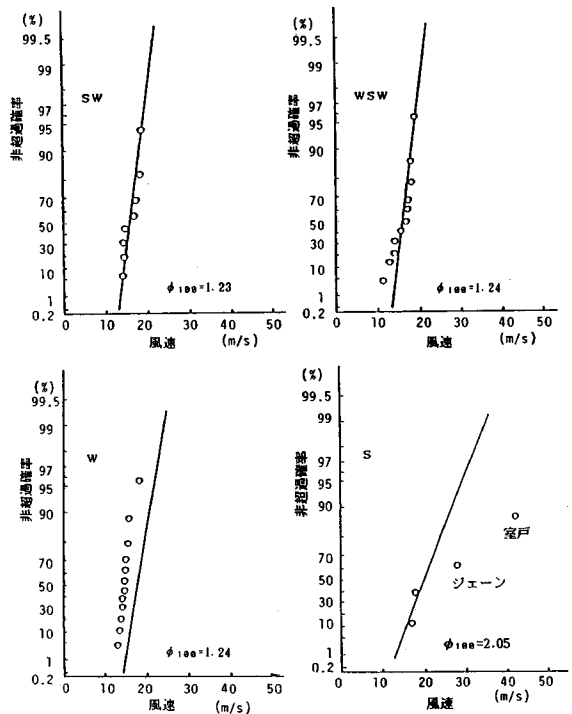


図-9 風向別強風の極値分布の適合性(大阪)

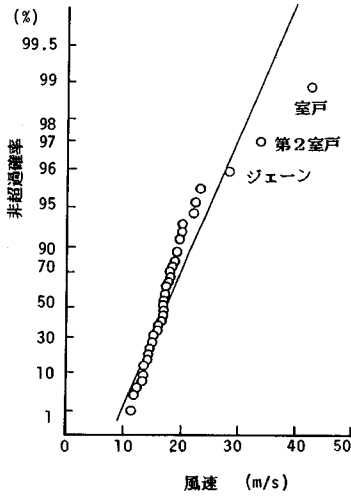


図-10 Gringorten 法による全方位対象の極値分布の適合性 (大阪)

てプロットしたものである。なお、このデータは風向別の年最大風速ではなく、年最大風速に風向が付されているものであるから、風向別のプロット点数は少なくなっている。そこで、個々の年最大風速の中で頻度の高い4風向 (SW, WSW, W, S) について調べてみた。大阪の風観測データについては、全方位対象として Gringorten 法を用いて表わすと、以前から指摘されているようにその適合性はよくない¹⁰⁾ (図-10)。この図で、上位3風速は、室戸台風、ジェーン台風、第2室戸台風によってもたらされており、これらの台風はほぼ同じ経路 (いずれも四国沖から北上して室戸岬に上陸し、淡路島付近を通って阪神地域に上陸後、若狭方面へ抜けている) をたどっている¹¹⁾。このことに関して、N. J. Cook¹²⁾ は、強風をもたらす要因として台風の目の大きさやその規模のほかに観測地点からの距離や台風の経路が関係してくることを述べており、これが卓越風向を作り出す1つの要因となっている。図-9において、SW, WSW は、それぞれの直線の適合性はよいと思われる。また、S, Wの風向では、適合性はあまりよくなかったが、これは各風向における年最大風速のデータ数が少ないためと考えられ、多年にわたる風向別年最大風速をデータとしてプロットすると、直線にフィットしてくるものと思われる。

3. 強風に対する長大橋梁の安全性評価

(1) 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

2. では、台風係数を用いた風向別強風の極値分布の推定方法について検討した。ここでは、橋梁の耐風安全性評価の一方法を紹介するものとして、橋軸直角近辺風

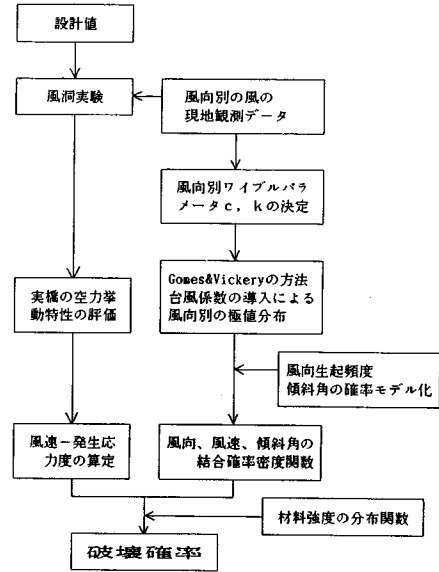


図-11 破壊確率算定のフローチャート

向の極値分布を用いた、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について検討する。その概略手順を図-11に示し、以下に各ステップに分けて内容を説明する。

a) 破壊確率を精度よく算定するためには、架設地点における橋軸直角近辺風向の強風の情報を知ることが望まれる。すなわち、現地での自然風観測記録から、対象風向の強風の極値分布を推定する必要がある。この際、橋軸直角近辺風向の年最大風速が長期間にわたって存在すれば、従来から報告されているさまざまな極値風速の推定方法が利用することが可能であり、また短期間の風観測データしか存在しないときには、2. で述べた Gomes と Vickery の方法および台風係数を用いて極値分布は推定可能であろう。しかし、実際には、長期間にわたる橋軸直角近辺風向の年最大風速データはほとんど存在しないため、後者の方法による推定が有効であると思われる。

また、風向発生頻度および風の傾斜角分布についても推測し、上で得られた風向別の風速の極値分布に加味することによって、風向、風速、傾斜角の結合確率密度関数が得られる。なお、風の傾斜角の分布であるが、過去の観測記録から傾斜角と風速の関係を特定することは困難であると判断されるため、本研究では、とりあえず傾斜角の分布形は風速、風向によらないものと仮定した。

b) a) 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概算される固有振動数、構造減衰を参考にして、風洞実験あるいは過去のさまざまな実験データより、次のような対象構造物の基本的な空力特性を得る。

① 静的空気力係数：抗力係数，揚力係数
モーメント係数

② 迎角とフラッタ発現風速の関係

③ 各迎角における風速-応答振幅曲線

c) b)の結果を参考にして，実橋の空力応答特性を予測する。

d) 外力の作用による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するとともに，風速とそれに起因して構造物に生じる応力度の関係を求める。ここで，風速から発生応力に変換する際には，抗力係数の気流の乱れやレイノルズ数による依存性，平均風速の空間的変動性，また空気密度の気温，気圧による変動性などによって，風速とそれによって発生する応力度の関係は確定的なものとして得られないといえる。さらに，フラッタに起因する応力も，フラッタ振幅の評価に不確定要素が含まれることから変動することが十分考えられるので，これらのことを考慮して風速と発生応力度の関係にあるばらつきを考えた方がより合理的といえよう。

e) a)およびd)の結果から，図-12のように，風向および迎角の条件付き結合確率密度関数として応力関数が定義される。すなわち

$$f_{\sigma\alpha,\beta}(\sigma|\alpha,\beta)d\sigma = d\sigma \int_0^\infty f_{\sigma u}(\sigma|u)f_{u\alpha,\beta}(u|\alpha,\beta)du \dots\dots\dots(16)$$

ただし， α ：迎角， β ：風向

$f_{\sigma\alpha,\beta}$ ：応力の条件付き確率密度関数

$f_{u\alpha,\beta}$ ：風速の条件付き確率密度関数

$f_{\sigma u}$ ：風速から応力への変換の際のばらつきを示す条件付き確率密度関数

f) さらに，材料強度の分布関数とe)の結果から，強風による橋梁構造物の破壊確率 P_f は次式のように表わされる。

$$P_f = \int_\beta \int_\alpha P_{f\alpha,\beta} f_{\alpha\beta}(\alpha|\beta) f_\beta(\beta) d\alpha d\beta \left. \dots\dots\dots(17) \right\}$$

$$P_{f\alpha,\beta} = \int_0^\infty f_{\sigma\alpha,\beta}(\sigma_w|\alpha,\beta) F_{\sigma\alpha}(\sigma) d\sigma$$

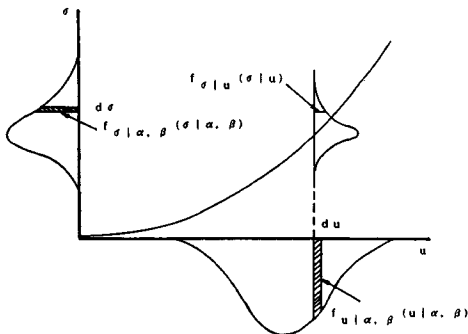


図-12 風速から応力度への変換の概念図

ただし， $f_{\sigma\alpha,\beta}$ ：風による応力の条件付き結合確率密度関数

$F_{\sigma\alpha}(\sigma)$ ：材料強度の分布関数

(2) 数値計算例

3.(1)で述べたような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を用いて，その数値計算例として，表-3に示す長大吊橋2橋において，それらの橋軸直角近辺風向がSE, SSE, NW, NNWと仮定したときの破壊確率を概算してみた。

破壊確率算定の対象とした部材は，スパン中央点の上弦材である。以下，3.(1)で述べたステップごとに用いたデータの説明をする。

a) 架設地点における自然風観測データとしては，垂水観測塔（高度80m）で得られた20年間（1964～1984年）の定時観測記録¹³⁾をA橋，B橋ともに入力データとして用いた。表-4に，この観測記録から得られた4風向（SE, SSE, NW, NNW）の風向生起頻度 f_b ，風向別のワイブルパラメーター c, k 値，風向別の風速の標準偏差 σ_u ，および再現期間100年に対応する風向別の風速再現期待値 u_{100} を示す。垂水（高度80m）における4風向の再現期間100年に対応する台風係数は，任意地点の台風係数算定のための回帰式（式（14））より求めた。垂水（高度80m）における回帰式の因子を表-5に，また得られた4風向の台風係数を表-6に示す。

表-3 破壊確率算定の対象とした長大吊橋2橋の概要

吊橋名	A	B
スパン長(m)	1100	712
備考	道路鉄道併用	道路単独橋

表-4 垂水80m高度における風のデータ

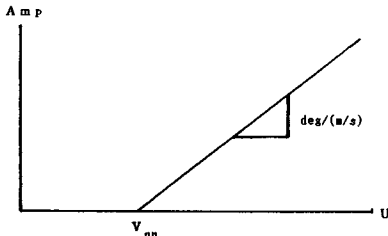
風向	$f_b(\%)$	C	K	σ_u	U_{100} (m/s)
SE	2.84	2.57	1.02	2.50	29.38
SSE	3.06	3.56	1.02	3.46	40.70
NW	8.59	5.30	2.00	2.46	19.79
NNW	7.28	4.92	1.91	2.38	19.46

表-5 回帰式の因子（垂水高度80m）

風向	X_3	X_4	X_5	X_9	X_{10}
SE	2.429	18.2	8	12.6	1.47
SSE	3.365	25.2	6	17.0	6.77
NW	0.984	15.3	7	41.3	2.98
NNW	1.006	14.8	6	36.2	1.88

表一六 垂水（高度 80 m）の風向別台風係数
（再現期間 100 年）

風 向	ϕ_{100}	風 向	ϕ_{100}
S E	1.07	NW	1.17
S S E	1.07	NNW	1.13



図一三 風速-応答振幅曲線の近似

また、風の傾斜角の分布形については、過去の観測記録から傾斜角の分布形を特定することは困難であると判断されるため、本研究では、正規分布 $(N(0, 1))$ を仮定した。

b), c), d), e) A 橋, B 橋ともに文献 14) より得られた構造諸元を参考にした。静的風荷重によりスパン中央点上弦材に発生する応力度を算定する方法としては、各橋の構造諸元のデータを用いて、横荷重を受ける吊り構造のねじれ、およびずれを考慮した簡易的な応力解析法¹⁵⁾を用いた。

また、ねじれフラッタの特性としては、次のように仮定して計算を行った。

- ① フラッタの発散の形状は迎角によりさまざまであるが、本研究ではあらゆる迎角に対しフラッタの発散の形状を一定 (0.35 deg/(m/s)) とし、またこの風速-応答振幅曲線を直線で近似した (図一三参照)。
- ② フラッタ発現風速 V_{on} は、各迎角によって変化するが、本研究では、簡単にするためにどの迎角においても 0° と同じ発現風速でねじれフラッタが発生するものと仮定した。

以上のことを考慮して、風速とそれにより上弦材に発生する応力度の関係を求める。その際、二重積分を解くことになるが、ここではシンプソン法を用いて近似計算した。

f) 上弦材の座屈強度の分布形としては、二次モーメント法などでよく用いられる対数正規分布と仮定した。座屈強度の平均値は、道路橋示方書による基準耐荷力¹⁶⁾とし、変動係数は 15% とした。

以上のデータをもとにして、長大吊橋 A 橋, B 橋の橋軸直角近辺風向を SE, SSE, NW, NNW と仮定したと

表一七 破壊確率の算定結果

	モード(m/s)	A 橋	B 橋
S E	30.37	0.7656E-07	0.2606E-04
S S E	42.06	0.6349E-04	0.4555E-02
N W	21.22	0.4076E-12	0.4384E-08
N N W	20.55	0.5748E-13	0.1089E-08

きの、静的風荷重および発散型フラッタによる破壊確率を算定した。算定結果を表一七に示す。

A 橋, B 橋とも、実際の桁位置や橋軸方向、および周囲の風環境などが異なっており、また破壊の対象が上弦材の座屈のみに限られているため、ここでの値だけで、どちらの橋が安全であるかを議論することはできないが、A 橋は道路鉄道併用橋であるために部材のウェブ、フランジがかなり厚く、静的風荷重による破壊確率を考えると、B 橋に比べて安全側に設計されていることがわかる。なお、今回の数値計算例では、風が定常状態のとき、橋梁に対して動的にどのような応答が起こるのかを調べたデータを利用して、モデル化した強風下での破壊確率を算定した。しかし、風は時間依存性があるため、今後は、これを考慮した安全性評価について検討する必要があると思われる。

4. 結論および今後の課題

(1) 橋梁架設地点における短期間の風向別の自然風観測記録から、Gomes と Vickery の方法および台風係数を導入することにより、架設地点における風向別の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方法について検討した。そして、実際の風観測データに対する適合性を調べるために、大阪における 51 年間の風観測データをあてはめてみた。その結果、大阪では全方位を対象とした Grigorten 法による極値 I 型分布では適合性があまりよくなかったが、風向別に Gomes と Vickery の方法および台風係数を用いると、適合性の改善がみられるとともに風向別の強風特性も評価できることがわかった。

(2) 橋梁構造物の強風に対する安全性を定量的に評価する指標として、(1) で述べた風向別の風速の極値分布を用いて風による静的および動的効果を同時に考慮した破壊確率を考え、その算定方法について検討した。

その数値計算例として、垂水高度 80 m で得られた 20 年間の自然風観測記録を入力データとして、長大吊橋 2 橋 (A 橋, B 橋) の静的風荷重および発散型フラッタによる破壊確率を 4 風向 (SE, SSE, NW, NNW) において概算した。

(3) 現在、破壊確率算定のために必要となる正確な入力データが十分得られていない。今後は、破壊確率の精度を上げるために、精度のよい入力データの蓄積に努める必要があると思われる。

最後に、本研究を行うにあたり多大なるご協力をいただきました京都大学工学部研究生 Dr. Peter Prenninger, 熊谷組 泉 千年氏, 京都大学大学院 三澤 彰氏および京都大学工学部橋梁工学研究室の関係諸氏に対し、深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) British Standards Institution : Steel concrete and composite bridges part 2, Specification for loads, B. S. 5400 part 2, 1978.
- 2) 白石成人・松本 勝・白土博通・安田清純：日本の風向別風速発生頻度特性 Weibull parameter の同定, 日本風工学誌, 第 22 号, 1984 年 12 月.
- 3) Gomes, L. and Vickery, B. J. : On the prediction of extreme wind speeds from the parent distribution, Journal of Aerodynamics 2, pp. 21~36, 1977.
- 4) Rice, S. O. in Wax, N. (Ed.) : Selected papers on noise and stochastic processes, Dover, New York, 1954.
- 5) 浅見 豊・森川泰成：最大値の統計的予測に関する研究風圧波形への適用, 第 9 回風工学シンポジウム論文集, pp. 301~306, 1986 年.
- 6) 川口彰久・岡田 宏・本間義教：市街地風の統計的性状発生頻度および継続時間について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 69~70, 昭和 61 年 8 月.
- 7) 白石成人・松本 勝・長尾文明：西日本各地の台風による強風特性, 第 8 回風工学シンポジウム論文集, pp. 63~70, 1984 年.
- 8) 建設省土木研究所, 日本気象協会：設計基本風速調査に関する報告書, 昭和 52 年 1 月.
- 9) 日本気象協会関西支部：大阪の気象百年, 昭和 57 年 7 月.
- 10) 藤野陽三・伊藤 学・酒井利夫：年最大風速記録による設計基本風速の算定に関する研究, 土木学会論文報告集, 第 305 号, pp. 23~34, 1981 年 1 月.
- 11) 白石成人・松本 勝・白土博通・油谷康弘・長田 信：日本各地の自然強風特性に関する 2, 3 の考察, 第 9 回風工学シンポジウム論文集, pp. 43~48, 1986 年.
- 12) Cook, N. J. : The designer's guide to wind loading of building structures part 1, Butterworths, pp. 111~124, 1986.
- 13) 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.
- 14) 橋梁と基礎 本州四国連絡橋特集, 第 18 巻, 第 8 号, 建設図書, 1984.
- 15) 小西一郎：鋼橋設計編 II, 丸善, pp. 1067~1106.
- 16) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 丸善, pp. 92~99, 昭和 56 年.

(1988. 8. 3・受付)