

土木研究所資料

饒波川橋梁の耐風性調査報告書

昭和63年 3 月

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室

Copyright © (1988) 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、複写は、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。

饒波川橋梁の耐風性調査報告書

構造研究室 室 長 横 山 功 一
主任研究員 佐 藤 弘 史
東久保 正 徳

要 旨

饒波川橋梁の耐風性を明らかにするために実施した風調実験（バネ支持模型実験および三分力試験）の結果をとりまとめたものであり、自励振動、渦励振および設計風荷重について検討を加え、耐風性の評価を行っている。

キーワード：饒波川橋梁、斜張橋、自励振動、渦励振、風荷重

序

饒波川橋梁は、沖縄開発庁沖縄総合事務局南部国道事務所が那覇市の饒波川に建設を計画している2径間連続鋼斜張橋である。本橋の構造形式が斜張橋であること、および架橋地点付近には強風の可能性が予測されること、などの理由により建設前に耐風安全性の検討を行うことが必要であると考えられ、当研究室がその調査の依頼を受けた。調査は主として風洞実験により実施し、設計案の耐風性の評価ならびに耐風性を向上させるための対策案の検討を行った。ここに、その調査結果をとりまとめ報告する。

昭和63年3月

目 次

1. まえがき	1
1.1 饒波川橋梁の概要	1
1.2 調査の目的	1
2. パネ支持模型実験	6
2.1 実験の概要	6
2.2 実験方法および実験条件	6
2.3 実験結果	13
2.4 風による振動に対する耐風設計の考え方	25
3. 三分力試験	28
3.1 実験方法および実験条件	28
3.2 三分力係数の特性	28
4. ま と め	31
5. あとがき	32

1. まえがき

1.1 饒波川橋梁の概要

饒波川橋梁は、一般国道329号線那覇東バイパスの新設に伴い、沖縄那覇市～豊見城村に計画された橋梁であり、橋長445 m、最大支間150 mの2径間連続鋼斜張橋である。

架橋地点を、図-1.1に示す。本橋は、広域公園区域及び鳥獣保護区域の中に位置するため、景観を考慮し、図-1.2に示すような逆Y型主塔とマルチファン形式1面ケーブルを持つ斜張橋形式が採用されており、かつ、野鳥観察のための歩道及びバルコニーが設置されることになっている。本橋の主要設計条件は次のとおりである。

橋 種	2径間連続鋼斜張橋 + 3径間連続箱桁橋
橋 格	一等橋 (TL-20, TT-43)
道路規格	第4種第1級
設計速度	60 km/h
平面線形	$R = \infty$
橋 長	445 m
支 間 割	2 @ 150 + 3 @ 48.3 m
幅員構成	図-1.2 参照

1.2 調査の目的

橋梁におよぼす風の影響としては、渦励振、静的変形、ガスト応答、および自励振動が挙げられる。

渦励振は比較的低い限られた風速範囲で発現する振動であり、橋梁の疲労あるいは使用上の面で検討が必要な現象である。

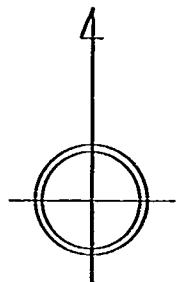
静的変形は定常的な風圧の作用による変形であり、またガスト応答は自然風の風速の時間的・空間的な変動による構造物の不規則な振動である。いずれも風速の増加に伴ない、変形量あるいは振動変位が増大する現象であり、このうち風の主流方向の静的変形およびガスト応答については、両者の作用と等価な静的荷重（風荷重）を設定し、通常の静的な荷重と同様に設計が行われる。

自励振動は風速がある値（限界風速）以上になると発現する振動であり、振幅が急激に増大し、タコマ・ナローズ橋で見られたように直ちに構造物を崩壊に導くおそれがある。このため自励振動の限界風速は、架橋地点において橋梁の耐用期間中に吹くと考えられる風速に比べて十分高くする必要がある。

風による橋梁の変形あるいは振動に影響を及ぼす原因としては、架橋地点の自然風の特徴、橋梁の空気力特性（橋梁の断面形状）および橋梁の構造特性（質量、剛性、減衰性状など）が挙げられる。このうち、自然風の特徴は主として設計風速に反映されている。また、構造特性の影響はある程度解析的に検討することが可能である。一方、空気力特性はこれを解析的に明らかにすることは困難であり、風洞実験による方法が現時点では最も有効である。とくに、渦励振および自励振動は橋梁の断面形状に敏感

な面が大きいため、風洞実験により耐風性を確認することが重要となる。

以上の理由により、本調査では主として渦励振および自励振動に関する本橋の耐風性を確認することを目的として風洞実験（パネ支持模型試験）を実施した。さらに、静的変形およびガスト応答に関し、より詳細な検討を行うために必要な空気力の計測（三分力試験）も実施した。



縮尺 1:25000

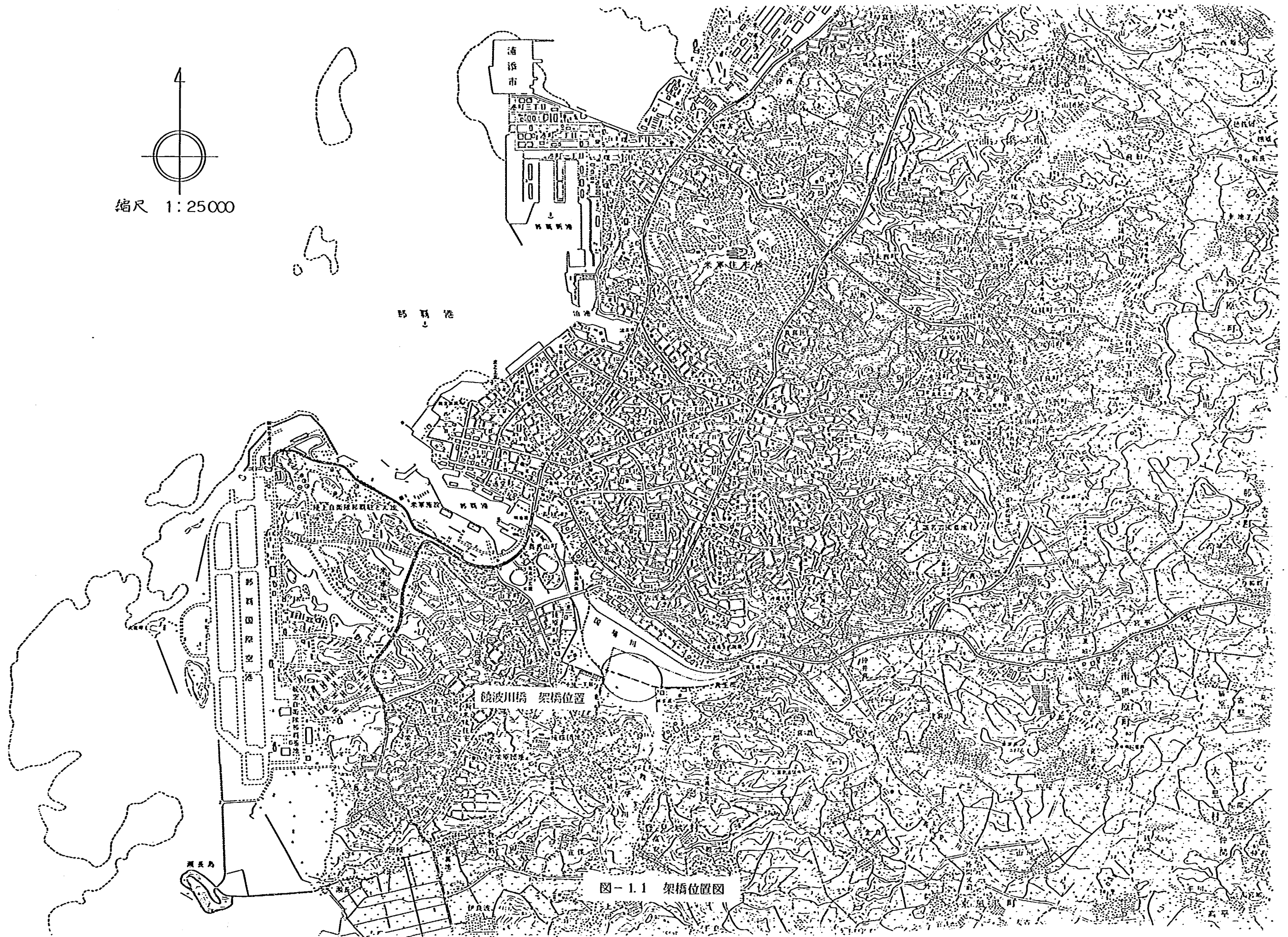
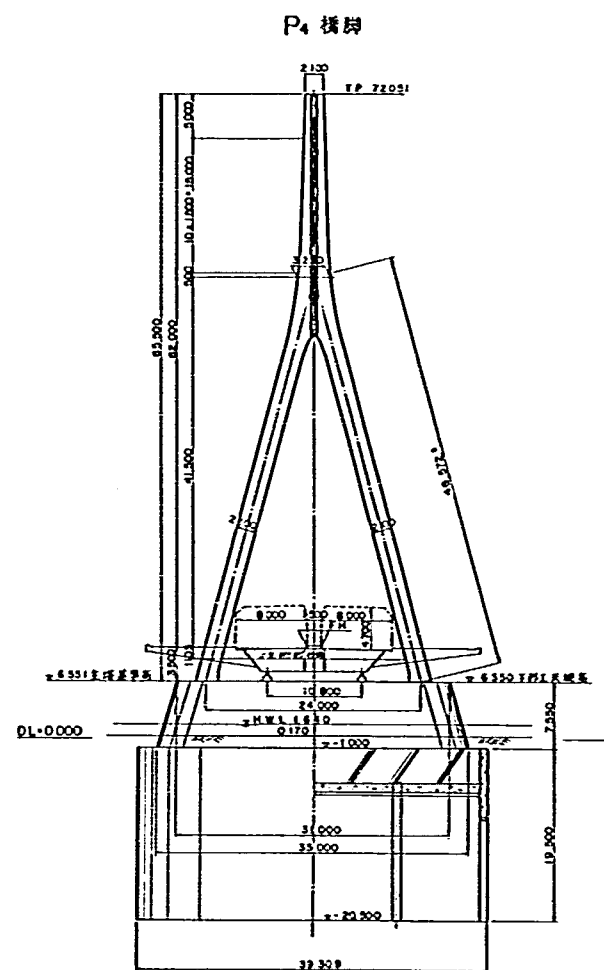
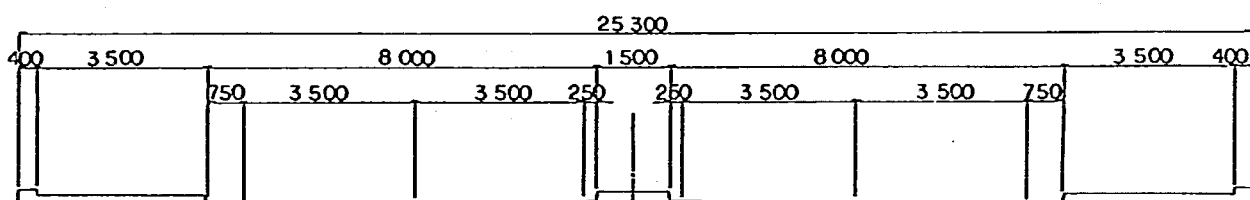
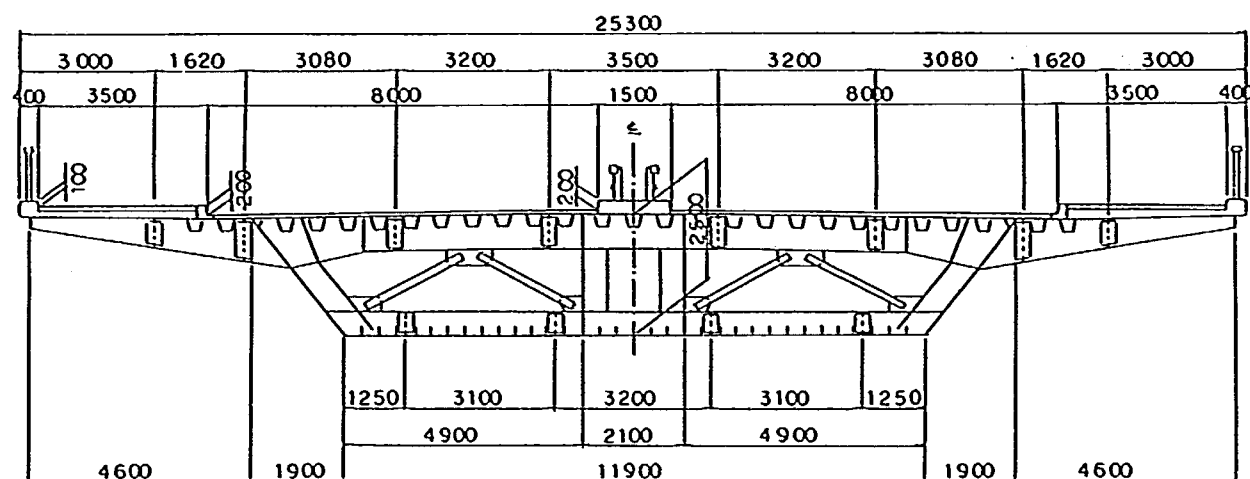


圖-1.1 架橋位置圖

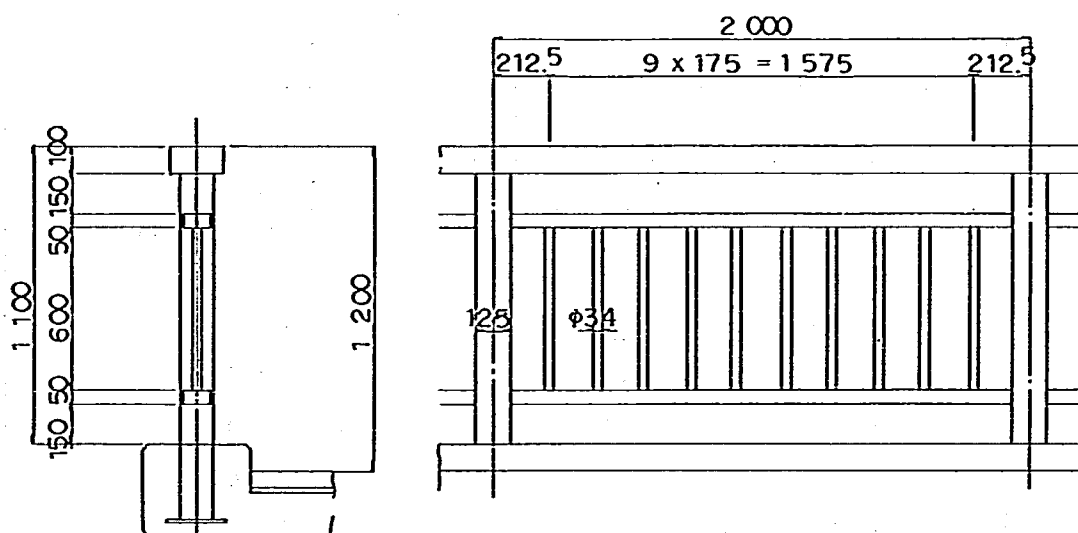


- 4 -



幅員構成

図- 1.2.2 橋桁の断面形状



上段梁	1 - □ 200 x 100 x 4. ⁵ (STKR41)
支柱	1 - □ 125 x 125 x 4. ⁵ ()
飾材	2 - □ 100 x 50 x 3. ² ()
、	10 - Pipe 25A x 3. ² (SGP)

図- 1.2.3 高欄形状

2. パネ支持模型実験

2.1 実験の概要

自励振動および渦励振に対する耐風安全性を調べるために実施した実験は、パネ支持模型実験である。すなわち幾何学的に相似な2次元剛体模型を、質量、剛性、減衰性能などの相似条件を満足させるように風洞内に設置し、風を流し、実橋において発生する風による振動を風洞内に再現させ、この振動と風速および構造物に対する風の傾斜角との関係を把握する、という実験である。

2.2 実験方法および実験条件

実験に用いた風洞は、建設省土木研究所耐風工学実験施設の非定常空気力風洞であり、その主要諸元を表-2.1に示す。気流としては乱れのほとんどない一様気流を用いた。

模型は6本のコイルパネにより所要の剛性を有するように支持され、模型の外側に付加したおもり、

表-2.1 非定常空気力風洞主要諸元

風 洞 形 式			単 回 路 選 流 式
主 要 寸 法	測 定 洞	幅 (mm)	1,000
		高 (mm)	2,000
		長 (mm)	3,000
	縮 流 洞	入口 (mm×mm)	3,000×5,000
出口 (mm×mm)		1,000×2,000	
		縮流比	7.50
	風 路 全 長 (mm)		55,000
送 風 機	形 式		固 定 ピ ッ チ 動 翼 軸 流 式
	動 翼 直 径 (mm)		1,500
	有 効 全 圧 (mmAg)		40.0
	風 量 (m³/s)		70.0
	回 転 数 (rpm)		1,250.0
	容 量 (kW)		50.0
気 流	最 大 風 速 (m/s)		30.0
	乱 れ 率 (%)		0.5%以下
付 属 計 測 機 器 等			三 分 力 天 秤 フ ラ ッ タ 模 型 支 持 装 置 非 定 常 空 気 力 測 定 装 置 突 風 発 生 装 置 脈 動 発 生 装 置 デ ー タ 処 理 装 置

および模型中央よりおろしたピアノ線に接続したダンパーにより、それぞれ質量あるいは減衰性能に関する相似条件を満足させた。また気流の2次元性を保つために、模型端部には端板をつけ、模型が風により流されるのを防ぐため、流れ止めを取り付けた。これらの様子を図-2.1に示す。

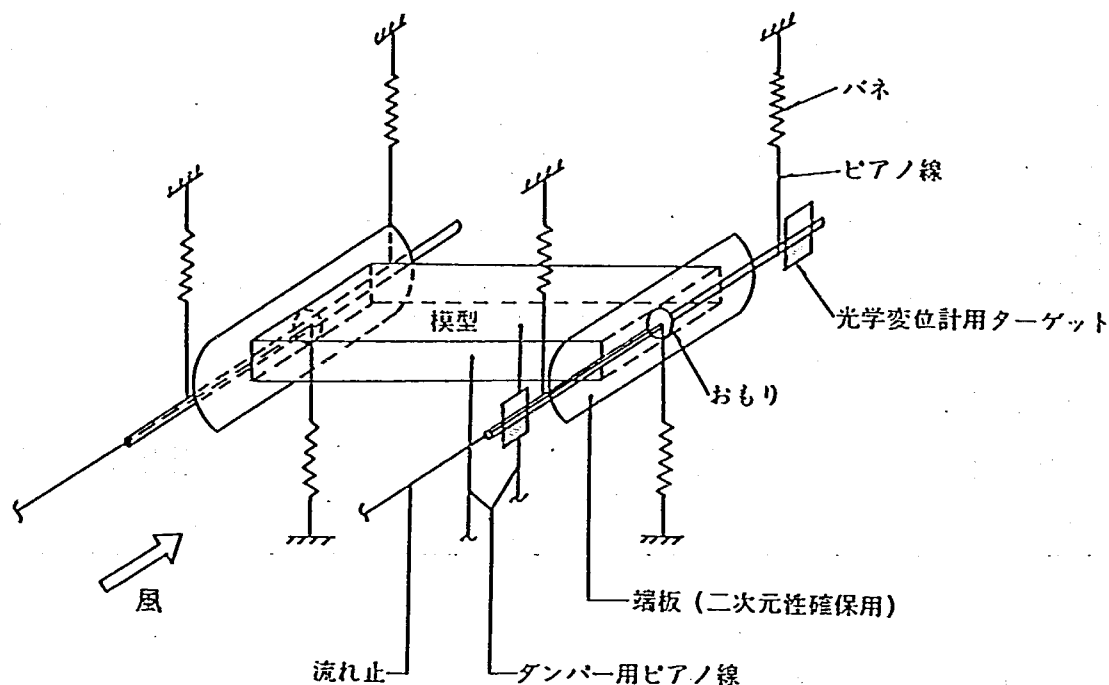


図-2.1 模型支持方法

模型の振動は、模型と同じ動きをする模型支持のパイプに取付けたターゲットの変位を光学式変位計で測定することにより求めた。また風速はピトー管およびマノメータにより測定した。光学式変位計により得られた模型の振動データはペン書きレコーダおよびデータレコーダに記録され解析された。

実験において相似させるべき条件として考慮したものは、幾何学的形状のほかに以下のパラメータがある。

$$\frac{M}{\rho B^2}, \frac{I}{\rho B^4}, \frac{V}{f_{\eta} B}, \frac{V}{f_{\theta} B}, \delta_{\eta}, \delta_{\theta}$$

ここに、 M ：単位長さあたりの質量、 I ：単位長さあたりの極慣性モーメント、 ρ ：空気密度、 V ：風速、 B ：構造物の代表長さ、 f ：固有振動数、 δ ：無風時の対数減衰率、 η ：鉛直たわみ振動、 θ ：ねじれ振動

これらのパラメータを実橋および風洞実験において等しくする、という考えで得られた実験条件を表-2.2に示す。実験に用いた模型図を図-2.2に示す。模型縮尺は1/50であり、南部国道工事事務所より提案された設計案に加え風による振動を抑制するための制振対策用部材も3種類製作した。

図-1.2に示されているように、本橋の水面から橋桁までの高さは約7mと非常に低い。このように桁空間が狭い場合には広い場合に比べ風による振動特性が異なることが報告されている。図-2.3にLong's Creek橋を対象とした風洞実験結果¹⁾が示されているが、例えば六角形断面（図中*印）橋桁

表-2.2 実験条件

	実 橋	模型所要値	実 験 値			
			基本断面	基本断面 + フェアリング	基本断面 + 連続フラップ	基本断面 + 断続フラップ
縮 尺 率	—	1 : 50	1 : 50	1 : 50	1 : 50	1 : 50
重 量	$\frac{\text{l}}{\text{m}}$ 18.74	$\frac{\text{kgf}}{\text{model}}$ 7.346	$\frac{\text{kgf}}{\text{model}}$ 7.417	←	←	←
極慣性モーメント	$\frac{\text{l} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$ 88.55	$\frac{\text{kgf} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^2}{\text{model}}$ 1.388	$\frac{\text{kgf} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^2}{\text{model}}$ 1.412	←	←	←
振 動 数	たわみ1次	Hz 0.658	Hz 2.742	2.757~2.770	2.745~2.759	2.750~2.754
	ねじれ1次	Hz 1.323	Hz 5.513	5.613~5.617	5.571~5.574	5.573~5.575
振 動 数 比	2.01	2.01	2.03~2.04	2.03	2.02~2.03	2.03
構 造 減 衰	0.020	0.020	0.020	←	←	←
風速換算比	—	$\eta : 12.0$ $\theta : 12.0$	$\eta : 11.89$ $\theta : 11.78$	$\eta : 11.97$ $\theta : 11.87$	$\eta : 11.95$ $\theta : 11.87$	$\eta : 11.94$ $\theta : 11.83$
パネ間隔	—	60.0 cm	60.0 cm	←	←	←

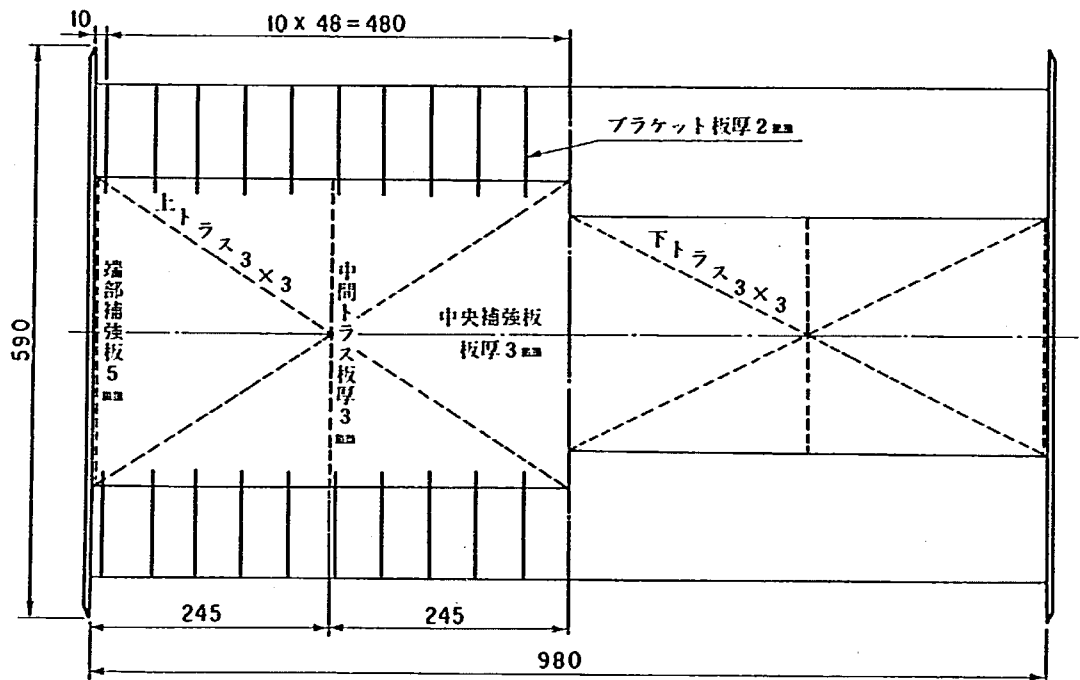
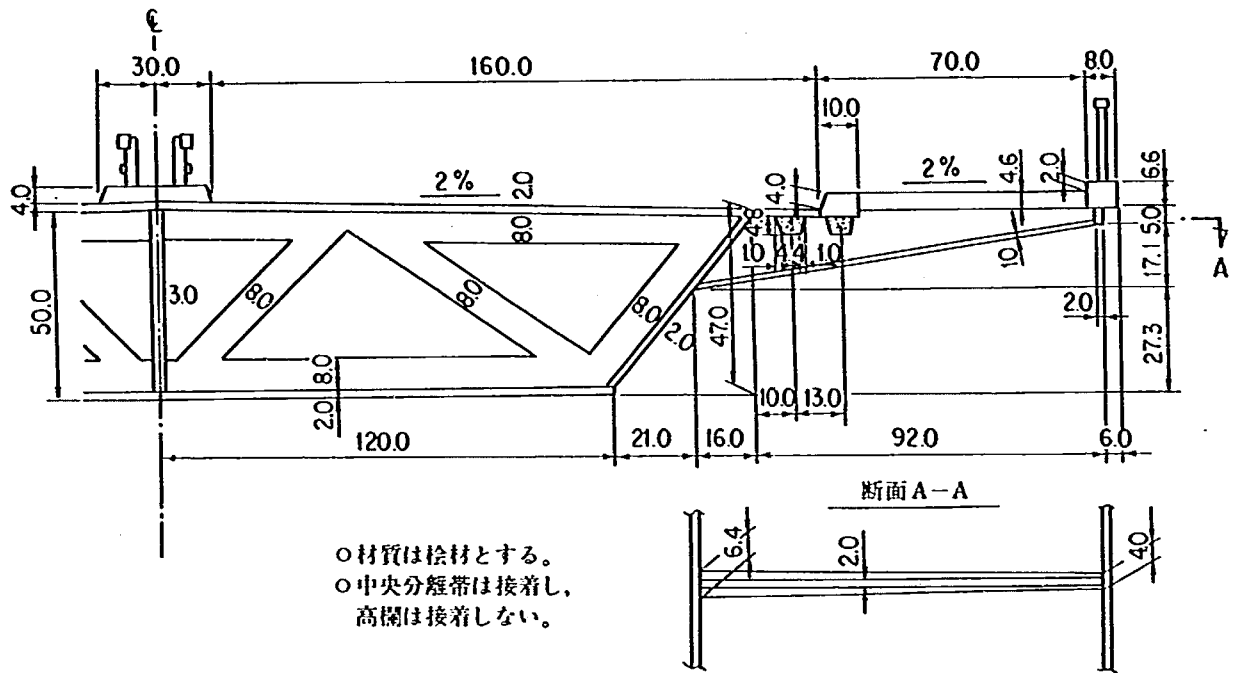
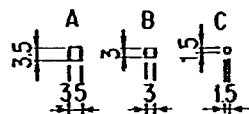
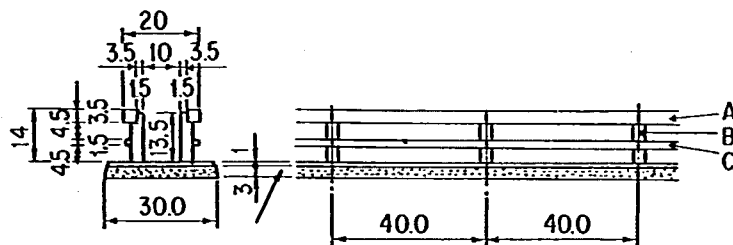


図-2.2.1 模型図 (その1)

の場合には、水面からの高さが高い (100ft) 場合には、ほとんど振動が発生していないが、低い (15ft) 場合には顕著な渦励振が発現している。このような桁下空間の影響は断面形状により異なるため、本橋の実験に対しても図-2.4に示すように地面板を風洞内に設置し、桁下空間の影響を調べた。

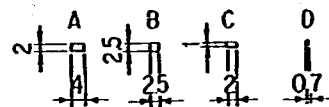
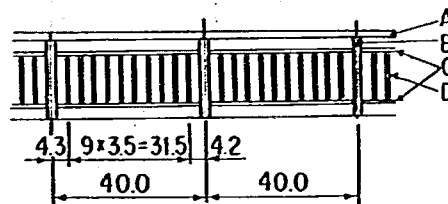
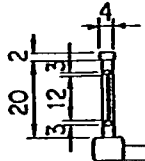


○中央分縫帯



○材質は桧材とする。

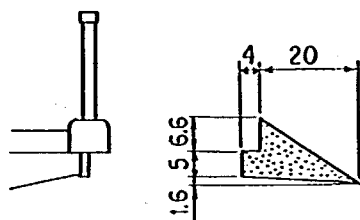
○高欄



○材質は桧材とする。
 ○高欄は取付け取外し可能とする。

図-2.2.2 模型図 (その2, 橋桁断面および高欄模型)

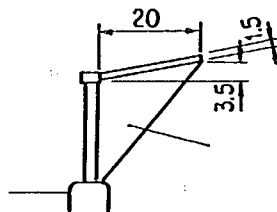
○フェアリング



○材質はバルサ材とする。

○フェアリングは取付け取外し可能とする。

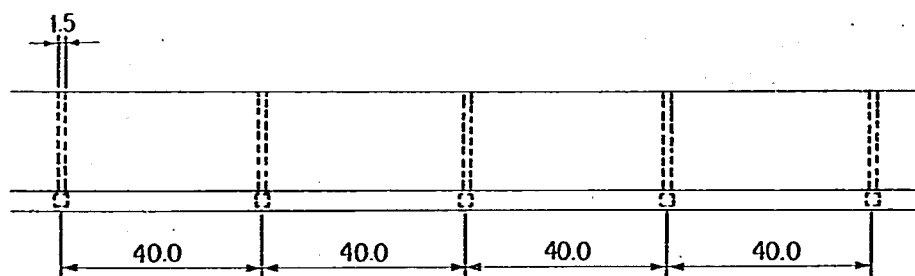
○高欄+フラップA



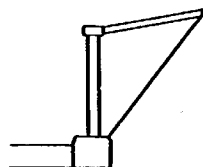
○材質は桧材とする。

○高欄形状は高欄に従う。

○高欄+フラップAは取付け取外し可能とする。



○高欄+フラップB



○材質は桧材とする。

○高欄形状は高欄に従う。

○高欄+フラップBは取付け取外し可能とする。

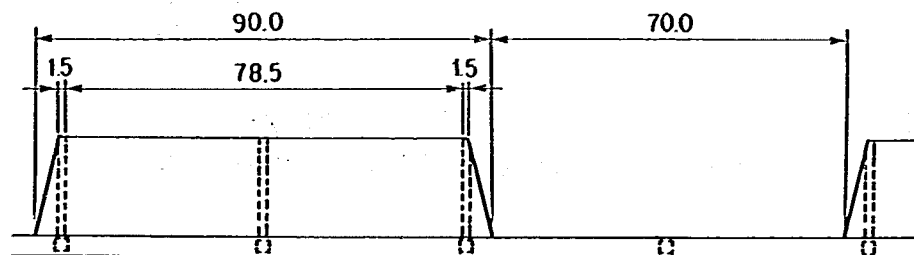
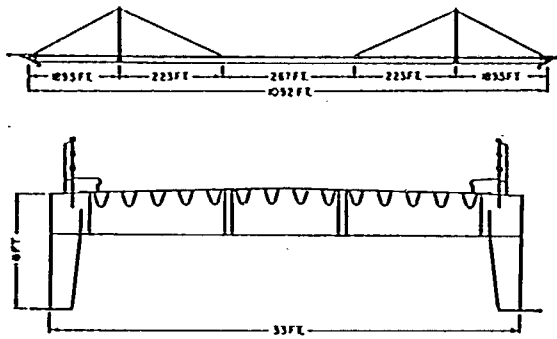
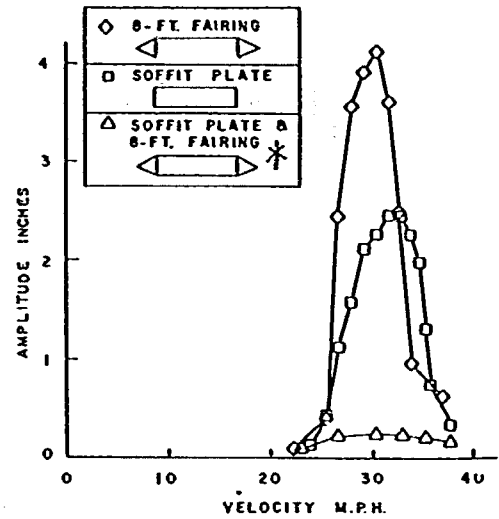


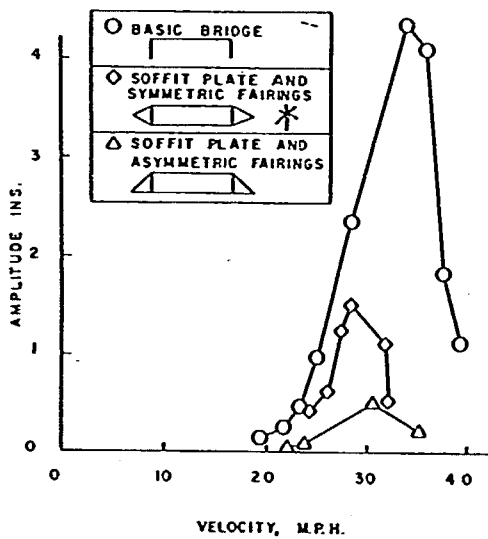
図- 2.2.4 模型図 (その4; 制振対策用部材)



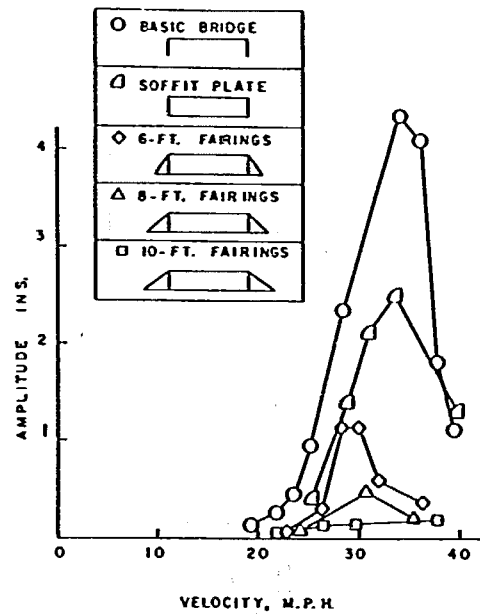
(a) Long's Creek 橋一般図



(b) 風速—振幅曲線 (水面からの高さ 100 ft)



(c) 風速—振幅曲線 (水面からの高さ 15 ft)



(d) 風速—振幅曲線 (水面からの高さ 15 ft)

図-2.3 水面からの高さが風による振動におよぼす影響
(Long's Creek 橋を対象とした Wardlaw の実験¹⁾ による)

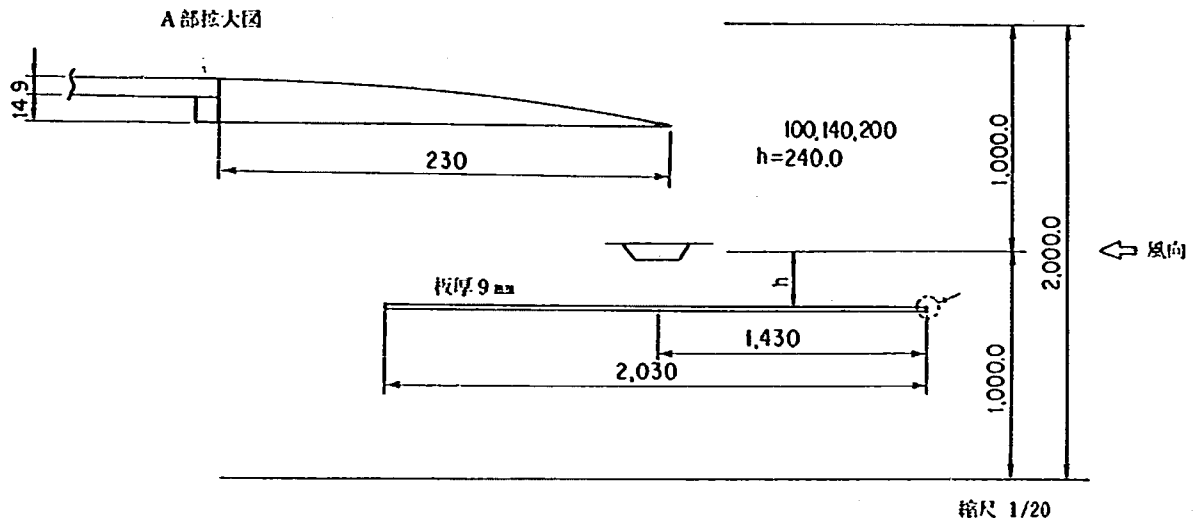


図-2.4 地面板取り付け図

2.3 実験結果

実施した実験ケースを表-2.3に、実験結果の概要を表-2.4に、また風による振動が発現した風速と迎角（水平面に対する風の傾斜角、吹き上げが正）との関係（以下 $V-\alpha$ 図と略す。）を図-2.5にそれぞれ示す。

表-2.3 実験ケース

実験ケース名	断面形状	水面からの高さ	実験した迎角
NOHA-A0	基本断面	約 50 m	$0^\circ, \pm 3^\circ, \pm 5^\circ$
NOHA-A7	（南部国道 事務所より提案 されたもの）	7 m	$0^\circ, \pm 3^\circ$
NOHA-A5		5 m	3°
NOHA-A10		10 m	3°
NOHA-B7	基本断面+フェアリング	7 m	$0^\circ, \pm 3^\circ$
NOHA-C7	基本断面+フラップ	7 m	$0^\circ, \pm 3^\circ$
NOHA-D7	基本断面+断続フラップ	7 m	$0^\circ, \pm 3^\circ$

2.3.1 基本断面の耐風性

桁下空間を十分にとった（実橋換算約 50 m）場合の基本断面（南部国動事務所より提示された設計案）の風速と振幅との関係を図-2.6に示す。図より、基本断面は迎角 0° および負の迎角では自励振動および渦励振とも実橋風速約 100 m/s まで発現していないが、迎角 3° では実橋風速約 22 m/s において小さな振幅ではあるがねじれの渦励振が発現し、また迎角 5° では鉛直たわみおよびねじれモードの渦振が発現するおそれのあることがわかる。

2.3.2 桁下空間の影響

桁下空間を実橋と同様に 7 m とした場合の基本断面の風速と振幅との関係を図-2.7に示す。図より迎角 0° および負の迎角においては桁下空間を十分にとった場合と同様に自励振動も渦励振も発現していないが、迎角 3° では鉛直たわみモードにおいても渦励振が発現するおそれがあり、またねじれモードの

表-2.4 饒波川橋梁バネ支持模型実験結果一覧表

模 型 名	水面考慮 の場合の 桁下空間	迎角	た わ み			ね じ れ		
			渦 励 振		自励振動	渦 励 振		自励振動
			発現風速範囲	最大振幅	発現風速	発現風速範囲	最大振幅	発現風速
NŌHA-A (基本断面)	50 m	0°	—	—	m/sec 100.0以上	—	—	m/sec 100.0以上
		+3°	12.3~16.1 m/sec	6.5 mm	"	21.6~23.9 m/sec	0.21°	"
		+5°	12.0~16.3 m/sec 23.5~43.9 m/sec	37.5 mm 187.5 mm	"	22.3~26.3 m/sec 33.1~54.9 m/sec	0.16° 0.35°	"
		-3°	—	—	"	—	—	"
		-5°	—	—	"	—	—	"
	10 m	+3°	14.5~17.9 m/sec 25.7~43.1 m/sec	30.0 mm 125.0 mm	"	21.4~26.8 m/sec 37.6~50.6 m/sec	0.15° 0.30°	"
	7 m	0°	—	—	"	—	—	"
		+3°	13.7~17.0 m/sec 23.3~47.5 m/sec	25.0 mm 175.0 mm	"	20.5~24.3 m/sec 39.9~51.4 m/sec	0.10° 0.35°	m/sec 96.5以上
		-3°	—	—	"	—	—	m/sec 100.0以上
	5 m	+3°	13.8~17.4 m/sec 23.7~45.4 m/sec	25.0 mm 175.0 mm	"	21.5~24.8 m/sec 39.1~51.2 m/sec	0.10° 0.35°	m/sec 97.0以上
NŌHA-B (基本断面 + フェアリング)	7 m	0°	14.4~17.3 m/sec	50.0 mm	"	16.5~18.4 m/sec 21.8~27.8 m/sec	0.05° 0.20°	m/sec 100.0以上
		+3°	—	—	"	16.0~19.2 m/sec 21.3~27.9 m/sec	0.05° 0.15°	"
		-3°	13.5~15.8 m/sec	50.0 mm	"	18.9~24.1 m/sec 27.9~38.5 m/sec	0.25° 0.40°	"
NŌHA-C (基本断面 + 連続フラップ)	7 m	0°	—	—	"	—	—	"
		+3°	—	—	"	—	—	"
		-3°	—	—	"	—	—	"
NŌHA-D (基本断面 + 断続フラップ)	7 m	0°	—	—	"	—	—	"
		+3°	—	—	"	—	—	"
		-3°	—	—	"	—	—	"

注) 風速値、振幅値は実橋換算値である。

—印は振動が発現しなかった事を意味する。

渦励振は高風速域(40 m/s~50 m/s)においても発現するおそれがあり、ねじれモードの自励振動が風速約80 m/sより発現し始めることがわかる。すなわち、桁下空間を7 mとすることにより迎角3°では渦励振および自励振動に対する耐風性が低下する。

迎角3°に着目し、桁下空間を変化させて実験した結果を図-2.8に示す。図より、桁下空間が5 mから10 mまでの間では、10 mのときに鉛直たわみモードの渦励振振幅が若干低下し、ねじれモードの自励振動の開始風速が若干高まることを除けば、振動性状はほとんど変わらないことがわかる。

2.3.3 制振対策の検討

図-2.9に桁下空間を7 mに設定し、各種制振対策を取付けた場合の風速-振幅曲線を示す。図より、

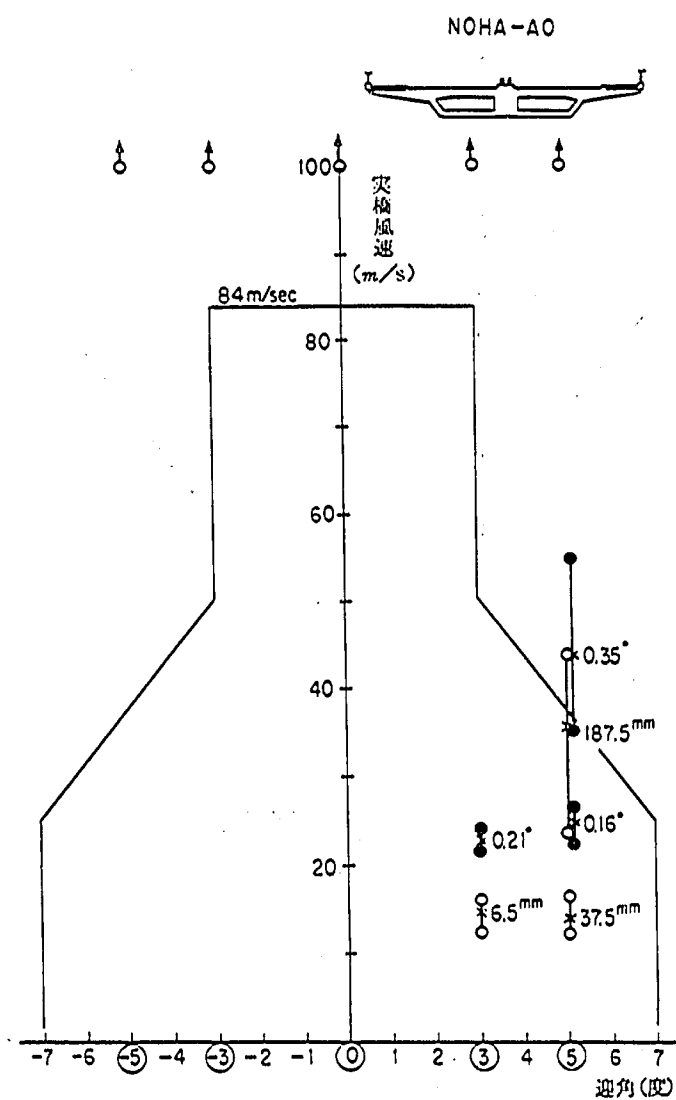


图-2.5.1 风速-迎角图 (NOHA-A0)

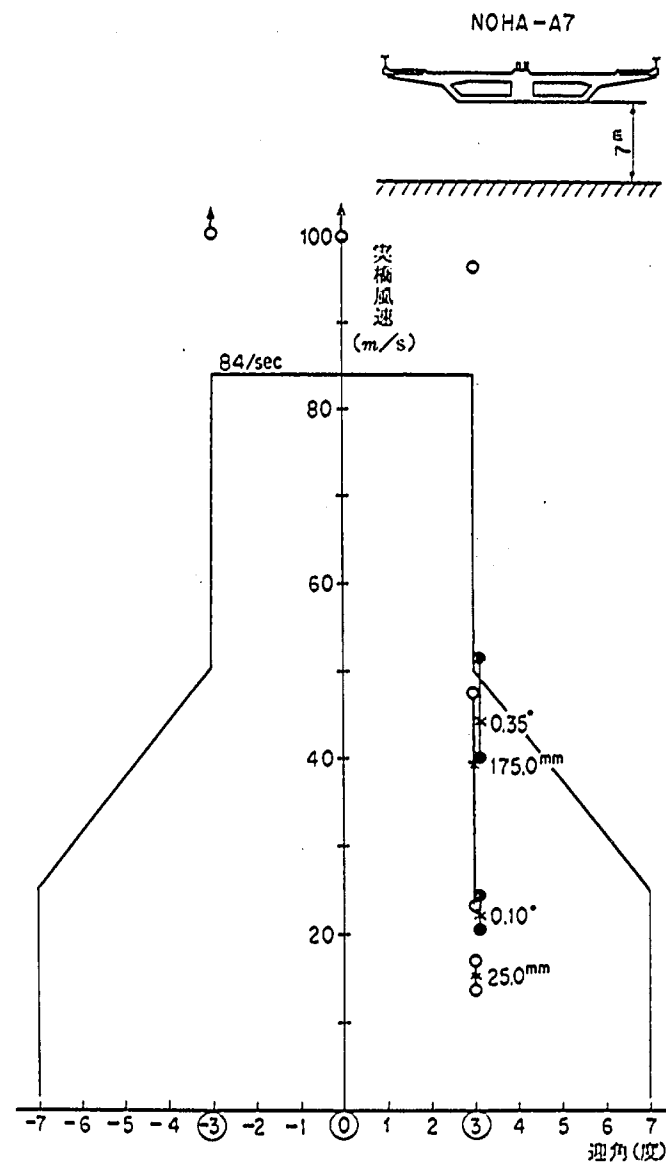


图-2.5.2 风速-迎角图 (NOHA-A7)

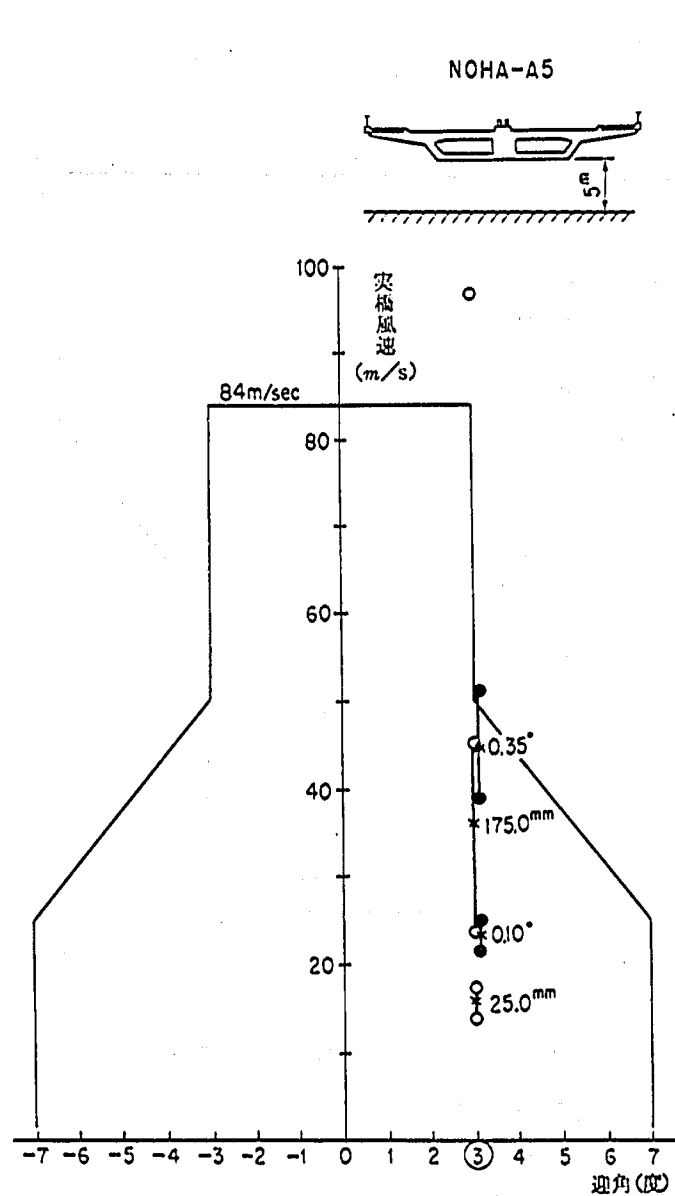


圖-2.5.3 風速-迎角圖 (NOHA-A5)

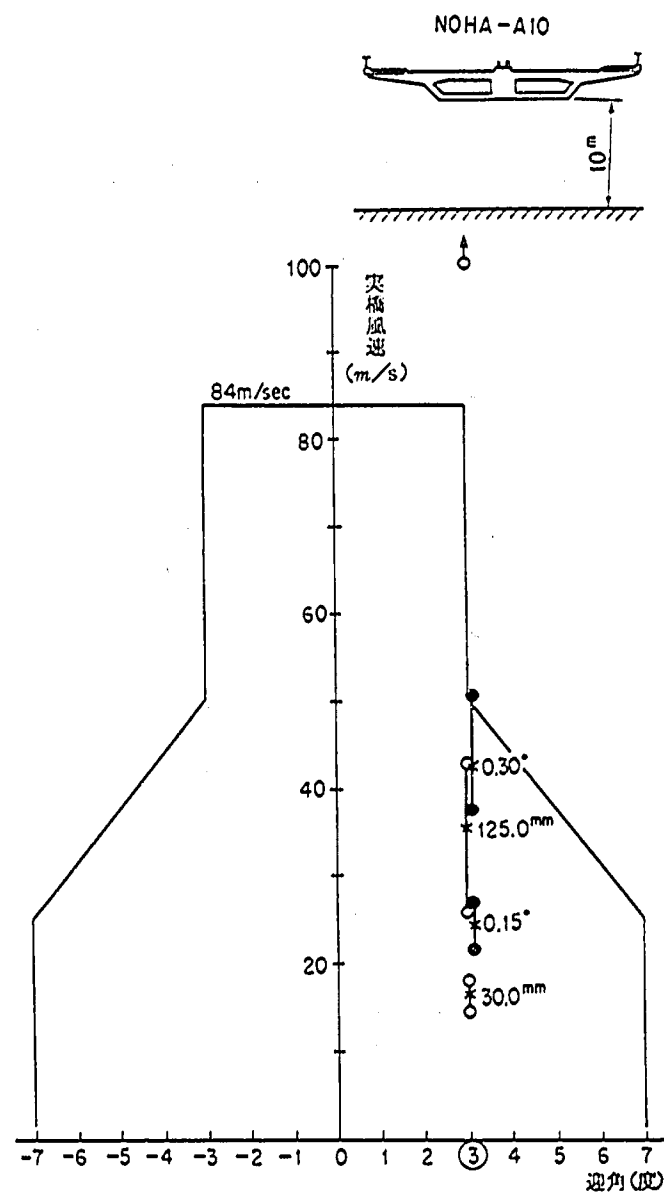


圖-2.5.4 風速-迎角圖 (NOHA-A10)

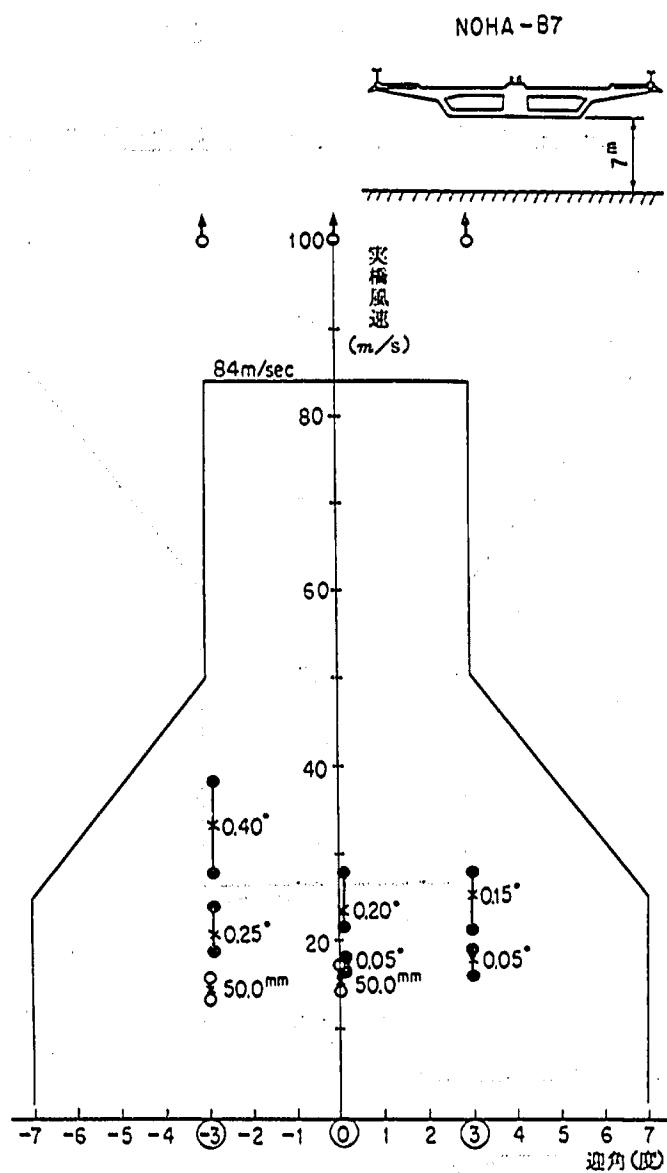


図-2.5.5 風速-迎角図 (NÖHA-B7)

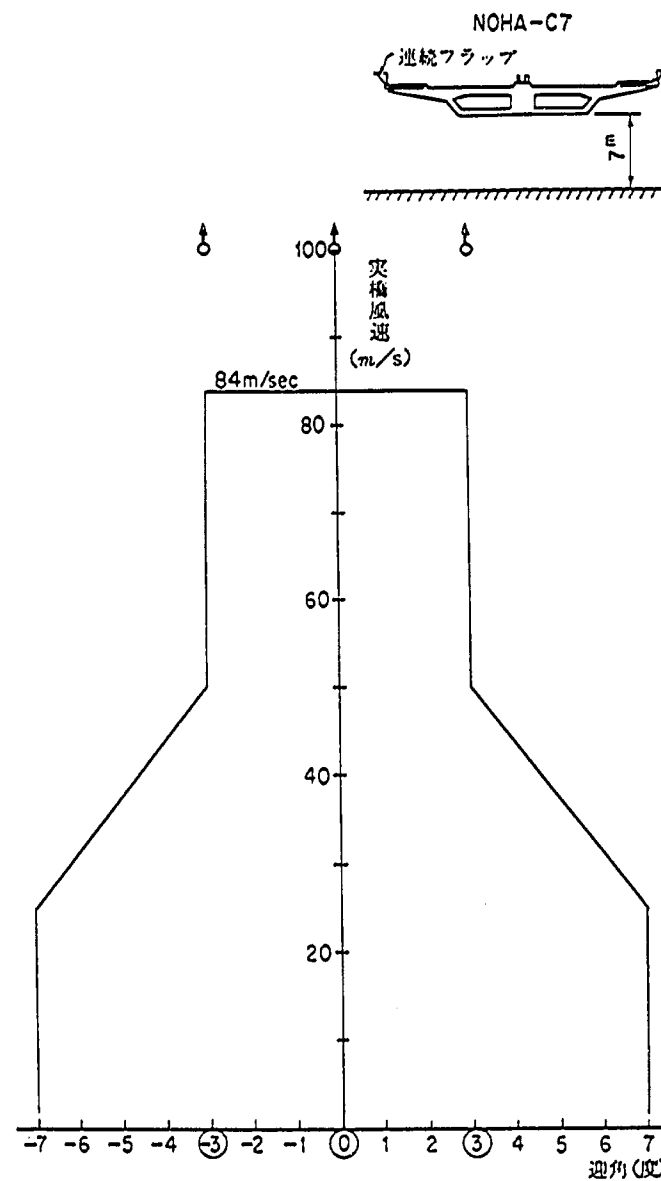


図-2.5.6 風速-迎角図 (NÖHA-C7)

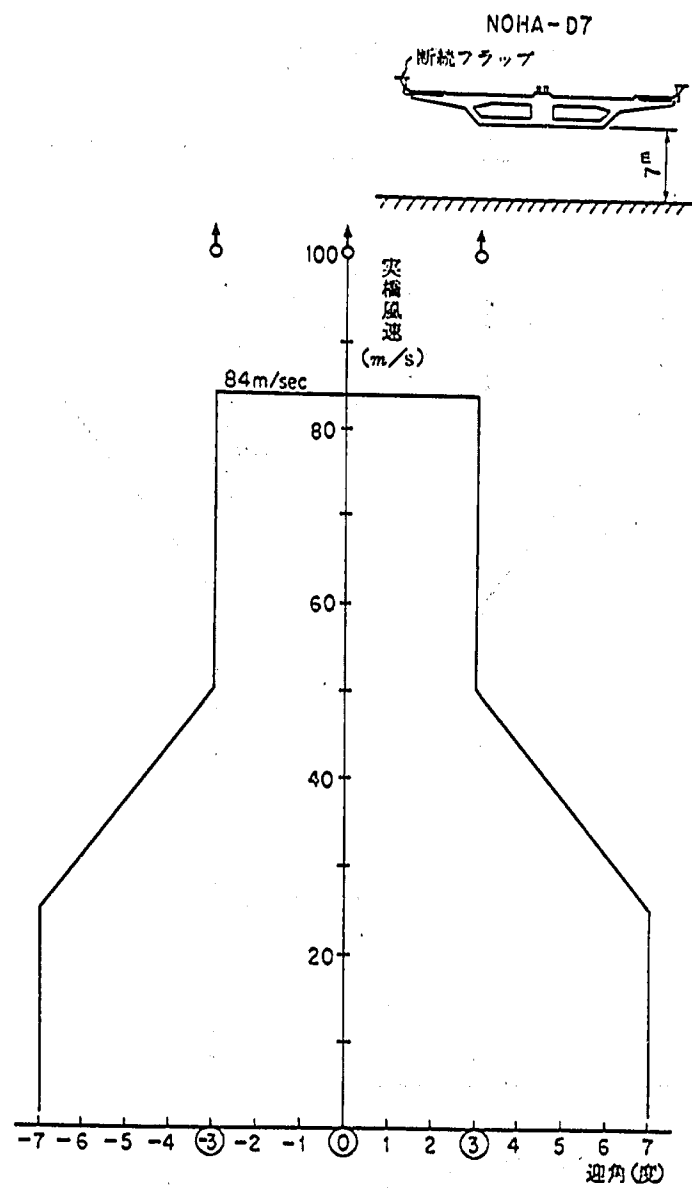


図-2.5.7 風速-迎角図 (NOHA-D7)

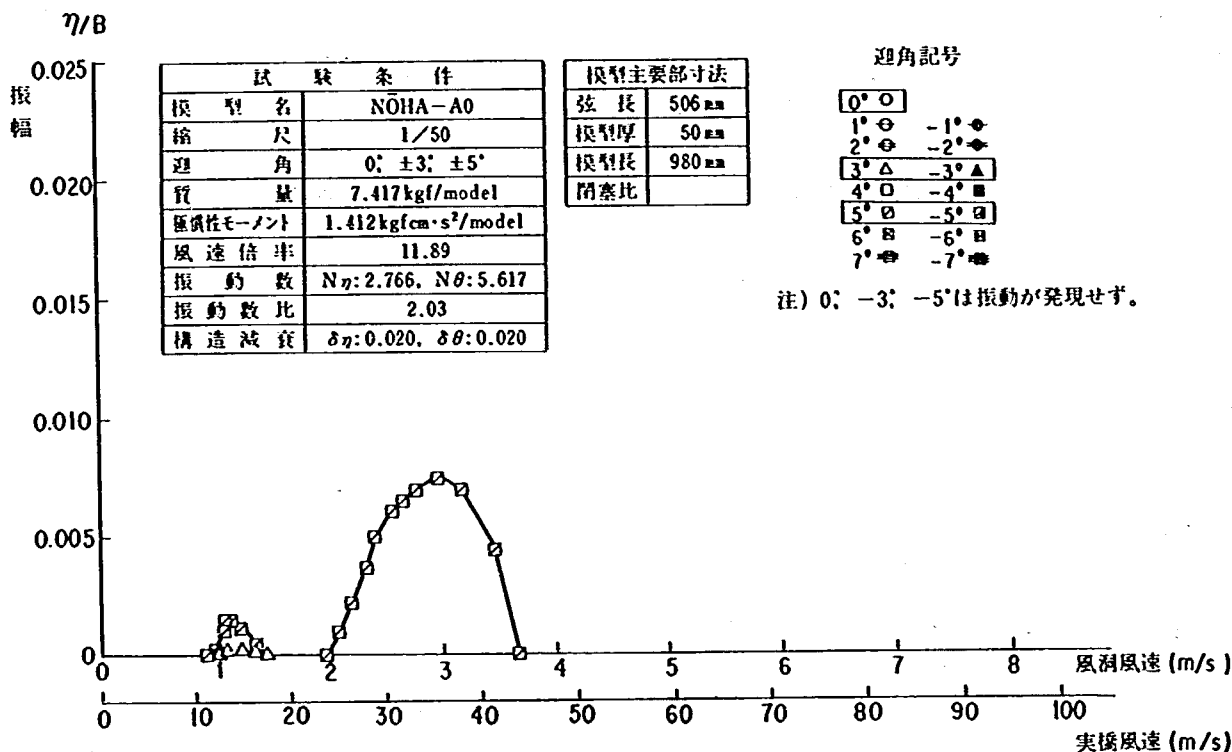


図-2.6.1 風速-振幅曲線 (基本断面, 桁下空間 50 m, 鉛直たわみモード)

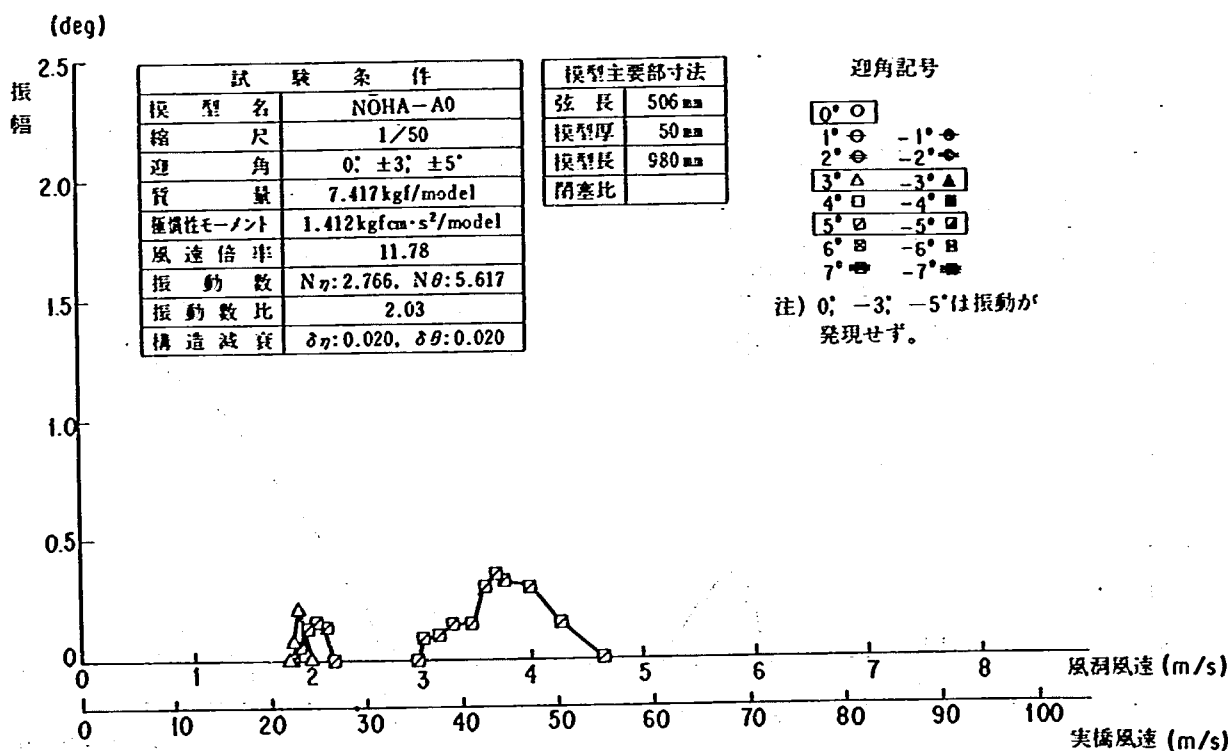


図-2.6.2 風速-振幅曲線 (基本断面, 桁下空間 50 m, ねじれモード)

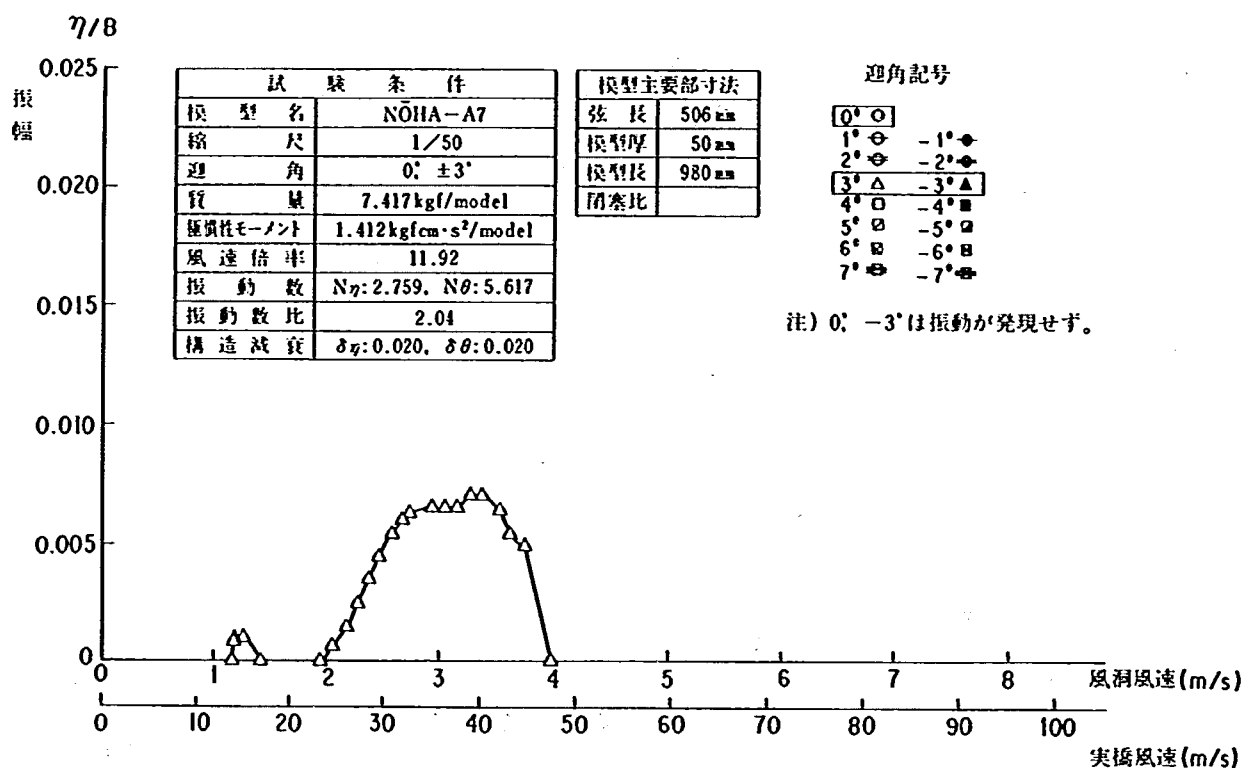


図-2.7.1 風速-振幅曲線 (基本断面, 桁下空間 7 m, 鉛直たわみモード)

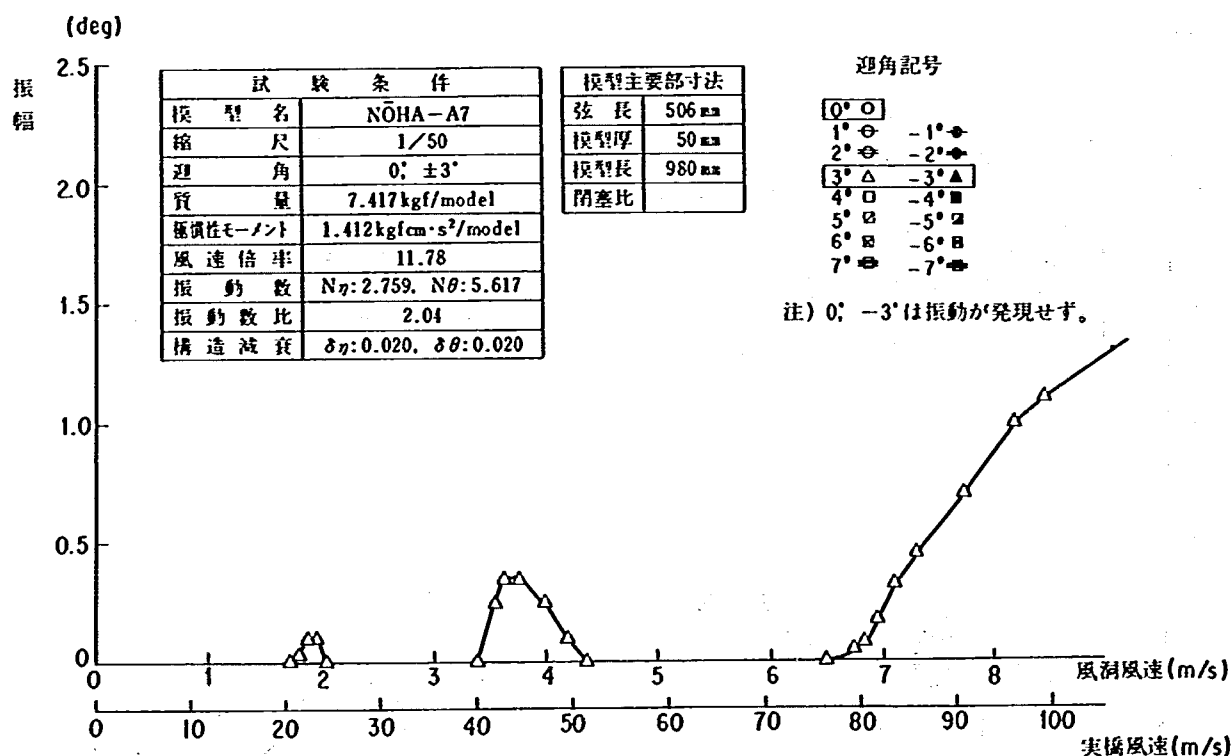


図-2.7.2 風速-振幅曲線 (基本断面, 桁下空間 7 m, ねじれモード)

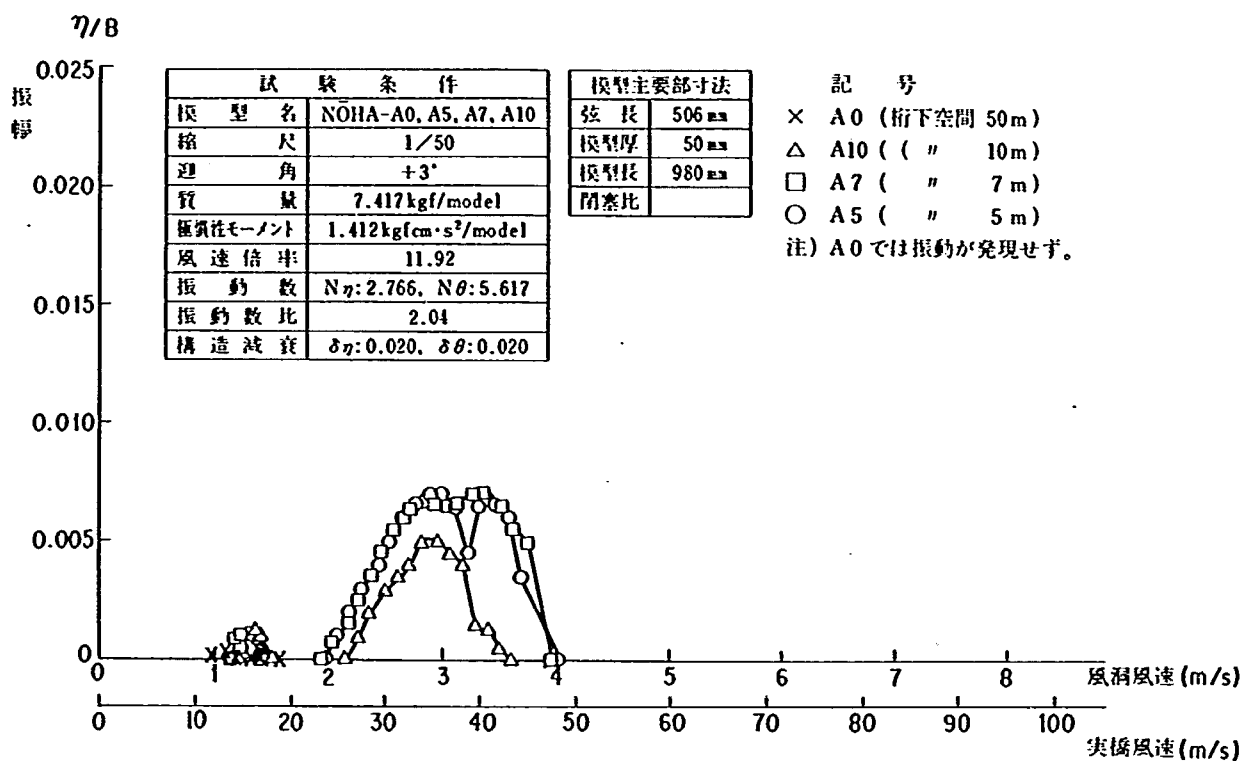


図- 2.8.1 風速-振幅曲線 (桁下空間の影響, 基本断面, 迎角 3°, 鉛直たわみモード)

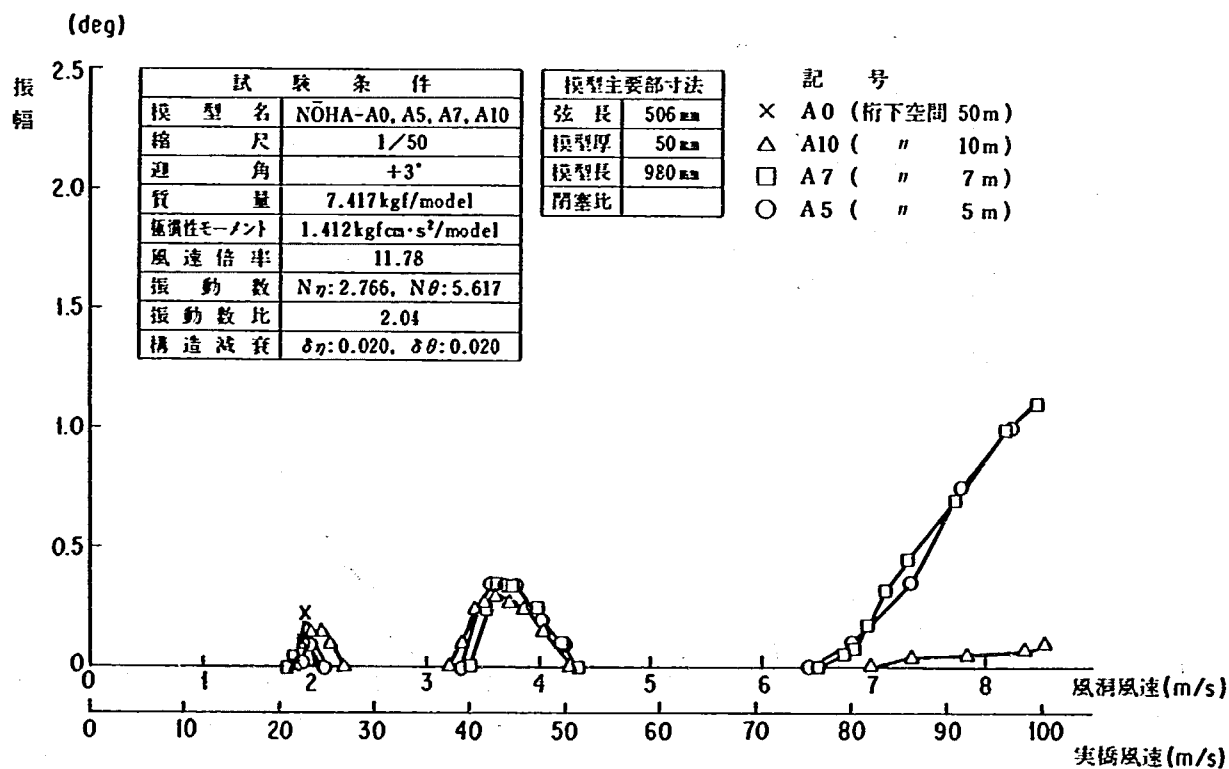


図- 2.8.2 風速-振幅曲線 (桁下空間の影響, 基本断面, 迎角 3°, ねじれモード)

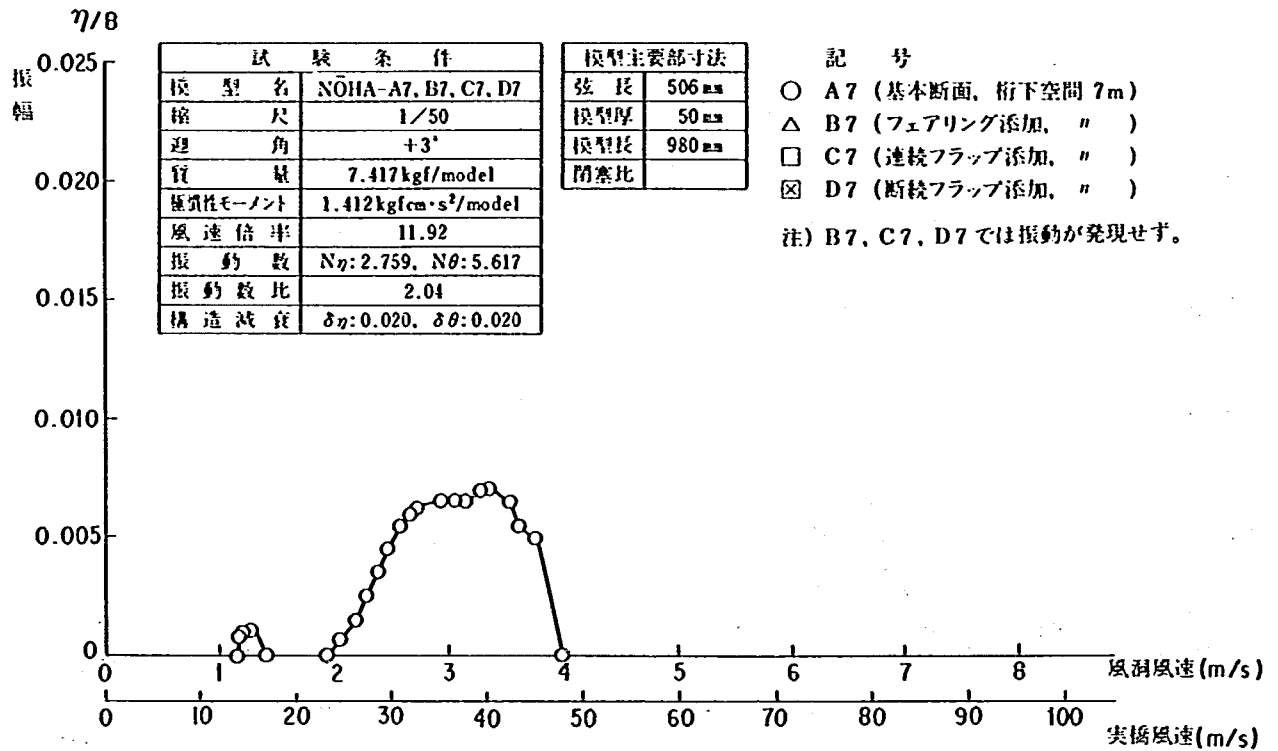


図-2.9.1 風速-振幅曲線 (対策の効果, 迎角 3°, 鉛直たわみモード)

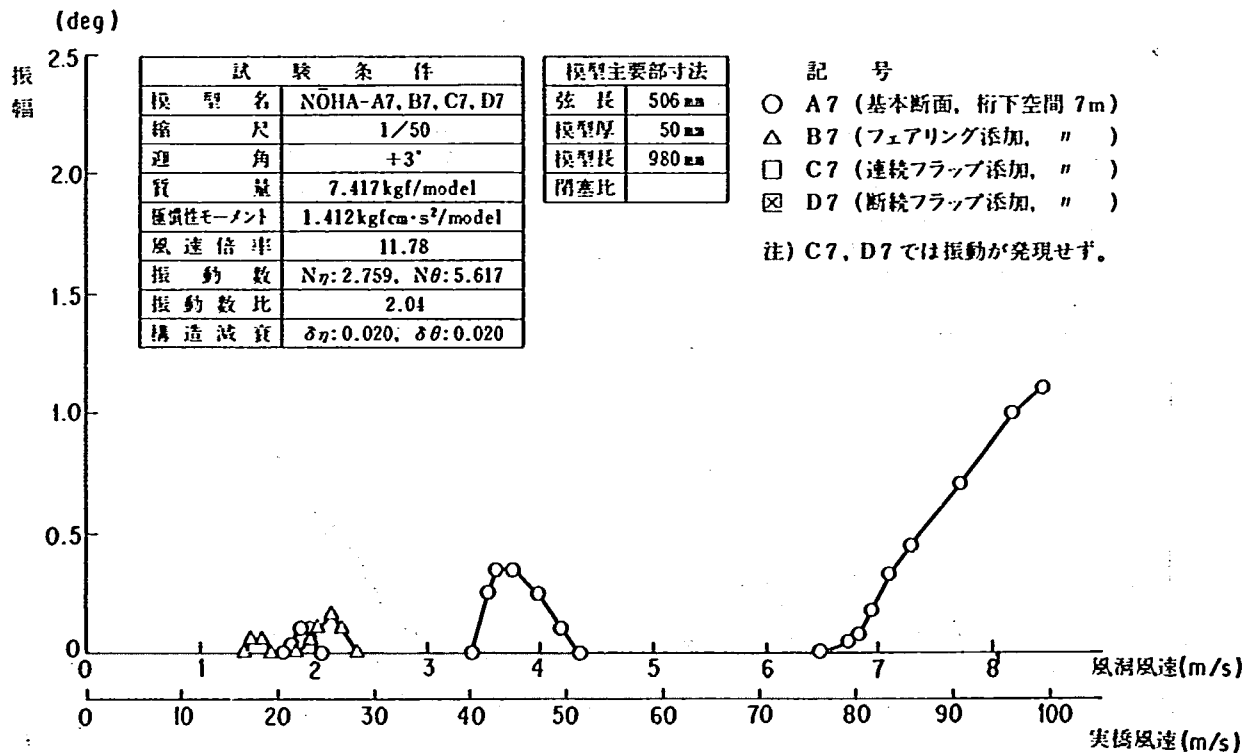


図-2.9.2 風速-振幅曲線 (対策の効果, 迎角 3°, わじれモード)

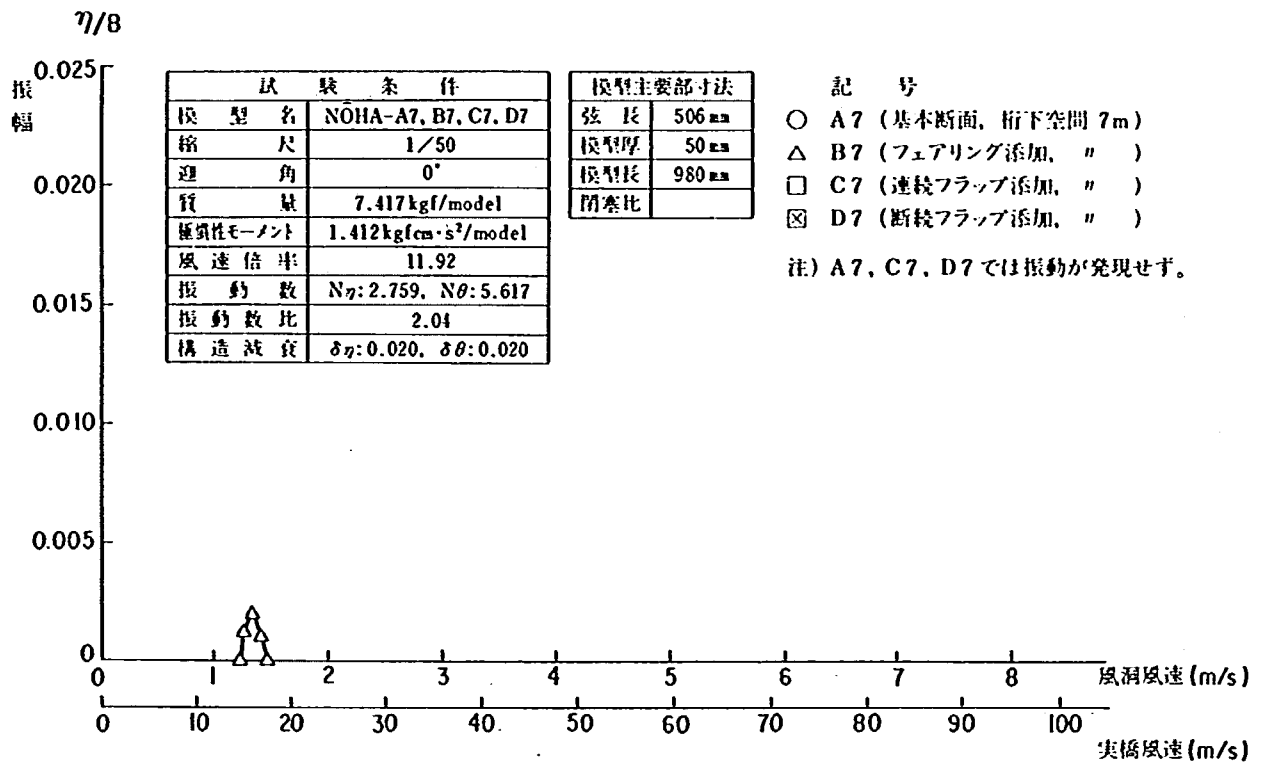


図- 2.9.3 風速-振幅曲線 (対策の効果, 迎角 0°, 鉛直たわみモード)

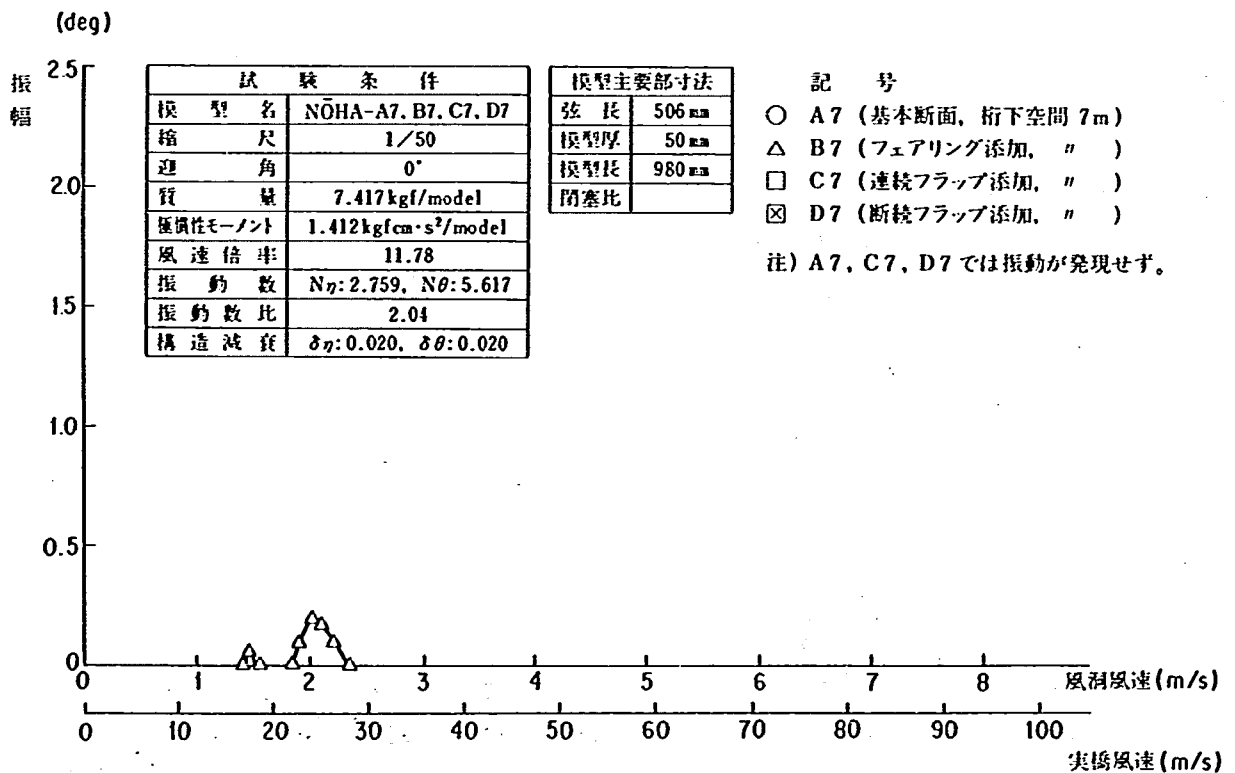


図- 2.9.4 風速-振幅曲線 (対策の効果, 迎角 0°, ねじれモード)

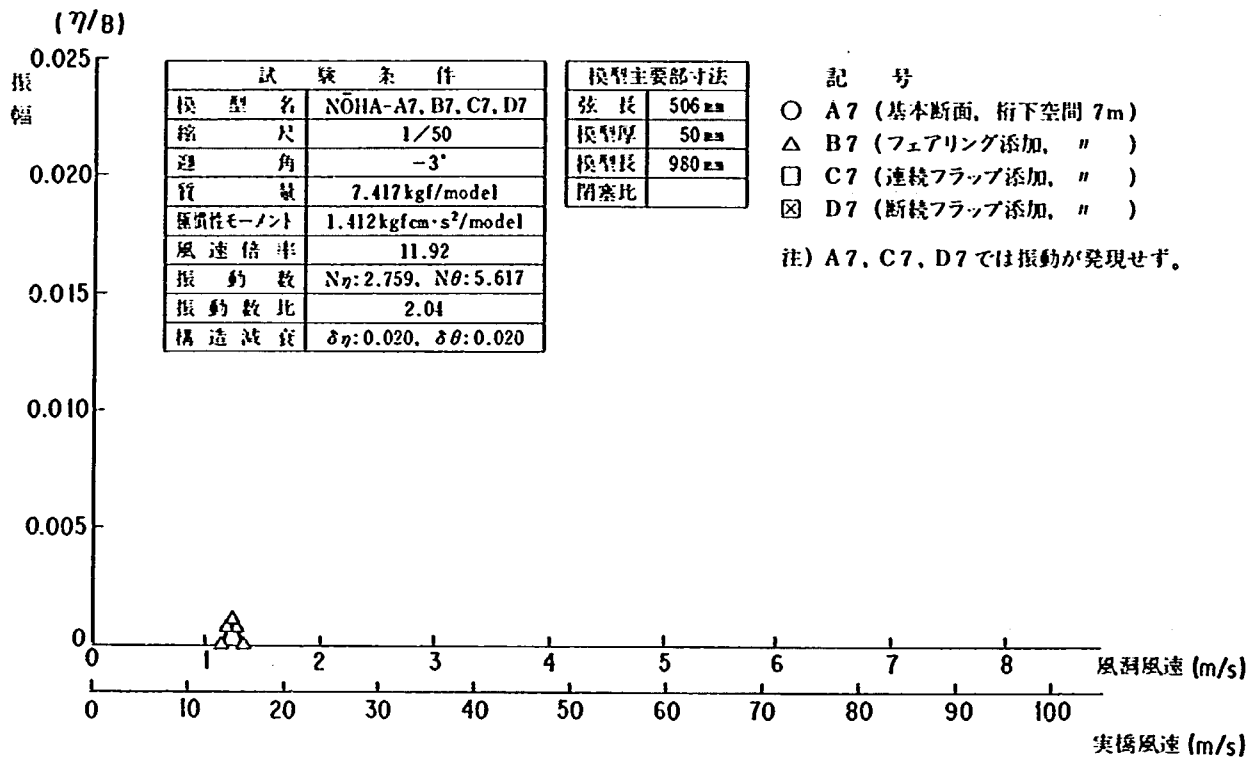


図- 2.9.5 風速-振幅曲線 (対策の効果, 迎角-3°, 鉛直たわみモード)

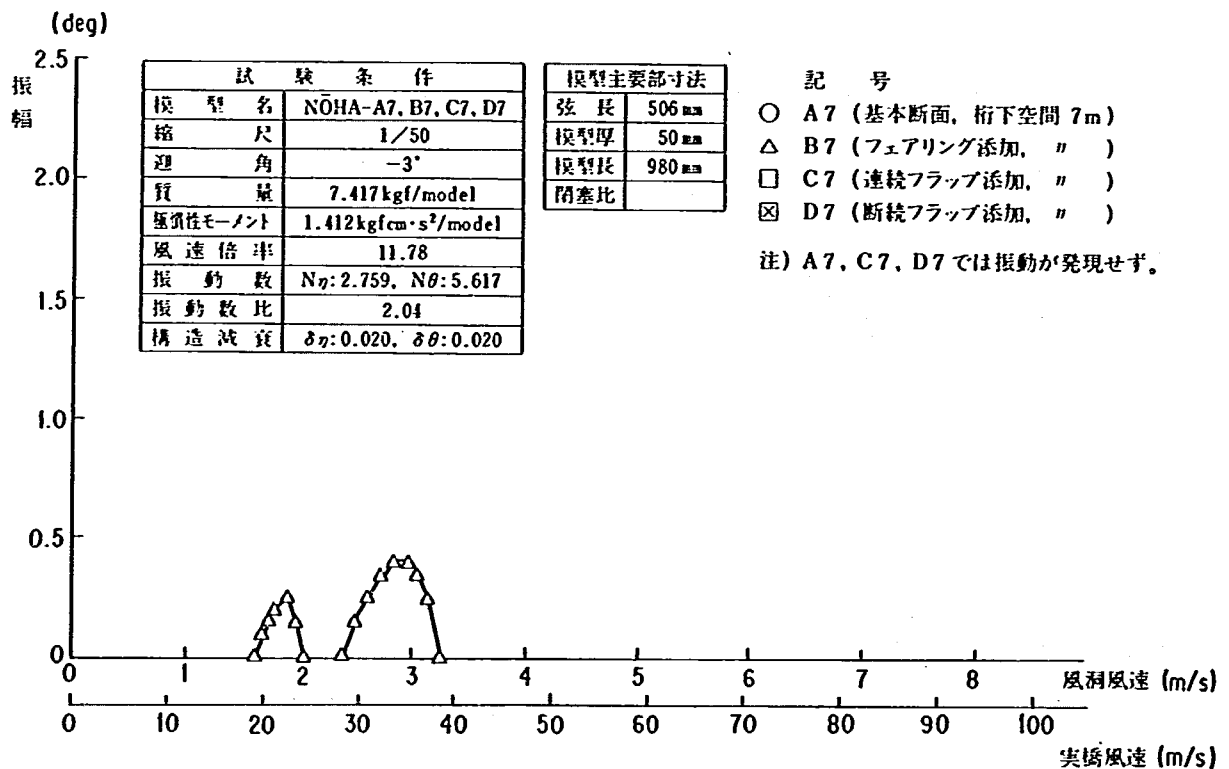


図- 2.9.6 風速-振幅曲線 (対策の効果, 迎角-3°, ねじれモード)

フェリングを取付けるという対策は迎角 3° においては渦励振振幅を小さくするなど耐風性を向上させる効果があるものと考えられるが、基本断面において振動の発現が見られなかった迎角 0° および -3° で渦励振が発現するようになるため、必ずしも有効な対策とはいえない。

一方、フラップを取付ける対策あるいは断続フラップを取付けるという対策は迎角 0° および $+3^{\circ}$ において実橋風速約 100 m/s まで自励振動および渦励振が発現しなくなり、極めて有効な対策であるものと考えられる。

2.4 風による振動に対する耐風設計の考え方

2.3における桁下空間が 7 m の場合の実験結果に着目し、本橋の耐風性について検討する。基本断面では迎角 3° でねじれモードの自励振動が発現したが、その限界風速は「本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)」の定義(振幅 $1^{\circ}\sim 5^{\circ}$ の振動が発生する最も低い風速)に従えば約 97 m/s となり、本橋の設計風速の 1.2 倍($=84\text{ m/s}$)より高い。また風速の増加に対する振幅の割合も比較的緩やかである。したがって、「本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)」に準じた考え方をするとすれば、基本断面も自励振動に関し十分な耐風性を有するものと考えられる。

一方、渦励振はその発現が直ちに構造物を崩壊に導くものではなく、疲労あるいは使用性の面から検討すべき現象である。したがって、発現する可能性が極めて小さいと考えられる場合には、当面とくに対策を施さず、その性状を観測し、観測結果に応じて対処の方法を決定する、という考え方もとらう。本橋の基本断面の場合、以下の理由より実橋において渦励振が発現する可能性は小さいと考えられる。

(1) 実験においては風速変動(乱れ)のほとんどない一様気流中で実験を行ったが、自然風は乱れを含んだ乱流であり、乱れは渦励振を抑制する効果がある。

(2) 基本断面において振幅の大きな渦励振が発現する風速は、鉛直たわみ振動が風速約 25 m/s からであり、ねじれ振動が風速約 40 m/s からである。これらの風速の吹く確率はかなり低い。

(1)に関連して、本橋と類似の断面を用い乱れの強さ(風速変動の標準偏差を平均風速で除したもの)の異なる気流中でその振動特性を計測した結果を図-2.10に示す。図より乱れのほとんどない一様気流中において発現する渦励振は乱流中では抑制されることがわかる。一方、本橋架橋地点の乱れ強さについては実測データがないため必ずしも明らかではないが、一般に乱れ強さの大きさは風の吹いてくる方向の地表面の粗さと高度に依存し、地表面が粗いほど(建物、樹木等多いほど)、高度が低いほど乱れ強さは大きくなる。本橋の耐風性を考える場合、重要な風向は橋軸直角方向の風向(NNEあるいはSSW)あるが、本橋の近傍は河川であり滑らかな面であるのに対し、少し離れると市街地あるいは住宅地と粗い地表面になる。自然風の標準的なデータを整理したESDU(Engineering Science Data Unit)²⁾によれば、本橋の高度(橋面位置で約 10 m)において、海上の粗度条件を適用すると乱れ強さは 13% 、郊外の粗度条件の場合は約 30% となるため、本橋架橋地点でも少なくとも 13% 以上の乱れ強さが期待される。したがって、図-2.10に示される乱れの効果を考慮すれば実橋において渦励振の発現する可能性は低いものと推定される。

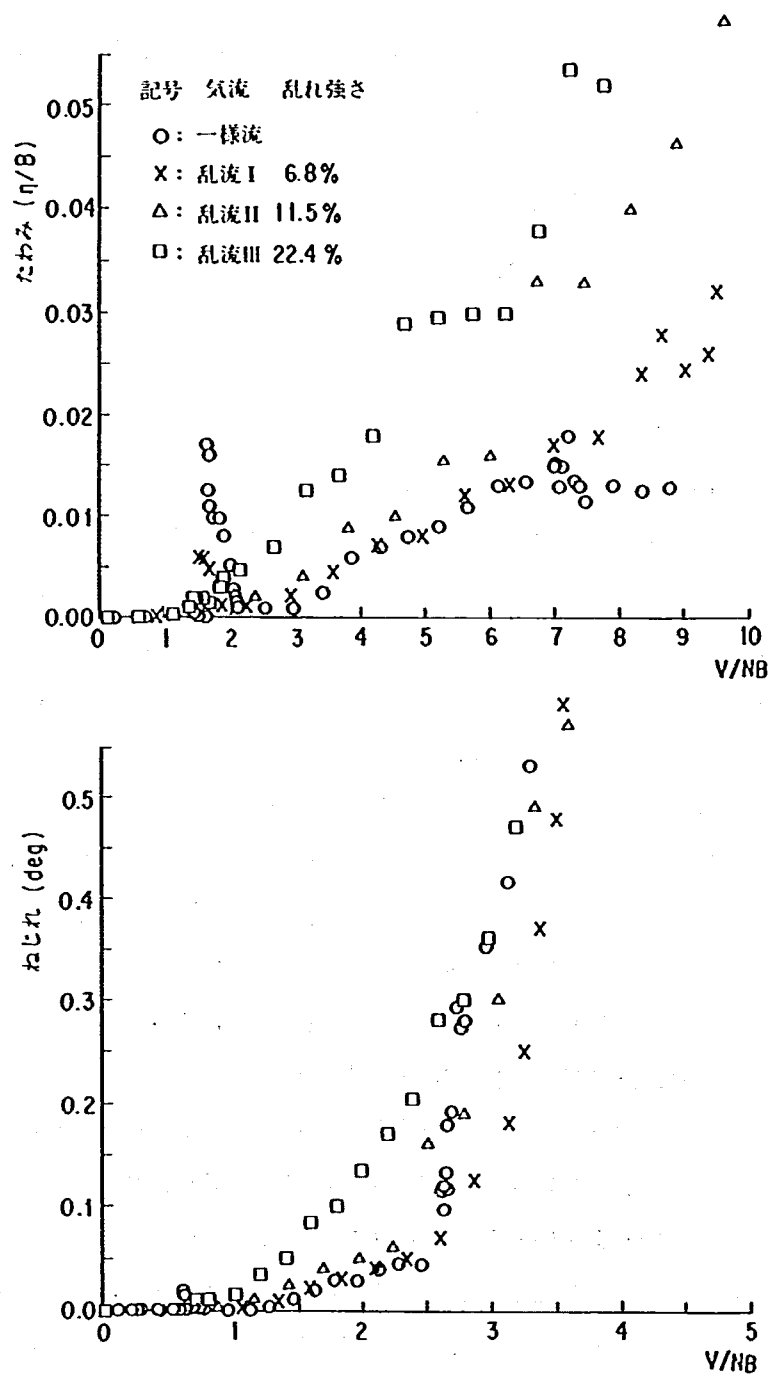


図- 2.10.1 対風応答に及ぼす乱れの影響 (逆台形断面)

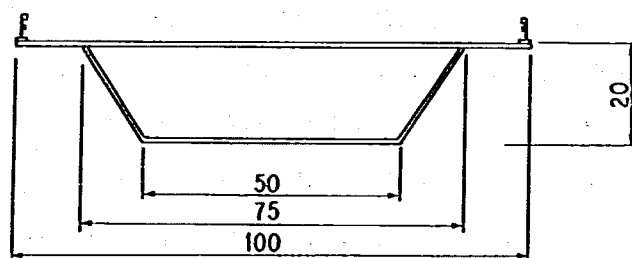


図- 2.10.2 実験対象断面形状

(2)に関連して1977年から1986年までの気象観測データにもとづき推定した本橋橋軸直角方向の風速発現頻度（確率密度曲線）を図-2.11に示す。図より，風がその方向のみから吹くと仮定した場合，例えば25m/s以上の風が吹く確率は非常に小さいことがわかる。したがって，一様気流中でみられた顕著な渦励振が発現する風速の発現頻度は極めて小さいと考えられる。

以上より，本橋を基本断面のまま建設し，風速計および加速度計を用い渦励振の性状を当面の間観測し，その結果に応じて対処方針を決定することが最も合理的であると考えられる。観測の結果，渦励振の抑制が必要と判断される場合には，2.3.3で述べた連続あるいは断続のフラップが有効であると考えられる。また，渦励振は橋梁の構造減衰を増加させることにより抑制することも可能であるため，例えば動吸振器（TMD）を橋桁内に設置させることも有効な対策として挙げられる。

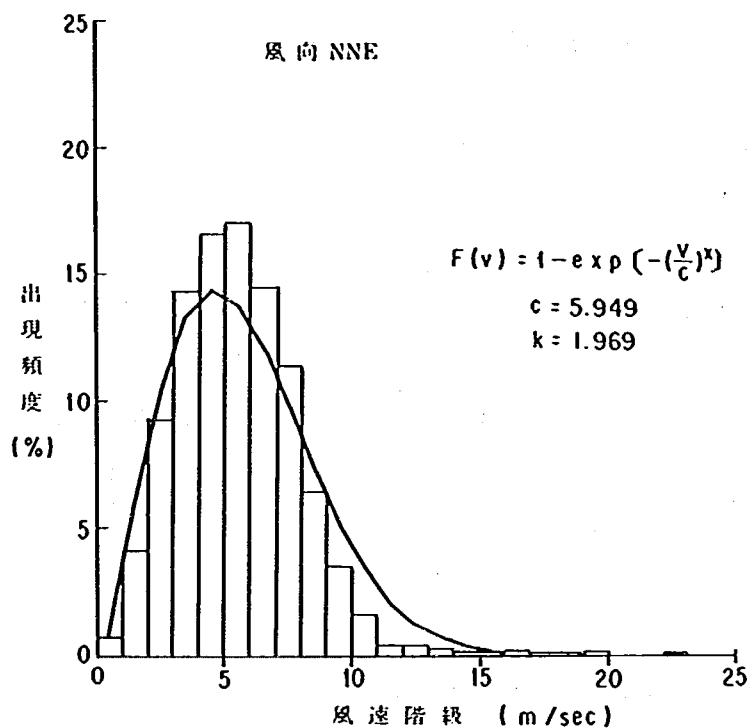


図-2.11.1 風速の発現頻度（風向 NNE）

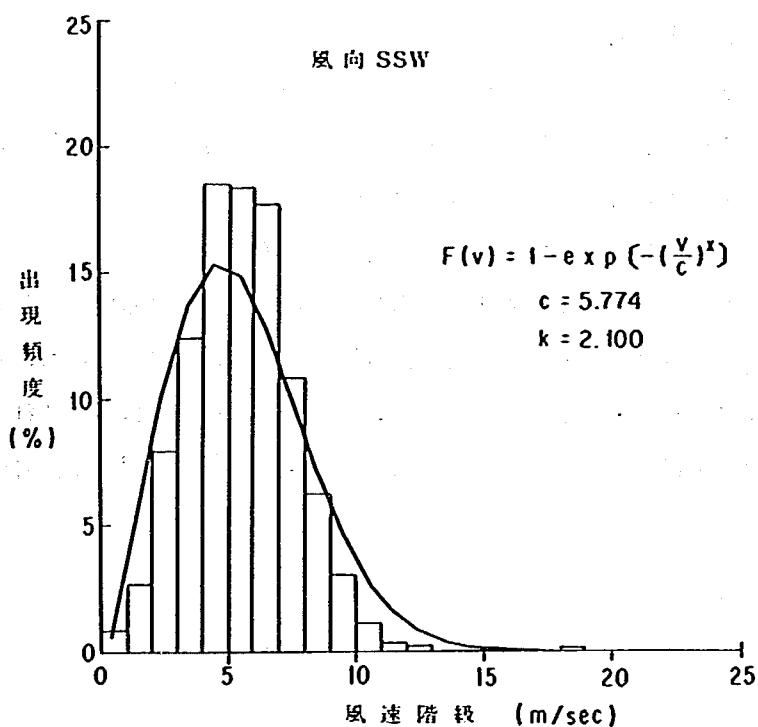


図-2.11.2 風速の発現頻度（風向 SSW）

3. 三分力試験

3.1 実験方法および実験条件

実験に用いた風洞は、バネ支持模型実験と同じ非定常空気力風洞であり、気流としては乱れのほとんどない一様気流を用いた。

空気力の計測はストラット方式の三分力天秤により行い、抗力、揚力、空力モーメントの三分力について測定した。風速についてはピトー管およびマノメータにより測定した。

対象とした模型は基本断面（南部国道事務所より提案された設計案）である。実験風速は約 7.5 m/s と 15 m/s の2通りとし、迎角は -15° から 15° まで 1° きざみに変化させた。

測定した空気力は風軸に対して定義されたものであり、以下の式より空気力係数が計算される。

$$C_D = D / (1/2 \rho V^2 A)$$

$$C_L = L / (1/2 \rho V^2 B)$$

$$C_M = M / (1/2 \rho V^2 B^2)$$

ここに、 C ：空気力係数、 D ：抗力、 L ：揚力、 M ：空力モーメント、 ρ ：空気密度、 V ：試験風速、 A ：水平方向の投影面積、 B ：橋桁幅員

3.2 三分力係数の特性

基本断面の C_D 、 C_L 、 C_M と迎角の関係を図-3.1および表-3.1に示す。

本橋の設計においては風荷重を算定する場合の抗力係数として1.30の値を用いているが、今回の試験結果によれば迎角 0° における最終断面の抗力係数は1.04であった。したがって設計時に用いた風荷重の値は十分安全側であるものと考えられる。

なお、1.2に示したように自然風の乱れに起因する振動としてガスト応答があり、このうち風の主流方向のガスト応答については設計風荷重算定の際にその影響が考慮されているが、鉛直たわみモードおよびねじれモードのガスト応答については風荷重には考慮されていない。これらのガスト応答の影響については、三分力試験より得られる諸空気力係数を用いて検討中であり、別の機会に報告したい。

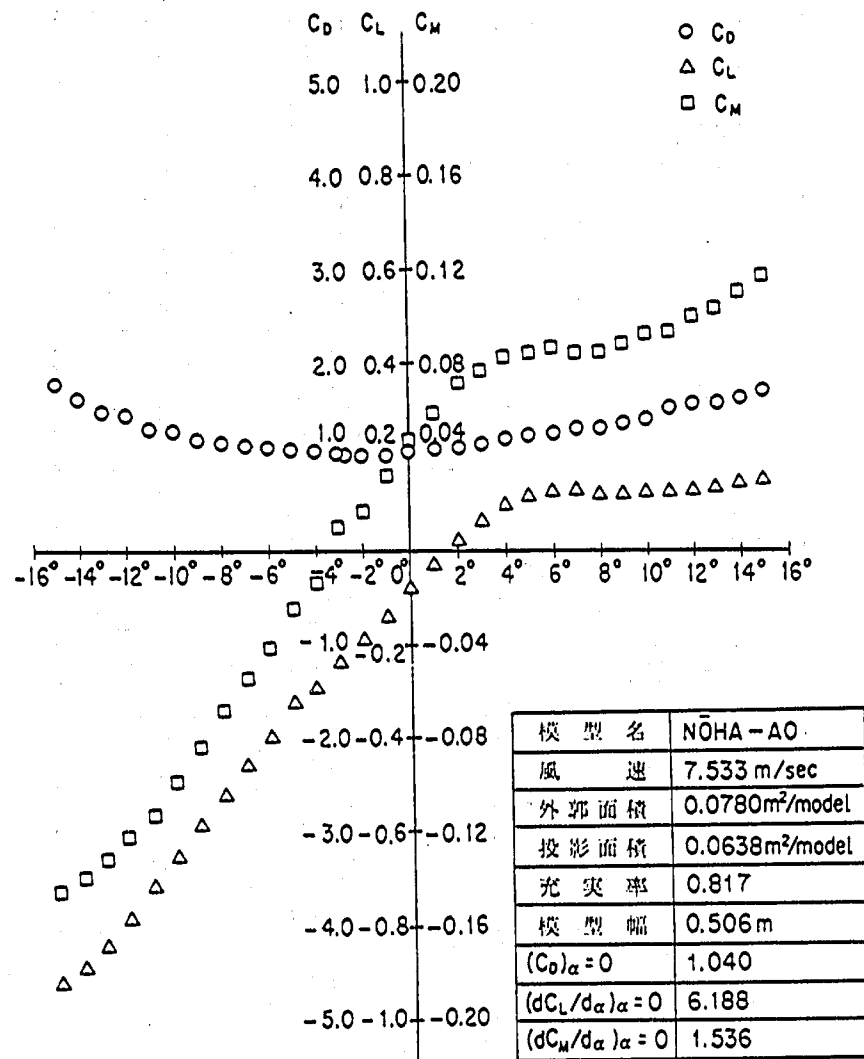


図- 3.1.1 三分力曲線 (風速 7.53 m/s)

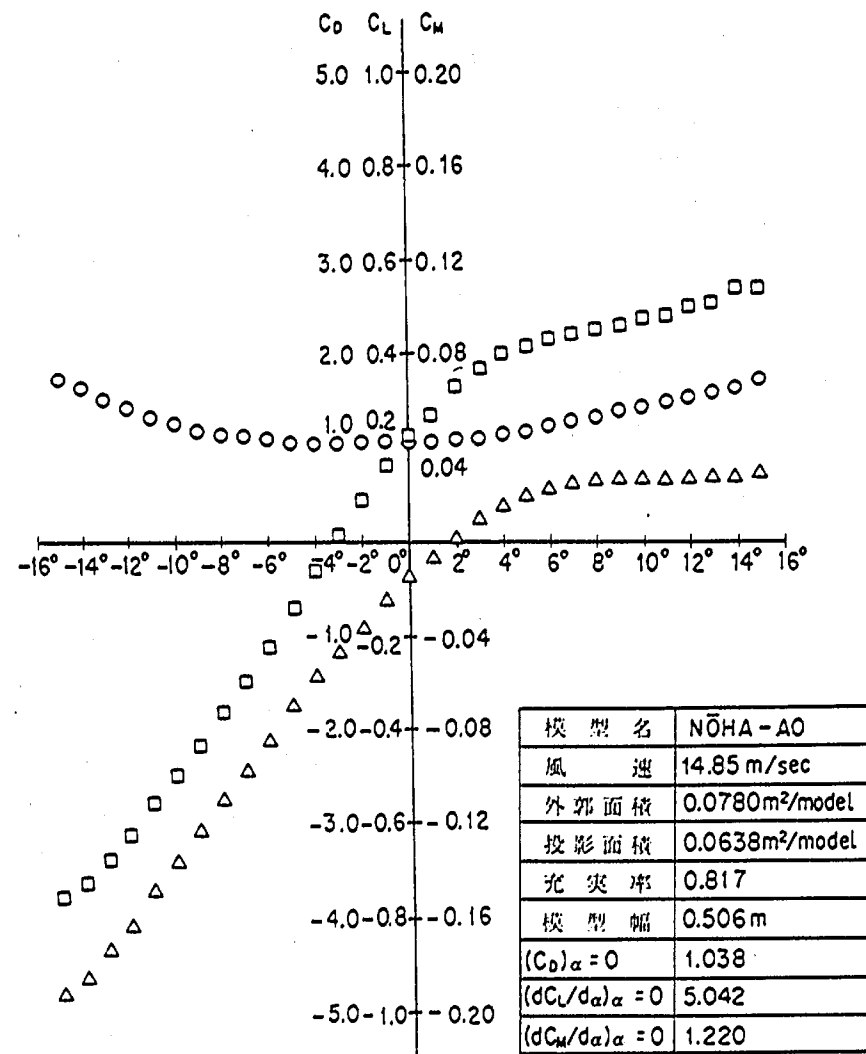


図- 3.1.2 三分力曲線 (風速 14.85 m/s)

表- 3.1.1 三分力試験結果 ($V=7.53 \text{ m/sec}$)

迎角 (deg)	抗力係数	揚力係数	空力モーメント係数
-15	1.776	-0.916	-0.1447
-14	1.603	-0.882	-0.1390
-13	1.473	-0.837	-0.1319
-12	1.429	-0.781	-0.1220
-11	1.299	-0.713	-0.1124
-10	1.256	-0.650	-0.0983
-9	1.170	-0.588	-0.0841
-8	1.126	-0.520	-0.0683
-7	1.105	-0.458	-0.0542
-6	1.083	-0.396	-0.0408
-5	1.061	-0.322	-0.0241
-4	1.040	-0.294	-0.0133
-3	1.018	-0.238	0.0103
-2	0.996	-0.187	0.0166
-1	0.996	-0.136	0.0316
0	1.040	-0.079	0.0466
1	1.061	-0.028	0.0584
2	1.083	0.023	0.0711
3	1.126	0.062	0.0765
4	1.170	0.096	0.0828
5	1.213	0.113	0.0841
6	1.235	0.124	0.0862
7	1.278	0.126	0.0845
8	1.299	0.119	0.0847
9	1.343	0.119	0.0884
10	1.386	0.120	0.0930
11	1.516	0.122	0.0933
12	1.538	0.123	0.1004
13	1.559	0.130	0.1035
14	1.603	0.141	0.1105
15	1.689	0.147	0.1177

表- 3.1.2 三分力試験結果 ($V=14.85 \text{ m/sec}$)

迎角 (deg)	抗力係数	揚力係数	空力モーメント係数
-15	1.729	-0.951	-0.1504
-14	1.639	-0.921	-0.1450
-13	1.506	-0.861	-0.1342
-12	1.417	-0.810	-0.1249
-11	1.305	-0.737	-0.1116
-10	1.238	-0.679	-0.0998
-9	1.172	-0.614	-0.0866
-8	1.127	-0.550	-0.0731
-7	1.105	-0.490	-0.0593
-6	1.083	-0.425	-0.0443
-5	1.038	-0.349	-0.0277
-4	1.027	-0.286	-0.0125
-3	1.027	-0.233	0.0022
-2	1.027	-0.180	0.0168
-1	1.032	-0.124	0.0314
0	1.038	-0.076	0.0439
1	1.049	-0.036	0.0527
2	1.071	0.006	0.0654
3	1.083	0.045	0.0734
4	1.116	0.074	0.0795
5	1.161	0.093	0.0821
6	1.205	0.108	0.0853
7	1.261	0.119	0.0877
8	1.305	0.124	0.0891
9	1.361	0.128	0.0911
10	1.417	0.128	0.0941
11	1.461	0.128	0.0948
12	1.506	0.128	0.0997
13	1.550	0.131	0.1005
14	1.606	0.135	0.1071
15	1.695	0.140	0.1078

4. ま と め

今回の調査内容を取りまとめると以下のとおりである。

- (1) パネ支持模型実験により自励振動および渦励振に関する耐風性の検討を行った。その結果、自励振動の発現風速は架橋地点で本橋の耐用期間中に吹くと考えられる風速に比べ十分高いと考えられ、十分な耐風性を有しているものと判定される。
- (2) 一様気流中における実験結果によれば迎角 3° において渦励振が発現する可能性が認められる。ただし、架橋地点における自然風の乱れが渦励振を抑制する効果、および渦励振が発生する風速の発現頻度等を勘案すると、実橋において渦励振が発現する可能性はかなり低いものと推察される。したがって、当面は基本断面（南部国道事務所より提示された設計案）のまま建設し、渦励振の挙動を観測し、その結果に応じて適切な処置を講ずることが合理的であるものと考えられる。観測の結果、渦励振を抑制する必要性が生じた場合には、高欄に連続あるいは断続のフラップを取付けることあるいは動吸振器を設置することが有効な対策である。
- (3) 三分力試験により本橋設計風荷重の妥当性を確認した。その結果、風荷重の根拠となる抗力係数が1.04であることが明らかとなり、設計時に用いた値（1.30）は安全側であることが確認された。

5. あとがき

本調査を進めるにあたり種々お世話いただいた沖縄開発庁沖縄総合事務局南部国道事務所の方々に心からお礼申し上げる次第である。また今回の実験は当研究室の指導のもとに株式会社長大が実施した。記して感謝の意を表わす。

参 考 文 献

- 1) R.L. Wardlaw; Some approaches for improving the aerodynamic stability of bridge road decks, Proc. of the third international conference on Wind Effects on Buildings and Structures., 1971
- 2) ESDU; Engineering Science Data, Volume 1, Wind and Turbulence Data, Engineering Science Data Unit Ltd., 1982

饒波川橋梁の耐風性
調査報告書

ISSN 0386-5878
土研資料第2574号
昭和63年3月(1988)

横山 功一・佐藤 弘史
東久保 正徳

要 旨

饒波川橋梁の耐風性を明らかにするために実施した風洞実験(バネ支持
模型実験および三分力試験)の結果をとりまとめたものであり、自励振動、
渦励振および設計風荷重について検討を加え、耐風性の評価を行っている。

キーワード: 饒波川橋梁, 斜張橋, 自励振動, 渦励振, 風荷重



郵便はがき

四十円
切手
をは
いて
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
構造研究室御中

No. 3

No. 3

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 2574 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印