

土 木 研 究 所 資 料

(仮称) 矢部川橋の耐風安定性調査報告書

平成15年 3 月

独立行政法人土木研究所
構造物研究グループ橋梁構造チーム

Copyright © (2003) 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 Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事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、独立行政法人土木研究所理事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。

(仮称) 矢部川橋の耐風安定性調査報告書

構造物研究グループ	橋梁構造チーム	上席研究員	村越	潤
同		主任研究員	麓	興一郎
同			稲垣	由紀子

要 旨

(仮称) 矢部川橋は、福岡県筑後平野を流下して有明海に注ぐ矢部川の河口付近に架橋が予定されており、平成 14 年度には中央支間 300m、橋長 590m の PC 斜張橋として計画されていた。国土交通省九州地方整備局福岡国道事務所からの受託業務として、土木研究所では平成 14 年度に風洞実験を実施し、耐風安定性の調査を実施した。本橋の耐風安定性調査では、桁架設期間に台風による強風を受ける可能性が高いため、完成系に加えて架設系についても行った。また、完成時に遮音壁の設置を想定した場合についても調査を行った。調査は、バネ支持試験と三分力試験で行い、バネ支持試験は完成時桁断面（遮音壁含む）および架設時桁断面を対象に一様流中および乱流中で、三分力試験は完成時桁断面のみ対象に一様流中で行った。その結果、完成時桁断面（遮音壁なし）の場合、一様流中では発散振動に対して良好な耐風安定性を示すが渦励振が発現すること、現地における風の乱れの影響を考慮した乱流中では、発散振動および渦励振に対して良好な耐風安定性を示すことが確認できた。

キーワード：(仮称) 矢部川橋、PC斜張橋、架設時桁断面、乱流効果、遮音壁

ま え が き

(仮称) 矢部川橋は、福岡県筑後平野を流下して有明海に注ぐ矢部川の河口付近に架橋が予定され、中央支間 300m、橋長 590m の PC 斜張橋として計画されていた。国土交通省九州地方整備局福岡国道事務所からの受託業務として、土木研究所では平成 14 年度に風洞実験を実施し、耐風安定性の調査を実施した。本橋の耐風安定性調査は、桁架設期間に台風による強風を受ける可能性が高いため、完成系に加えて架設系についても行った。また、架橋予定地点に比較的民家が集まっていることから、完成時に遮音壁の設置を想定した場合についても調査を行った。調査は、バネ支持試験と三分力試験で行い、バネ支持試験では、完成時桁断面（遮音壁含む）および架設時桁断面を対象に一樣流中および乱流中で試験を、三分力試験については、完成時桁断面のみを対象に一樣流中で試験を行った。本資料は、これらの成果を取りまとめたものである。

平成 15 年 3 月

上席研究員 村越 潤
主任研究員 麓 興一郎
稲垣 由紀子

目 次

1. (仮称) 矢部川橋の概要と調査の概要	1
1. 1 橋梁および架橋予定地点の概要	1
1. 2 「道路橋耐風設計便覧」に基づく耐風安定性照査 (完成時桁断面)	3
1. 2. 1 ねじれ発散振動	3
1. 2. 2 たわみ発散振動	5
1. 2. 3 渦励振	6
1. 3 調査の概要	11
2. 実験方法および実験結果	12
2. 1 実験方法	12
2. 1. 1 バネ支持試験	12
2. 1. 2 三分力試験	16
2. 2 実験条件	18
2. 3 実験結果	22
3. 考察	47
3. 1 完成時桁断面 (遮音壁なし)	47
3. 2 完成時桁断面 (遮音壁有り)	48
3. 3 架設時桁断面	49
3. 4 三分力試験結果	51
4. まとめ	53
参考文献	54

付属資料

付属資料ー 1 現地風観測および設計で考慮する風の特徴	57
1. 1 風観測の目的および概要	57
1. 2 風観測結果	58
1. 2. 1 現地風の風向および風速頻度の分布	58
1. 2. 2 台風による強風の観測結果	58
1. 2. 3 風向角と気流の傾斜角の関係	59
1. 2. 4 風向角と乱れ強さの関係	60
1. 2. 5 平均風速と乱れ強さの関係	61
1. 3 考察	61

1. 4	設計で考慮すべき風の特徴	62
1. 4. 1	乱れ強さ	62
1. 4. 2	気流傾斜角	62
付属資料-2	(仮称) 矢部川橋の基本風速の設定	63
2. 1	検討方針	63
2. 2	現地風観測データと近隣の気象官署データとの相関解析 による基本風速	64
2. 2. 1	近隣気象官署について	64
2. 2. 2	現地風観測データと近隣気象官署データとの相関解析	65
2. 2. 3	台風5号における風の特徴値の時間変化	67
2. 2. 4	気象官署の年最大風速から与えられる再現期待値	68
2. 3	「道路橋耐風設計便覧」による基本風速	72
2. 4	基本風速の設定	72
付属資料-3	(仮称) 矢部川橋の実橋振動諸元および模型設計	73
3. 1	(仮称) 矢部川橋の実橋振動諸元	73
3. 1. 1	完成時桁断面	73
3. 1. 2	架設時桁断面	73
3. 2	模型縮尺の検討	74
3. 3	構造諸元の検討	75
付属資料-4	乱流格子による乱流の気流特徴	77
4. 1	乱流格子による乱流の気流特徴の計測	77
4. 2	気流特徴の計測結果	77

1. (仮称) 矢部川橋の概要と調査の概要

1. 1 橋梁および架橋予定地点の概要

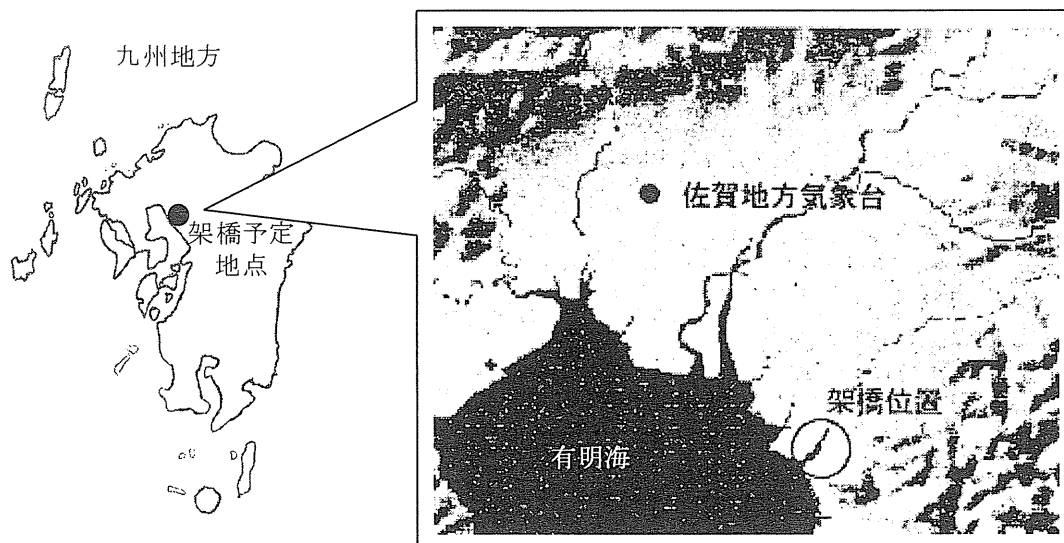
(仮称) 矢部川橋は、福岡県筑後平野を流下して有明海に注ぐ矢部川の河口付近に架橋が予定されている。平成 14 年度の時点において本橋は、ほぼ北西から南東の方向に架かる、中央径間 300m、側径間各 145m、全長 590m の 3 径間連続 PC 斜張橋として、設計が進められていた。一般図を図－1.1 に示す。

架橋予定地点の周辺の地形は図－1.2 に示す通りである。この地形図上において陸地部分のうち、黒で示された部分が山地、白で示された部分は平地である。地形的特徴としては、北西から北に平野が広がり、北東から南には山地が迫っている。また、本橋橋軸直角方向に当たる南西には有明海が広がっている。さらに、この地域は、台風の通過しやすい地域でもある。

架橋予定地点では、2001 (平成 13) 年 7 月から 2002 (平成 14) 年 9 月までの 15 か月間風況観測が実施された (付属資料－1)。その結果、ほぼ橋軸直角方向に当たる北北東や南南西の風が卓越していることがわかった (付図－1.2(a)参照)。また、橋軸直角方向の強風の乱れ強さが水平方向に 17%、鉛直方向に 8%と、強い乱れが観測された (付図－1.6 参照)。

田畠尺側

2



図－1.2 架橋予定地点の周辺地形

1. 2 「道路橋耐風設計便覧」に基づく耐風安定性照査（完成時桁断面）

本橋の完成時桁断面は、斜張橋の閉断面として設計が進められた。本橋の耐風安定性について、「道路橋耐風設計便覧」¹⁾（以下、「便覧」）により照査を行った。

1. 2. 1 ねじれ発散振動

基本風速： $U_{10}=35\text{m/s}$ （付属資料－2）

地上高度： $z=16\text{m}$

地表粗度区分：Ⅰとする。

（理由） 「便覧」より、橋梁が幅 100m 以上の河川を跨ぐ場合には、河川を除いた地表条件から決定される区分よりも 1 区分粗度の小さい区分となる。架橋予定地点は平野部に位置しており、通常は地表粗度区分Ⅱとなるが、本橋も幅 100m 以上の河川を跨ぐため、安全を考慮し、これより 1 区分粗度の小さい区分である地表粗度区分Ⅰとした。

高度および地表粗度に関する補正係数： $E_1=1.29$

（表－1.1 中、地表粗度区分Ⅰ、高度 $15\text{m}<z\leq 20\text{m}$ についての値）

設計基準風速： $U_d=E_1\times U_{10}=1.29\times 35=45.2\text{m/s}$

（「便覧」より）

最大支間長： $L=300\text{m}$ （中央支間）

桁幅： $B=20.2\text{m}$

ねじれ発散振動に対する動的耐風設計の必要性の判定

$$L \times U_d / B = 300 \times 45.2 / 20.2 = 671.3 > 520$$

(表-1.2 で、閉断面を有する斜張橋に関する判定式)

より、ねじれ発散振動に対する動的耐風設計は必要。

ねじれの 1 次固有振動数 : $f_\theta = 1.100\text{Hz}$ (固有値解析による)

$$\text{ねじれ発散振動発現風速 : } U_{cf} = 2.5f_\theta B = 2.5 \times 1.100 \times 20.2 = 55.6\text{m/s}$$

(「便覧」より)

自然風の変動に基づく補正值 : $E_{r1} = 1.10$

(表-1.3 で地表粗度区分 I の場合を適用)

$$\text{フラッター照査風速 : } U_{rf} = 1.2E_{r1} \times U_d = 1.2 \times 1.10 \times 45.2 = 59.7\text{m/s}$$

(「便覧」より)

$$\text{以上より、} U_{cf} = 55.6\text{m/s} < U_{rf} = 59.7\text{m/s}$$

となり、ねじれ発散振動に対する耐風安定性については、風洞実験により検証する必要があると判断される。

表-1.1 補正係数 E_1 (「便覧」より引用)

地表粗度区分 高度 (m)	I	II	III	IV
$z \leq 5$	1.11	1.00	0.83	0.77
$5 < z \leq 10$	1.16	1.00	0.83	0.77
$10 < z \leq 15$	1.24	1.04	0.83	0.77
$15 < z \leq 20$	1.29	1.09	0.85	0.77
$20 < z \leq 25$	1.33	1.14	0.90	0.77
$25 < z \leq 30$	1.36	1.18	0.94	0.77
$30 < z \leq 35$	1.39	1.21	0.98	0.79
$35 < z \leq 40$	1.41	1.24	1.01	0.82
$40 < z \leq 45$	1.43	1.26	1.04	0.85
$45 < z \leq 50$	1.45	1.28	1.07	0.88
$50 < z \leq 60$	1.47	1.31	1.11	0.92
$60 < z \leq 70$	1.50	1.35	1.15	0.96
$70 < z \leq 80$	1.53	1.38	1.18	1.00
$80 < z \leq 90$	1.55	1.41	1.22	1.04
$90 < z \leq 100$	1.57	1.43	1.25	1.08

表－1.2 動的耐風設計の必要性の判定（「便覧」より引用）

橋種			動的耐風設計が必要な条件	発現の可能性のある現象
吊橋・斜張橋	トラス		$L \times U_d / B > 350$	ねじれ発散振動
	充腹げた	開断面	$L \times U_d / B > 350$	ねじれ発散振動
			$L \times U_d / B > 330$ かつ $B / d < 5$ かつ $I_u < 0.15$ かつ鋼橋	たわみ発散振動
			$L \times U_d / B > 200$ かつ $I_u < 0.20$	渦励振
		閉断面	$L \times U_d / B > 520$	ねじれ発散振動
			$L \times U_d / B > 330$ かつ $B / d < 5$ かつ $I_u < 0.15$ かつ鋼橋	たわみ発散振動
			$L \times U_d / B > 200$ かつ $I_u < 0.20$	渦励振
鋼けた橋	プレートガーダー		$L \times U_d / B > 330$ かつ $B / d < 5$ かつ $I_u < 0.15$	たわみ発散振動
	箱げた		$L \times U_d / B > 200$ かつ $I_u < 0.20$	たわみ渦励振

ここで、 L ：最大支間長
 B ：総幅
 d ：有効高
 U_d ：設計基準風速
 I_u ：気流の乱れ強さ

表－1.3 係数 E_{r1} （「便覧」より引用）

粗度区分	I	II	III	IV
E_{r1}	1.10	1.15	1.20	1.25

1. 2. 2 たわみ発散振動

本橋は、閉断面を有する PC 斜張橋であり、

- ・ $L \times U_d / B = 300 \times 45.2 / 20.2 = 671.3 > 330$
- ・ $B/d = 20.2 / 3.2 = 6.31 > 5$ （橋げたの有効高さ： $d = 3.2\text{m}$ ）
- ・乱れ強さ： $I_u = 0.17 > 0.15$

（現地観測の結果、付図－1.6(a)より、主流方向成分の乱れ強さが、低風速域ではばらつきがあるものの風速の上昇と共に約 17%に収束する傾向が見られたため、 $I_u = 0.17$ とした。）

であるため、

「 $L \times U_d / B > 330$ かつ $B/d < 5$ かつ $I_u < 0.15$ かつ 鋼橋（ d ：桁の有効高（m）、 I_u ：気流の乱れ強さ）」

（表－1.2 の吊橋・斜張橋、充腹げた、閉断面のたわみ発散振動に対する動的耐風設計が必要な条件）

の条件を、 $L \times U_d / B > 330$ 以外は満足せず、たわみ発散振動に対する動的耐風設計は不要と判断される。

1. 2. 3 渦励振

渦励振に対する動的耐風設計の必要性の判定式を適用すると、

$$L \times U_d / B = 300 \times 45.2 / 20.2 = 671.3 > 200$$

(表-1.2 で、閉断面を有する斜張橋の渦励振に対する動的耐風設計の必要性の判定式を適用)

かつ、

$$\text{乱れ強さ} : I_u = 0.17 < 0.20$$

であり、渦励振に対する動的耐風設計は必要と判断される。

(i) 鉛直たわみ渦励振

鉛直たわみ 1 次固有振動数 : $f_h = 0.322\text{Hz}$ (固有値解析による)

鉛直たわみ渦励振の発現風速 :

$$U_{cvh} = 2.0 f_h \cdot B = 2.0 \times 0.322 \times 20.2 = 13.0\text{m/s}$$

(「便覧」より)

となり、

$$U_{cvh} = 13.0\text{m/s} < \text{設計基準風速 } U_d = 45.2\text{m/s}$$

橋げたの形状に関する補正係数 : $\beta_{ds} = 1$

(「便覧」より、ブラケット長が有効高の 1/4 以下でウェブが垂直な場合には $\beta_{ds} = 2$ 、それ以外の場合は $\beta_{ds} = 1$ を適用することとされている。本橋の場合、ウェブが斜めになっている (図-1.1) ため、 $\beta_{ds} = 1$ とする。)

橋げたの有効高さ : $d = 3.2\text{m}$

鉛直たわみ振動モード振幅換算係数 :

$$E_h = 0.065 \cdot \beta_{ds} (B/d)^{-1} = 0.065 \times 1 \times (20.2/3.2)^{-1} = 0.01030$$

(「便覧」より)

本橋は六角形断面ではなく (図-1.1)、

総幅 B と有効高さ d の比 : $6 < B/d = 20.2/3.2 = 6.31 \leq 7$

乱れ強さ : $I_u = 0.17$

であるから、

気流の乱れによるたわみ渦励振応答振幅の低減係数 : $E_{th} = 0$

(表-1.4)

本橋の単位長さ当たり重量 : $m = 4,888\text{kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}^2$

空気密度 : $\rho = 0.125\text{kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$

構造減衰 (対数減衰率) : $\delta_h = 0.02$

(表-1.5 より、充幅断面げたを有する斜張橋の構造減衰を適用)

鉛直たわみ渦励振の最大振幅 h_c :

$$h_c = E_h \cdot E_{th} \cdot \rho B^3 / (m \cdot \delta_h) = 0.01030 \times 0 \times 0.125 \times 20.2^3 / (4,888 \times 0.02) = 0\text{m}$$

(「便覧」より)

鉛直たわみ渦励振の許容振幅 h_a :

$$h_a = 0.04 / f_h = 0.04 / 0.322 = 0.124\text{m}$$

(「便覧」より)

で、 $h_c = 0\text{m} < h_a = 0.124\text{m}$

以上より、鉛直たわみ渦励振の照査条件

発現風速 $U_{cvh} > \text{設計基準風速 } U_d$ または 最大振幅 $h_c < \text{許容振幅 } h_a$
(「便覧」より)

を後者で満たし、鉛直たわみ渦励振に対して安全と考えられる。

表－1.4 気流の乱れによるたわみ渦励振応答振幅の低減係数 E_{th} (「便覧」より引用)

I_u B/d	六角形断面以外の場合										六角形 断面
	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.20	
$2 < B/d \leq 3$	0.7				0.5	0.4		0.3	0.2	0.1	1
$3 < B/d \leq 4$			0.6		0.5	0.4	0.3	0.2	0.1		
$4 < B/d \leq 5$							0.1				
$5 < B/d \leq 6$		0.5		0.4	0.3	0.2					
$6 < B/d \leq 7$					0.2	0.1					
$7 < B/d \leq 8$			0.4	0.3							
$8 < B/d \leq 9$					0.1						
$9 < B/d \leq 10$		0.4	0.3	0.2				0			
$10 < B/d \leq 11$			0.2	0.1							

表－1.5 橋梁の構造減衰 δ （「便覧」より引用）

橋の種類	構造減衰（対数減衰率） δ
吊 橋	
トラス補剛げたを有する吊橋	0.03
充腹断面補剛げたを有する吊橋	0.02
斜 張 橋	
トラス補剛げたを有する斜張橋	0.03
充腹断面補剛げたを有する斜張橋	0.02
鋼けた橋	$\frac{0.75}{\sqrt{L}}$ ，ただし， $\delta \geq 0.04$

L ：最大支間長（m）

(ii) ねじれ渦励振

ねじれ 1 次固有振動数： $f_{\theta}=1.100\text{Hz}$ （固有値解析による）

ねじれ渦励振の発現風速：

$$U_{cvh}=1.33 \cdot f_{\theta} \cdot B=1.33 \times 1.100 \times 20.2=29.6\text{m/s} < \text{設計基準風速 } U_d=45.2\text{m/s}$$

（「便覧」より）

橋げたの形状に関する補正係数： $\beta_{ds}=1$

（「便覧」より、ブラケット長が有効高の 1/4 以下でウェブが垂直な場合には $\beta_{ds}=2$ 、それ以外の場合は $\beta_{ds}=1$ を適用することとされている。本橋の場合、ウェブが斜めになっている（図－1.1）ため、 $\beta_{ds}=1$ とした。）

ねじれ振動モード振幅換算係数：

$$E_{\theta}=17.16 \cdot \beta_{ds} (B/d)^{-3}=17.16 \times 1 \times (20.2/3.2)^{-3}=0.068$$

（「便覧」より）

本橋は六角形断面ではなく、

$$6 < B/d=20.2/3.2=6.31 \leq 7$$

乱れ強さは $I_u=0.17$

より、

気流の乱れによるねじれ渦励振応答振幅の低減係数： $E_{t\theta}=0$

（表－1.6）

本橋の単位長さ当たり極慣性モーメント： $I_p=108,160\text{kgf} \cdot \text{s}^2$

空気密度： $\rho=0.125\text{kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$

構造減衰（対数減衰率）： $\delta_{\theta}=0.02$

（表－1.5 で、充腹断面げたを有する斜張橋の構造減衰を適用）

ねじれ渦励振の発現振幅：

$$\theta_c = E_\theta \cdot E_{t_\theta} \cdot \rho B^4 / (I_p \cdot \delta_\theta) = 0.068 \times 0 \times 0.125 \times 20.2^4 / (108,160 \times 0.02) = 0^\circ$$

(「便覧」より)

本橋の橋げた中央から、けた外側に最も近い車線の中央までの距離： $b=7.375\text{m}$

(「便覧」の推定式でねじれ渦励振の許容振幅を求める際、橋梁中心から歩道中心までの距離または橋梁中心から外側車道中心までの距離 b を設定する。本橋には歩道は設けられない予定であることから、 b は図-1.2 に定義される橋梁中心から外側車道中心までの距離とした。図-1.3 に示す通り、本橋の断面は左右対称形で、中央分離帯幅が 2.000m である。車道部分は、幅が片側 8.500m ずつ、車線数が片側 2 車線ずつである。このため、図-1.3 に示される片側車道部分の幅 8.500m に 3/4* を乗じ、これに中央分離帯幅 2.000m の半分である 1.000m を加えて、 $b=8.500 \times (3/4) + 1.000 = 7.375\text{m}$ とした。)

*片側 2 車線の車線幅が片側車道幅の半分ずつであるとすれば、外側車道中心までの距離は、(1 車線の幅 (=片側車道幅の 1/2)) + (1 車線の幅の半分 (=片側車道幅の 1/4)) = 片側車道幅の 3/4 となるため、片側車道部分の幅に 3/4 を乗じることとした。

ねじれモードの渦励振の許容振幅：

$$\theta_a = 2.28 / (b \cdot f_\theta) = 2.28 / (7.375 \times 1.100) = 0.28^\circ$$

(「便覧」より)

で、 $\theta_c = 0^\circ < \theta_a = 0.28^\circ$

以上より、ねじれモードの渦励振の照査条件

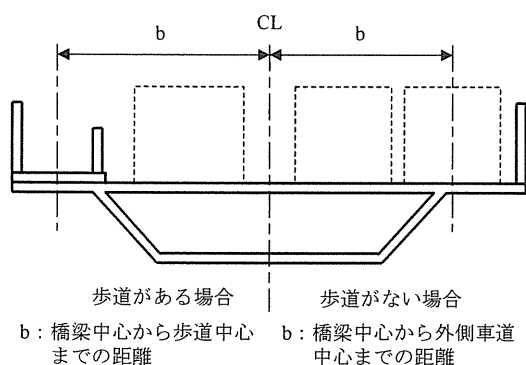
発現風速 $U_{c\theta} > \text{設計基準風速 } U_d$ または 最大振幅 $\theta_c < \text{許容振幅 } \theta_a$

(「便覧」より)

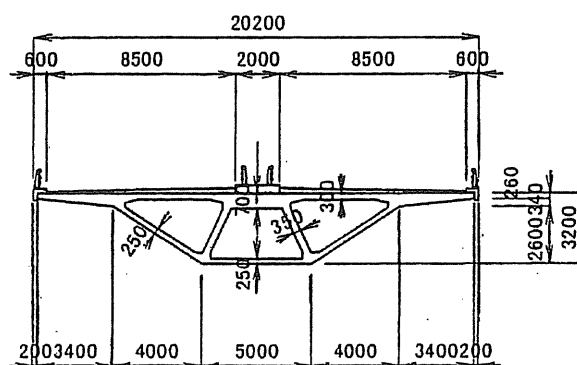
を後方で満たし、ねじれモードの渦励振に対して安全と判断される。

表－1.6 気流の乱れによるねじれ渦励振応答振幅の低減係数 $E_{t\theta}$ (「便覧」より引用)

I_u B/d	六角形断面以外の場合										六角形断面	
	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.20		
$2 < B/d \leq 3$	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1					1
$3 < B/d \leq 4$	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1						
$4 < B/d \leq 5$	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1							
$5 < B/d \leq 6$												
$6 < B/d \leq 7$	0.4	0.3	0.2	0.1								
$7 < B/d \leq 8$												
$8 < B/d \leq 9$												
$9 < B/d \leq 10$	0.3	0.2										
$10 < B/d \leq 11$		0.1										



図－1.2 bの定義 (「便覧」より引用)



図－1.3 (仮称) 矢部川橋の断面形状
(平成14年度計画案)

以上の検討結果より、「便覧」の推定式によれば、本橋の完成時桁断面は、たわみ発散振動、たわみ渦励振およびねじれ渦励振に対しては安全で、ねじれ発散振動に対してはより詳細な調査が必要と判断される。

1. 3 調査の概要

(仮称)矢部川橋については、中央支間 300m、側径間各 145m、全長 590m（平成 14 年度計画案）の 3 径間連続 PC 斜張橋で、かつ曲線橋という構造上の特徴もあり、1. 2 で述べたとおり、「便覧」に基づく耐風安定性照査結果によれば、耐風安定性についてより詳細な調査が必要と判断される。

また、本橋の架橋予定地は、台風による強風を受けやすい地域であり、桁の架設期間に台風による強風を受ける可能性が高いことから、耐風設計に当たり、完成時桁断面だけでなく、架設時桁断面の耐風安定性についても検討する必要がある。さらに、架橋予定地付近には比較的民家が集中しており、将来的には遮音壁の設置が考えられるため、遮音壁の設置が本橋の耐風安定性に与える影響についても明らかにする必要がある。

本調査では、これらの課題を解決するため、2 次元模型によるバネ支持試験を一様流中と乱流中で実施し、完成時桁断面および架設時桁断面の耐風安定性の確認を行った。同時に、完成時桁断面の静的耐風安定性に関して、抗力係数を把握するために、三分力試験を行った。

2. 実験方法および実験結果

2. 1 実験方法

2. 1. 1 バネ支持試験

実験は独立行政法人土木研究所耐風工学実験施設内の非定常空気力風洞を用いて実施した(写真-2.1 および図-2.1)。非定常空気力風洞の主要諸元は表-2.1 に示す通りである。実験方法は、「本州四国連絡橋風洞試験要領(2001)」²⁾ に準拠した。

模型は、縮尺 1/80 の 2 次元剛体模型(写真-2.2)を用い、上 4 本、下 2 本(模型の片側で、上 2 本、下 1 本ずつ)の計 6 本のコイルバネにより風洞内に支持した。模型支持状況を図-2.2、写真-2.3 に示す。主桁の曲げ剛性は、この 6 本のコイルバネの剛性で相似し、ねじれ剛性は、上に 2 本ずつあるバネの間隔を変えることにより調整した。質量および極慣性モーメントは、模型支持具のロットに付加質量を添加して相似した。

模型の応答は、2 台の非接触光学式変位計(ヤーマン製オプトフォロー)(写真-2.4)により測定し、それぞれの出力を加算によって鉛直たわみ変位量に、減算によってねじれ変位量に換算しデータレコーダおよびペン書きレコーダに記録した。

風速の測定は、風洞風速を風洞内模型上流側に設置したピトー管とマノメータにより行った。

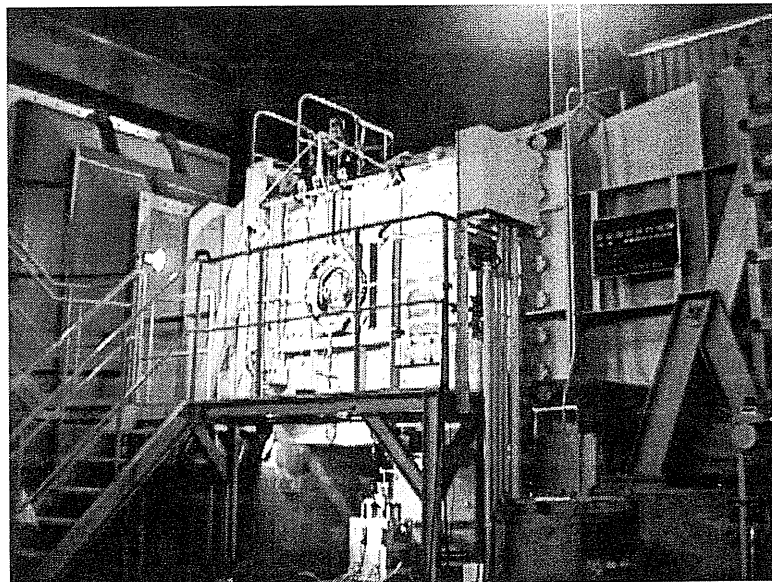


写真-2.1 非定常空気力風洞

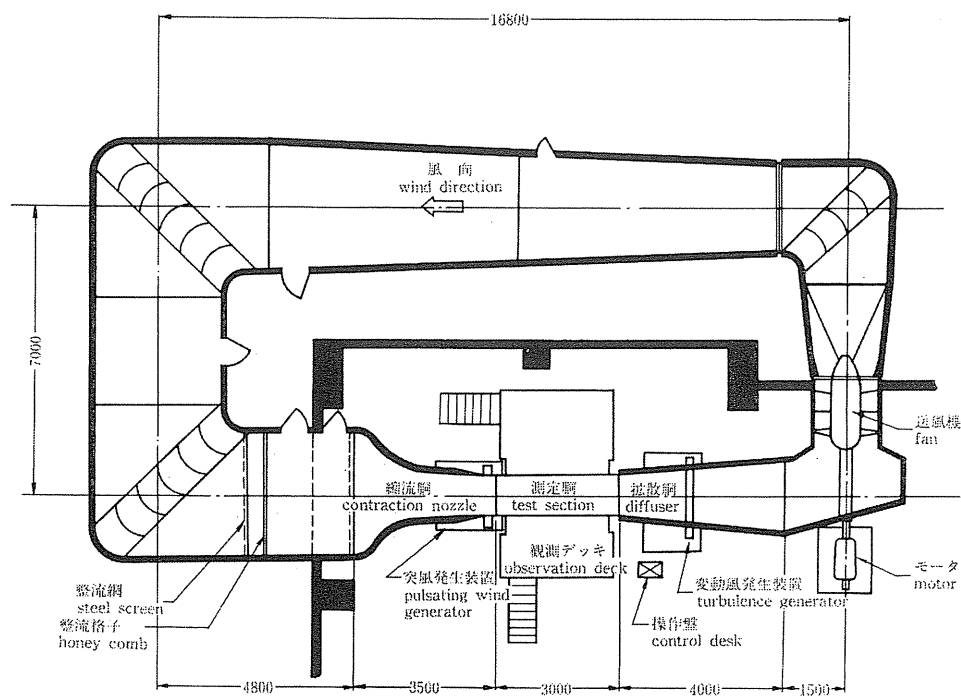
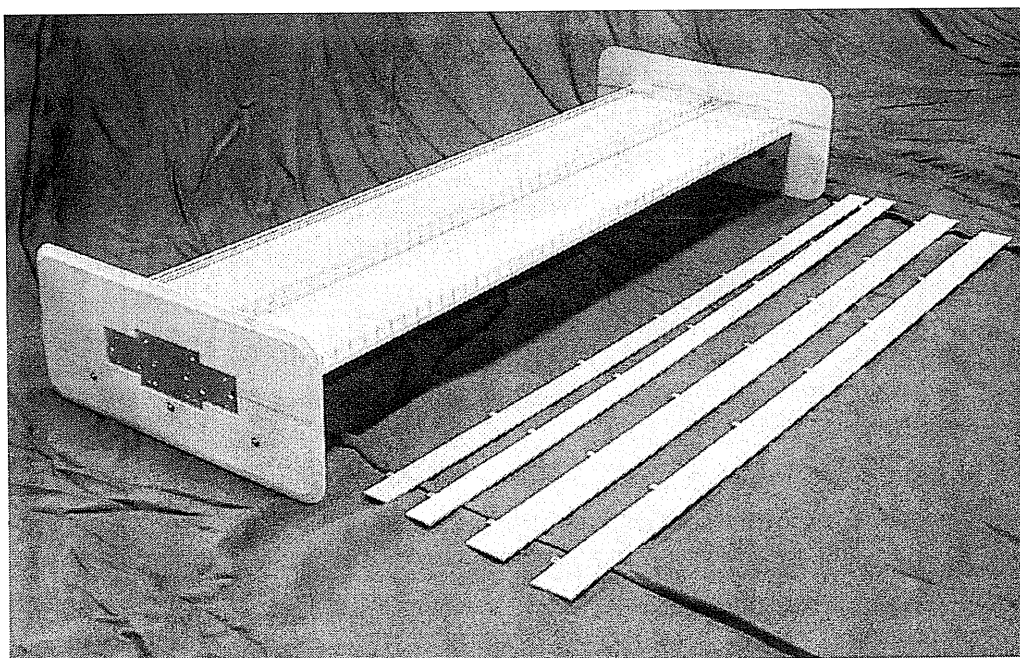


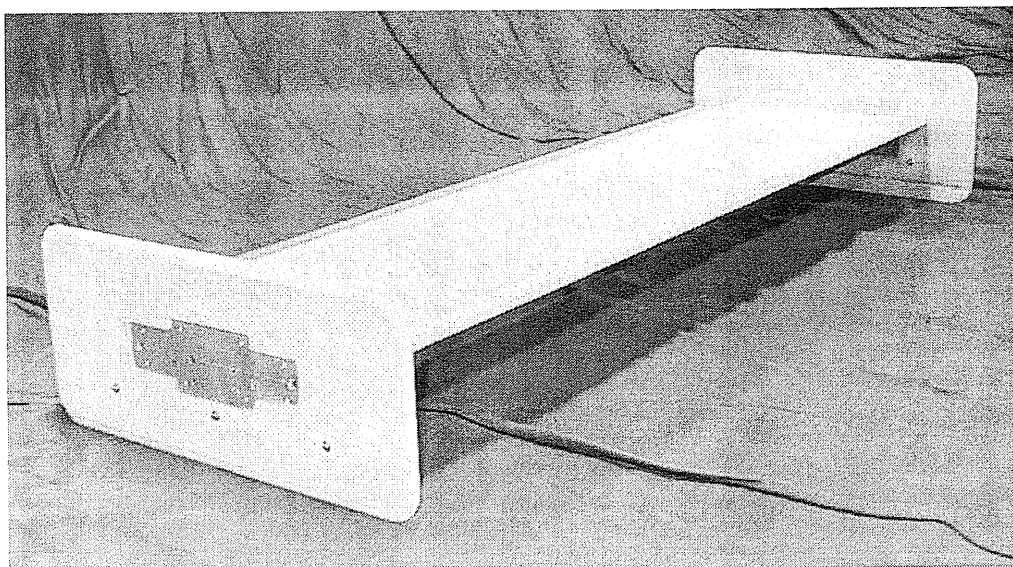
図-2.1 非定常空気力風洞（平面図）

表-2.1 非定常空気力風洞の主要諸元

風 洞 名		非定常空気力風洞
Wind Tunnel		Low Speed Wind Tunnel-B
風洞形式		ゲッチンゲン型
Type		Göttingen Type
測 定 部 Test Section	幅 Width	1,000mm
	高 Height	2,000mm
	長 Length	3,000mm
風路全長		
Total Path Length		55m
送 風 機 Fan	動翼直径 Diameter	1,530mm
	有効全圧 Pressure Rise	40.0mmAq
	風 量 Wind Volume	70.0m³/sec
	回 転 数 Rotation	1250.0rpm
容 量 Power		50.0KW
気 流 Flow	風 速 Wind Speed	1.0~25.0m/sec
	乱 れ 率 Turbulence Intensity	0.5%



(a)完成時桁断面および遮音壁



(b)架設時桁断面

写真-2.2 2次元剛体模型

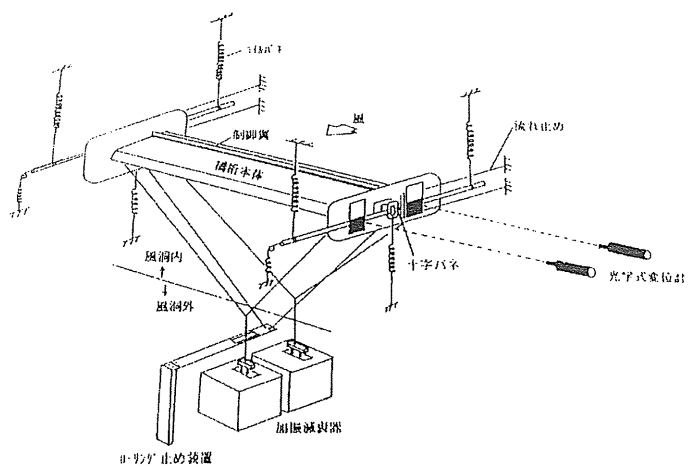


図-2.2 バネ支持試験概要

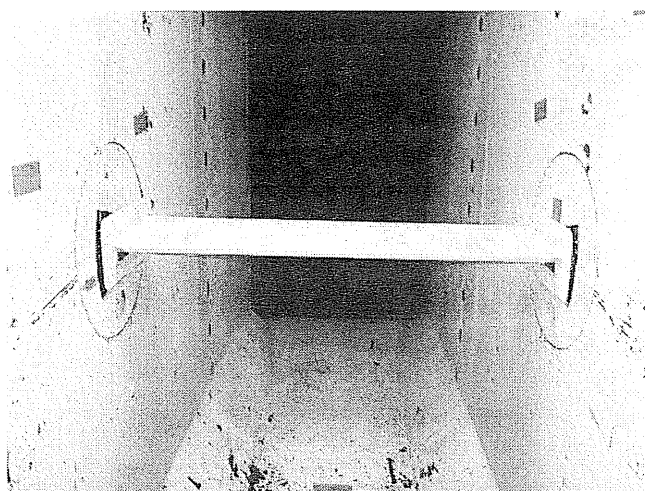


写真-2.3 模型設置状況

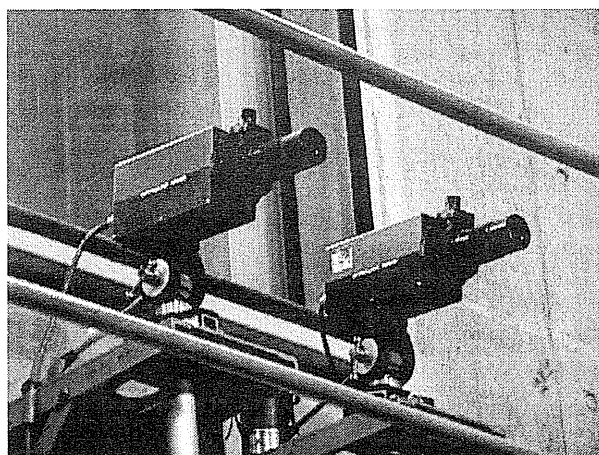


写真-2.4 非接触光学式変位計（オプトフォロー）

2. 1. 2 三分力試験

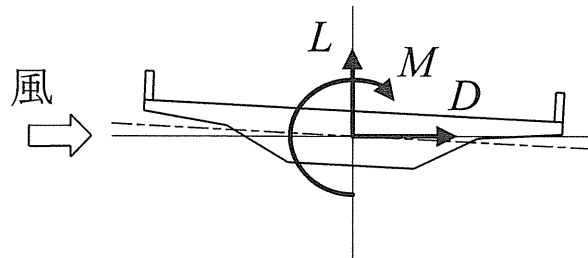
三分力試験は、ストラット型三分力計測装置（写真－2.5）を用いて行った。装置の概要を図－2.2 に示す。

三分力係数は、「本州四国連絡橋風洞試験要領（2001）」²⁾ に従い、次式により算出した。

$$C_D = \frac{D}{\frac{1}{2} \rho V^2 A_n}$$

$$C_L = \frac{L}{\frac{1}{2} \rho V^2 B l}$$

$$C_M = \frac{M}{\frac{1}{2} \rho V^2 B^2 l}$$



ここで、 D : 抗力 (kgf)

L : 揚力 (kgf)

M : ピッチングモーメント (kgf・m)

ρ : 空気密度 (kgf・s²/m⁴)

V : 風速 (m/s)

A_n : 投影面積 (m²)

B : 模型代表幅 (m)

l : 模型代表長 (m)

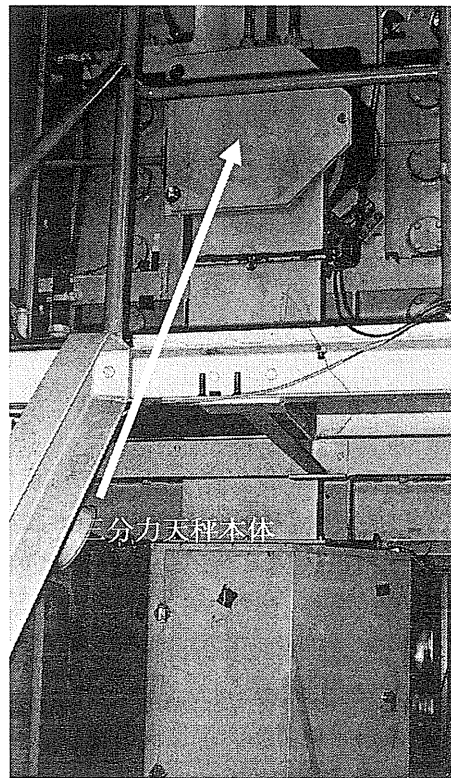
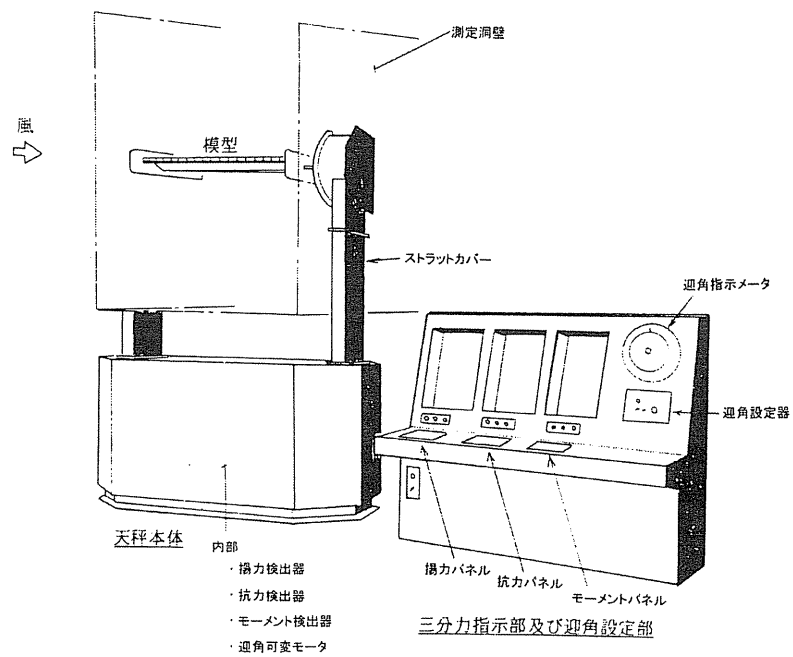


写真-2.5 三分力計測装置



2. 2 実験条件

実験条件を、図-2.3 および表-2.2 に示す。風洞試験は、完成時桁断面および架設時桁断面について、一様流中および乱れ強さ $I_u=10\%$ の乱流中で迎角を変化させて行った。図-2.3(c)の標準高欄とは、完成時に取り付けられる高欄を想定したものである。また、同図(d)の防護ネットとは、架設時にのみ仮設される防護ネットを想定したものである。表-2.2(b)に示す架設時桁断面の構造諸元は、最大バランシング状態（中央径間、側径間共に閉合直前の状態）のものである。架設時において最も耐風安定性が低下する状態として、最大張出状態（側径間が閉合状態で、中央径間が閉合直前の状態）と最大バランシング状態の2種類が考えられたが、たわみ振動数が低いために推定される渦励振の発現風速が低くなり、作業性に与える影響が大きいと考えられる後者の状態を想定している。バネ支持試験および三分力試験の実験ケースを表-2.3 および表-2.4 に示す。

乱流の乱れ強さ I_u に関しては、現地強風観測記録による乱れ強さの最低値が13%であった（付属資料-1）が、河川中央付近ではさらに乱れ強さが小さくなる可能性が考えられるため、安全を考慮して10%とした。

バネ支持試験における迎角は、本橋の架橋予定地点の気流傾斜角が $0^\circ \sim +5^\circ$ まで観測されていること（付属資料-1）、桁の横断勾配が約3%（約 2° ）となることを考慮して設定した。正側の迎角は、架橋予定地点の最大気流傾斜角が $+5^\circ$ であること、風上側で桁の横断勾配が $+2^\circ$ になることから、 $+7^\circ (=+5^\circ + 2^\circ)$ までとした。負側の迎角の設定では、架橋予定地点の最小気流傾斜角が 0° であること、風下側で桁の横断勾配が -2° になることを考慮した。また、風洞実験を行う際、通常は、架橋地点の平均的な迎角を中央値として $\pm 3^\circ$ の範囲に設定することも考え、負側の迎角にはさらに -3° を考慮した。これらのことから、負側の迎角は、 $-5^\circ (=0^\circ - 2^\circ - 3^\circ)$ までとした。

完成時桁断面については、架橋予定地点に比較的民家が集まっていることから、遮音壁の設置を想定したケースも実施した。具体的には、完成時桁断面の模型に、写真-2.2(a)に示すような遮音壁の模型を取り付けて試験を実施した。模型の縮尺は1/80としており、遮音壁の高さは、3mおよび2mを想定したため、遮音壁の模型は、それぞれ幅37.5mmおよび25mmの板からなる模型とした。

架設系の試験については、当初は一様流で行う予定であったが、遮音壁設置のケースを追加した関係で、時間的に全ケースの実施は困難となった。そのため、現地観測の結果、架橋予定地点の風の乱れが大きいことが確認されていること、また、架設期間が半年と短く、かつ台風による強風が吹く時期や風の乱れ強さが小さくなる時期ではないことから、乱流試験を重点的に行うこととした。なお、遮音壁の設置を想定した試験についても、時間的制約で全ケースを行うことができないため、迎角 0° に絞って行うこととした。

表-2.2 試験対象模型の構造諸元

(a)完成時桁断面

		想定実橋値	模型所要値	模型実測値
	模型縮尺		1/ 80	1/ 80
	桁幅 (m)	20. 200 m	0. 2525 m	0. 2525 m
	桁高 (m)	3. 200 m	0. 0400 m	0. 0400 m
	重量	0. 47 MN/m	73. 34 N/m	72. 35 N/m
	回転中心 (m)	2. 111 m	0. 0264 m	0. 0264 m
	極慣性モーメント	1. 06 MN・sec ²	0. 2536 N・m ² /m	0. 2547 N・m ² /m
固有 振動数	たわみ f_{η}	0. 322 Hz	1. 273 Hz	1. 472 Hz
	ねじれ f_{θ}	1. 100 Hz	4. 350 Hz	4. 700 Hz
	振動数比 f_{θ}/f_{η}	3. 416	3. 416	3. 193
構造減衰	たわみ δ_{η}	0. 02	0. 02	0. 0192
	ねじれ δ_{θ}	0. 02	0. 02	0. 0198

(b)架設時桁断面 (最大バランシング状態)

		想定実橋値	模型所要値	模型実測値
	模型縮尺		1/ 80	1/ 80
	桁幅 (m)	19. 800 m	0. 2475 m	0. 2475 m
	桁高 (m)	3. 200 m	0. 0400 m	0. 0400 m
	重量	0. 49 MN/m	76. 11 N/m	75. 89 N/m
	回転中心 (m)	2. 111 m	0. 0264 m	0. 0264 m
	極慣性モーメント	1. 12 MN・sec ²	0. 2684 N・m ² /m	0. 2763 N・m ² /m
固有 振動数	たわみ f_{η}	0. 231 Hz	2. 500 Hz	2. 018 Hz
	ねじれ f_{θ}	1. 430 Hz	4. 350 Hz	7. 067 Hz
	振動数比 f_{θ}/f_{η}	6. 190	1. 740	3. 502
構造減衰	たわみ δ_{η}	0. 02	0. 02	0. 0201
	ねじれ δ_{θ}	0. 02	0. 02	0. 0191

表-2.3 バネ支持試験ケース

ケース番号	断面	遮音壁	気流	迎角
1	完成時桁断面	なし	一様流	-5°
2				-3°
3				0°
4				3°
5				5°
6				7°
7			乱流	5°
8				7°
9	架設時桁断面	防護ネット	一様流	0°
10			乱流	-5°
11				-3°
12				0°
13				3°
14				5°
15				7°
16	完成時桁断面 + 遮音壁	高さ3m	一様流	0°
17		高さ2m		0°
18		高さ2m	乱流	0°

表-2.4 三分力試験ケース

ケース番号	断面	遮音壁	気流	迎角	試験風速
19	完成時桁断面	なし	一様流	-15°	10m/s
20				~+15°	20m/s

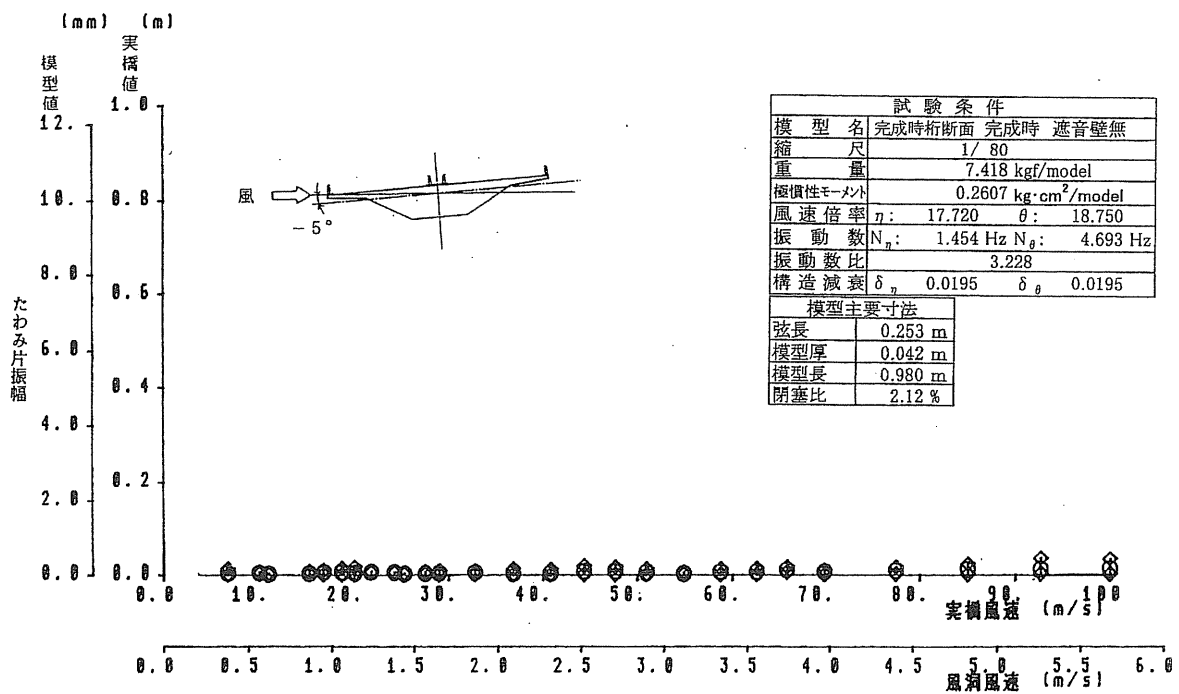
2. 3 実験結果

バネ支持試験の各ケースにおける風速－応答振幅曲線（V－A図）を以下に示す。

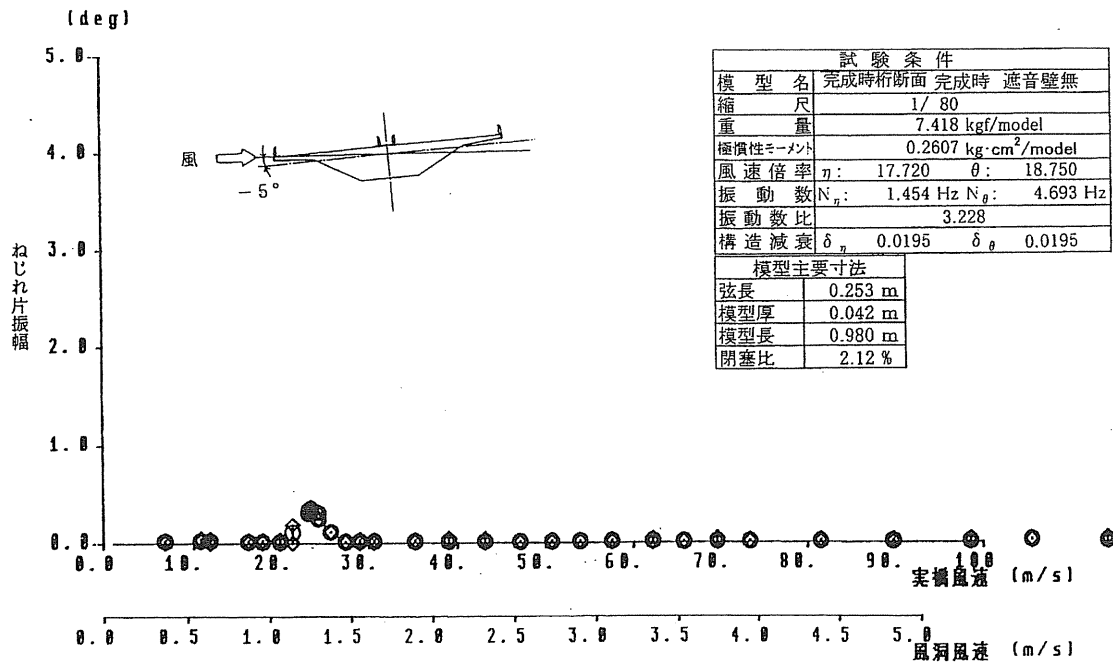
- ① 図－2.4～図－2.11：完成時桁断面で遮音壁がない場合（ケース 1～ケース 8）
- ② 図－2.19～図－2.21：完成時桁断面に遮音壁を設置した場合（ケース 16～ケース 18）
- ③ 図－2.12～図－2.18：架設時桁断面（ケース 9～ケース 15）

なお、一様流中でのバネ支持試験結果のV－A図では、各風速における振幅の平均値（図中の○）と共に、その上下に振幅の最大値と最小値を◇で示した。ここで、各風速における振幅の平均値とは、一様流中の試験では、過渡的な振動が十分に減衰した後の模型の振動振幅を計測し、これを2～3回繰返して振幅のずれが極端でないことを確認し、それらの振幅を平均して求めたものである。乱流中の試験では、計測中に振動が変動するため、実橋換算で10分相当の時間（10min ×（実橋の固有振動数 / 模型の固有振動数））計測した平均を3回取り、それらの振幅を平均して求めたものである。また、乱流中でのバネ支持試験結果のV－A図では、各風速における振幅の平均値（図中の○で示した点）と共に、振幅の最大値を△、RMS（各風速における振幅の二乗平均平方根）を□で示した。

その他、図－2.22 および図－2.23 に完成時桁断面、遮音壁なしの場合について三分力試験を行った（ケース 19 およびケース 20）結果得られた三分力曲線を示す。

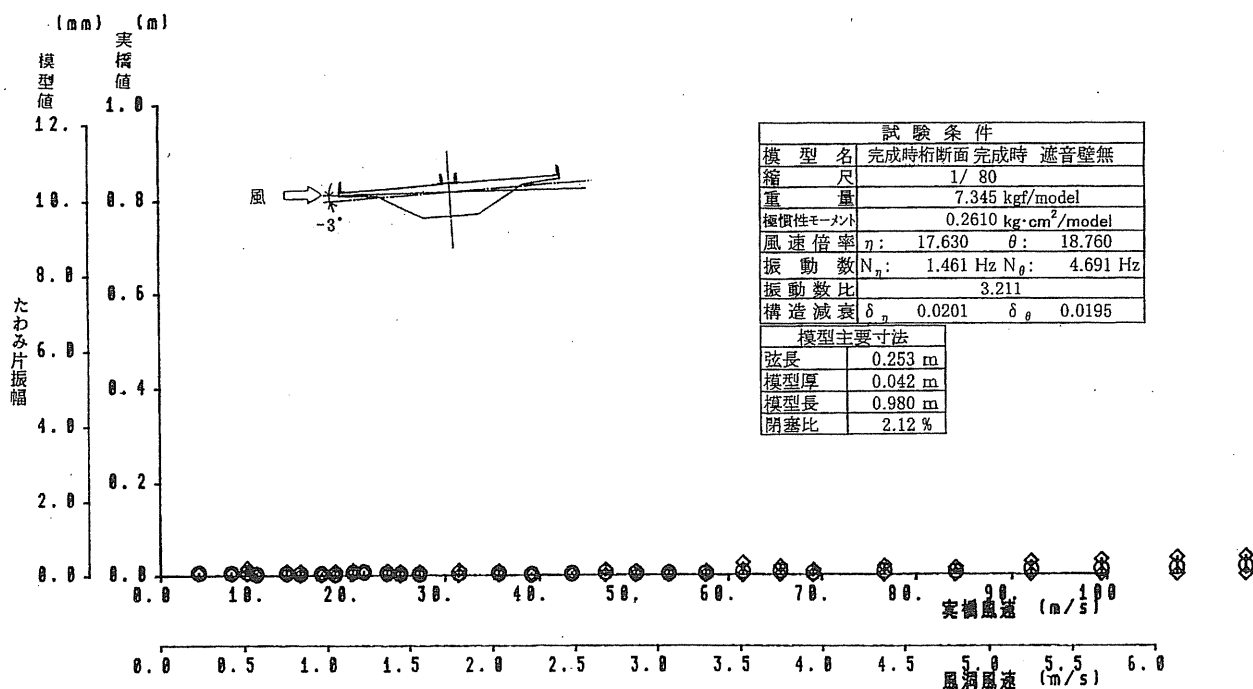


(a)たわみ

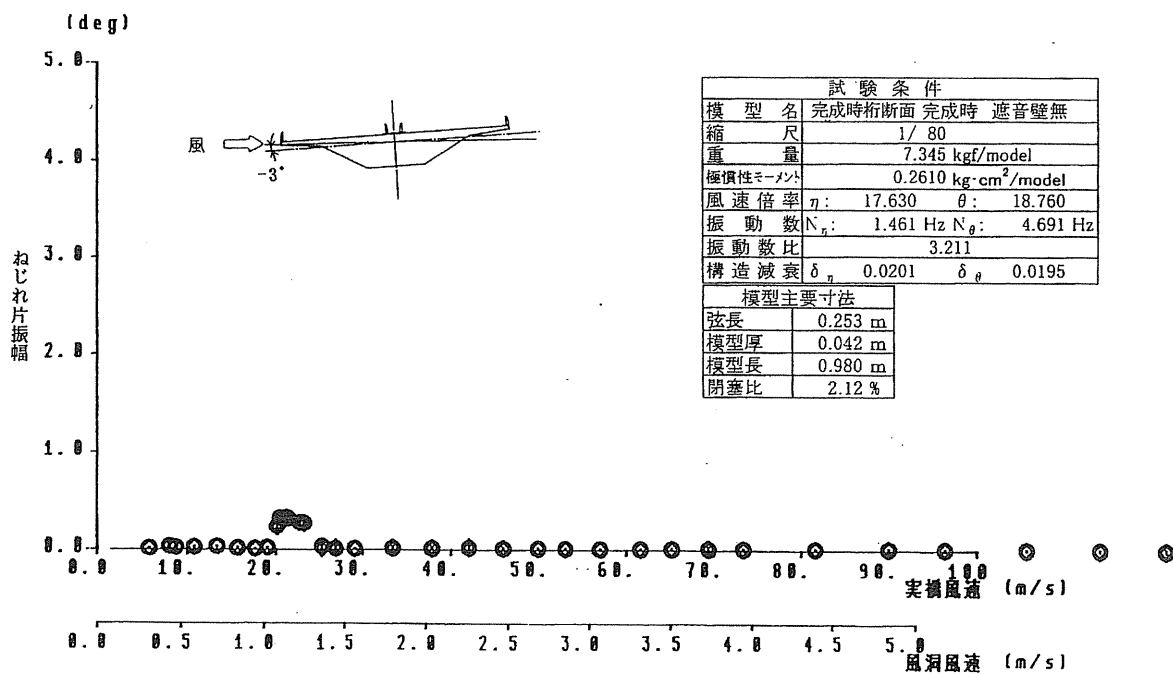


(b)ねじれ

図-2.4 バネ支持試験結果 (ケース 1、完成時桁断面、一様流、迎角-5°)

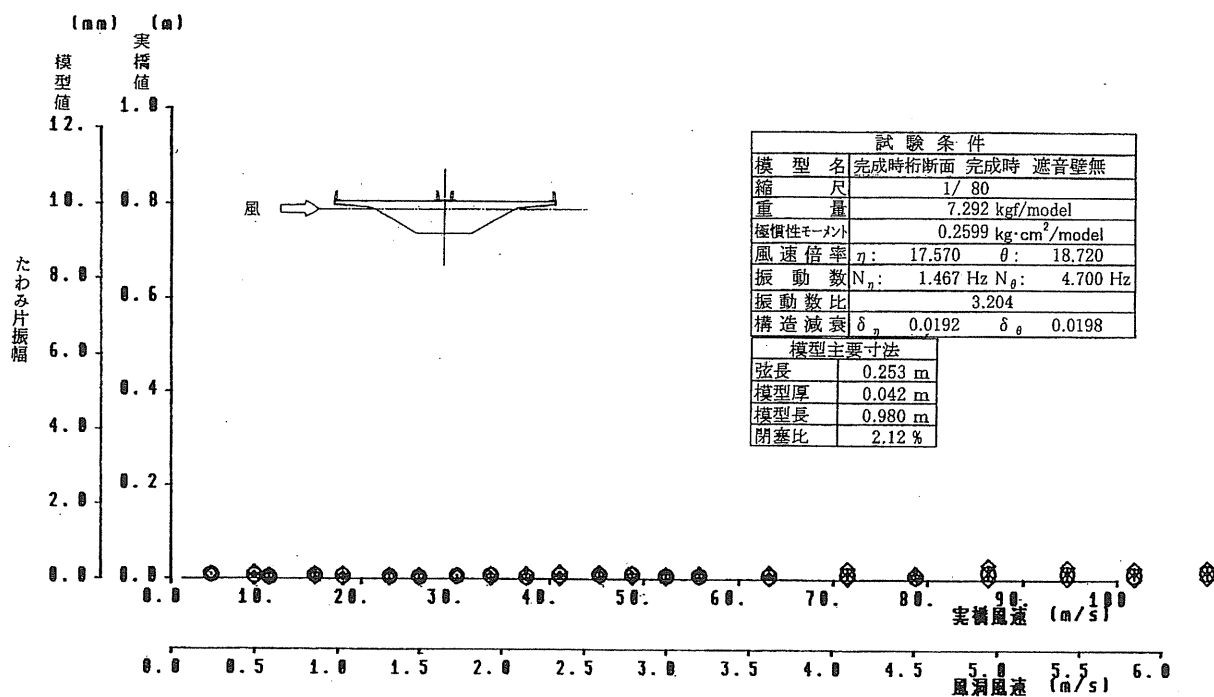


(a)たわみ

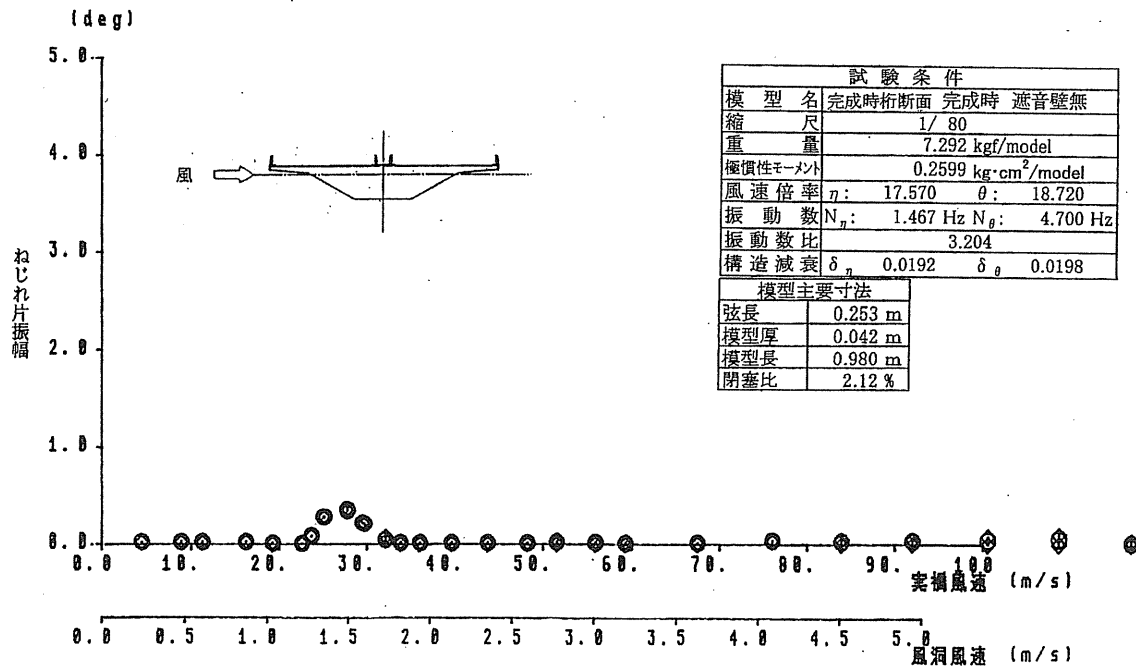


(b)ねじれ

図-2.5 バネ支持試験結果 (ケース 2、完成時桁断面、一様流、迎角 -3°)

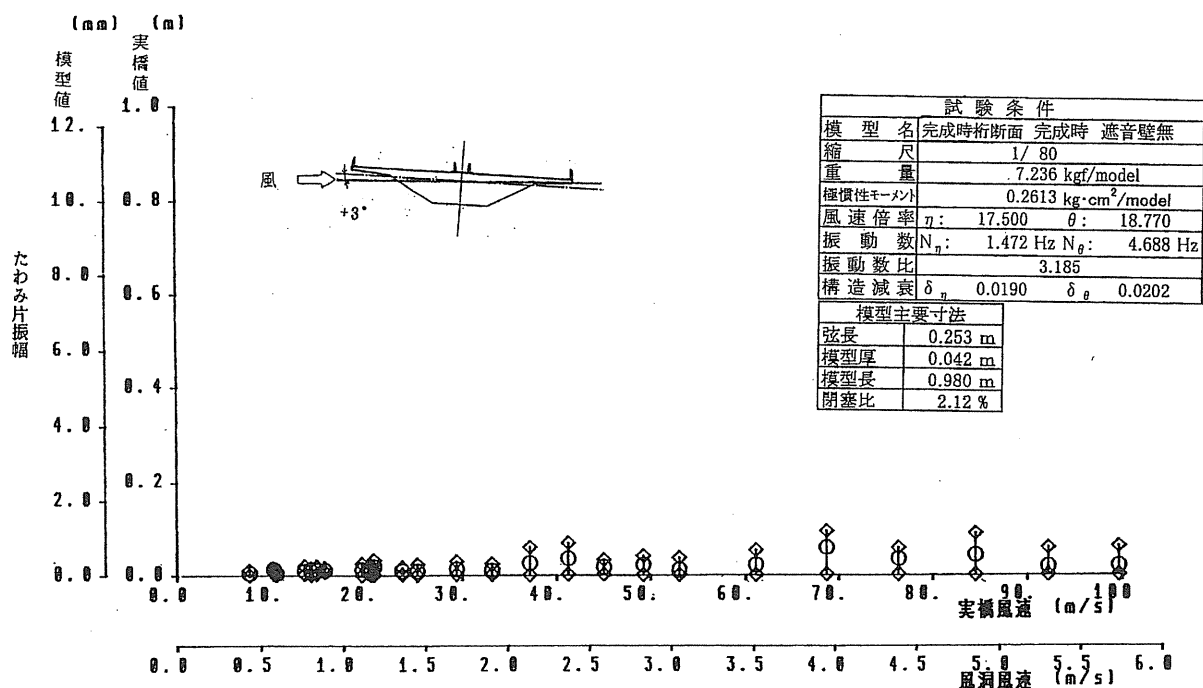


(a)たわみ

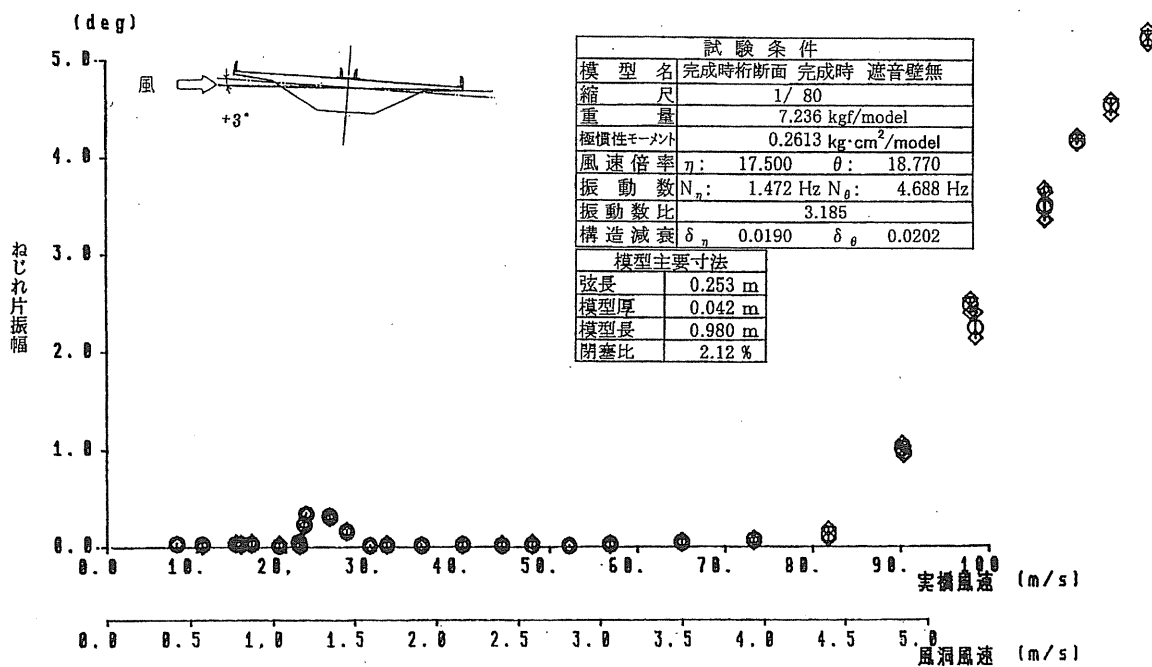


(b)ねじれ

図-2.6 バネ支持試験結果 (ケース 3、完成時桁断面、一様流、迎角 0°)

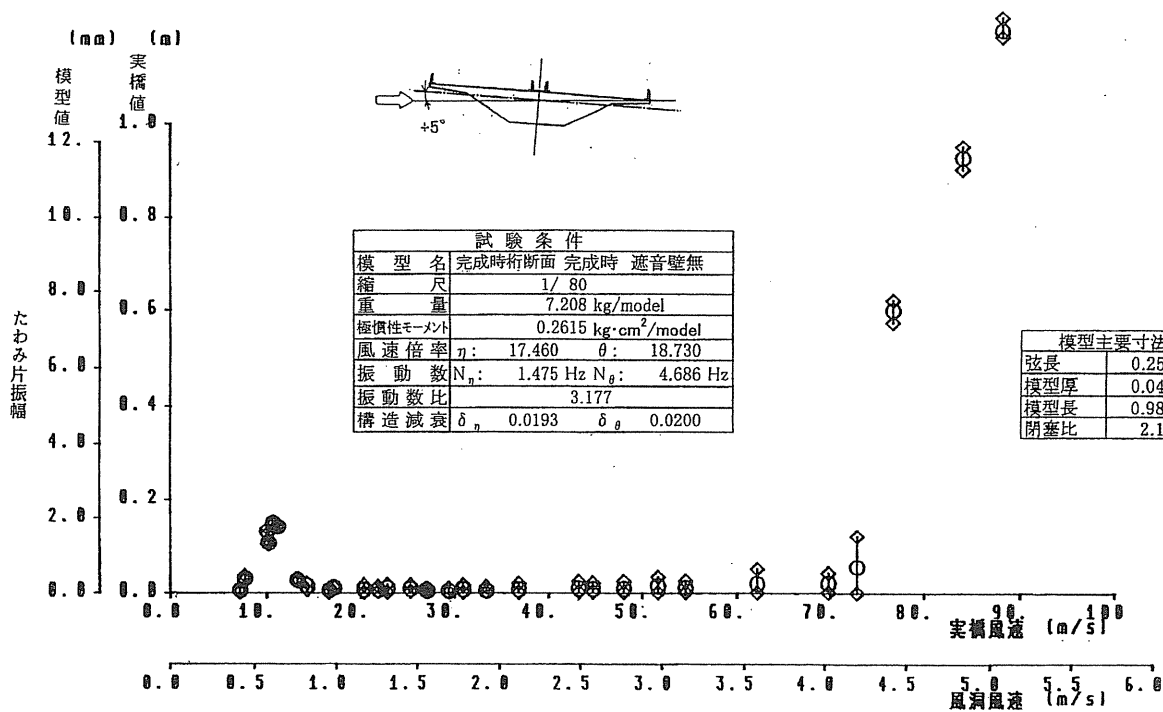


(a)たわみ

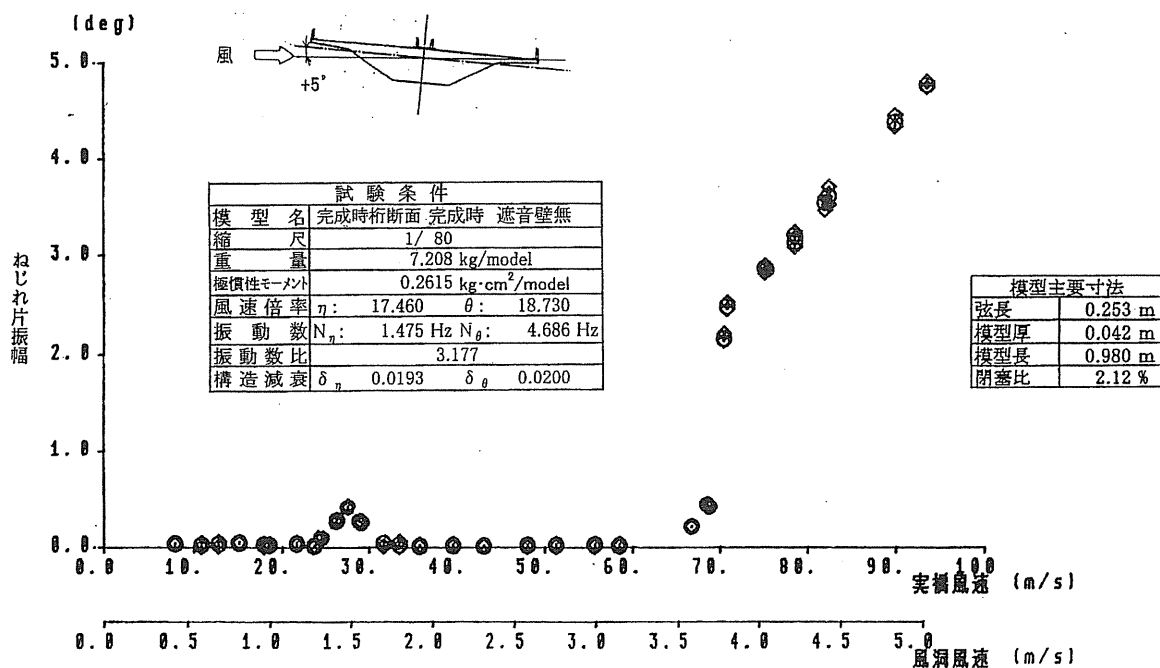


(b)ねじれ

図-2.7 バネ支持試験結果 (ケース4、完成時桁断面、一様流、迎角+3°)

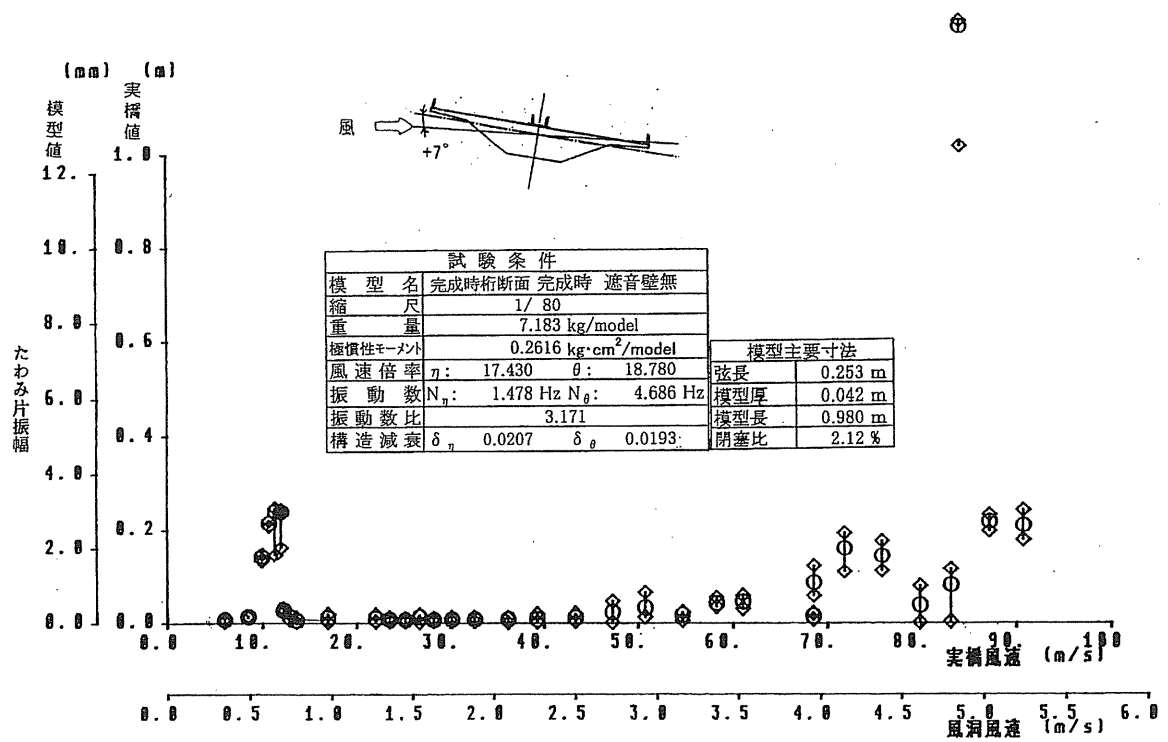


(a)たわみ

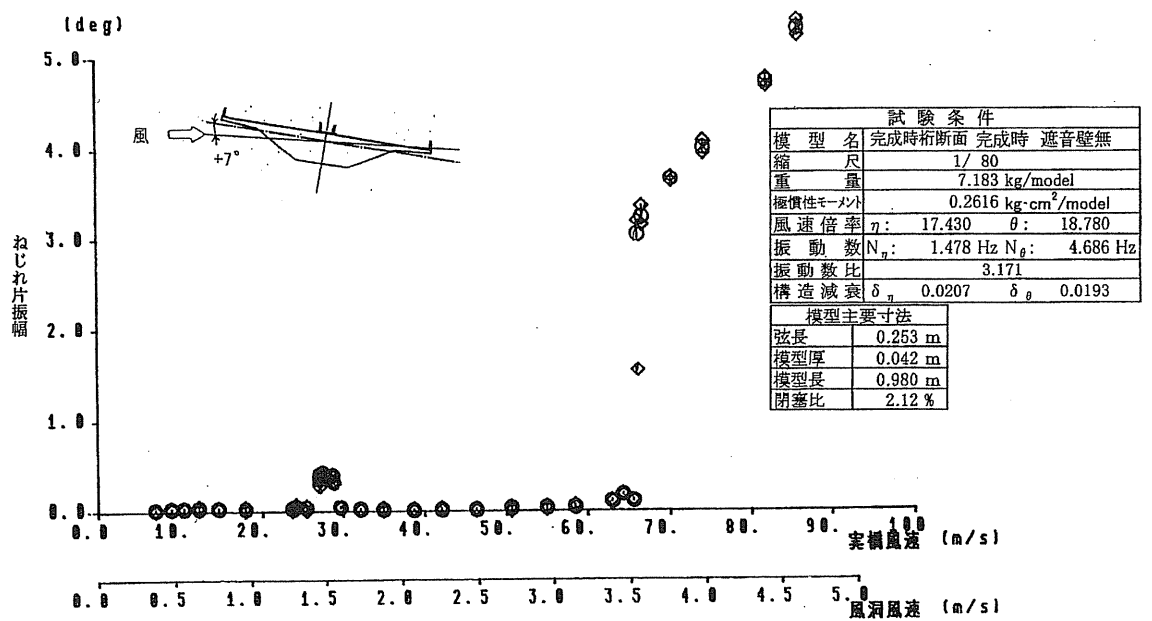


(b)ねじれ

図-2.8 バネ支持試験結果 (ケース 5、完成時桁断面、一様流、迎角+5°)

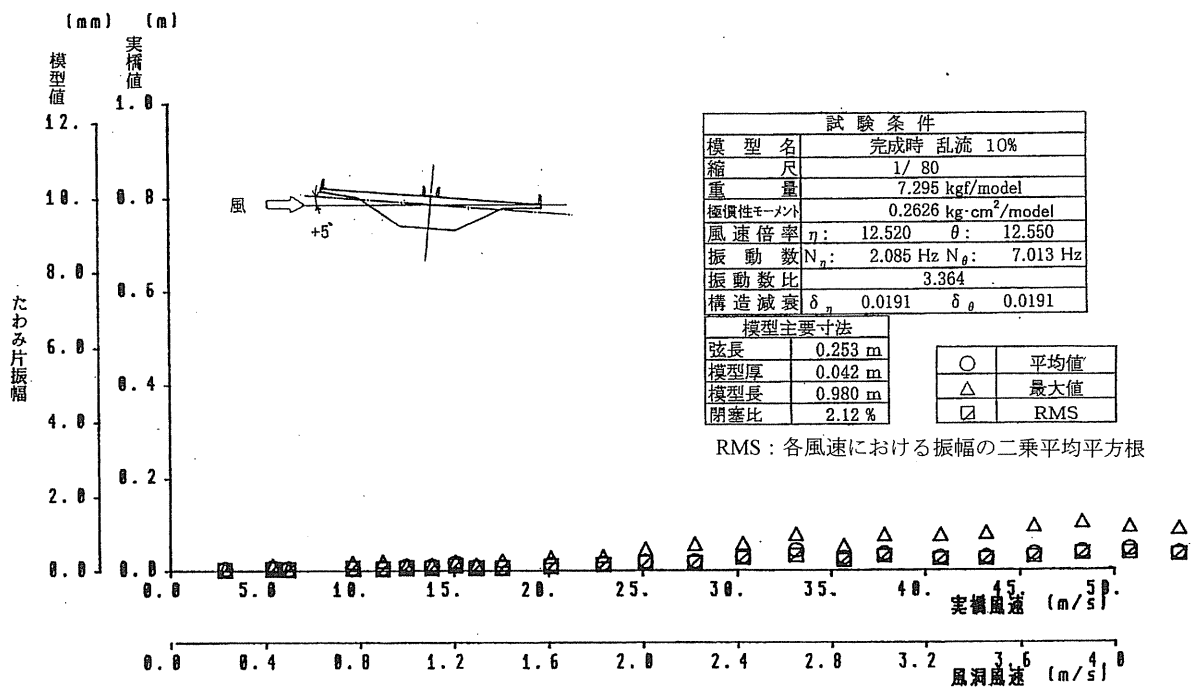


(a)たわみ

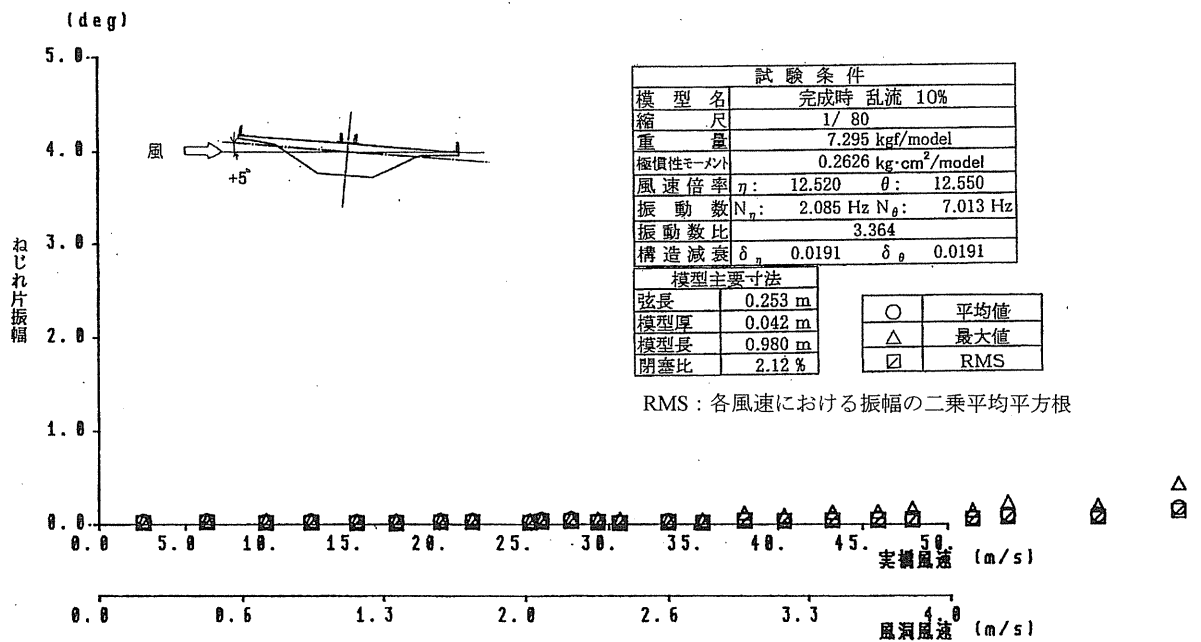


(b)ねじれ

図-2.9 バネ支持試験結果 (ケース 6、完成時桁断面、一様流、迎角+7°)

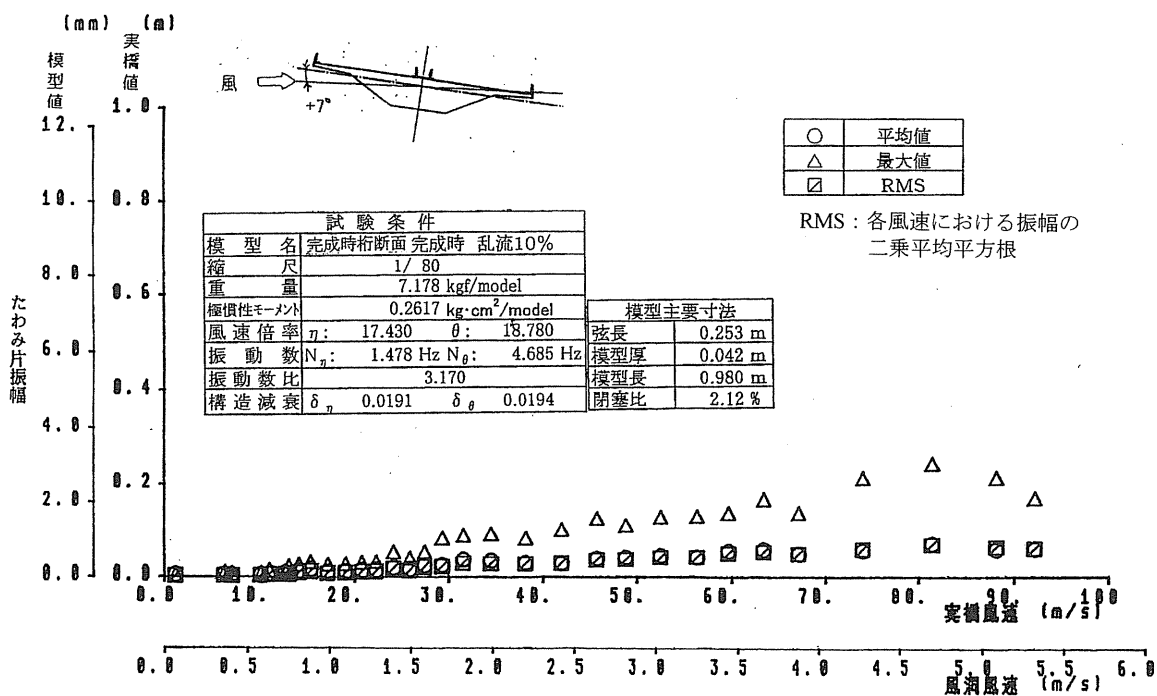


(a)たわみ

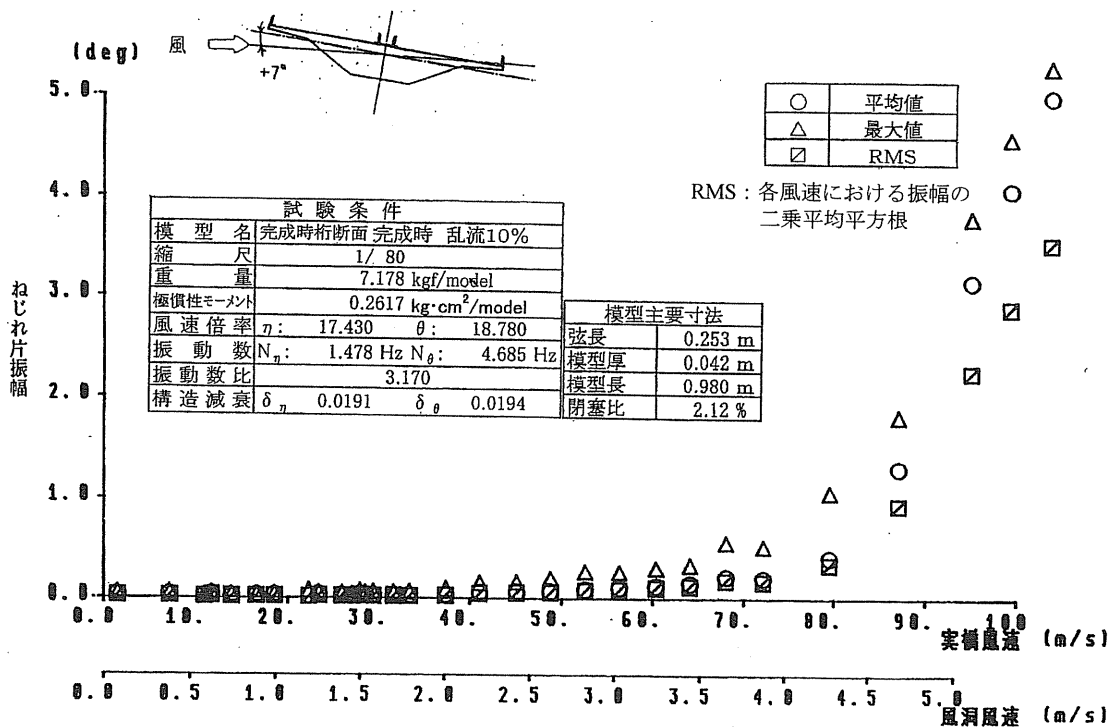


(b)ねじれ

図-2.10 バネ支持試験結果 (ケース 7、完成時桁断面、乱流 $I_n=10\%$ 、迎角 $+5^\circ$)

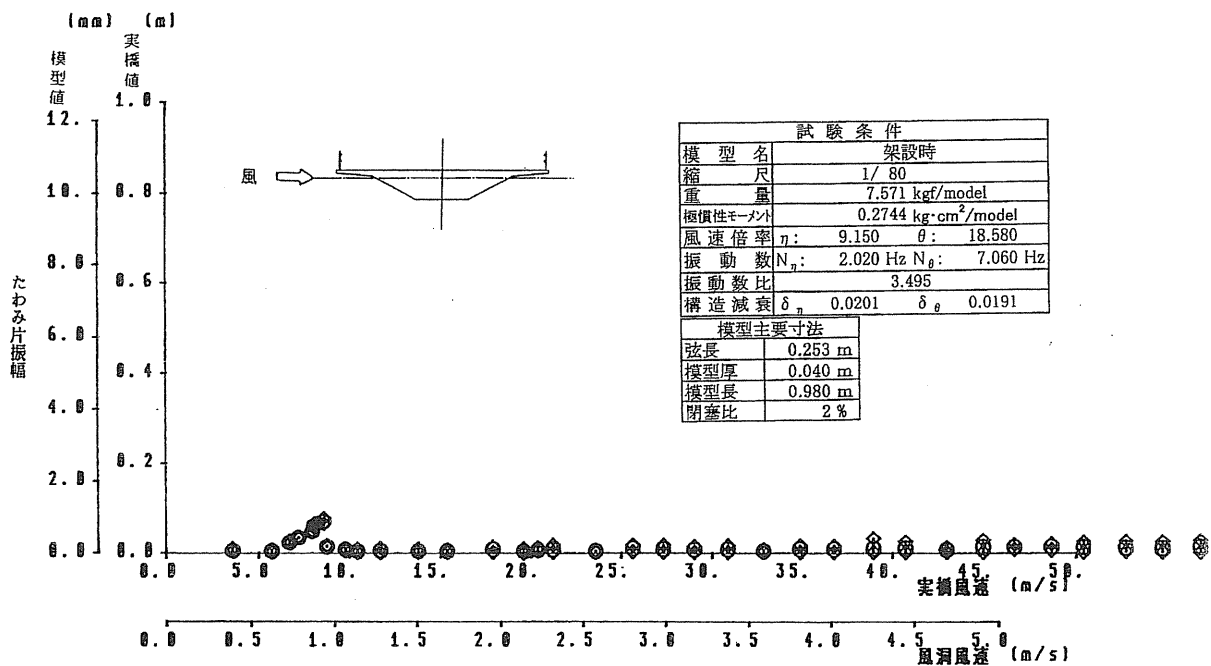


(a)たわみ

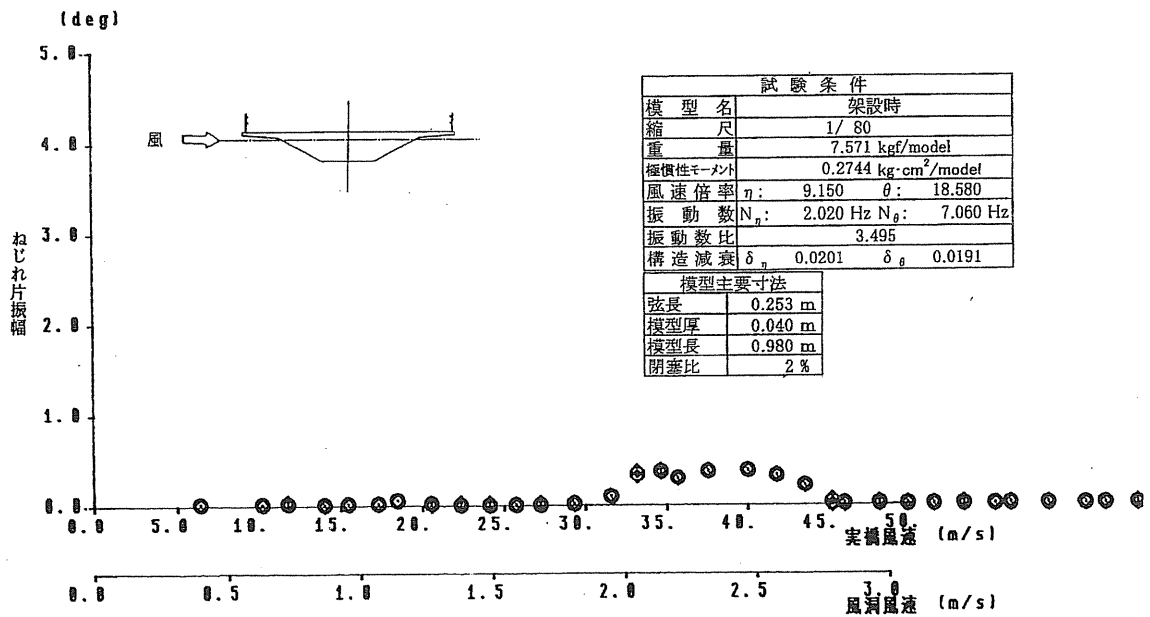


(b)ねじれ

図-2.11 バネ支持試験結果 (ケース 8、完成時桁断面、乱流 $I_u=10\%$ 、迎角 $+7^\circ$)

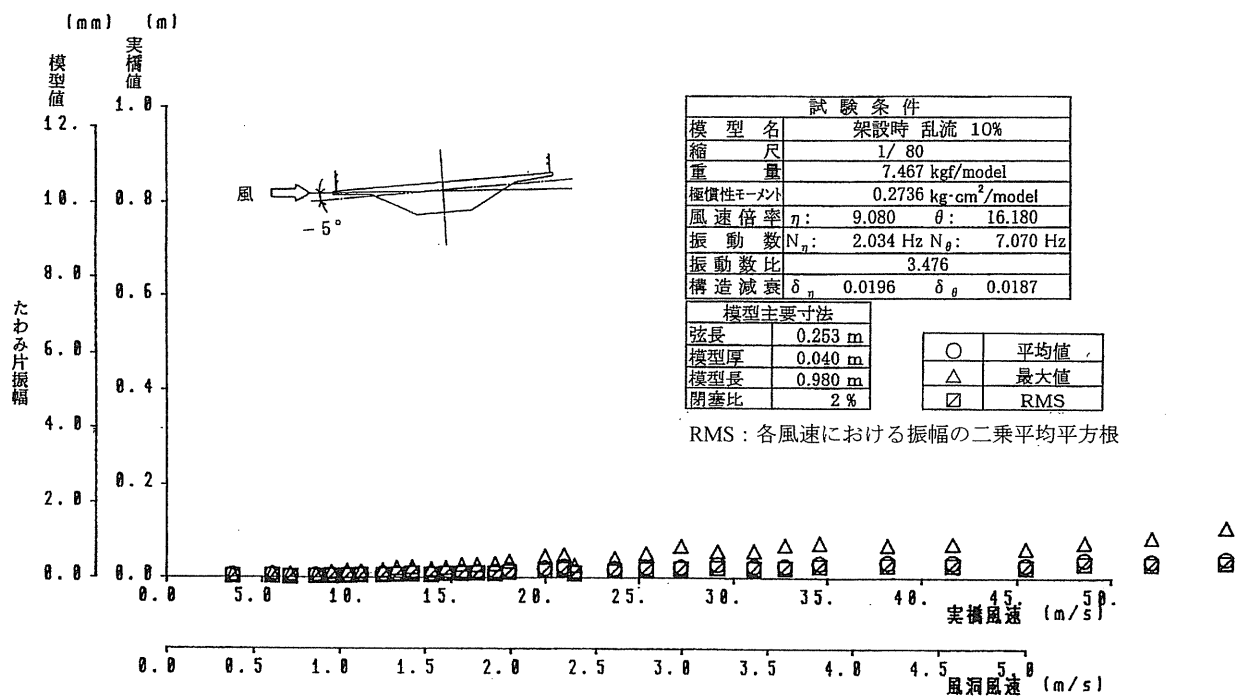


(a)たわみ

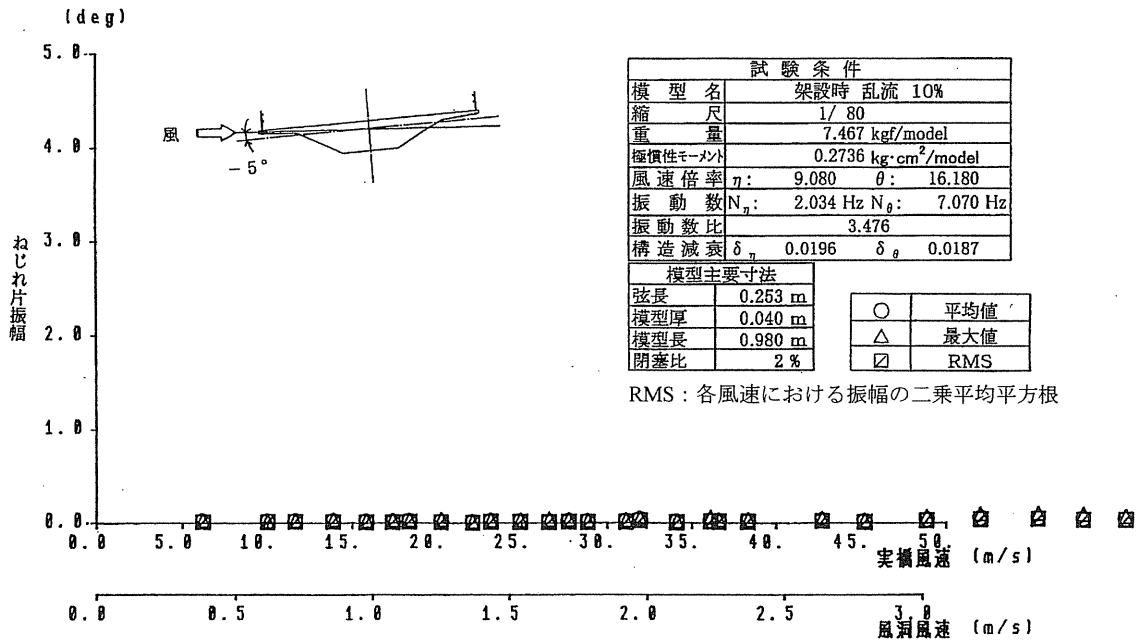


(b)ねじれ

図-2.12 バネ支持試験結果 (ケース 9、架設時桁断面、一様流、迎角 0°)

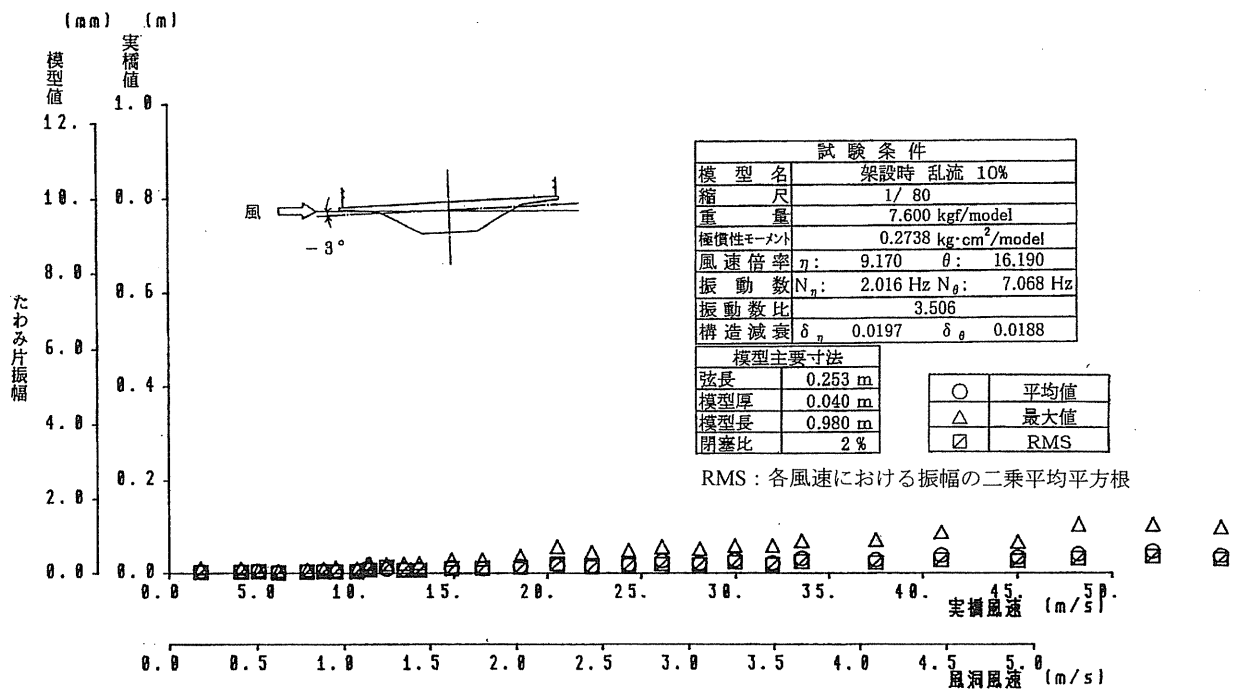


(a)たわみ

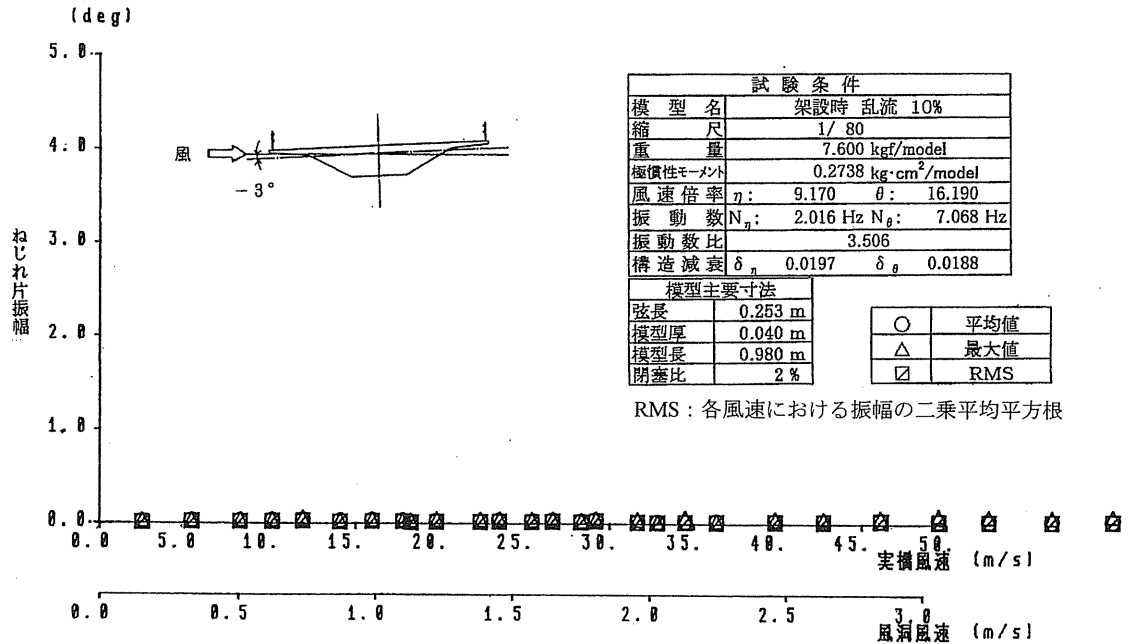


(b)ねじれ

図-2.13 バネ支持試験結果 (ケース 10、架設時桁断面、乱流 $I_u=10\%$ 、迎角 -5°)

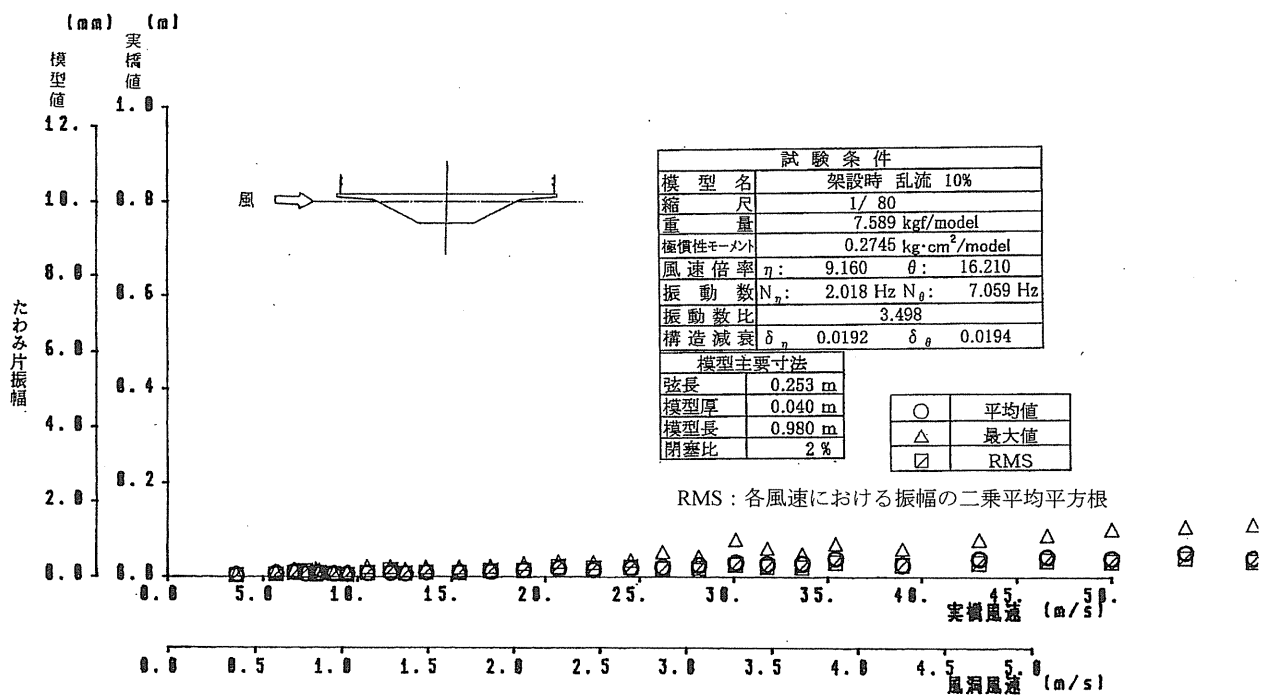


(a)たわみ

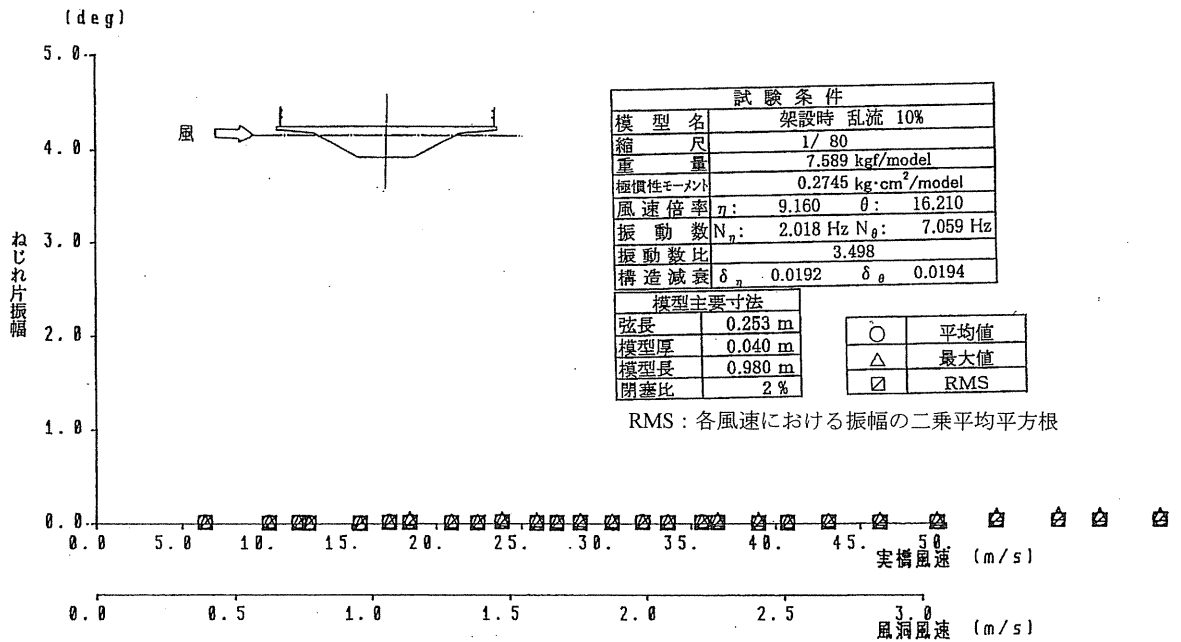


(b)ねじれ

図-2.14 バネ支持試験結果 (ケース 11、架設時桁断面、乱流 $I_u=10\%$ 、迎角 -3°)

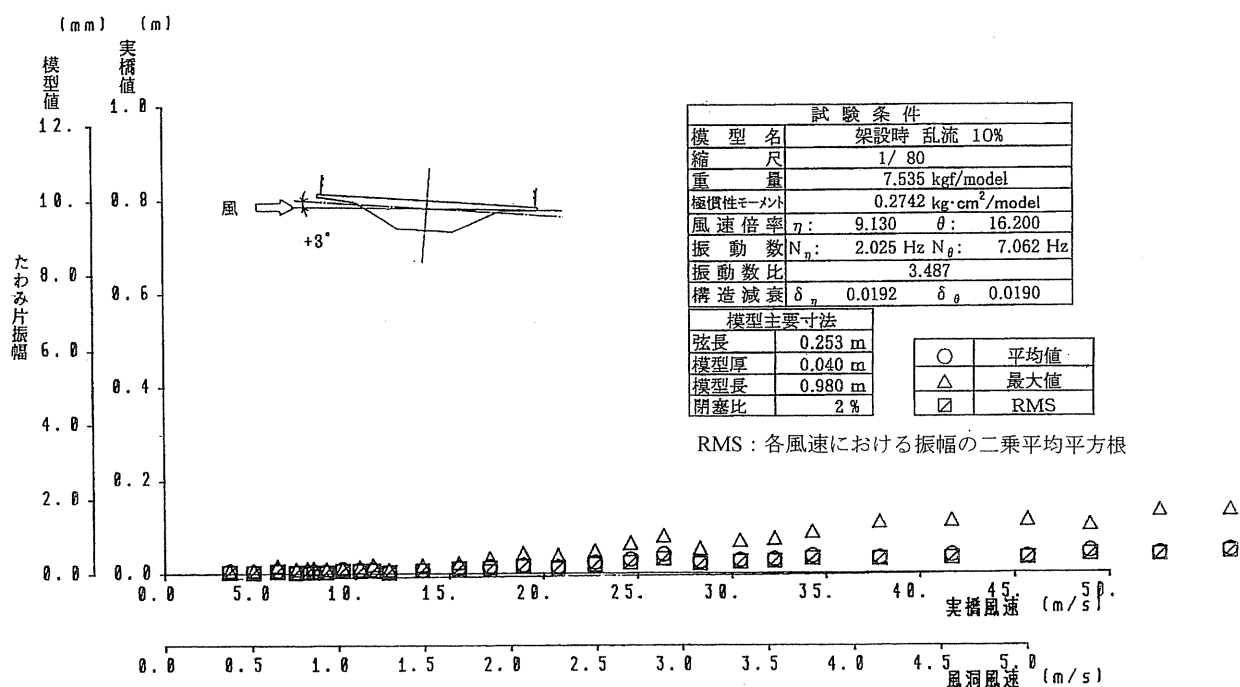


(a)たわみ

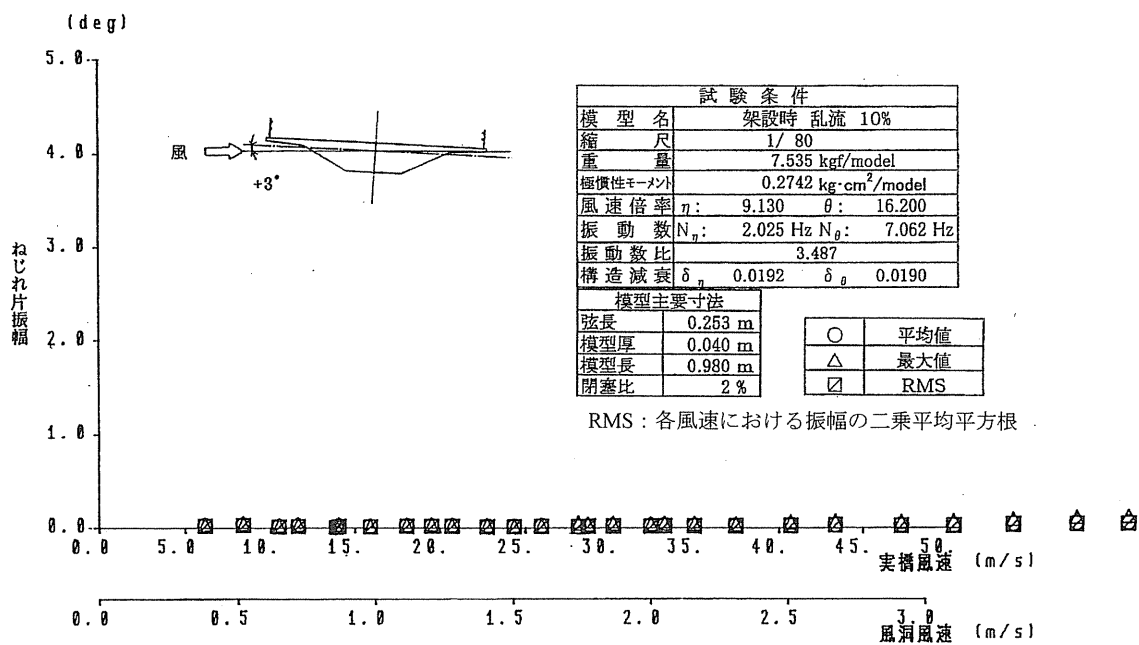


(b)ねじれ

図-2.15 バネ支持試験結果 (ケース 12、架設時桁断面、乱流 $I_u=10\%$ 、迎角 0°)

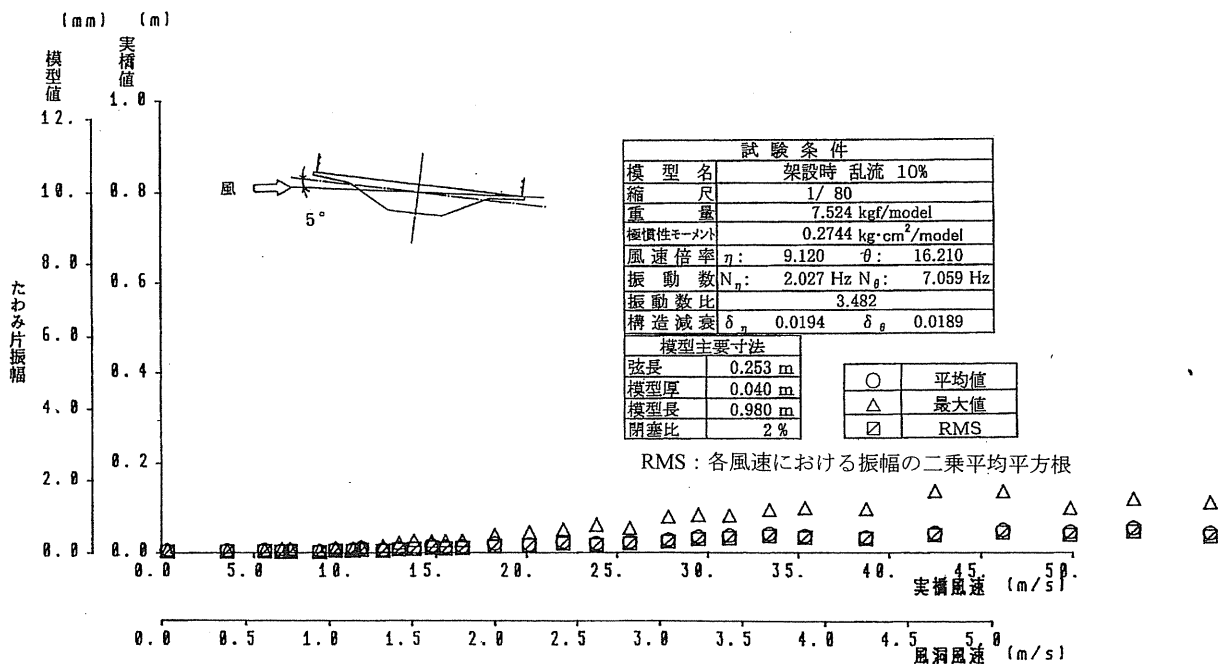


(a)たわみ

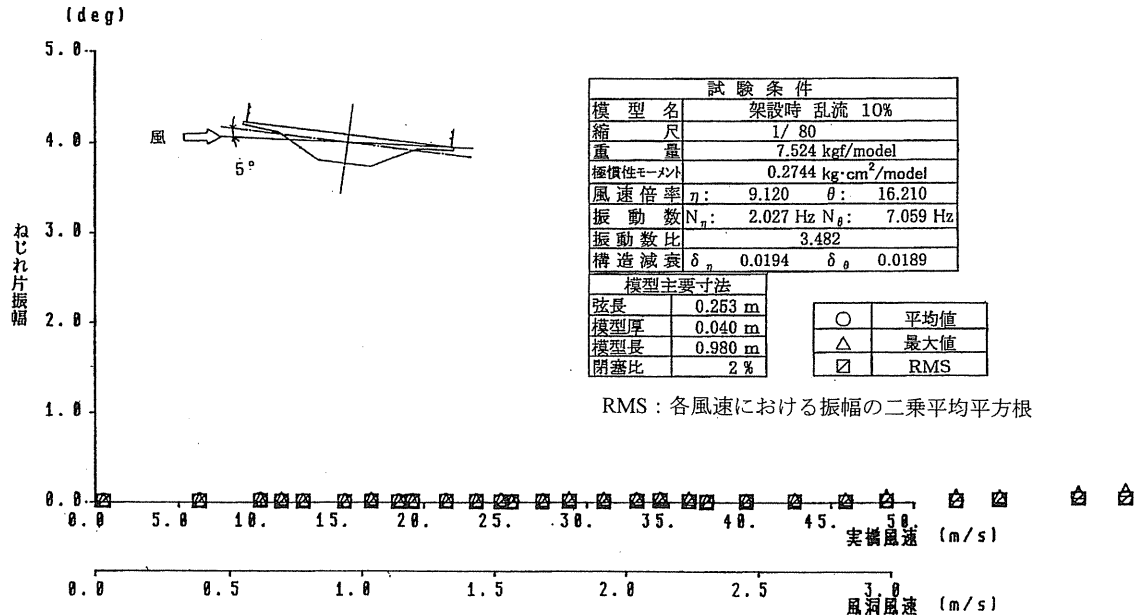


(b)ねじれ

図-2.16 バネ支持試験結果 (ケース 13、架設時桁断面、乱流 $I_u=10\%$ 、迎角 $+3^\circ$)

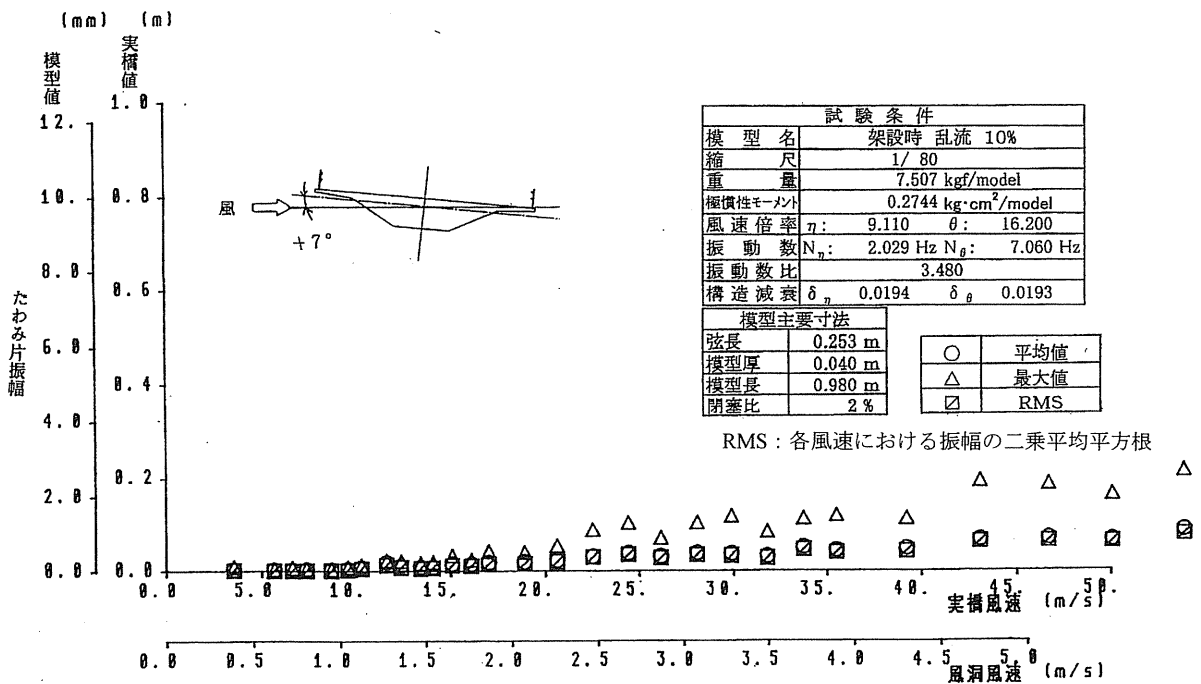


(a)たわみ

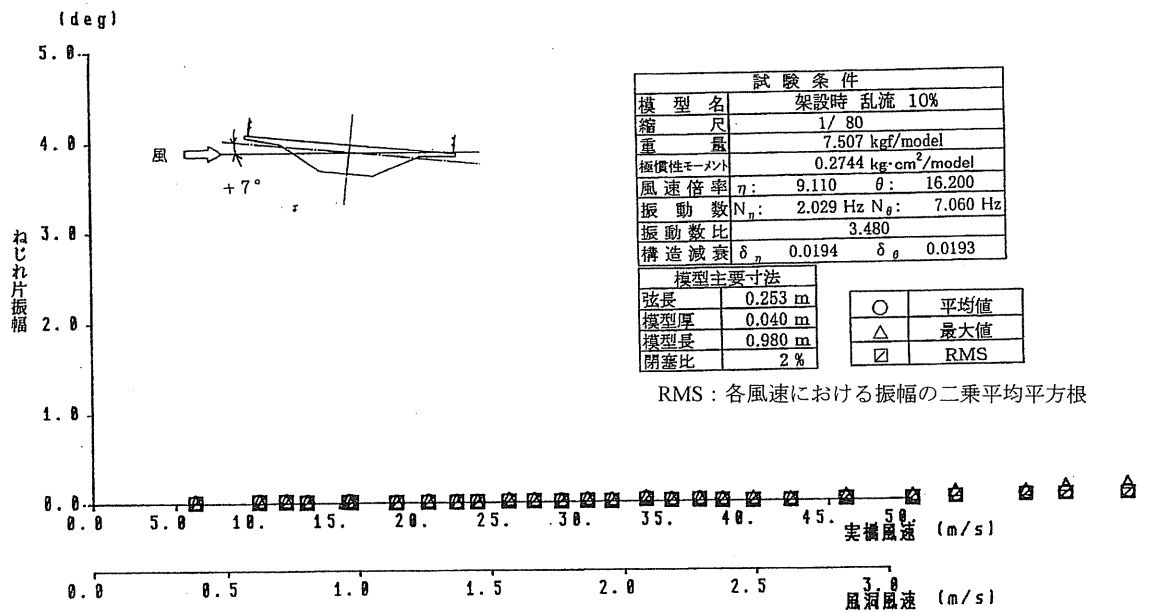


(b)ねじれ

図-2.17 バネ支持試験結果 (ケース 14、架設時桁断面、乱流 $I_u=10\%$ 、迎角 $+5^\circ$)

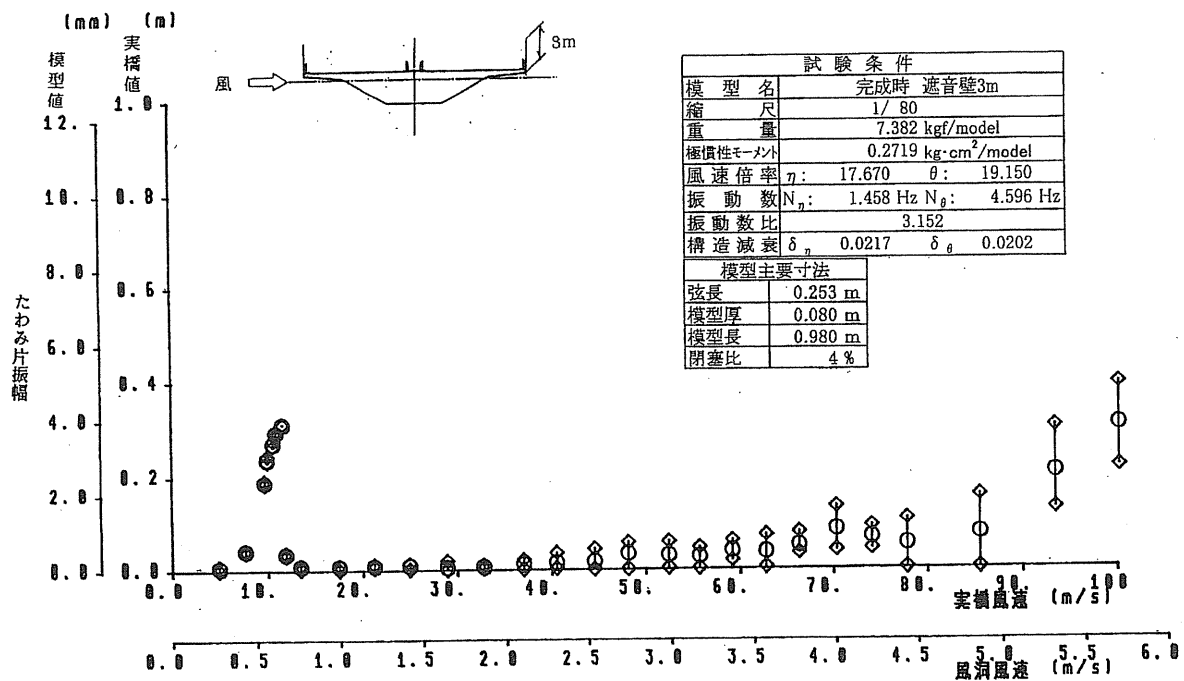


(a)たわみ

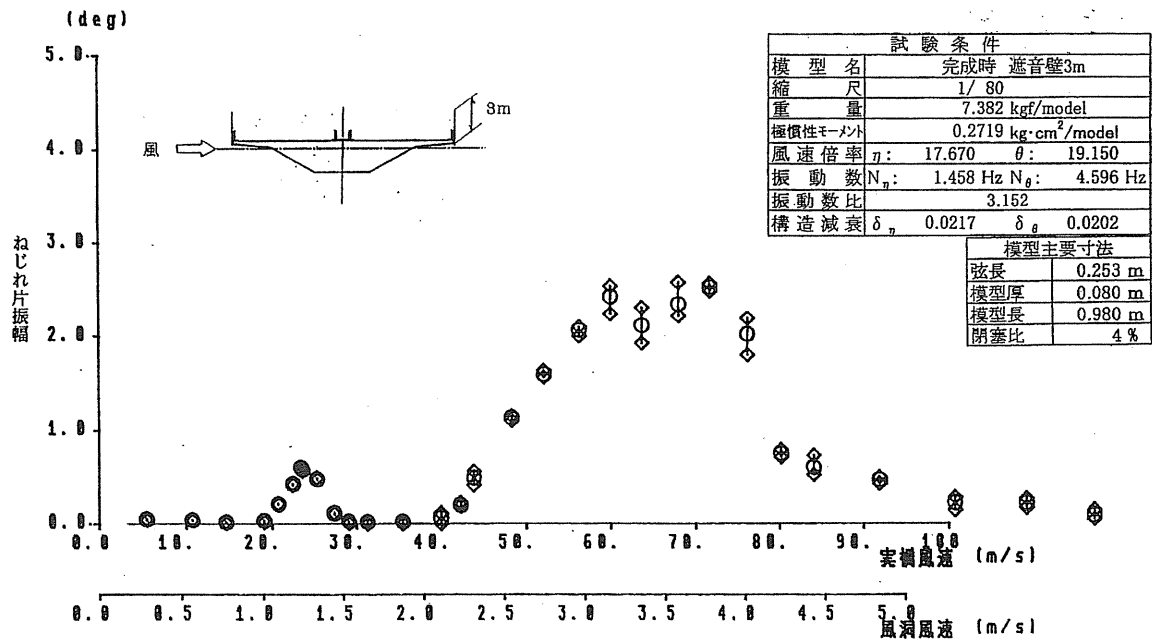


(b)ねじれ

図-2.18 バネ支持試験結果 (ケース 15、架設時桁断面、乱流 $I_u=10\%$ 、迎角 $+7^\circ$)



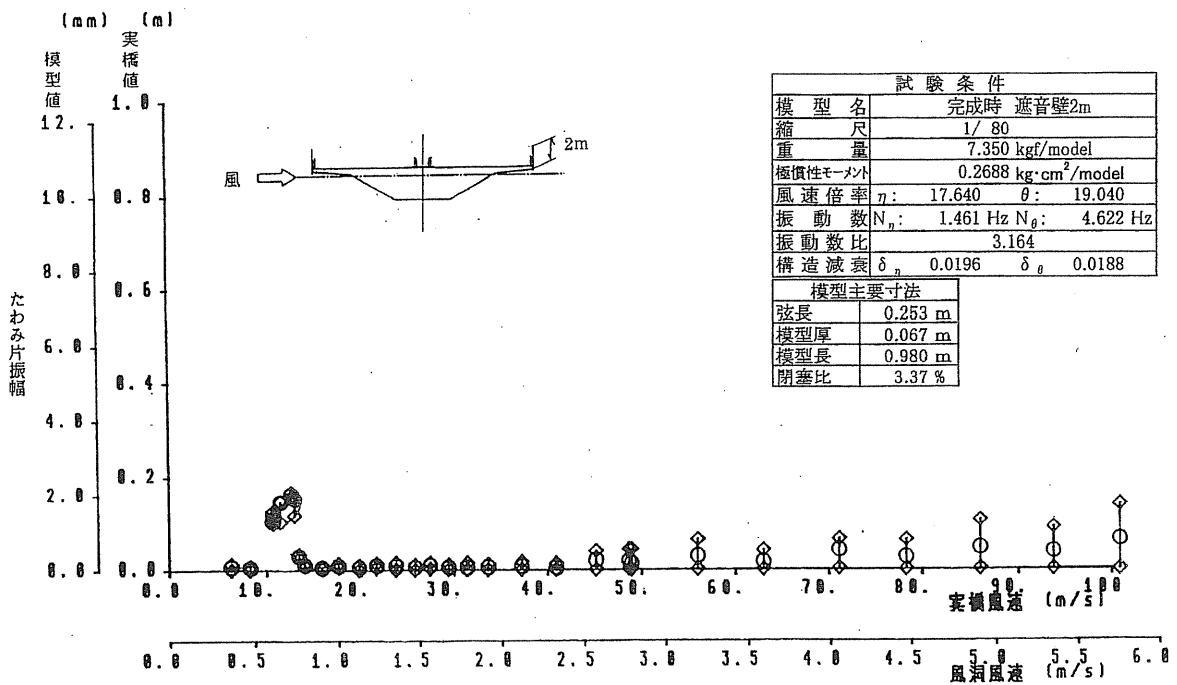
(a)たわみ



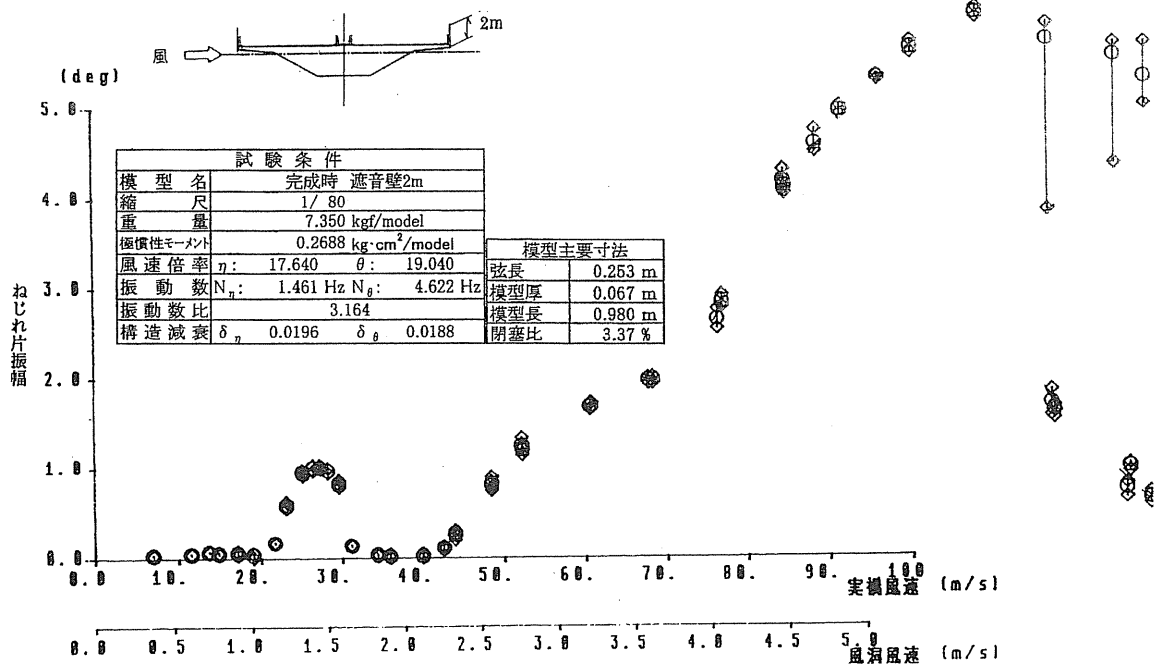
(b)ねじれ

図-2.19 バネ支持試験結果

(ケース 16、完成時桁断面+遮音壁 3m、一様流、迎角 0°)

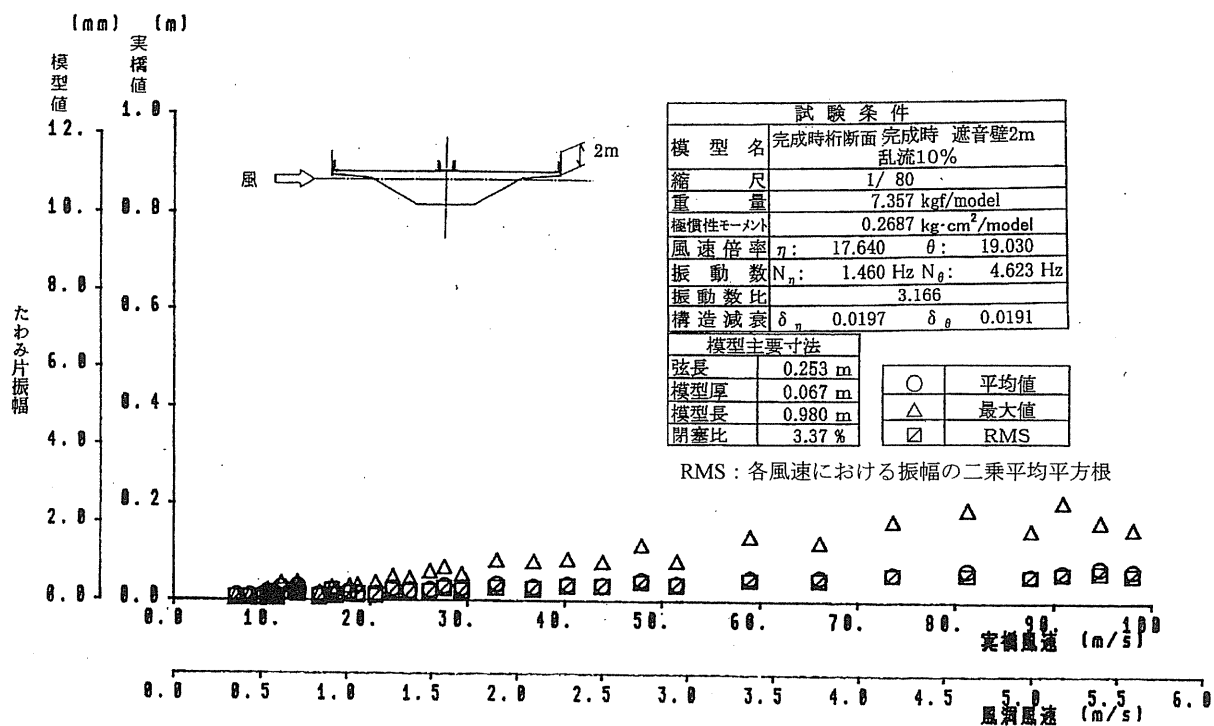


(a)たわみ

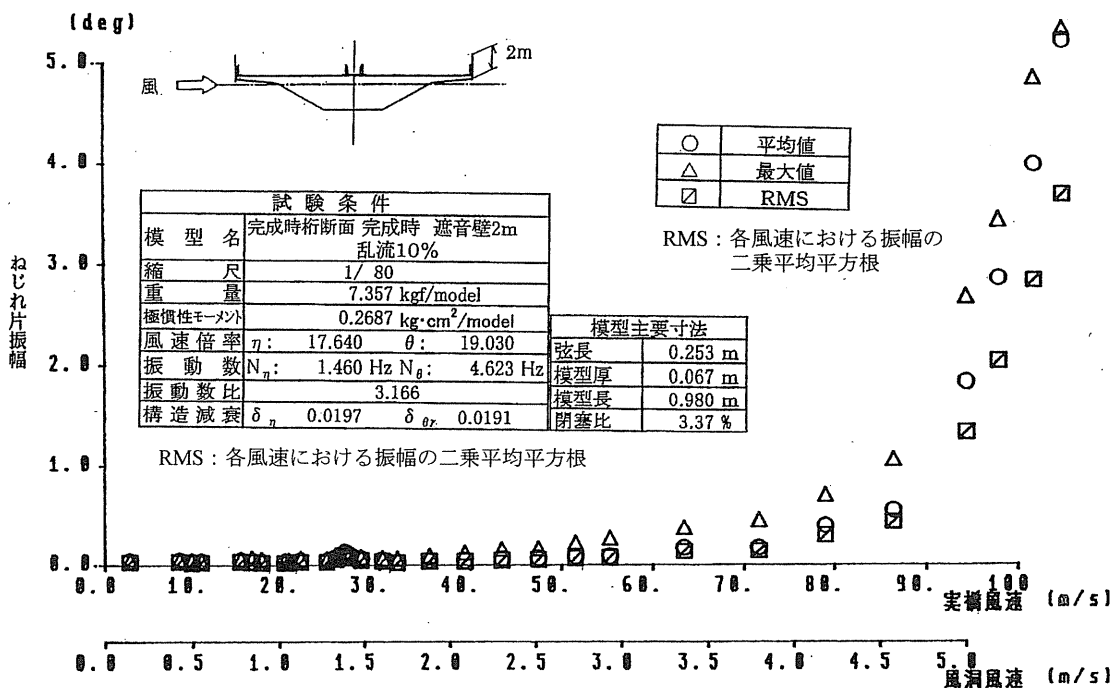


(b)ねじれ

図-2.20 バネ支持試験結果
(ケース 17、完成時桁断面+遮音壁 2m、一様流、迎角 0°)



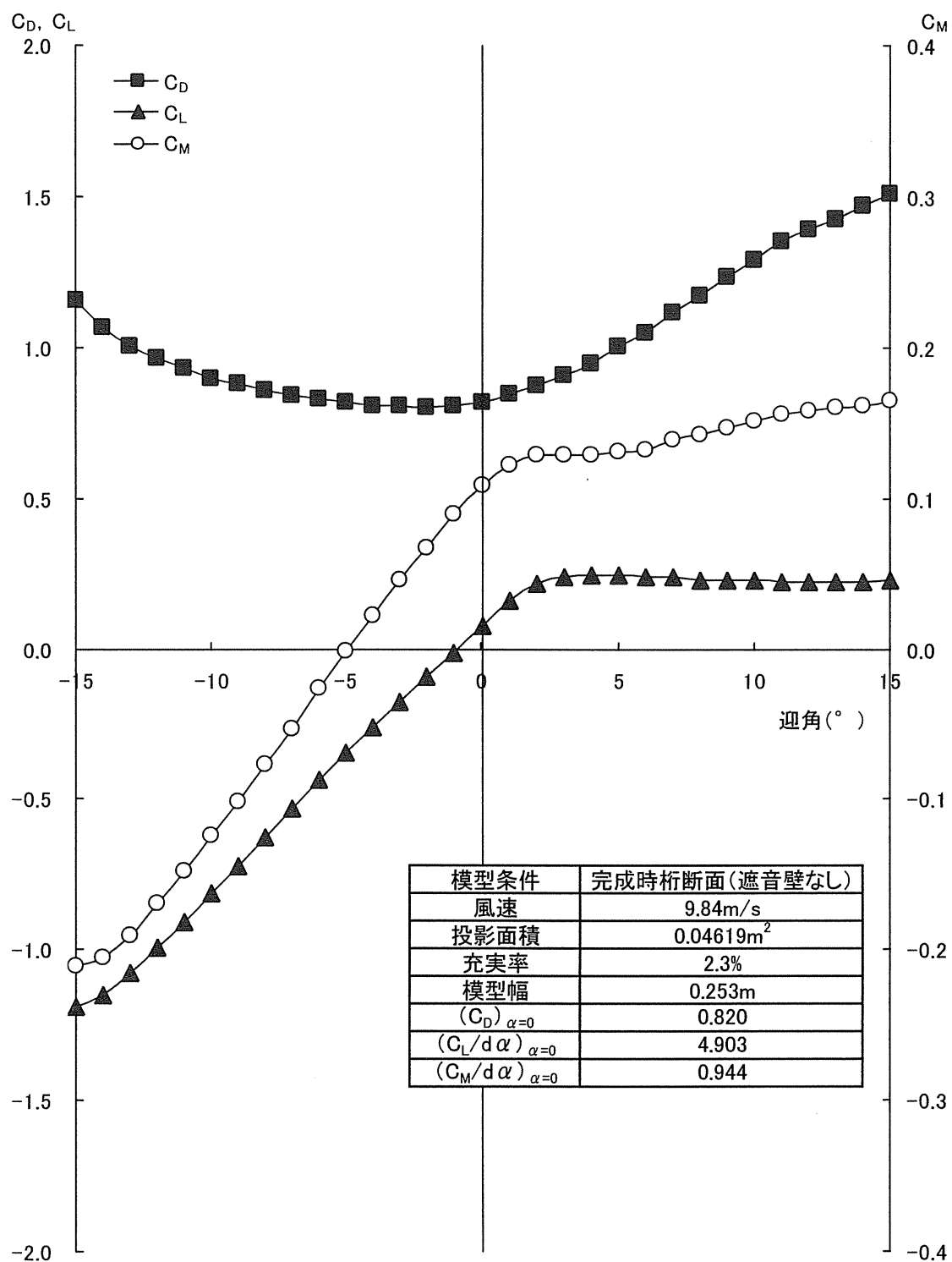
(a)たわみ



(b)ねじれ

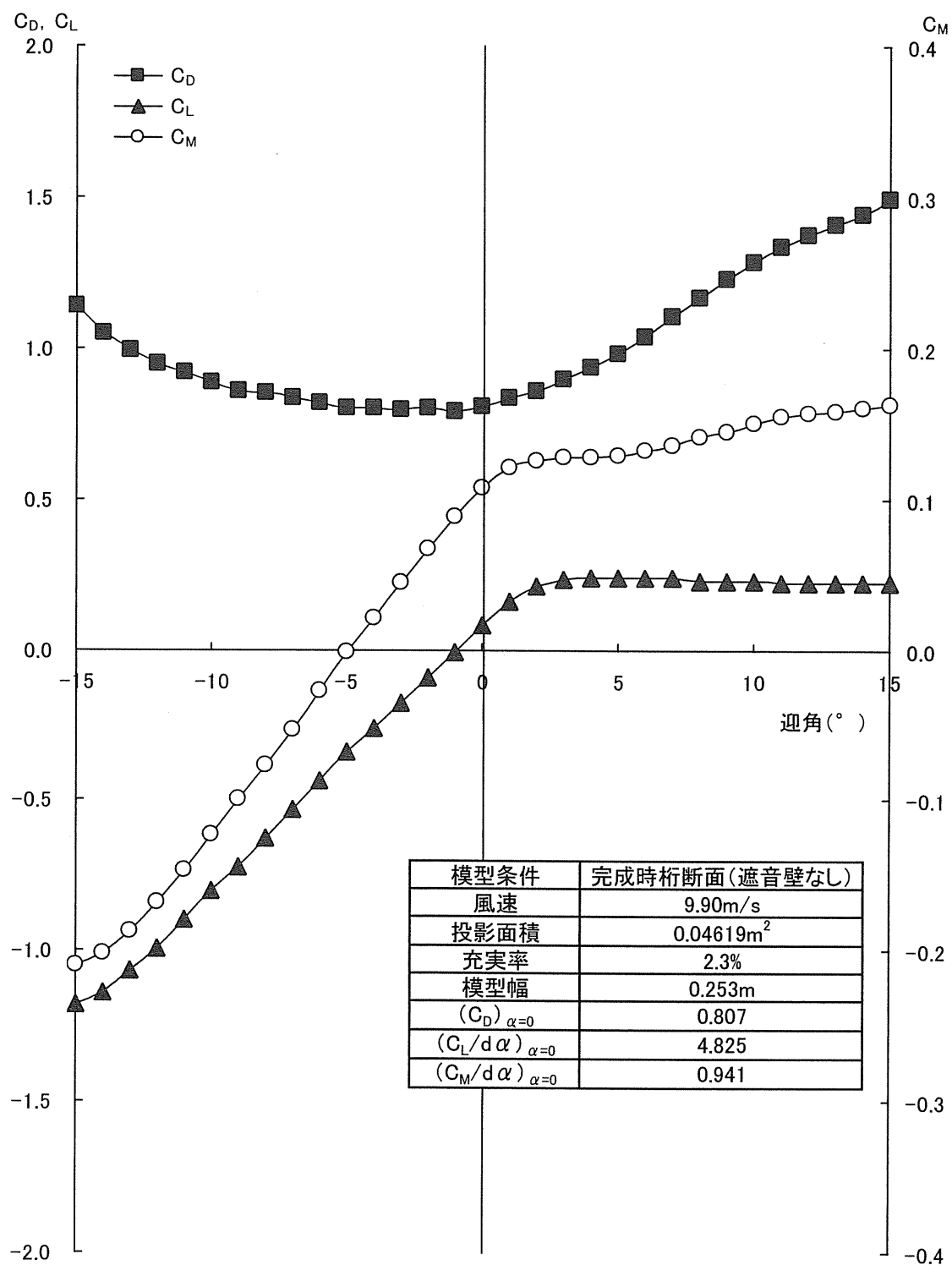
図-2.21 バネ支持試験結果

(ケース 18、完成時桁断面+遮音壁 2m、乱流 $I_u=10\%$ 、迎角 0°)



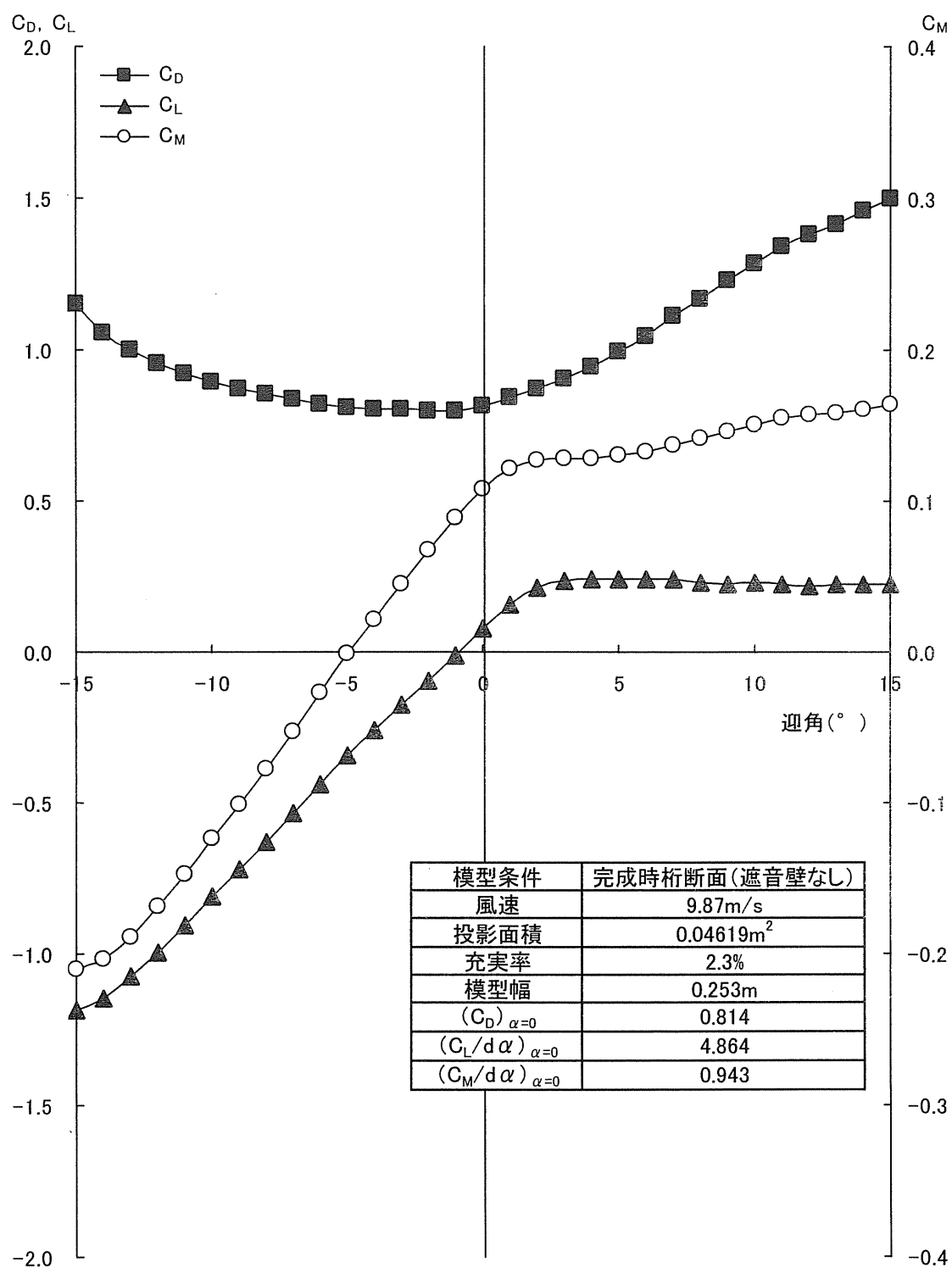
(a)1 回目

図-2.22 三分力係数曲線 (ケース 19、完成時桁断面、試験風速 10m/s)



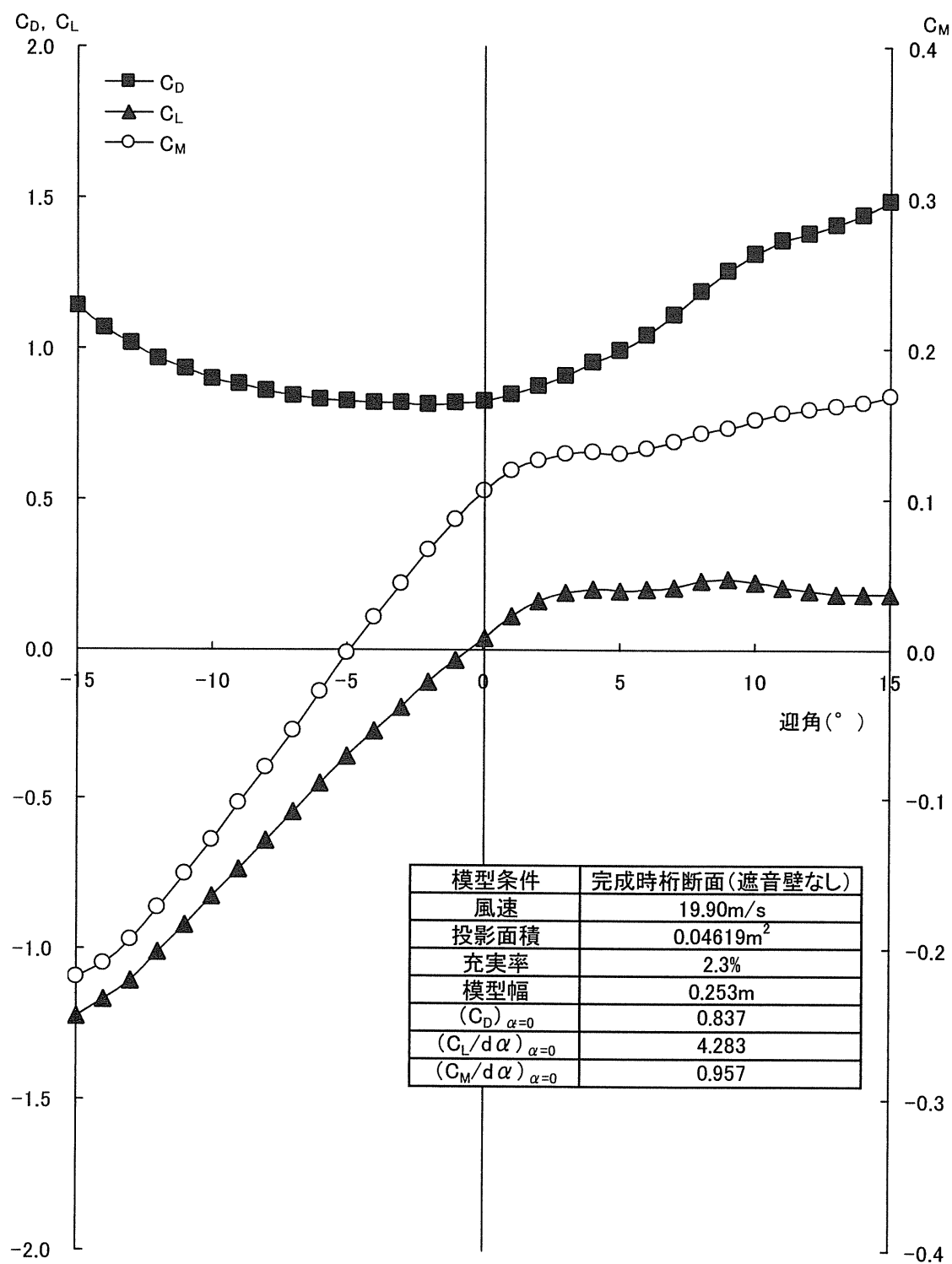
(b)2 回目

図-2.22 三分力係数曲線 (ケース 19、完成時桁断面、試験風速 10m/s)



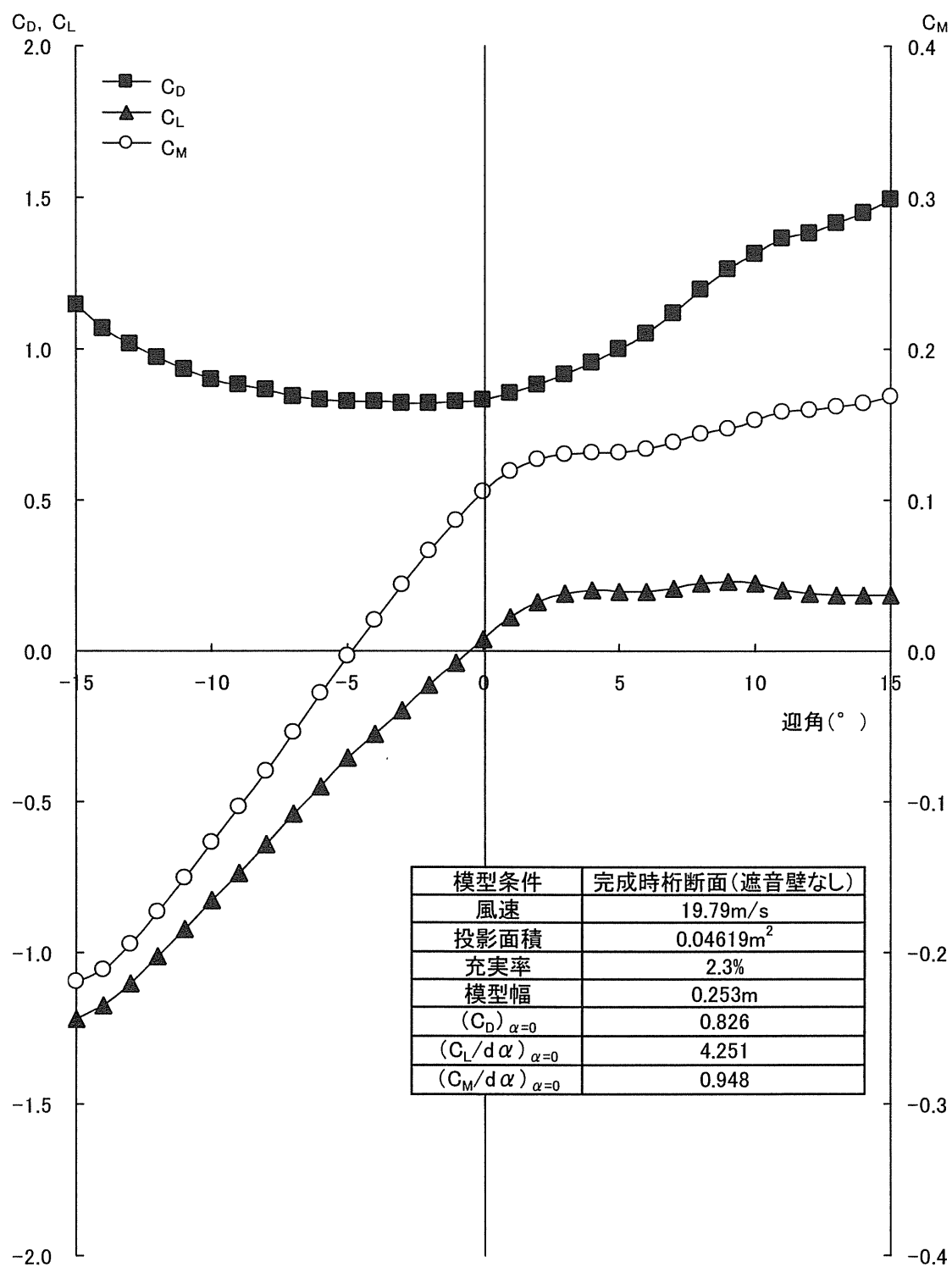
(c) 平均值

図-2.22 三分力係数曲線 (ケース 19、完成時桁断面、試験風速 10m/s)



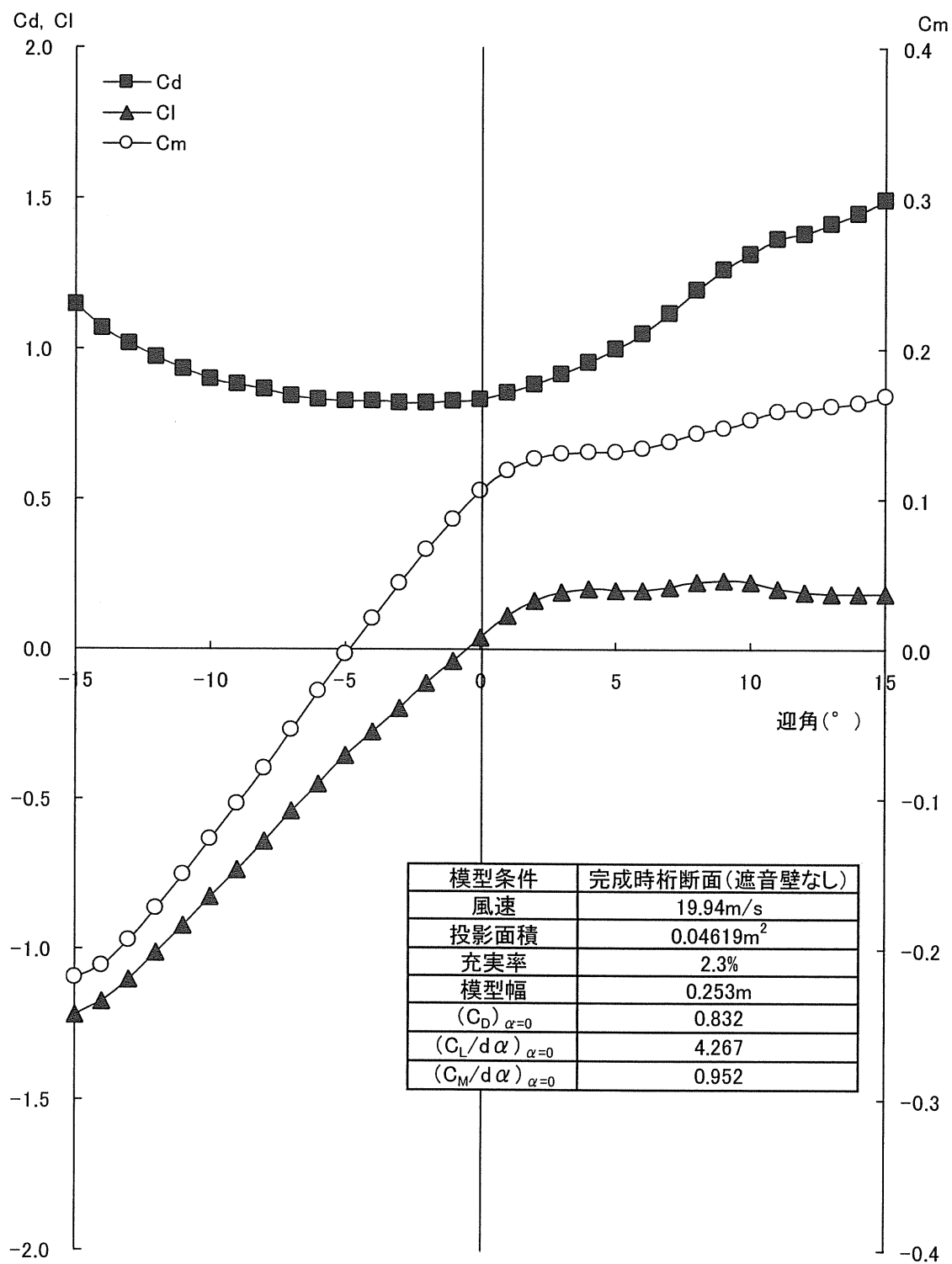
(a)1 回目

図-2.23 三分力係数曲線 (ケース 20、完成時桁断面、試験風速 20m/s)



(b)2 回目

図-2.23 三分力係数曲線 (ケース 20、完成時桁断面、試験風速 20m/s)



(c) 平均值

図-2.23 三分力係数曲線 (ケース 20、完成時桁断面、試験風速 20m/s)

3. 考察

バネ支持試験の各ケースにおける試験結果の一覧を表-3.1 に示す。

3. 1 完成時桁断面（遮音壁なし）

（1）ケース 1～6（一様流中）

一様流中で実験を行ったケース 1～ケース 6 では、全ての迎角において、たわみおよびねじれの渦励振の照査風速に当たる設計基準風速 $U_d=45.2\text{m/s}$ よりも低い実橋換算風速 20～30m/s の範囲でねじれ渦励振の発現が見られた（図-2.4～図-2.9）。実橋換算振幅はいずれのケースも $0.39^\circ \sim 0.52^\circ$ （風洞実験により得られた実橋換算振幅 $0.30^\circ \sim 0.40^\circ$ に実橋の振動モードを考慮した補正係数 $E_{ms}=1.3^{1)}$ を乗じた振幅）で、本橋のねじれ渦励振の許容振幅 $\theta_d=0.28^\circ$ （第 1 章）を上回った。たわみ渦励振は、迎角 $+5^\circ$ のケース 5（図-2.8）および迎角 $+7^\circ$ のケース 6（図-2.9）のみで発現が見られ、実橋換算振幅がそれぞれ 195mm、312mm（風洞実験により得られた振幅 150mm、240mm に実橋の振動モードを考慮した補正係数 $E_{ms}=1.3^{1)}$ を乗じた振幅）で、本橋のたわみ渦励振の許容振幅 $h_d=124\text{mm}$ （第 1 章）を上回った。

フラッターは、一様流中で試験を行ったケースのうち、正の迎角であるケース 4～ケース 6（図-2.7～図-2.9）で発現が見られた。「便覧」では、風洞試験によるフラッターの発現風速は、振幅が $1^\circ \sim 5^\circ$ に達した最低風速とされる。これによると各ケースにおけるフラッターの発現風速 U_{cf} は、迎角 $+3^\circ$ のケース 4 で 91.0m/s 、迎角 $+5^\circ$ のケース 5 で 71.1m/s 、迎角 $+7^\circ$ のケース 6 で 66.8m/s であった。いずれもフラッターの照査風速 $U_{cf}=59.7\text{m/s}$ （第 1 章）を上回っていた。一様流中、迎角 $+5^\circ$ のケース 5（図-2.8）では、ギャロッピングの発現も見られたが、発現風速が $U_{cg}=77.2\text{m/s}$ であり、ギャロッピングの照査風速 $U_{cg}=1.2U_d=1.2 \times 45.2=54.2\text{m/s}$ （「便覧」より）を上回っていた。なお、一様流中で試験を行った場合でも、負迎角である迎角 -5° のケース 1（図-2.4）および迎角 -3° のケース 2（図-2.5）、迎角 0° のケース 3（図-2.6）では、発散振動（フラッターおよびギャロッピング）は見られなかった。

これらの結果より、完成時桁断面で遮音壁がない場合、発散振動に対しては良好な耐風安定性を示すこと、負迎角の方が、発散振動に対してより耐風安定性に優れていることが考えられる。

（2）ケース 7 およびケース 8（乱流中）

ケース 7 およびケース 8 は、一様流中で振幅の大きなたわみ渦励振及び発散振動の発現した迎角 $+5^\circ$ および $+7^\circ$ に対して、乱流を考慮した場合に渦励振や発散振動に対する耐風安定性がどの程度改善され得るか確認する目的で、乱れ強さ 10% の乱流中においても試験を行ったものである。

たわみ渦励振は、迎角 $+5^\circ$ （ケース 7）で、実橋換算風速 27～35m/s の範囲で発現が見られたが、実橋換算振幅はたわみ渦励振の許容振幅 $h_d=124\text{mm}$ を下回るものであった。ねじれ渦励振の発現は、迎角 $+5^\circ$ （ケース 7）、 $+7^\circ$ （ケース 8）共に見られなかった（図-2.10、図-2.11）。

以上の結果より、完成時桁断面で遮音壁がない場合については、現地における風の乱れの影響を考慮した場合、渦励振に対して、「便覧」における許容振幅を上回るような振動は発現しないことが確認された。

3. 2 完成時桁断面（遮音壁有り）

一様流中で試験を行った結果、図-2.19 および図-2.20 より、遮音壁高さ 3m（ケース 16）および遮音壁高さ 2m（ケース 17）共に、たわみ渦励振がその照査風速に当たる設計基準風速 $U_d=45.2\text{m/s}$ よりも低い実橋換算風速 10m/s 近傍で発現した。実橋換算振幅はそれぞれ 403mm、208mm（風洞実験により得られた実橋換算振幅 310mm、160mm に実橋の振動モードを考慮した補正係数 $E_{ms}=1.3^1$ ）を乗じた振幅）と、いずれもたわみ渦励振の許容振幅 $h_a=124\text{mm}$ を上回った。また、遮音壁高さ 3m（ケース 16）、遮音壁高さ 2m（ケース 17）共に実橋換算風速 20~30m/s 近傍および 40~80m/s の 2 つの風速域においてねじれ渦励振の発現が見られた。低風速側のねじれ渦励振の実橋振幅は、遮音壁高さ 3m（ケース 16）で 0.78° 、遮音壁高さ 2m（ケース 17）では 1.30° （風洞実験により得られた実橋振幅 0.60° 、 1.00° に実橋の振動モードを考慮した補正係数 $E_{ms}=1.3^1$ ）を乗じた振幅）と、ねじれ渦励振の許容振幅 $\theta_a=0.28^\circ$ を上回った。

遮音壁を付けたケースについては、迎角 0° のみで試験を行っており、また、上記の試験結果より、同じ迎角 0° で遮音壁がない場合の実験結果よりも渦励振の振幅が大きくなっている。このため、遮音壁を設置する場合には、より慎重な検討を要するものと考えられる。

ケース 18（図-2.21）は、一様流中でたわみ渦励振の振幅が大きくなった、遮音壁高さ 2m、迎角 0° に対して、乱れ強度 10%の乱流中で試験を行ったものであるが、これによると、ねじれ渦励振は実橋換算風速 20~30m/s において発現したが、振幅は 0.17° （風洞実験により得られた振幅 0.13° に実橋の振動モードを考慮した補正係数 $E_{ms}=1.3^1$ ）を乗じた振幅）で、ねじれ渦励振の許容振幅 $\theta_a=0.28^\circ$ を下回った。たわみ渦励振の発現は見られなかった。フラッターは発現したが、発現風速は $U_{cf}=95.3\text{m/s}$ でフラッターの照査風速 $U_H=59.7\text{m/s}$ を上回っており、現地における風の乱れを考慮した場合、「便覧」の照査を満たすことが確認された。

3. 3 架設時桁断面

一様流中で試験を行ったケース 9 (図-2.12) では、たわみ渦励振が実橋換算風速 5~9m/s の範囲で発現し、実橋換算振幅が 91mm (風洞実験により得られた実橋換算振幅 70mm に実橋の振動モードを考慮した補正係数 $E_{ms}=1.3^1)$ を乗じた振幅) となった。しかし、架設時桁断面のたわみ渦励振の許容振幅は $h_a=0.04/f_h=0.04/0.231=0.173\text{m}=173\text{mm}$ (「便覧」式 (3.9) による。 f_h : 架設時桁断面のたわみの 1 次固有振動数で、固有値解析より 0.231Hz が得られている。) であり、たわみ渦励振の振幅は許容振幅を下回っている。

ねじれ渦励振は実橋換算風速 29~44m/s の範囲で発現し、実橋振幅は 0.49° (風洞実験により得られた実橋振幅 0.38° (図-2.12) に実橋の振動モードを考慮した補正係数 $E_{ms}=1.3^1)$ を乗じた振幅) であった。

架設時桁断面のねじれ渦励振の許容振幅 θ_a は、「便覧」より、 $\theta_a=2.28/(b \cdot f_\theta)=2.28/(9.900 \times 1.430)=0.16^\circ$ とした。(ここで、 f_θ : 架設時桁断面のねじれの 1 次固有振動数で、固有値解析より 1.430Hz が得られている。 b : 「便覧」の推定式でねじれ渦励振の許容振幅を求める際、 b は、橋梁中心から歩道中心までの距離または橋梁中心から外側車道中心までの距離とされる (図-1.2)。しかし、架設時のため、現場での作業性を考慮して最も許容振幅を抑えることとし、この場合の b は桁中心から桁端までの距離とした。本橋の架設時桁断面は、図-3.1 に示す通り、桁幅が $B=19.800\text{m}$ で左右対称形であるため、 $b=19.800/2=9.900\text{m}$ とした。) これによると、ねじれ渦励振の振幅は、許容振幅を上回った。

一方、乱流中で試験を行ったケース 10~ケース 15 では、いずれの迎角においてもたわみ渦励振およびねじれ渦励振の発現は確認されなかった (図-2.13~図-2.18)。

以上の試験結果より、架設時桁断面においても現地における風の乱れを考慮した場合、たわみおよびねじれの渦励振は許容振幅を下回るものと考えられる。

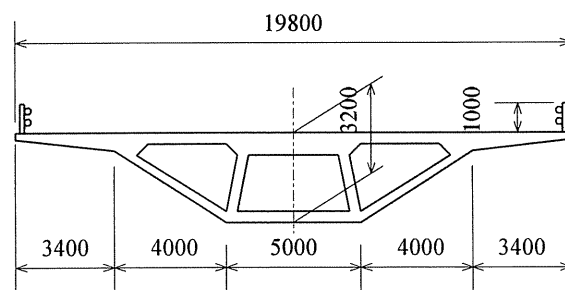


図-3.1 (仮称) 矢部川橋の架設時桁断面形状 (平成 14 年度計画案)

表-3.1 バネ支持試験結果一覧

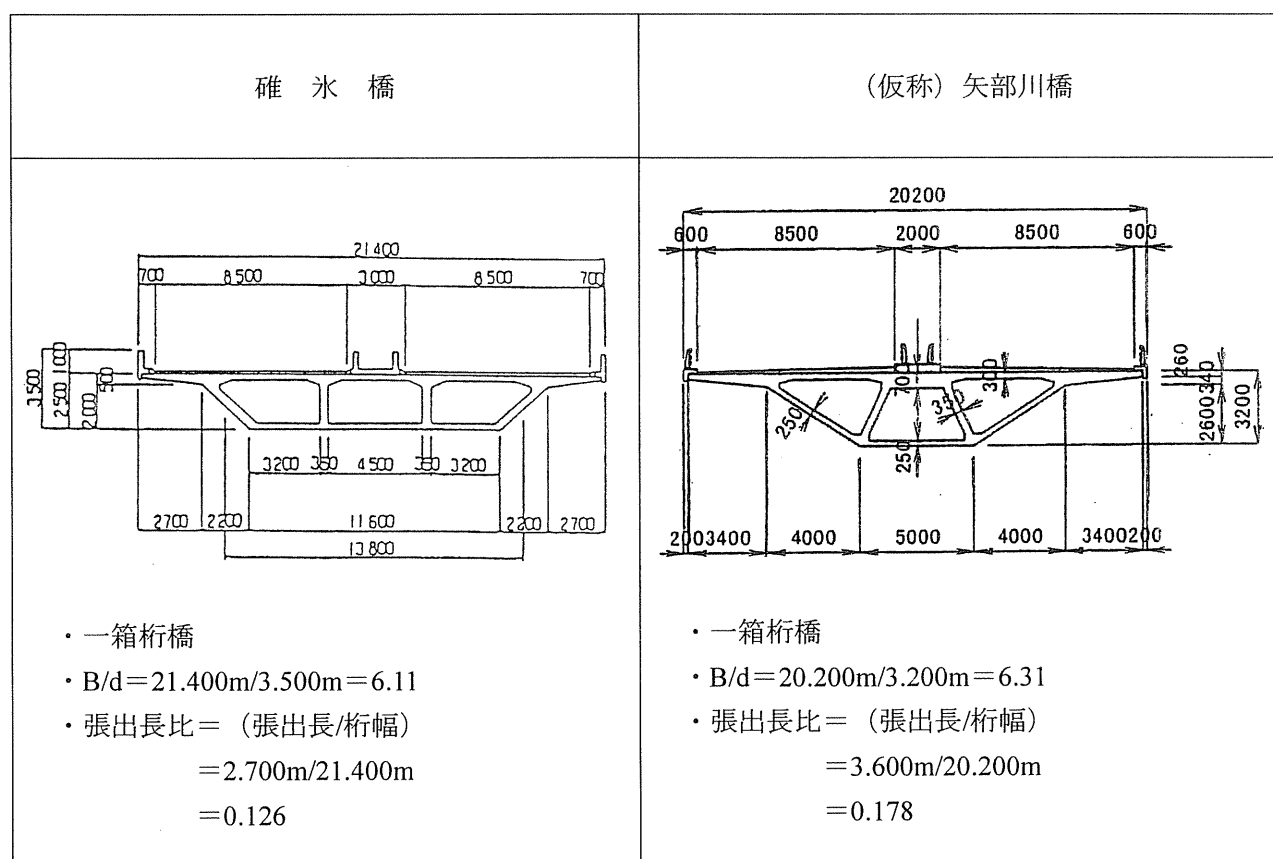
ケース 番号	断面	遮音壁	気流	迎角	試験結果	「便覧」に基づく 耐風安定性の評価
1	完成時桁断面 ($f_h = 0.322\text{Hz}$) ($f_\theta = 1.100\text{Hz}$)	なし	一様流	-5°	許容振幅を上回るねじれ渦励振が発現した。	現地における風の乱れの 影響を考慮した場合、「便 覧」の照査を満足した。
2				-3°	"	
3				0°	"	
4				3°	"	
5				5°	許容振幅を上回るたわみ渦励振およびねじれ渦励振が発現した。	
6				7°	"	
7			乱流 ($I_u = 10\%$)	5°	たわみ渦励振が発現したが、許容振幅以下であった。ねじれ渦励振は発現しなかった。	
8				7°	"	
9	架設時桁断面 ($f_h = 0.231\text{Hz}$) ($f_\theta = 1.430\text{Hz}$)	防護ネット	一様流	0°	許容振幅を上回るねじれ渦励振が発現した。	
10				-5°	たわみ渦励振およびねじれ渦励振は発現しなかった。	
11			乱流 ($I_u = 10\%$)	-3°	"	
12				0°	"	
13				3°	"	
14				5°	"	
15				7°	"	
16			一様流	0°	許容振幅を上回るたわみ渦励振およびねじれ渦励振が発現した。	現地における風の乱れの 影響を考慮した場合、限 定したケース（ケース 18）において「便覧」の照 査を満足した。
17	完成時桁断面 + 遮音壁	高さ3m 高さ2m		0°	"	
18	($f_h = 0.322\text{Hz}$) ($f_\theta = 1.100\text{Hz}$)	高さ2m	乱流 ($I_u = 10\%$)	0°	ねじれ渦励振が発現したが、許容振幅以下であった。たわみ渦励振は発現しなかった。	

3. 4 三分力試験結果

完成時桁断面で遮音壁なしの場合について、一様流中で風洞風速 10m/s および 20m/s で三分力試験を行った。その結果、図-2.22 および図-2.23 に示す三分力曲線が得られ、抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L 、モーメント係数 C_M が風洞風速により変化しないことが確認できた。

なお、三分力試験結果（風洞風速 10m/s での試験結果）を、他の橋梁の三分力試験結果と比較したところ、碓氷橋³⁾（図-3.2）の三分力試験結果と傾向が見られた（図-3.3）。

図-3.2 碓氷橋および（仮称）矢部川橋の断面形状の比較



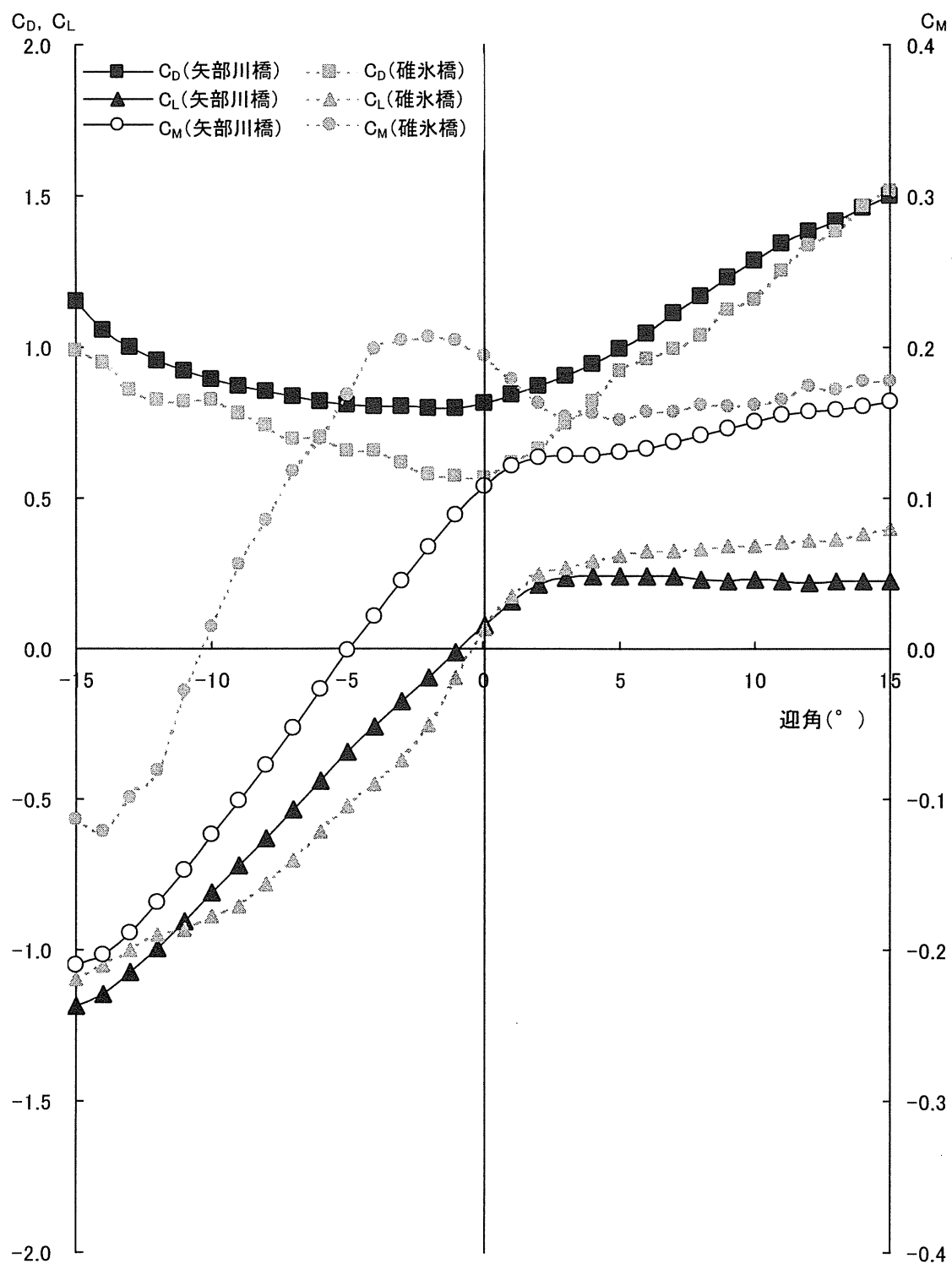


図-3.3 碓氷橋の三分力試験結果との比較

4. まとめ

(仮称) 矢部川橋については、中央支間 300m、側径間各 145m、全長 590m (平成 14 年度計画案) の 3 径間連続 PC 斜張橋であり、「便覧」に基づく耐風安定性照査結果によれば、耐風安定性についてより詳細な調査が必要と判断されたところである。本調査では、2 次元模型によるバネ支持試験を一樣流中と乱流中で実施し、完成時桁断面 (遮音壁含む) および架設時桁断面の耐風安定性の確認を行った。同時に、完成時桁断面の静的耐風安定性に関して、抗力係数を把握するために、一樣流中で三分力試験を行った。以下、主な結果をまとめる。

完成時桁断面で遮音壁がない場合および架設時桁断面では、一樣流中で許容振幅を上回るねじれ渦励振等が見られたが、乱流中では、ねじれ渦励振やたわみ渦励振が消滅あるいは振幅が許容振幅以下まで小さくなり、現地における風の乱れの影響を考慮した乱流中では、「便覧」による耐風安定性照査を満足した。

一方、完成時桁断面で遮音壁を設置した場合、一樣流中で迎角が同じならば、遮音壁を設置しない場合よりも耐風安定性が低下する傾向が見られた。迎角 0° で遮音壁を設置しない場合でも許容振幅を上回るねじれ渦励振は発現していたが、高さ 3m および 2m の遮音壁を設置した場合には、ねじれ渦励振の発現振幅がさらに大きくなったのに加え、フラッターや許容振幅を超えるたわみ渦励振も発現した。

遮音壁高さ 2m の場合については、乱れ強さ 10% の乱流中でも試験を行った。この結果、ねじれ渦励振については振幅が許容振幅を下回り、フラッターは高風速域に移動して、「便覧」の耐風安定性照査を満足した。ただし、遮音壁を設置した場合の試験ケースは、一樣流中および乱流中を合わせて、迎角 0 度の場合のみである。しかも、同じ迎角 0 度でも、遮音壁を設置した場合、遮音壁がない場合に比べて耐風安定性が低下していることから、遮音壁を設置する場合については、より詳細な検討を要するものと考えられる。

本調査を行うにあたり、国土交通省九州地方整備局福岡国道事務所から多大なご協力を得たことを記し、ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧、1991.7.
- 2) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋風洞試験要領（2001）、2001.
- 3) 日本道路公団：上信越自動車道 碓氷橋風洞試験報告書、1989.

付 属 資 料

付属資料－１ 現地風観測および設計で考慮する風の特性*

付属資料－２ （仮称）矢部川橋の基本風速の設定*

付属資料－３ （仮称）矢部川橋の実橋振動諸元および模型設計

付属資料－４ 乱流格子による乱流の気流特性

*国土交通省九州地方整備局福岡国道事務所による調査資料

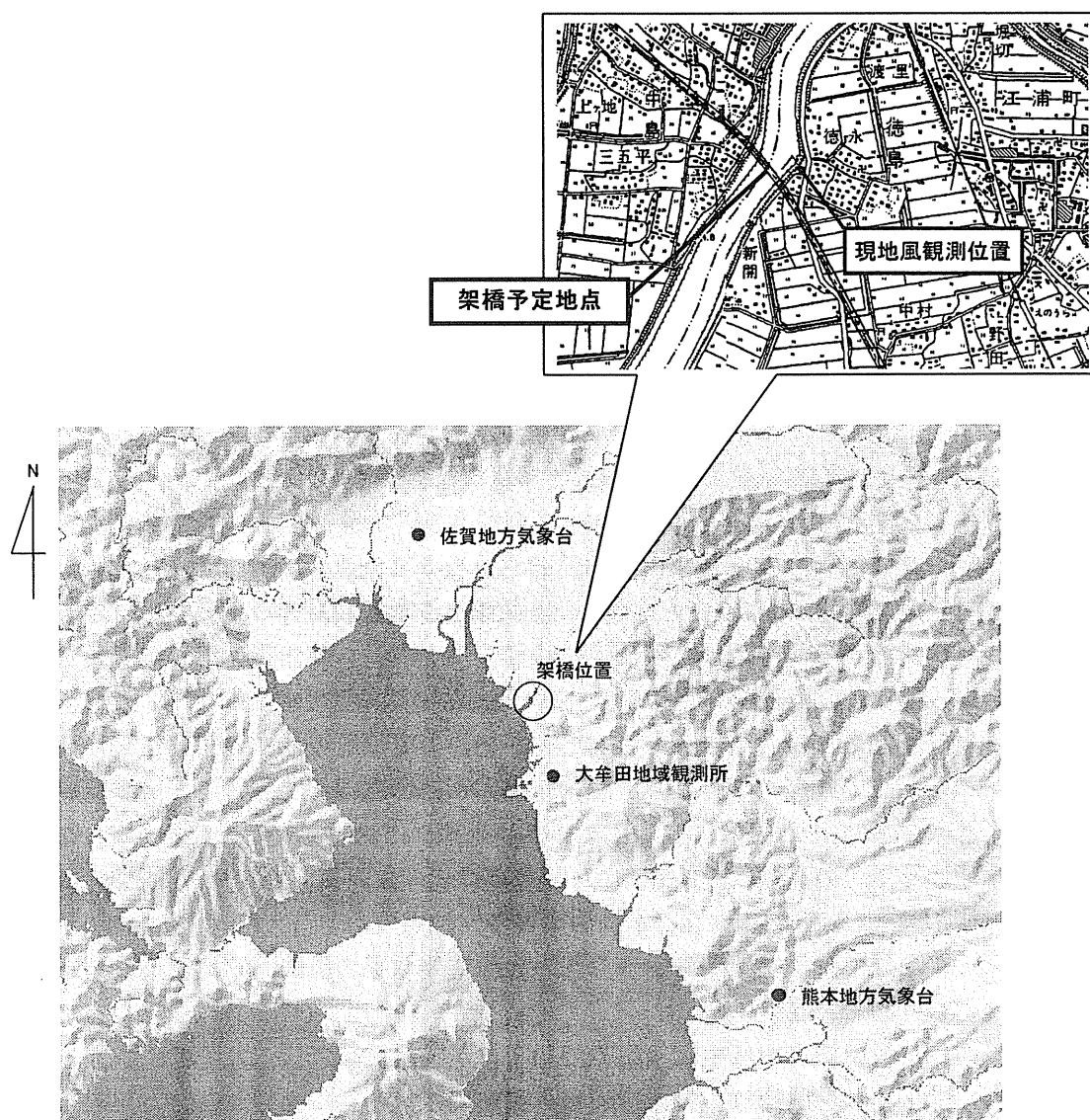
「（仮称）矢部川橋の風観測結果と設計で考慮する風の特性 基本風速の設定」
（平成 14 年）から主要部分を抜粋した。

付属資料－１ 現地風観測および設計で考慮する風の特徴

1. 1 風観測の目的および概要

（仮称）矢部川橋の耐風設計に必要な現地の風特性の把握を目的として、架橋予定地点近傍において、2001（平成13）年7月1日から2002（平成14）年9月30日までの15ヶ月間の風観測を実施した。

風観測は、架橋予定地点北側近傍の平坦地（付図－1.1）に風観測用柱を建て、補剛桁の高さ付近（地上高度16m）に超音波風速計を設置し、パソコンを用いた自動計測システムにより、1時間毎の定時観測および強風時（風速10m/s以上）のトリガー観測を行った。これにより、風速、風向、迎角および乱れ強さ等の風特性を明らかにすることを目的とした。

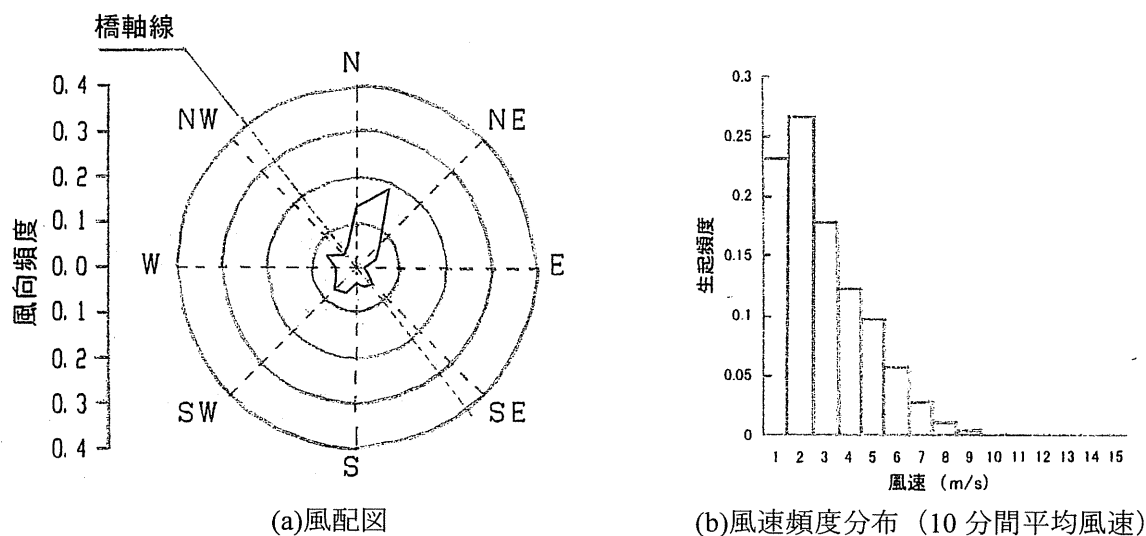


付図－1.1 風観測地点

1. 2 風観測結果

1. 2. 1 現地風の風向および風速頻度の分布

2001（平成 13）年 7 月 1 日から 2002（平成 14）年 6 月 30 日までの 1 年間に計測されたデータに関する風向および風速頻度を、付図－1.2 に示す。付図－1.2(a)より、橋軸方向に近く川に沿う方向である北北東（NNE）および南西（SW）の風向が卓越していた。付図－1.2(b)より、10 分間平均風速（以下、平均風速）頻度については、2m/s が最頻値となった。



付図－1.2 架橋予定地点における風速および風向の頻度分布

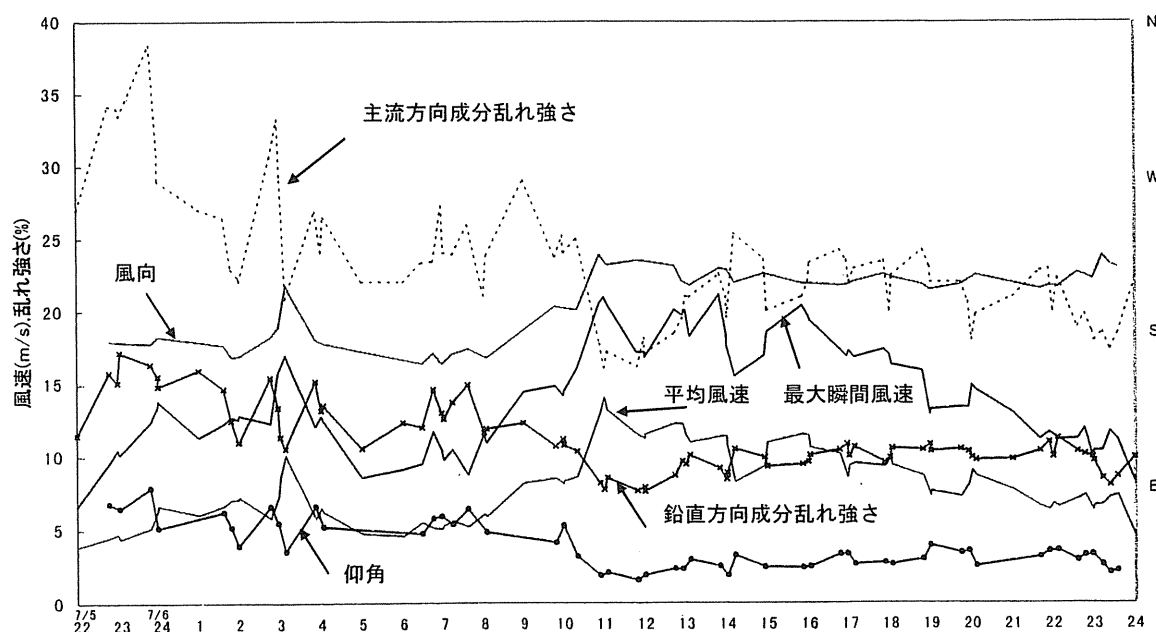
1. 2. 2 台風による強風の観測結果

風観測を行った 2001（平成 13）年 7 月 1 日から 2002（平成 14）年 9 月 30 日までの間、2001（平成 13）年中は台風による強風データは得られなかった。2002（平成 14）年には、台風 5 号（2002（平成 14）年 7 月 6 日）、台風 9 号（2002（平成 14）年 7 月 25 日）および台風 15 号（2002（平成 14）年 8 月 31 日）による強風データが得られた。このうち、最大風速が得られた台風 5 号*の観測結果について述べる。（*佐賀地方气象台では、台風 15 号の風速が台風 5 号を若干上回ったが、台風 15 号（8 月 31 日）の現地風観測のうち強風観測については欠測であった。このため、台風 5 号の観測結果について述べることにした。）

台風 5 号は、2002（平成 14）年 7 月 5 日夜から 6 日にかけて東シナ海を北上、7 日には朝鮮半島を通過した。福岡県は、5 日夜から強風域に入り、佐賀气象台で最大風速 11.9m/s、最大瞬間風速 18.2m/s が記録された。本橋の架橋予定地点でも、最大風速 13.4m/s、最大瞬間風速 20.9m/s が記録された。架橋予定地点での台風に伴う平均風向、平均風速および乱れ強さの時間変化を付図－1.3 に示す。

平均風向は、台風接近中は主に南南東であったが、台風接近後（7 月 6 日午前 11 時以降）は南南西に変化した。風速は、台風接近後の風向の変化と共に上昇した。台風接近中の平均風速は 10m/s を下回っていたが、7 月 6 日午前 11 時近くには最大平均風速 13.1m/s が記録された。また、乱れ強さについては、台風接近中に非常に大きくなり、主流方向成分で 30%、

鉛直方向成分で15%を超える値となっているが、台風接近後は乱れが急速に低下し、主流方向成分で20%程度、鉛直方向成分で10%程度まで下がり、その後はほぼ一定となった。

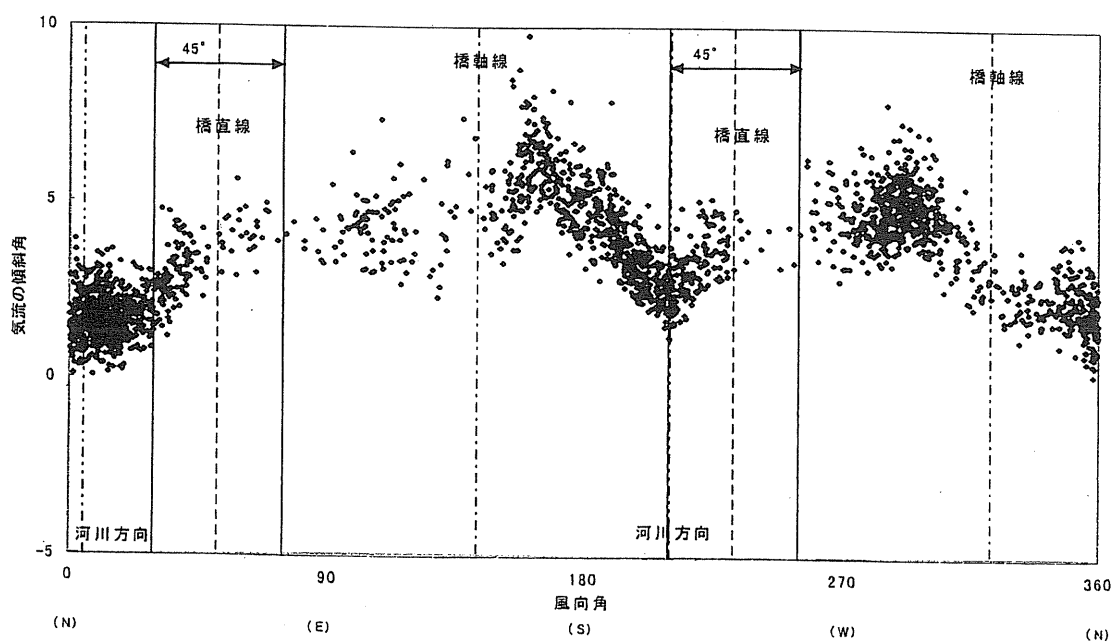


付図-1.3 台風5号通過時の架橋予定地点における風向・風速・乱れ強さの時間変化

1. 2. 3 風向角と気流の傾斜角の関係

2001（平成13）年7月から2002（平成14）年9月までの15ヶ月間に観測された強風記録について、風向角と気流の傾斜角の関係を付図-1.4に示す。これより、橋軸直角方向に当たる北東や南西の風では気流傾斜角が小さくなる傾向にあり、北東から吹く風の気流傾斜角は $+1^{\circ} \sim +5^{\circ}$ 、南西からの風に対する気流傾斜角は $+2^{\circ} \sim +5^{\circ}$ の範囲に分布していることがわかった。一方で、川に沿って吹く北や南南西の風は、地形による影響が少なく、気流傾斜角は $0^{\circ} \sim +4^{\circ}$ の範囲に分布している。なお、気流の傾斜角にばらつきがあるのは、架橋予定地点近傍で河川が湾曲しており、風が堤体の影響を受けることによると考えられる。

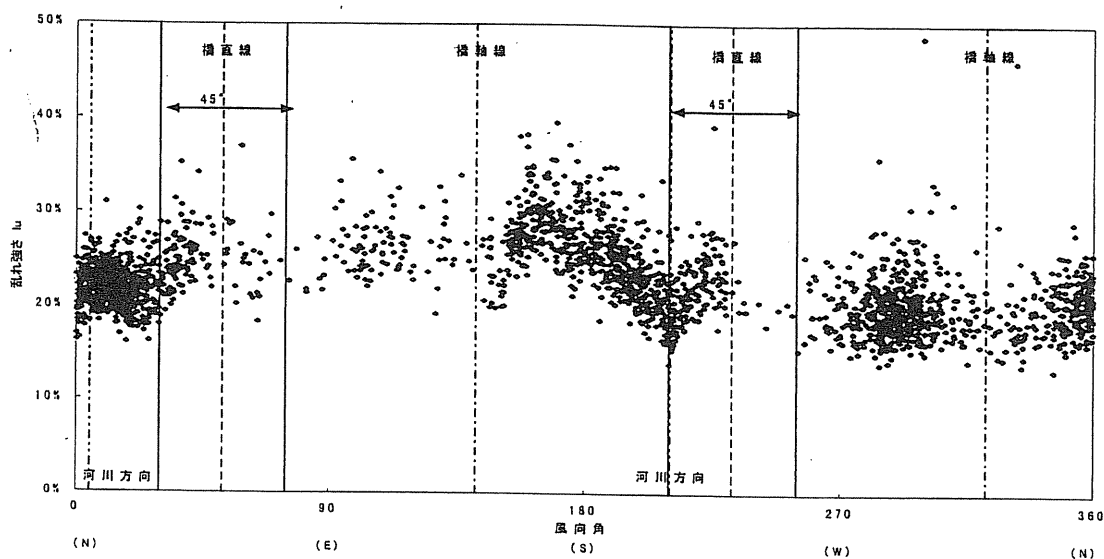
以上の観測結果より、現地風観測の検討は、橋軸直角方向の風を抽出して行った。



付図－1.4 風向角と気流の傾斜角の関係

1. 2. 4 風向角と乱れ強さの関係

風向角と乱れ強さの関係を付図－1.5 に示す。川に沿って吹く北や南南西の風では、他の風向角に比べて乱れ強さが小さかった（乱れ強さの最低値 13%）。橋軸直角方向に吹く北東や南西の風では、乱れ強さが 15%～30%の範囲にあることがわかった。

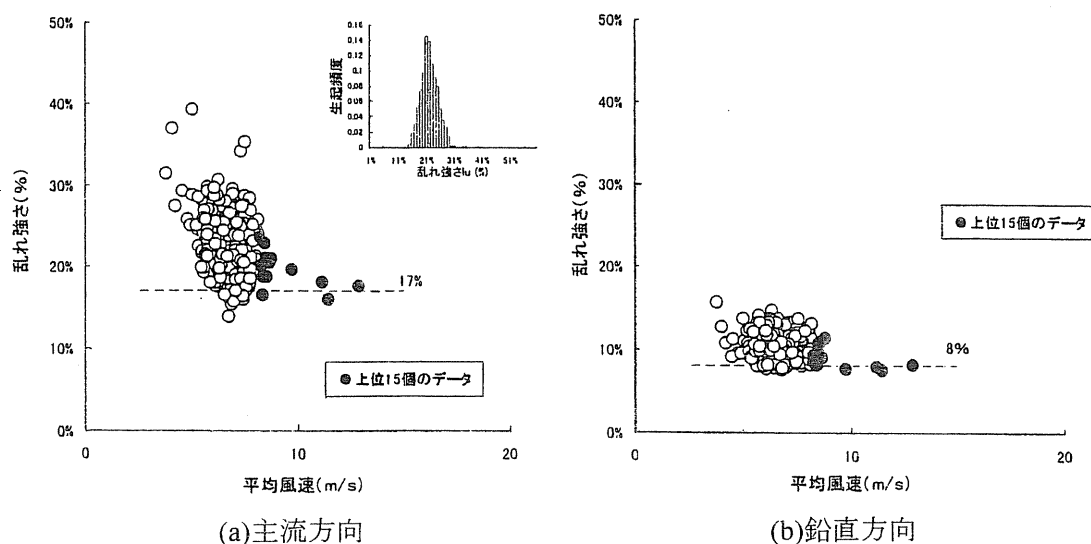


付図－1.5 風向角と乱れ強さの関係

1. 2. 5 平均風速と乱れ強さの関係

平均風速と乱れ強さの関係を付図－1.6 に示す。図中には、観測された強風記録のうち、橋軸直角方向に当たる北東および南西の風に関するデータが抽出され、プロットされている。また、観測されたデータのうち、平均風速が高風速のものから順に 15 個が●で示されている。

これより、主流方向、鉛直方向共に低風速域では乱れ強さにばらつきがある（最低値 13%～最高値 40%）が、風速の上昇と共に、主流方向成分で約 17%、鉛直方向成分で約 8%に収束する傾向が見られた。



付図－1.6 平均風速と乱れ強さの関係

1. 3 考察

架橋予定地点の地上高度 16m において、2001（平成 13）年 7 月から 2002（平成 14）年 9 月までの 15 ヶ月間にわたり風観測を行った結果をまとめると、次の通りである。

- ・卓越風向は、河川方向に当たる北北東および北であった。南南西の風がその次に卓越していた。
- ・気流傾斜角は、河川方向に当たる北および南南西方向の風が最も小さく、 $0^{\circ} \sim +4^{\circ}$ 程度となった。また、橋軸直角方向に当たる北東および南西方向の風の気流傾斜角は、 $+1^{\circ} \sim +5^{\circ}$ 程度となった。
- ・気流の乱れ強さは、河川方向に当たる北および南南西方向の風でその他の風向の風より小さくなる傾向が見られた。橋軸直角方向に当たる北東および南西方向の強風データの乱れ強さは、水平方向で 17%、鉛直方向で 8%程度となった。

1. 4 設計で考慮すべき風の特徴

架橋予定地点近傍における風観測において、上述のような結果が得られたことを踏まえ、本橋の耐風設計上考慮すべき風の特徴値を次に示す通りとした。

1. 4. 1 乱れ強さ

風観測結果より、本橋の「便覧」による耐風安定性の照査で用いる乱れ強さは、主流方向乱れ強さ $I_u=17\%$ 、鉛直方向乱れ強さ $I_w=8\%$ とした。風洞試験を行う際の乱れ強さは、現地風観測による主流方向乱れ強さの最低値は 13% であったが、河川中央付近ではさらに乱れ強さが小さくなる可能性が考えられるため、安全を考慮して $I_u=10\%$ とした。

1. 4. 2 気流傾斜角

風観測の結果より、橋軸直角方向の気流傾斜角は $0^\circ \sim +5^\circ$ まで観測された。風洞試験では、この結果と横断勾配（約 2° ）を考慮し、迎角を設定した。

付属資料－2 （仮称）矢部川橋の基本風速の設定

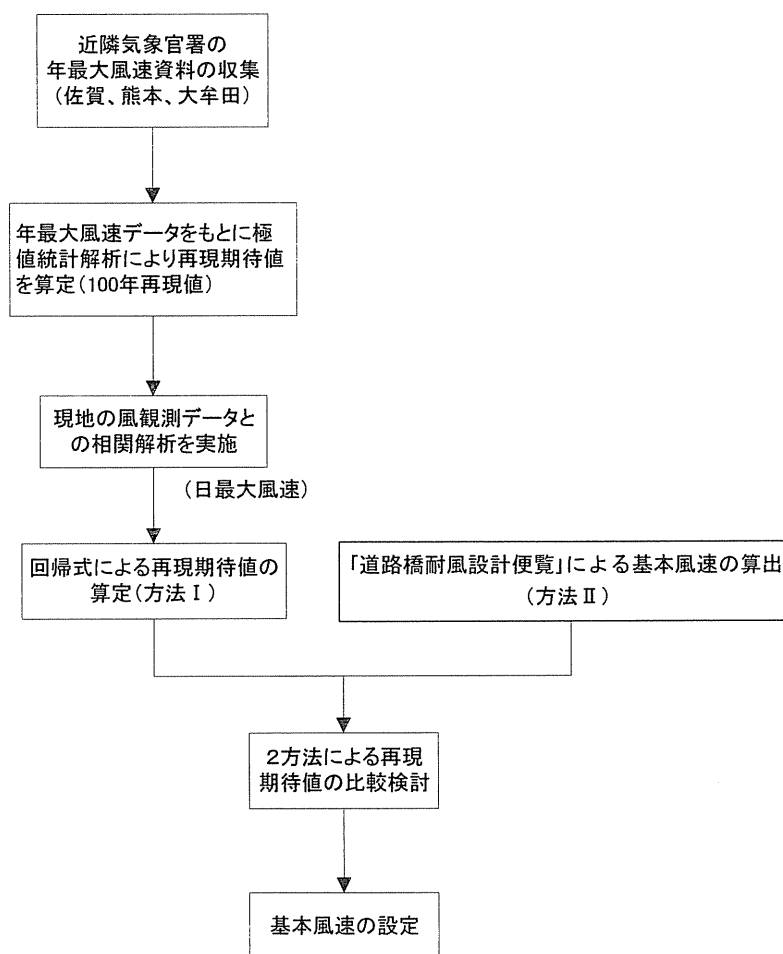
2. 1 検討方針

長大橋の基本風速設定方法として、次のような方法が考えられる。

- ①近傍の気象官署との相関解析（回帰式）による方法
- ②現地風の観測値を統計処理する方法
- ③「道路橋耐風設計便覧」による方法

しかし、②の方法では、現地風の観測期間がわずか15ヶ月間と、データ数が少なく、現地風観測データのみによる再現期待値の推定は不可能である。そのため、①および③の方法によって基本風速を求め、これら2つの方法による結果を比較して基本風速を設定することとした。以上をまとめて、付図－2.1 に本橋における基本風速設定フローを示す。

なお、基本風速は「便覧」と同様、供用期間50年、非超過確率60%、再現期間100年の風速値とした。



付図－2.1 基本風速算定の流れ

2. 2 現地風観測データと近隣の気象官署データとの相関解析による基本風速

2. 2. 1 近隣気象官署について

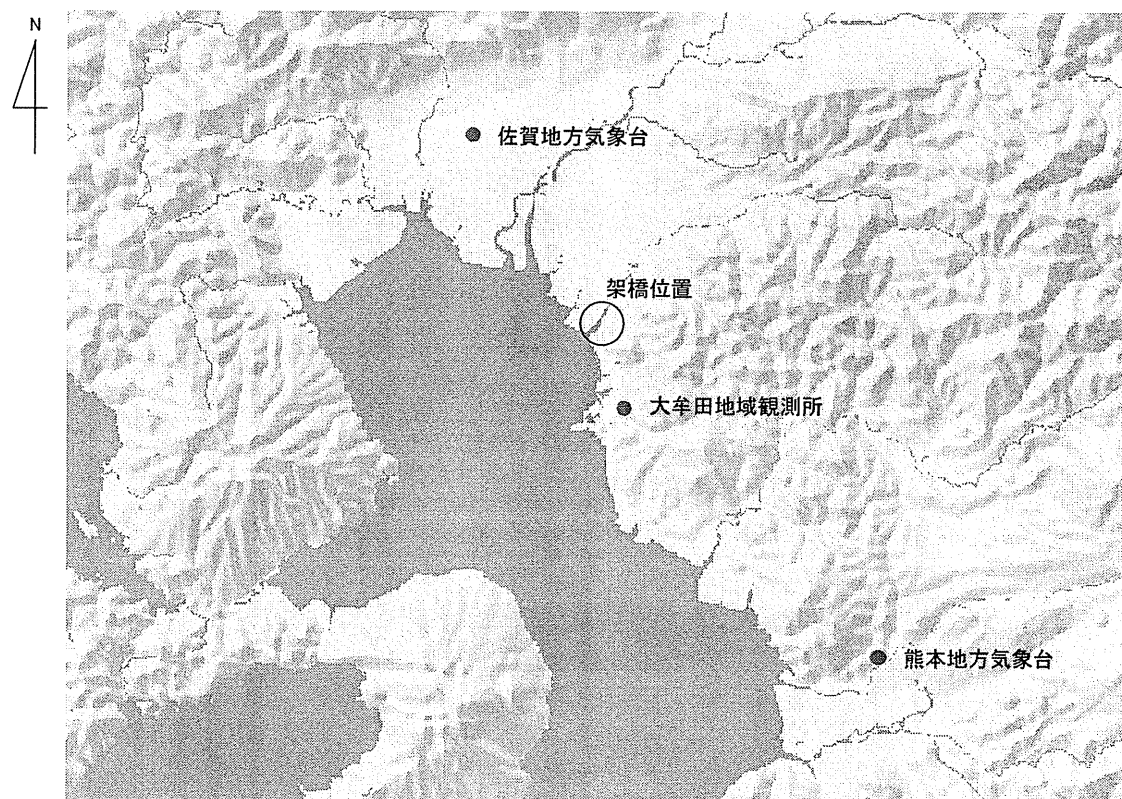
(仮称) 矢部川橋架橋予定地点近傍で風観測を行っている気象官署として、佐賀地方気象台、熊本地方気象台および大牟田地域観測所がある(付図-2.2)。

架橋予定地点は、筑後平野を流下して有明海に注ぐ矢部川下流に位置している。地形的特徴としては、北西から北にかけて平地が広がり、北東から南には山地が迫っている。

大牟田地域観測所は、架橋予定地点に最も近い気象官署であるが、海岸線近くまで丘陵が迫っているなど、架橋予定地点と地形条件が大きく異なり、風特性の相関は低いと考えられる。

熊本地方気象台では、南に平地が広がっているが、北から西にかけて山地が接近している。これについても、架橋予定地点との風特性の相関はあまり高くはないことが予想される。

佐賀地方気象台は架橋予定地点と同じ筑後平野に位置し、北に山地が迫り、北西に平地が開けている。このため、周辺の地形条件から受ける影響が架橋予定地点と若干異なることが予想されるものの、3箇所の測定点の中では、最も良い相関が期待できると考えられる。



付図-2.2 架橋予定地点および近隣気象官署の位置

2. 2. 2 現地風観測データと近隣気象官署データとの相関解析

2. 2. 1 より、本橋の架橋予定地点近傍で風観測を行っている佐賀地方気象台、熊本地方気象台、大牟田地域観測所のうち、大牟田地域観測所については、地形条件から架橋予定地点との風特性の相関が低いことが予想された。そこで、架橋予定地点における観測データと近隣気象官署データとの相関解析を行う際は、佐賀地方気象台の他、架橋予定地点との相関が高いとはいえないが大牟田地域観測所よりは良好である熊本地方気象台のデータも用いることとした。

架橋予定地点と佐賀地方気象台および熊本地方気象台の日最大風速について、2001（平成13）年7月1日から2002（平成14）年9月30日までのデータを基に、相関解析を行った。架橋予定地点の風観測記録では、風向によって周辺地形から受ける影響が異なると考えられるため、海風と陸風に分けて相関解析を行った。ここで、海風は風向が南南東から北西までの風、陸風は風向が北北西から南東までの風とした。

両気象台と架橋予定地点における日最大風速の相関解析結果は、付図-2.3 のようになった。また、両気象台との回帰式は、次のようになった。

佐賀地方気象台との相関

$$\begin{aligned} \text{海風 } Y(\text{架橋予定地点の日最大風速}) &= 1.06 \cdot X(\text{佐賀地方気象台の日最大風速}) \\ \text{相関係数} &= 0.78 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{陸風 } Y(\text{架橋予定地点の日最大風速}) &= 0.89 \cdot X(\text{佐賀地方気象台の日最大風速}) \\ \text{相関係数} &= 0.71 \end{aligned}$$

熊本地方気象台との相関

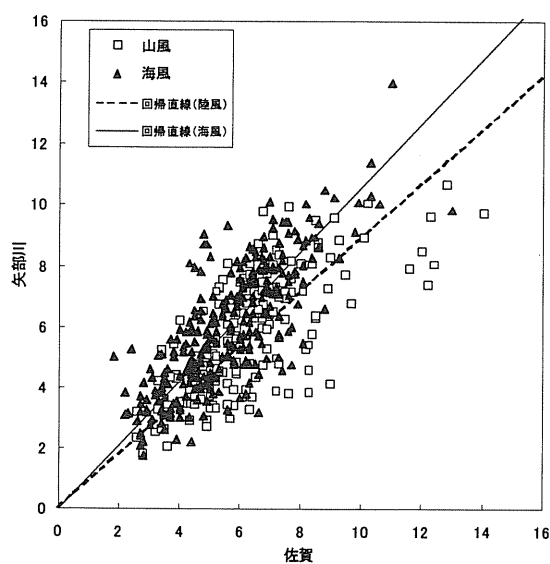
$$\begin{aligned} \text{海風 } Y(\text{架橋予定地点の日最大風速}) &= 1.27 \cdot X(\text{熊本地方気象台の日最大風速}) \\ \text{相関係数} &= 0.59 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{陸風 } Y(\text{架橋予定地点の日最大風速}) &= 1.13 \cdot X(\text{熊本地方気象台の日最大風速}) \\ \text{相関係数} &= 0.60 \end{aligned}$$

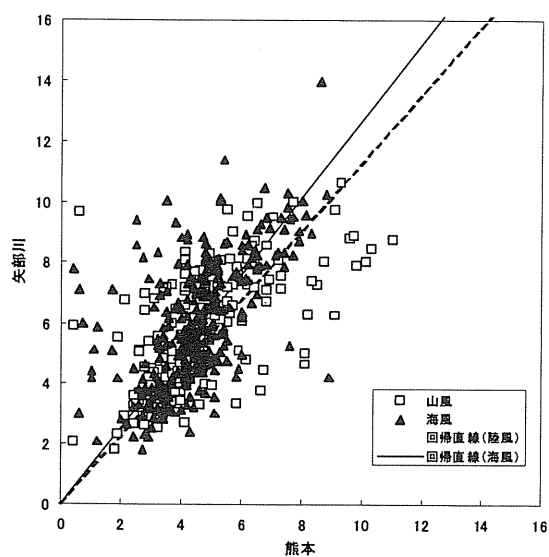
これより、架橋予定地点の日最大風速との相関係数は、佐賀地方気象台の方が高くなっている。また、佐賀地方気象台について見ると、海風の方が陸風よりも相関係数が高くなっている。

また、熊本地方気象台では、海風・陸風共に架橋予定地点の風速の方が高くなる傾向があるのに対し、佐賀地方気象台では、海風は架橋予定地点の風速の方が高くなるが、陸風に関しては架橋予定地点の風速の方が低くなる傾向がある。

架橋予定地点と佐賀地方気象台における風配図を付図-2.4 に示す。両地点では、北から北西の風が卓越する傾向が見られた。

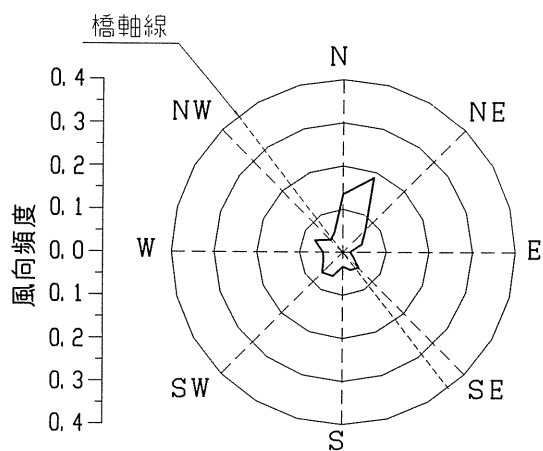


(a)佐賀地方気象台

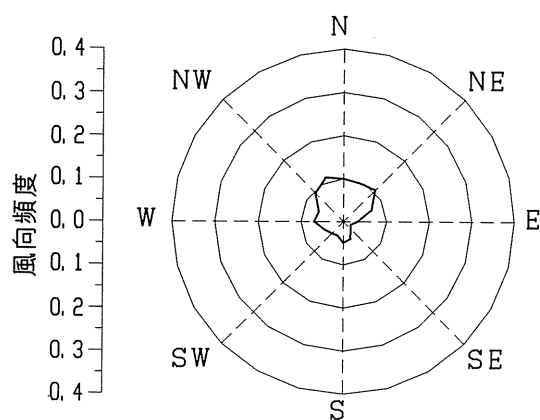


(b)熊本地方気象台

付図-2.3 架橋予定地点との日最大風速の相関解析結果



(a)架橋予定地点



(b)佐賀地方気象台

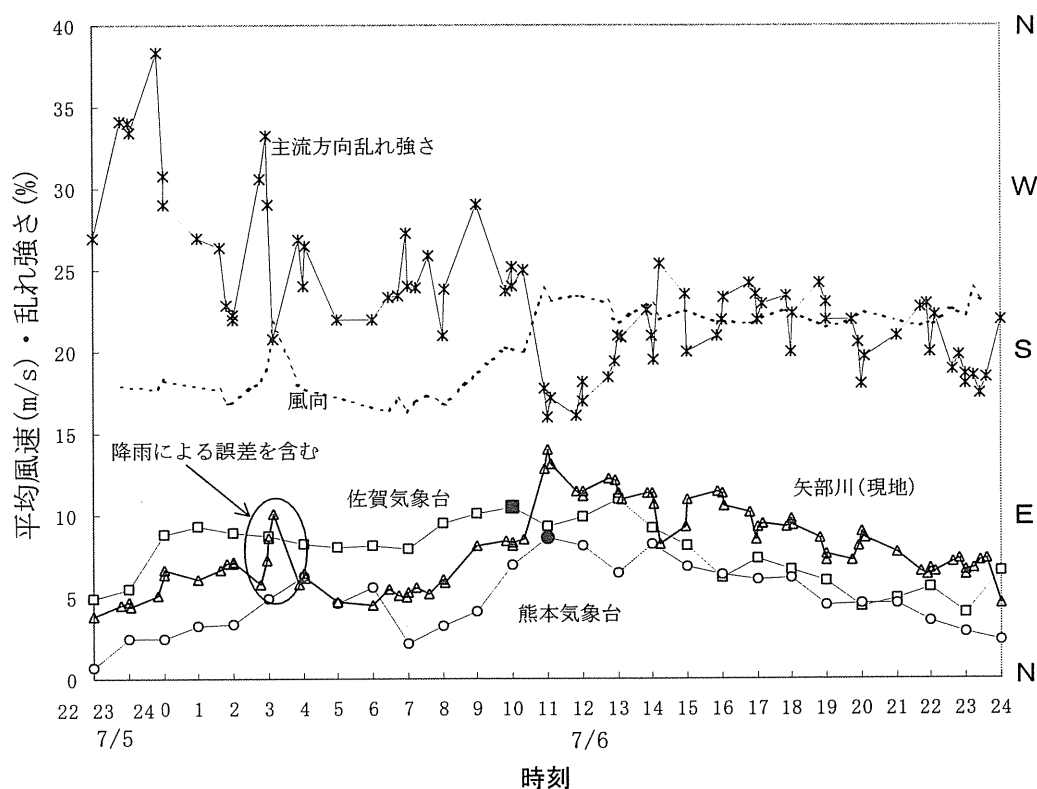
付図-2.4 風配図

2. 2. 3 台風5号における風の特徴値の時間変化

2002（平成14）年7月5日深夜から7月6日にかけて、台風5号が来襲した際の風特性の時間変化を付図-2.5に示す。

これより、佐賀地方気象台と架橋予定地点の関係に着目すると、架橋予定地点では7月6日11時頃に日最大風速が記録されているが、佐賀地方気象台では、風速の明確なピークは見られなかった。しかし、7月5日22時以降徐々に風速が上昇、7月6日0時から7時にかけて風速の変動が安定し、13時頃を境に平均風速が低下する傾向は同様であった。

一方、熊本地方気象台における平均風速の時間変化については、7月5日22時頃から風速が徐々に上昇する等、大まかな傾向は類似している。しかし、熊本地方気象台の平均風速の最大値は8.6m/s程度であり、台風の影響を考慮した地域間の相関を検討するには、適していないと考えられる。



付図-2.5 台風5号来襲時における平均風速の時間変化

2. 2. 4 気象官署の年最大風速から与えられる再現期待値

(1) 各気象官署の年最大風速

佐賀地方気象台、熊本地方気象台および大牟田地域気象観測所における年最大風速の記録を付表-2.1 に示す。

大牟田地域気象観測所については、1977（昭和 52）年以降の観測記録しかなく、100 年の再現期待値を求めるにはデータ数不足である。また、2. 2. 2 および 2. 2. 3 より、架橋予定地点近傍の気象官署の中では、佐賀地方気象台の方が架橋予定地点と最も良い相関が期待できる。このため、佐賀地方気象台の記録に着目することとした。

なお、佐賀地方気象台は、1973（昭和 48）年に観測地点が移動し、地上高度も 14.2m から 25.5m へと変化している。このため、昭和 48 年以降の佐賀地方気象台における観測記録については、高度補正を行い、地上高度 14.2m における風速に換算している。佐賀地方気象台の周辺は平原が広がっているため、地表粗度区分はⅡとなる。このため、高度補正は、「便覧」の粗度区分Ⅱのべき指数 0.16 を適用し、高度補正係数

$$\alpha = \left(\frac{14.2}{25.5} \right)^{0.16} = 0.91$$

を観測される風速に乗じることにより行った。

佐賀地方気象台の年最大風速の記録に着目し、風向（16 方位）と風速の関係を付図-2.6 に示す。図中に◆で示したデータは、年最大風速記録の上位データであり、全て台風により観測されたものである。この結果より、南（海側）から吹く風に強風が卓越する傾向があるといえる。

基本風速の設定においては、台風による強風記録の重要度が高い。また、架橋予定地点における観測結果より、台風による強風は南から吹く風（海風）が卓越すると予想される。こうしたことを踏まえ、近隣気象官署の記録から本橋の架橋予定地点の基本風速を設定する際は、2. 2. 2 の結果、高い相関の期待できた佐賀地方気象台の海側の風との相関関係を用いて、風速補正を行うこととした。

(2) 風速再現期待値の算定

付表-2.1 の佐賀地方気象台における年最大風速データから、再現期間 100 年の風速再現期待値を算定する。風速再現期待値は、年最大風速がⅠ型極値分布に従うものとして最小二乗法により算定した。

年最大風速とその風速の非超過確率の関係を付図-2.7 に示す。プロットされているデータは、上位 7 つのデータを除き、ほぼ回帰直線上に乗っている。上位 7 つのデータは、いずれも大型台風によるもので（32.7m/s（1930 年）、27.7m/s（1936 年）、27.7m/s（1942 年）、27.0m/s（1956 年）、26.5m/s（1991 年）、26.0m/s（1895 年）、25.4m/s（1999 年））、他の観測データとは母集団分布に違いがあると考えられる。そこで、上位 7 つのデータのみを抽出した場合の風速再現期待値も算定した。

まず、全データに対する再現期間 100 年の風速再現期待値は 30.1m/s となった。一方、上位 7 つのデータに対する風速再現期待値は 31.3m/s となった。ここでは、高風速域で相

関の良い後者を採用した。

2. 2. 2で求めた、佐賀地方気象台の海風についての回帰式により、風速再現期待値を架橋予定地点のものに変換する。まず、佐賀地方気象台における地上高度 10m、14.2m、25.5m における再現期間 100 年の風速再現期待値は、次のようになる。

変換の際のべき乗数は「便覧」の粗度区分Ⅱのべき指数 0.16 を用いる。これより、

地上高度 $h=14.2\text{m}$: 31.3m/s

地上高度 $h=10\text{m}$: $31.3 \times (10/14.2)^{0.16} = 29.6\text{m/s}$

地上高度 $h=25.5\text{m}$: $31.3 \times (25.5/14.2)^{0.16} = 34.4\text{m/s}$

2. 2. 2で求めた回帰式の基になった佐賀地方気象台のデータは、現在の地上高度 25.5 m でのものであるから、これらのうち、地上高度 25.5m における風速再現期待値 34.4m/s を佐賀地方気象台の海風についての回帰式に代入すると、

架橋予定地点における風速再現期待値

= (風速再現期待値) $\times 1.06$ (海風についての回帰式の係数)

= $34.4\text{m/s} \times 1.06$

= 36.5m/s

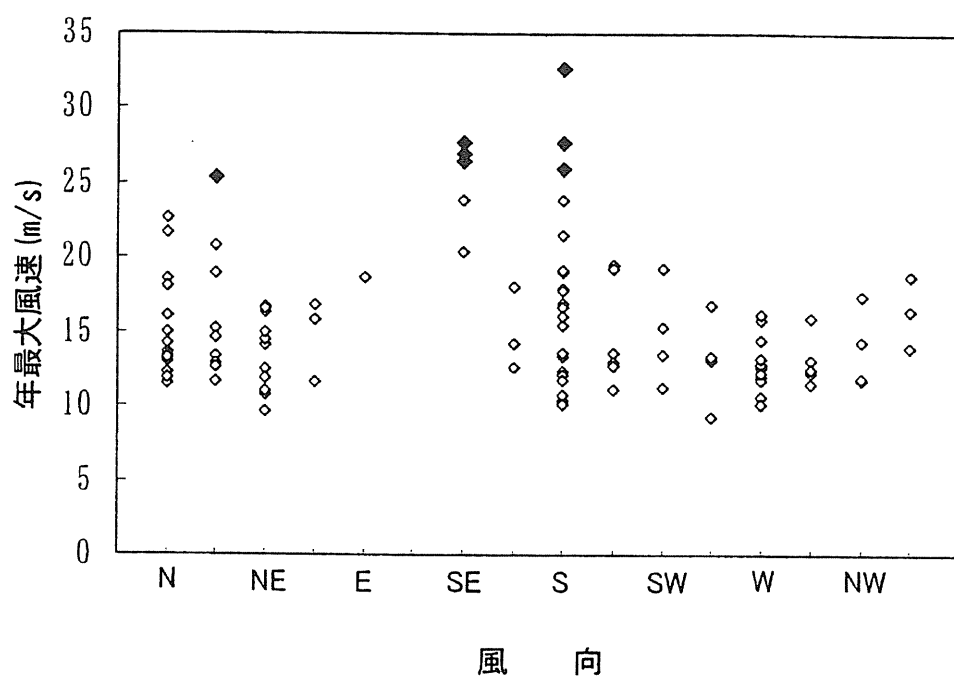
架橋予定地点の地上高度は 16m であるから、これをべき乗則により地上高度 10m における値に変換する。架橋予定地点は平野部に位置しており、通常は地表粗度区分Ⅱとなるが、本橋も幅 100m 以上の河川を跨ぐため、安全を考慮し、これより 1 区分粗度の小さい区分である地表粗度区分Ⅰとして、べき指数は、「便覧」の粗度区分Ⅰのべき乗数 0.12 を用いる。その結果、

架橋予定地点の地上高度 10m における風速再現期待値 = $36.5 \times (10/16)^{0.12} = 34.5\text{m/s}$

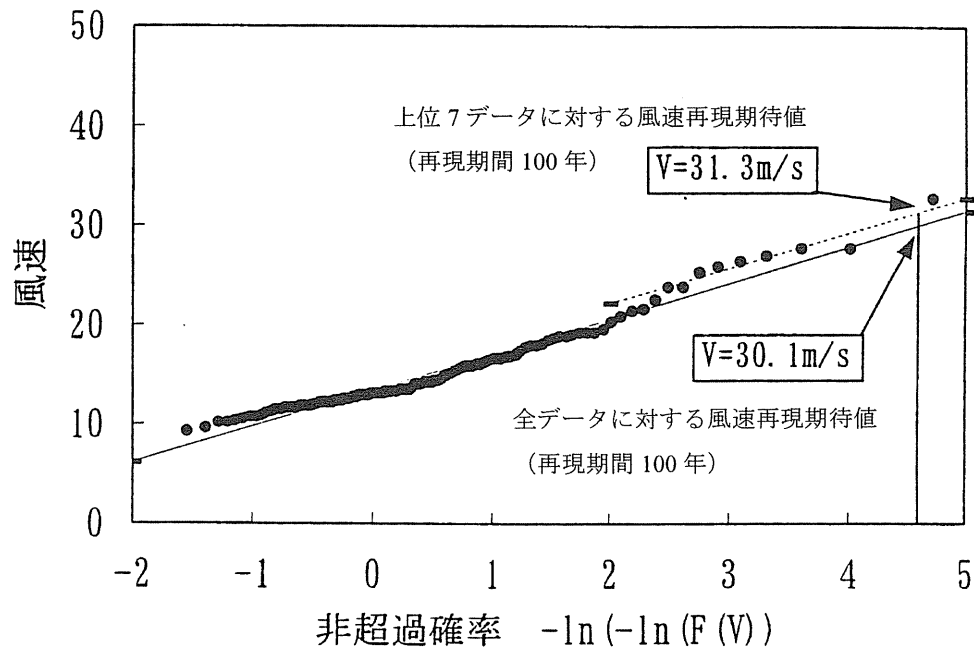
以上より、近隣気象官署データとの相関解析により設定される、架橋予定地点の基本風速は、34.5m/s となる。

付表-2.1 各気象官署における年最大風速

西暦	号	年	佐賀		熊本		大牟田		西暦	号	年	佐賀		熊本		大牟田	
			風速	風向	風速	風向	風速	風向				風速	風向	風速	風向	風速	風向
1891	M	24	15.9	WNW	15.3	S	0	0	1947	S	22	11.7	S	13.7	S	0	0
1892	M	25	9.3	WSW	6.4	SSW	0	0	1948	S	23	10.2	W	13.7	WNW	0	0
1893	M	26	22.6	N	10.9	NNW	0	0	1949	S	24	16.8	ENE	19	E	0	0
1894	M	27	13	N	11	S	0	0	1950	S	25	16.1	N	16.8	SW	0	0
1895	M	28	26	S	15.2	S	0	0	1951	S	26	18	N	15.2	WNW	0	0
1896	M	29	13.2	N	10.6	N	0	0	1952	S	27	13	SSW	13.3	NW	0	0
1897	M	30	17.4	NW	6.7	NNE	0	0	1953	S	28	12.7	SSW	13.6	SW	0	0
1898	M	31	13.1	WSW	7.2	W	0	0	1954	S	29	16.5	NNW	19.3	SW	0	0
1899	M	32	14.1	NE	12	NE	0	0	1955	S	30	16.8	WSW	18.5	SW	0	0
1900	M	33	13.6	SSW	11	NW	0	0	1956	S	31	27	SE	21.9	SSE	0	0
1901	M	34	15	N	9.3	NNE	0	0	1957	S	32	15.3	SW	15.5	N	0	0
1902	M	35	16.3	NE	25.7	E	0	0	1958	S	33	12.9	W	16.5	WNW	0	0
1903	M	36	10.6	W	12	E	0	0	1959	S	34	19.3	SSW	15.3	SSW	0	0
1904	M	37	14.1	NE	11.6	SE	0	0	1960	S	35	12.2	WNW	15.2	E	0	0
1905	M	38	19.6	SSW	14	SE	0	0	1961	S	36	14	NNW	12.8	NNW	0	0
1906	M	39	14.3	NW	14.1	E	0	0	1962	S	37	11.5	WNW	13.7	NW	0	0
1907	M	40	13.1	WNW	12	ENE	0	0	1963	S	38	12.2	WNW	13.8	W	0	0
1908	M	41	13.6	S	12.2	WNW	0	0	1964	S	39	13.3	WSW	15	WNW	0	0
1909	M	42	16.7	NE	13.1	NNW	0	0	1965	S	40	12.3	N	25.7	W	0	0
1910	M	43	11.1	SSW	11.7	WNW	0	0	1966	S	41	13.2	W	19.3	E	0	0
1911	M	44	11.5	N	10.8	W	0	0	1967	S	42	12.3	W	14.2	WSW	0	0
1912	M	45	15.2	NNE	10.3	NW	0	0	1968	S	43	15	NE	16.7	NE	0	0
1913	T	2	13.6	N	11.5	NW	0	0	1969	S	44	12.2	W	13.7	ENE	0	0
1914	T	3	23.9	S	19.7	SSW	0	0	1970	S	45	18.7	E	18.2	SSE	0	0
1915	T	4	15.8	W	10.6	W	0	0	1971	S	46	12.5	NE	18	ENE	0	0
1916	T	5	11.8	NW	15.3	N	0	0	1972	S	47	11	NE	17.7	ESE	0	0
1917	T	6	13.3	N	13.3	E	0	0	1973	S	48	12.6	SSE	13.2	WSW	0	0
1918	T	7	14.2	N	12.9	W	0	0	1974	S	49	15.5	S	11.7	ENE	0	0
1919	T	8	23.9	SE	12.7	S	0	0	1975	S	50	10.4	S	11.1	NW	0	0
1920	T	9	12	W	11.4	NNE	0	0	1976	S	51	17.8	S	16.6	S	0	0
1921	T	10	12.7	W	12.8	NW	0	0	1977	S	52	10.7	S	11.3	W	8	S
1922	T	11	16.2	W	12.3	NW	0	0	1978	S	53	16.7	S	12.3	E	10	SSW
1923	T	12	13.4	S	11.6	E	0	0	1979	S	54	12.9	NNE	12.8	WNW	8	N
1924	T	13	19.1	S	11.1	WSW	0	0	1980	S	55	11.8	NW	11.4	WNW	9	S
1925	T	14	19.3	SW	13.1	NE	0	0	1981	S	56	11.8	NE	12.6	E	8	WNW
1926	T	15	9.6	NE	11.1	W	0	0	1982	S	57	12.6	NNE	12.4	ESE	8	NNE
1927	S	2	12.6	W	26.6	SW	0	0	1983	S	58	13.2	N	11.8	WNW	9	N
1928	S	3	13.5	SW	12.8	W	0	0	1984	S	59	16	S	12.1	WNW	10	S
1929	S	4	17	S	12.7	NW	0	0	1985	S	60	20.4	SE	17.9	E	14	欠
1930	S	5	32.7	S	18.5	S	0	0	1986	S	61	11.3	SW	11	NW	8	S
1931	S	6	17.9	S	12.8	WNW	0	0	1987	S	62	21.6	S	14.2	S	13	S
1932	S	7	12.4	S	10.2	E	0	0	1988	S	63	10.1	S	11.2	WNW	7	SSW
1933	S	8	12.1	S	10.5	W	0	0	1989	H	1	11.6	ENE	13.2	E	8	NNE
1934	S	9	11.6	NNE	11.1	W	0	0	1990	H	2	11.9	N	10.8	ENE	9	N
1935	S	10	14.5	NE	13.5	ESE	0	0	1991	H	3	26.5	SE	25.8	S	21	欠
1936	S	11	27.7	S	13.9	SSW	0	0	1992	H	4	14.6	NNE	14.3	W	18	SSW
1937	S	12	16.6	NE	15.8	ESE	0	0	1993	H	5	18.1	SSE	16.8	NNW	12	SSE
1938	S	13	11.7	W	11.8	W	0	0	1994	H	6	13.7	S	11.3	E	8	S
1939	S	14	10.8	NE	13.3	EE	0	0	1995	H	7	12.5	WNW	10.6	WNW	8	SSW
1940	S	15	19.2	S	18	S	0	0	1996	H	8	20.8	NNE	17.2	W	9	SSW
1941	S	16	21.7	N	16.5	NNW	0	0	1997	H	9	18.9	NNE	10.9	NW	9	NNE
1942	S	17	27.7	SE	25.8	SE	0	0	1998	H	10	15.8	ENE	11	WNW	8	SSW
1943	S	18	13.3	NNE	14.2	ESE	0	0	1999	H	11	25.4	NNE	24.9	SE	10	NE
1944	S	19	18.5	N	15.8	NW	0	0	2000	H	12	14.2	SSE	12.2	NW	8	S
1945	S	20	18.8	NNW	20.3	NNW	0	0	2001	H	13	13.3	W	12.3	WNW	7	SE
1946	S	21	14.5	W	16	E	0	0	2002	H							



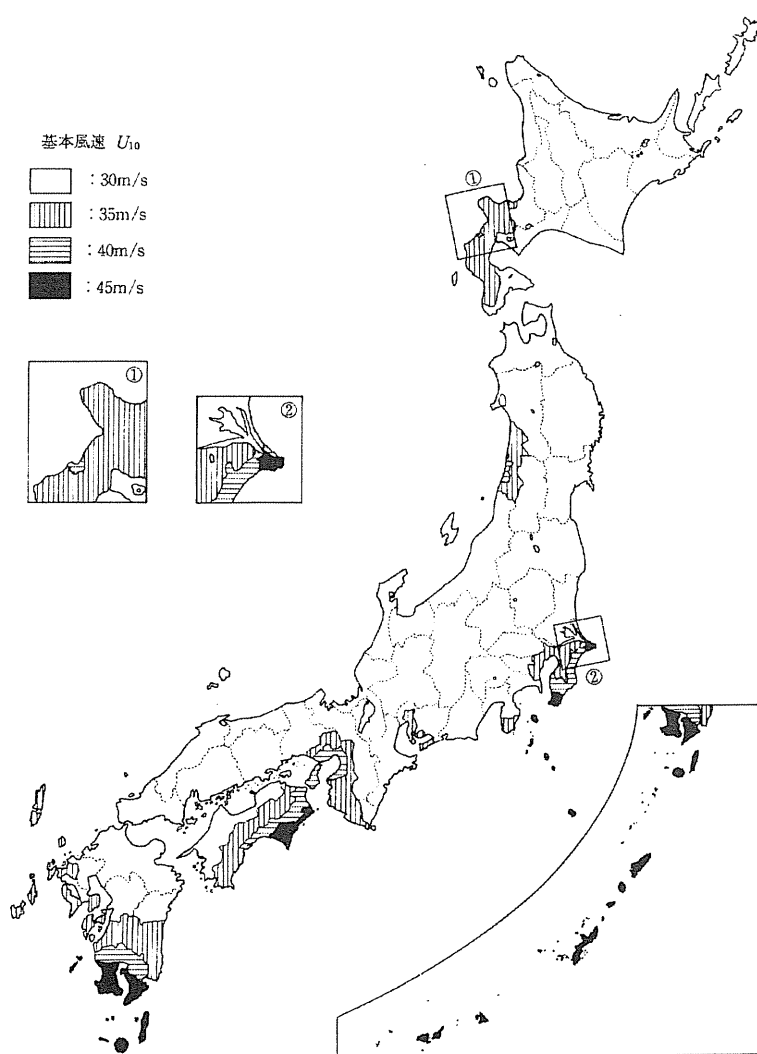
付図-2.6 佐賀地方気象台における年最大風速の風向



付図-2.7 佐賀地方気象台における年最大風速と非超過確率の関係
(1891年～2001年、地上14.2m)

2. 3 「道路橋耐風設計便覧」による基本風速

「便覧」による基本風速の地域区分は、付図-2.8 に示す通りである。地表粗度区分Ⅱとして評価すれば、架橋予定地点では 30m/s となる。



付図-2.8 「便覧」による基本風速の地域区分¹⁾

2. 4 基本風速の設定

佐賀地方気象台におけるデータとの相関解析および「便覧」による方法によって、架橋予定地点の基本風速を求めたところ、次のような結果となった。

佐賀地方気象台のデータとの相関解析：34.5m/s

「便覧」による方法：30m/s

これより、安全側となる前者を考慮し、本橋の基本風速は 35m/s と設定した。

付属資料－3 （仮称）矢部川橋の実橋振動諸元および模型設計

3. 1 （仮称）矢部川橋の実橋振動諸元

3. 1. 1 完成時桁断面

完成時桁断面の実橋振動諸元を付表－3.1 に示す。パネ支持試験において対象とする振動モードは、鉛直たわみ振動、ねじれ振動共に最低次モードである対称1次モードとした。

付表－3.1 完成時桁断面の実橋振動諸元

主桁の鉛直方向等価質量		0.47MN/m
主桁の等価極慣性モーメント		1063 tm ² /m
固有振動数	たわみ f_{η}	0.322 Hz
	ねじれ f_{θ}	1.100 Hz
構造減衰 (対数減衰率、「便覧」より)	たわみ δ_{η}	0.02
	ねじれ δ_{θ}	

3. 1. 2 架設時桁断面

桁架設時において、耐風安定性が最も低下する状態として、次の2つが考えられる。

- (1) 最大張出状態（側径間が閉合状態で、中央径間が閉合直前の状態）
- (2) 最大バランスング状態（中央径間、側径間共に閉合直前の状態）

上記の2種類の振動諸元は付表－3.2 に示すとおりである。

たわみについては、最大バランスング状態の方が、最大張出状態に比べ、たわみ振動数が2/3と低いため、たわみ渦励振の発現風速が低く、たわみ渦励振が生じやすいと考えられる。

一方、ねじれについては、最大張出状態の方がねじれ振動数が低く、ねじれ渦励振が生じやすいと考えられる。

架設時については、作業性を重視し、たわみ振動が生じやすい最大バランスング状態を対象に風洞試験を行うことにした。よって、実橋振動諸元は、付表－3.2(b)を考慮した。

付表－3.2 架設時桁断面の実橋振動諸元

(a) 最大張出状態

主桁の鉛直方向等価質量		0.46MN/m
主桁の等価極慣性モーメント		889 tm ² /m
固有振動数	たわみ f_{η}	0.347 Hz
	ねじれ f_{θ}	1.230 Hz
構造減衰	たわみ δ_{η}	0.02
	ねじれ δ_{θ}	

(b) 最大バランシング状態

主桁の鉛直方向等価質量		0.49MN/m
主桁の等価極慣性モーメント		1122 tm ² /m
固有振動数	たわみ f_{η}	0.231 Hz
	ねじれ f_{θ}	1.430 Hz
構造減衰	たわみ δ_{η}	0.02
	ねじれ δ_{θ}	

3. 2 模型縮尺の検討

模型縮尺は、「本州四国連絡橋風洞試験要領（2001）」²⁾に従い、閉塞率が5%以下になるよう、決定した。

本試験で用いた、独立行政法人土木研究所所有の非定常空気力風洞の断面寸法は、幅1.000m、高さ2.000m、コーナー部分が0.200mとなっている。

これより、風洞の断面積は

$$1.000 \times 2.000 - 0.200^2 = 1.960 \text{ m}^2$$

であり、閉塞率を5%以下にする場合、模型の許容投影面積は、

$$1.960 \times (5/100) = 0.098 \text{ m}^2$$

となる。

実橋の断面は桁幅 $B=20.200\text{m}$ 、総桁高 3.390m （桁高 3.200m ＋地覆高 0.120m ＋舗装厚 0.070m ）であるから、桁のみの単位長さ当たり投影面積は、 $3.390\text{m}^2/\text{m}$ となる。

なお、本試験では、試験最大迎角を $+7^\circ$ としており、これによる見かけ桁高の増加分は

$$(B/2) \tan 7^\circ = (20.200/2) \times \tan 7^\circ = 1.240\text{m}$$

となる。

さらに、遮音壁については、高さが最大 3.000m のものを想定しており、これによる高さの増加分は、

$$3.000 \times \cos 7^\circ = 2.978 \text{m}$$

以上より、模型の最大単位長さ当たり投影面積は、

$$3.390 + 1.240 + 2.978 = 7.608 \text{m}^2/\text{m}$$

を考慮しなければならない。

試験可能な最大縮尺を n とし、本試験に用いる模型長が 0.980mであることを考慮して、閉塞率 5%以下にするには、次式が成立しなければならない。

$$(\text{許容投影面積}) \geq (\text{最大単位長さ当たり投影面積}) \times (\text{模型長}) / (\text{最大縮尺})$$

$$0.098 \geq 7.608 \times 0.980 / n$$

$$n \geq 76.1$$

よって、本試験における模型縮尺は、1/80 とした。

3. 3 模型諸元の検討

風洞試験の相似側に従い、3. 2で決定した模型縮尺に応じて、付表-3.3に示す所要値を満たすよう、模型諸元の調整を行った。

付表－3.3 所要模型諸元

(a)完成時桁断面の所要模型諸元

		想定実橋値	模型所要値	相似則
	模型縮尺		1/ 80	
	桁幅 (m)	20. 200 m	0. 2525 m	1/80
	桁高 (m)	3. 200 m	3. 200 m	1/80
	重量	0. 47 MN/m	73. 34 N/m	1/80 ²
	回転中心 (m)	2. 111 m	0. 0264 m	1/80
	極慣性モーメント	1. 06 MN・sec ²	0. 2536 N・m ² /m	1/80 ⁴
固有 振動数	たわみ f_{η}	0. 322 Hz	1. 273 Hz	任意
	ねじれ f_{θ}	1. 100 Hz	4. 350 Hz	任意
	振動数比 f_{θ}/f_{η}	3. 416	3. 416	1
構造減衰	たわみ δ_{η}	0. 02	0. 02	1
	ねじれ δ_{θ}	0. 02	0. 02	1

(b)架設時桁断面の所要模型諸元

		想定実橋値	模型所要値	相似則
	模型縮尺		1/ 80	
	桁幅 (m)	19. 800 m	0. 2475 m	1/80
	桁高 (m)	3. 200 m	0. 0400 m	1/80
	重量	0. 49 MN/m	76. 11 N/m	1/80 ²
	回転中心 (m)	2. 111 m	0. 0264 m	1/80
	極慣性モーメント	1. 12 MN・sec ²	0. 2684 N・m ² /m	1/80 ⁴
固有 振動数	たわみ f_{η}	0. 231 Hz	2. 500 Hz	任意
	ねじれ f_{θ}	1. 430 Hz	4. 350 Hz	任意
	振動数比 f_{θ}/f_{η}	6. 190	1. 740	1
構造減衰	たわみ δ_{η}	0. 02	0. 02	1
	ねじれ δ_{θ}	0. 02	0. 02	1

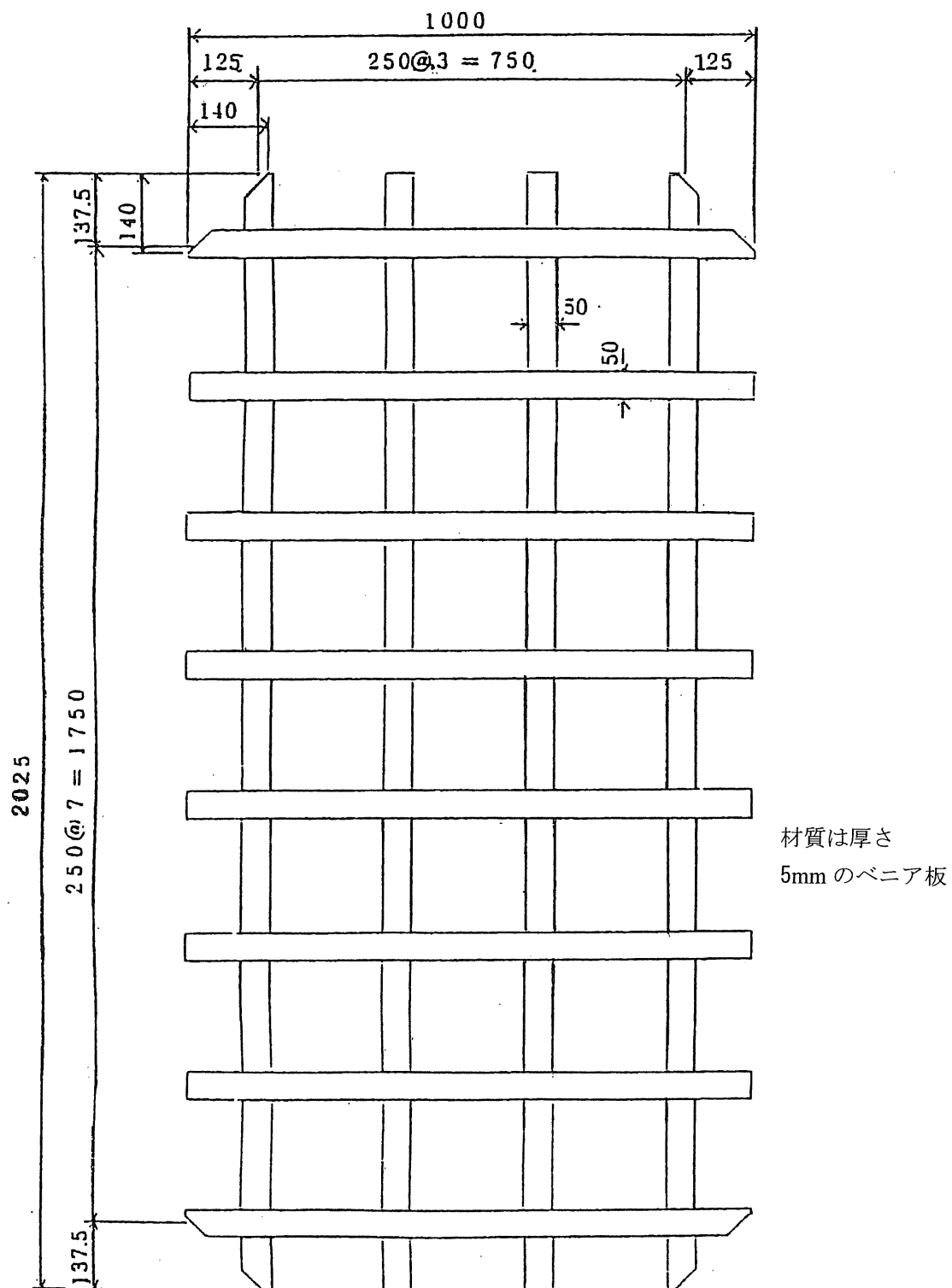
付属資料－4 乱流格子による乱流の気流特性

4. 1 乱流格子による乱流の気流特性の計測

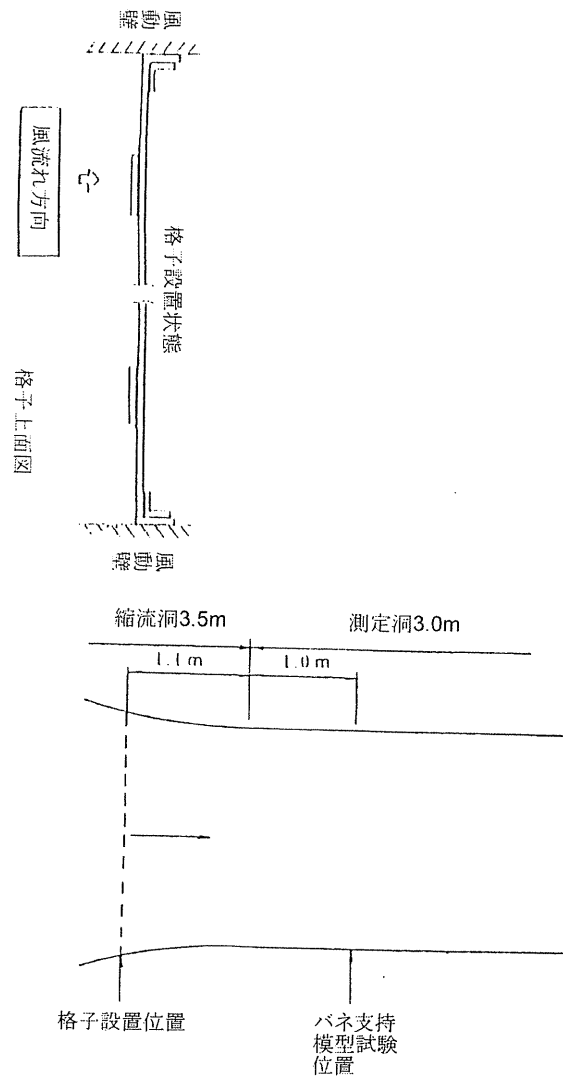
(仮称) 矢部川橋について乱流中で風洞試験を行う際に用いる乱流格子の気流特性の計測を行った。計測の対象とした乱流格子を、付図－4.1 に示す。気流特性の計測は、付図－4.2 に示すように、独立行政法人土木研究所耐風工学実験施設内にある非定常空気力風洞内の模型設置位置から上流側 2.1m の位置に乱流格子を設置して行った。気流計測点は、水平位置が風洞の中心とそこから左右に 250mm の位置で、高さがいずれも風洞床面から 1m の 3 点とした。計測では、熱線流速計（日本カノマックス製 IHW－100）およびプローブを用いて、平均風速および乱れ強さを計測した。気流特性の計測条件は、設定風速 6.2m/s、サンプリング周波数 60Hz とした。

4. 2 気流特性の計測結果

平均風速および乱れ強さの計測結果を付表－4.1 および付図－4.3 に示す。これらの結果より、いずれの計測位置においても、風軸方向（主流方向）、風軸直角方向（鉛直方向）共に風速分布がほぼ一様となり、格子のバーによる計測結果の乱れはないと考えられた。また、いずれの計測位置においても、乱れ強さは、主流方向が I_u ＝約 10%、鉛直方向が I_v ＝約 8%となった。



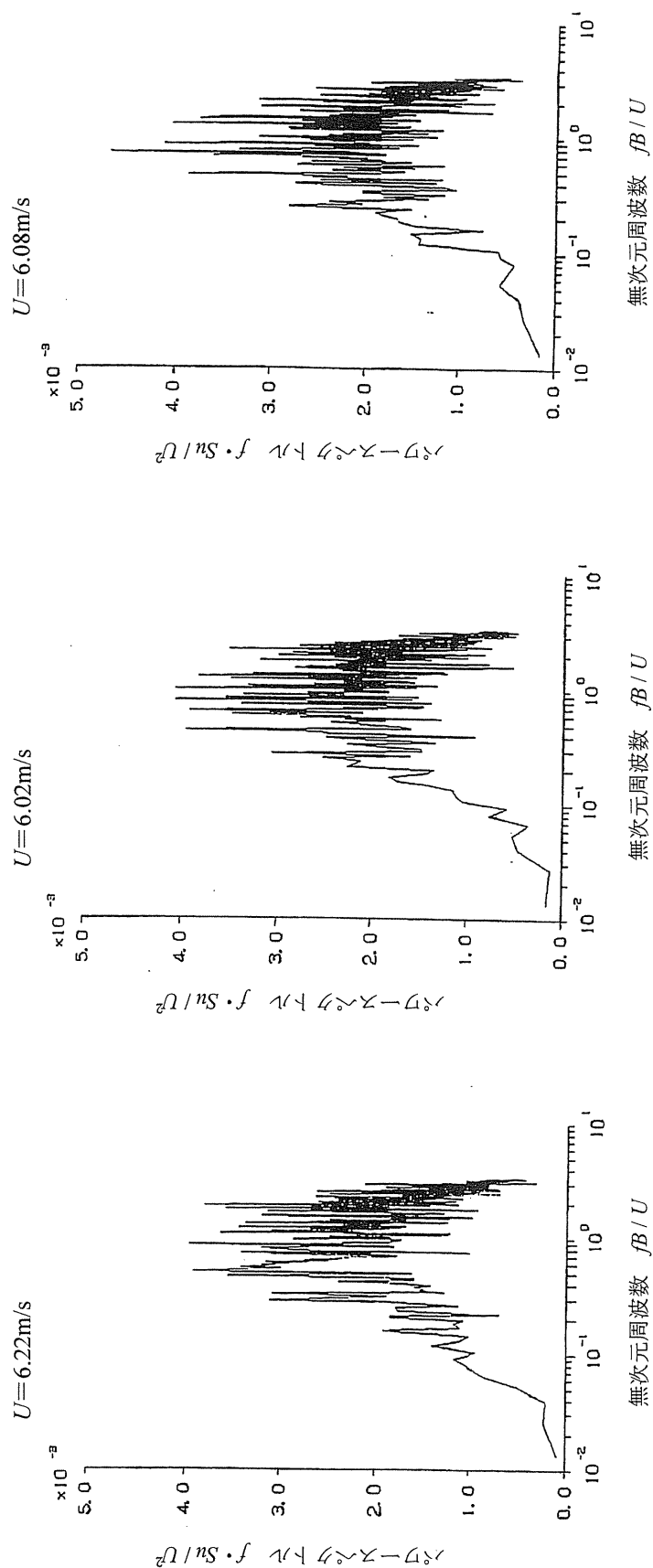
付図-4.1 乱流格子



付図－4.2 気流計測位置

付表－4.1 気流計測結果

		計 測 位 置 (風洞軸直角方向)		
		－250mm (観測室側)	0mm (中央)	250mm (反観測室側)
平均風速 (m/s)		6.19	6.19	6.09
乱れ 強さ	主流方向 I_u	9.92%	10.24%	9.91
	鉛直方向 I_w	8.09%	8.30%	8.44
スケール	主流方向 L_x^u	12.3cm	14.0cm	15.5cm
	鉛直方向 L_x^w	5.9cm	6.5cm	7.7cm
気流傾斜角 (度)		－0.06	0.07	0.02



(a) 風洞中心から観測室側に 250mm の位置 (b) 風洞中心位置 (c) 風洞中心から反観測室側に 250mm の位置

付図-4.3 気流計測結果 (主流方向の格子乱流パワースペクトル)