

強風下の橋梁の限界状態に関する研究

松本 勝・白石 成人・白土 博通
泉 千年・築山 有・三澤 彰

LIMIT STATE ANALYSIS OF BRIDGES UNDER STRONG WIND

By Masaru MATSUMOTO, Naruhito SHIRAISHI, Hiromichi SHIRATO,
Chitoshi IZUMI, Yuji TSUKIYAMA, Akira MISAWA

Synopsis

In this study, human-response against bridge vibration was investigated in the frequency range 0.2 Hz-1.0 Hz and in the amplitude range 1.0 cm-10.0 cm in order to evaluate serviceability level for pedestrian to the bridge vibration. Approximately 100 persons were tested on Ohshima Bridge and vertically oscillating stage.

Furthermore, the evaluation procedure of the extreme distribution of wind speed in consideration of Typhoon effect in various wind directions was developed and failure probability of several long span suspension bridges due to strong wind were calculated. Finally the conceptional probabilistic approach of bridge design method against strong wind was shown in standing on a failure probability.

1. は じ め に

構造物が各種の外力に対し、意図された役割を果たし得なくなる状態あるいは好ましくない状態になることを限界状態に達したという。構造物を安全性及び使用性の面から考えた場合、終局限界状態、使用限界状態という2つの限界状態が定義される。海外先進国で盛んに採用されている限界状態設計法は、構造物の安全性及び使用性の2つの面から照査を行い、その両方において、ある定められた基準を満足すれば、その設計案を承認するものである。

近年、橋梁構造物の大型化、長大化、高層化がますます進み、よりフレキシブルな構造物が増えている。それに伴い、必然的に、強風に対する橋梁構造物の安全性の検討が要請されるようになってきた。現在、わが国では、既存の観測資料をもとにして許容応力度設計法により安全性の照査が行われている。この方法によると、強風に対して実際に橋梁構造物の持つ安全性を確率的、定量的に評価することは難しく、安全性の評価はある基準を満足するかどうかにより決定論的に Yes, No の判断が行われている。また、それに伴い、構造物相互の安全性の対応もとれない状況にある。そこで、安全性を検討する指標として、上述の限界状態設計法に関連している破壊確率を用いると、定量的に安全性を評価することが可能になると考えられる。また、最初に架設地点の位置、気象環境、構造物の重要度などを考慮にいれた目標破壊確率を設定しておいて、それに対する最適な橋梁の形式および断面を選定するという確率論的な耐風設計についても検討することができると思われる。

また、これまで終局限界状態が構造物を破壊にいたらしめる最もクリティカルな状態であるために、使用

限界状態はどちらかといえば二次的な扱いを受けていた。しかし、可とう性にとんだ長大橋梁や超高層ビルなどが出現してくると構造物の過大な振動が人間に与える精神的あるいは生理的な影響を使用限界状態として評価することが必要となろう。この問題については、昭和40年代に数多くの歩道橋が設置され、その振動が問題となって以来研究がなされてきた。しかし、低振動数の長大橋梁上に歩行あるいは静止している人間の感覚についての研究は数多くなされているとは言えない。そこで、その振動に対する人間の感覚の許容範囲を認識しておくことは、長大橋梁の設計や使用性を検討する場合に有益であると考えられる。

以上のことを踏まえ本研究では、本州四国連絡橋尾道—今治ルートの大島大橋（支間長 560 m）において歩行者を対象として行った振動実験アンケート調査をもとに、長大橋梁上の歩行者の振動感覚について検討するとともに、それを考慮した使用性評価について考察した。また、終局限界状態に関して、橋梁構造物中の対象部材の強風による破壊確率を算定する際の入力データとなる、橋梁架設地点における風向別強風の極値分布の推定方法について検討した。そして、具体的に長大吊橋七橋の破壊確率を概算するとともに、その安全性について簡単な考察を行った。さらに、破壊確率を安全性指標として用いた確率論的な耐風設計のあり方について検討することを試みた。

2. 長大橋梁の使用性評価

2.1 概 説

橋梁の長大化に伴い、特に歩道を有するような橋梁においては、終局限界状態だけでなく、使用性に関して橋梁の振動が人間に与える影響を検討することが必要とされるようになってきた。歩行者による歩道橋の振動問題が取り扱われるようになって以来、橋梁の振動とその使用性に関して多くの研究がなされてきたが、対象となる橋梁はおおむね支間長 100 m 以下であり、その振動数は 1 Hz 以上、振幅 0.1 mm-5mm 程度のものがほとんどであった。しかし橋梁の長大化、軽量化に伴い、剛性の低い可とう性にとんだ橋が出現したため、歩行者を対象とした低振動数域や大振幅域での振動調査が必要になってきた。

ISO⁽¹⁾では、近年、振動数 0.1 Hz から 0.63 Hz の鉛直振動で起こる人間の船酔現象（MOTION SICKNESS）についての評価を行っている。それによれば、この振動数領域における人間の反応は、振動そのものよりも視覚、気分、年齢、性別などに依存しているところが大きいと報告されている。

そこで本研究では、中央支間長 560 m で歩行者用道路を有する本州四国連絡橋尾道—今治ルートの大島大橋を起振機によって振動させ、橋梁上における人間の歩行時および静止時の振動感覚に対するアンケート調査を行った。また、鉛直振動において振幅と振動数の変化に対する人間の反応感覚の閾値（振動を感じ始める点または振動が不快になり始める点）を調べるため、鉛直振動発生装置（トラックを改造）を用いて、振幅を 3 段階、振動数を 5 段階に変化させたときの振動感覚のアンケート調査を行った。この 2 種類の実験を行うことにより、許されない振動というものを推定し、長大橋梁における歩行者の振動感覚からみた使用性について検討した。

2.2 試 験 方 法

人間の振動感覚について年齢別、男女別の違いを調べるため被験者は、5～15歳、16～25歳、26～35歳、36～50歳、51歳以上の 5 つのグループから男女 10 名ずつ計 100 名を選んで行った。

振動試験の対象となった大島大橋は、本州四国連絡橋尾道—今治ルートのうち伯方島と大島を結ぶ全長 840 m（140 m + 560 m + 140 m）の単径間吊橋であり補剛桁に偏平な逆台形断面をもつ鋼床版箱桁を採用した吊橋である。（Fig. 1）

(1) 試 験 1

Photo. 1 に示すような大型起振機 2 台を Fig. 1 に示すように支間 1/4 点に設置し、曲げ振動に対しては 2 台の起振機を同位相で、ねじれ振動に対しては逆位相で同調運転をさせることにより、Table 1 に示すような 4 つの振動モードを発生させた。ここで曲げ逆対称 1 次を試験 1-a、曲げ対称 2 次を試験 1-b、曲げ逆対称 3 次を試験 1-c、ねじれ逆対称 1 次を試験 1-d と定義する。

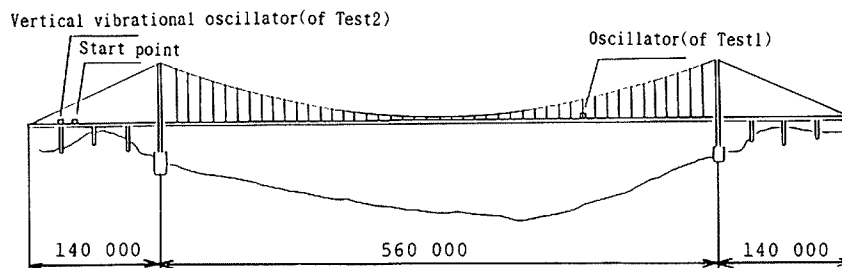


Fig. 1. General view of Ohshima Bridge

計測システムとしてはサーボ型加速度計（明石製作所 V 401 BR）を桁内、塔頂およびケーブル上に設置し、それぞれの応答加速度をアンプにより増幅し、データレコーダ（共和電業 RTP-8021）に収録する。起振機によって発生させた振動が各振動モードに対して設定した定常状態になった時点より、被験者はスタート地点から支間1/4地点に向かって歩行を開始する。1/4点に到着後、歩行時における橋梁上の振動感覚を Fig. 2 に示すようなアンケート用紙に記入する。次に1/4地点において静止状態で約3分間振動を被験者に体験してもらい、再びその振動感覚をアンケート用紙に記入する。

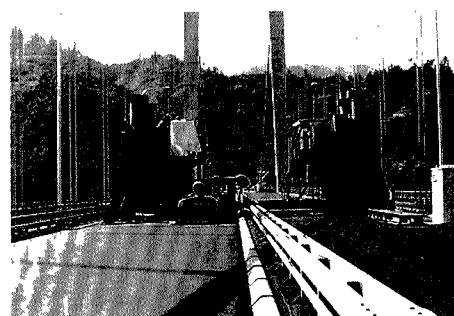


Photo. 1. Oscillator

Table 1. Test conditions for various vibrational modes of Ohshima Bridge (Test. 1)

Vibrational Mode	Frequency(Hz)	acceleration(G)	amplitude(mm)	Wind Speed(m/s)	Wind direction
1st Asymmetric (Bending, Test 1-A) 	0.186	0.0061	0.044	2~3	NE
2nd Symmetric (Bending, Test 1-B) 	0.323	0.1328	0.316	2~3	N
3rd Asymmetric (Bending, Test 1-C) 	0.703	0.1493	0.075	2~4	S
4th Asymmetric (Torsional, Test 1-D) 	0.736	0.0910	0.042	4~6	S

試験1は試験1-a、試験1-b、試験1-c、試験1-dの順に、被験者全員一斉に行った。実験風景を Photo. 2, 3 に示す。

(2) 試験 2

Photo. 4, 5 に示すように小型トラックを改造した鉛直振動発生装置を用いた。振幅が1 cm, 5 cm, 10 cm の状態をそれぞれ試験2-a, 2-b, 2-c と定義し、それぞれの振幅で振動数を0.2 Hz, 0.4 Hz, 0.6 Hz, 0.8 Hz, 1.0 Hz と変化させた。なお、振幅10 cm の場合だけ振動数を1.25 Hz まで変化させた。これらの

振動を加速度レベル、速度レベルで表した値を **Table 2** に示す。被験者は **Fig. 3** のようなアンケート用紙を持ち、7名単位でトラックの荷台に立つ。振動数を **Fig. 4** に示すようなサイクルタイムで上げてゆき、被験者は手すりにつかまるか直立するかで状態で振動を20秒間受け、その後の15秒間で感想を記入する。そして次の振動数の試験が始まり同じように被験者は振動を受ける。試験2の実験風景を **Photo. 6, 7** に示す。

試験2では、特に低振動数領域において視覚により(目の前の景色が上下に動くことで)振動を感じることがないように0.2Hz、0.4Hzの振動では目を閉じた状態で試験を受けてもらった。またそれ以上の振動数においても、なるべく遠くの方を見た状態で試験を受けるように指導した。

試験1-a

グループ () 年齢 () 名前 ()

(1) 歩いたとき振動を
 ア. 感じない
 イ. 少し感じる
 ウ. はっきり感じるが歩ける
 エ. はっきり感じて歩きにくい
 オ. 歩けない
 その他 ()

(2) 静止したままで振動を
 ア. 感じない
 イ. 少し感じる
 ウ. はっきり感じる
 エ. はっきり感じて気分が悪い
 オ. はっきり感じて耐えられない
 その他 ()

※船酔いにかかりやすいか? ()

※静止時と歩行時では、どちらの方が振動をよく感じたか?

Fig. 2. Opinionaire sheet of Test 1



Photo 2. Scene of Test 1

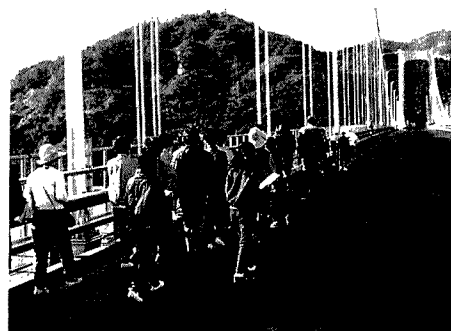


Photo 3. Scene of Test 1

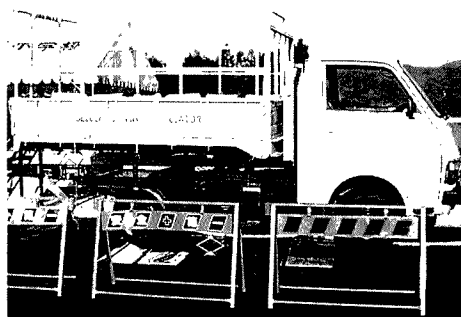


Photo 4. Vertically oscillating stage

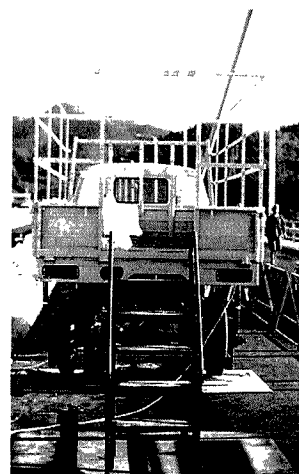


Photo 5. Vertically oscillating stage

2.3 結果および考察

試験1及び試験2の結果をもとに、橋梁あるいは鉛直振動発生装置による振動刺激と人間の応答感覚に何らかの数量的関係や一般的傾向が見られないかどうか解析を行った。

まず、試験1において、橋梁上を歩行している状態と静止している状態でどちらの方が振動をよく感じるかについて調査した。(Table 3) これによると若干ではあるが、静止時の方が振動を感じやすく、特に女性

Table 2. Test conditions of Test2

displacement acceleration (G)

frequency(Hz)	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.25
amplitude(m)						
0.01	0.002	0.006	0.015	0.026	0.040	
0.05	0.008	0.032	0.073	0.129	0.201	
0.10	0.016	0.065	0.145	0.258	0.403	0.629

displacement velocity (m/s)

frequency(Hz)	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.25
amplitude(m)						
0.01	0.013	0.025	0.038	0.050	0.063	
0.05	0.063	0.126	0.188	0.251	0.314	
0.10	0.126	0.251	0.377	0.503	0.628	0.785

試験 2-a

グループ () 年齢 () 名前 ()

(1) 1 番目の振動の感想
(2) 2 番目の振動の感想
(3) 3 番目の振動の感想
(4) 4 番目の振動の感想
(5) 5 番目の振動の感想

ア. 感じない
イ. 少し感じる
ウ. はっきり感じる
エ. はっきり感じて気分が悪い
オ. はっきり感じて耐えられない
その他 ()

Fig. 3. Opinionaire sheet of Test 2

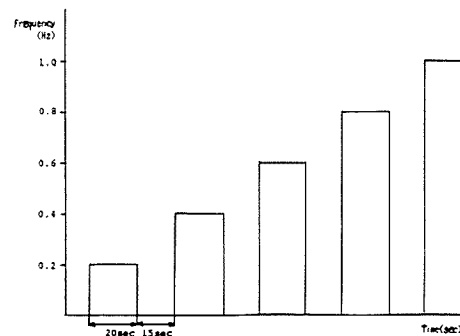


Fig. 4. Testing period in Test 2

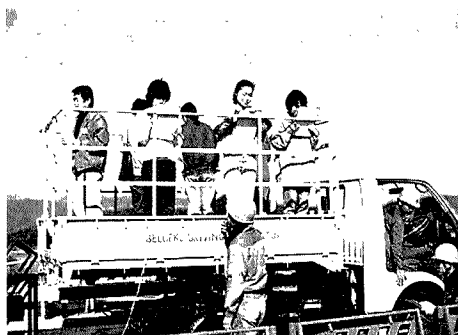


Photo 6. Scene of Test 2



Photo 7. Scene of Test 2

Table 3. Comparison of Human Response caused by vibration (Test 1-a)

	on walking	on standing	sum
male	15	12	27
female	15	27	42
sum	30	39	69

Table 4. The number of persons who feel motion sickness

age	5~15		16~25		26~35		36~50		51~		total		sum
sex	m	f	m	f	m	f	m	f	m	f	m	f	
weak	1	5	1	6	4	5	2	5	1	3	9	24	33
strong	11	3	4	4	7	5	7	2	8	4	37	18	55
nomal	0	3	1	0	0	0	1	3	0	3	2	9	11
total	12	11	6	10	11	10	10	10	9	10	48	51	
sum	23		16		21		20		19				99

がよく感じていることがわかる。

また、被験者が船酔現象 (motion sickness) にかかりやすいかどうかの調査結果は Table 4 のようになり、圧倒的に男性の方が酔いにくいことがわかり ISO⁽¹⁾ の報告とも一致した。

Fig. 5 は横軸に振動数を、縦軸に振幅をとって「はっきり感じる」の評定率を試験 1, 2 の結果をもとにして表したものである。ここで試験 1 とは橋梁上での静止の状態を対象としている。また「はっきり感じる」の評定率とは「はっきり感じる」以上のカテゴリーに属する人の割合である。この図から、実橋上での振動試験である試験 1 と鉛直振動発生装置を使った試験 2 とを比較すると、実橋上の方が振動を感じやすい結果となったが、この原因の一つとして振動被曝時間の影響が考えられる。実橋上での試験 1 では被曝時間 (スタートからアンケート記入時までの時間) は 2 分 30 秒程度であったのに対し、鉛直振動発生装置による試験 2 では 20 秒と極端に短い。ISO⁽¹⁾ では、低振動数領域においては「たいへん不快 (severe discomfort)」の閾値を考えた場合、 $a^2t=m$ (a : 加速度, t : 被験時間, m : 定数) なる関係が成り立つことを報告しているが、本試験においても、 a^2t の値を個々のケースで求め、試験 1 と試験 2 の対応性について調べた。その結果、 a^2t の値が試験 1-a, 1-c, 1-d に比較的近いものとして、試験 2-c の 0.2 Hz, 1.0 Hz, 0.8 Hz の 3 ケースが選ばれた。(Fig. 6) これより試験 1 の 3 ケースについては大変よく適合していることがわかるが、試験 1-b (振動数: 0.323 Hz, 振幅: 31.6 cm) については対応するケースが存在しない。すなわち、 a^2t の値は 2.65 と 1-c や 1-d より小さいが、「気分の悪さ」を訴える人が半数を超えており被曝時間以外の影響が考えられる。

このことについて、試験 1 は実橋上における振動感覚で

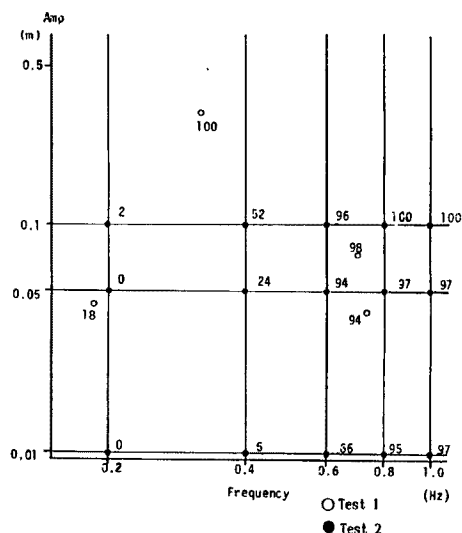


Fig. 5. Threshold distribution for "Obviously perceptible to vibration"

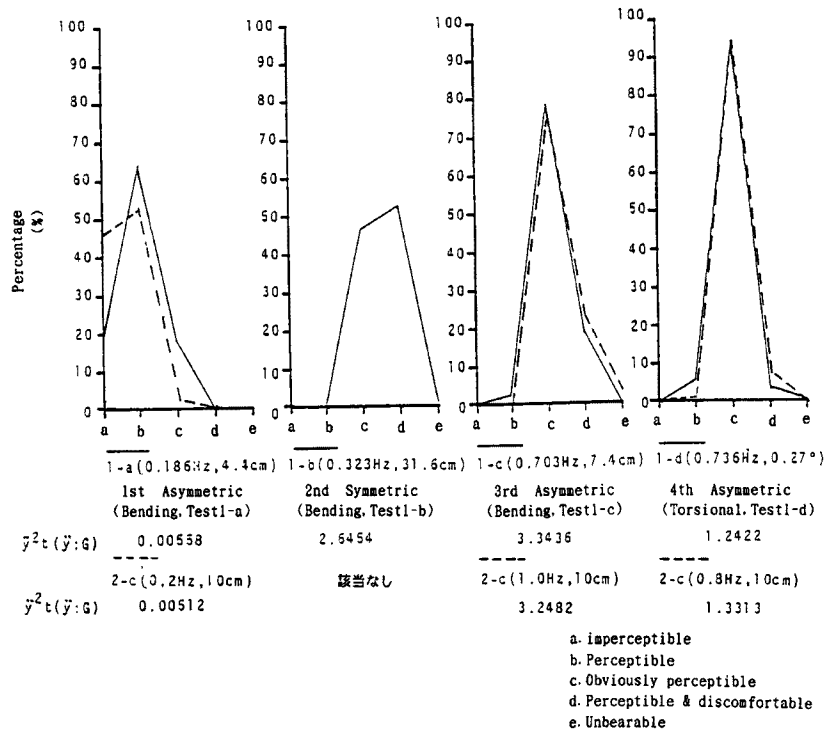


Fig. 6. Comparison between Test 1 and Test 2 with taking exposure time and acceleration into account

あり視覚の影響が要因の一つとして考えられる。すなわち試験2は振動台の上で遠くの景色を見た状態での振動感覚であるのに対して、試験1は振動する実橋の上を歩いたり静止したりするため、試験1-bにおいて被験者は片振幅31.6cmというきわめて大振幅の2次モードで振動する橋梁を見ることによりかなり不安感や不快感を持ったようである。

次に試験2の結果をもとに、「はっきり感じる」以上のカテゴリの評定率を3次元図に表してみた (Fig. 7) 具体的手法としては x 軸に振動数, y 軸に振幅をとり試験2の15個のデータ (振幅3ケース, 振動数5ケース) を評定率 $z=f(x, y)$ としてプログラムに入力する。そして補間値を求めるプログラム (B-spline 2次元補間式) を用いてデータ間の評定率を推定し, それらを結んでいくというものである。図中に示す等感覚点 (評定率の等しい点) を結んだ等高線により「はっきり感じる」のカテゴリの閾値 (はっきり感じはじめる Line) を知ることができる。それによれば, 等感覚線の勾配 (振動数に対する振幅の勾配) が急になり, 振動数依存が強くなっていくことがわかる。実際, 等感覚線を $a\omega^m=c$ (a : 振幅, ω : 円振動数, c : 定数) という形で定義しようとした場合, m は6以上の大きな数字になる。

構造物を破壊にいたらしめるような限界状態を想定した安全性を考える場合, 破壊確率のオーダーとしては $10^{-2} \sim 10^{-6}$ ぐらい⁽²⁾ になるであろう。しかし, 本研究では歩行者の振動感覚から見た使用性を対象としており, その破壊確率 (仮に非使用性確率と呼ぶ) の概念は自ずから性格が異なってくる。

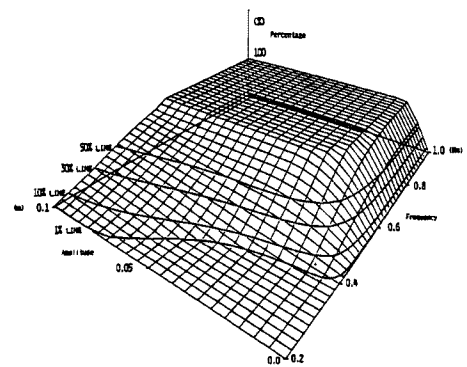


Fig. 7. Three-dimensional diagram of distribution for "Obviously perceptible to vibration"

すなわち、歩行者が精神的な面で不快の念を持つ振動、あるいは体力的、生理的に歩くことが困難になる振動というものは絶対に起こることが許されないというのではなく、前述したようにごくまれにその範囲を越えてもよいという性格のものである。しかも、橋梁が許されない振動領域に入った時点で歩行者用道路の通行を禁止すれば歩行者を不快な振動被曝から救うことができる。このような観点から非使用性確率というものは、限界状態を想定した破壊確率に比べて大きな値になることが予想される。

3. 強風による橋梁構造物の安全性

3.1 概 説

橋梁構造物の耐風設計に関して、わが国では「道路橋示方書」「本州四国連絡橋耐風設計基準」に見られるように、許容応力度設計法に基づいている。この方法では、設計上考えられる様々な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が、設計された構造物の持つ安全性を確率的、定量的に評価することは難しく、安全性の評価はある基準を満足するかどうかにより決定論的に Yes, No の判断が行われている。このため、筆者らは、文献⁽³⁾で、強風による橋梁構造物の安全性を確率的、定量的に評価するための指標となる破壊確率の算定方法について検討している。そこで本研究では、破壊確率の精度をよくするために、入力データの一つである橋梁架設地点における風向別の強風の極値分布を推定する方法について検討した。また、破壊確率の数値計算例として長大吊橋七橋の破壊確率を算定し、強風に対する安全性を簡単に考察した。さらに、この破壊確率を安全性の指標として用いた確率論的な耐風設計のあり方について検討した。

3.2 風向別の強風の極値分布の推定

極値風速を予測する方法としては GUMBEL 分布が代表的なものとしてあげられるが、この方法では少なくとも20年以上の風観測データが必要とされる。しかし橋梁架設地点あるいはその周辺地域では、数十年にわたる長期間の風観測データは望むべくもない。また、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。さらに、強風に対する安全性を確率論的に表す場合、強風の再現期待値ではなく、長時間の再現期間に対応する強風の極値分布が必要となる。このため、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、長時間の再現期間に対応する風向別の強風の極値分布を的確に推定することが必要となる。

そこで本研究では、Gomes と Vickery の方法⁽⁴⁾および台風係数を導入することにより、風向別の強風の極値分布を推定した。ここで、台風係数とは、わ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ってもたらされる地域においては通常風速母集団確率分布より推定する 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る。その値は、以下のように定義した。

$$\text{台風係数} = \frac{\text{風向別の強風の極値分布からの推定値}}{\text{Gomes と Vickery の方法により風向別の通常風から推定した風速値}}$$

本研究では、Fig. 8 に示すように、極値風速を考える際の最小単位である1年再現期間に対応する台風係数を1.00として、それと100年再現期間に対応する ϕ_{100} を用いて補正した。 ϕ_{100} は西日本23地点において、1964年から1978年の15年間の3時間ピッチ毎正時10分間平均風速をデータとして用いて、それを

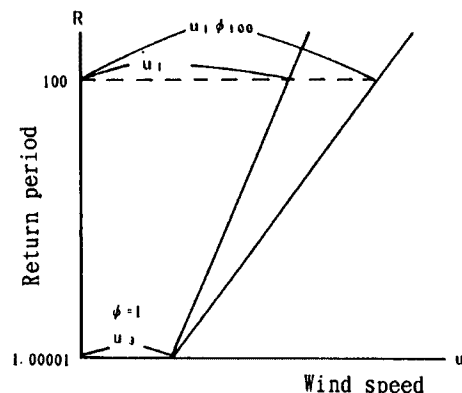


Fig. 8. Modification of extreme value distribution by use of cyclone factor

Gringorten 法による極値 I 型分布にあてはめて得られる100年再現期待値と Gomes と Vickery の方法による極値分布により得られる100年再現期待値の比で算定した。

以上述べた風向別の強風の極値分布の推定方法について、大阪の51年間の風観測データにあてはめてその適合性を調べてみた。(Fig. 9) 図中の直線は、大阪の15年間(1964～1978年)の3時間毎の定時観測記録をもとに、Gomes と Vickery の方法および台風係数を用いて得られた極値分布である。また図中の点は、大阪の51年間(1930～1980年)の年最大風速を風向別に Gringorten 法を用いてプロットしたものである。このデータは風向別の年最大風速ではなく、年最大風速のデータ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かなり少なくなっている。そこで、個々の年最大風速の中で頻度の高い4風向(S, SW, WSW, W)について、適合性を調べてみた。大阪の風観測データについては Gringorten 法を用いて

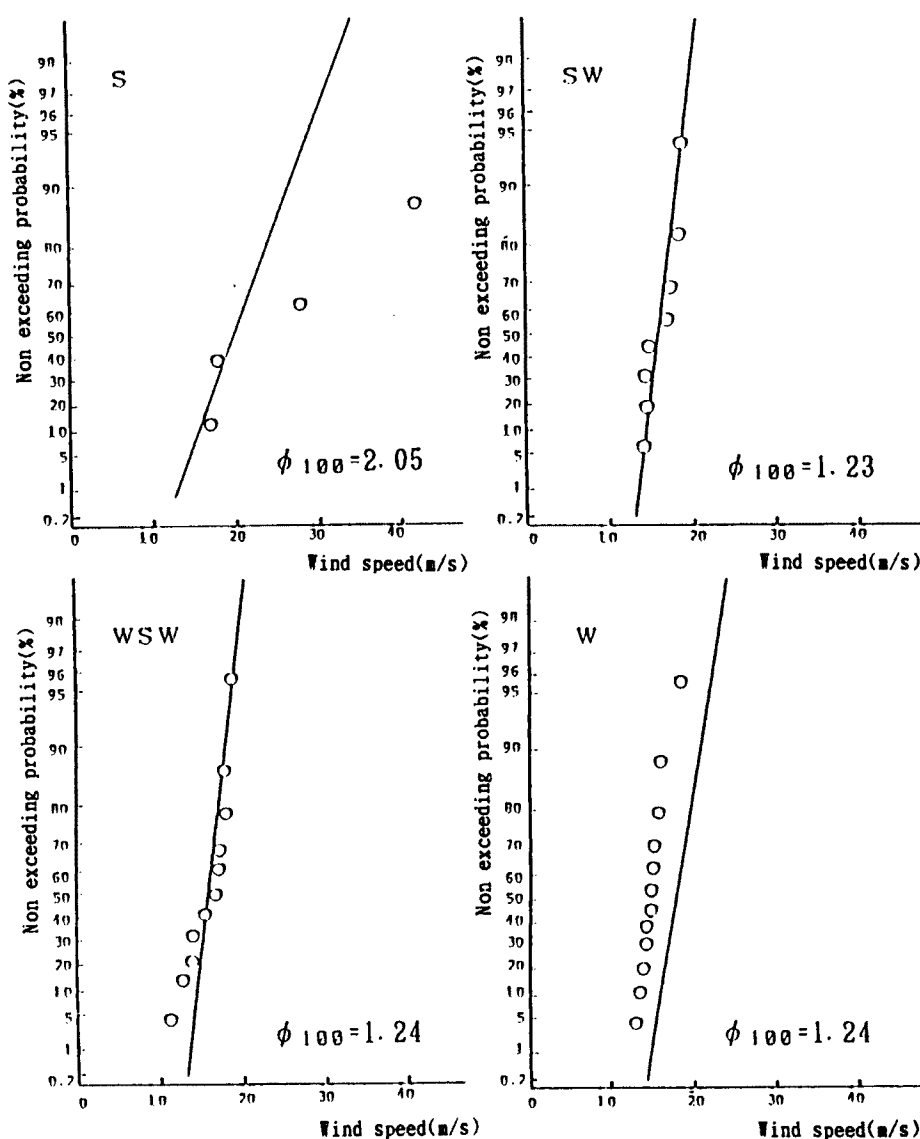


Fig. 9. Extreme value distribution of strong wind with different four wind directions at Osaka (○: measured data —: analyzed results by use of Gomes and Vickery method and cyclone factor)

表すと、以前から指摘されているように適合性は悪い。しかし、Fig. 9を見るとSW, WSWについてはそれぞれの直線が風向毎にかなりフィットしており、適合性の改善がみられた。

3.3 破壊確率の数値計算例

3.2で述べた橋梁架設地点における風向別の風速の極値分布の推定方法、および文献(3)で述べられている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、Table 5に示す長大吊橋七橋の強風による破壊確率を算定した。その算定方法を以下に説明する。また、Fig. 10にそのフローチャートを示す。

(1) 橋梁架設地点における短期間の風向別通常風観測記録から、3.2で述べた方法を用いて、風向別に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。

まず、風向別通常観測記録を母集団として WEIBULL パラメータ c , k を風向別に算定する。Gomes と

Table 5. Long-span suspension bridges investigated

Bridge	A	B	C	D	E	F	G
Span length (m)	1990	1100	990	940	864	770	712
Suspension bridge for road and railway		○	○	○			

*A: Idea of truss girder

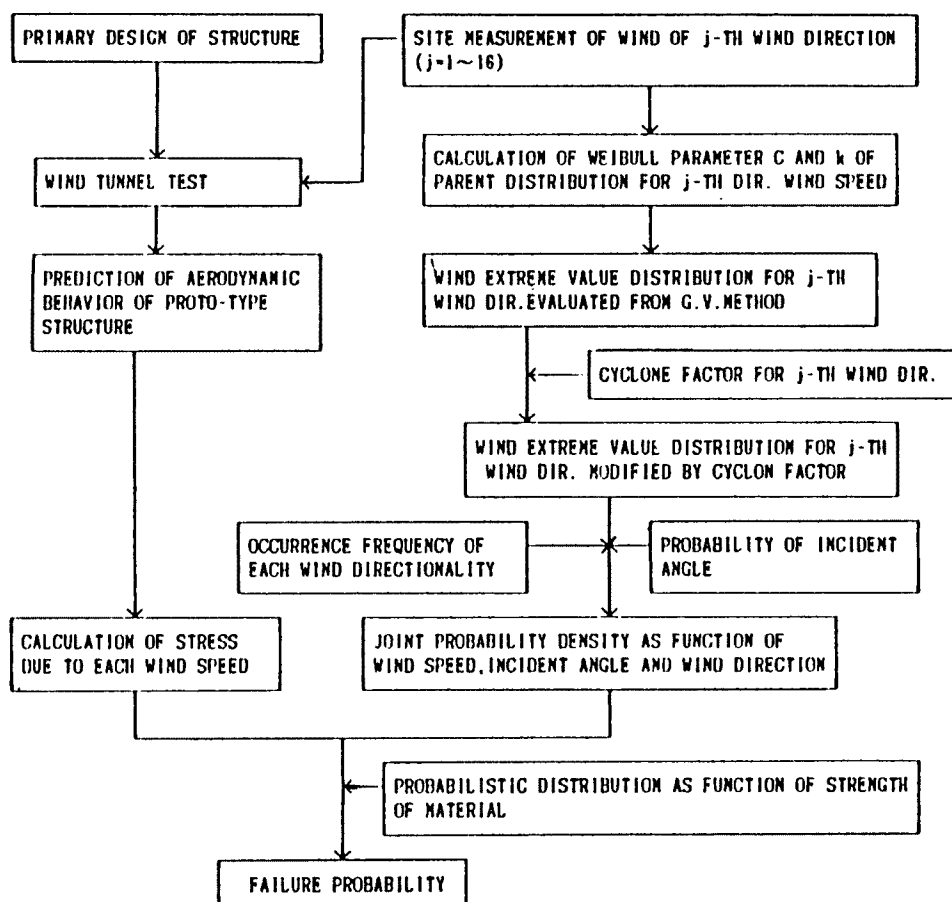


Fig. 10. Flow chart of bridge failure probability evaluation due to strong wind

Vickery は、以下に示す式で c , k 値を用いて, R 年に一度生起する風速 u_R を推定している。

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

$$u_1 = C(\ln N)^{1/k} \left[1 + \left(\frac{k-1}{k^2} \right) \frac{\ln(\ln N)}{\ln N} \right] \dots\dots\dots (2)$$

$$1/a \cong \frac{c}{k} (\ln N)^{\frac{1}{k}-1} \left[1 + \frac{k-1}{k \ln N} - \left(\frac{k-1}{k} \right)^2 \frac{\ln(\ln N)}{\ln N} \right] \dots\dots\dots (3)$$

$$N = 2\pi\nu_u \beta_u \left(\frac{k\sigma_u}{c} \right) \dots\dots\dots (4)$$

ただし

ν_u : u が平均値を単位時間内に超過する平均回数

β_u : u の変動係数の逆数

σ_u : u の標準偏差

ここで, (1)式は, 年最大風速の分布がよく適合することで知られている極値 I 型分布

$$u_R = u_E + (1/a_E) \ln R \dots\dots\dots (5)$$

a_E : 極値 I 型分布のパラメータ

u_E : 極値 I 型分布のパラメータ

と同型になる。つまり(5)式の極値 I 型分布のパラメータ a_E , u_E は, (2)(3)式で示される a , u_1 によって近似される。この方法を適用すると, 短期間の風向別通常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 年再現期間に対応する風向別の風速の極値分布を推定することができる。

さらに推定された極値分布に, 台風の影響を考慮した台風係数 ϕ_1 , ϕ_{100} を導入すると, R 年再現期間に対応する風速の極値分布は次のような式で表される。

$$\text{分布関数: } P(u) = \exp\{\exp[-a^*(u - u_R^*)]\} \dots\dots\dots (6)$$

$$a^* = \frac{\lambda_1 - \lambda_2}{(\phi_1 \lambda_1 - \phi_{100} \lambda_2)/a + (\phi_1 - \phi_{100})u_R}$$

$$u_R^* = \frac{(\phi_{100} - \phi_1)\lambda_1 \lambda_2 / a + (\phi_{100} \lambda_1 - \phi_1 \lambda_2)u_R}{\lambda_1 - \lambda_2}$$

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

λ_1 , λ_2 : $\lambda_i = \ln[1 - (1/R_i)]$

$R_1 = 1$ 年, $R_2 = 100$ 年

そして, 風向生起頻度, 風の傾斜角の分布のデータを用いると, 風向, 風速, 傾斜角の結合確率密度関数は推定される。

ここでの数値計算例では, 自然風の観測データは, 七橋すべてに対して, 垂水観測塔 (高度 80 m) で得られた 20 年間 (1964 年～1984 年) の定時観測記録⁽⁵⁾を用いた。また, この地点の台風係数は文献(2)で述べられている台風係数推定のための回帰式より求めた。Table 6 に, 風向生起頻度 f_b , 風向別の WEIBULL パラメータ c , k , Gomes と Vickery の方法により得られた再現期間 100 年の風速再現期待値, および再現期間 100 年に対応する台風係数を風向別に示す。この表を見ると, 垂水高度 80 m 地点では, S から W にかけての風向で強風が吹きやすことがわかる。このように, 3.2 で述べた風向別強風の極値分布からは, その地点での強風の吹く風向特性を, ある程度把握することができると思われる。

風の傾斜角分布については有効なデータが不足しているため, 本研究では正規分布 $[0, 1]$ と仮定した。

Table 6. Cyclone factor and 100 year expected wind speed for various wind directions (TARUMI: HEIGHT 80 m)

Wind direction	f_D	c	k	ϕ_{100}	U_{100} (m/s)
NNE	0.0621	5.12	1.89	1.11	20.53
NE	0.0333	4.72	1.19	1.18	39.43
ENE	0.0803	6.61	1.66	1.38	31.66
E	0.0842	5.40	1.66	1.22	25.87
ESE	0.0423	3.66	1.38	1.18	23.42
SE	0.0284	2.57	1.02	1.07	29.38
SSE	0.0306	3.56	1.02	1.07	40.70
S	0.0612	6.86	1.31	1.35	48.03
SSW	0.0670	7.42	1.71	1.51	34.07
SW	0.0207	3.56	1.16	1.08	31.25
WSW	0.0380	5.55	1.31	1.18	38.86
W	0.1103	7.07	1.61	1.34	35.42
WNW	0.1016	6.69	1.74	1.37	29.97
NW	0.0859	5.30	2.00	1.17	19.79
NNW	0.0728	4.92	1.91	1.13	19.46
N	0.0812	5.48	1.89	1.15	21.97

(2) 風速と静的風荷重およびねじれフラッタによる発生応力の関係を得るデータとして、A橋トラス桁案に関しては文献(6)に示されている基本風速-発生圧縮応力度図、基本風速-余裕ねじれ角図、応答振幅-風速図を用いた。まず基本風速-発生応力度図より、静的風荷重による発生応力を求める。また、基本風速-余裕ねじれ角図より、ねじれ角 1° に対する発生応力度を求め、それに応答振幅-風速図より得られたねじれ角を乗じて、ねじれフラッタにより部材に発生する応力を算定した。また他の六橋については、静的風荷重による発生応力度を求める手段として、横荷重に受ける吊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⁽⁷⁾を用いた。また、フラッタ特性については次のように仮定して計算を行った。

- ① フラッタの発散形状は迎角によって同じ風速値でも異なるが、本研究ではどの迎角においても発散形状を一定 ($0.35 \text{ deg}/(\text{m/s})$) とし、またこの形状を直線で近似した。
- ② フラッタ発現風速も迎角によって様々であるが、本研究ではどの場合でも 0° とおなじ発現風速でフラッタが発生するものとして仮定した。

以上のようにして、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や空気密度、フラッタに起因する応力のばらつきを考慮するため、本研究では風速と発生応力の関係を確率論的に取り扱った。ここでは、その分布形を対数正規分布（変動係数15%）と仮定した。この変換の概念図を Fig. 11 に示す。

(3) (1)(2)より風向および傾斜角の条件付確率密度関数として、応力関数は次のように定義される。

$$f\sigma|\alpha, \beta(\sigma|\alpha, \beta)d\sigma = d\sigma \int_0^\infty f_{\sigma u}(\sigma|u) \cdot f_u|_{\alpha, \beta}(u|\alpha, \beta)du \dots\dots\dots (7)$$

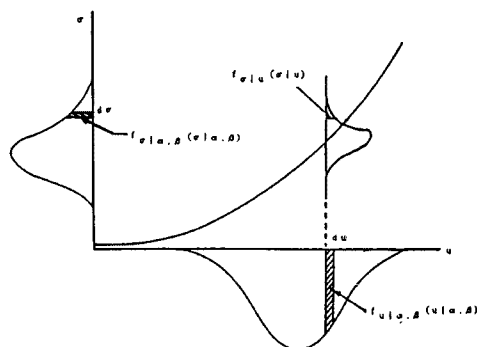


Fig. 11. Stress function considering incident angle and direction

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

$f_{u\alpha, \beta}$: 風速の条件付確率密度関数

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

(4) さらに, 部材強度の分布関数 $F_{\sigma R}$ と(3)の応力関数より, 破壊確率 P_f は次のように算定される。

$$P_f = \int_{\beta} \int_{\alpha} P_f |_{\alpha, \beta} \cdot f_{\alpha\beta}(\alpha | \beta) \cdot f_{\beta}(\beta) d\alpha d\beta \dots \dots \dots (8)$$

ただし,

$$P_{f\alpha, \beta} = \int_{\sigma}^{\infty} f_{\sigma u\alpha, \beta}(\sigma u | \alpha, \beta) \cdot F_{\sigma R}(\sigma) d\sigma$$

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

なお, 本研究では, 部材強度については, その分布形を2次モーメント法などでよく用いられている対数正規分布と仮定した。平均値は, A橋の場合文献(5)に示されているものを, 他の六橋については道路橋示方書による基準耐荷力とした。また, 変動係数は15%とした。

以上のデータを用いて, 長大吊橋七橋の風による破壊確率を風向別に算定した。算定の条件, および結果を Table 7 に示す。

Table 7. Failure probability of long-span suspension bridge caused by strong wind

CONDITION

MEMBER	UPPER CHORD MEM.	FLUTTER MODE : SYMMETRICAL FIRST MODE AMP. GROWTH RATE : 0.35[deg/(m/s)]	
LOCATION	CENTER OF SPAN		
INCIDENT WIND ANGLE	NORMAL DIS.[0,1]		
RETURN PERIOD	100 YEARS		
		U.C.Ratio	$\nu=675(\text{time/year})$

	mode (m/s)	A	B	C	D	E	F	G
NNE	21.50	0.4104E-13	0.5064E-27	0.4259E-24	0.1265E-21	0.1894E-11	0.2441E-09	0.8087E-10
NE	42.74	0.1437E-03	0.2598E-09	0.4432E-08	0.3913E-07	0.6696E-03	0.4628E-02	0.3056E-02
ENE	36.95	0.2455E-04	0.2136E-10	0.3979E-09	0.3920E-08	0.1296E-03	0.1091E-02	0.6811E-03
E	28.37	0.1103E-07	0.1551E-16	0.7699E-15	0.2336E-13	0.1378E-06	0.3330E-05	0.1620E-05
ESE	25.33	0.8321E-08	0.3214E-18	0.2028E-16	0.7975E-15	0.1212E-07	0.3549E-06	0.1652E-06
SE	30.37	0.6390E-07	0.6166E-15	0.2200E-13	0.4626E-12	0.6283E-06	0.1132E-04	0.5893E-05
SSE	42.06	0.5772E-04	0.4140E-10	0.7905E-09	0.8027E-08	0.3102E-03	0.2550E-02	0.1614E-02
S	55.74	0.5258E-02	0.2767E-06	0.3370E-05	0.1909E-04	0.1230E-01	0.3083E-01	0.2722E-01
SSW	41.67	0.6622E-04	0.5177E-09	0.7505E-08	0.5376E-07	0.2449E-03	0.1312E-02	0.9202E-03
SW	32.42	0.1705E-06	0.1757E-14	0.6203E-13	0.1289E-11	0.1663E-05	0.2956E-04	0.1545E-04
WSW	42.07	0.1169E-03	0.1052E-09	0.1952E-08	0.1914E-07	0.6076E-03	0.4803E-02	0.3068E-02
W	40.74	0.1130E-03	0.1997E-09	0.3414E-08	0.3024E-07	0.5319E-03	0.3808E-02	0.2484E-02
WNW	34.81	0.7351E-05	0.2284E-11	0.4860E-10	0.5626E-09	0.4521E-04	0.4598E-03	0.2740E-03
NW	21.22	0.2944E-12	0.1908E-25	0.9953E-23	0.2225E-20	0.1129E-04	0.1144E-08	0.4004E-09
NNW	20.55	0.4072E-13	0.3773E-27	0.3444E-24	0.1073E-21	0.1942E-11	0.2611E-09	0.8565E-10
N	23.39	0.5468E-11	0.3306E-23	0.9213E-21	0.1366E-18	0.1642E-09	0.1210E-07	0.4559E-08

各橋梁は(A橋を除く)桁位置や橋軸の方向, および周囲の風環境なども異なっており, また破壊の対象が上弦材の座屈に限られているので, ここでの値だけで, どの橋が安全であるかを議論することはできないが, B, C, D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場合, 他の橋に比べて安全側に設計されていることがわかる。

3.4 確率論的な耐風設計に関する考察

3.3では, 橋梁構造物の定量的な安全性の評価, および構造物相互の安全性の比較を行うために, 静的および動的空力挙動も含めた応力による破壊確率を用いた。

そこで本節では, 破壊確率を安全性の指標として用いた確率論的な耐風設計について考察を加えた。(Fig. 12)

この耐風設計の特徴は, 最初に架設地点の位置, 気象環境, 構造物の重要性等を考慮にいた目標破壊確

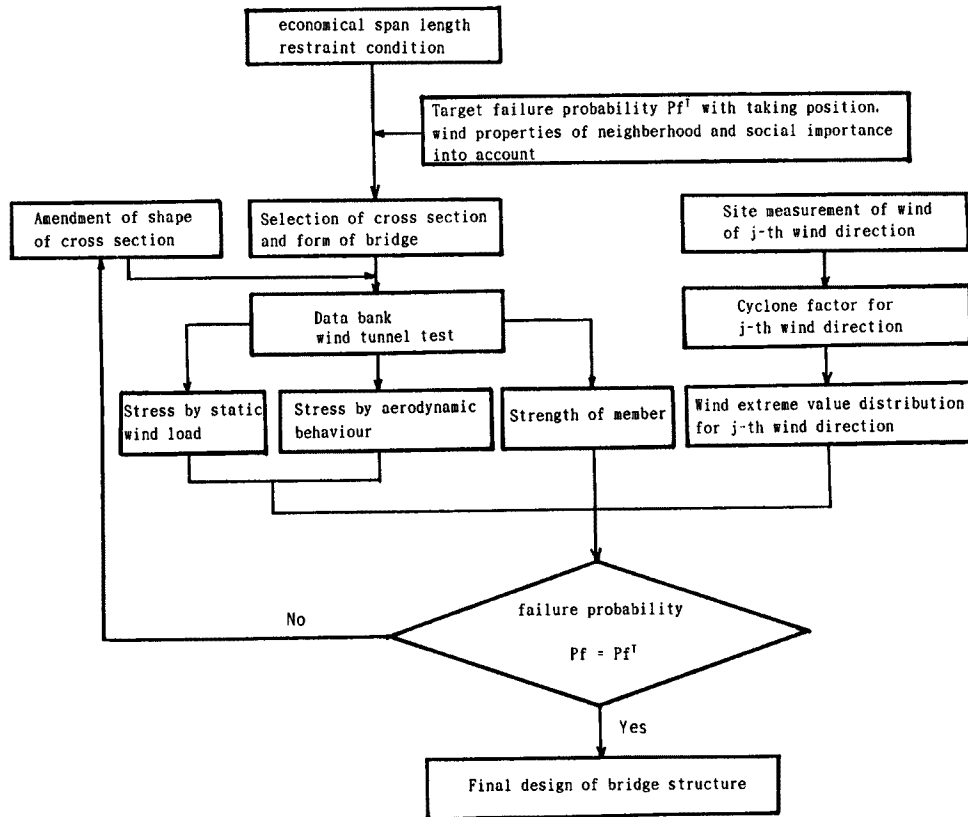


Fig. 12. Flow chart of probabilistic approach for bridge design method against strong wind

率を設定する点にある。目標破壊確率を幾らにするかは、文献(2)による“構造物の安全性および信頼性は、それが破壊したときの結果が重大かつ費用のかかるものであればあるほど、それだけ高くしなければならない”という論理に基づくであろう。具体的な目標破壊確率の値としては今後さらに検討していかなければならない。

目標破壊確率を設定し、支間長や拘束条件を考慮にいれて断面と構造形式を選定すると、次にデータバンクや風洞実験のデータを用いることにより、静的風荷重による応力、動的空力応答による応力、部材強度などの推定を行う。これは既存の風洞実験データや解析資料、もしくは風洞実験データをもとに、対象となる断面の静的空気力係数や自励振動、渦励振の発現風速などを推定し、強風による橋梁の発生応力や応答変位などを算定しようとするものである。

このようにデータバンク、風洞実験を利用して発生応力および部材強度を推定し、一方では3.2で述べたように強風による風向別の極値分布を推定することにより破壊確率が算定される。そしてその値が目標破壊確率の許容域に達したときに断面を決定する。

この耐風設計は次のような問題点を持っており今後の課題として残されている。

- ・ 計算された破壊確率に対して明確な判断を示す基準が設定されておらず、そのため橋梁構造物相互の破壊確率の比較を行うにとどまっている。
- ・ 静的風荷重および動的空力応答による応力を求めるための資料が十分でなく、今後さらなるデータの蓄積が望まれる。

以上のように、本研究で考察した耐風設計は様々な問題点は有しているものの、橋梁構造物の安全性評価

に確率論的手法を積極的に導入したものであり、本来設計のあるべき姿を反映している面もあるものと思われる。

4. 結論および今後の課題

本研究では、大島大橋（支間長 560 m で補剛桁に偏平逆台形断面を有する単径間吊橋）において歩行者を対象として行った振動実験アンケート調査の結果をもとに、低振動数（0.2 Hz-1.0 Hz）大振幅（1.0 cm-10.0 cm）の振動に対する人間の反応感覚について言及した。また、その結果を考慮して、長大橋梁の振動に対する歩行者の使用性を評価する方法について検討した。以下に得られた結論を列挙する。

- (1) 実橋の振動に対して、「静止時」のほうが「歩行時」よりも強く振動を感じる人は女性に幾分多く、また船酔現象に対しても女性の方がかかりやすいという傾向がみられた。
- (2) 振幅、振動数、および「はっきり感じる」以上のカテゴリーに属する人の全体に占める割合の関係を 3 次元図に表した。この図より、「はっきり感じる」以上の振動感覚を $a\omega^m=c$ の形で表すと、 $m=6$ 程度になった。このことから、低振動数、大振幅の振動に対する人間の感覚は、振動数にかなり依存していると考えられる。
- (3) 振動に対する人間の感覚は、振幅、振動数をはじめ、振動被曝時間の影響もかなりあるものと思われるが、さらに視覚的な影響や酔いに対する心理的、先天的な強さも大きく影響しているものと考えられる。
- (4) 長大橋梁の振動を歩行者の使用性の面からとらえ、設計に取り入れようとする場合、歩行者が精神的、体力的、生理的に耐えられなくなるレベルを設定し、振動がそのレベルに達したときに何らかの対策を講じることが有効であると思われる。

また本研究では、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より、長期間の再現期間に対応する風向別の強風の極値分布の推定方法について検討し、それを入力データとして、長大吊橋七橋の強風に対する破壊確率を算定した。さらに、破壊確率を安全性の指標として用いた確率論的な耐風設計について考察した。以下に、得られた結論を列挙する。

- (1) 橋梁架設地点に短期間の風向別の自然風観測記録に、Gomes と Vickery の方法、及び台風係数を用いて、長期間の再現期間に対応する風向別の強風の極値分布を推定した。そして、この極値分布の適合性を調べるために、大阪の 51 年間の風観測データにあてはめてみると、SW、WSW の風向について適合性の改善がみられた。また風向別の極値分布からは、その地点での強風の吹く風向特性もある程度把握できるとと思われる。
- (2) 長大吊橋七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算定し強風に対する安全性について簡単に検討した。その結果、鉄道道路併用橋である 3 橋については、弦材のウェブ厚やフランジ厚が大きいので、他の橋梁よりも安全側に設計されていることがわかった。
- (3) 架設地点の位置、周辺の気象環境、構造物の重要度などを考慮にいた目標破壊確率をあらかじめ設定しておいて、それに対する最適な橋梁の形式および断面を確率論的手法を用いて選定するという耐風設計について考察をした。この方法については、目標破壊確率をいくらにするか、とか、破壊確率算定のためのデータが不足しているなど様々な欠点は有しているが、安全性評価に積極的に確率論的手法を導入したものであり、本来設計のあるべき姿であると思われる。

参 考 文 献

- 1) International standard ISO 2631-1978/ADDENDUM 2 “Guide for the evaluation of human exposure to whole-body vibration” 1982-5-1
- 2) Gerhart I. Schueller “構造物の安全性と信頼性” 小西一郎，高岡宣善，石川浩共訳
- 3) M. Matsumoto and P. H. W. Prenzinger “Consideration of higher vortex-excited modes in reliability

analyses of bridge structures” Seventh International Conference on Wind Engineering, AACHEN, WEST GERMANY, July 6-10, 1987 PRERINTS VOLUME4, pp. 171-180

- 4) L. Gomes and B. J. Vickery “On the prediction of extreme wind speeds from the parent distribution” *Journal of Industrial Aerodynamics* (1977) pp. 21-36
- 5) 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
- 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, 明石海峡大橋の耐風設計に関する検討” 昭和61年3月
- 7) 小西一郎, “鋼橋設計編Ⅱ” pp. 1067-1106