

土 木 研 究 所 資 料

橋の動的耐風設計法に関する調査報告書 (I — 1988)

平成元年 7 月

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室

Copyright ©(1989) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料

橋の動的耐風設計法に関する調査報告書 (I-1988)

平成元年 7 月

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室

橋の動的耐風設計法に関する調査報告書 (I — 1988)

構造研究室 室 長 横 山 功 一
(備) 主 任 研 究 員 佐 藤 弘 史*
東久保 正 徳

要 旨

道路橋の動的耐風設計法に関して、風洞実験を実施し、以下のとりまとめを行った。

- ①橋の耐風設計の基本方針
- ②設計に用いる風の特徴値
- ③設計風荷重
- ④橋梁の風による振動

キーワード：道路橋，耐風設計，風，風荷重，風による振動，乱流効果

* (現) 建設省土木研究所 企画課長

目 次

1. まえがき	1
1.1 調査の背景	1
1.2 現行の道路橋耐風設計法	2
1.3 現行の耐風設計法の改善すべき点	3
1.4 本報告書の概要	4
2. 耐風設計の基本方針	5
2.1 橋梁の耐風性	5
2.2 耐風設計の考え方	5
2.3 耐風設計の手順	6
3. 設計に用いる自然風の特徴値	10
3.1 大気境界層	10
3.2 風速及び乱れ強さに及ぼす高度及び地表粗度の影響のモデル化	10
3.3 設計に用いる風速及び乱れ強さ	11
3.4 その他の乱流の特徴値	13
4. 設計風荷重	23
4.1 設計風荷重の考え方	23
4.2 道路橋示方書の風荷重の考え方	28
5. 橋梁の風による振動の推定	33
5.1 フラッター	33
5.2 ギャロッピング	38
5.3 渦励振	46
5.4 鉛直たわみガスト応答	79
6. あとがき	81
参考文献	82

1. ま え が き

1.1 調査の背景

風の力の作用により構造物は変形したり振動したりする。この風の影響の大きさは風の特性及び構造物の特性により異なるが、場合によっては構造物に致命的な被害をもたらすことがある。風によりもたらされた橋梁の事故としては、イギリス、スコットランドのテイ (Tay) 橋の落橋及びアメリカのタコマ・ナロウズ (Tacoma Narrows) 橋の落橋が有名であり、前者により風荷重の重要性が認識され、後者により風による橋梁の振動現象の重要性が認識されたといわれている^[1.1]。

台風常襲地帯に位置する我が国では強風の影響を考慮することが重要であり、支間が200m以下の道路橋の設計においては、地上10m、10分間平均風速で40m/sの風速を基本とした風荷重が適用されている^[1.2]。また、吊橋あるいは斜張橋などの長大橋梁は、風荷重が支配荷重になるばかりでなく中小の橋梁に比べたわみやすい構造になっており、風により振動するおそれがある。このため、多くの長大橋梁から構成される本州四国連絡橋の設計に当たっては、風荷重のみならず風による橋梁の振動についてもその安全性を確認することが規定されている^[1.3]。他の長大橋梁の設計においても、道路橋示方書^[1.2] (以下道示と略す) 及び本州四国連絡橋耐風設計基準^[1.3] (以下本四基準と略す) を基本として各橋梁毎に耐風設計基準が作成され、これに従い耐風安定性が確認されている。

以上のように我が国の橋梁の耐風設計は主として道示及び本四基準により実施されており、特に風による橋梁の振動については本四基準に従い安全性が検討されていると言える。一方、本四基準が1976年に改訂されてから現在に至るまで多くの長大橋梁が設計・施工され、これに関連し各橋梁に対しその耐風性が調査・研究されてきている。この間、風による橋梁の振動の発生機構や振動に影響を及ぼす因子などに関し新たに得られた知見も少なくない。また、本四基準では構造物に作用する空気力データは風洞試験により求めるよう規定しているが、本四基準改訂当時に比べ現在では多くの空気力データが蓄積されてきている。

このため、新たに得られた知見、蓄積されたデータを生かし、より合理的かつより効率的に橋梁の耐風設計を行うための手法の確立を目的とし、土木研究所において調査・試験・研究が進められている。

1.2 現行の道路橋耐風設計法

現在我が国の道路橋の耐風設計では、風による水平たわみモードの静的変形及びガスト応答は、この影響を等価な風荷重に変換し、通常の静的設計として扱われている。また渦励振及び自励振動は、静的設計で得られた設計案について風洞試験を実施し、動的な安全性が照査されている。

1.2.1 風荷重

設計風荷重について本四基準を例として説明すると次のとおりである。

$$P_D = \frac{1}{2} \rho V_d^2 \nu_4 C_d A_n \dots\dots\dots (1.1)$$

$$V_d = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot V_{10} \dots\dots\dots (1.2)$$

ここに、 P_D ：単位長さ当たりの設計風荷重 (kgf/m)、 ρ ：空気密度 ($0.12\text{kgf}\cdot\text{S}^2\cdot\text{m}^{-4}$)、 V_d ：設計風速 (m/s)、 ν_4 ：水平方向に長い構造物に対する風荷重補正係数、 C_d ：抗力係数、 A_n ：単位長さ当たりの橋梁の投影面積 (m^2/m)、 ν_1 ：構造物の高度による補正係数、 ν_2 ：構造物の水平長さによる補正係数、 V_{10} ：基本風速 (m/s)。

V_{10} は地上又は海面上10mの高度における10分間平均風速で定義されており、架橋地点の強風の頻度特性を反映させたものである。本四基準では150年に1度吹くような強風の風速の期待値を基に V_{10} を設定している。平均風速は高度と共に増加する特性を示すがその影響を反映させたものが ν_1 である。 C_d は橋梁断面の空気力特性を示すものであり、風洞試験結果を基に定められている。従って、(1.1)式及び(1.2)式で $\nu_2=1$ 、 $\nu_4=1$ とすれば P_D は橋梁に作用する定常的な抗力と見ることができる。

更に、自然風の時間的及び空間的な変動特性を反映させたものが ν_2 であり、変動抗力による橋梁の応答（水平たわみ振動）の影響を反映させたものが ν_4 である。風による水平たわみモードの静的変形及びガスト応答によって生ずる曲げモーメントの最大値と等しい曲げモーメントを P_D が与えるよう ν_4 は設定されている。

道示の規定は ν_1 及び ν_4 を1とし、 V_{10} を40m/s（耐用年数を50年、非超過確率を0.6と設定した）、 ν_2 を1.4、 C_d を1.6として風荷重を設定していると思なすことができる。また、本州四国連絡橋以外の長大橋梁の設計では架橋地点の風の特性により V_{10} 等の値を設定し、上述の本四基準の考えに準じて算定された風荷重の値を適用することが多い。

1.2.2 動的照査

本四基準では、自励振動及び渦励振に対する橋梁の安全性は風洞試験により検討するよう規定されている。また、各研究機関で実施する風洞試験結果の整合性を図るために、試験方法は本州四国連絡橋風洞試験要領^[1-4]（以下風試要領と略す）によるものとされている。

風試要領に規定された橋梁橋桁振動の試験法の概略は次のとおりである。実橋と形状が相似な2次元剛体模型（橋桁の一部分を切出したような模型）をバネで風洞内に支持し、下記の各相似パラメータを実橋値に一致させる。

質量パラメータ： $l/(\rho B^4)$, $m/(\rho B^2)$

風速パラメータ： $V/(f_\theta B)$, $V/(f_h B)$

減衰パラメータ： δ_θ , δ_h

ここに、 l ：橋梁の単位長さ当たりの極慣性モーメント、 ρ ：空気密度、 B ：橋梁の代表長、 m ：橋梁の単位長さ当たりの質量、 V ：風速、 f_θ ：ねじれ振動数、 f_h ：鉛直たわみ振動数、 δ_θ ：ねじれモードの無風時対数減衰率、 δ_h ：鉛直たわみモードの無風時対数減衰率。

風速変動のほとんどない一様気流を発生させ、一様気流中での橋梁模型の振動性状を計測する。風速を変化させ、各風速ごとに上記計測を繰り返し、風速と振幅との関係を求める。

この結果に基づき、各種の振動の安全性を判断するのであるが、本四基準では橋梁を直ちに崩壊に導くおそれのあるフラッターについて、その評価方法が明確に規定されている。すなわち、ねじれ振動の振幅が $1^\circ \sim 5^\circ$ の範囲となる最も低い風速でフ

ラッターの限界風速を定義し、この限界風速が図-1.1に示す風速と風の傾斜角の領域外にある場合を安全と判断する。図-1.1で風の傾斜角として $-7^\circ \sim 7^\circ$ まで考慮しているのは、たとえ平均的には風の傾斜角が 0° となる場合であっても、瞬間的には大きな傾斜角がつくこと、橋梁のフラッター特性は傾斜角に敏感であり、傾斜角がつくとフラッター限界風速が低下することが多いこと、更に振動振幅が増加しフラッターが発達するのに要する時間が比較的短いこと、などの理由による。風速として設計風速の1.2倍まで考慮しているのは、風洞試験の技術、設計・施工の信頼性ならびに構造物の社会的重要性などの理由による。

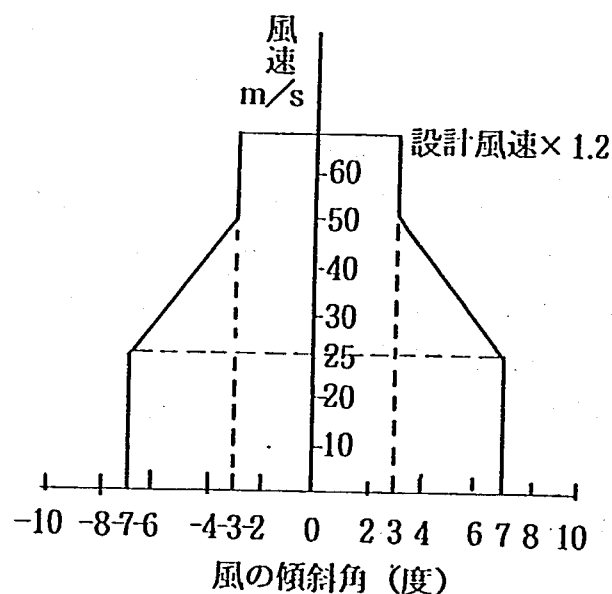


図-1.1 風速と傾斜角

ギャロッピング及び渦励振に対する安全性の評価方法は、フラッターほど詳細には規定されていない。

一方、道示では吊橋、斜張橋などについて風の動的な影響を考慮する必要があることが示されているが、設計風速を除き照査の具体的な方法は示されていない。ただし、アーチ橋の吊材（鋼管部材）の風による振動（渦励振）については詳細な規定が設けられている。

本州四国連絡橋以外の長大橋梁の動的照査は、架橋地点の強風特性に応じ設計風速を定め、本四基準に準じた手法により実施することが多い。

1.3 現行の耐風設計法の改善すべき点

現行の耐風設計法の改善すべき点は、主として基準条項の充実に関する問題、耐風設計の合理化に関する問題、耐風設計の効率化に関する問題の3つに大別される。

1.3.1 基準条項の充実

2で述べたように道示には風荷重の規定はあるが、動的照査の規定がない。このため、本州四国連絡橋以外の長大橋梁の耐風設計に当たっては、本四基準を参考にするにせよ、各橋梁ごとに基準を作成しなければならない、という問題がある。

また、本四基準には耐風設計法が詳細に記述されているが、ギャロッピング及び渦励振に対する評価方法については明確な規定がない。

1.3.2 耐風設計の合理化

本四基準では、設計風荷重の設定及びフラクチャーに対する安全性の判定において、自然風の変動特性を考慮しているが、風による橋梁の振動の推定方法としては風速変動のほとんどない一様気流中での風洞試験を標準としており、自然風の変動の影響が必ずしも十分に反映されているとはいえない。しかしながら、一様気流中での橋梁模型の振動と自然風を相似させた乱流中での振動とを比較した研究結果によると、乱流の効果は必ずしも無視し得るものではない。

このため、自然風の乱れの影響を考慮した耐風設計法の確立が望まれている。

1.3.3 耐風設計の効率化

本四基準では動的照査はすべて風洞試験により実施するよう規定されているが、現在までに既に数多くの橋梁について風洞試験が実施されているため、この成果を取りまとめ耐風設計に適用すれば、設計の効率化が図れるものと考えられる。橋梁の風による振動特性は橋梁断面形状に敏感な面もあるので、すべての橋梁の動的照査をこの方法で実施することは困難であるにしても、橋梁の種類あるいは設計の段階によっては風洞試験をせずに動的照査をすることが可能であろう。

1.4 本報告書の概要

以上の考えに従い、土木研究所では「橋の動的耐風設計法の調査」を、昭和60年度より実施している。本報告書は、昭和63年度までに実施した調査結果をとりまとめたものである。主な内容は以下のとおりである。

まず、第2章において、橋の耐風設計の基本方針を述べ、第3章で、設計に用いる風の実測値について記述する。耐風設計を合理的に進めるためには、自然風の乱れの影響を考慮することが不可欠である。このため、本章では自然風の乱れに関する重要な特性値についてもとりまとめた。第4章では設計風荷重について記述する。設計風荷重は、定常的な抗力の他に、ガスト応答の影響も考慮して設定されるが、本章ではその考え方について記述している。第5章では、橋桁の風による振動を扱っている。橋桁の風による振動は、風洞実験により精度よく推定することができるが、ここでは、既往の風洞実験結果をもとに、風による振動を推定するための式を提案している。第6章には今後の課題をとりまとめている。

2. 耐風設計の基本方針

2.1 橋梁の耐風性

橋梁の設計において耐風性の検討が重要となるのは、

- (1) 架橋地点に強風が吹く場合、および
- (2) 橋梁あるいは橋梁部材がたわみやすい場合

である。

風速が低い場合には風による橋梁の変形、振動は無視しうるほど小さかったり（静的変動、ガスト応答）、あるいは発現しなかったり（渦励振、発散振動）するが、風速が高まるにつれ、これらの現象が顕著に発現するようになる。架橋地点に強風が吹くかどうかはその地点の地理的位置、地表条件、地形条件等に依存する。これらの詳細については3章に記述されており、特に全国の強風特性については基本風速のマップよりその傾向を知ることができる。また、地理的位置がほぼ同じ場合には高度が高いほど風速は高くなり、建物が密集している地域（大都市、住宅地など）よりは海上、海岸のように地表面が滑らかな方が一般に風速は高い。

同じ強風が吹いても、橋梁が剛な構造か柔な構造かによりその変形性状、振動性状は異なる。すなわち、中小橋梁のような剛な構造物の場合には風による振動・変形は無視しうるほど小さいが、長大橋梁のようにたわみやすい構造物では顕著な振動・変形が発現する可能性が高い。耐風設計において構造物の剛性を端的に示すものは固有振動数であり、最低次の固有振動数が小さいほど柔な構造物と考えられ、風により振動・変形しやすくなる。橋梁では一般に支間長が長くなるほど固有振動数は低くなる。また、橋梁全体系としては剛であっても部材が細長く柔な構造である場合（ランガー橋吊材など）には部材のみが風により振動することもある。さらに、架設時には完成時と構造系が異なるが、吊橋、斜張橋などの架設時で主塔が独立して立っている場合、あるいは張出し架設中の橋桁の場合などは完成時に比べ剛性が低く、風により振動しやすくなる。

2.2 耐風設計の考え方

橋梁の供用期間中に吹くと考えられる強風の作用によって橋梁の安全性、使用性に支障がないようにすることが耐風設計の基本的な考え方である。すなわち、まず架橋地点の強風特性を把握し、設計で考慮する風速範囲を決める。次にこの風速範囲で橋梁に及ぼす風の作用を推定し、風の作用が橋梁にとって有害なものかどうかを評価する。有害な変形・振動が発現すると考えられる場合には所要の対策を施す。

風の作用としては静的変形、発散振動、渦励振、ガスト応答が挙げられるが、このうち静的変形およびガスト応答は大きさの大小の差があるが、どの構造物にも発現するものである。設計では、風による静的変形およびガスト応答と等価な風荷重を静的に載荷させ、静的変形およびガスト応答に対する安全性を検討することを基本としている。風荷重に対する設計法は通常の静的設計と同様である。

一方、渦励振あるいは発散振動は、ある風速以上になると発現する振動現象であり、その発現風速は、

たわみやすい構造物では低い、剛な構造物では架橋地点で吹くと考えられる風速より十分高い。したがって、剛な構造物に対しては風荷重に基づく静的設計のみを行えばよく、柔な構造物では静的設計の他に、渦励振あるいは発散振動に対する検討すなわち動的照査も実施する必要がある。動的照査が必要な構造の例を表-2.1に示す。表-2.1に示した不等式は、以下に示す風による橋の振動の推定式および照査式に固有振動数に関する近似式を代入して求めたものである。すなわち、

$$\text{渦励振} \quad U_c = 2.0f_h B < U_d$$

$$\text{ギャロッピング} \quad U_c = 4.0f_h B < 1.1U_d$$

$$\text{フラッター} \quad U_c = 2.5f_\theta B < 1.3U_d$$

詳細は5章を参照されたい。固有振動数の近似式は以下のとおり。

$$f_h = \frac{100}{L}$$

$$f_\theta = \begin{cases} \frac{200}{L} & \text{トラス桁、開断面充腹桁} \\ \frac{300}{L} & \text{閉断面充腹桁} \end{cases}$$

このため、表中の不等式の定数は必ずしも無次元量でないことに留意されたい。

動的照査において風による橋の振動を推定する手法には、風洞実験に基づく方法、および推定式による方法がある。推定式は既往のデータを基に作成したものである。風による振動特性は構造物の断面形状に敏感な面もあり、推定式作成にあたっては概ね安全側に数値を設定している。したがって、通常の吊橋、斜張橋、桁橋などに対してはこれらの推定式を適用して風による振動を推定することができる。従来の橋梁とは異なる形式の橋梁に対しては風洞実験により推定を行う必要がある。また、より精度の高い推定が必要な場合には風洞実験を実施する必要がある。

推定された振動の評価にあたっては、発散振動に対してはその発現風速が照査風速に比べ十分高いことを確認するものとし、渦励振に対してはその発現風速が通常車両の走行が制限される時の風速に比べ十分高いかあるいは発現振幅が橋梁の安全性、使用性の面から十分小さいことを確認することが基本的な考え方である。評価の結果、耐風性が十分と判断されない場合には制振対策を施す必要がある。制振対策としては空力的方法（空気力特性が良好となるように付加物を取付けたり、断面形状を変更したりする）および構造的な方法（減衰性能を高める、剛性向上、質量付加など）がある。これらの対策により所要の耐風性が得られれば、動的照査が終了する。

2.3 耐風設計の手順

耐風設計を行う場合の手順を図-2.1に示す。

まず、3章の記述に従い設計に用いる風の実特性値（基本風速、設計基準風速、乱れ強さなど）を定める。次に、道路橋示方書の記述に従い風荷重を定め、静的な設計を行う。

橋梁の主要な諸元が定まった段階で、表-2.1を参照しながら動的照査が必要かどうかを判断する。

ここで動的照査が不要と判断されれば、架設時の検討を行って耐風設計が終了する。

動的照査では、まず推定式により風による振動を予測する。予測された振動に対し、その振動が橋梁の安全性あるいは使用性の面で問題がないかどうか評価を行う。課題がないと評価されれば動的照査は終了するが、問題があると評価された場合には次の2つの対応が考えられる。1つは風洞試験を実施し風による振動を予測し、この結果にもとづき再び振動の評価を実施することである。2.2に述べたように、風による振動の推定式は概ね安全側に値を設定しているため、推定式にもとづく振動予測によって問題があると評価された場合でも、風洞試験により精度の高い予測を行えば問題がないと評価される場合もありうる。風洞試験より問題がないと評価されれば、動的照査は終了する。他の1つの対応は、設計変更を行うことである。このうち、断面形状が大幅に変更するような場合には設計風荷重の設定から再度実施する必要がある。一方、機械的な減衰器を取付けるなど橋桁の断面形状にほとんど影響を与えない軽微な設計変更に対しては動的照査のみ再度実施すればよい。

表-2.1 動的照査が必要な構造の例

構造および風の特徴	照査すべき現象
トラス桁を有する吊橋, 斜張橋 $L > 385 \frac{B}{U_d}$	フラッター
開断面充腹桁を有する 吊橋, 斜張橋 $L > 200 \frac{B}{U_d}$ かつ $I_u < 0.20$ $L > 364 \frac{B}{U_d}$ かつ $B < 5D$ で $I_u < 0.15$ かつ 網桁の場合 その他の場合 $L > 385 \frac{B}{U_d}$	渦励振 ギャロッピング ガスト応答 フラッター
閉断面充腹桁を有する 吊橋, 斜張橋 $L > 200 \frac{B}{U_d}$ かつ $I_u < 0.20$ $L > 364 \frac{B}{U_d}$ かつ $B < 5D$ で $I_u < 0.15$ かつ 網桁の場合 その他の場合 $L > 577 \frac{B}{U_d}$	渦励振 ギャロッピング ガスト応答 フラッター
充腹桁を有する桁橋 $L > 200 \frac{B}{U_d}$ かつ $I_u < 0.20$ $L > 364 \frac{B}{U_d}$ かつ $B < 5D$ で $I_u < 0.15$ かつ 網桁の場合 その他の場合	渦励振 ギャロッピング ガスト応答
斜張橋ケーブル, ランガー橋吊材, 橋軸直角 方向に剛性の小さな主塔	渦励振など
架設時の独立主塔 張出架設時の桁	渦励振など 渦励振, ギャロッピング フラッター

ここに L : 最大支間長 (m) B : 桁幅 (m)

D : 桁高 (m) U_d : 設計基準風速 (m/s) (3章参照)

I_u : 乱れの強さ (3章参照)

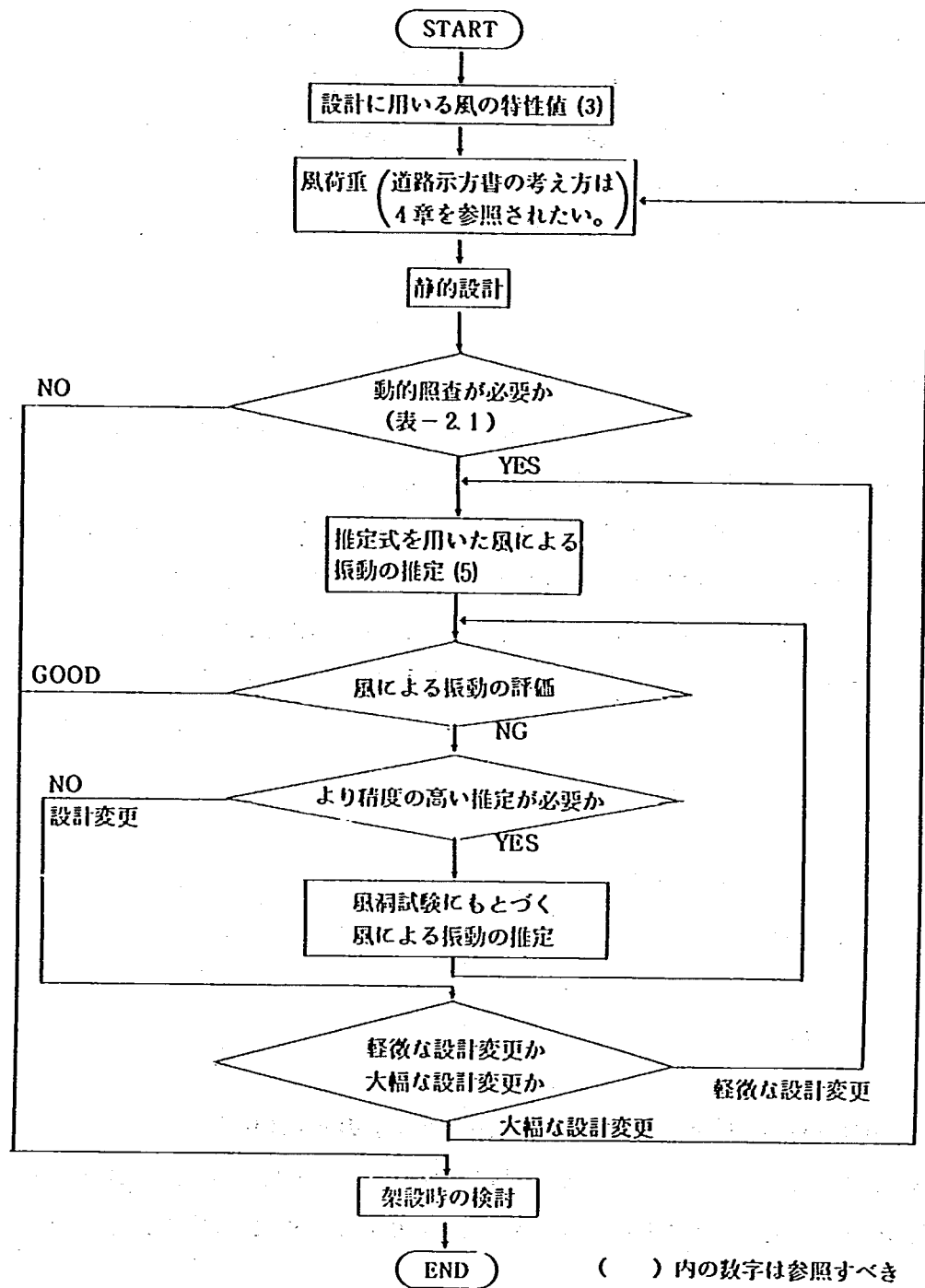


図-2.1 耐風設計の流れ

3. 設計に用いる自然風の特徴値

風荷重の推定における誤差の原因の大部分は、風速など自然風の特徴の推定誤差に起因すると言われている^[3.1]。したがって、設計において風荷重の影響が重要となる構造物については、架橋地点において風観測を実施し、自然風の特徴を把握することが望ましい。しかしながら、時間上あるいは経済上の制約から、風観測の実施が困難な場合、あるいは直ちにはその成果を利用できない場合が少なくない。ここでは、このような場合に適用されることを目的として、橋梁の耐風設計に必要な自然風の諸特性値を算定するための資料を作成した。

3.1 大気境界層^[3.2]

上空における自然風は、気圧傾度、コリオリの力及び遠心力によりその特性が決定されるが、地表に近づくにつれ地表面の摩擦力の影響を受けるようになる。地表面の摩擦力の影響を受ける部分は大気境界層と呼ばれており、その厚さはおよそ1000m程度と考えられている。大気境界層は、地表に近い方から順に、底層、接地気層、及び上層に分類されている。接地気層の下方は植物あるいは建物など地表の被覆物に接し、上方は地上50mから100mに及んでいる。接地気層内では、レイノルズ応力が高度に関わらず一定と考えられ、平均風速の鉛直分布は次の対数法則で表現される。

$$U_z = (u^*/k) \ln(z/z_0) \quad (3.1)$$

ここに、

U_z : 高度 z における平均風速

u^* : 摩擦速度 $(= (\tau_0/\rho)^{0.5}, \tau_0$: レイノルズ応力, ρ : 空気密度)

k : von Karman の定数 (およそ0.4)

z_0 : 粗度長

3.2 風速及び乱れ強さに及ぼす高度及び地表粗度の影響のモデル化^[3.1]

構造物の耐風設計においては、式の形が単純である、あるいは観測結果と比較的によく適合する、といった理由により、対数法則よりむしろべき法則により平均風速の鉛直分布が表現されることが多い。すなわち、

$$(U_z/U_r) = (z/z_r)^\alpha \quad (3.2)$$

ここに、

U_r : 基準高度 z_r における平均風速

α : べき指数

U_r としては、地表粗度の影響を受けない上空の風 (例えば傾度風) の風速をとることが合理的である。

すなわち,

$$(U_z/U_G) = (z/z_G)^\alpha \quad (3.3)$$

ここに,

U_G : 傾度風の風速

z_G : 傾度風の風速に達する最低の高度

ただし, z_G を定めるために必要な観測例は必ずしも十分でないため, 接地気層において対数法則と適合するように z_G あるいは α を定めることが考えられる。ある高度 z_a において, 風速及び高度に対する風速の増加の割合が, 式 (3.1) の対数法則と一致するためには,

$$\alpha = 1 / \{ \ln(z_a/z_0) \} \quad (3.4)$$

$$z_G = z_a \{ u^* / (k U_G \alpha) \}^{-1/\alpha}$$

とすればよい。

摩擦速度 u^* は傾度風の風速 U_G により次式のように表現される。

$$u^* = U_G 0.114 Ro^{-0.065} \quad (3.5)$$

ここに,

Ro : ロスビー数 ($= U_G / (fc z_0)$, fc : コリオリの力)

したがって, 粗度長 z_0 を適切に定めれば, 式 (3.3) ~ 式 (3.5) を用い, 上空では風速が U_G , 地表に近づくにつれ地表粗度に応じ風速が低減するようなべき法則が得られる。

一方, 接地気層における変動風速の標準偏差に対しては, 摩擦速度 u^* による以下のような近似式が提案されている。

$$\begin{aligned} \sigma_u &= 2.5 u^* \\ \sigma_v &= 2.2 u^* \\ \sigma_w &= 1.25 u^* \end{aligned} \quad (3.6)$$

ここに,

σ_u , σ_v , σ_w : それぞれ主流方向, 主流直角水平方向及び鉛直方向の変動風速の標準偏差

式 (3.1) を用いれば, 粗度条件及び高度に応じた乱れ強さを求めることができる。べき法則による風速の鉛直分布と考え方を整合させるためには, 高度 z_a における乱れ強さを式 (3.1) で求め, これを式 (3.3) により補正すればよい。

3.3 設計に用いる風速及び乱れ強さ

3.2 に示したように自然風をモデル化し, 設計に用いる風速及び乱れ強さを定めた。まず, 表-3.1

に示すように地表粗度を4つに区分し、それぞれの代表的な粗度長を同表に示すように定めた。対数法則と適合させるべき高度 z_a を30m とし、べき指数 α および傾度風の風速に達する高度 z_G を定めた。なお、地表にごく近い底層では、対数法則あるいはべき法則もあてはまらない風速分布を示すが、この部分はその直上の風速が一樣に分布しているものとした。以上の結果をとりまとめて表-3.2に示す。

風速に及ぼす地理的位置の影響は、傾度風の風速 U_G により与えるのが最も合理的と考えられるが、風速の値が構造物高度の風速に比べ約1.4倍～2.5倍と大きくなり、実感の伴わない数値になるおそれがある。このため、「建築物荷重指針・同解説」^[3.3]で採用されているように、傾度風の風速を同一の粗度条件で地上付近の風速に変換し、地理的位置の影響を表わすこととした。この風速を基本風速 U_{10} と定義する。粗度区分をⅡとし、高度を10m とすれば、基本風速は気象官署のデータより次式を用いて求められる。

$$U_{10} = U_m (10/z_G \text{Ⅱ})^{\alpha \text{Ⅱ}} (z_{Gm}/z_m)^{\alpha m} \quad (3.7)$$

ここに、

U_m : 気象官署の風速

$z_G \text{Ⅱ}$: 粗度区分Ⅱの $z_G (=600\text{m})$

z_{Gm} : 気象官署周辺の粗度に対応する z_G

z_m : 気象官署の風速計の設置高度

$\alpha \text{Ⅱ}$: 粗度区分Ⅱのべき指数 ($=0.16$)

αm : 気象官署周辺の粗度に対応するべき指数

風速の極値分布として極値Ⅰ型を仮定し、Gringorten のモーメント法によって求めた各気象官署における再現期間100年の風速期待値^[3.4]より、式 (3.7) によって基本風速を求めた。ただし、文献 [3.4] では、べき指数を $1/7$ と仮定して、10m 高さにおける風速 U_{m10} で期待値を算出しているため、べき指数 $1/7$ により高度 z_m における風速 U_m を求めた。すなわち、

$$U_{10} = U_{m10} (z_m/10)^{1/7} (10/z_G \text{Ⅱ})^{\alpha \text{Ⅱ}} (z_{Gm}/z_m)^{\alpha m} \quad (3.8)$$

結果を表-3.3に示す。この結果にもとづき、日本全国の基本風速を30m/s, 35m/s, 40m/s, 45m/s の4段階に分類して図-3.1に示す。高度および地表粗度の影響を考慮した風速を設計基準風速 U_d と定義すれば、設計基準風速は基本風速より表-3.4を用いて求めることができる。

同じ z_0 を用い乱れ強さを求めた。まず、高度 $z_a (=30\text{m})$ における乱れ強さを求め、べき法則による平均風速により高度の影響を考慮するものとした。すなわち、

$$I_u = \begin{cases} (30/z)^{\alpha} / \{ \ln(30/z_0) \} & z_b < z \leq 100\text{m} \\ (30/z_b)^{\alpha} / \{ \ln(30/z_0) \} & z \leq z_b \end{cases} \quad (3.9)$$

$$I_v = 0.88 I_u, \quad I_w = 0.50 I_u$$

3.4 その他の乱流の特性値

自然風の変動特性を考慮した耐風設計において、さらに必要とされる乱流の特性値としては、乱れのスケール、風速のパワースペクトル密度関数および風速の空間相関が挙げられる。これらについては、今回とくに詳細な検討は実施していないが、既往の文献によれば、以下の式が標準的な特性値として用いられよう。

3.4.1 乱れのスケール^[3.5]

$$\left. \begin{aligned} L_{ux} &= 25z^{0.35}z_0^{-0.063} \quad (\text{m}) \\ L_{vx} &= 5.1z^{0.48}z_0^{-0.086} \quad (\text{m}) \\ L_{wx} &= 0.35z \quad (\text{m}) \\ L_{uy} &= 10z^{0.38}z_0^{-0.068} \quad (\text{m}) \\ L_{wy} &= 0.35z \quad (\text{m}) \\ L_{uz} &= 6.3z^{0.45}z_0^{-0.081} \quad (\text{m}) \\ L_{vz} &= 3.1z^{0.55}z_0^{-0.099} \quad (\text{m}) \end{aligned} \right\} \quad (3.10)$$

ここに、

L_{ij} : 風速 i 成分の j 方向の乱れのスケール

x, y, z はそれぞれ主流水平方向、主流直角水平方向、鉛直方向

u, v, w はそれぞれ風速の x, y, z 方向成分

z : 高度

z_c : 基準とする高度

z_0 : 粗度長

3.4.2 風速のパワースペクトル密度関数^[3.5]

$$\left. \begin{aligned} f_{Su}(f)/U_z^2 &= 4nu^2/(1+70.8nu^2)^{5/6} \\ f_{Sv}(f)/U_z^2 &= 4nv^2/(1+755.2nv^2)/(1+283.2nv^2)^{11/6} \\ f_{Sw}(f)/U_z^2 &= 4nw^2/(1+755.2nw^2)/(1+283.2nw^2)^{11/6} \end{aligned} \right\} \quad (3.11)$$

ここに、

f : 周波数

S_i : 風速 i 成分のパワースペクトル密度関数

U_z : 高度 z における平均風速

n_i : 無次元周波数 ($\equiv fL_{ix}/U_z$)

3.4.3 風速の空間相関^{[3.1][3.6]}

主流直角方向に離れた2点における変動風速の相関係数 $R_i(r_j)$ は、近似的に次式で表現される。

$$R_i(r_j) = \exp(-r_j/L_{ij}) \quad (3.12)$$

ここに,

$R_i(r_j)$: j 方向 (y あるいは z) に r_j 離れた 2 点の風速 i 成分の相関係数

また, 各周波数成分毎の空間相関はコヒーレンス関数 coh_{ij} により知ることができるが, coh_{ij} は近似的に次式で表現される。

$$coh_{ij}(f, r_j, U_z) = \exp(-k_{ij} f r_j / U_z) \quad (3.13)$$

ここに k_{ij} はディケイファクターと呼ばれる量であり, k_{uz} , k_{vz} , k_{uy} , k_{wy} の値は, 強風時にはおよそ 6 ~ 10 となるといわれている。

表-3.1 地表粗度区分

地表粗度区分	地表状況	粗度長 $z_0(\text{m})$
I	海上, 海岸	0.01
II	農地, 田園, 開けた土地 樹木や低層建築物が散在している地域	0.05
III	樹木や低層建築物が密集している地域 中高層建築物が散在している地域 なだらかな丘陵地	0.3
IV	中高層建築物が密集している地域 起伏の大きい丘陵地	1

表-3.2

$$U_z/U_G = \begin{cases} (z_b/z_G)^\alpha & z \leq z_b \\ (z/z_G)^\alpha & z_b < z \leq z_G \\ 1 & z_G < z \end{cases}$$

地表粗度区分	α	$z_G(\text{m})$	$z_b(\text{m})$
I	0.12	500	5
II	0.16	600	10
III	0.22	700	15
IV	0.29	700	30

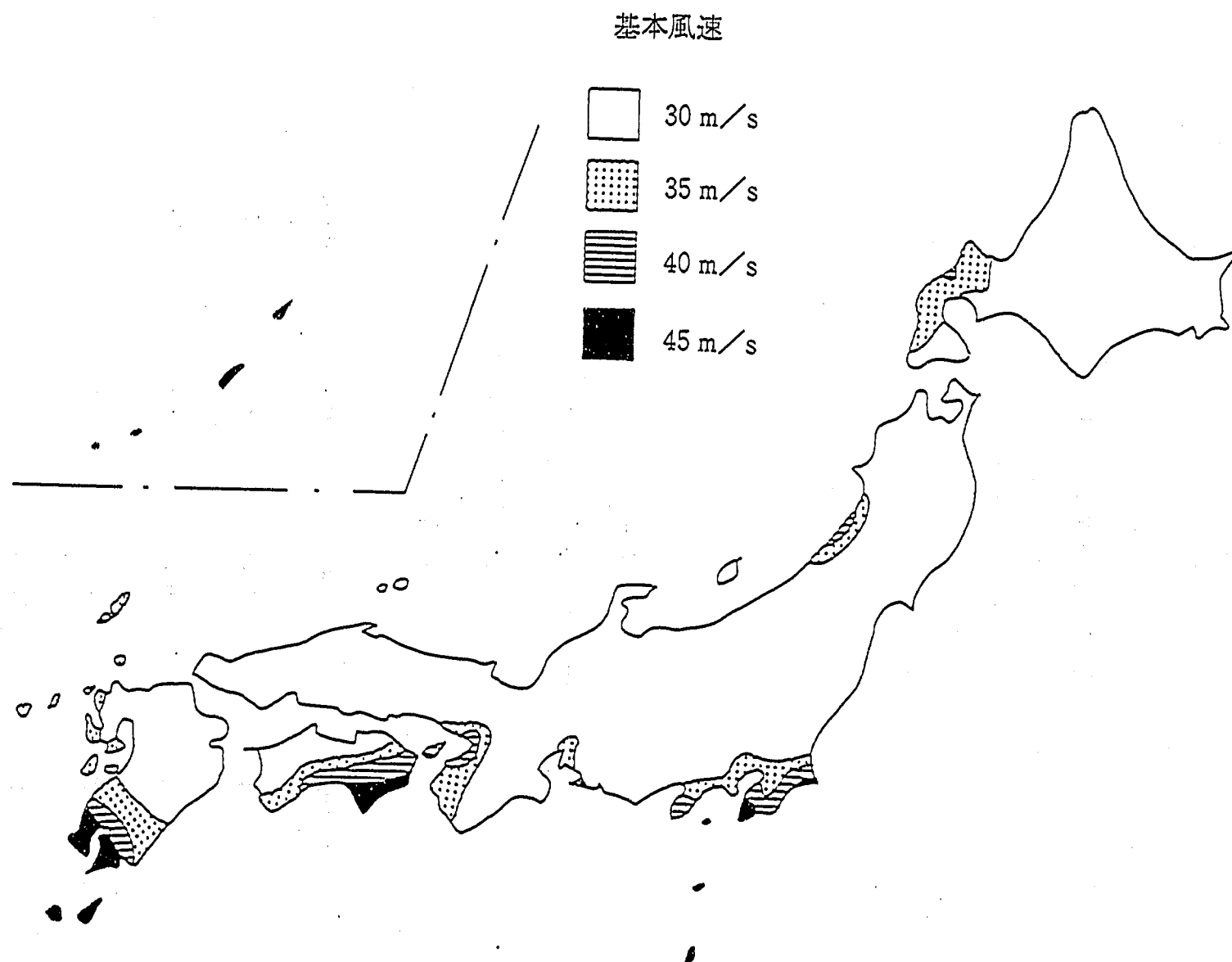


図-3.1 日本全国の基本風速図

表-3.3.1 基本風速

地点番号	地 点 名	測 器 高 さ (m)	粗度区分	風速の再現期待値 U_{m10} 50年 100年 (m/s)		基本風速 U_{10} (m/s)	備 考
401	稚内	23.5	I	27.4	28.9	24.5	
402	北見枝幸	10.4	I	26.5	28.1	23.3	
404	羽幌	12.7	I	28.2	30.0	25.0	
405	雄武	11.3	I	32.7	34.7	28.9	
406	留萌	15.6	I	38.0	40.9	30.9	丘 陵
407	旭川	14.7	Ⅲ	16.7	17.6	22.6	
409	網走	15.7	I	30.8	32.9	24.8	丘 陵
411	小樽	12.3	Ⅲ	26.7	28.6	33.5	丘 陵
412	札幌	19.9	Ⅱ	19.2	20.2	19.9	
413	岩見沢	20.1	Ⅱ	26.6	28.6	28.2	
417	帯広	13.6	Ⅱ	20.9	22.1	22.0	
418	釧路	22.1	Ⅱ	25.4	27.0	23.9	丘 陵
420	根室	11.7	Ⅱ	29.7	31.5	28.3	丘 陵
421	寿都	9.9	I	50.0	54.0	40.3	丘 陵
423	室蘭	8.5	I	35.1	37.7	28.1	丘 陵
424	苫小牧	47.7	I	31.7	33.9	29.2	
426	浦河	13.0	I	39.6	42.1	31.7	丘 陵
428	江差	19.5	I	38.7	40.7	34.3	
429	森	10.3	I	27.9	30.1	25.0	
430	函館	15.9	Ⅱ	26.3	27.9	27.7	
433	倶知安	10.2	Ⅱ	31.4	34.2	34.2	
570	若松	13.4	Ⅱ	18.9	20.0	19.9	
574	深浦	13.4	I	29.9	31.8	23.9	丘 陵
575	青森	16.1	Ⅱ	24.1	25.5	25.3	
576	むつ	15.0	Ⅱ	26.7	28.0	27.8	
581	八戸	12.8	I	31.3	33.5	25.2	丘 陵

表-3.3.2 基本風速

地点番号	地 点 名	測 器 高 さ (m)	粗度区分	風速の再現期待値 50年 100年		基本風速 U_{10} (m/s)	備 考
582	秋田	20.5	Ⅱ	30.1	31.8	31.4	
584	盛岡	15.9	Ⅲ	20.7	21.6	24.8	丘 陵
585	宮古	12.9	I	20.5	21.9	16.5	丘 陵
587	酒田	27.6	Ⅱ	37.4	40.0	39.3	
588	山形	13.9	Ⅲ	17.7	19.0	24.5	
590	仙台	52.1	Ⅲ	21.4	22.6	26.3	
592	石巻	13.0	Ⅱ	26.5	28.3	28.2	
595	福島	26.0	Ⅲ	19.3	20.1	24.7	
597	白河	15.9	Ⅱ	22.6	23.6	23.4	
598	小名浜	15.0	Ⅱ	26.0	27.7	27.5	
600	輪島	13.4	Ⅱ	25.6	27.4	27.2	
602	相川	13.7	I	31.7	33.3	25.0	丘 陵
604	新潟	18.6	Ⅱ	28.3	29.8	29.5	
605	金沢	14.0	Ⅱ	27.9	30.0	29.8	
606	伏木	15.1	Ⅱ	23.7	25.3	25.1	
607	富山	14.0	I	26.4	28.2	23.6	
610	長野	19.1	Ⅲ	17.8	18.6	21.1	丘 陵
612	高田	16.7	Ⅱ	18.9	19.9	19.7	
615	宇都宮	15.1	Ⅱ	24.8	26.7	26.5	
616	福井	26.2	Ⅲ	26.3	28.4	34.8	
617	高山	15.2	Ⅱ	19.0	20.4	20.2	
618	松本	16.2	Ⅱ	22.2	23.8	23.6	
620	諏訪	12.6	Ⅱ	19.7	20.5	20.4	
622	軽井沢	15.0	Ⅱ	20.6	22.4	22.2	
624	前橋	17.4	Ⅱ	25.3	26.9	26.6	
626	熊谷	16.9	Ⅱ	20.8	22.0	21.8	

表-3.3.3 基本風速

地点番号	地 点 名	測 器 高 さ (m)	粗度区分	風速の再現期待値 50年 100年		基本風速 U_{10} (m/s)	備 考
629	水戸	14.1	Ⅱ	28.5	30.8	30.6	
631	敦賀	14.2	Ⅱ	28.2	30.2	30.0	
632	岐阜	22.9	Ⅱ	28.7	31.3	30.8	
636	名古屋	18.0	Ⅲ	30.2	32.9	37.4	丘 陵
637	飯田	12.7	Ⅱ	20.1	21.5	21.4	
638	甲府	17.8	Ⅱ	27.0	29.1	28.8	
640	河口湖	12.7	Ⅱ	30.2	32.5	32.3	
641	秩父	12.5	Ⅱ	17.7	19.0	18.9	
648	銚子	12.2	Ⅱ	44.7	48.5	48.3	
649	上野	22.0	Ⅱ	23.0	24.8	24.4	
651	津	15.6	I	31.5	34.1	28.6	
653	伊良湖	13.2	I	39.8	43.1	36.0	
654	浜松	13.7	Ⅲ	22.2	23.5	30.3	
655	御前崎	16.4	I	34.1	36.4	27.5	丘 陵
656	静岡	16.4	Ⅲ	22.2	23.7	30.1	
657	三島	12.7	Ⅱ	28.5	30.6	30.5	
662	東京	74.6	Ⅳ	25.7	27.6	36.5	
663	尾鷲	16.4	Ⅱ	23.3	25.1	24.9	
666	石廊崎	12.2	I	45.4	49.0	36.8	丘 陵
668	網代	12.4	I	33.2	35.2	26.5	丘 陵
670	横浜	19.6	Ⅱ	34.3	37.1	32.9	丘 陵
673	富崎	14.7	Ⅱ	43.5	46.6	46.3	
674	勝浦	12.3	Ⅱ	37.4	40.4	40.2	
675	大島	26.9	Ⅱ	34.6	36.6	36.0	
676	新潟	10.0	I	36.4	37.9	31.5	
677	三宅島	12.9	I	42.3	45.2	33.9	丘 陵

表-3.3.4 基本風速

地点番号	地 点 名	測 器 高 さ (m)	粗度区分	風速の再現期待値 U_{m10} 50年 100年 (m/s)		基本風速 U_{10} (m/s)	備 考
678	八丈島	13.7	I	43.0	46.0	34.7	丘 陵
690	日光	17.2	II	20.3	21.2	21.0	
740	西郷	14.7	I	26.9	28.5	21.5	丘 陵
741	松江	26.7	II	24.9	26.3	23.2	丘 陵
742	境	11.8	II	23.6	25.3	25.2	
744	米子	19.7	II	23.0	24.5	24.2	
746	鳥取	32.0	II	26.3	28.2	27.6	
747	豊岡	12.8	II	29.9	32.2	32.0	
750	舞鶴	41.3	I	32.2	34.9	29.9	
754	萩	18.1	I	29.2	31.0	26.1	
755	浜田	15.2	I	29.4	30.8	25.8	
756	津山	11.8	II	30.3	32.6	29.3	丘 陵
759	京都	16.2	III	23.2	25.2	32.1	
761	彦根	17.5	I	25.2	27.1	22.8	
762	下関	30.6	I	33.0	35.3	30.1	
765	広島	19.4	I	33.2	36.2	27.5	丘 陵
766	呉	17.4	I	21.8	23.3	19.6	
767	福山	13.7	II	19.0	20.2	20.1	
768	岡山	43.0	III	22.4	24.1	28.5	
769	姫路	26.1	III	23.4	25.2	30.9	
770	神戸	27.3	III	28.2	30.2	36.9	
772	大阪	53.0	IV	30.7	33.8	47.1	
776	洲本	15.5	I	42.8	47.0	35.5	丘 陵
777	和歌山	18.0	II	33.1	36.0	35.6	
778	潮岬	15.1	I	34.7	37.1	28.0	丘 陵
780	奈良	11.2	II	22.0	23.4	23.3	

表-3.3.5 基本風速

地点番号	地 点 名	測 器 高 さ (m)	粗度区分	風速の再現期待値 U_{m10} 50年 100年 (m/s)		基本風速 U_{10} (m/s)	備 考
800	巖原	12.9	Ⅱ	26.3	28.1	28.0	
805	平戸	11.0	Ⅱ	33.9	36.7	32.9	丘 陵
807	福岡	24.5	Ⅱ	29.1	31.5	31.0	
809	飯塚	10.6	Ⅱ	22.6	24.1	24.1	
812	佐世保	13.1	I	22.7	24.3	20.3	
813	佐賀	25.5	Ⅱ	29.0	32.0	31.5	
814	日田	10.5	Ⅱ	20.6	22.2	22.2	
815	大分	19.8	Ⅲ	23.6	25.4	31.8	
817	長崎	18.7	I	23.9	25.7	19.4	丘 陵
819	熊本	14.8	Ⅲ	22.9	24.6	31.5	
823	阿久根	13.4	I	31.6	34.1	28.5	
824	人吉	12.0	Ⅱ	32.1	32.5	32.4	
827	鹿児島	22.0	Ⅲ	34.1	37.1	46.1	
829	都城	11.5	Ⅱ	36.1	39.5	39.4	
830	宮崎	21.2	Ⅱ	34.1	37.3	36.8	
831	枕崎	10.4	Ⅱ	46.2	50.1	50.0	
835	油津	19.0	I	36.7	40.2	33.9	
836	屋久島	10.0	I	49.8	54.1	40.4	丘 陵
837	種子島	10.6	I	45.0	48.8	40.6	
838	牛深	20.5	I	34.9	37.5	31.6	
887	松山	20.5	Ⅲ	21.6	23.3	29.1	
890	多度津	13.0	I	31.9	34.1	28.5	
891	高松	16.6	Ⅱ	25.1	26.8	26.5	
892	宇和島	12.7	I	33.1	35.5	26.6	丘 陵
893	高知	15.4	Ⅲ	30.0	32.5	41.5	
895	徳島	17.5	Ⅱ	36.7	39.8	39.4	

表-3.3.6 基本風速

地点番号	地 点 名	測 器 高 さ (m)	粗度区分	風速の再現期待値 U_{m10}		基本風速 U_{10} (m/s)	備 考
				50年	100年		
897	宿毛	17.9	I	35.4	38.2	28.9	丘 陵
898	清水(足摺)	13.7	I	33.6	36.0	27.1	丘 陵
899	室戸岬	41.8	I	54.5	59.1	45.6	丘 陵
909	名瀬	20.8	I	33.4	36.1	30.5	

表-3.4

$$U_d = \begin{cases} AU_{10} & z \leq z_b \\ BU_{10}(z/10)^{\alpha} & z_b < z \leq z_G \\ 1.93U_{10} & z_G < z \end{cases}$$

地表粗度区分	α	z_G (m)	z_b (m)	A	B
I	0.12	500	5	1.11	1.20
II	0.16	600	10	1.00	1.00
III	0.22	700	15	0.83	0.76
IV	0.29	700	30	0.77	0.56

4. 設計風荷重

ここでは、まず道路橋の設計風荷重の一般的な考え方を述べ、次に、支間長200m以下の道路橋に適用される道路橋示方書の風荷重の設定に至った背景を述べる。

4.1 設計風荷重の考え方

風荷重は、橋軸直角方向で水平に吹く風による抗力を基本とし、これに風速変動の影響を考慮して定められている。

単位面積あたりに作用する風荷重 p (kg/m^2) は設計基準風速 V_d (m/s)、空気密度 ρ ($=0.125\text{kg}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$)、抗力係数 C_d およびガスト応答係数 G を用いて式 (4.1) より求められる。

$$p = \frac{1}{2} \rho V_d^2 C_d G \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

ここで、ガスト応答係数 G は風速変動の影響を補正するものである。この風荷重 p に橋軸方向単位長さ当たりの上部構造の有効鉛直投影面積 A (m^2/m) を乗ずることにより、橋軸方向単位長さ当たりの風荷重 P (kg/m) が求められる。

$$P = pA \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

4.1.1 設計基準風速

図-3.1に示した基本風速に対し、高度および地表粗度の影響を表-3.4のように補正すれば、設計基準風速 V_d が求まる。

4.1.2 抗力係数

風洞実験、あるいは断面形状が類似の断面に対する既往の風洞実験結果にもとづき、抗力係数 C_d を定める。

4.1.3 ガスト応答係数及び載荷方法の考え方

自然風は時間的にも空間的にも風速が変動する乱流である。このため橋梁には平均風速に起因する抗力の他に、変動風速に起因する変動的な抗力が作用する。変動的な抗力に起因する構造物の変形・振動はガスト応答と呼ばれており、ガスト応答係数 G によりその効果を考慮している。

(1) ガスト応答解析の方法

自然風中の主流方向の変形あるいは振動に伴い構造物に作用する断面力は、以下に示す流れで推定することができる。

i) 定常的な抗力による断面力

単位面積あたり $p = 0.5 \rho U^2 C_d$ (ここに、 U は時間的に平均した風速) の風圧力を載荷させることにより定常抗力による断面力 R が計算できる。

ii) 変動的な抗力による断面力

構造物の固有振動解析を行い、固有振動数および固有振動モードを求める。次に各振動モードに対応

する断面力を計算し、重ね合わせる。主要な式は以下のとおり。

$$S_{pp}(f) = (0.5 \rho U^2 A)^2 |H_{au}(f)|^2 S_{uu}(f) / U^2 \quad (4.3)$$

$$S_{pi}(f) = S_{pp}(f) |J_i(f)|^2 \quad (4.4)$$

$$\sigma_{qi}^2 = \int_0^\infty |X_i(f)|^2 S_{pi}(f) / (M_i \omega_i^2) df \quad (4.5)$$

$$\sigma_R^2 = \sum_i (r_i(x))^2 \sigma_{qi}^2 \quad (4.6)$$

ここに、A：構造軸方向の単位長さあたりの投影面積

f：周波数

$S_{pp}(f)$ ：単位長さあたりの変動抗力のパワースペクトル密度関数

$|H_{au}(f)|$ ：空力アドミッタンス関数 ($= 2 C_d$ ：準定常理論)

$S_{uu}(f)$ ：主流方向変動風速のパワースペクトル密度関数

$|J_i(f)|$ ：第 i 次モードのジョイントアクセプタンス関数

$$|J_i(f)|^2 = \int_0^\ell \int_0^\ell \text{coh}(f, x_1, x_2) \Phi_i(x_1) \Phi_i(x_2) dx_1 dx_2$$

Φ_i ：第 i 次の固有振動モード

coh：コヒーレンス関数 ($\equiv \exp(-kf|x_1 - x_2|/U)$)

k：decay factor (≈ 8)

ℓ ：橋長

x, x_1, x_2 ：構造軸方向座標

$S_{pi}(f)$ ：第 i 次モードの換算外力のパワースペクトル密度関数

σ ：標準偏差

q_i ：第 i 次モードの一般座標

$|X_i(f)|$ ：構造物の周波数応答関数

$$|X_i(f)|^2 = \{ [1 - (f/f_i)^2]^2 + [(\delta_i + \delta_{ai})(f/f_i)/\pi]^2 \}^{-1}$$

f_i ：第 i 次モードの固有振動数

δ_i ：第 i 次モードの構造減衰 (対数減衰率)

δ_{ai} ：第 i 次モードの空力減衰 (対数減衰率)

($\approx (C_d U r A) / (2 m r B)$)：準定常理論

Ur：無次元風速 ($= U/f_i B$)

mr：無次元質量 ($= [\int m \Phi_i^2(x) dx] / [\int \rho B^2 \Phi_i^2(x) dx]$)

m：単位長さあたりの質量

M_i ：第 i 次モードの換算質量 ($= \int m \Phi_i^2 dx$)

ω_i ：第 i 次モードの固有円振動数 ($= 2 \pi f_i$)

$r_i(x)$ ：第 i 次モードの $\Phi_i(x)$ の変形に伴って発生する断面力

R：抗力により発生する断面力

iii) ガスト応答係数

i) と ii) とを重ね合せることにより最大断面力が推定できる。

$$R_{\max} = |R| + g\sigma_R \quad (4.7)$$

ここに g : ピークファクター

$$(\equiv \sqrt{2 \ln(\nu T)} + 0.5772 / \sqrt{2 \ln(\nu T)})$$

T : 評価時間 (s)

ν : みかけの振動数

$$(\equiv \sqrt{(\int_0^\infty S_{RR}(f) df) / (\int_0^\infty S_{RR}(f) df)})$$

$R_{\max}$: 最大断面力

ガスト応答係数 G は次式により定義される。

$$G \equiv R_{\max} / |R| \quad (4.8)$$

(2) 近似的なガスト応答

(4.6) 式では各モードにおいて発生する断面力 $r_i(x)q_i(t)$ の標準偏差を重ね合わせているが, $r_i(x)$ は $m\omega_i^2\Phi_i(x)$ なる分布荷重が作用したときの断面力に等しいため, 等価モード外力 P_{ei} が次のように定義される。

$$P_{ei} = m\omega_i^2\Phi_i(x)\sigma_{q_i}g_i \quad (4.9)$$

ここに,

g_i : q_i のピークファクター

$$(\equiv \sqrt{2 \ln(\nu_i T)} + 0.5772 / \sqrt{2 \ln(\nu_i T)})$$

ν : q_i のみかけの振動数

$$(\equiv \sqrt{(\int_0^\infty S_{q_i q_i}(f) df) / (\int_0^\infty S_{q_i q_i}(f) df)})$$

(4.3) 式, (4.4) 式, (4.5) 式を (4.9) 式に代入すれば,

$$P_{ei} = 2P(m/M_i)\Phi_i(x)g_i l_u \sqrt{\int_0^\infty |X_i(f)|^2 |J_i(f)|^2 (S_{uu}(f)/\sigma_u^2) df} \quad (4.10)$$

ここに,

l_u : 乱れ強さ

(4.10) 式の根号内の被積分関数の性質を考慮すれば, 次の近似式が得られる。

$$P_{ei} \approx 2(m/M_i)\Phi_i(x)g_i l_u \times \sqrt{|J_i(f)|^2 + (f_i S_{uu}(f)/\sigma_u^2) \pi^2 |J_i(f)|^2 / (2(\delta_i + \delta_{ai}))} \quad (4.11)$$

ここに,

$$|l|l|^2 = \int_0^l \int_0^l \gamma_{pp}(x_1 x_2) \Phi_i(x_1) \Phi_i(x_2) dx_1 dx_2$$

γ_{pp} : x_1 と x_2 における強制外力の相互相関関数

$$(\equiv \exp(|x_1 - x_2| / L_{uy}))$$

L_{uy} : 主流方向変動風速の主流直角水平方向の乱れのスケール

(4.11) 式より求まるガスト応答と等価なモード外力を加载し, そのときの断面力 $rei(x)$ を求め, これを重ね合わせればガスト応答時の最大断面力が近似的に求まる。すなわち,

$$R_{max} \equiv |R| + \sqrt{\sum_i rei^2(x)} \quad (4.12)$$

(3) ガスト応答解析の例

単純桁を例としてガスト応答を試算する。橋梁および気流の条件は以下のとおり。

スパン長 l 50m

1 次モード固有振動数 f_1 2 Hz

桁の高度 Z 10m

構造減衰 δ_1 0.11

幅員 B 20m

質量 $m/(\rho BD) = 200$

抗力係数 C_d 1.5

設計基本風速 U_{10} 40m/s

粗度区分 II

気流の特性 第3章による

(4.12) 式より 1 次モード ($\sin(\pi x/l)$) に対応する等価なモード外力は次のとおりとなる。

$$Pe_1 = 1.73 P \sin(\pi x/l)$$

同様に 2 次モード ($\sin(2\pi x/l)$) に対応する等価なモード外力は次のとおりとなる。

$$Pe_2 = 0.95 P \sin(2\pi x/l)$$

それぞれに対応するせん断力 r_{sei} , 曲げモーメント r_{mei} は次のとおり

$$r_{se1} = -1.73(l/\pi) P \cos(\pi x/l)$$

$$r_{se2} = -0.95(l/2\pi) P \cos(2\pi x/l)$$

$$r_{me1} = -1.73(l/\pi)^2 P \sin(\pi x/l)$$

$$r_{me2} = -0.95(l/2\pi)^2 P \sin(2\pi x/l)$$

したがって, 節の数がふえるような高次モードのガスト応答の影響は低次モードの影響に比べてかなり小さいことがわかる。

(4) ガスト応答係数

i) 単純桁の場合

いくつかの試算の結果, 200m までの単純桁ガスト応答の 1 次モードに対応する等価モード外力は概

ね次式で表わすことができる。

$$Pe_1 \doteq 10luP \sin(\pi x/l) \quad (4.13)$$

径間中央の曲げモーメントに対する効果を変えずに荷重の分布形状を一樣分布にするには、次の様な荷重を用いればよい。

$$Pe_{1m} = 8.1luP \quad (4.14)$$

端部せん断力に対する効果を変えずに一樣分布とするためには、次の様な荷重を用いればよい。

$$P_{els} = 6.4luP \quad (4.15)$$

したがって、単純桁に対しては、ガスト応答係数 G を

$$G = \begin{cases} 1 + 8.1 lu & \text{(曲げモーメントに着目した場合)} \\ 1 + 6.4 lu & \text{(端部せん断力に着目した場合)} \end{cases} \quad (4.16)$$

とし、この荷重を橋桁に一樣に載荷すればよい。

ii) 連続桁の場合

連続桁の場合、節と節との距離が短くなるような高次モードの影響は小さいが、節と節との距離が1次モードとほぼ同じような高次モード（例えば2径間連続桁での2次モード）の影響は小さくない。精度の高い推定は(1)あるいは(2)で示した方法によるが、以下では精度は若干劣るが、実用的な方法を示す。

n 径間連続桁において考慮すべきモードの数は、上述の理由から概ね1次から n 次までのモードである。単純桁の P_{els} を、その単純桁と同じ径間長を有する n 径間連続桁の Pe_i と比較すると、径間長が長くない場合にはモードの腹の位置で概ね

$$Pe_i \doteq 1 / \sqrt{n P_{els}} \quad (4.17)$$

となる。これは、(4.11) 式において $|l_i|^2$ あるいは $|j_i(\eta)|^2$ が全径間長に概ね反比例するからである。

一方、(4.12) 式は次のように改められる。

$$R_{max} \doteq |R| + \sum_i a_i |re_i(x)| \quad (4.18)$$

a_i は $|re_i(x)|$ の大きさに依存するが、考慮するモードの数が n 個ならば $1 \sim 1/\sqrt{n}$ の値をとる。したがって、考えている n 個のモード荷重に対し、 m 個 ($m \leq n$) のあらゆる荷重を以下のように組合せて照査すれば良い。

$$P = P + 1 / \sqrt{m \sum_i (\pm Pe_i)} \quad (4.19)$$

(4.17) 式を考慮すれば、各径間に載荷する荷重の最大値 P_{max} 及び最小値 P_{min} はそれぞれ以下の通

りとなる。

$$P_{\max} = P + P_{\text{els}} \quad (4.20)$$

$$P_{\min} = P - P_{\text{els}} \quad (4.21)$$

単純桁の場合と同様に P_{els} を等価な一様分布荷重に置き換えるとすれば、次式が得られる。

$$P_{\max} = \begin{cases} P(1 + 8.1 lu) & \text{(曲げモーメントに着目した場合)} \\ P(1 + 6.4 lu) & \text{(端部せん断力に着目した場合)} \end{cases} \quad (4.22)$$

$$P_{\min} = \begin{cases} P(1 - 8.1 lu) & \text{(曲げモーメントに着目した場合)} \\ P(1 - 6.4 lu) & \text{(端部せん断力に着目した場合)} \end{cases} \quad (4.23)$$

したがって、連続桁に対しては、ガスト応答係数を

$$G_{\max} = \begin{cases} 1 + 8.1 lu & \text{(曲げモーメントに着目した場合)} \\ 1 + 6.4 lu & \text{(端部せん断力に着目した場合)} \end{cases} \quad (4.24)$$

$$G_{\min} = \begin{cases} 1 - 8.1 lu & \text{(曲げモーメントに着目した場合)} \\ 1 - 6.4 lu & \text{(端部せん断力に着目した場合)} \end{cases} \quad (4.25)$$

とし、径間内は一樣な風荷重とし着目する部材に不利な応力を与えるように、 $G_{\max}$ あるいは $G_{\min}$ にもとづく風荷重を載荷させればよい。

4.2 道路橋示方書の風荷重の考え方

風の特徴は架橋地点によって異なり、また抗力係数の値も橋梁の断面形状によって異なるため、実際に作用する風荷重は橋毎に異なるものと考えられる。しかしながら、道路橋示方書が対象とする支間 200m 以下の橋梁では設計に及ぼす風荷重の影響は一般に小さく、詳細な規定に従って風荷重を算出することは必ずしも得策と考えられないため、標準的な風荷重の値を設定し、これを設計に用いることとしている。

4.2.1 設計基準風速

一部の強風地域を除く日本全国の高度10mにおいて、50年間でその風速を越えない確率が0.6以上となる風速を設計基準風速に定めることとし、値を40m/sとした。

4.2.2 抗力係数

a) プレートガーター

プレートガーターでは、橋の総高 (D) に対する橋の総幅 (B) の比 (B/D) が増加するに従い抗力係数は小さくなる。図-4.1 に示す既往の実験結果を参考とし、プレートガーターの抗力係数は次のように定めた。

$$C_d = \begin{cases} 2.1 - 0.1 (B/D) & 1 \leq B/D < 8 \\ 1.3 & 8 \leq B/D \end{cases} \quad \dots\dots (4.26)$$

b) 2主構トラス

トラス断面では充実率 ϕ (トラス外郭面積に対するトラス投影面積の比) が増加するに従い抗力係数は小さくなる。

このため、図-4.2 に示す既往の実験結果を参考とし、2主構トラスの抗力係数は次のように定めた。

$$C_d = 1.35 / \sqrt{\phi} \quad \dots\dots (4.27)$$

ただし、 $0.1 \leq \phi \leq 0.6$

標準的な2主構トラスの諸元として、弦材の高さを h (m)、主構高さおよび格間長を λ (m)、斜材の幅を $0.8h$ (m)、その長さを 1.4λ (m)、鉛直材の幅を $0.5h$ (m) とすれば、トラスの有効鉛直投影面積は

$$2h \times \lambda + 0.8h \times 1.4\lambda + 0.5h \times \lambda = 3.62h\lambda \quad (\text{m}^2)$$

となる。これにガセットなどに対する余裕をみて $4h\lambda$ (m²) とする。一方、トラスの外郭面積は $\lambda \times (\lambda + h)$ (m²) であるため、充実率 ϕ は $\lambda \gg h$ を考慮して

$$\phi = \frac{4h}{\lambda + h} \div 4 \frac{h}{\lambda}$$

となる。これを式 (4.27) に代入すると、標準的な2主構トラスの抗力係数は以下のように求まる。

$$C_d = 0.68 \sqrt{\lambda/h} \quad \dots\dots (4.28)$$

ただし、 $7 \leq \lambda/h \leq 40$

なお、トラスの諸元が上述のものと著しく異なる場合には、充実率 ϕ を忠実に求め、式 (4.27) により抗力係数を算出するものとする。

トラスの橋床に対しては、標準的な抗力係数値を1.6とした。

c) その他の形式の橋梁

吊橋・斜張橋の橋げた部分に対しては、その形状に応じ、プレートガーダーあるいは2主構トラスの抗力係数を適用する。アーチ橋のアーチ部材、吊材および支柱、吊橋・斜張橋の塔およびケーブルに対しては、角形断面の場合には、風上側部材および風下側部材にそれぞれ1.6および0.8を適用し、円形断面の場合には、風上側部材および風下側部材とも0.8を適用する。また、アーチ橋の補剛げたあるいは橋床の抗力係数は1.6とする。なお、塔については断面形状に応じ抗力係数の値を適切に補正することが望ましい。

d) 活荷重

活荷重の抗力係数は1.6とした。

4.2.3 ガスト応答係数および載荷方法

中小の橋梁では、風荷重によって諸元が決まる部材は横構あるいは対傾構といわれている。このような部材の設計では、曲げモーメントよりむしろせん断力の方が重要となる。このため、ガスト応答係数としては式 (4.16)、(4.24) あるいは (4.25) でせん断力に着目したものをを用いることとした。

4.1.3に示したように、ガスト応答係数は乱れ強さ I_u の関数となる。高度が低いほど、また地表粗度が粗いほど乱れ強さが大きく、ガスト応答係数も大きくなるが、逆に設計基準風速は低くなる。設計風荷重としては、粗度の滑らかな海上の風を想定した方が安全側になるため、海上の風を想定して設計基準風速を設定している。高度10mにおける海上の風の乱れ強さ I_u を式 (3.9) により求めれば0.14となる。これを式 (4.16)、(4.24) あるいは (4.25) に代入すれば、 $G=G_{\max}=1.9$ 、 $G_{\min}=0.1 \approx 0$ となる。すなわちガスト応答係数を1.9として風荷重を求め、着目する部材に不利となるような径間に載荷すればよいことになる。しかしながら、風荷重は橋梁の水平剛性の確保のために用いられることもあること、などを考慮し、より安全側の載荷方法となるように考えている部材に最も不利な応力を生じさせるように負載するものとした。

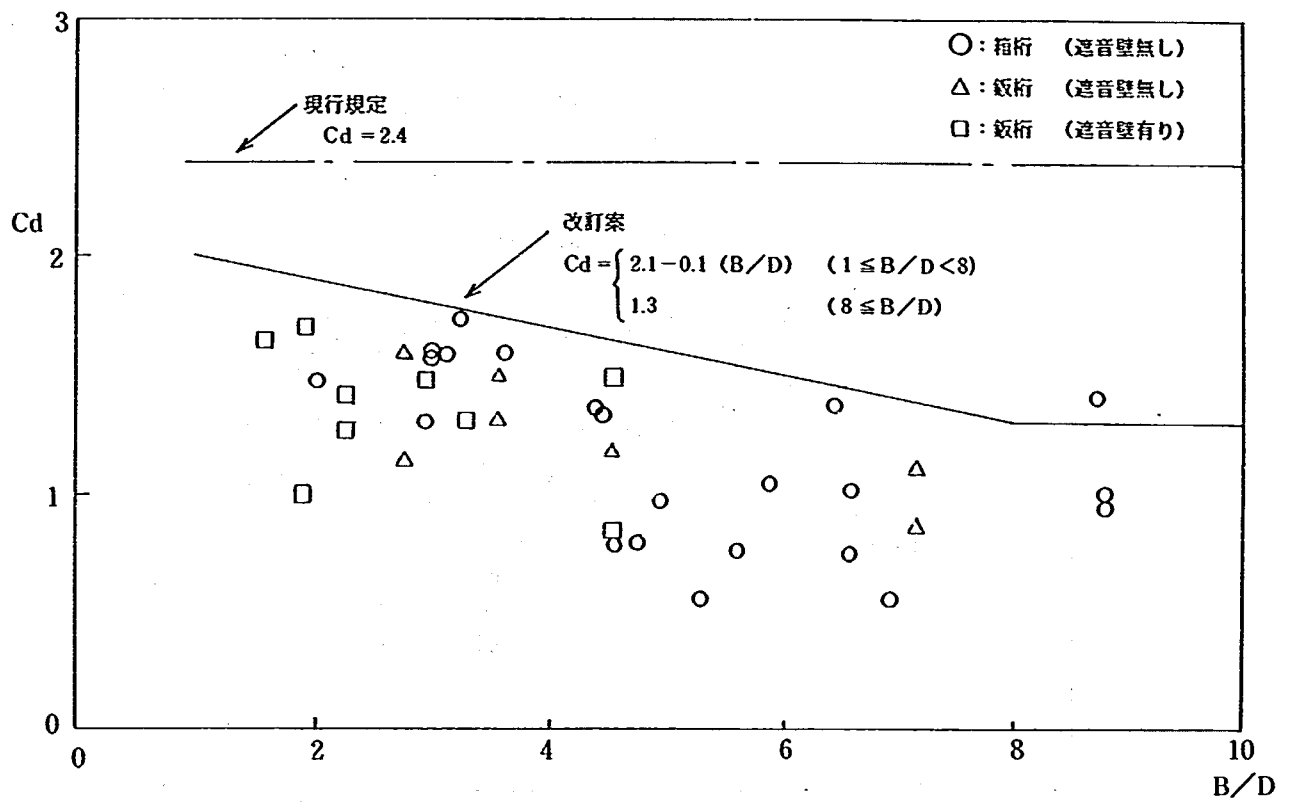


図-4.1 プレートガーダーの抗力係数

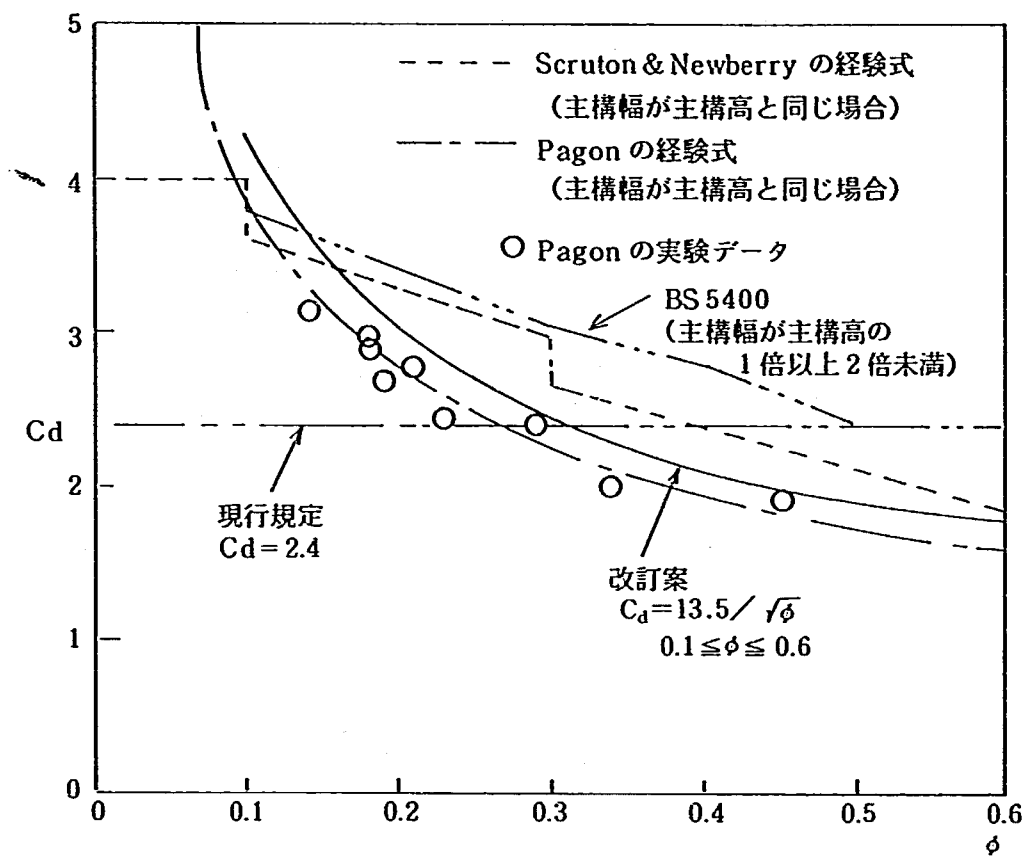


図-4.2 2主構トラスの抗力係数

5. 橋桁の風による振動の推定

本章では、橋桁のフラッター、ギャロッピング、渦励振およびガスト応答を対象として、既往の風洞試験結果にもとづき、これらの振動の発現風速あるいは発現振幅などを推定する算定式をとりまとめている。橋桁の風による振動挙動は、橋桁の断面形状に敏感なため、少ないパラメータにより振動を精度よく推定することは必ずしも容易でない。今回提案した推定式も、推定誤差を含むものであるが、推定式設定にあたっては、概ね安全側の推定となるように配慮している。したがって、推定式による推定の結果、耐風性が十分でないと判断される橋桁であっても、風洞実験を実施すれば所要の耐風性を有する、と判断される可能性もあることに留意する必要がある。

5.1 フラッター

5.1.1 一様気流中におけるフラッター発現風速の推定式

土木研究所において以前に実施された長大橋梁設計案のパネ支持模型試験結果をフラッターの観点から再整理した。整理にあたっては、迎角 $\pm 3^\circ$ 以内のフラッターに着目した。

トラス橋桁については、基本的諸元（トラス充実率、主構間隔、床版幅など）が同一でも床版端部形状の微妙な違いによりフラッター風速 U_{cf} は影響を受けるため、現時点ではこれらを取込んだ推定式の作成は困難と考えられる。調査した範囲では、 $U_{cf}/(f_\theta B) = 3.4$ が最低であり、最も高いものでは $U_{cf}/(f_\theta B) > 10$ がある。

充腹断面橋桁についてフラッター風速と橋桁の幅 B と高さ D の比との関係を調査した結果を図-5.1.1に示す。斜張橋に用いる充腹断面のフラッター風速は、所要の風速に比べ高いことが多く、図ではフラッター風速が不明のものが多い。フラッター風速が明らかなものに限ると、 B/D が大きくなるに従い、 $U_{cf}/f_\theta B$ が高まる傾向が認められる。フラッターは、構造物を崩壊に導く振動であるため、より多くのデータが蓄積され、幾何学的形状、構造特性とフラッター風速について精度の高い関係式が得られるまでは、図-5.1.1に示されたデータの下限値を当面推定式として用いざるを得ないと考えられる。

すなわち、

$$U_{cf} = 2.5 f_\theta B \quad (5.1.1)$$

ここに U_{cf} : フラッターの発現風速 (m/s)

f_θ : ねじれの1次振動数 (Hz)

B : 橋桁の総幅 (m)

5.1.2 フラッターに及ぼす気流の乱れの影響

フラッターのような高風速におけるねじれ振動は、一様気流中における特性と乱流中における特性とは異なるものと考えられる。これは、乱流中では気流の乱れによる強制的な空気力が作用し、また、自励的な空気力の特性も、気流の乱れの作用により変化するものと考えられるからである。フラッターに及ぼす気流の乱れの影響を調べるため、充腹断面橋桁のタウトモデルを用い、一様気流中および境界層乱流中において対風応答を計測した。実験方法の詳細は、後述の5.3.2に示されている。

各模型の風速と振動変位標準偏差との関係は、後述の図-5.3に示されている。一様気流中では風速がある値（フラッター風速）に達するまでは振動がほとんど発生せず、フラッター風速以上となるとねじれ振動変位の標準偏差（あるいは振幅）が急激に増大する。一方乱流中ではガスト応答が観測され、平均風速が一様気流中におけるフラッター風速より低い場合には、振動変位の標準偏差は概ね風速の2乗に比例する形で増加し、その値は乱れ強さの大きい方が大きい。フラッター風速付近あるいはこれを越えた風速領域については、乱れの強さの大きな乱流中でのデータが少ないため断定的なことは言えないが、例えば乱流1のデータによればある限界風速以上では風速に対する振動変位標準偏差の増加のしかたが急激になる。これは空力負減衰、すなわちフラッターの影響によるものと推察される。この限界風速は断面形状によって異なるが、今回の実験では一様気流中でのフラッター風速と同じか、それよりもやや高めであった。

図-5.1.2にねじれ最大振幅が 1° あるいは 4° に達する無次元風速と乱れ強さ I_w との関係を示した。図より、ねじれ最大振幅が比較的大きな値（ 4° ）となる風速は乱れ強さによってそれほど大きくは変化しないこと、また比較的小さな値（ 1° ）となる風速は、乱れ強さとともに低下する傾向にあること、などが読み取れる。このように、乱流中における高風速のねじれ振動は、フラッターとガスト応答とが混在する挙動を示すため、その評価にあたっては、橋梁の安全性の観点から、許容されるねじれ振動変位を明らかにすることが必要である。仮に 4° 程度までの振幅が許容されるとすれば、図-5.1.2に示した結果より、一様気流中の実験より推定されるフラッター風速を用いて、その耐風性を評価してもよいものと考えられる。もし、 4° 以下のねじれ変位によっても、橋梁に過大な応力が発生するのであれば、その振動の主たる原因と考えられるねじれモードのガスト応答についても、設計時に考慮する必要があるものと考えられる。

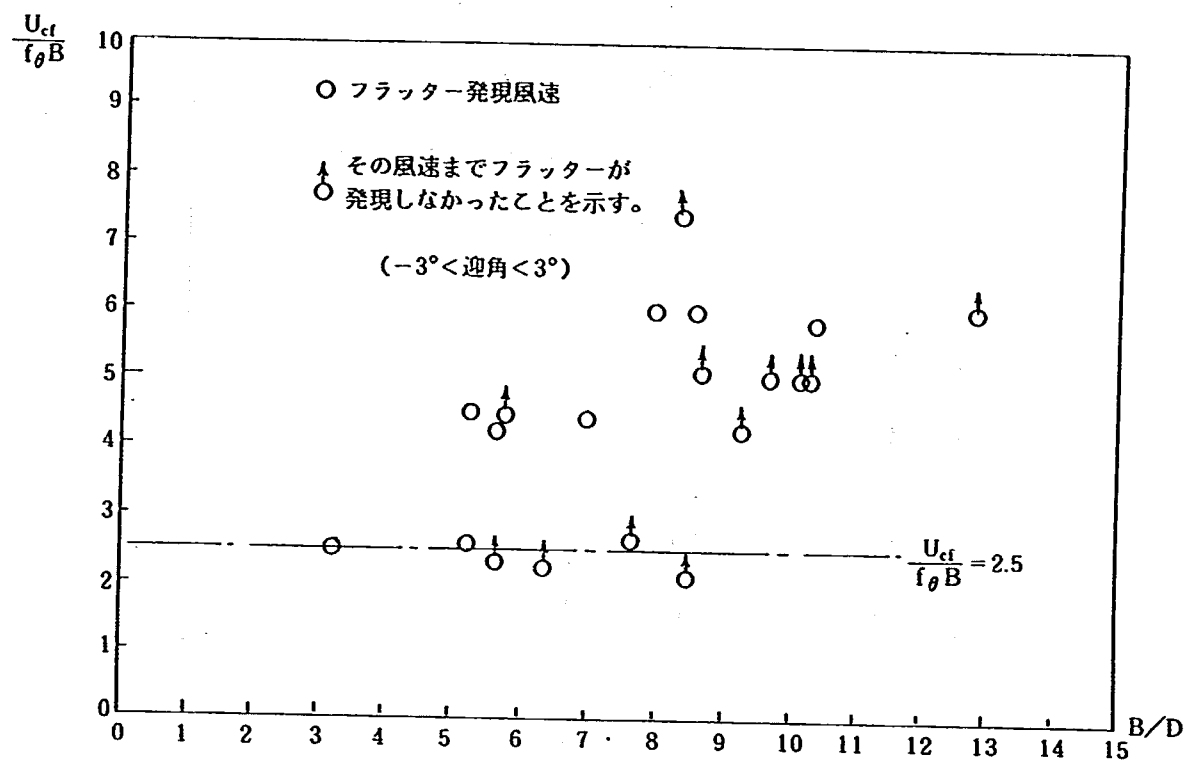


図-5.1.1 充腹断面橋桁の一樣気流中におけるフラッター風速

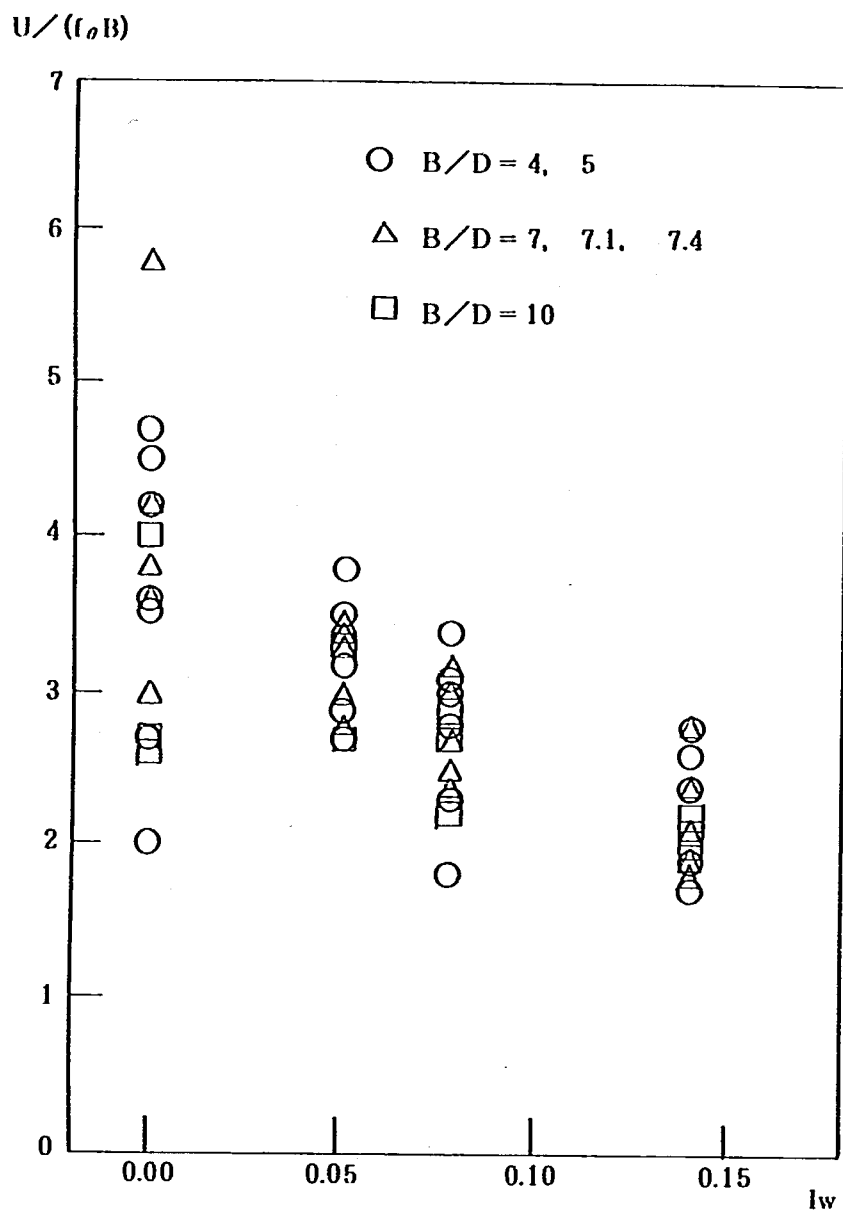


図-5.1.2(1) ねじれ振幅が 1° に達する風速

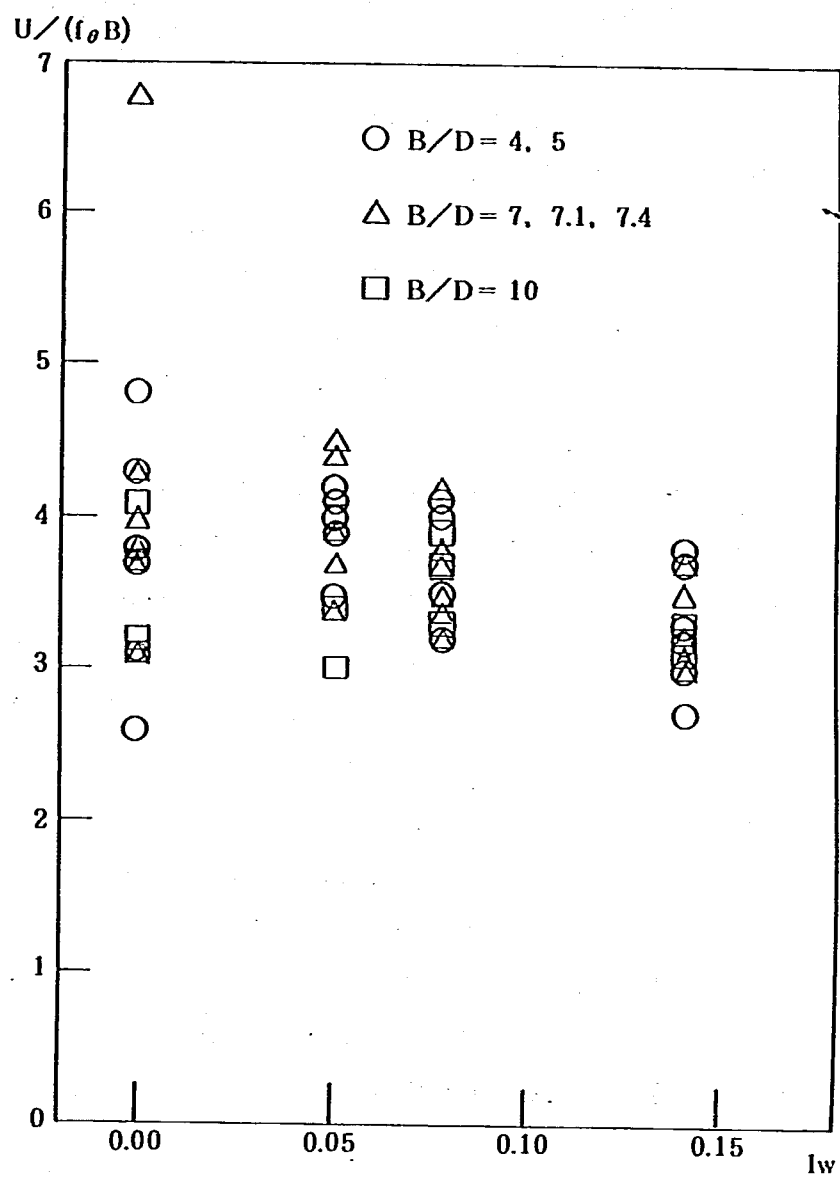


図-5.1.2(2) ねじれ振幅が 4° に達する風速

5.2 ギャロッピング

連続箱桁橋で用いられるような、比較的桁高の高い充腹断面橋桁では、高風速においてギャロッピングが発現する可能性がある。図-5.2.1は、一様気流中におけるバネ支持模型実験より得られた、ギャロッピング発現風速 U_{cg} と B/D との関係を示したものである。図より、ギャロッピングは $B/D < 5$ の場合に発現するおそれがあり、最低の発現風速は $U_{cg} = 4.5f_n B$ であることがわかる。

以上は一様気流中における実験結果であるが、ギャロッピングには気流の乱れが重要な影響を及ぼすことが知られている。図-5.2.2は、ギャロッピングの原因となる空力減衰を、一様気流中と格子乱流中とで計測したものである^[5.2.1]。一様気流中では $fB/U < 0.2$ で空力減衰が負となっている。これは、ギャロッピングの発現に対応しており、発現風速 ($U/(fB)$) が5と推定される。一方、乱流中では空力減衰が負となる無次元振動数が小さくなり、発現風速が8へと上昇することが推定される。また、図の縦軸は、無次元質量 σ と空力減衰 δa との積で表現されており、負減衰の場合、その絶対値は高々5程度である。ギャロッピングのような自励振動は、構造減衰と空力減衰との和が負になって、初めて発現するものであるため、桁高の高い充腹断面橋桁でも、コンクリート橋のように質量の大きな橋梁あるいは構造減衰の大きな橋梁では、ギャロッピング発現風速が高まることが予想される。

以上の考えに従い、比較的桁高の高い箱桁 ($B/D = 2, 2.5, 2.9, 3.3, 4$) を対象として、質量-減衰及び乱れ強さをパラメータとした、系統的な風洞実験が土木研究所で実施された^[5.2.2]。

一様気流中ではギャロッピングと考えられる振動が観測されたが、乱流中では、乱れ強さが小さく ($I_u = 7.7\%$)、 B/D が小さい (2 および 2.5) 実験ケースを除き、ギャロッピングと考えられる振動は観測されず、不規則な鉛直たわみ振動が観測された。一様気流中での実験結果に着目し、振幅が橋桁幅員の1%に達する風速をギャロッピングの発現する風速 U_{cg} と定義し、質量-減衰パラメータ及び B/D との関係を整理したものが図-5.2.3である。図より、質量-減衰パラメータあるいは B/D が増加するに従い無次元ギャロッピング風速 ($U_{cg}/(f_n B)$) が高くなることが読み取れる。気流の乱れの小さな場所に連続箱桁橋を建設する場合には、図-5.2.3によりギャロッピング風速を概略推定することができる。

起振機を用いた振動実験結果^[5.2.3]によれば、連続箱桁橋の構造減衰は斜張橋に比べて大きく、対数減衰率で0.06~0.11である。また、鋼橋の無次元質量と B/D との関係は、近似的に

$$m/(fB^2) \cong 200(B/D)^{-1} \quad (5.2.1)$$

で示される (図-5.2.4)。

鋼橋の質量については式 (5.1) を用い、コンクリート橋の質量については鋼橋の2倍と仮定し、構造対数減衰率を0.05と仮定すれば、図-5.2.3よりギャロッピング発現風速が図-5.2.5のように推定される。

図より、コンクリート橋にあっては、ギャロッピング発現風速は問題にならないほど高いことが読み取れる。鋼橋においては、 $B/D < 2$ で気流の乱れが小さい場合 (例えば $I_u < 0.15$) にギャロッピングの検討が重要となる。ギャロッピング発現 U_{cg} は、橋梁の背後に半島や岬などがあり、吹き上げの風

が吹く場合には $U_{cg}=4.0f_hB$ 、また周辺の地形が平坦で、ほぼ水平の風が吹く場合には、 $U_{cg}=8.0f_hB$ を推定できよう。

一様気流中でギャロッピングが発現するおそれのある構造物の乱流中における鉛直たわみ振動振幅は、概ね風速の2乗に比例するような比較的単純な傾向を示している。これは、乱流中では空力減衰が負となる風速が高まること、及び変動揚力のパワースペクトル密度関数のピーク無次元振動数に対応する無次元風速では、大きな正の空力減衰が作用しており、応答がそれほど大きくならないこと^[5.2.1]、などに起因しているものと推察される。長大箱桁橋の設計において、乱流中での不規則な鉛直たわみ振動の最大振幅 h_{max} の目安を付けるという目的に対しては、風洞実験結果^[5.2.2]に基づく以下の推定式を用いることができよう。

$$h_{max}/B = C U r^2 l w / m r \quad (5.2.2)$$

定数 C と B/D との関係を図-5.2.6に示す。

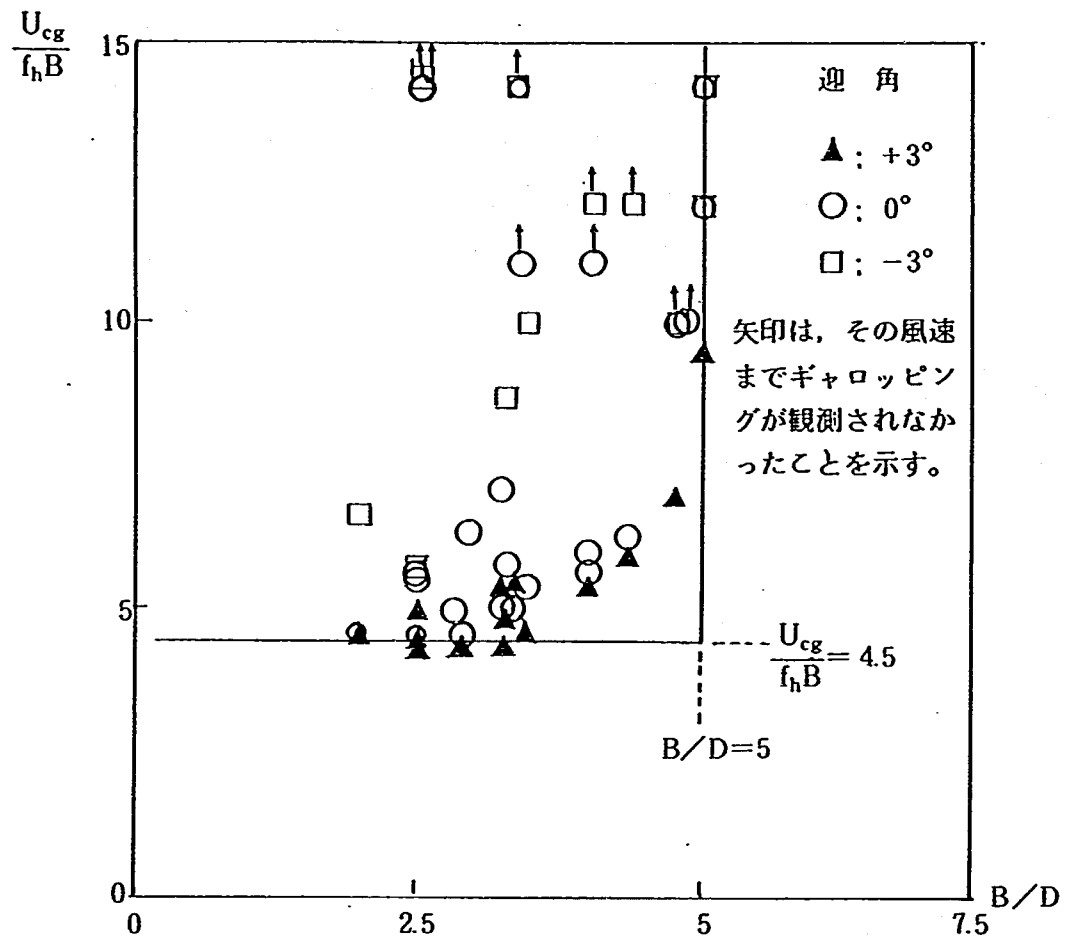


図-5.2.1 充腹断面橋桁のギャロッピング発現風速
(一様気流中のバネ支持模型試験)

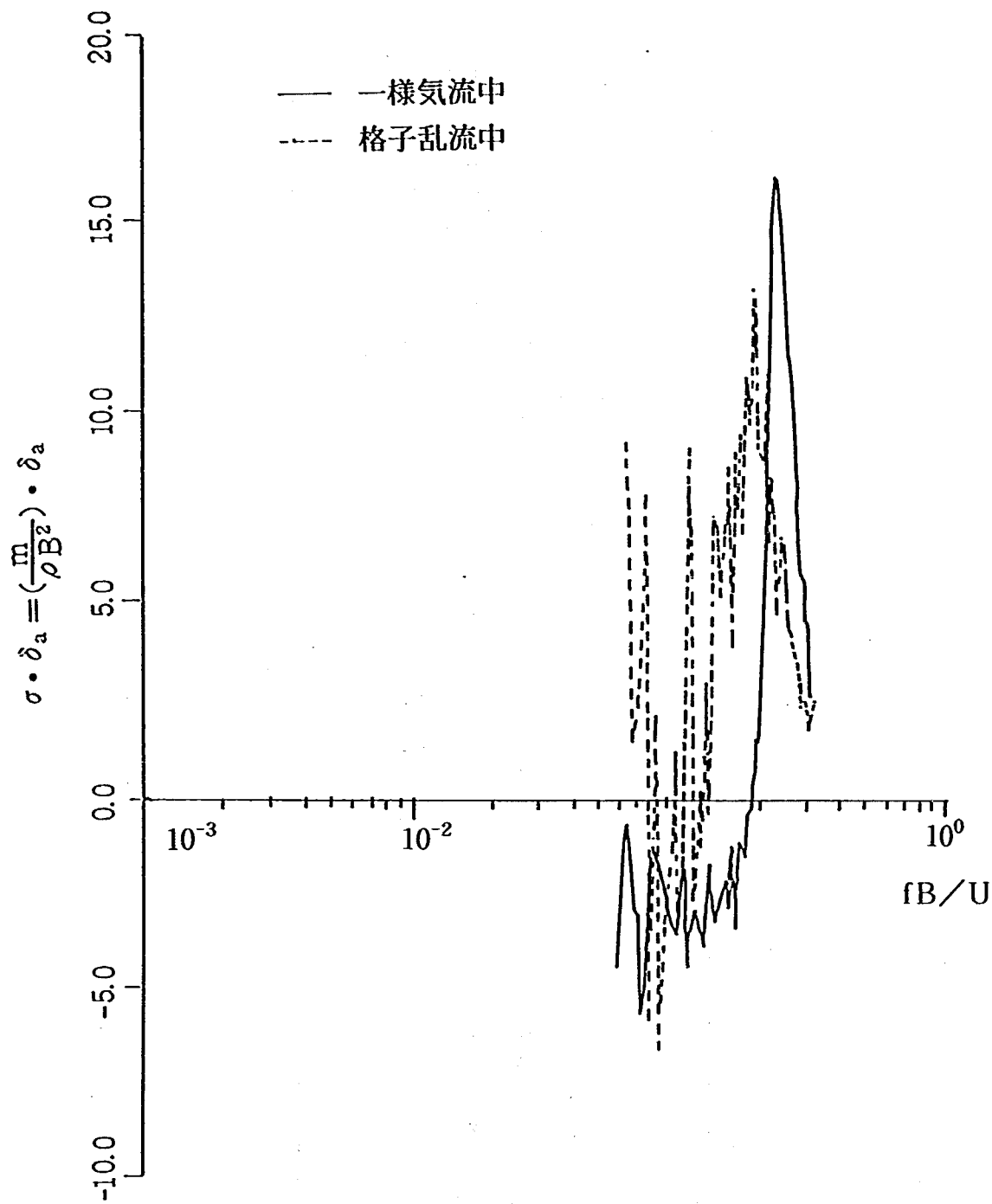


圖-5.2.2 空力減衰 (門崎模型, $x/\ell = 1/6$)

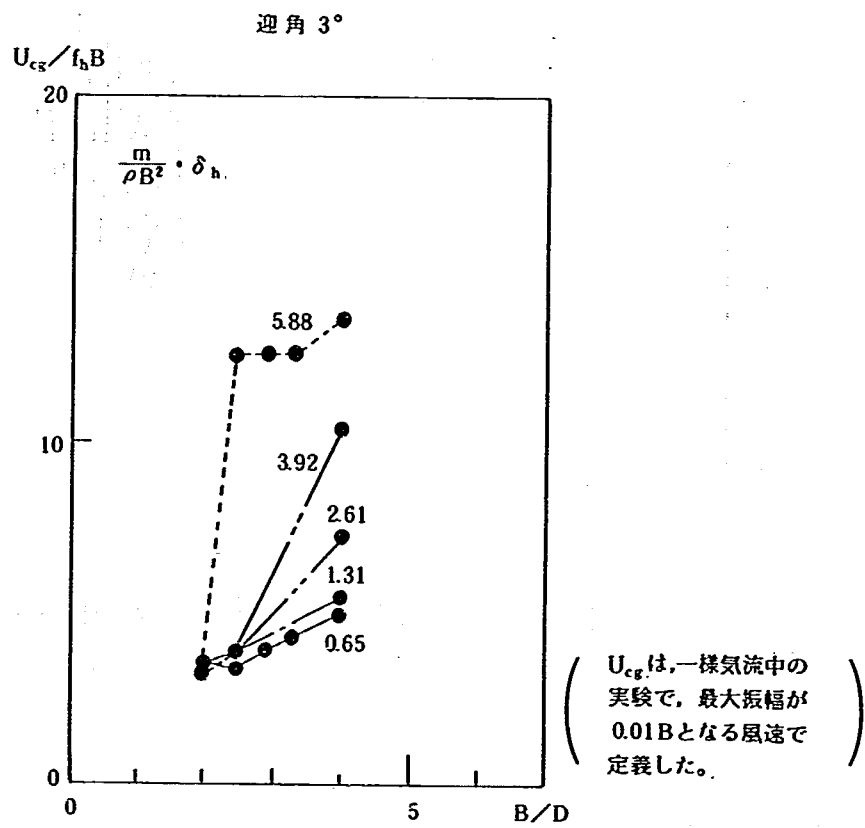
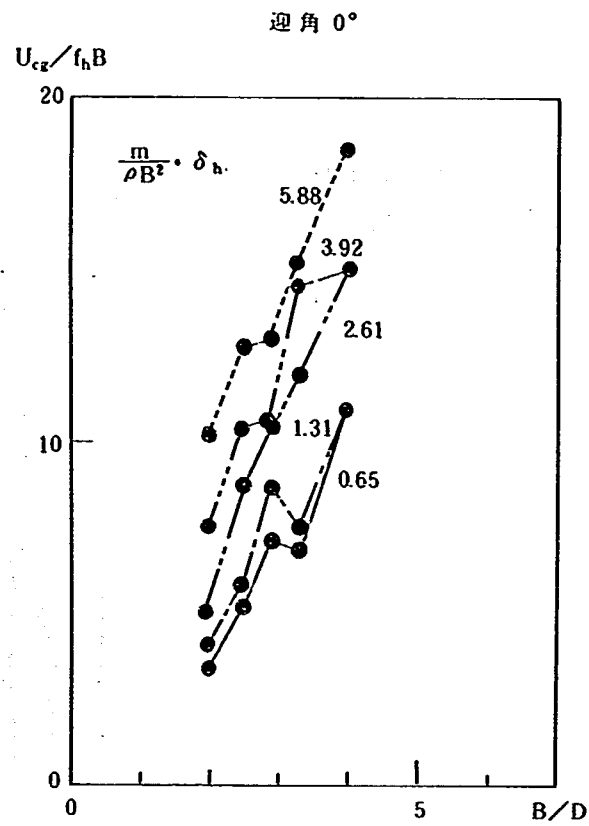


図-5.2.3 ギャロッピング発現風速におよぼす質量-減衰比および B/D の影響

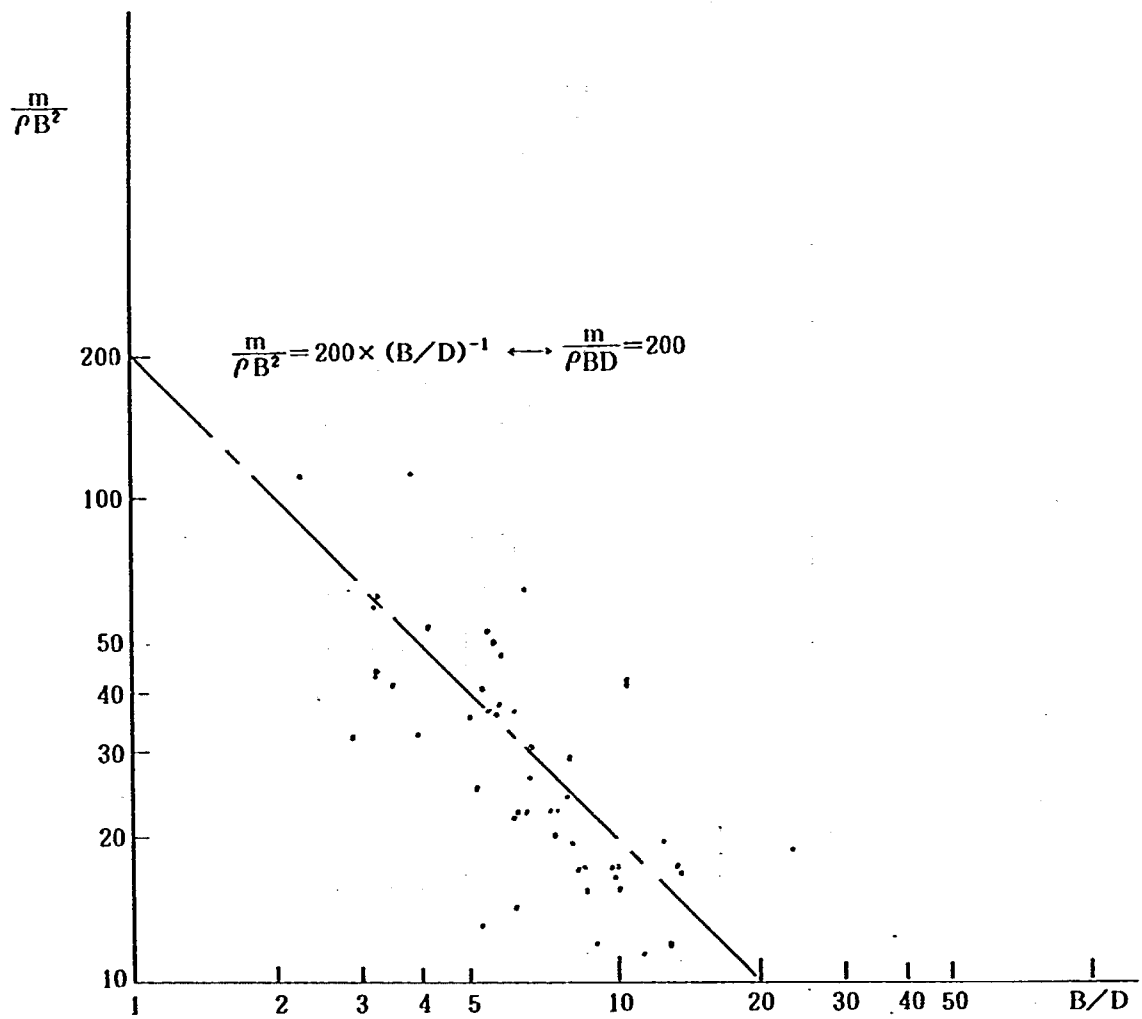


図-5.2.4 B/Dと $m/\rho B^2$ との関係 (鋼橋)

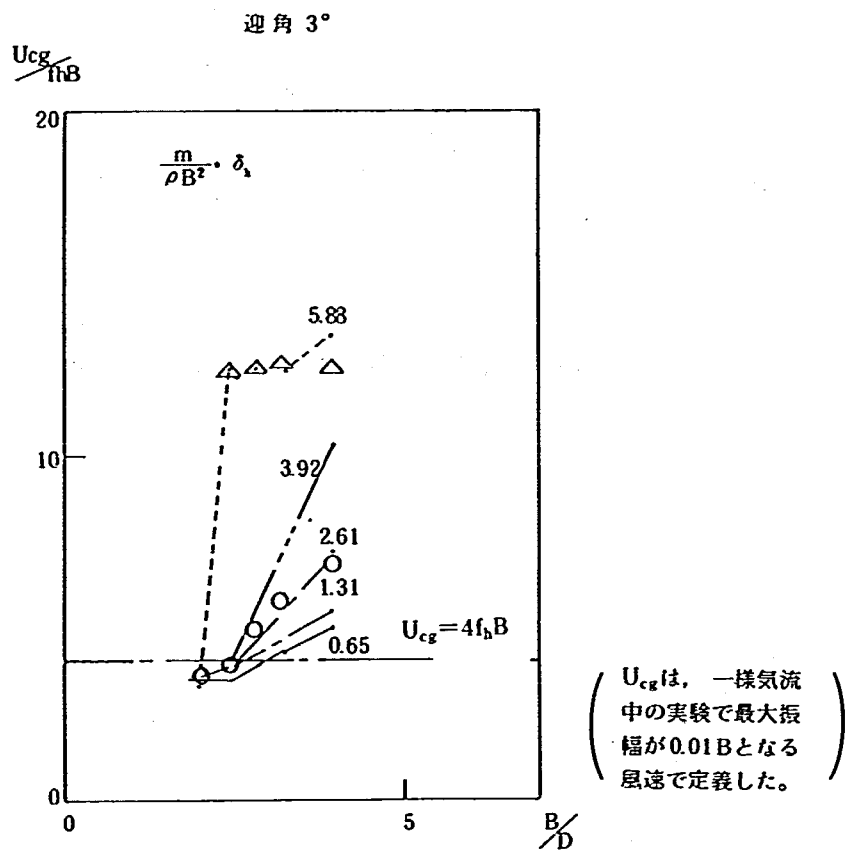
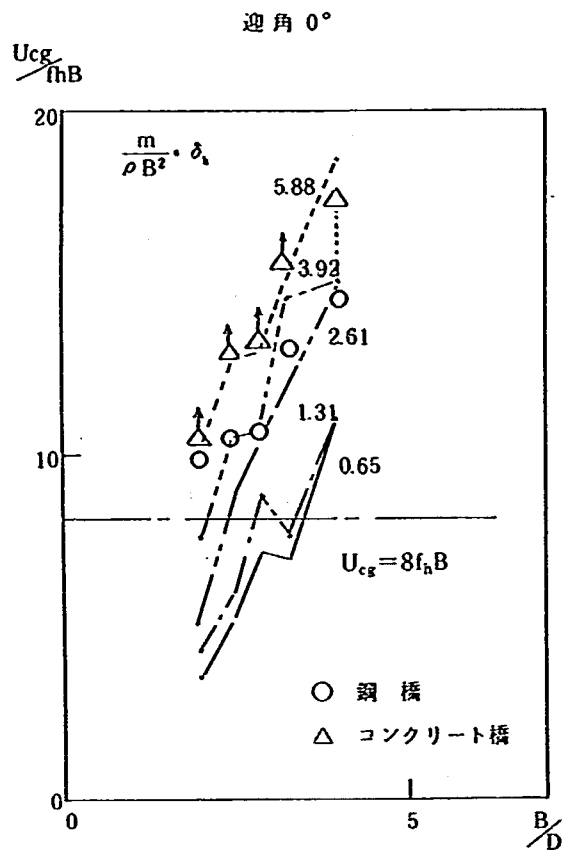


図-5.2.5 ギャロッピング発現風速におよぼす質量-減衰比および B/D の影響

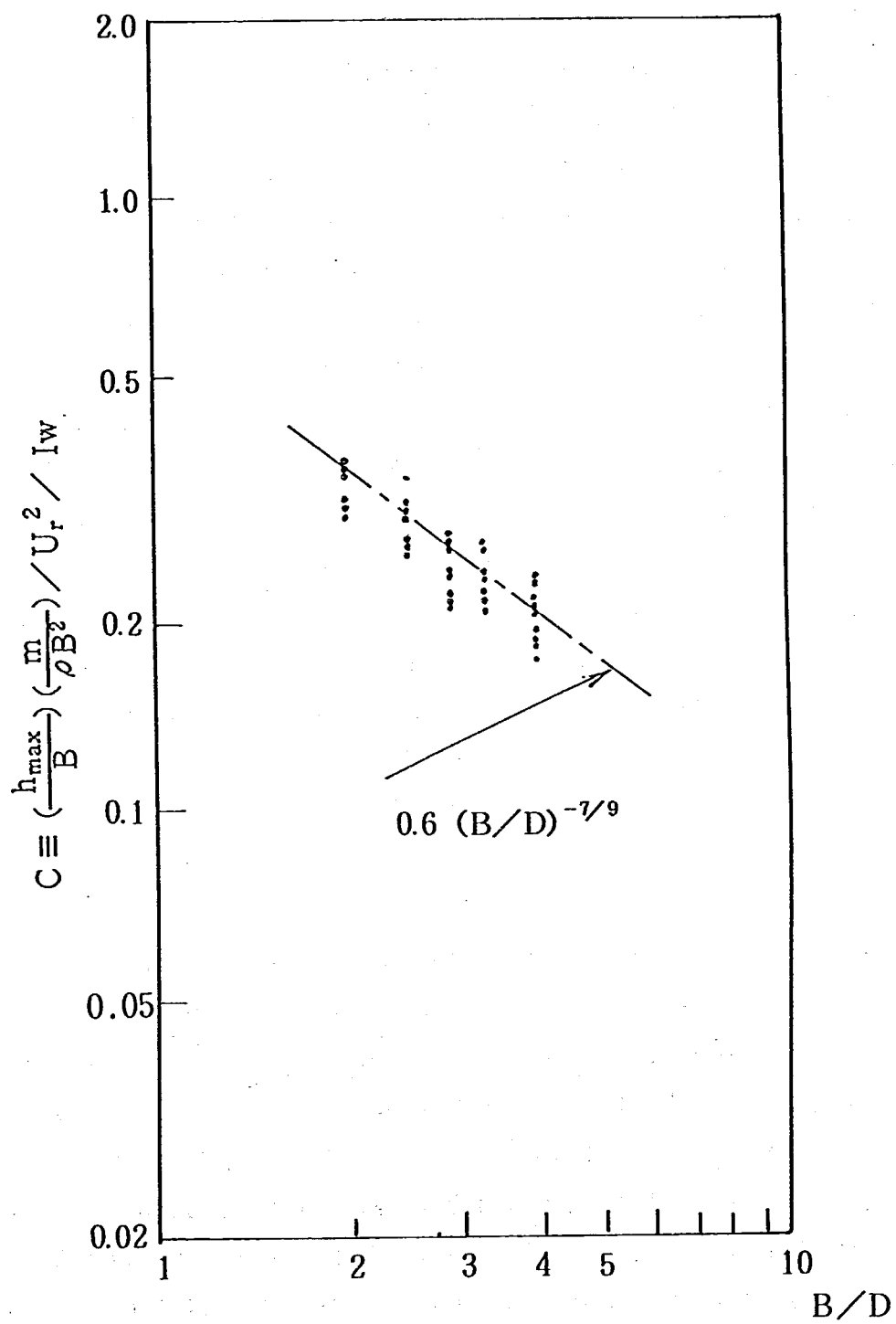


図-5.2.6 一様気流中でのギャロッピングが発現するような断面の乱流中での応答推定式の定数

5.3 渦励振

5.3.1 既往の研究

渦励振は、比較的低い風速において、ある限られた風速範囲で発現する正弦波的な振動であり、振幅がある値以上には発現しない限定的なものである。Old Tacoma Narrows 橋において、ねじれフラッターにより崩壊する前に観測された鉛直たわみ振動^[5.3.1]は渦励振と考えられており、また、カナダの Long's Creek 橋においても鉛直たわみモードの渦励振が観測されたことが報告されている^[5.3.2]。一方、わが国では、石狩河口橋において鉛直たわみモードの渦励振が観測されている^[5.3.3]。

従来、渦励振は構造物の背後に発生するいわゆるカルマン渦により発生する振動と考えられていたが、小林の研究^[5.3.4]等によれば、橋桁の渦励振はカルマン渦の作用よりむしろ、振動中の構造物の前縁から剥離した渦の作用が必要な要因となると考えられる。白石ら^[5.3.5]は渦励振をその応答特性および流れのパターンの観点から完全剥離型、前縁剥離渦型、付着型、混在型の4種類に分類している。

以上の渦励振の発生機構に関する基礎的な研究の他に、耐風設計の実務上有用な研究も数多く実施されている。これらの例としては既往の風洞実験結果を整理し、渦励振の発現風速の推定式を提案した研究^[5.3.5]、渦励振の発現の有無あるいは発現振幅を推定するために、代表的な橋桁断面の自動空気力を計測した研究^[5.3.6]などが挙げられる。さらに、実際の橋梁計画案に対する耐風性調査では、渦励振の発現しにくい橋桁断面形状の選定あるいは渦励振を抑制するための付加物の考案等が実施されており、橋桁の渦励振を抑制する手段については十分な知識が蓄積されている。

これらの基礎的あるいは応用的研究にもかかわらず、長大橋梁の渦励振の推定、とくに振幅の推定精度は必ずしも十分とはいえない。この原因の一つとして、実橋の構造減衰の推定精度が十分でないことが挙げられる。現在のところ、理論的な検討により構造減衰の推定を行うことは困難であり、実橋における既往の計測データにもとづき、構造減衰が仮定されている。耐風設計では構造減衰が安全側に設定されることが多いため、渦励振振幅の推定は大きめになりやすい。渦励振振幅の推定精度が十分でない他の原因として、渦励振に及ぼす気流の乱れの影響が明らかにされていないことが挙げられる。渦励振に関する既往の研究も、風速変動のほとんどない一様気流中の風洞試験にもとづくものが大部分であるが、乱流中における風洞実験結果^[5.3.7]によれば、乱れの効果により渦励振振幅が低下することが示されている。したがって、一様気流中の風洞実験にもとづき推定された渦励振振幅は実際の振幅より大きめになるものと想像される。ただし、このような乱れの影響は橋桁の断面形状により異なるものと考えられるが、現在までのところ、各断面形状に応じて乱れの影響が推定できるほど十分なデータが蓄積されたとは言いがたい。

以上のような状況をふまえ、渦励振に対する耐風設計に有用な資料を提供することを目的とし、代表的な橋桁断面を対象として、渦励振に及ぼす気流の乱れの影響を実験的に検討した。

5.3.2 渦励振に関する風洞実験

実験に用いた模型はタウトモデルであり、一様気流中および乱れ強さの異なる3種類の境界層乱流中において、その対風応答を計測した。

5.3.2.1 気流

使用した風洞は、建設省土木研究所のフラッター風洞（測定部の幅2.5m、高さ4.0m、長さ10.0m）である。各気流の発生方法を図-5.3.1に示す。一様気流を発生させる場合には、地面板先端から模型までの距離を短く（2.3m）し、また、境界乱流を発生させる場合には、この距離を長く（7.5m）し、スパイアー^[5.3.8]および床面粗度を配置させた。

発生させた乱流の平均風速の鉛直分布を、べき法則であてはめた場合のべき指数は、乱流1, 2, 3に対しそれぞれ0.12, 0.16, 0.30であった。模型高さ（0.20m）における主流方向変動風速（u）および鉛直方向変動風速（w）のパワースペクトル密度関数を図-5.3.2に示す。同図中には、比較のためESDU^[5.3.9]により推定した一般的な自然風のパワースペクトル密度関数も併せて示している。この場合、橋梁模型の長さの縮尺を1/200と仮定し、橋桁幅員Bおよび橋桁高度Zをそれぞれ20mおよび40mとした。図より、今回発生させた乱流のu成分の乱れのスケールは、自然風の乱れのスケールの1/200より若干小さめであるが、w成分の乱れのスケールは、自然風の乱れのスケールのおよそ1/200であることがわかる。乱れの強さは、乱流1が海上の風、乱流2が平らな草原と郊外との中間的な粗度条件の風、乱流3が都心の風にそれぞれ概ね対応している。

5.3.2.2 模型

使用した模型はタウトモデル（分割された橋桁模型を、張力を加えた2本のピアノ線で支持したものである。断面形状としては、斜張橋などで採用されることの多い、矩形、逆台形、六角形、2箱桁および2主桁を選定した。橋桁模型の総幅Bは、0.10mであり（ただし、模型11（0.20m）および模型12（0.14m）を除く）、模型の総高Dに対する比B/Dは4から10の範囲であった。いずれの模型にも、地覆およびポスト型橋梁用防護柵が設置されている。模型の長さは約1.2mであり、乱れのスケールの縮尺を考慮すれば、対応する実橋のスパン長は約240mとなる。実験条件を表-5.3.1に示す。

5.3.2.3 実験結果

各実験における、模型中央位置での鉛直たわみ振動変位標準偏差あるいはねじれ振動変位標準偏差と平均風速との関係を図-5.3.3に示す。一様気流中では渦励振およびフラッターが観測されたが、乱流中では渦励振の振幅が減少し、ガスト応答が観測された。

各実験の概要をとりまとめて、表-5.3.1に示す。すなわち、鉛直たわみモードの渦励振については、その最大振幅および最大振幅に対応する無次元風速を示した。また、乱流中において観測された鉛直たわみガスト応答については、風速と最大振幅との間に近似的に次式の関係が成立すると考えられたため、その係数値Cを図表に示した。

$$h_{\max}/B = C U r^2 I_w / m r \quad (5.3.1)$$

ここに、

$h_{\max}$ ：鉛直たわみガスト応答の最大振幅

B：橋桁総幅

C：係数

U_r ：無次元風速 ($\equiv U/(f_h B)$), U ：平均風速, f_h ：鉛直たわみモードの固有振動数)

I_w ：鉛直方向変動風速の乱れ強さ

m_r ：無次元質量 ($\equiv m/(\rho B^2)$), m ：単位長さあたりの質量, ρ ：空気密度)

一方、ねじれモードの振動（フラッターあるいはガスト応答）については、その最大振幅が1度あるいは4度に達する無次元風速 ($U/(f_\theta B)$, f_θ ：ねじれモードの固有振動数) を表-5.3.1に示した。

5.3.3 実験結果の考察

本項では、実験において観察された渦励振について考察を行う。実験では、フラッターあるいはガスト応答など他の興味深い現象も観測されたが、これらに関する考察はここでは省略する。

5.3.3.1 質量及び構造減衰の補正

渦励振振幅には、質量および構造減衰が重要な影響を与えることが知られている。今回の実験では、質量あるいは構造減衰が実験ケース毎に必ずしも一致していなかったため、これを補正する必要がある。

3次元構造物の鉛直たわみモードの運動方程式は以下のとおりである。

$$M[\ddot{q}_h + 2(\zeta_h + \zeta_{ah})\omega_h \dot{q}_h + \omega_{ah}^2 q_h] = P_{eh} \quad (5.3.2)$$

ここに、

M ：着目しているモードの換算質量 ($\equiv \int_0^L m \Phi^2 dx$)

渦励振を、単一周波数の正弦波外力による強制振動と考え、自励空気力の影響を無視して扱うこととする場合は、すなわち、

$$\left. \begin{aligned} P_{eh} &= \int_0^L 0.5 \rho U^2 B C_{Lo} \cos(\omega t) \Phi dx \\ \zeta_{ah} &= 0 \\ \omega_{ah} &= \omega_h \end{aligned} \right\} \quad (5.3.3)$$

このように仮定すれば、共振時の変位振幅 $h(x)$ は次式で与えられる。

$$h(x) = \left| \int_0^L 0.5 \rho U^2 B C_{Lo} \Phi dx \right| |\Phi_h(x)| / \left| \int_0^L m \Phi^2 dx (2 \zeta_h \omega_h^2) \right| \quad (5.3.4)$$

特に、今回のタウトモデルのように、平均風速、幅員及び質量が構造軸方向に一定の場合には、

$$h(x)/B = U_r^2 \left| \int_0^L C_{Lo} \Phi dx \right| |\Phi_h(x)| / (8 \pi m_r \delta h \int_0^L \Phi^2 dx) \quad (5.3.5)$$

となる。すなわち、共振時の変位振幅 (h/B) は質量 (m_r) と構造減衰 (δh) との積に反比例する。したがって、この場合には $m_r \cdot \delta h \cdot h/B$ を各断面毎に比較すれば、断面形状の影響を検討することが可能となる。

一方、渦励振を、振動中の構造物の前縁からの剥離渦に起因する振動と考える場合、すなわち、一種の自励振動と考える場合には、質量あるいは構造減衰の補正方法は、一般には異なる。自励振動の場合、定常振幅が発現する条件は、

$$\delta h + \delta a_h = 0 \quad (5.3.6)$$

と書ける。空力減衰 δa_h は次式で表わされる。

$$\delta a_h = -(\int_0^L 0.5 \rho U B C_{LHI} \Phi_h^2 dx) / (2 M \dot{h}) \quad (5.3.7)$$

ここに、

CLHI: 振動速度に比例する自励空気係数

CLHI は、一般に振幅に応じて値が異なるため、その特性により定常振幅と構造減衰との関係は異なる。いま、CLHI を振幅に反比例すると仮定する。

すなわち、

$$CLHI = C / (h/B) \quad (5.3.8)$$

振幅 h が $\alpha |\Phi(x)|$ (α は正の定数) で表わされることを考慮すれば、(5.3.6) 式～(5.3.8) 式より、自励振動の定常振幅は次のように求まる。

$$h(x) = (\int_0^L 0.5 \rho U B^2 C \Phi_h dx) |\Phi_h(x)| / (2 M \delta h \dot{h}) \quad (5.3.9)$$

特に、今回のタウトモデルのように、平均風速、幅員及び質量が構造軸方向に一定の構造物では、

$$h(x)/B = U r C (\int_0^L |\Phi_h| dx) |\Phi_h(x)| / (4 m r \delta h \int_0^L \Phi_h^2 dx) \quad (5.3.10)$$

となる。したがって、自励空気力係数が振幅に反比例するような場合には、自励振動と考えた場合であっても、強制振動と同様に、振幅は質量と構造減衰との積に反比例する。実際の橋梁では、自励空気力係数は振幅に対し、必ずしも反比例しないが、既往の風洞実験結果によれば、渦励振振幅は構造減衰の増加とともに低下し、この特性を構造減衰に反比例すると見ることは、近似的に妥当であると考えられる。

以上の考えに基づき、渦励振振幅に質量および構造減衰を乗じた $m r \cdot \delta h \cdot (h/B)$ により断面形状の影響を調べることにした。

5.3.3.2 一様気流中の渦励振に及ぼす断面形状の影響

一様気流中では、模型1 (偏平な逆台形断面) および2 (張出し付きの偏平な逆台形断面) を除くすべての模型において、鉛直たわみ1次モードの渦励振が観測された。とくに、模型7～12および模型14では1次モードの渦励振の他に、3次モードの渦励振が観測された。一方、ねじれモードの渦励振としては、模型9、11および16において比較的振幅の大きな振動が観測された。多くの模型において観測された、鉛直たわみ1次モードの渦励振を対象として、断面形状が渦励振振幅に及ぼす影響を考察する。

各模型の $m r \cdot \delta h \cdot (h/B)$ と B/D との関係を図-5.3.4に示す。図より、 $m r \cdot \delta h \cdot (h/B)$ は B/D の増加に伴ない低下する傾向にあることがわかる。図には、Bridge Aerodynamics^[5.3.10]における渦励振振幅推定式も併せて示した。ただし、ここでは乱れの影響を補正する前の式を用いている。Bridge Aerody-

namics の推定式と比較すると、2 箱桁および2 主桁を除き実験結果は推定式の $mr \delta h(h/B)$ より小さいことがわかる。

なお、別途実施した、模型番号9と同様の2 主桁断面のバネ支持模型実験では、より高い無次元風速において、振幅の大きな鉛直たわみモードの渦励振が観測されている。今回のタウトモデル実験では、この風速域が鉛直たわみ3 次モードの渦励振、あるいはねじれモードの渦励振の風速域と重なっていたために、観測された振幅が小さかったのではないかとと思われる。また、同じバネ支持模型実験において、2 つの主桁の間に同様の主桁を2 本配置させた場合には、鉛直たわみモードの渦励振振幅がかなり小さくなったことを付記する。

5.3.3.3 渦励振に及ぼす気流の乱れの影響

5.3.3.2と同様に、質量と構造減衰の影響が補正された振幅 ($mr \delta h(h/B)$) に着目し、この振幅と気流の鉛直方向変動風速の乱れ強さ (I_w) との関係を図-5.3.5に示した。図より、乱れ強さの増加に伴ない、渦励振振幅が低下することが読み取れる。乱れ強さがある値以上になると渦励振の発現が認められなくなるケースが多く、その限界の乱れ強さは、一様気流中における振幅が大きいほど大きくなるような傾向を示している。

今回の実験結果に限れば、六角形断面 (模型11および12) および B/D が5の2 箱桁断面 (模型13および14) を除き、 I_w が0.08以上では顕著な渦励振は発現していない。六角形断面において、気流の乱れが渦励振を抑制する効果が他の断面ほど著しくなった理由としては、渦励振の発生機構が他の断面と異なることが考えられる。白石らの研究^[5.3.5]によれば、橋梁の偏平箱桁断面の渦励振の多くは前縁剥離渦型に属するとされている。この場合、橋桁前縁部からの剥離渦が渦励振の主要な要因となる。一方、偏平六角形断面の渦励振は付着型に属するとされている。この場合、橋桁前縁部から剥離渦はほとんど発生せず、むしろ後縁部からの剥離渦が渦励振の主要な要因となる、といわれている。気流の乱れの効果に関する Laneville らの研究^[5.3.11]では、構造物前縁からの剥離せん断層は、気流の乱れにより、より上流側に再付着することが明らかにされている。この効果および渦励振の発生機構を考え合わせれば、後縁部からの剥離渦に起因する、偏平六角形断面の渦励振におよぼす気流の乱れの影響が、他の断面に及ぼす影響ほど顕著でないことが理解される。

5.3.4 渦励振振幅の推定式

渦励振振幅は構造物の断面形状に対し非常に敏感である。このため比較的少ないパラメータにより、精度の高い渦励振振幅の推定式を作成することは、風洞実験データが蓄積された現在でも容易でない。ただし、精度の高い検討は風洞実験によるとしても、渦励振振幅の目安がつけられる程度の推定式があれば、橋梁の概略設計の段階などで有用なものと考えられる。このような趣旨により、Bridge Aerodynamics^[5.3.10]あるいは阪神高速道路公団の耐風設計における動的照査法 (案)^[5.3.12]では渦励振の推定式が提案されている。ここではまず、Bridge Aerodynamics 及び阪神高速道路公団の推定式について説明し、次に乱れ強さの影響を考慮した推定式について述べる。

なお、渦励振の発現風速の推定にあたっては、白石、松本の研究^[5.3.5]およびこれをもとに定めた阪神高速道路公団の推定法^[5.3.12]が参考になるものと考えられる。

5.3.4.1 Bridge Aerodynamics の推定式^[5.3.10]

Bridge Aerodynamics では、渦励振を強制振動として扱い、バネ支持模型実験に基づき断面形状の影響及び気流の乱れの影響を考慮し、さらに構造物の3次元性の影響をも含めた、渦励振振幅推定式を提案している。本章の記号に従い、推定式の考え方を述べる。

2次元構造物の渦励振振幅 h_2 は次式により推定される。

$$h_2/B = (U r^2 C_{Lo}) / (8 \pi m r \delta h) \quad (5.3.11)$$

$U r^2 C_{Lo}$ は風洞実験結果より次式のとおりとなる。

$$U r^2 C_{Lo} = 5.8 (D/B)^2 \quad (5.3.12)$$

この関係を式 (5.3.11) に代入すれば、

$$h_2/B = 5.8 (D/B)^2 / (8 \pi m r \delta h) \quad (5.3.13)$$

空気力は橋軸方向に一様と仮定し、また振動モードを $\sin(\pi x/l)$ で近似すれば、3次元構造物の渦励振振幅 $h_3(x)$ は次式のとおりとなる。

$$h_3(x) = (h_2/B) (|\int_0^l \Phi_h dx| |\Phi_h(x)|) / (\int_0^l \Phi_h^2 dx) \quad (5.3.14)$$

$$h_3(l/2)/B = (h_2/B) (4/\pi) \quad (5.3.15)$$

乱流中での渦励振振幅 $h_{3t}(x)$ は、乱れの効果を B/D の関数として次のように与える。

$$h_{3t}(x) = h_3(x) (0.75 (D/B))^{0.5} \quad (5.3.16)$$

以上より、

$$h_{3t}(l/2) = (\rho D^{2.5} B^{0.5}) / (4m \delta h) \quad (5.3.17)$$

5.3.4.2 阪神高速道路公団の推定式^[5.3.12]

阪神高速道路公団の推定式では、渦励振を自励振動として扱い、バネ支持模型実験に基づき断面形状の影響を考慮し、さらに気流の乱れの影響をも含めた渦励振振幅推定式を提案している。本章の記号に従い、推定式の考え方を述べる。

2次元構造物の渦励振振幅 h_2 は、次式により推定される。

$$h_2/B = (U r C) / (4m r \delta h) \quad (5.3.18)$$

$U r$ 及び C は風洞実験結果より次のように定めている。

$$\left. \begin{aligned} Ur &= 1.67 \alpha \\ C &= 0.625 (D/B)^2 \end{aligned} \right\} \quad (5.3.19)$$

ここに,

$$\alpha = \begin{cases} 1.8 - 0.02 (m \delta h) / (\rho D^2) \\ 1.2 \end{cases} \quad \begin{cases} (m \delta h) / (\rho D^2) < 30 \\ (m \delta h) / (\rho D^2) \geq 30 \end{cases}$$

これらを式 (5.3.18) に代入すると,

$$h2/B = \alpha (D/B)^2 / (4m \delta h) \quad (5.3.20)$$

乱れの効果としては, Bridge Aerodynamics と同様に,

$$Kr = (0.75 (D/B))^{0.5} \doteq 0.85 (D/B)^{0.5} \quad (5.3.21)$$

を考え, 乱流中での振幅 $h2t$ を次式で与えている。

$$\begin{aligned} h2t &= Kr h2 \\ &= Kr (\alpha \rho D^2 B) / (4m \delta h) \end{aligned} \quad (5.3.22)$$

5.3.4.3 乱れ強さの影響を考慮した渦励振振幅推定式

Bridge Aerodynamics あるいは阪神高速道路公団の提案式では, 気流の乱れが渦励振に及ぼす影響は, B/D の関数として表わされている。しかしながら, 前項で明らかなように, 渦励振振幅に及ぼす乱れの影響の重要な因子は乱れ強さであるため, この点について改善の余地があるものと考えられる。

図-5.3.5に示したように, 渦励振の発現が認められなくなる限界の乱れの強さは, 一様気流中における振幅 ($mr \delta h (h/B)$) が大きいほど大きくなる傾向を示している。このため, Bridge Aerodynamics あるいは阪神高速道路公団の提案式で示されているように, 一様気流中における振幅に補正係数を乗じて乱れの影響を考慮する方法は, 必ずしも適切でないように思われる。

乱れ強さの増加に伴ない, 減少する渦励振振幅 ($mr \delta h (h/B)$) をとりまとめ, 図-5.3.6に示した。このように図示してもまだバラツキは大きい, 振幅の減少量は, 概ね乱れ強さの2乗に比例して, 増加するような傾向を示している。このため, 一様気流中における振幅 ($mr \delta h (h/B)$) から, 乱れ強さに応じ振幅量を減じて乱れの影響を考慮することとした。式 (5.3.5) あるいは式 (5.3.10) に示されているように, $mr \delta h (h/B)$ は主として断面形状及び振動形の関数と考えられる。乱れの影響が断面力のみに関わるものならば, 振動形の影響を分離することが可能であるが, 空気力の構造軸方向の相関特性に影響を与えるものならば, 分離は困難である。現時点ではこれらの点については必ずしも明らかでないため, 両者は特に分離せず, 乱れの影響を扱った。図-5.3.6においてバラツキのほぼ中心に着目し, 減少量を仮に Iw^2 と考えれば, Bridge Aerodynamics の乱れの影響を含まない推定式と組合せ, 渦励振振幅推定式が以下のよう求められる。

$$h/B = (0.23 \cdot (4/\pi) \cdot (D/B)^2 - Iw^2) / (mr\delta h) \quad (5.3.23)$$

ただし、値が負の場合には0とする。

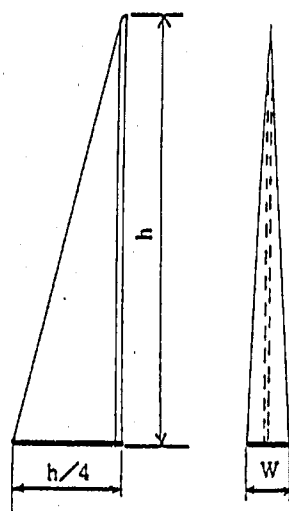
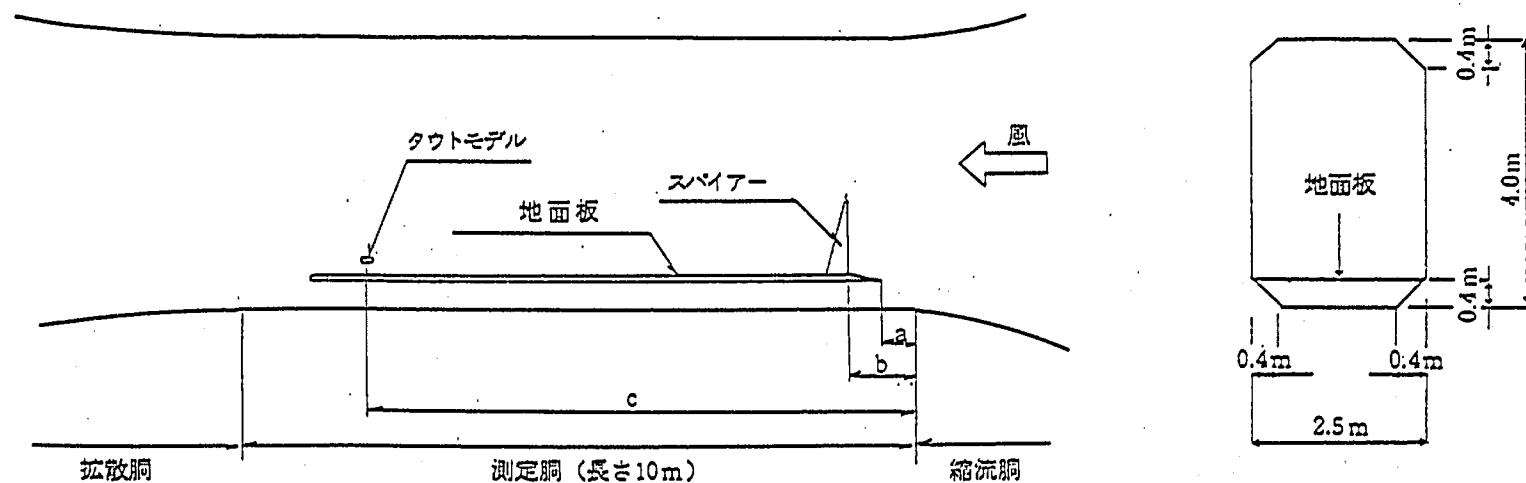
推定式による値と、実験値とを比較して図-5.3.7に示す。推定式の作成方法から、当然のことながら45度の線を中心にバラツキている。このような推定式を設計に用いる場合には、推定値が安全側の値であることが望まれることが多い。図-5.3.7において、推定値が計測値より小さくなる原因として、一様気流中の渦励振振幅の推定式が、2主桁あるいは2箱桁断面に対して小さめであること、および気流の乱れの効果が六角形断面に対して過大であること、が挙げられる。このため、安全側の推定値を与えるように、これらの断面を区別して推定式を作成するとすれば、例えば以下の式が考えられる。

推定式

$$h/B = \left\{ \begin{array}{l} (2 \cdot 0.23 \cdot (4/\pi) \cdot (D/B)^2 - Iw^2) / (mr\delta h) \\ \quad \dots\dots 2 \text{主桁, } 2 \text{箱桁} \\ (0.23 \cdot (4/\pi) \cdot (D/B)^2 - 0.2Iw^2) / (mr\delta h) \\ \quad \dots\dots 6 \text{角形断面} \\ (0.23 \cdot (4/\pi) \cdot (D/B)^2 - Iw^2) / (mr\delta h) \\ \quad \dots\dots \text{その他の断面} \end{array} \right\} \quad (5.3.24)$$

ただし、値が負の場合には0とする。

推定式による値と、実験値とを比較して図-5.3.8に示す。



スパイアー

	a	b	c	スパイアー			床面粗度
				数	w	h	
一様気流	5.7 m		8.0 m				
乱流 I	0.5 m	0.1 m	8.0 m	4	0.14 m	1.6 m	
乱流 II	0.5 m	1.0 m	8.0 m	4	0.13 m	1.2 m	人工芝, 7 mm 厚
乱流 III	0.5 m	1.0 m	8.0 m	4	0.17 m	1.2 m	0.1 m の立方体ブロック 14 列

図-5.3.1 地面板およびスパイアーの設置図

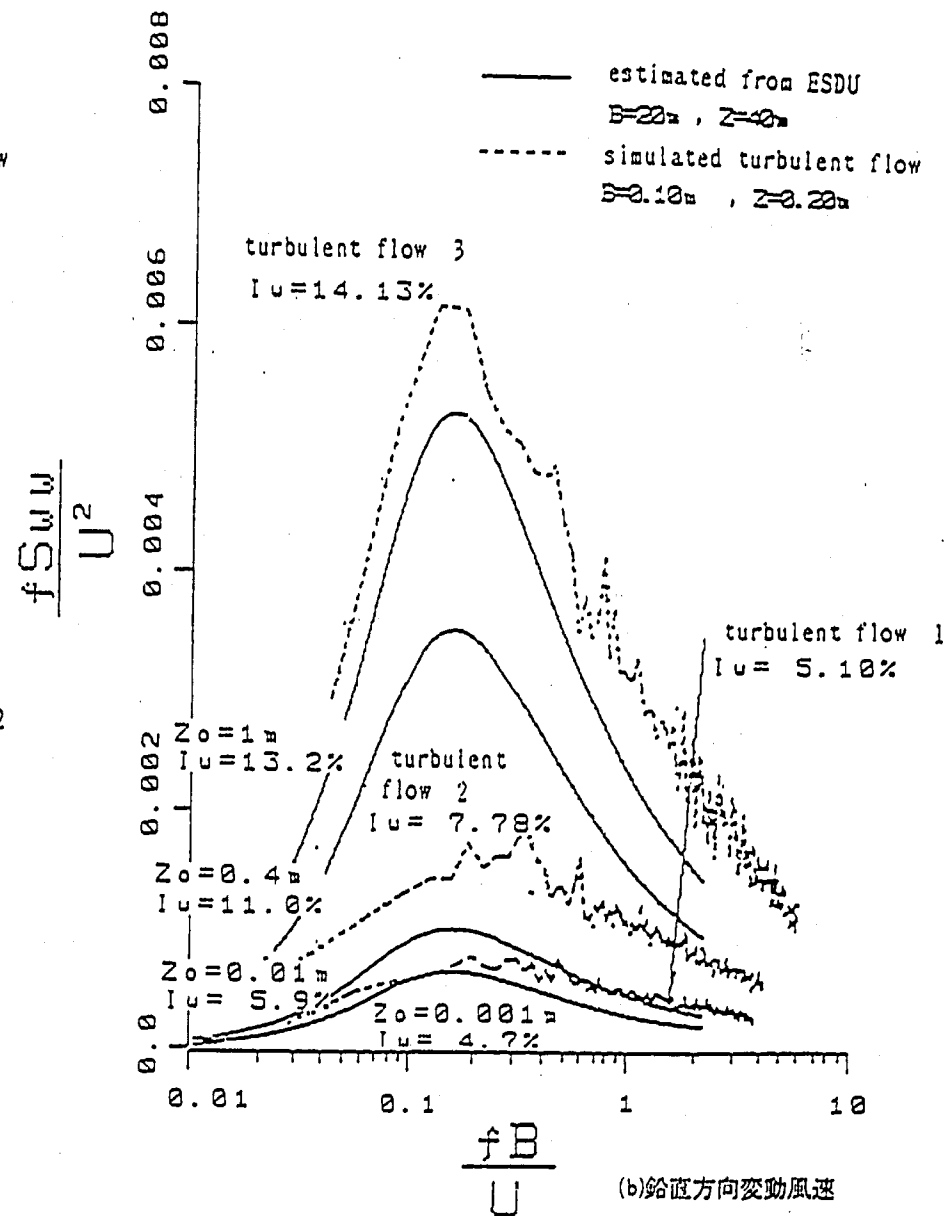
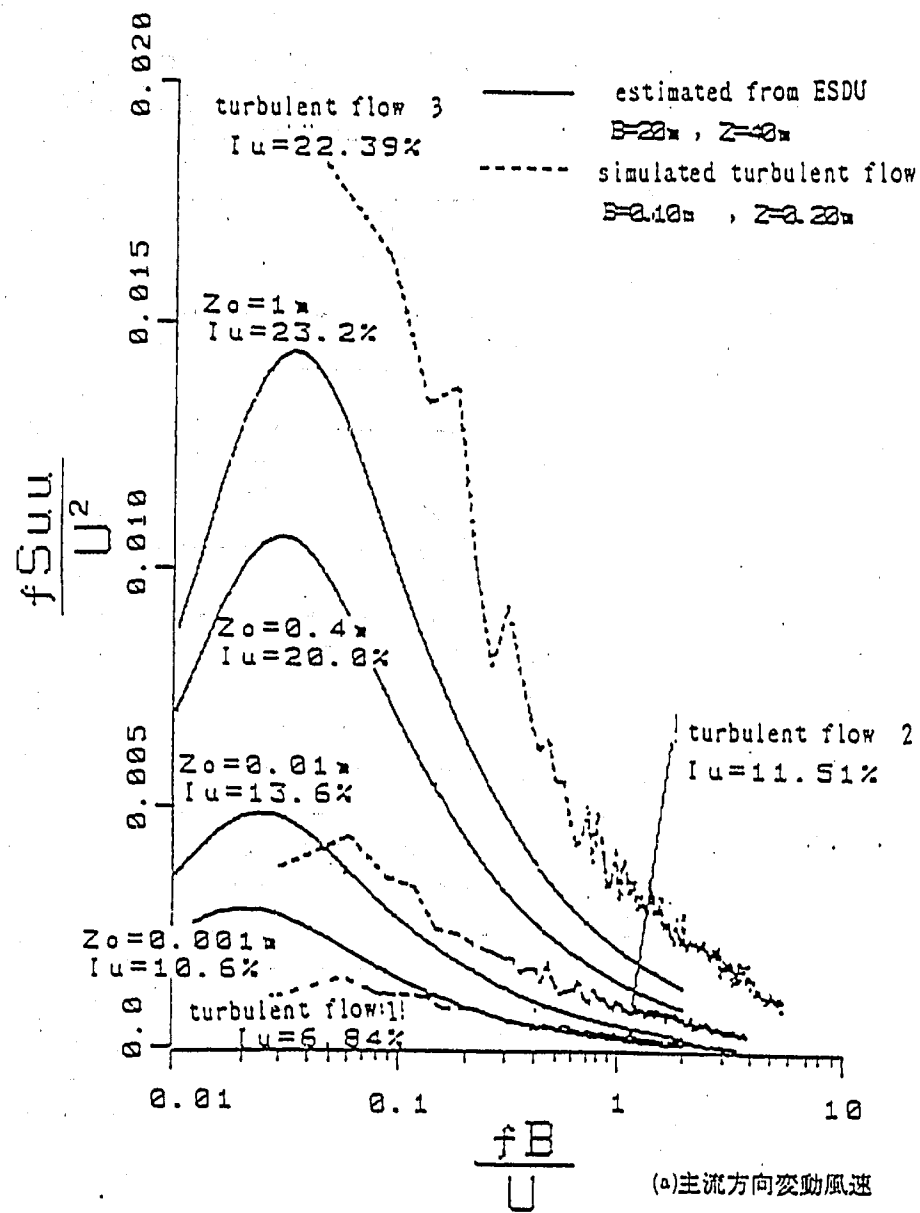
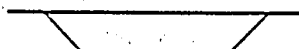
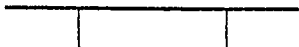
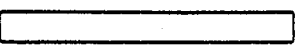


図-5.3.2 変動風速のパワースペクトル密度関数

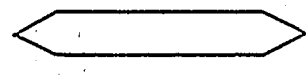
表-5.3.1 実験条件および実験結果

模 型 番 号	断 面 形 状	B/D	無次元 質 量 mr	無次元 極慣性モ ーメント lr	固有振動数		無風時 対数減衰率		鉛直たわみモー ドの渦励振振幅 および発現風速		鉛直たわみ ガスト応答 の係数 $C \equiv \frac{hmr}{BUr^2 l_w}$	ねじれ振幅1° あるいは4°に 対応する無次元 風速	
					f_h (Hz)	f_θ (Hz)	δ_h	δ_θ	h/B	U/(f _h B)		$\theta=1^\circ$	$\theta=4^\circ$
1		7.4	25.2	0.95	11.9	24.9	0.016	0.039	*	*	—	3.8	4.0
					10.3	21.1	0.011	0.037	*	*	0.18	3.0	4.4
					10.3	21.2	0.011	0.029	*	*	0.25	2.4	3.5
					10.8	21.6	0.018	0.023	*	*	0.21	2.1	3.2
2		7.4	25.2	0.82	11.6	25.8	0.027	0.034	*	*	—	3.6	3.8
					10.0	22.1	0.012	0.025	*	*	0.21	2.9	3.9
					10.2	22.8	0.013	0.015	*	*	0.20	2.5	3.8
					10.7	23.3	0.014	0.025	*	*	0.21	1.9	3.1
3		7.4	25.2	0.73	10.5	25.0	0.015	0.062	0.004	1.5	—	3.6	3.7
					10.0	22.9	0.016	0.032	*	*	0.21	2.8	3.7
					10.3	23.8	0.017	0.019	*	*	0.19	2.4	3.4
					10.7	24.7	0.017	0.019	*	*	0.22	1.8	3.0
4		10	21.1	1.30	6.9	10.1	0.014	0.030	0.010	1.0	—	4.0	4.1
					8.7	12.7	0.015	0.028	*	*	0.21	3.3	4.0
					8.1	11.7	0.014	0.027	*	*	0.20	2.7	3.9
					8.3	12.0	0.015	0.023	*	*	0.22	2.2	3.3
5		5	40.3	1.04	10.9	26.7	0.014	0.053	0.016	1.6	—	3.6	3.7
					8.3	20.4	0.012	0.026	0.012	1.6	0.26	3.2	3.9
					8.3	20.4	0.011	0.027	*	*	0.24	2.8	3.7
					8.7	20.9	0.010	0.027	*	*	0.27	1.9	3.3
6		5	40.3	0.95	9.7	25.9	0.013	0.033	0.017	1.6	—	2.7	3.1
					10.1	27.1	0.014	0.037	0.006	1.9	0.29	2.9	3.5
					8.3	22.3	0.011	0.021	*	*	0.27	2.3	3.3
					8.7	22.6	0.009	0.025	*	*	0.28	1.9	3.0
7		5	40.3	0.82	8.4	23.6	0.014	0.024	0.015	1.9	—	2.0	2.6
					8.1	22.3	0.013	0.025	0.012	1.7	0.34	2.7	3.0
					8.3	22.7	0.015	0.017	*	*	0.28	2.3	3.2
					8.6	23.5	0.015	0.015	*	*	0.26	1.9	3.0
8		5	33.8	3.02	8.4	10.3	0.008	0.037	0.023	2.1	—	4.2	4.3
					8.9	10.6	0.018	0.022	0.010	1.8	0.29	3.2	4.0
					8.8	10.4	0.007	0.013	*	*	0.33	3.0	4.0
					9.2	10.8	0.009	0.021	*	*	0.35	2.6	3.7

各欄の1, 2, 3, 4行はそれぞれ一様気流, 乱流1, 2, 3における実験に対応している。

*鉛直たわみモードの渦励振は発現しなかった。

表-5.3.1 実験条件および実験結果(つづき)

模 型 番 号	断 面 形 状	B/D	無次元 質 量 mr	無次元 極慣性モ ーメント Ir	固有振動数		無風時 対数減衰率		鉛直たわみモー ドの渦励振振幅 および発現風速		鉛直たわみ ガスト応答 の係数	ねじれ振幅1° あるいは4°に 対応する無次元 風速	
					f_h (Hz)	f_θ (Hz)	δ_h	δ_θ	h/B	U/(f _h B)	$C \equiv \frac{hmr}{BUr^2Iw}$	$\theta = 1^\circ$	$\theta = 4^\circ$
9		10	19.8	1.34	7.6	13.9	0.025	0.041	0.004	1.0	—	2.6	3.1
					8.8	15.7	0.022	0.030	*	*	0.22	2.7	3.0
					7.8	14.1	0.023	0.033	*	*	0.19	2.2	3.3
					7.7	14.0	0.025	0.025	*	*	0.23	2.1	3.1
10		10	19.8	1.27	9.6	18.2	0.021	0.028	0.019	1.7	—	2.7	3.2
					9.5	17.9	0.018	0.027	0.011	1.6	0.21	2.7	3.4
					7.5	14.4	0.021	0.026	*	*	0.18	2.9	3.7
					8.4	15.9	0.017	0.029	*	*	0.21	2.0	3.2
11		4	24.6	1.16	7.6	9.9	0.010	0.013	0.049	2.1	—	4.5	4.8
					7.8	10.1	0.010	0.011	0.043	2.3	0.20	2.9	4.2
					7.7	10.0	0.006	0.013	0.042	2.1	0.24	1.8	3.5
					7.7	9.9	0.007	0.014	0.036	2.0	0.25	1.7	2.7
12		7	28.5	1.89	7.4	11.1	0.008	0.015	0.026	1.3	—	5.8	6.8
					7.3	11.4	0.009	0.016	0.023	1.5	0.17	3.3	4.5
					7.4	11.4	0.009	0.016	0.020	1.4	0.21	2.7	3.2
					7.4	11.3	0.009	0.015	0.011	1.1	0.23	1.8	3.2
13		5	40.3	2.76	8.8	16.0	0.011	0.015	0.016	1.7	—	3.5	3.8
					8.7	15.7	0.009	0.018	0.014	1.8	0.31	3.5	4.1
					8.8	15.8	0.010	0.016	0.010	1.8	0.29	3.1	4.1
					8.8	15.8	0.011	0.015	*	*	0.31	2.4	3.7
14		5	40.3	4.44	9.9	12.8	0.012	0.017	0.034	1.8	—	4.7	4.8
					9.6	13.0	0.011	0.015	0.031	2.0	0.30	3.8	4.2
					9.4	13.0	0.012	0.012	0.026	2.0	0.32	3.4	4.1
					9.4	12.8	0.011	0.012	*	*	0.36	2.8	3.8
15		7.1	28.3	1.87	8.5	15.2	0.014	0.015	0.021	1.4	—	4.2	4.3
					8.5	15.3	0.013	0.012	0.018	1.7	0.21	3.4	4.4
					8.5	15.2	0.013	0.013	0.003	1.8	0.23	3.2	4.2
					8.5	15.2	0.013	0.016	*	*	0.27	2.4	3.5
16		7.1	28.3	3.07	9.3	12.6	0.016	0.016	0.016	1.9	—	3.0	3.1
					9.3	12.8	0.015	0.015	0.013	2.0	0.28	3.0	3.4
					9.2	12.6	0.014	0.016	*	*	0.27	3.0	3.7
					9.3	12.6	0.013	0.014	*	*	0.30	2.8	3.7

各欄の1, 2, 3, 4行はそれぞれ一様気流, 乱流1, 2, 3における実験に対応している。

*鉛直たわみモードの渦励振は発現しなかった。

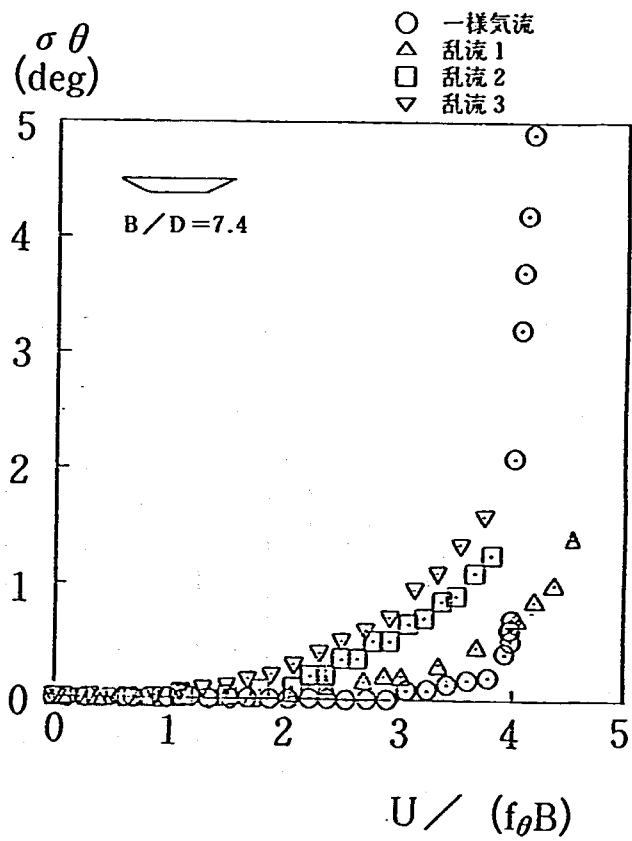
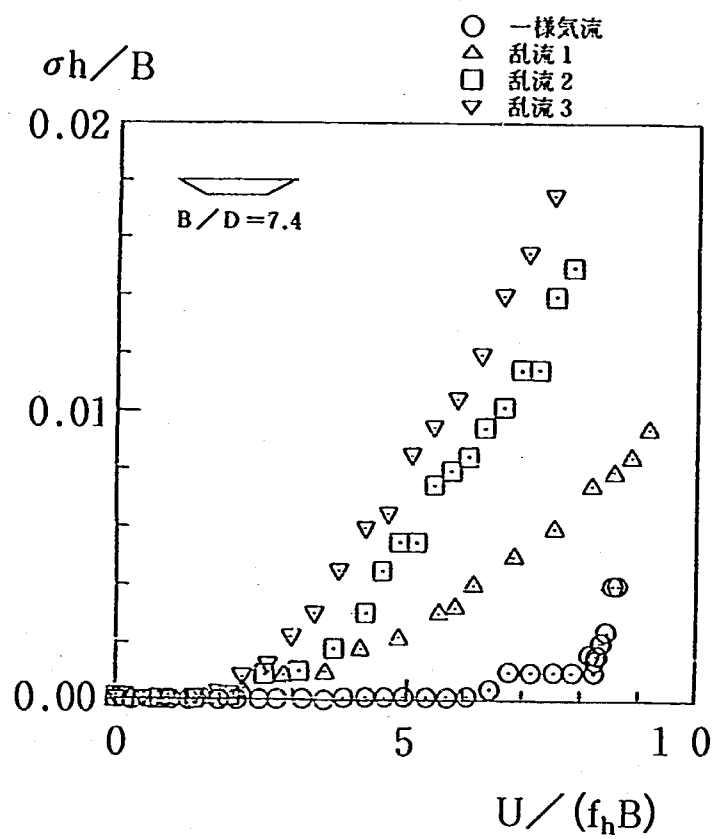


図-5.3.3 風速-振動変位標準偏差 (模型1)

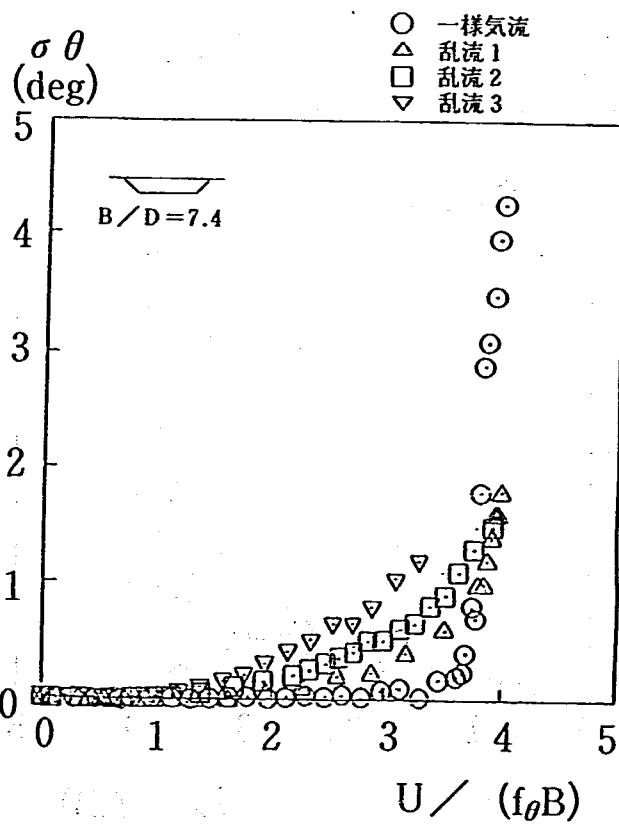
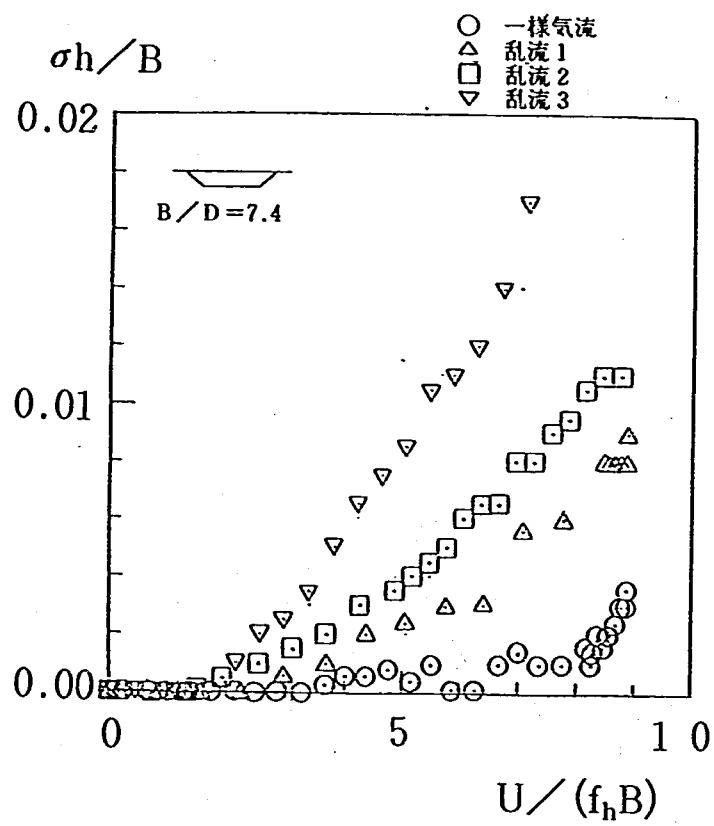


图-5.3.3 风速—振动变位标准偏差 (模型2)

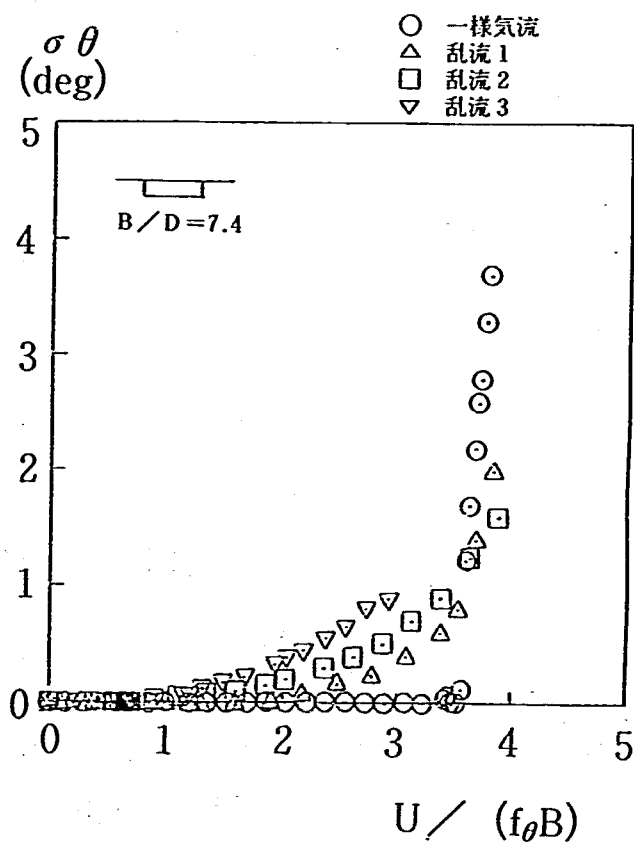
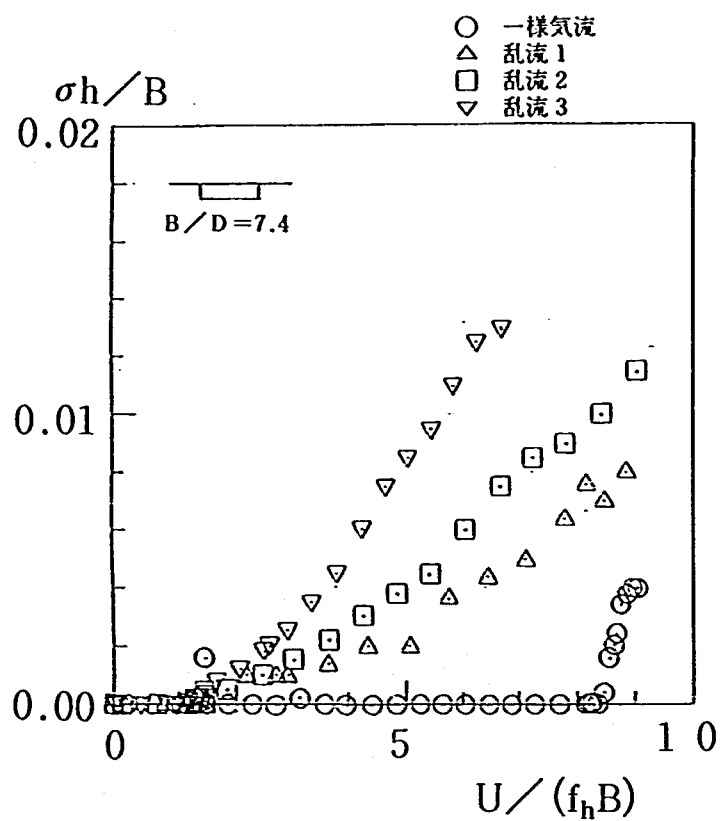


图-5.3.3 风速-振動変位標準偏差 (模型3)

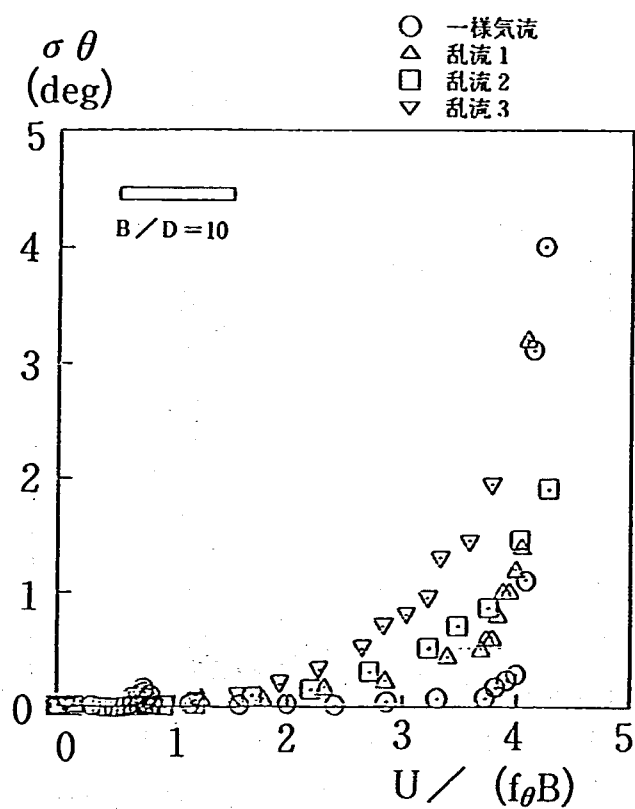
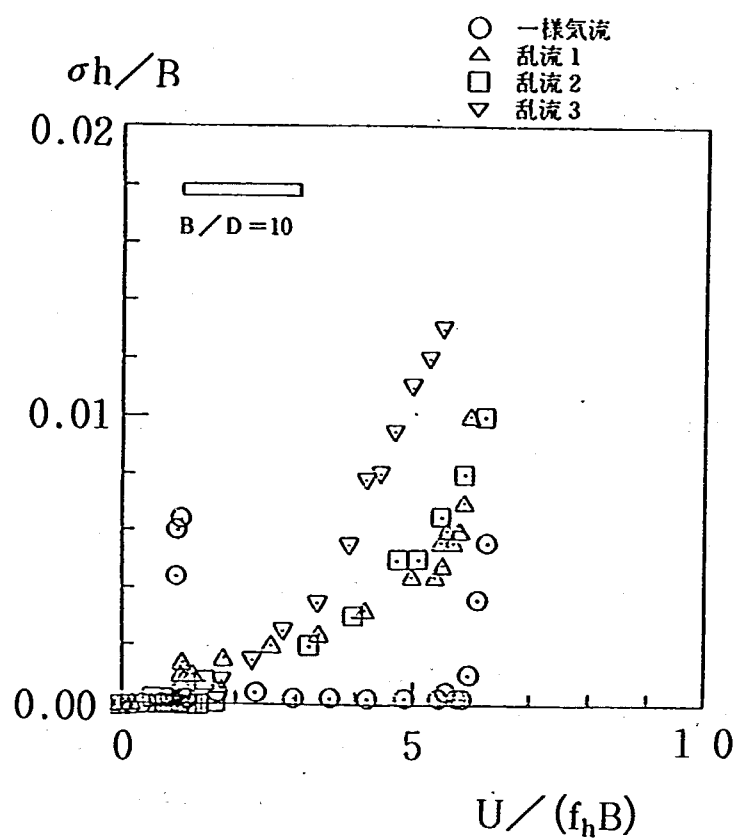


図-5.3.3 風速-振動変位標準偏差 (模型4)

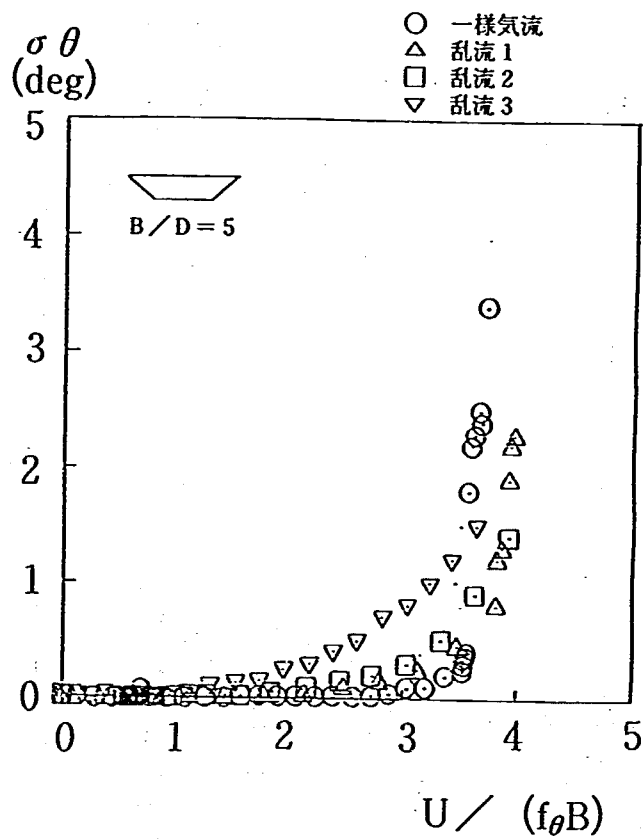
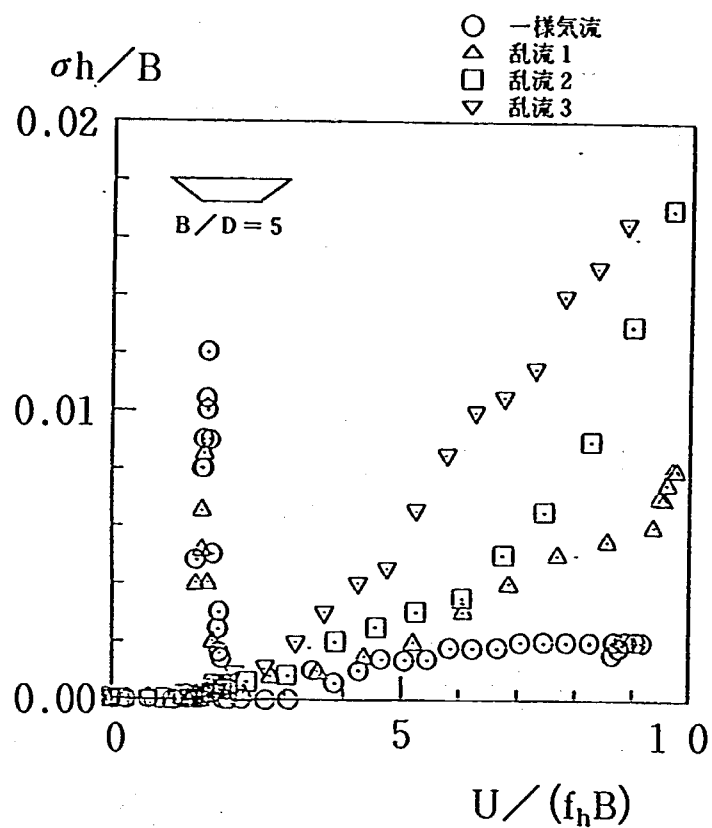


図-5.3.3 風速-振動変位標準偏差 (模型5)

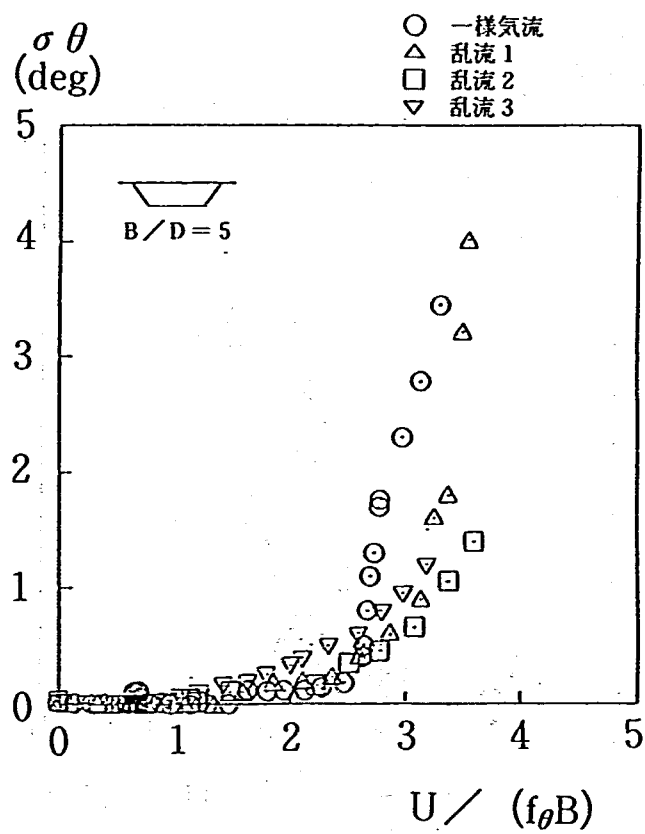
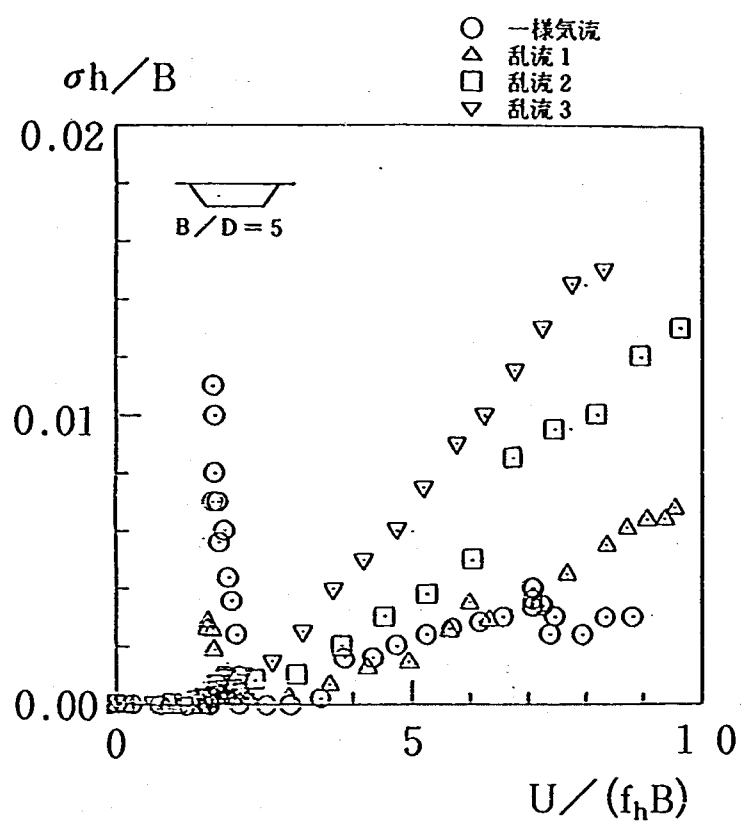


图-5.3.3 风速—振動変位標準偏差 (模型 6)

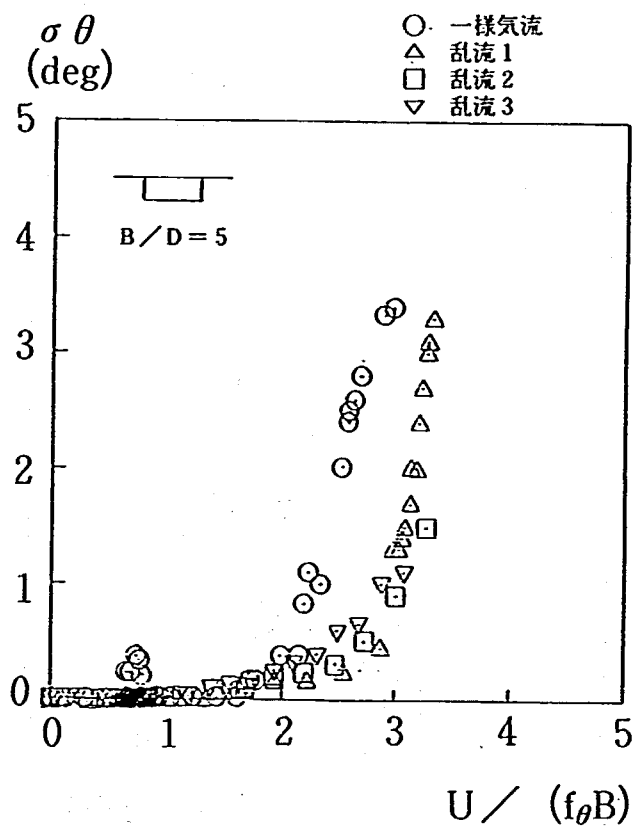
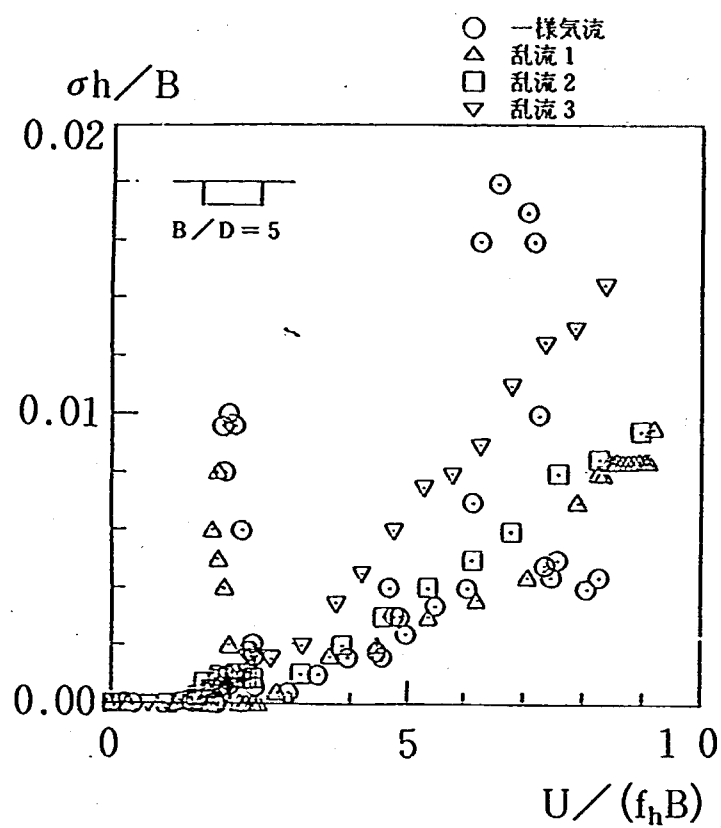


図-5.3.3 風速-振動変位標準偏差 (模型7)

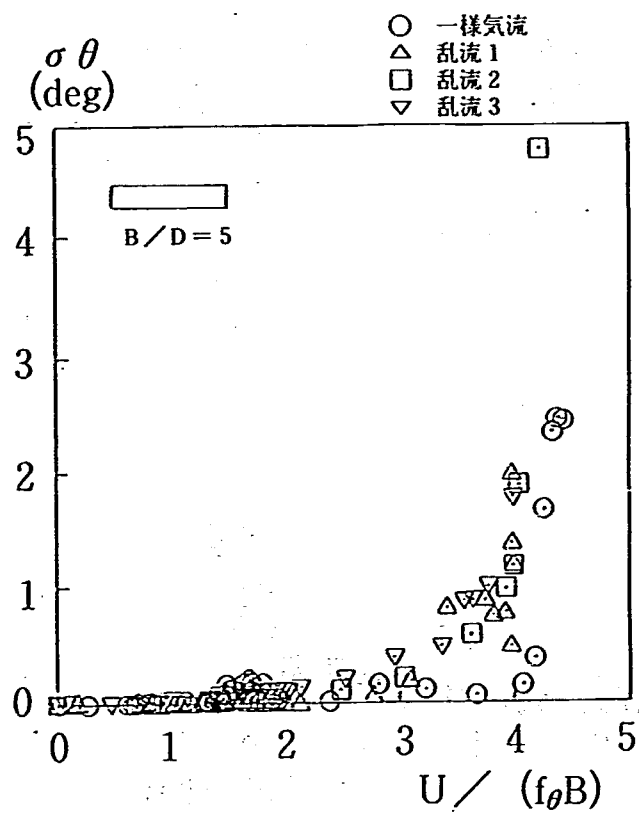
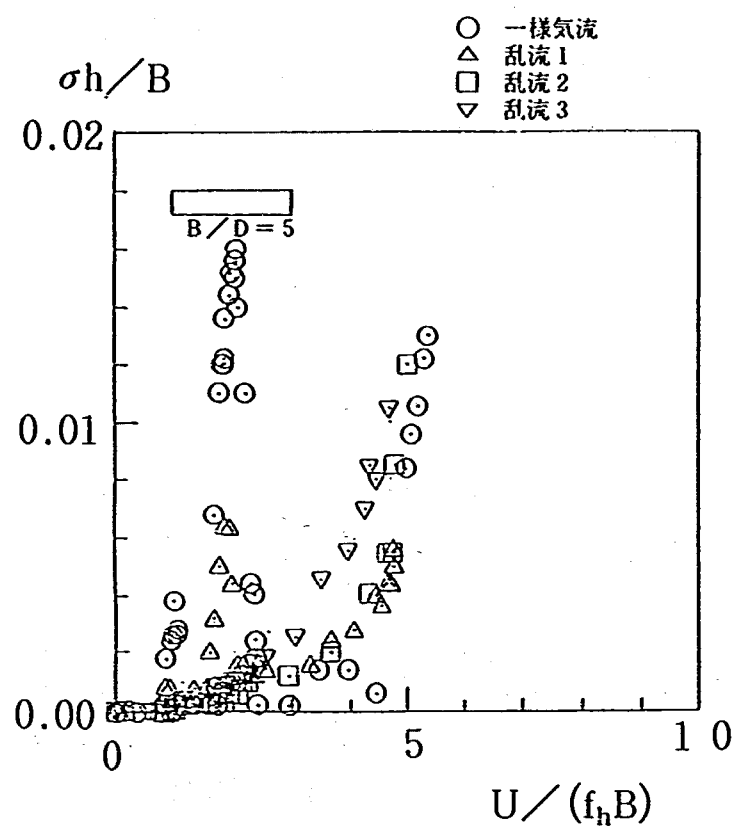


図-5.3.3 風速-振動変位標準偏差 (模型8)

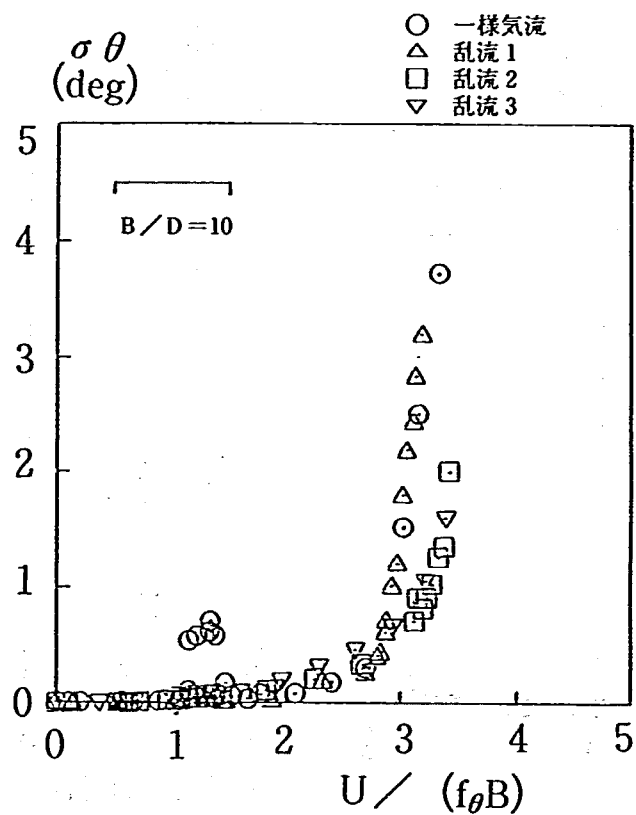
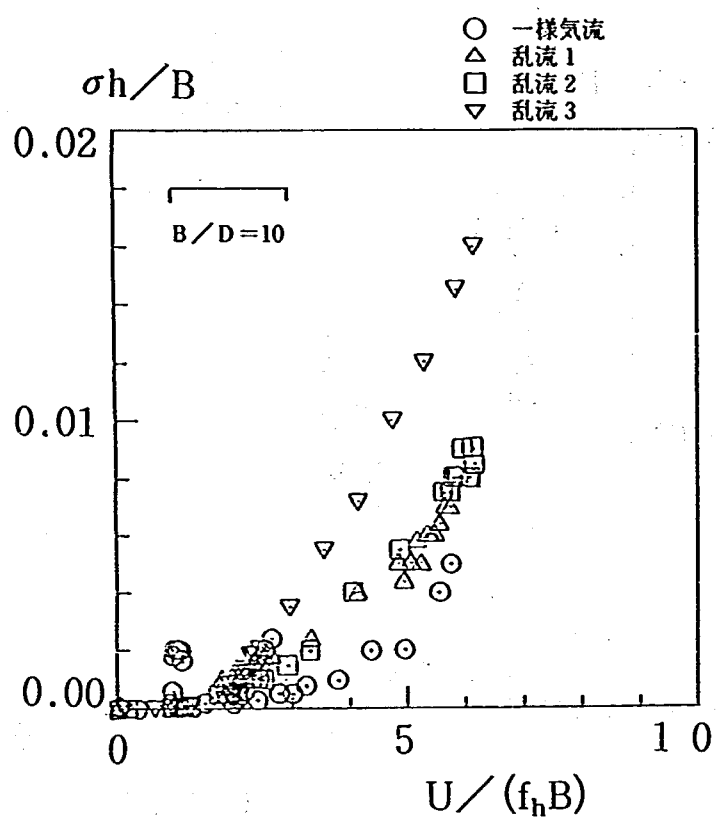


図-5.3.3 風速-振動変位標準偏差 (模型9)

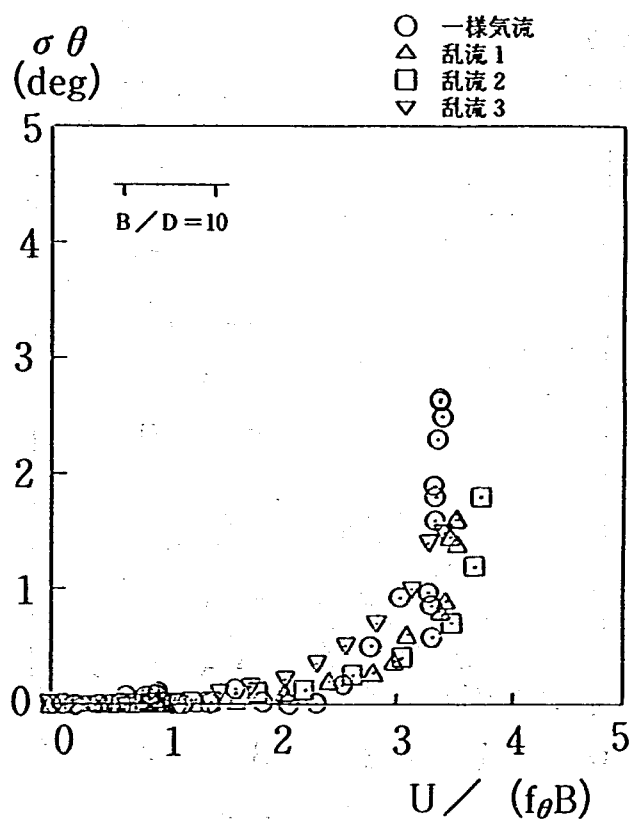
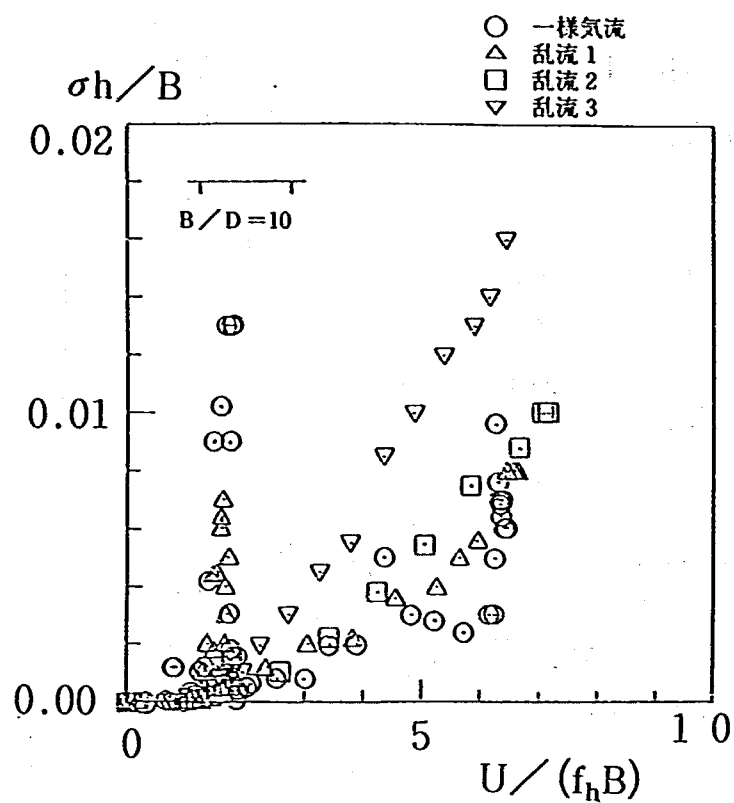


図-5.3.3 風速-振動変位標準偏差 (模型10)

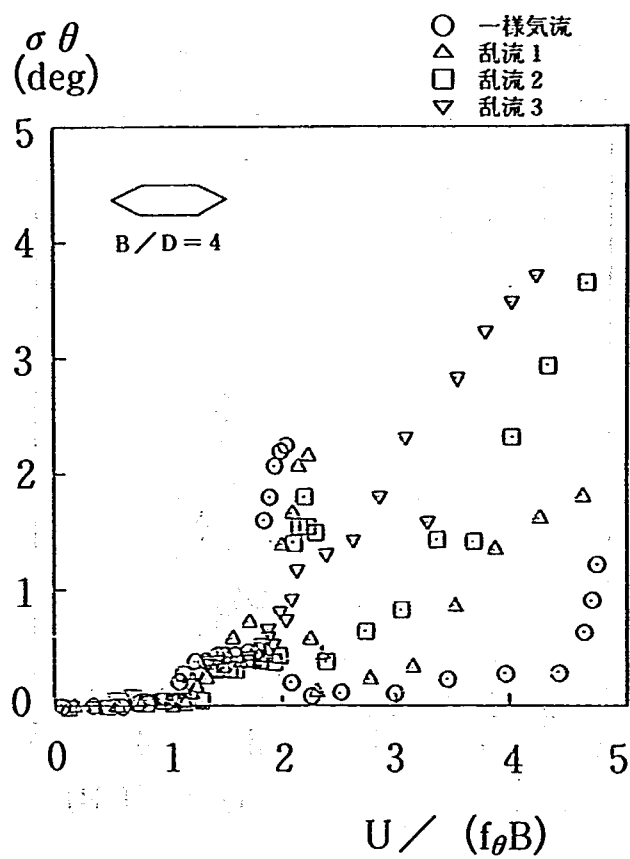
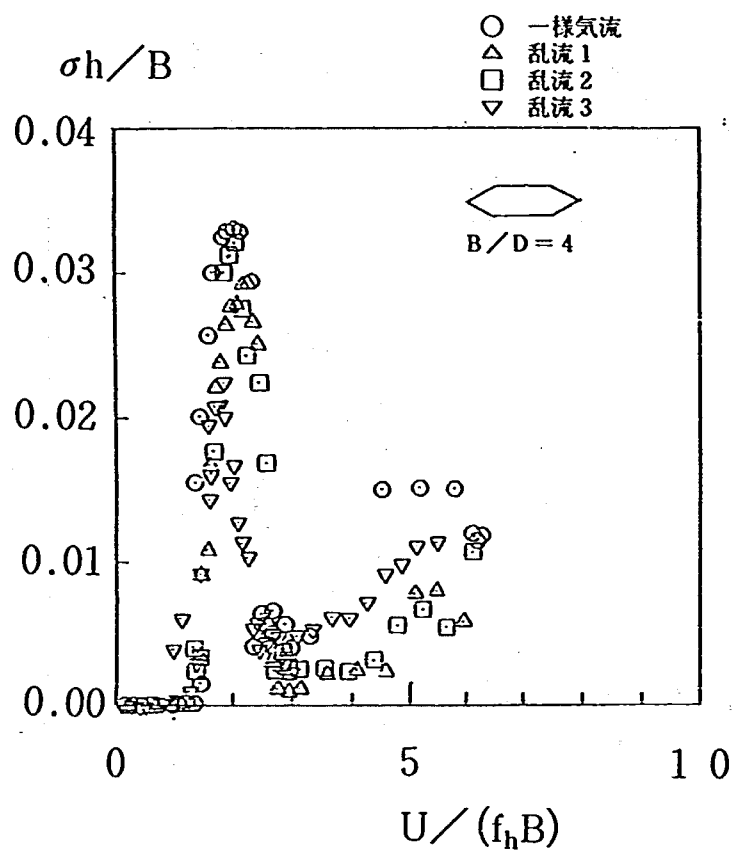


図-5.3.3 風速-振動変位標準偏差 (模型11)

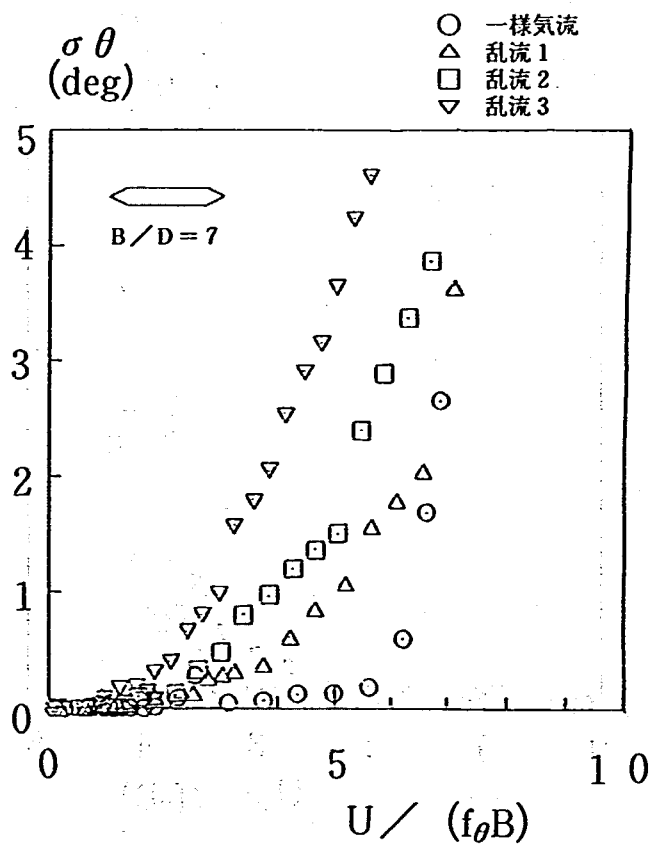
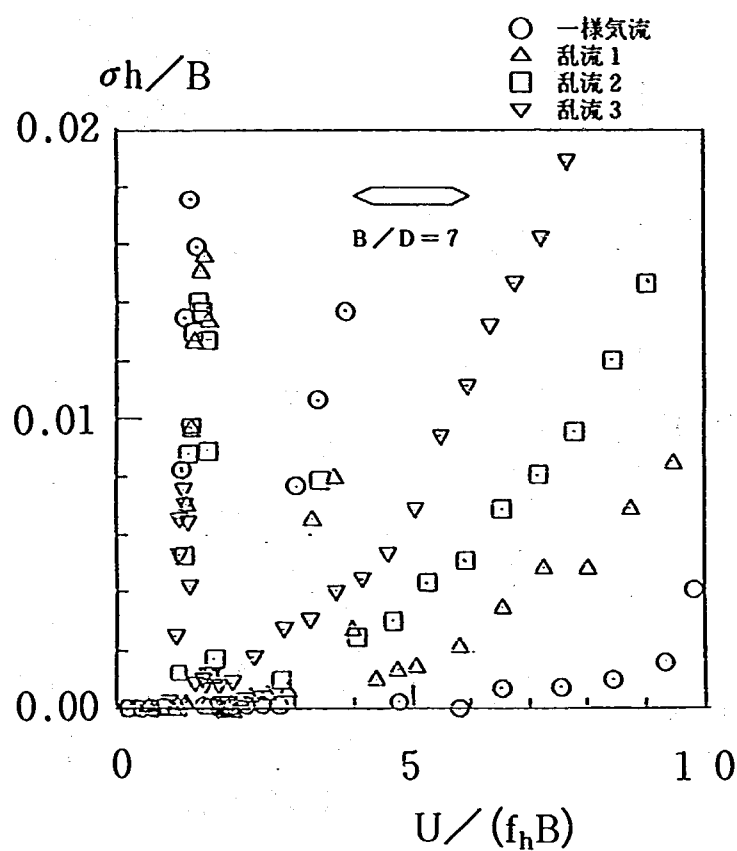


図-5.3.3 風速-振動変位標準偏差 (模型12)

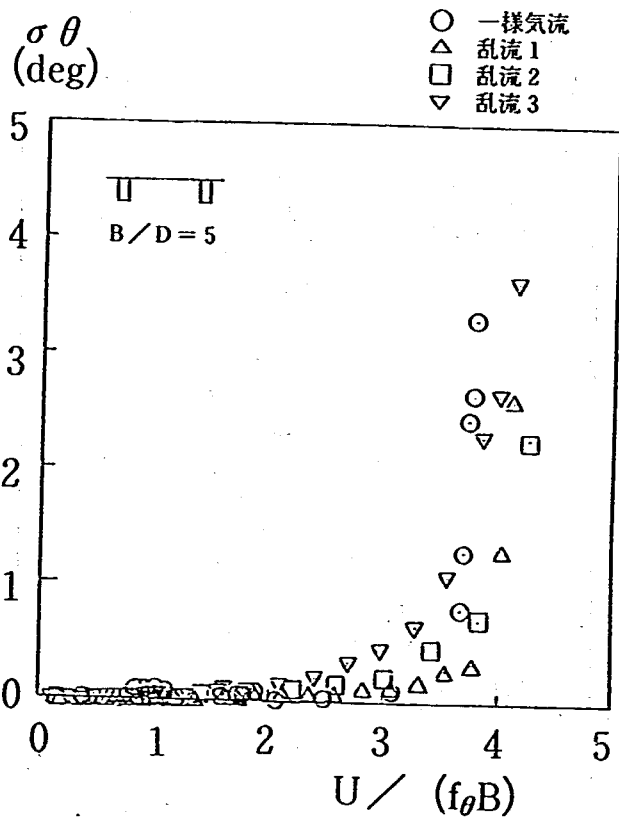
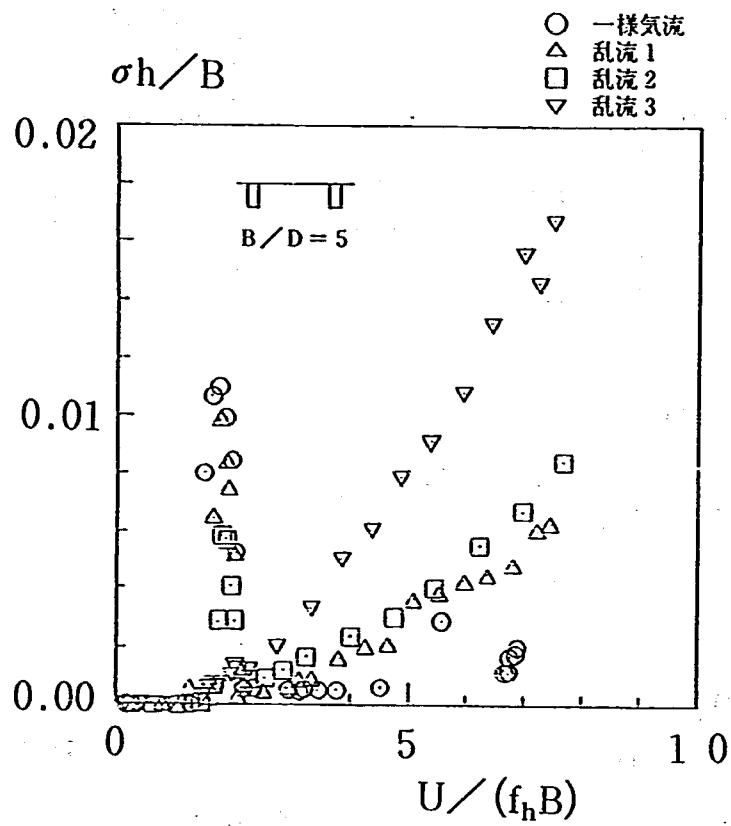


図-5.3.3 風速-振動変位標準偏差 (模型13)

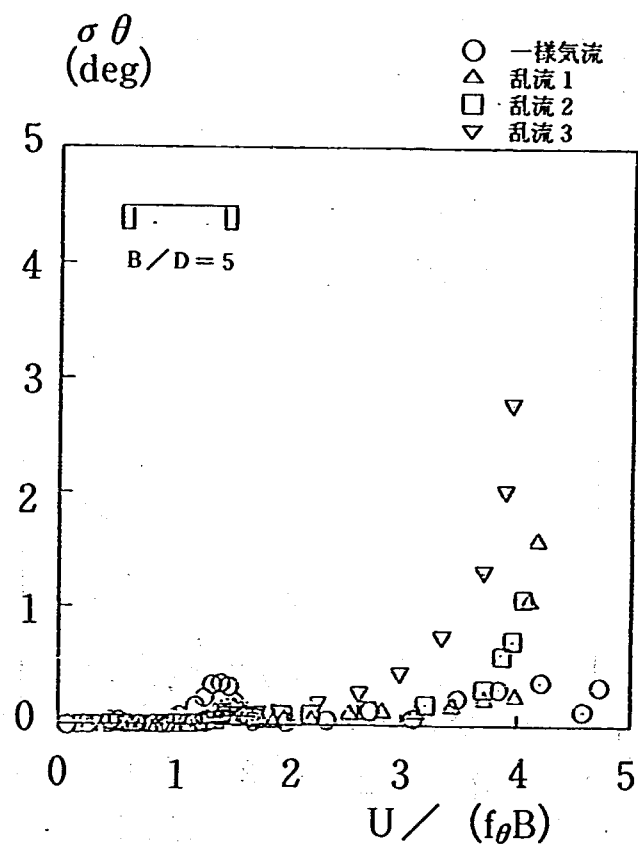
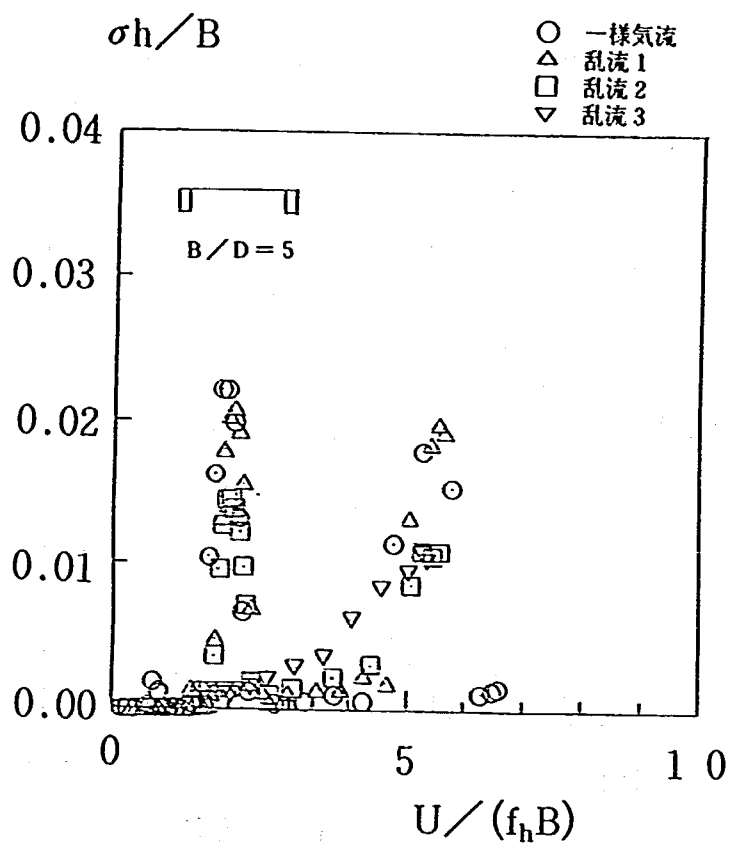


図-5.3.3 風速—振動変位標準偏差 (模型14)

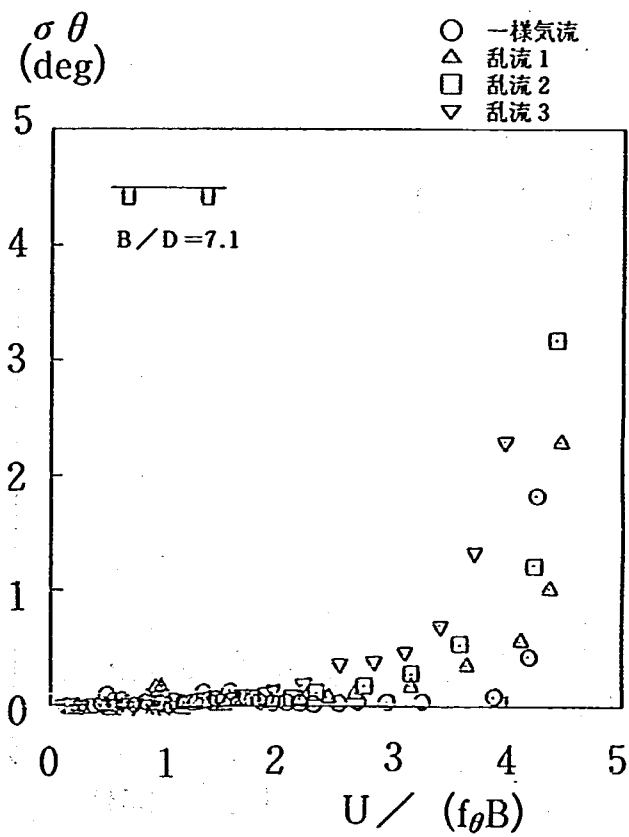
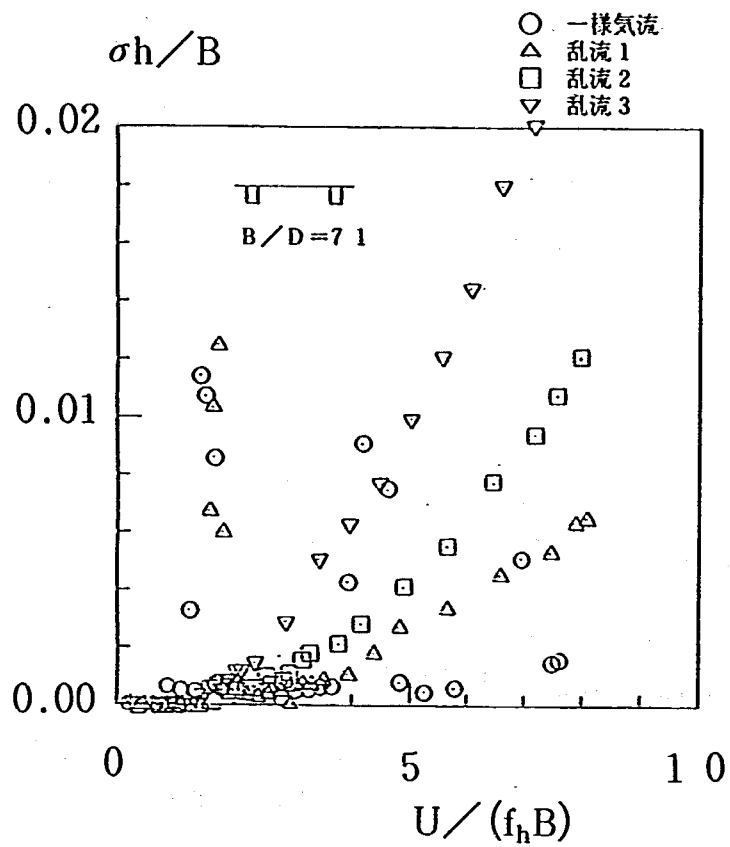


図-5.3.3 風速-振動変位標準偏差 (模型15)

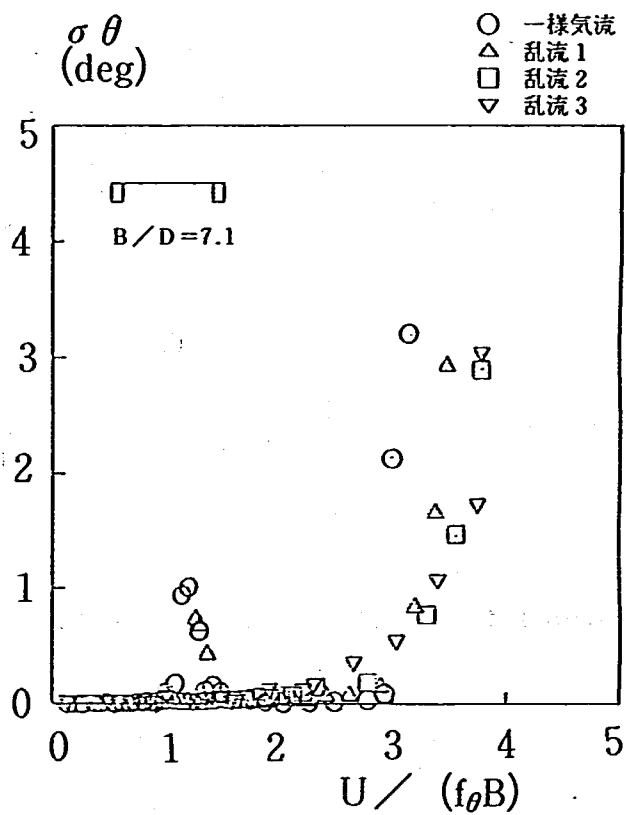
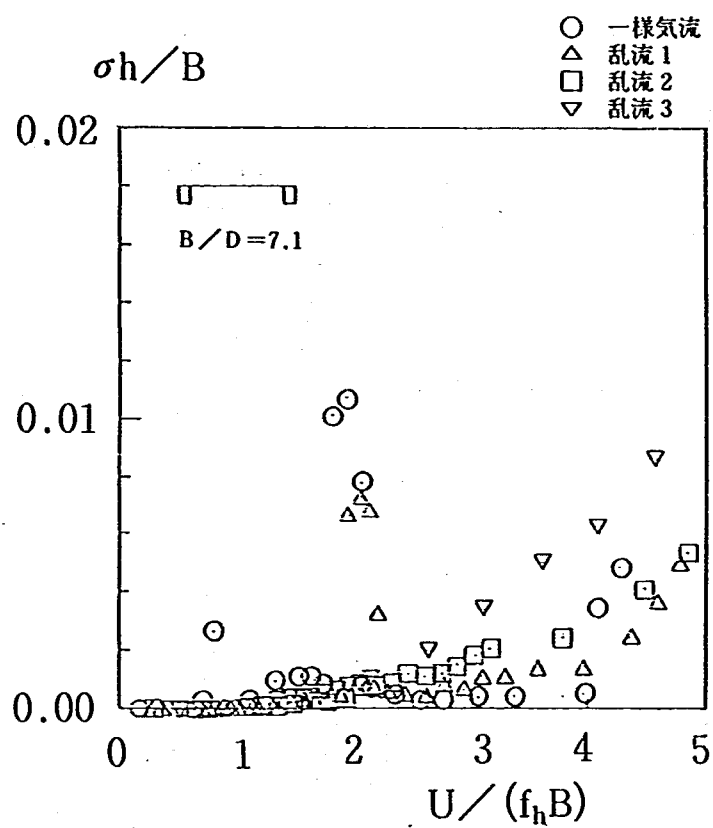


図-5.3.3 風速-振動変位標準偏差 (模型16)

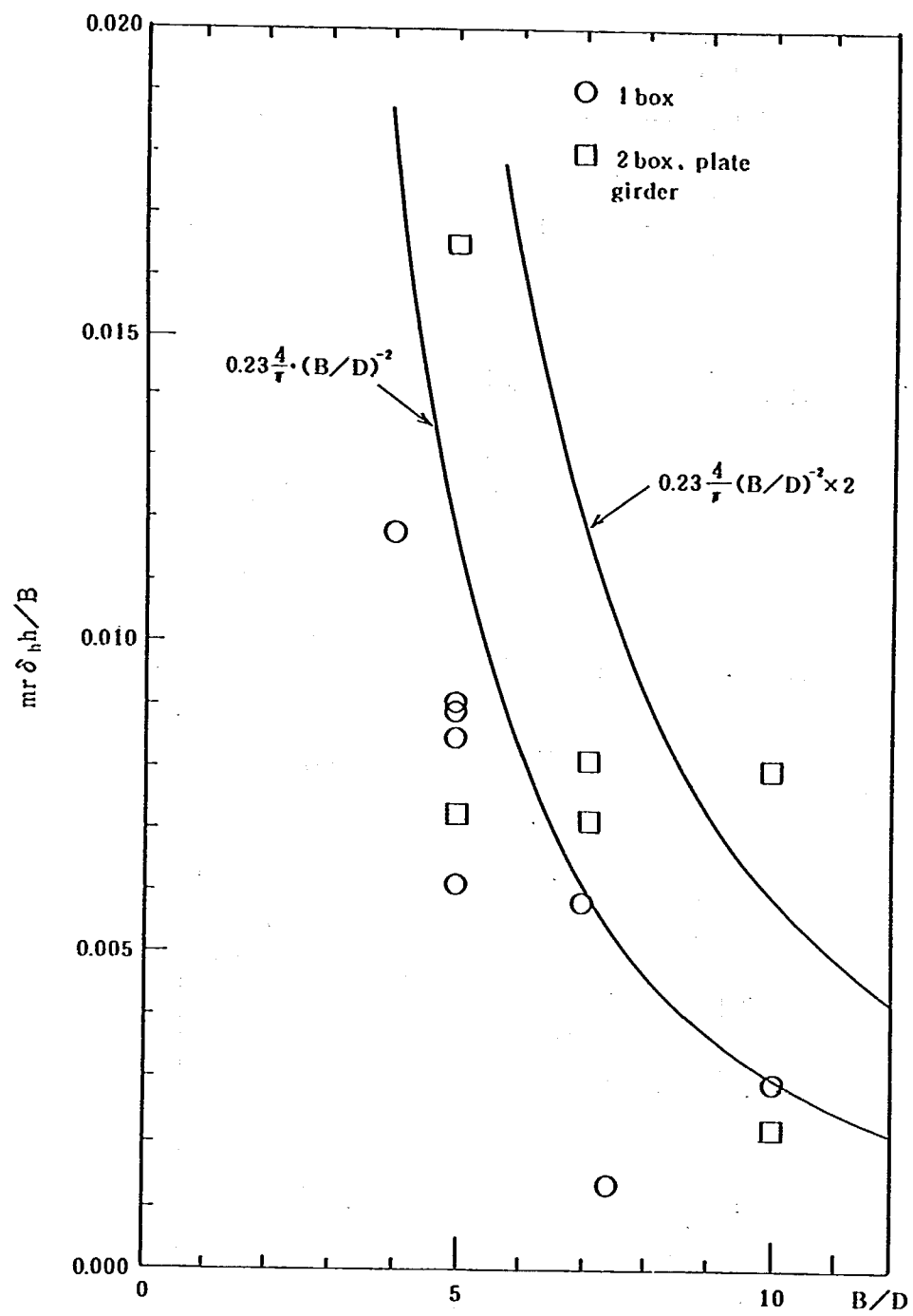
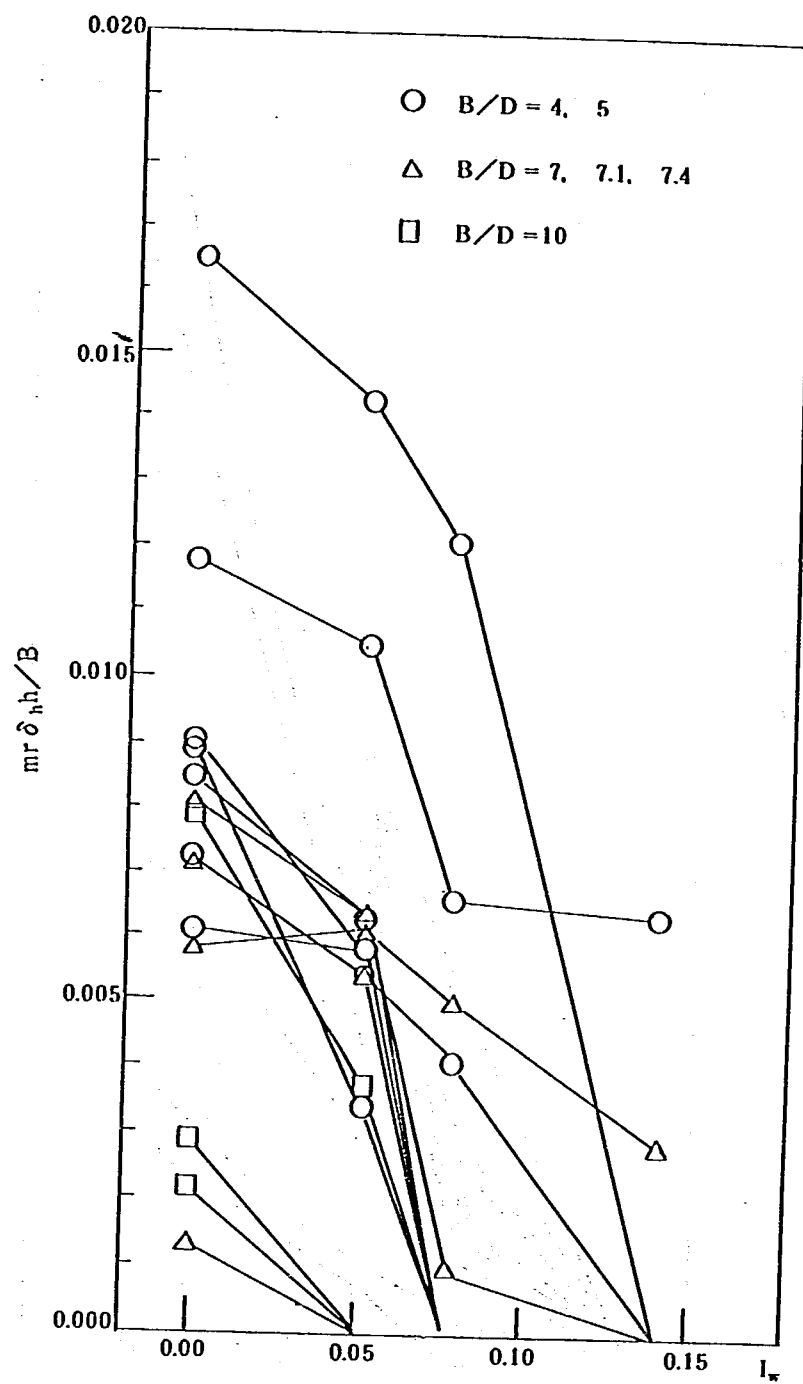


図-5.3.4 断面比と無次元振幅 (一樣気流中)



図—5.3.5 乱れ強さと無次元振幅

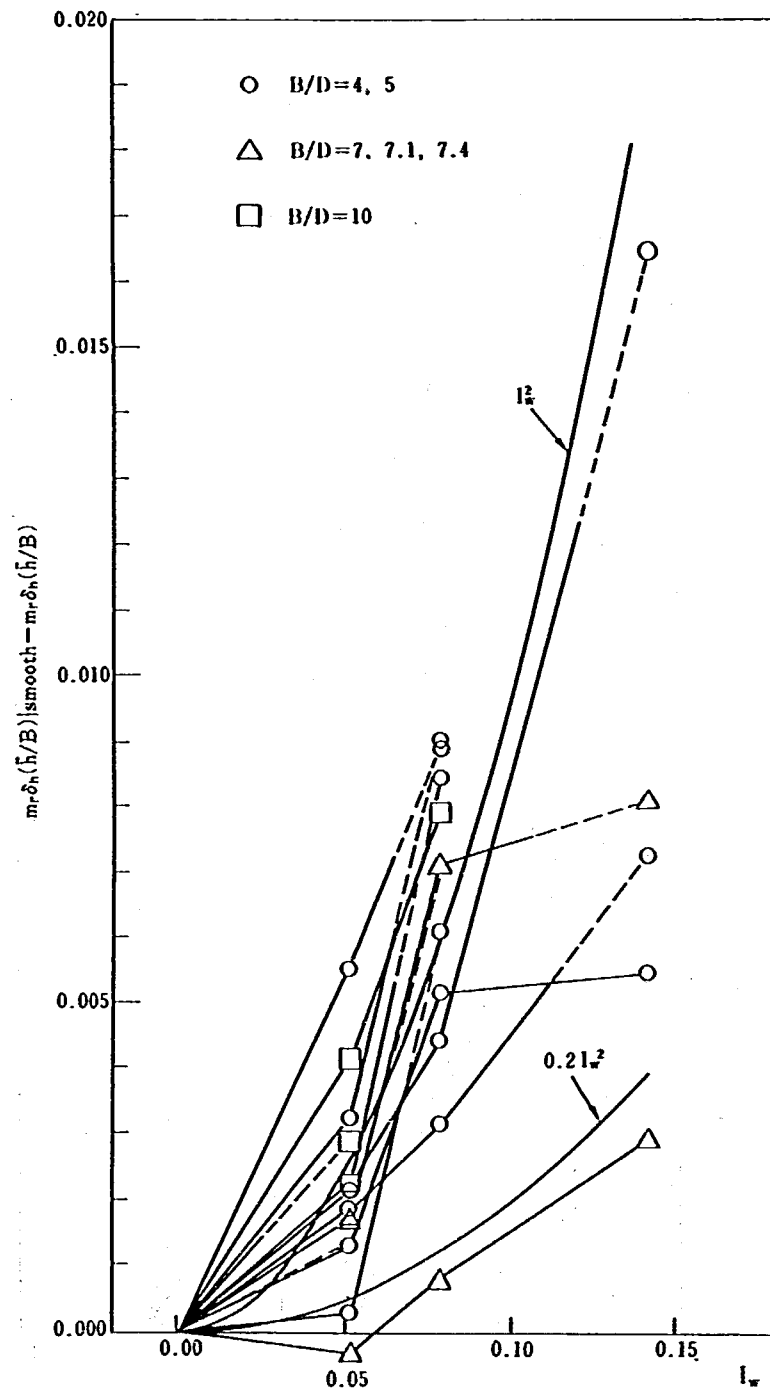


図-5.3.6 乱れにより減少する無次元振幅

推定式

$$\bar{h}/B = (0.23 \frac{4}{\pi} (B/D)^{-2} - I w^2) / (\bar{m}_r \delta_h)$$

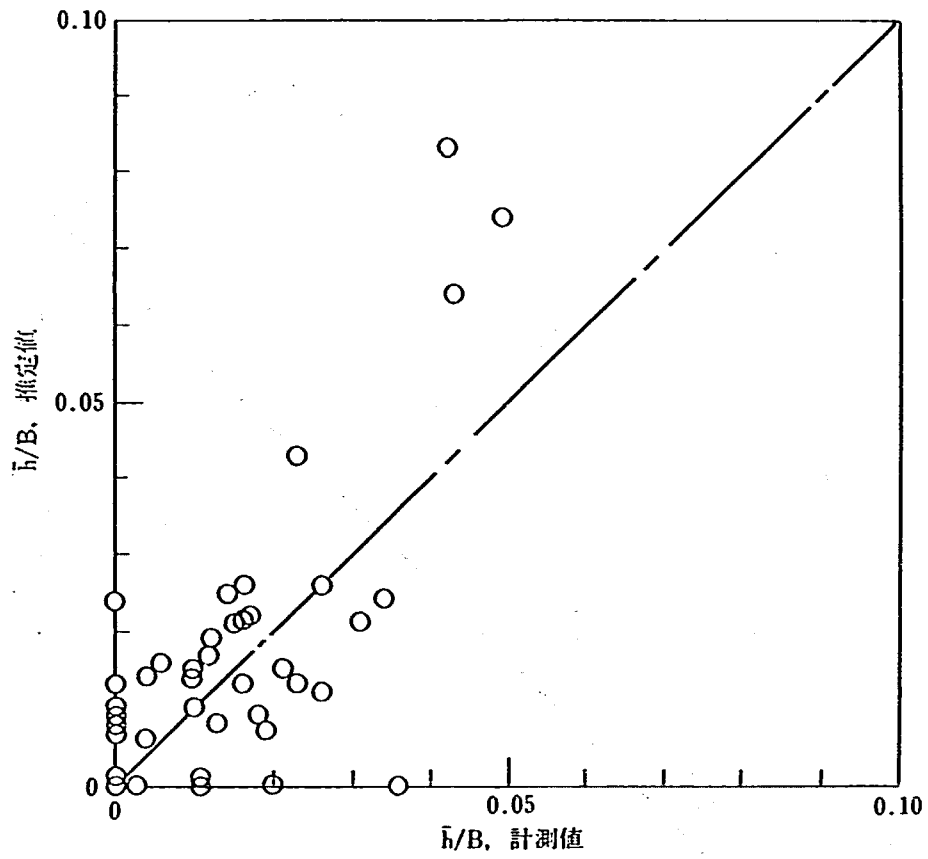


図-5.3.7 渦励振の推定値と計測値

推定式

$$\bar{h}/B = \begin{cases} (2 \times 0.23 \frac{4}{\pi} (B/D)^{-2} - I_w^2) / (m_r \delta_h) & \dots\dots 2 \text{ 主桁, } 2 \text{ 箱桁} \\ (0.23 \frac{4}{\pi} (B/D)^{-2} - 0.2 I_w^2) / (m_r \delta_h) & \dots\dots 6 \text{ 角形} \\ (0.23 \frac{4}{\pi} (B/D)^{-2} - I_w^2) / (m_r \delta_h) & \dots\dots \text{その他} \end{cases}$$

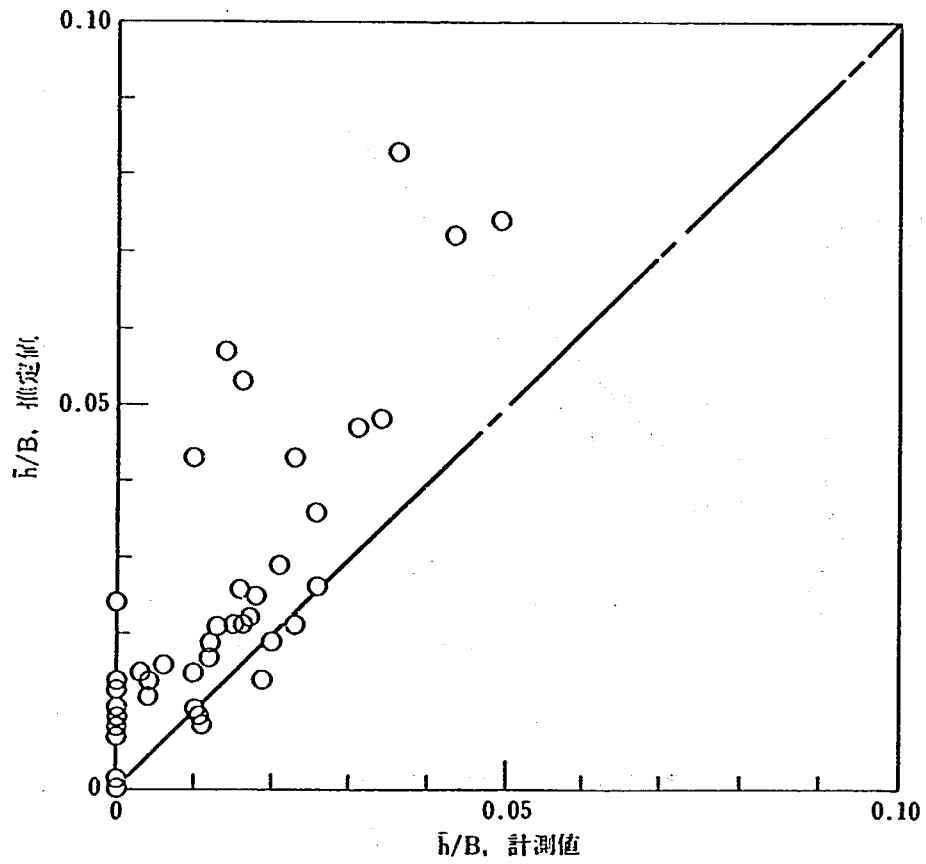


図-5.3.8 渦励振の推定値と計測値

5.4 鉛直たわみガスト応答

ガスト応答は、発生する振幅には差があるが、いずれの橋梁にも発現するものである。振動変位あるいは振動による応力の大きさは風速とともに増加するため、設計で考慮すべき最大の風速（例えば設計基準風速）におけるガスト応答の大きさを的確に推定し、発生する応力等が安全性の観点から問題のないようにすることが設計の基本であると考えられる。ガスト応答のうち、水平たわみガスト応答についてはその影響が設計風荷重に考慮されている。

偏平な橋桁を有する長大橋梁では、橋軸直角水平方向の静的変形およびガスト応答に比べて、鉛直たわみガスト応答の作用の方がより重要となる。準定常理論によれば、橋軸直角水平方向の静的変形およびガスト応答をもたらす単位長さ当たりの空気力 FD は次式のとおりである。

$$FD = 0.5 \rho U^2 C_d A (1 + 2gu I_u) \quad (5.4.1)$$

ここに、

ρ : 空気密度

U : 平均風速

C_d : 抗力係数

A : 単位長さあたりの投影面積

gu : 主流方向変動風速 u のピークファクター

($\equiv u_{\max}/\sigma_u$, $u_{\max}$: u の最大値, σ_u : u の標準偏差)

I_u : u の乱れ強さ

一方、鉛直たわみガスト応答をもたらす空気力 FL は次式により表わされる。

$$FL = 0.5 \rho U^2 (dC_F/d\alpha) B g_w I_w \quad (5.4.2)$$

ここに、

$dC_F/d\alpha$: 揚力傾斜

B : 橋桁の総幅

偏平な橋桁について FD に対する FL の比を計算すると、 C_d に比べて $dC_F/d\alpha$ が大きいこと、 A に比べて B が大きいことなどの理由により FL は FD の 3 倍程度の値となる。

5.3 で示したタウトモデル風洞実験結果によれば、偏平な橋桁の鉛直たわみガスト応答の模型中央における振動変位の最大値 $h_{\max}$ は近似的に次式で推定される。

$$h_{\max}/B = C U r^2 I_w / m_r \quad (5.4.3)$$

ここに、

C : 定数 (断面形状により異なるが、図-5.4.1に示すようにおよそ 0.2~0.35 の値をとる)

Ur : 無次元風速 ($\equiv U/(f_h B)$, f_h : 鉛直たわみモードの固有振動数)

m_r : 無次元質量 ($\equiv m/(\rho B^2)$, m : 単位長さあたりの質量)

偏平な橋桁では、鉛直たわみ振動に関する空力減衰が構造減衰に比べて大きいため、式 (5.4.3) には構造減衰の値を含めていない。実験では模型のスパン長 l は幅員 B の約12倍であったが、スパン長に対する補正は、式 (5.4.3) より求められる $h_{\max}/B$ に次の補正係数 CJ を乗ずることにより近似的に行うことができる^[5.4.1]。

$$CJ = \{(\pi^2/4 + 96/U_r)/(\pi^2/4 + 8(l/B)/U_r)\}^{0.5} \quad (5.4.4)$$

モード形状が正弦波半波のような場合、中央における曲げモーメントが鉛直たわみガスト応答の作用と等価となるような、単位面積あたりの分布荷重 P_{eq} は次式で計算される。

$$\begin{aligned} P_{eq} &= 0.81m(2\pi f_n)^2 h_{\max}/B \\ &\doteq 32C\rho U^2 l_w \end{aligned} \quad (5.4.5)$$

したがって、設計の初期の段階において、鉛直たわみガスト応答の影響を概略検討する場合には、式 (5.4.5) に示す分布荷重 P_{eq} を対象とするスパンに一様に载荷させればよい。この結果、鉛直たわみガスト応答の影響が重要であると判断された場合には、乱流中での風洞実験^[5.4.2]あるいはガスト応答解析^[5.4.3]により、精度よく応答を推定し、検討を行う必要がある。

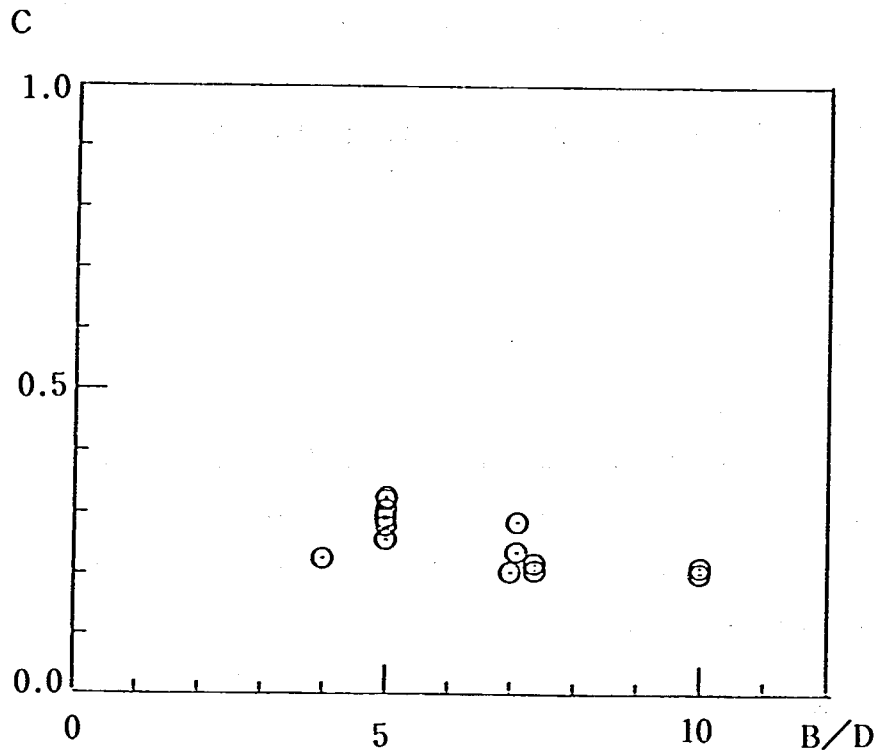


図-5.4.1 鉛直たわみガスト応答推定式の定数

6. あとがき

橋の耐風設計をより合理的かつ効率的に実施するために調査した結果をとりまとめた。ここで示したものは、耐風設計における基本的事項（基本方針、設計に用いる風の特性値、設計風荷重）および橋桁の風による振動の推定手法である。今後はさらに、橋桁の風による振動の評価手法、橋桁以外の橋梁部材の耐風設計法、架設時の耐風設計法をとりまとめていく予定である。

なお、ここでとりまとめられた成果の大部分は、現在作成中である「道路橋耐風設計便覧（仮称）」に反映される予定であることを付記する。

参 考 文 献 (1章)

1. 1 岡内功, 伊藤学, 宮田利雄: 耐風構造, 丸善株式会社, 1977.
1. 2 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I 共通編, 1980.
1. 3 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋耐風設計基準 (1976) ・同解説, 1976.
1. 4 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋風洞試験要領 (1980) ・同解説, 1980.

参 考 文 献 (3章)

3. 1 Davenport, A. G. : The interaction of wind and structures, Engineering Meteorology Elsevier, 1982
3. 2 塩谷正雄: 強風の性質, 開発社, 1979
3. 3 日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説, 1981
3. 4 成田信之: 充腹断面橋桁を有する斜張橋の耐風設計に関する基礎的研究, 東京大学学位論文, 1978
3. 5 ESDU : Engineering Science Data, Wind Engineering, Volume 1 Wind and turbulence data, Engineering science Data Unit Ltd, 1975
3. 6 岡内, 伊藤, 宮田: 耐風構造, 丸善株式会社, 1977

参 考 文 献 (5章)

- 5.2. 1 建設省土木研究所構造研究室: 自然風を考慮した橋の耐風性調査報告書, 土研資料第2260号, 昭和60年10月
- 5.2. 2 建設省土木研究所構造研究室: 箱桁橋の空力特性調査報告書, 土研資料第2390号, 昭和61年6月
- 5.2. 3 建設省土木研究所構造研究室: 撫養橋振動実験報告書, 土研資料第2516号, 昭和62年8月
- 5.3. 1 Farquharson, F. B. : Aerodynamic Stability of Suspension Bridges, Part III, Univ. of Wasington, Bull. No 116, 1952
- 5.3. 2 Wardlaw, R. L. : Some approaches for improving the aerodynamic stability of bridge road decks, Proc. of the 3rd Int. Conf. on Wind Effects on Buildings and structures, 1971
- 5.3. 3 高橋陽一他: 斜張橋の風による振動について — 石狩河口橋 —, 第11回日本道路会議論文集, 1973
- 5.3. 4 小林紘士: 風による長大橋の限定振動に関する研究, 大阪大学学位論文, 1978
- 5.3. 5 白石, 松本: 充腹構造断面の渦励振応答特性に関する研究, 土木学会論文報告集第322号, 1982

- 5.3.6 成田信之：充腹断面橋桁を有する斜張橋の耐風設計に関する基礎的研究，東京大学学位論文，1978
- 5.3.7 Davenport, A. G., Isyumov, N. and Miyata, T. : The experimental determination of the response of suspension bridges to turbulent wind, proc. of the 3rd Int. Conf. on Wind effects on Buildings and Structures, 1971
- 5.3.8 Irwin, H.P.A. H. : The design of spires for wind simulation, J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 7, 1981
- 5.3.9 ESDU : Engineering Science Data, Wind Engineering, Volume 1, Wind and Turbulence Data, Engineering Science Data Unit Ltd., 1982
- 5.3.10 ICE : Bridge Aerodynamics, Proposed British Design Rules, Thomas Telford Limited, 1981
- 5.3.11 Laneville, A., Gartshore, I. S. and Parkinson, G. V. : An explanation of some effects of turbulence on bluff bodies, Proc. of the 4th Int. Conf. on Wind Effects on Buildings and Structures, 1975
- 5.3.12 阪神高速道路公団，(財)阪神高速道路管理技術センター：阪神高速道路設計荷重（HDL）委員会報告書，第3編風荷重分科会報告（別冊-2），阪神高速道路の耐風設計に関する検討，1984
- 5.4.1 横山，佐藤，福田，東久保：斜張橋の鉛直たわみガスト応答に関する現地観測および風洞実験，第9回風工学シンポジウム論文集，昭和61年12月
- 5.4.2 建設省土木研究所構造研究室：タウトモデルを用いた風洞実験方法に関する研究報告書（I-1985），土研資料第2378号，昭和61年4月
- 5.4.3 建設省土木研究所構造研究室：名港西大橋長期観測データの解析報告書（Ⅲ-1987），土研資料第2592号，昭和63年3月

橋の動的耐風設計法に関する
調査報告書(I-1988)

ISSN 0386-5878
土研資料 第2784号
平成元年7月(1989)
横山功一, 佐藤弘史
東久保正徳

要旨 道路橋の動的耐風設計法に関して, 風洞実験を実施し, 以下のとりまとめを行った。

- ①橋の耐風設計の基本方針
- ②設計に用いる風の特性値
- ③設計風荷重
- ④橋梁の風による振動

キーワード: 道路橋, 耐風設計, 風, 風荷重, 風による振動, 乱流効果

郵便はがき

41円切手
をはって
下さい。

305□□

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
構造研究室 行

No. 3

No. 3

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料 第 2784 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

