

強風極値特性を用いた橋梁構造物の耐風安定性評価について

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
 京都大学工学部 正員 白土博通 運輸省 正員 長田 信

1. はじめに

現行の耐風設計では、設計上考えられる不確定性要素（例えば、橋梁架設地点の自然風
 の特性、構造物の水平長さ・鉛直長さ・位置、構造物断面の空気力係数、振動特性など）
 を、補正係数の導入という形で評価している。しかし、これらの補正係数は、実際の各観
 測結果を考慮したうえで、経験に基づく工学的判断により決められていること、また設計
 された構造物が風に対して、どの程度の安全性を有しているかを定量的に表わせないこと、
 さらに、構造物相互の安全性を対応させることができないこと、などの問題点があげられ
 る。そこで、本研究では、橋梁構造物の風に対する安全性を定量的に評価するために、ま
 ず、架設地点の自然風の諸特性、ヒリわけ風向別の極値風速分布を明らかにし、さらにそ
 れを用いて、強風による橋梁構造物の破壊確率の算定を試みた。ここでは、その例として
 現在計画中の長大吊橋トラス桁梁をとりあげ、その安全性について検討した。

2. 風による橋梁構造物の破壊確率の算定

本研究では、静的風荷重および発散型フラッタによる橋梁構造物の破壊確率を、図1に
 示すような方法で算定した。図2には、その概念図
 を示す。

(1) 極値風速分布の推定

橋梁架設地点における短期間の自然風観測データ
 に、GomesとVickeryの方法および台風係数を適用
 して、風向別の極値風速分布を推定する。ここで、
 台風係数とは、我が国のように強風のほとんどが非
 定常性の強い台風によ、てもたらされる地域におい
 てはGomesとVickeryの方法に何らかの補正が必要
 であるため、本研究で導入したものであり、その値
 は、極値I型分布から推定した風速再現期待値を、
 GomesとVickeryの方法から推定した風速再現期待値で除したものと定義した。

(2) 実橋の空力挙動特性の予測

架設地点の自然風の特性、構造物の設計案の特性（固有振動数、構造減衰）を参考とし
 て、風洞実験を行ない、対象構造物の基本的空力特性（抗力係数、フラッタ発現風速、風
 速-応答振幅曲線）を得る。これをもとに、実橋の空力応答挙動を予測する。

(3) 風速-発生応力度の算定

(2)の結果をもとに、風速とこれに起因する応力度の関係を明らかにする。なお、ここで
 抗力係数、空気密度の変動を考慮する必要がある。

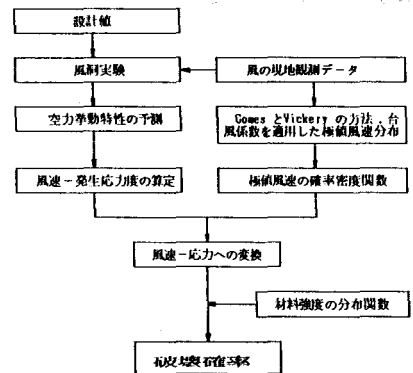


図. 1

破壊確率の算定手順のフローチャート

Hasaru MATSUHOTO Naruhito SHIRAISHI Hiromichi SHIRATO Makoto OSADA Yuji TSUKIYAMA

(4) 破壊確率の算定

(1)~(3)の結果より、迎角 α および風向 β の条件付確率密度関数 $f_{\alpha|\beta}$ として応力関数が定義される。さらに材料強度の分布関数 $F_{\sigma}(\sigma)$ を用いることにより、破壊確率は次式で求められる。

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

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

なお、図2で、 $f_{\sigma|\alpha,\beta}$ は風速の条件付確率密度関数、 $f_{\sigma|u}$ は応力 σ への変換の際の変動を示す条件付確率密度関数を表わしている。

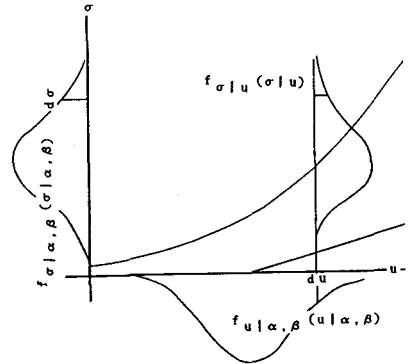


図. 2 破壊確率算定の概念図

上記の方法を用いて、現在計画中の長大吊橋トラス桁梁の破壊確率を算定した。使用したデータは、(i)垂直観測塔(高度80m)における20年間の風の観測データ (ii)文献⁽²⁾に示されている迎角-フラッタ発散図、応答振幅-風速図、基本風速-発生応力度図、基本風速-余裕応力度図、である。また、今回の計算では、抗力係数、空気密度の変動ならびに材料強度の分布を、対数正規分布(変動係数5%)と仮定した。以上の計算結果を表1に示す。その結果、破壊確率に最も大きな影響を与える風向は、橋軸垂直近辺風向(90°方位)の中では南南東といえる。またフラッタの風速に対する発散形状や構造減衰を变化させたが、破壊確率の変動は小さい。また、上記のデータより構造物は、フラッタ発生前にすでに静的な限界に達していると考えられることなどから、このトラス桁梁の強風による破壊確率はほとんど静的風荷重効果によるものと判断される。

3. 結論および今後の課題

本研究では、橋梁構造物の安全性を定量的に評価する指標として、風向別極値風速分布を用いた破壊確率を考え、その算定方法について検討した。その一例として、ヒリあげた現在計画中の長大吊橋トラス桁梁の風による破壊確率は、そのほとんどが静的風荷重によって決定されると判断された。今後、さらに強風の極値分布の精度よい推定、材料強度の分布、および得られた破壊確率の値の評価方法について検討する必要があると思われる。

(参考文献) (1) 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

(2) 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" 昭和61年2月

表. 1 破壊確率の計算結果

対象部材	上弦材	フラッタ	
対象位置	スパン中央点		
迎角分布	正規分布 [0. , 1]		
風速の再現期間	1 0 0 年	U.C.Ratio	v = 6 7.5 (回/年)

台風係数・・・	風向	SE	SSE	NW	NNW
	C20	1.01	1.01	1.12	1.08
	C100	1.07	1.07	1.17	1.13

風向	モード (m/s)	破壊確率		
		0.15 [deg/(m/s)]	0.25 [deg/(m/s)]	0.35 [deg/(m/s)]
SE	25.2	0.2905 E-05	0.2905 E-05	0.2905 E-05
SSE	35.0	0.1822 E-03	0.1822 E-03	0.1822 E-03
NW	19.9	0.1891 E-09	0.1891 E-09	0.1891 E-09
NNW	18.8	0.7119 E-10	0.7119 E-10	0.7119 E-10
合計		0.1851 E-03	0.1851 E-03	0.1851 E-03

構造減衰 $\delta = 0.006$ と変化させた場合

風向	モード (m/s)	破壊確率		
		0.15 [deg/(m/s)]	0.25 [deg/(m/s)]	0.35 [deg/(m/s)]
SE	25.2	0.3073 E-05	0.3133 E-05	0.3194 E-05
SSE	35.0	0.1817 E-03	0.1851 E-03	0.1886 E-03
NW	19.9	0.1956 E-08	0.1972 E-08	0.1989 E-08
NNW	18.8	0.7255 E-10	0.7414 E-10	0.7475 E-10
合計		0.1948 E-03	0.1982 E-03	0.2018 E-03