

土木研究所資料

白屋橋耐風性調査報告書

昭和 62 年 1 月

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室

「Copyright © (1987) 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、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。」

白屋橋耐風性調査報告書

構造研究室 室長 横山 功一
研究員 日下部 毅 明
神 嵩 一 夫

要 旨

奈良県吉野郡紀の川上流に建設が計画されている PC 斜張橋白屋橋について、2次元部分模型を用いた風洞実験を実施して本橋の有する基本的な対風応答特性を把握した。さらに3次元全橋模型を用いた風洞実験においては完成時、施工時、主塔独立時の検討や架設地点の特性を考慮した実験を行い総合的に本橋の耐風性の評価を行った。その結果、一様流中では各構造系に関して渦励振が発現するもののその振幅は極めて微小であり本橋の安全性を損なうものではないことがわかった。一方、乱流中ではかなり大きな振幅を有するパフティングが各構造系について発現したが、発生する応力は許容応力度以下であることがわかった。

キーワード：PC 斜張橋，乱流，3次元風洞実験，施工時，耐風設計

まえがき

白屋橋は奈良県吉野郡の紀の川上流地区に建設中の大滝ダムが形成するダム湖を横断するために建設省近畿地方建設局大滝ダム工事事務所が建設を計画している橋梁である。本橋は2径間 PC 斜張橋 (125.0 m+100.0 m) であり、わが国においては未だ前例に乏しい構造であるため耐風性に関する検討もあまり実績がない。

一般に PC 斜張橋は鋼斜張橋に比べ構造減衰が大きいものと仮定でき、また橋軸方向の単位長さ当たりの重量が大きい上に塔の重量も大きな制振効果が期待できるなど耐風的に好ましい特性を有するものと予測できる。しかし反面、白屋橋に限れば桁高が大きい、スパンに対して幅員が小さいといった耐風性に関して不利と思われる特性もあわせ持つ。

このような事情から本橋の耐風性に関しては詳細な検討を行うことが望ましいと考えられ、大滝ダム工事事務所の受託を受けて土木研究所で調査を実施した。本調査では、2次元部分模型および完成系、施工系、主塔橋脚独立系の三種類の構造系について3次元全橋模型を用いた風洞実験を実施し、本橋の有する基本的な対風応答特性を把握し、併せて架設地点での自然風の特徴を考慮して耐風性の評価を行った。

昭和 62 年 1 月

室 長	横 山 功 一
研究員	日下部 毅 明
	神 嵩 一 夫

目 次

1. 概 要	1
1.1 白屋橋の概要と調査の目的	1
1.2 調査の概要	1
2. 本調査に先行する耐風性調査	6
2.1 白屋橋技術委員会における調査の概要	6
2.2 白屋橋で考慮すべき振動現象	6
2.3 設計風速の決定	6
2.4 架橋地点における自然風の特徴	7
2.5 白屋橋の構造特性	7
2.6 耐風性の評価	8
3. 風洞実験による耐風性の検討	15
3.1 2次元部分模型実験	15
3.1.1 実験方法	15
3.1.2 実験条件	15
3.1.3 実験ケース	16
3.1.4 実験結果	16
3.2 3次元全橋模型実験	17
3.2.1 実験方法	17
3.2.2 実験条件	17
3.2.3 3次元全橋模型の構造特性	18
3.2.4 乱流の発生	18
3.2.5 実験ケース	20
3.2.6 実験結果	20
3.3 考 察	21
3.3.1 桁断面の基本的な特性	21
3.3.2 構造減衰の影響	21
3.3.3 偏角の影響	22
3.3.4 乱流の影響	22
3.3.5 重量の影響	22
3.3.6 橋梁付属物の影響	22

3.3.7 部分模型実験と全橋模型実験の比較	23
3.3.8 耐風性に関する評価	24
4. まとめ	61
謝 辞	62
参考文献	62
付属資料	63

1. 概 要

1.1 白屋橋の概要と調査の目的

白屋橋は奈良県吉野郡の紀の川上流地区に建設省近畿地方建設局が建設中の大滝ダムが形成するダム湖を横断するために架設される2径間PC斜張橋(125.0 m+100.0 m)である。本格的なPC斜張橋は1962年のマラカイボ橋(ベネズエラ;最大支間235.0 m)に始まり,その後プロトヌ橋(1977年フランス;最大支間320.0 m), ルナ橋(1983年スペイン;最大支間440 m)等,世界各国で多くの長大PC斜張橋が施工されている。

これに対しわが国では,1970年代の後半に松ヶ山橋(最大支間96 m),小本川橋梁(最大支間85 m)等が施工されたものの最大支間は100 m未満であった。しかし1980年代に入り猪名川第二橋梁(最大支間200 m),呼子大橋(仮称(最大支間250 m)),新丹波大橋(最大支間110 m)など最大支間が100 mさらには200 mを超える長大PC斜張橋が計画あるいは施工されるようになり,PC斜張橋は中規模橋梁構造の一形式として広く使用される動向を強めつつある。そして,それにつれて耐風性が論じられるようになりそれぞれの橋梁に対して風洞実験による耐風性調査が行われている。

一般に斜張橋は可撓性に富む構造物であり設計に際しては耐風性について十分な配慮がなされることが望ましい。しかしながら,鋼斜張橋に対しては過去の実績が豊富であり耐風設計に関する技術的な蓄積もあるのに対し,わが国におけるPC斜張橋の実績は先に述べたとおり少なく,耐風安定性に関する情報も十分とはいえない。また,PC斜張橋の構造的特徴を見るならば,PC斜張橋は鋼斜張橋に比べて重量が大きい,桁高が高い,そして構造減衰が大きいと推定される等,耐風設計上重要な点で相違が見られる。このため,鋼斜張橋について蓄積されたデータのみで信頼性の高い検討を行うのは困難であると思われる。このような事情から本調査は本格的なPC斜張橋である白屋橋の耐風性に関する基本的な性質を明らかにし,その安全性を検証することを目的とする。白屋橋の架設位置を図-1.1に,一般図を図-1.2に,さらに架設地点の写真を写真-1.1に,白屋橋完成予想図と架設地点の合成写真を写真-1.2にそれぞれ示す。

1.2 調査の概要

本調査では,昭和60年度の白屋橋技術委員会において行われた事前検討を踏まえて2次元風洞実験および3次元風洞実験を行った。2次元模型実験では重量の効果,迎角の影響,橋梁付属物の影響を調査した。また3次元全橋模型実験では,気流について一様流と乱流2種の設定を行うことによって自然風の乱れの影響を調査し,構造系としては完成系にとどまらず架設時の安全性を検討するために施工系(最大張出し時),主塔橋脚独立系の3段階の構造に対して検討を行うなど,白屋橋の耐風性について多面的な調査を行った。

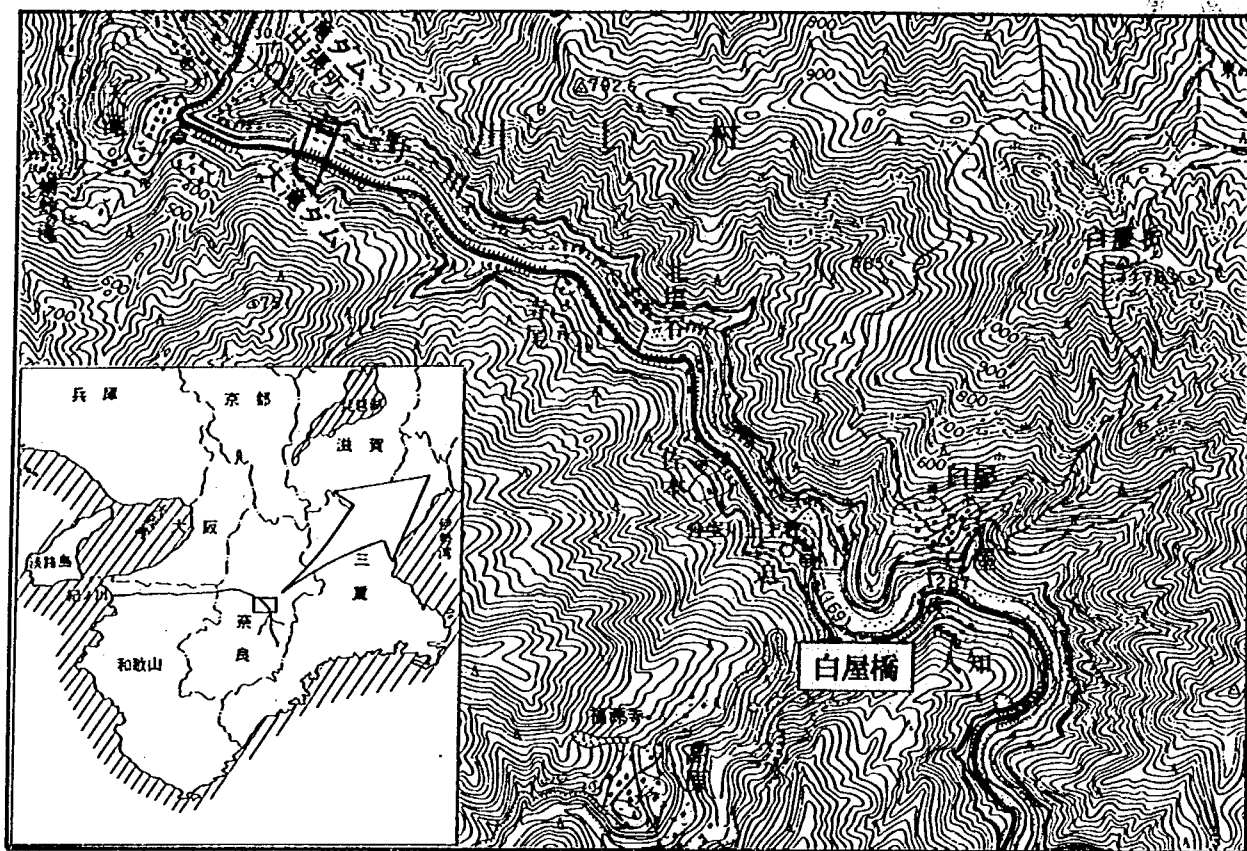


図-1.1 架橋位置図

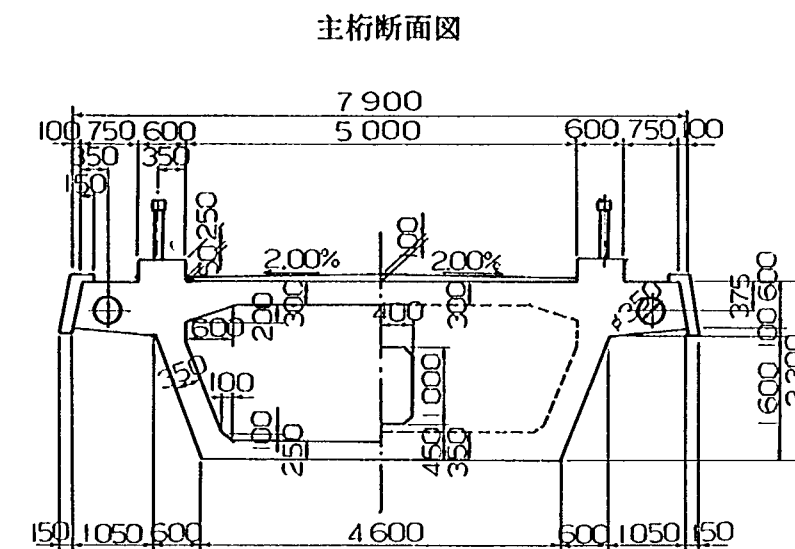
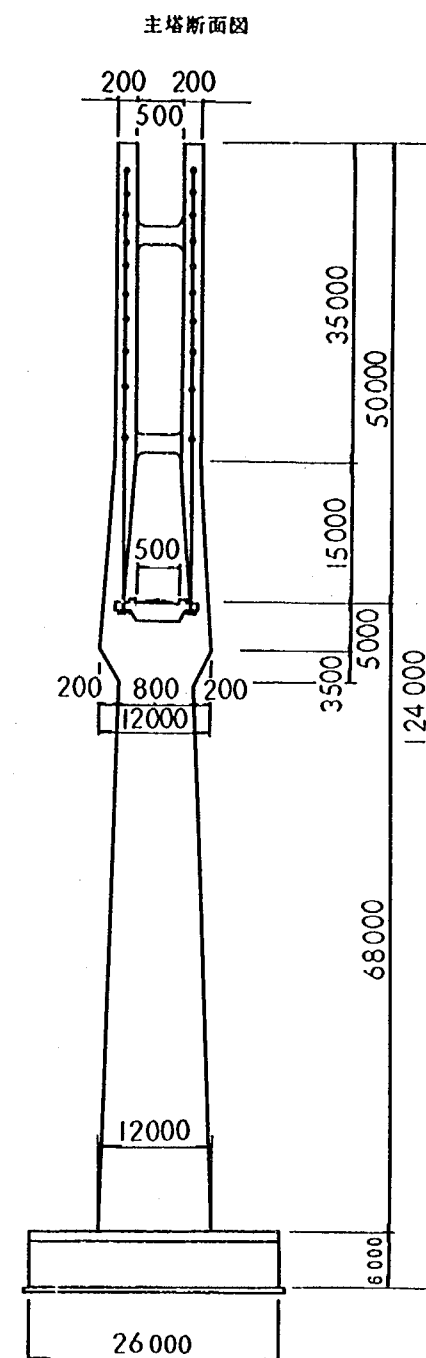
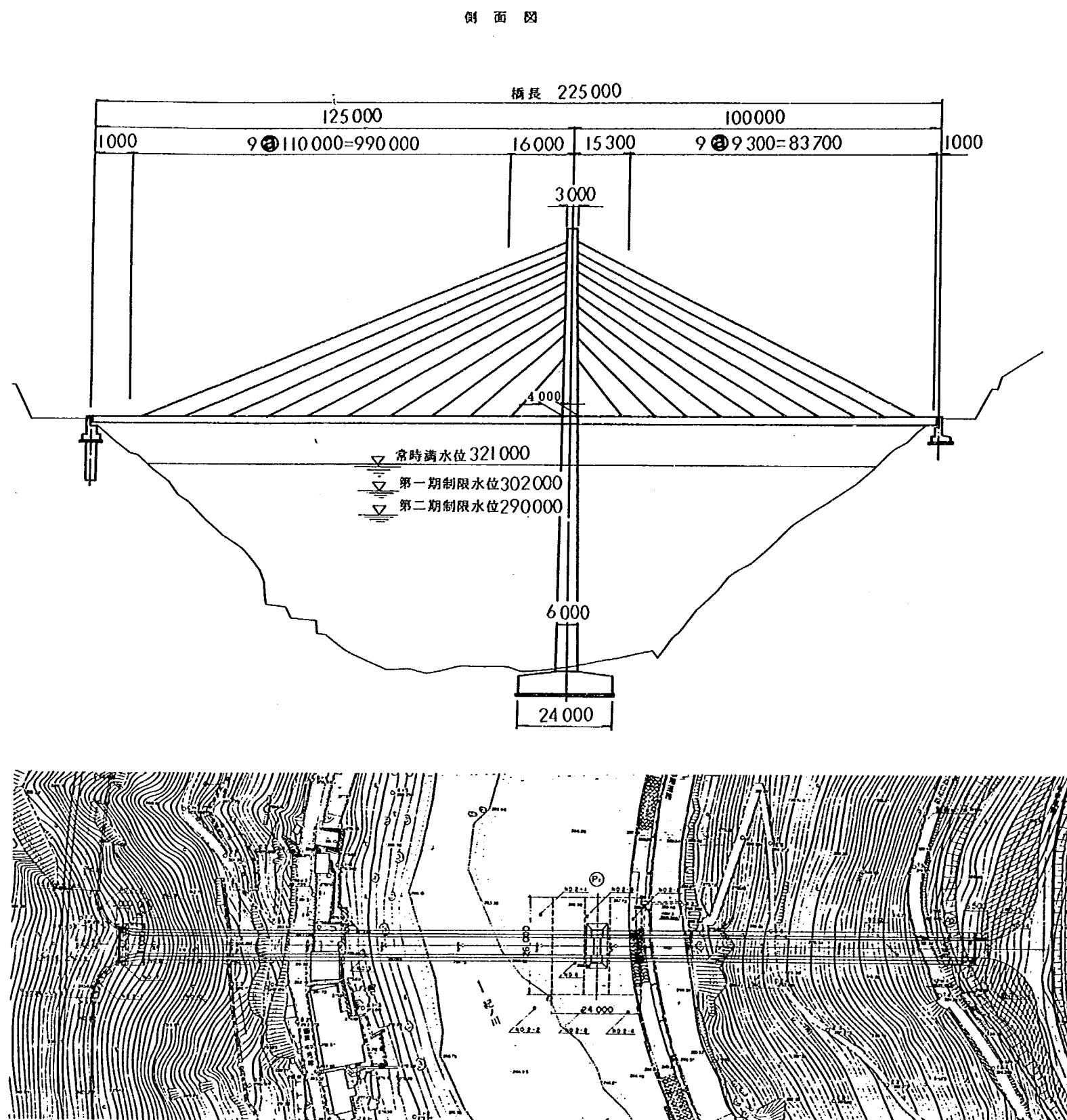


図-1.2 白屋橋一般図

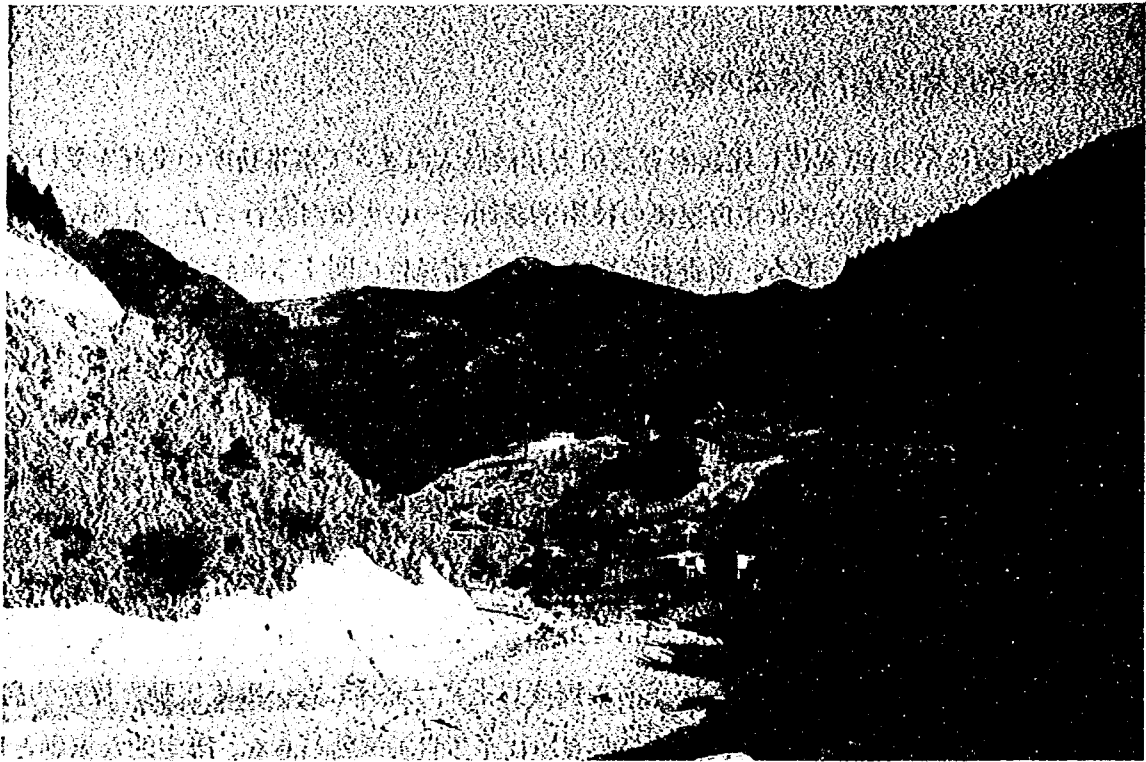


写真-1.1 架橋位置図

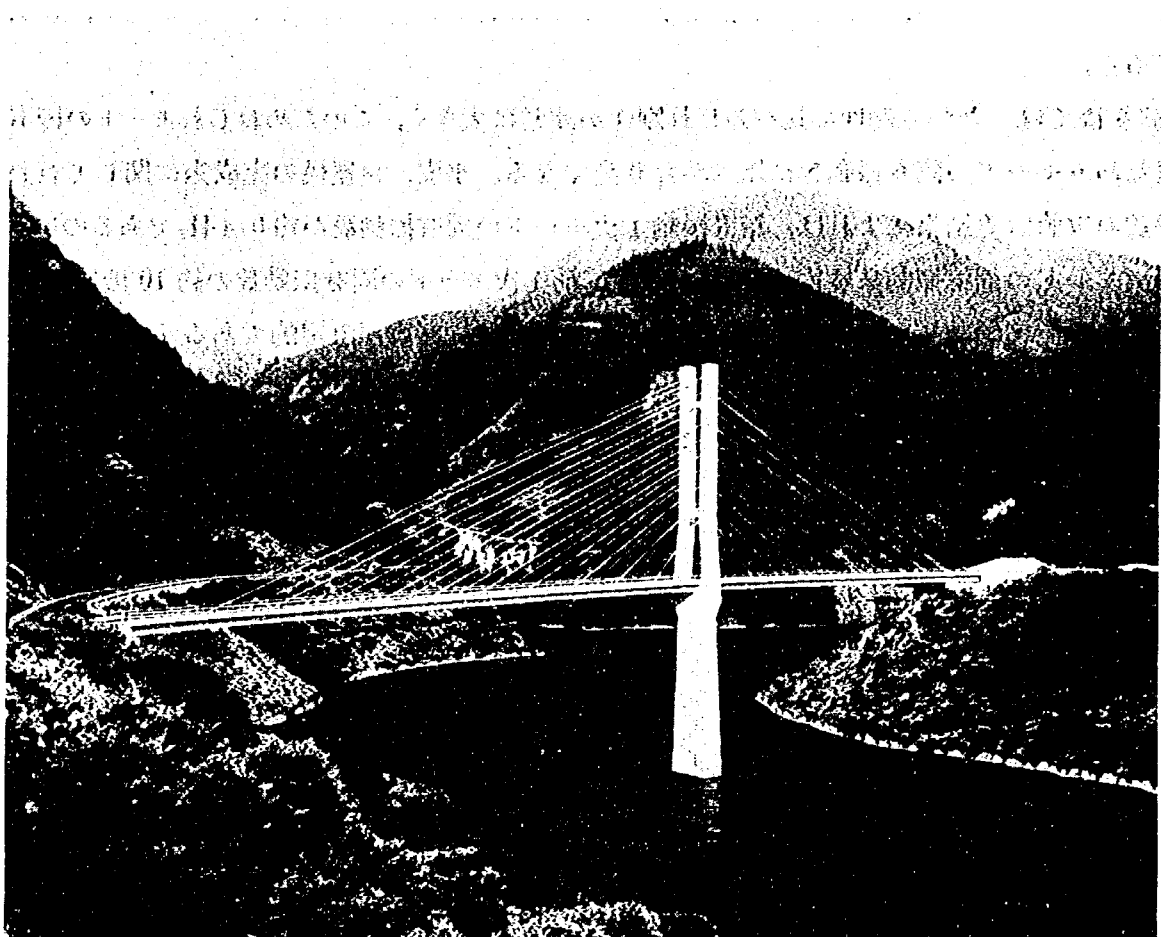


写真-1.2 白屋橋架設地点と完成予想図

2. 本調査に先行する耐風性調査

2.1 白屋橋技術委員会における調査の概要

白屋橋技術委員会は昭和 60 年度に建設省近畿地方建設局大滝ダム工事事務所の受託を受けて(財)国土開発技術研究センターに設立されて白屋橋の技術的課題について検討を行った。本調査は当委員会での検討結果を受け継ぐものである。当委員会で行われた耐風性に関する検討項目を以下に示す。

- (1) 設計風速の検討
- (2) 完成系主桁の耐風安定性の評価
- (3) 施工系主桁の耐風安定性の評価
- (4) 施工系主塔の耐風安定性の評価

2.2 白屋橋で考慮すべき振動現象

風によって励起される振動現象には振幅がある程度以上には発達しない限定振動と比較的高風速領域で発現し、振幅が発散的に増大するため橋梁が崩壊に至る自励振動がある。限定的な振動としては、比較的低風速の限られた風速領域で発現する過励振や、風速と共に徐々に振幅が増大する不規則振動であるパフティングがあり、自励振動としては、ねじれフラッター、ギャロッピング、連成フラッターがある。

PC 斜張橋では、たわみ剛性に比べねじれ剛性が非常に大きく、このためねじれモードの固有振動数は鉛直たわみモードの固有振動数に比べかなり高くなる。事実、白屋橋の完成系に関して行われた固有振動数の数値計算結果によれば、鉛直振動 1 次モードの固有振動数が約 0.4 Hz であるのに対し、ねじれ 1 次モードの固有振動数は約 4.0 Hz と鉛直振動 1 次モードの固有振動数の約 10 倍になっている。また従来の風洞実験結果を参考にすると振動の発見風速は、振動が限定的であるか発散的であるかを問わず振動数に比例するため、ねじれモードの振動現象が現われる風速はかなり高いといえることができる。このような事情から、本橋の場合は鉛直たわみ方向の振動のみを考慮すればよいものと考えられた。

2.3 設計風速の決定

白屋橋の設計風速は、白屋橋架設地点と、長期間の風観測データがある近傍の気象管署との相関性を利用して求められた。表-2.1 に設計風速の決定に用いた風観測資料の一覧を示す。ここに挙げられた資料のうち、資料 No.5 の白屋、人知の風速と対応の良い資料は、No.4 の奈良のそれであり、結局白屋橋の架設地点における設計風速は奈良での観測結果をもとに統計的な手法によって設定された。以下に設計風速の決定の計算過程を示す。

(1) 基本風速 V_{10} の推定

奈良における基本風速 V_{10} (耐用年数 50 年, 再現期間 100 年, 非超過確率 60% に対する地上 10 m, 10 分間平均風速の期待値) は土木研究所の設計基本風速に関する報告書²⁾ および阪神高速道路公団の風荷重分科会報告書³⁾ より引用された。

文献 2) より (統計年間 1954~1975 年)

$$V_{10} = 23.4 \text{ m/sec}$$

文献 3) より

$$V_{10} = 26.3 \text{ m/sec}$$

したがって, ここでは, 基本風速として次の値が採用された。

$$V_{10} = 25.0 \text{ m/sec}$$

この値は, 昭和 28 年から昭和 56 年までの 30 年間ににおける最大風速にほぼ匹敵していることからも, ほぼ妥当な値とされた。また, ガストファクターとして 1.5~1.6 を考えると最大瞬間風速で 38 m/sec~40 m/sec となり, これも過去の記録に概ね対応していることが確認された。

(2) 設計風速 V_D の設定

設計風速は, 水平長補正係数と高度による補正とが考慮された。

水平長補正係数は安全側の値として 1.4 が採用された。

高度による補正は一般的なべき乗則によることとされ, べき指数としては 1/5.5 が採用された。桁位置の高さは本橋完成後, 数年間ダム湛水が行われないことを想定して $Z=68 \text{ m}$ を考えることとされた。

$$\begin{aligned} V_D &= 1.4 \times (68/10)^{1/5.5} \\ &= 1.4 \times 1.42 \times 25 \\ &\approx 50 \text{ m/sec} \quad (\text{設計風速}) \end{aligned}$$

2.4 架設地点における自然風の特徴

白屋橋技術委員会では, 架設地点の自然風の特徴として風向の検討が行われた。図-2.1 に示すように, 本橋架設地点は兩岸が斜面となっているため, 川筋に沿った風が卓越するものとされた。また図-2.2 に示す架設地点近傍である白屋, 人知のウインド・ローズもその傾向を示していることが確認された。

2.5 白屋橋の構造特性

白屋橋の設計案に対しては完成系, 施工系, 主塔橋脚独立系のそれぞれについて立体フレームモデルを用いた固有振動解析が行われた。その結果得られた固有振動モードを図-2.3 に示す。

2.6 耐風性の評価

白屋橋技術委員会においては、耐風性の評価を阪神高速道路公団の風荷重分科会報告書³⁾及び Bridge Aerodynamics⁴⁾の2種類の方法に基づいて行った。その結果は表-2、3 及び以下に示すものとなった。

- (1) 完成系主桁の耐風安定性に関して、阪神高速道路公団の報告及び Bridge Aerodynamics により検討を行った結果、迎角 0° の場合ギャロッピング、フラッター等の自励振動の発生する限界風速は設計風速を超過していた。また、渦励振は比較的低風速で発生するが、これによる最大振幅は活荷重による変形に比べ小さいため、特に問題とはならないと考えられた。
- (2) 施工系主桁の耐風安全性に関しても同様の検討を行った結果、迎角 0° の場合渦励振及びギャロッピングの発生風速はそれぞれ 3 m/s 、 40 m/s となり、他の自励振動は、完成系の設計風速を上回っていた。渦励振に関しては、最大振幅が 6 mm 程度であり、施工期間が短いことを考慮して、施工時の耐風安定性は良好であると推定された。
- (3) 施工系主塔の耐風安定性は、主塔のみを先行して構築した状態を対象とし、既往の風洞実験結果等を基に検討した結果、渦励振により発生する応力度は許容値以下となっており、ギャロッピングに対しては設計風速以上の限界風速が期待できると考えられた。

表-2.1 風観測資料一覧表

資料No	観測地点名	観測期間	観測項目	備考
1	大 阪	1882~1981	月別の最大風速	大阪气象台
		1934~1981	月別の最大瞬間風速	"
2	大 阪	1966~1984	月別の平均風速	大阪管区气象台
			月別の最大風速	"
			月別の最大瞬間風速	"
3	奈良, 名針, 大宇陀 五条, 上北山, 風屋	1979~1984	月別の平均風速	AMEDAS
			月別の最大風速	"
4	奈 良	1953~1984	年別の最大風速	奈良气象台
			年別の最大瞬間風速	"
5	大 滝, 西 河	1973~1981	日別の最大瞬間風速	
	白 屋	1973~1979, 8, 10	"	
	人 知	1979.9.19 ~1984	"	
6	大 滝, 西 河	1982~1981	"	
7	人知地区 } 各々3ヶ所 塩谷地区 }	1985.1.16 ~1985.1.18	人知地区 } 地形の影響調査 塩谷地区 }	
8	川上第二中学校	1964.12~ 1976.1	日毎の定時刻の観測 10分間平均風速	

左 岸 (人 知)

右 岸 (白 屋)

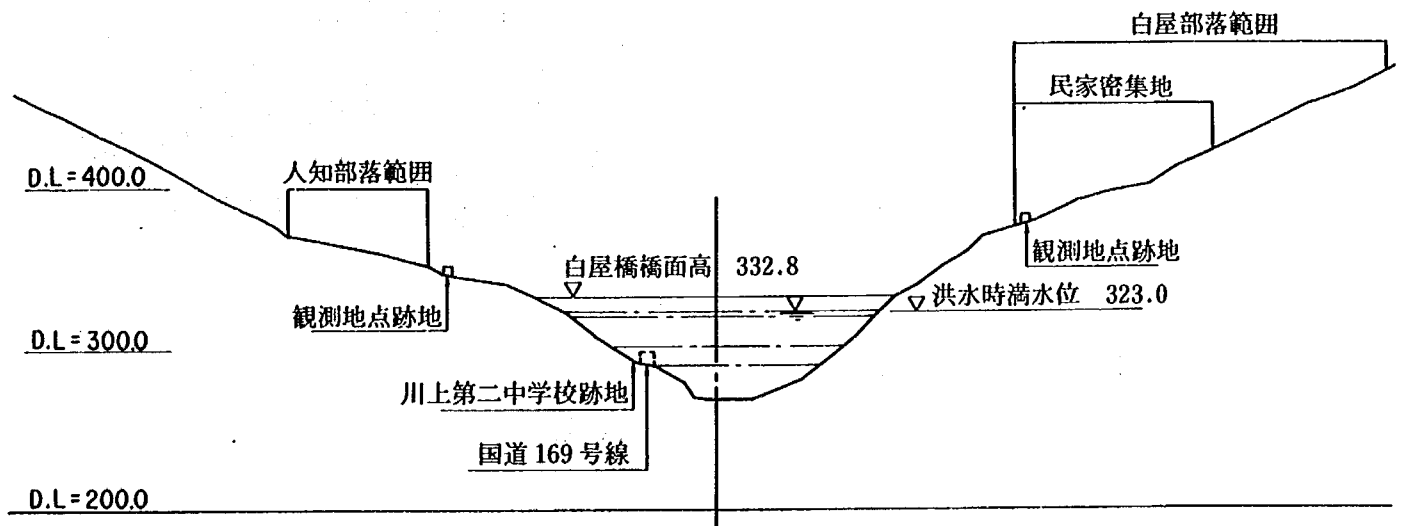


図-2.1 白屋・人知地区地形断面図

白屋 S 5 4

日最大瞬間風速

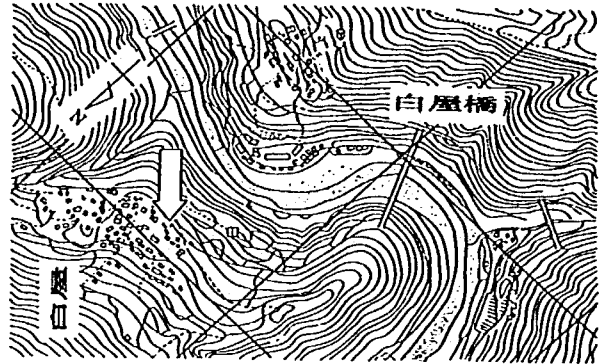
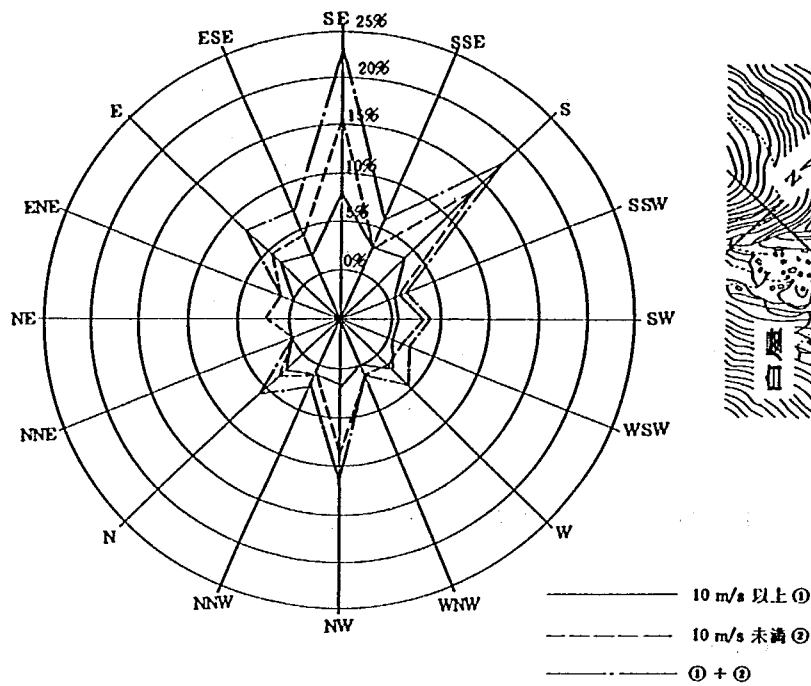


図-2.2.1 白屋観測点でのウィンド・ローズ (昭和 54 年)

人知 S 5 5

日最大瞬間風速

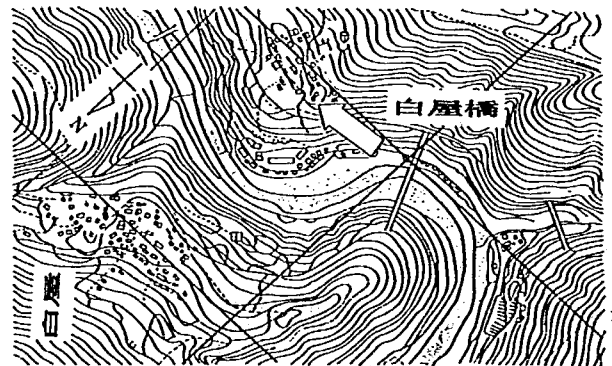
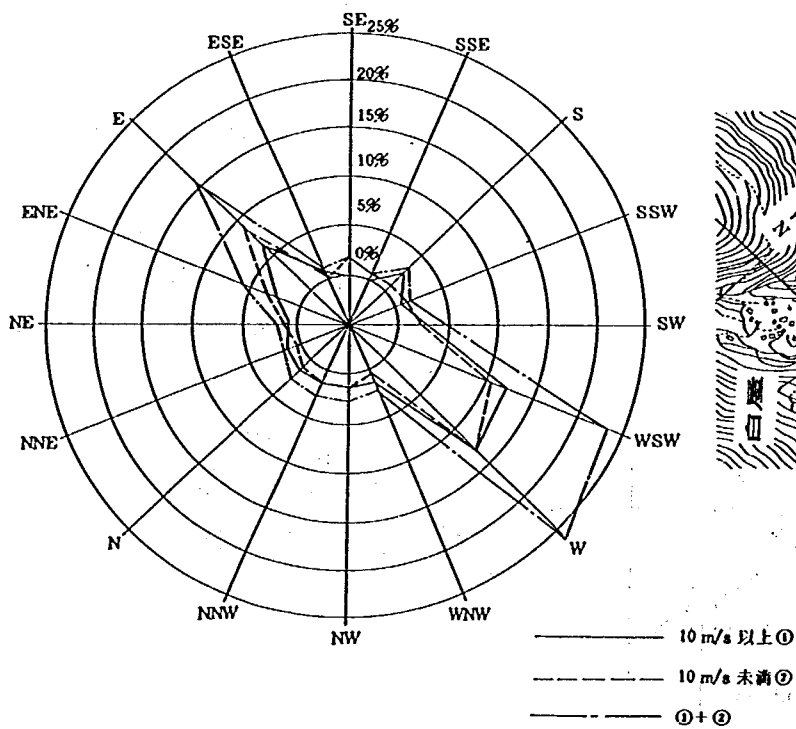
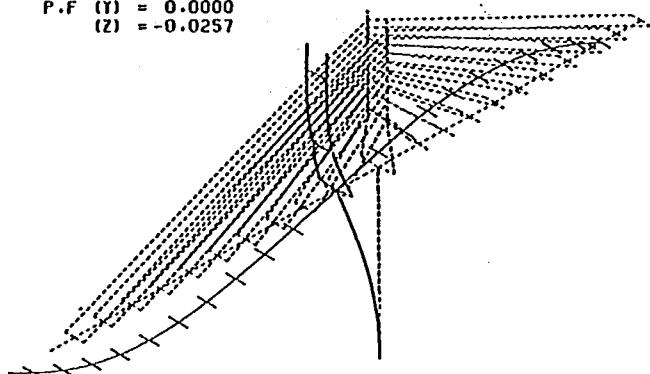


図-2.2.2 人知観測点でのウィンドローズ (昭和 55 年)

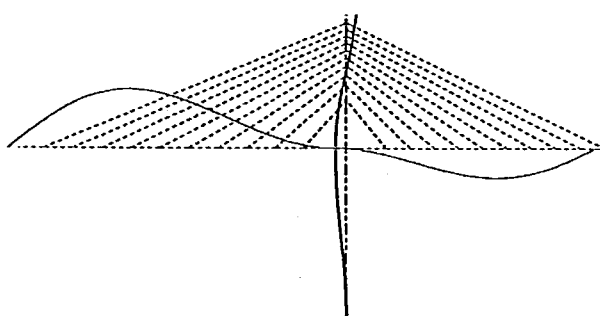
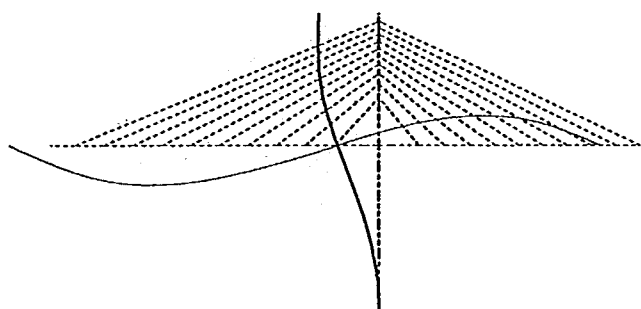
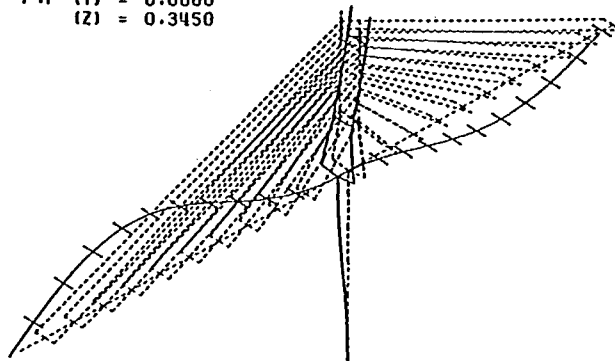
MODE 1

$F = 0.3816 \text{ HZ}$
 $T = 2.6206 \text{ SEC}$
 $(X) = 1.3088$
 $P.F (Y) = 0.0000$
 $(Z) = -0.0257$



MODE 3

$F = 0.7104 \text{ HZ}$
 $T = 1.4077 \text{ SEC}$
 $(X) = 1.2341$
 $P.F (Y) = 0.0000$
 $(Z) = 0.3450$



MODE 4

$F = 1.0708 \text{ HZ}$
 $T = 0.9339 \text{ SEC}$
 $(X) = 0.2648$
 $P.F (Y) = -0.0000$
 $(Z) = -1.4047$

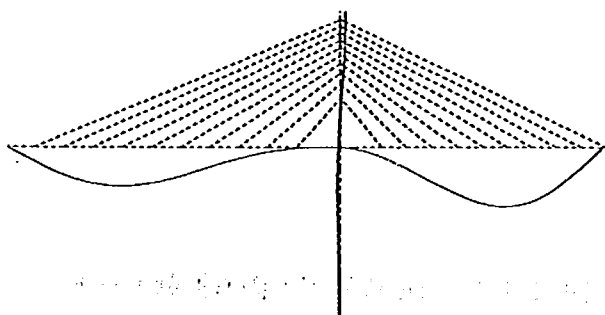
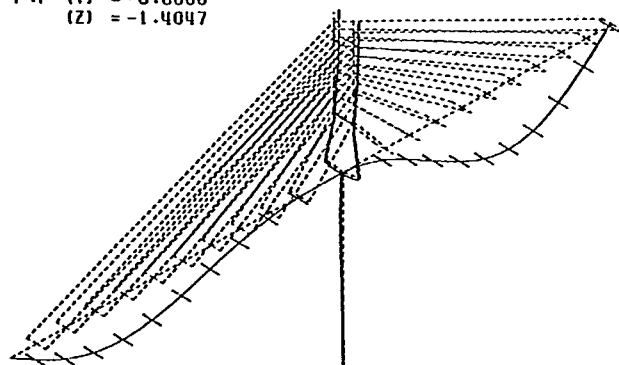
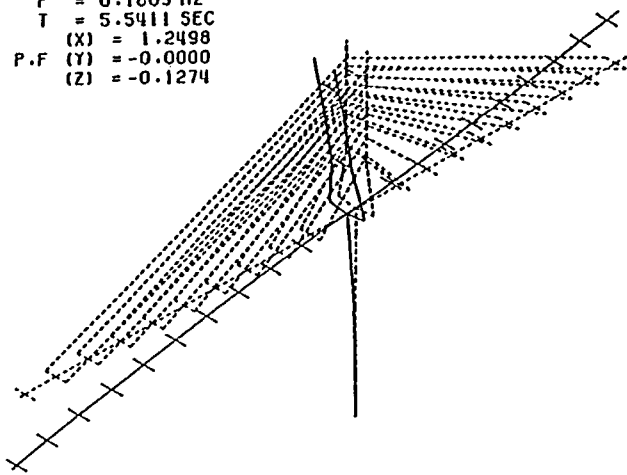


図-2.3.1 白屋橋実成系固有振動モード

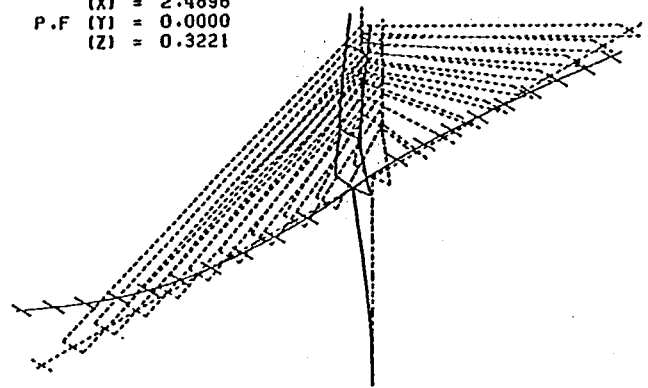
MODE 1

F = 0.1805 HZ
T = 5.5411 SEC
(X) = 1.2498
P.F (Y) = -0.0000
(Z) = -0.1274



MODE 4

F = 0.5019 HZ
T = 1.9924 SEC
(X) = 2.4896
P.F (Y) = 0.0000
(Z) = 0.3221



MODE 6

F = 0.7057 HZ
T = 1.4171 SEC
(X) = -0.9496
P.F (Y) = 0.0000
(Z) = 1.3719

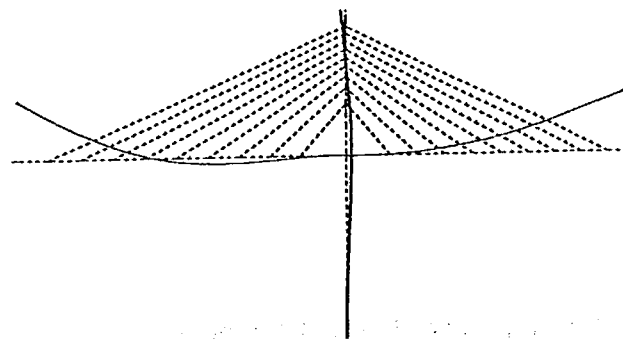
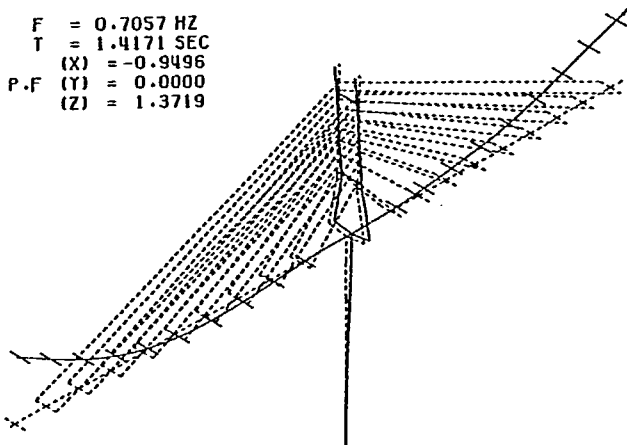
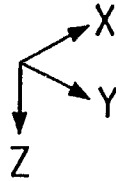


図-2.3.2 白屋橋施工系固有振動モード

MODE 1

$F = 0.3624 \text{ HZ}$
 $T = 2.7591 \text{ SEC}$
 $[X] = 2.0563$
 $[Y] = 0.0000$
 $[Z] = -0.0001$



MODE 3

$F = 1.2857 \text{ HZ}$
 $T = 0.7778 \text{ SEC}$
 $[X] = 1.6909$
 $[Y] = -0.0000$
 $[Z] = -0.0000$

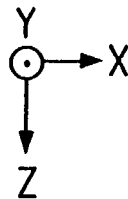
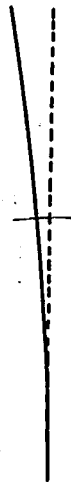


図-2.3.3 白屋橋主塔橋脚独立系固有振動モード

表-2.2 発生風速, 限界風速及び最大応答振幅 (完成系)

適用式 動的挙動		阪神高速道路公団風荷重分科会報告(59年3月)		Bridge Aerodynamics(1981)	
		発生風速 限界風速(m/sec)	最大応答振幅	発生風速 限界風速(m/sec)	最大応答振幅
渦 励 振	鉛 直 た わ み	$V_{v1}=5.2(14.7)$ $V_{v2}=6.2(17.6)$	$\delta_{\max}=8.3 \text{ mm}$	$V_{cr}=5.7(16.0)$	$\delta_{\max}=8.7 \text{ mm}$
	ね じ り	$V_{r1}=37$ $V_{r2}=44$	$\theta_{\max}=0.0049(\text{rad})$	$V_{cr}=60>50$	$\theta_{\max}=0.0019(\text{rad})$
自 励 振 動	ギ ャ ロ ッ ピ ン グ	$V_{cr}=63(176)>50$	————	$V_g=\text{発生せず}$	————
	ね じ り フ ラ ッ タ ー	$V_f=\text{発生せず}$	————	$V_g=\text{発生せず}$	————
	曲 げ ね じ り フ ラ ッ タ ー	$V_{fb}=\text{発生せず}$	————	$V_f=\text{発生せず}$	————

(注) ()内は主桁の鉛直たわみ振動として4次を採用した場合

表-2.3 発生風速, 限界風速及び最大応答振幅 (施工系)

適用式 動的挙動		阪神高速道路公団風荷重分科会報告(59年3月)		Bridge Aerodynamics(1981)	
		発生風速 限界風速(m/sec)	最大応答振幅	発生風速 限界風速(m/sec)	最大応答振幅
渦 励 振	鉛 直 た わ み	$V_{v1}=2.4$ $V_{v2}=2.9$	$\delta_{\max}=6.3 \text{ mm}$	$V_{cr}=2.7$	$\delta_{\max}=6.2 \text{ mm}$
	ね じ り	$V_{r1}=24$ $V_{r2}=29$	$\theta_{\max}=0.0040(\text{rad})$	$V_{cr}=41$	$\theta_{\max}=0.0018(\text{rad})$
自 励 振 動	ギ ャ ロ ッ ピ ン グ	$V_{cr}=39$	————	$V_g=71$	————
	ね じ り フ ラ ッ タ ー	$V_f=76$	————	$V_g=76$	————
	曲 げ ね じ り フ ラ ッ タ ー	$V_{fb}=\text{発生せず}$	————	$V_f=\text{発生せず}$	————

3 風洞実験による耐風性の検討

3.1 2次元部分模型実験

3.1.1 実験方法

実験は建設省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。非定常空気力風洞の主要諸元を表-3.1に示す。模型は縮尺 1/40 の 2 次元剛体模型を用い、6 本のコイルバネにより風洞内に支持し、風速、迎角を変化させて設定し、各ケース毎に模型の挙動を観測した。使用した気流は乱れのほとんどない一様気流であり、風速の測定はピトー管およびマノメータを用いて行なった。模型の挙動は光学式変位計により測定しデータレコーダおよびペン書きレコーダに記録した。振幅はペン書きレコーダの記録紙上に記録された振動振幅を読み取ることによって求めた。今回実施した実験の概要を図-3.1に示し、実験に使用した模型を図-3.2にそれぞれ示す。

3.1.2 実験条件

相似条件として幾何学的形状を相似させることの他に、今回の実験が鉛直たわみモードのみに着目していることから、次の 3 つの無次元量を実橋と模型とで一致させた。

$$m/\rho B^2, \quad V/NB, \quad \delta$$

ここに、 m ；単位長さ当たりの質量 ρ ；空気密度

B ；構造物の代表長さ V ；風速

N ；鉛直たわみ固有振動数 δ ；無風時における鉛直たわみ対数減衰率

これらの相似条件より導かれた実験条件を表-3.2に示す。なお表中の実橋重量は一般に 2 次元部分模型実験では最低次のモードの値を用いるが、本実験では主桁のみでなく斜材、主塔の質量効果を考慮した等価質量を 1~4 次モードについて計算し、そのうち最も軽くなる 3 次モードの重量を模型所要値とした。等価質量は次式により算出した。

$$m_{EG} = \left\{ \int m_G \cdot U_{GZ}^2 \cdot dx + \int m_G \cdot U_{GY}^2 \cdot dx + \int I_{GP} \cdot U_{GP}^2 \cdot dx \right. \\ \left. + \int m_T \cdot U_{TY}^2 \cdot dz + \int m_T \cdot U_{TX}^2 \cdot dz + \sum I_{YP} \cdot U_{GP}^2 \right. \\ \left. + \sum m_{CG} \cdot U_{GY}^2 + \sum m_{CG} \cdot U_{GZ}^2 + \sum m_{CG} \cdot B^2 \cdot U_G^2 \right. \\ \left. + \sum m_{CT} \cdot U_{TX}^2 + \sum m_{CT} \cdot U_{TY}^2 \right\} / \int U_{GZ}^2 \cdot dx$$

ここに、質量 m_G ；桁質量（横桁含む） m_{CG} ；斜材主桁側質量 m_T ；主塔橋脚質量

m_{CT} ；斜材主塔側質量 I_{YP} ；横桁回転慣性質量

I_{GP} ；主桁回転慣性質量

モードベクトル U_{GY} ；主桁（面外） U_{GZ} ；主桁（鉛直） U_{GP} ；主桁（ねじり）

U_{TX} ；主塔橋脚（面内） U_{TY} ；主塔橋脚（面外）

B ；斜材吊り点間隔の 1/2

上式より求めた各モードの等価質量を表-3.3にそれぞれ示す。質量に関する相似条件を満足させるためには模型を支持した状態で全体の振動系としてのバネ定数を動的な試験により求め、所要の質量およびこのバネ定数から所要の固有振動数を計算し、重錘を調整してその固有振動数に一致させるという方法を用いた。減衰率に関する相似条件を満足させるためには電磁ダンパーを用い、その電気抵抗値を変化させ所要の減衰率（本橋の構造減衰は $\delta=0.05$ と想定。）に設定した。

3.1.3 実験ケース

実験は重量、構造減衰、迎角および橋梁付属物（高欄、地覆、ケーブル定着部）の有無を変化させて実施した。このうち、重量は所要値（12.82 kg）に設定する他、構造減衰および橋梁付属物の影響が明確に現れるようにするために模型の付加重錘を除去して軽くした状態（4.61 kg）及び両者の中間の状態（8.71 kg）の3通りに変化させた。実験ケースを表-3.4に示す。

3.1.4 実験結果

風洞実験より得られた各ケースの自励振動特性および渦励振特性を表-3.4に示す。また、参考として風速と振幅の関係を無次元風速 V/NB （ V ；風速， N ；鉛直たわみ固有振動数， B ；模型幅（205 mm）と無次元振幅 η/B （ η ；振幅， B ；模型幅）によって付図-1に示す。なお、図中の等価振幅とは変位の標準偏差を $\sqrt{2}$ 倍したものであり、実効値の等しい正弦波の振幅を示す。

等価振幅の定義式は以下のとおりである。

$$\overline{y} = \sqrt{2} \left\{ \int_0^T y^2(t) dt / T \right\}^{1/2}$$

ここに、 $\overline{y}$ ；等価振幅　　 $y(t)$ ；変位　　 T ；測定時間

風洞実験の結果、設計案はギャロッピングに関しては重量；4.61 kg，構造減衰； $\delta=0.02$ に設定した迎角 $+4^\circ$ ， $+5^\circ$ のケースを除き、その発現風速は十分に高い。

一方、渦励振に関しては重量；12.82 kg，構造減衰； $\delta=0.02$ の場合、負の迎角（吹き下げ）において実橋風速 20 m/s 前後で実橋振幅 16～33 mm の渦励振が発現する。また、重量；4.61 kg，構造減衰 $\delta=0.02$ の場合には実験を行なった全迎角（ $+5^\circ \sim -5^\circ$ ）において実橋風速 10～30 m/s で実橋振幅 8～120 mm の渦励振が発現する。

また、重量；4.61 kg，構造減衰； $\delta=0.02$ の迎角 0° のケースについて構造減衰の耐風性に及ぼす影響を調べた。その結果、構造減衰の増加は渦励振振幅を減少させる効果が大いという結果が得られた。

さらに、防護棚・地覆及び斜材定着部の有無が耐風性に及ぼす影響を調べた。その結果、防護棚・地覆を設置しない場合はギャロッピング及び渦励振の発現風速が低下する。一方、斜材定着部の設置は渦励振振幅を減少させる効果があるという結果が得られた。

3.2 三次元全橋模型実験

3.2.1 実験方法

実験は建設省土木研究所耐風工学実験施設内のフラッター風洞を用いて実施した。フラッター風洞の主要諸元を図-3.3 および表-3.5 に示す。模型は縮尺が1/100であり、橋桁および主塔、橋脚の幾何学的形状を全て相似させた外装部と、その中に配置したSS 41鋼材の剛性棒とから構成される弾性全橋模型である。実験に使用した模型の概要を図-3.4に、各構造系の概要を図-3.5に示す。この模型の構造減衰、風の模型に対する偏角等を実験ケースごとに設定し模型の挙動を測定した。使用した気流は乱れの殆どない一様気流および模型の上流側に配置したスパイアー、ブロックおよび人工芝生によって発生させた乱流であり、風速の測定はピトー管およびマノメーターを用いて行った。模型の挙動は図-3.6に示す各点の桁端に取付けた豆電球の変位を光学式変位計により測定し、データレコーダおよびペン書きオシログラフに記録した。ここで記録の読み取りは2次元部分模型実験と同様である。3次元全橋模型実験概要図を図-3.7に示す。

3.2.2 実験条件

一般に3次元全橋模型を用いる風洞実験では、幾何学的形状を相似させることの他に、以下に示す無次元量を一致させる必要がある。

- (1) 慣性パラメータ..... $m/\rho B^2$, $I_m/\rho B^4$
- (2) 弾性パラメータ..... $EA/\rho V^2 B^2$, $EI/\rho V^2 B^4$, $GJ/\rho V^2 B^4$
- (3) 重力パラメータ..... gB/V^2
- (4) 粘性パラメータ..... VB/ν
- (5) 減衰パラメータ..... δ

ここに m ; 単位長さ当たりの質量 I_m ; 単位長さ当たりの極慣性モーメント

ρ ; 空気密度 B ; 代表長さ E ; ヤング率 I ; 断面2次モーメント

A ; 断面積 V ; 風速 G ; せん断弾性係数 J ; ねじり定数

g ; 重量加速度 ν ; 動粘性係数 δ ; 対数減衰率

しかし、(4)の粘性パラメータについては橋梁のような角状の構造物では流れの剝離点がほぼ固定されているため、通常レイノルズ数の違いが及ぼす影響は少ないと普通考えられている。したがって、一般には粘性パラメータの相似は省略される。

今回の実験では鉛直たわみモードにのみ着目しているので上記パラメータのうち、ねじれに関するパラメータ、すなわち(1)の慣性パラメータの $I_m/\rho B^4$ 、(2)の弾性パラメータの $GJ/\rho V^2 B^4$ は省略される。また、 $EA/\rho V^2 B^2$ については、主桁を考える場合橋軸方向に伝わる振動は今回の実験とは無関係であるので省略してもよい。しかし斜張橋の場合はケーブルの剛性が全体系に及ぼす影響を考慮する必要性が大きいのでケーブルの伸び剛性は相似させることとした。

(2)の弾性パラメータのうち残った $EI/\rho V^2 B^4$ はたわみ振動の剛性に関係したパラメータで、軸方向で

異なった値になる。そこで本模型では主桁で橋軸方向の剛性を二段階、主塔橋脚系では高さ方向に十一段階に変化させ、実橋の剛性の変化に対応した。無論、このような処置によっても実橋の軸方向のたわみの剛性のパラメータの変化を厳密に相似するものではないがこれについては振動モードおよび固有振動数が実橋と模型とではほぼ相似であることが確認できるので妥当であるとした。

以上から一致させたパラメータは次のようになった。

$$m/\rho B^2, \quad EI/\rho V^2 B^4, \quad EA/\rho V^2 B^2, \quad gB/V^2, \quad \delta$$

以上の相似則によって設計された模型の主要な設計値を表-3.6に示す。

3.2.3 3次元全橋模型の構造特性

実験に先立ち、加速度計を模型に取り付け振動モードの測定を行った。測定は、完成系では長径間1/2点を、施工系では長径間端部を、主塔橋脚独立系では塔頂をそれぞれ測定基準点と定め、各セグメントにおける加速度を基準測定点での加速度で除したものを求めた。

図-3.8に実橋での計算結果と模型での測定結果との重ね合せ図を示す。

3.2.4 乱流の発生

(1) 乱流の発生方法

本調査では、乱流の発生方法として、スパイアー、ブロック、人工芝生を適宜組合せる方法を用いた。乱流Ⅰおよび乱流Ⅱの発生方法を図-3.9に示す。ここでブロックは材質が発泡スチロールで、形状は一辺が10 cmの立方体である。また、スパイアーはべき指数とスパイアーの諸元との関係について定式化された Irwin⁹⁾の式より設計された三角形板である。

(2) 想定した乱流の特性

a) 基準高度

気流の乱れに関する定数は基準とする高度によって異なる。従って、ここでは白屋橋の設計において用いられた高さである68 mを基準高度とした。

b) 気流の設定のための方法と仮定

本来、風洞実験においては現地観測に基づいて推定された境界層乱流を用いるのが望ましい。しかし、白屋橋に関しては架設位置での風観測データが存在しなかったため、ESDU⁹⁾によって地表の状態から気流の特性を推定することにした。ところで、ESDUのデータを白屋橋の風洞実験に適用するにあたってはいくつかの難点があった。それはESDUのデータが地形の平坦と地表の均一性を原則としていることである。そこで、ここでは地形を主桁の下68 mに平坦に広がるものとし、また目標とする気流を二つ設定することとした。この二つの気流とは、一つは橋脚付近に広がる河川敷に着目したものであり、今一つは橋の両端付近に広がる山に着目したものである。その結果、表-3.7に示す気流が設定された。

(3) 乱流の気流計測

乱流の特性の指標としては既に表-3.7で挙げたように、風速の鉛直分布に関するべき指数、乱れ強さ、乱れのスケール、風速のパワースペクトル密度関数（以下 P. S. D. と略）をとりあげ、これと相似なものが得られることを目標とした。そこで、模型実験を実施する前に熱線風速計による気流計測を行い気流特性を把握し、前節で推定した自然風との相似性について検討した。表-3.8に設定値を目標として得られ、実験に用いた気流の特性値を示し、その値に関する検討結果を以下に示す。

a) 風速の鉛直方向分布に関するべき指数

実験に用いた乱流の風速の鉛直分布に関するべき指数は、乱流 I については 0.18 (約 1/6)、乱流 II については 0.37 (約 1/3) となった。したがってべき指数に関しては設定値に近い値が得られたと言え、これは Irwin の式が実用的であることの一つの例証となると言える。

b) 乱れ強さ

乱れ強さは乱流境界層内で高度の増加に伴い減少するため、また白屋橋の橋桁位置が、模型で 68 cm と通常の実験と比較して高度が大きいと、乱流 I および乱流 II を得るために 10 種類の乱流発生方法を試みたにもかかわらず乱流 II に見合う乱れ強さの気流は得ることができなかった。しかし前節で設定した気流は、現地での自然風が未知であることから乱れ強さを過大に取った感があること、またここで得られた気流の乱れ強さが従来の風洞実験で用いられた気流の乱れ強さと比べても十分に大きな乱れを有する気流であることから、乱れ強さに関しては設定した気流よりも小さなもので良いこととした。

c) 乱れのスケール

乱れのスケールは以下に示す方法により求めた⁷⁾

$$L_x^u = U \cdot S_u(0) / 4\sigma_u^2 \quad (3-1)$$

$$L_x^w = U \cdot S_w(0) / 4\sigma_w^2 \quad (3-2)$$

ここに L_x^u ; 水平方向の乱れのスケール

L_x^w ; 鉛直方向の乱れのスケール

$S_u(0)$; 周波数 0 における風の水平方向の P. S. D.

$S_w(0)$; 周波数 0 における風の鉛直方向の P. S. D.

σ_u ; 水平方向変動風速の標準偏差

σ_w ; 鉛直方向変動風速の標準偏差

U ; 平均風速

図-3.10, 11 にそれぞれ乱流 I, II の風速の P. S. D. を示す。この P. S. D. において $S(f)$ が $f=0$ 付近で横軸に平行になるところの値を $S(0)$ とし、これから式 (3-1) および (3-2) によって乱れのスケールを求めた。この結果より乱れのスケールは推定値と比べかなり小さいものであることがわかる。しかし、乱れのスケールに関してはこれを所要の値に調整する手段が現在未知のため参考値として扱うこととした。

(4) 風速のパワースペクトル密度関数

図-3.12, 13に風洞内に発生させた乱流 I, IIの P. S. D. と、乱れ強さ、乱れスケールの設定値を ESDU の推定式により得られた P. S. D. を重ね合せて示す。図より明らかなように、風洞で観測された気流の P. S. D. は、周波数の高い領域に関しては概ねよい一致を示していることがわかる。

3.2.5 実験ケース

実験は気流、偏角、構造減衰を変えて行った。今回行った実験ケースを完成系、施工系、主塔橋脚独立系についてそれぞれ表-3.9~11に示す。

3.2.6 実験結果

風洞実験の結果得られた各ケースにおける自励振動特性、渦励振特性および設計風速におけるパフティング振幅を完成系、施工系、主塔橋脚独立系についてそれぞれ表-3.9~11に示す。また参考として、風速と振幅の関係図(V-A 図)を完成系、施工系、主塔橋脚独立系についてそれぞれ付図-2.1~3にまとめた。ここでパフティング振幅は測定時間内で観測された最大振幅と振動の変動成分を考慮した等価振幅によって表わした。等価振幅とは変位の標準偏差を $\sqrt{2}$ 倍したものであり、実効値の等しい正弦波の振幅を意味する。式(3-3)に等価振幅の定義式を示す。

$$y = \sqrt{2} \left\{ \int y^2(t) dt / T \right\}^{1/2} \quad (3-3)$$

ここに y ; 等価振幅 $y(t)$; 変位 T ; 測定時間

以下に各架設系について発生した現象の概略を述べる。

(1) 完成系

i) 一様流中における耐風性

渦励振は全ての実験ケースにおいて風速 34 m/s~40 m/s の範囲内で 3 次の振動モードで発生した。ギャロッピングについてはいずれの実験ケースにおいても発生しなかった。また渦励振最大振幅をプロットした図-3.14に示すように、構造減衰の増加によって渦励振振幅は高い相関をもって減少する。

偏角の影響に関しては実験 1, 4, 5 からわかるように、偏角は 0° の場合が最も橋梁に対して厳しい条件となる。

ii) 乱流中における耐風性

実験 6~実験 10 の結果から一様流中で発現した渦励振はいずれの乱流によっても検出できず、風速の上昇に伴い振幅が増大し不規則な振動現象を示すパフティングが発現した。

(2) 施工系

i) 一様流中における耐風性

渦励振は全ての実験ケースにおいて風速 7 m/s~18 m/s の範囲内で 1 次の振動モードで発生した。またギャロッピングについてはいずれの実験ケースにおいても発生しなかった。施工系では乱れのほとんど無い一様流においても不規則な振動の発現が目立ち、規則的な振動現象はそのなかに埋もれた

ため構造減衰や偏角の影響は明確には捉えがたかった。また偏角の影響については実験 11, 14, 15 で偏角を変えて行った試験の結果が示すようにその影響は判然としない。

ii) 乱流中における耐風性

実験 16～実験 20 の結果から一様流中で発現が測定された渦励振はいずれの乱流によっても検出できず、風速の上昇に伴い振幅が緩やかに増大し不規則な振動現象を示すパフティングが発現した。

(3) 主塔橋脚独立系

i) 一様流中における耐風性

渦励振は偏角の小さな実験ケースにおいて風速 9 m/s～14 m/s の範囲内および風速 22 m/s～風速 25 m/s の範囲で 1 次モードの振動が発生した。またギャロッピングについてはいずれの実験ケースにおいても発生しなかった。構造減衰の増加により渦励振振幅は小さくなる。また偏角の影響は実験 21～実験 26 を見てわかるように、偏角が 20°以上では渦励振が発現せず、また偏角が 0°で最も振幅の大きな振動が発現した。

ii) 乱流中における耐風性

実験 29～実験 33 の結果から一様流中で発現が測定された渦励振は偏角が 0°で構造減衰 δ が 0.02 の時のみ観測された。乱流によって、風速の上昇に伴い振幅が増大し不規則な振動現象を示すパフティングのみが観測された。

3.3 考 察

3.3.1 桁断面の基本的な特性

本橋主桁の設計案について重量、構造減衰を所要値（重量；12.82 kg，構造減衰； $\delta=0.05$ ）に設定し、迎角 0°，+5°の実験を行なった（実験番号 2,6）。その結果、実験を行なった範囲内では渦励振、ギャロッピングとも発現しなかった。次に、構造減衰を本橋で想定されている $\delta=0.05$ から 0.02 に下げて実験を行なった（実験番号 1,3～5 および 7～10）。実験結果を発振風速と迎角曲線としてまとめ、図-3.15 に示す。図より、正の迎角（吹き上げ）においてギャロッピングが、負の迎角（吹き下げ）においては実橋風速 20 m/s 前後で渦励振の発現することがわかる。

3.3.2 構造減衰の影響

2 次元模型実験及び 3 次元模型実験における構造減衰の影響を図-3.16～22 に示す。図より明らかなように、一様流中においては 2 次元模型実験及び 3 次元模型実験とも構造減衰の増加は渦励振振幅を減少させる効果がある。しかしながら、その効果の度合いは 2 次元模型実験では構造減衰が $\delta=0.05$ に増加すると渦励振は完全に消滅するが、3 次元模型実験では構造減衰が $\delta=0.07$ に増加してもなお渦励振は発現するという差異がある。一方、乱流中の 3 次元模型実験に於いて発現するパフティングは構造減衰が増加してもその応答はほとんど変化しない。

3.3.3 偏角の影響

図-3.23～25 にそれぞれ完成系，施工系，主塔橋脚独立系における偏角の影響について示した。これらの図が示すように最も条件が厳しいのは橋軸直角方向の風，すなわち偏角が 0° の場合であり，それ以外の偏角では振動は減衰あるいは消滅する。したがって，白屋橋については橋軸直角方向の風について考慮すればよいと言える。

3.3.4 乱流の影響

図-3.26～28 にそれぞれ完成系，施工系，主塔橋脚独立系における乱流の影響について示した。これらの図からわかるように白屋橋の風による応答は一様流中と乱流中とでは大きく性質がことなる。すなわち，完成系，施工系については高々9%の乱れ強さを有する乱流Ⅰによって一様流中において発現した渦励振振幅を凌駕するパフティングが起こる。さらに乱流Ⅱによっては際立ってこそいないが乱流Ⅰにより発生する振幅よりもやや大きな振幅が発生する。また，主塔橋脚独立系についても風速が約30 m/s 以上の場合にパフティングが目立つ。ここで白屋橋架設地点を考慮すれば，乱れのほとんどない風の吹く可能性はかなり小さいと考えられる。したがって，白屋橋の耐風性の検討は乱流によるほうが望ましいと考えられる。

3.3.5 重量の影響

重量の違いが耐風性に及ぼす影響は大きく，実験ケースによりその影響度は異なるが，その顕著な例として構造減衰 $\delta=0.02$ ，迎角 4° のケースを図-3.29 に示す。図から，重量が4.61 kg の場合には無次元風速2前後で渦励振が，無次元風速6前後でギャロッピングが発現するが，重量が8.71 kg になると渦励振は消滅し，ギャロッピングも無次元風速14前後で発現するようになる。さらに，重量が12.82 kg になると振動振幅が急激に増大するという現象はなくなり，風速の上昇と共に振幅が大きくなるようになることがわかる。

このように，重量の増加が渦励振振幅の低減やギャロッピング発現風速を高めるなどの耐風性を向上させる効果のあることがわかる。

3.3.6 橋梁付属物の影響

3.3.6.1 防護柵・地覆の影響

主桁の架設段階では地覆・高欄は設置されないため，防護柵・地覆の有無が耐風性に及ぼす影響を調べた。実験ではその影響が明確に現れるようにするために，模型の付加重量を除去して軽くした状態（重量：4.62 kg）で構造減衰を $\delta=0.02$ ，迎角 0° に設定して行った。その結果を図-3.30 に示す。図より，防護柵・地覆がない場合には，無次元風速約2において渦励振が発現し，さらに無次元風速約9においてギャロッピングが発現する。一方，防護柵・地覆がある場合には無次元風速約4において防護柵・地覆がない場合に発現した渦励振と同程度の振幅の渦励振が発現するし，実験を行った範囲で

はギャロッピングは発現しないことがわかる。

以上のことから、本橋においては防護柵・地覆の存在は耐風性を向上させる効果が得られた。

3.3.6.2 斜材定着部の影響

斜材定着部の影響を3.3.6.1の防護柵・地覆の影響を検討した際と同様の条件（重量；4.62 kg，構造減衰； $\delta=0.02$ ，迎角 0° ）のもとで調べた。その結果を図-3.31に示す。図より，斜材定着部がない場合には無次元風速（ V/NB ）約4で実橋振幅約75 mmの渦励振が発現するが，斜材定着部を設置することによって渦励振振幅は1/2程度に小さくなることわかる。

3.3.7 部分模型実験と全体模型実験の比較

部分模型実験は一様流中のみおこなわれ，また，全橋模型実験に相当する重量および迎角での部分模型実験においては特記すべき振動が全く見られなかったため，部分模型実験と全橋模型実験との比較は見るべきものが乏しい。しかし全橋模型実験の若干のケースでは渦励振が発生したので，この発現風速と部分模型実験において振動現象が発現した実験ケースの発現風速の比較を行う。比較の可能な実験ケースとその実験ケースにおいて渦励振が発現した無次元風速を表-3.12にまとめる。

表-3.12より全橋模型実験での渦励振のピーク時の無次元風速は完成系では6.8，施工系で6.8あるいは約9であるのに対し，部分模型実験では約4あるいは2であり両者は一致しないことがわかる。ただし全橋模型実験の完成系において発現した渦励振の振動モードは3次モードであり二次元実験において等価質量を考慮し設定振動モードを3次モードとしたことは妥当性を有するものと言えることがわかった。

一般に渦励振が発現する無次元風速は断面に固有のものであるから無次元風速の相違に関しては特別な考察が必要とされる。まず二次元部分模型実験と三次元全橋模型実験とで大きな相異があるものとして主塔の影響がある。すなわち，部分模型実験では主塔の影響は等価重量を導入することである程度考慮されているもののその空気力に及ぼす形状の効果は実験に反映されていない。そこで主塔橋脚独立系の実験における主塔の渦励振の発現風速を見るならば，無次元風速が約4.6および7.9で目立った渦励振が発現し，さらに無次元風速が約6の時には小さなピークが観察された。このように主塔橋脚独立系が多くのピークを有することは主塔の断面と橋脚の断面が大きく異なっていることに起因しているが，いずれを取っても主塔および橋脚の渦励振の発現風速は部分模型実験における主桁のそれとは一致しない。したがって，主桁の断面形状から決定される渦励振発現風速がそのまま全体系の渦励振発現風速となるとは限らない。このため部分模型実験と全橋模型実験の渦励振発現風速が異なることもありうる。この場合全体系の渦励振発現風速は主塔橋脚独立系のそれであるか，どちらでもないかのいずれかである。そこで主桁-橋脚系の渦励振発現風速を支配するものとしてまず主塔橋脚独立系の渦励振発現風速を考えてみる。しかし実験結果は主桁-橋脚系で渦励振が発現した無次元風速が，主塔橋脚独立系のそれと同じ値を取らないことを示しているため主塔橋脚独立系を振動させた空気力がそのまま主桁-主塔橋脚系全体の起振力になっているという見方も否定しなければならない。したがって白屋橋においては主桁および主塔・橋脚が一体になった構造を振動させる空気力は主桁お

よび主塔橋脚がそれぞれ単独に振動する風速とは別の風速で生じると言え、それは三次元性の効果によるものと考えられる。その可能性を示唆するものとして注意すべきこととしては、全橋模型と実験条件が同じ部分模型実験では渦励振が発現しなかったという事実がある。すなわちこのことは、三次元全橋模型による風洞実験で発現した渦励振が二次元部分模型の別の実験条件において発現した渦励振とはもとより別の機構によって発現したものであることを示す。

しかしいずれにせよ渦励振の発現する無次元風速の不一致の機構の明確な説明のためには別の補足実験が不可欠であり、本実験の範囲内での説明は不可能と思われる。ただし今後の検討の指針として考えられる原因を挙げるならば、橋脚とタワーの断面形状が不連続であること、橋脚が変断面であり振動数、振動モード等によって空気力の作用位置が異なりしたがって無次元風速も異なる可能性があること、そして橋桁の桁高-幅員比 (B/H) が約 3.6 の値を取りこれは矩形断面においてストローハル数が不連続となる値に近いことため渦励振発現風速が不安定となる可能性があること等が挙げられる。

3.3.8 耐風性に関する評価

(1) 完成系

本橋の完成系については、一様流中では風速 38 m/s において渦励振が発現するがギャロッピングは発現しないことが判明した。一般に渦励振についてはその振幅による初通過破壊のみならず、疲労による破壊の危険性も考慮する必要がある。しかし本橋の場合は渦励振の発現風速は極めて高く、従って頻度も少ないものと容易に予測できるため、疲労破壊については安全であると言える。また初通過破壊についても渦励振の振幅が小さいことから安全と言える。

ところで本橋の耐風性のより正確な評価のためには自然風の影響を考慮する必要がある。これまで述べた結果から、本橋では風速の上昇に伴い徐々に振幅が増大する不規則振動、いわゆるパフティングが現われ、その振幅は設計風速 50 m/s において長径間支間中央で約 87 mm 見込む必要がある。しかしながら、この振動幅において発生する応力を図-3.32 に示す位置において計算すると表-3.13 のようになり許容応力以下であるから、パフティングについても本橋は安全であるといえる。

(2) 施工系

本橋の施工系については、一様流中では風速 10 m/s において渦励振が発現するがギャロッピングの発現は見られなかった。施工系ではその構造系の存在期間が短いことため疲労の問題は考慮に入れる必要はないと思われる。また初通過破壊についても振幅が長径間端部で約 16 mm と小さな値であるため問題はない。

一方、乱流中の実験に関しては風速 50 m/s において最大振幅 380 mm のにもおよぶパフティングが発生しこの振幅によって発生する応力は許容応力を超える。しかし施工系の耐風性を判定するに当たり、その構造系の存在期間を考慮するならば、施工系最大張出し時の照査風速を完成系のそれと同じに設定することは明らかに過大な安全を見込みすぎている。そこで本調査では照査風速を 35 m/s とした。この場合、パフティングによる最大振幅は約 290 mm となり、この振幅によって図-3.33 に示す位置に発生する応力を表-3.14 に示す。ここで表中の許容応力度は、道路橋示方書コンクリート橋編

の第三章の記述によって施工時の割増係数として1.5の値を見たものである。これにより施工時についてもパフティングにより発生する応力は許容応力度以下と見ることができ本橋は施工時も風に関して安全であるといえる。

(3) 主塔橋脚独立系

本橋の主塔橋脚独立系の一様流中の実験に関しては、渦励振が発現したもののその振幅は微小であり、ギャロッピングについては発現しなかった。一方、乱流中では他の構造系と同様にパフティングが観察された。このパフティングの最大振幅も施工系と同様に風速 35 m/s 付近において読み取り、その値は 225 mm となった。白屋橋技術検討委員会の検討結果によると、塔頂における許容振幅は 313 mm 以上であり、従って本橋は主塔橋脚独立系についても安全であるといえる。

表-3.1 非定常空気風洞主要諸元

風 洞 形 式			単回路還流式
主 要 寸 法	測 定 胴	幅 (mm)	1,000
		高 (mm)	2,000
		長 (mm)	3,000
	縮 流 胴	入 口 (mm)×(mm) 出 口 (mm)×(mm) 縮 流 比	3,000×5,000 1,000×2,000 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 (mm Ag)	40.0	
	風 量 (m³/s)	70.0	
	回 転 数 (rpm)	1,250.0	
気 流	容 量 (kW)	50.0	
	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

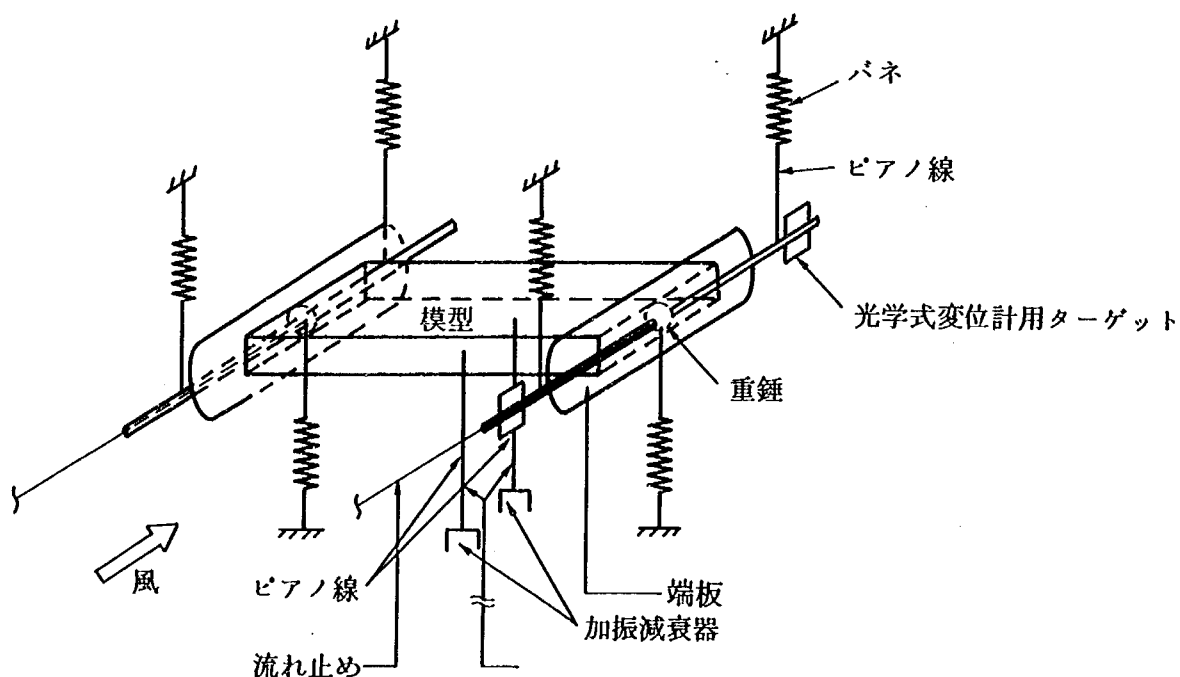


図-3.1 2次元部分模型実験概要

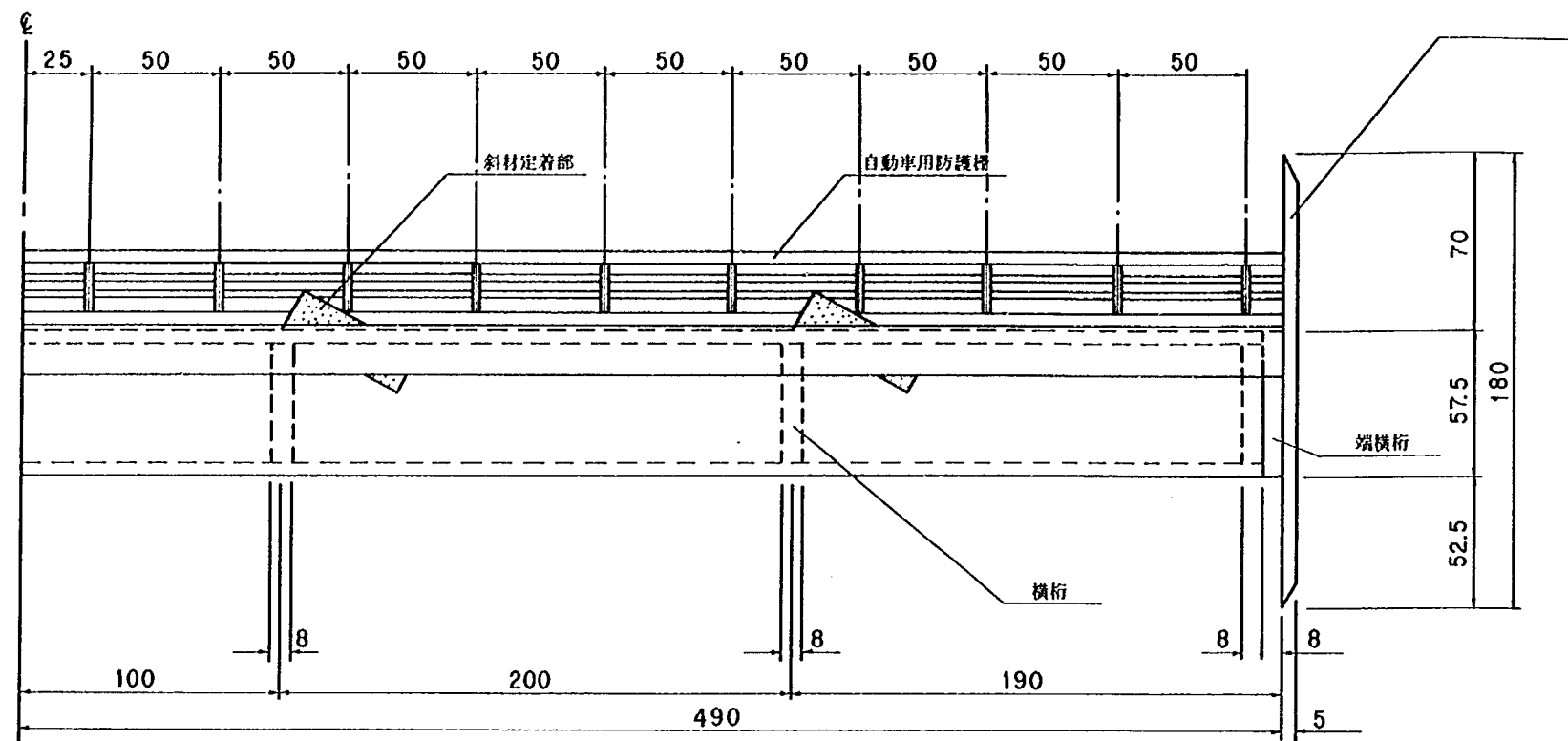


図-3.2.1 白屋橋部分模型図 (その 1)

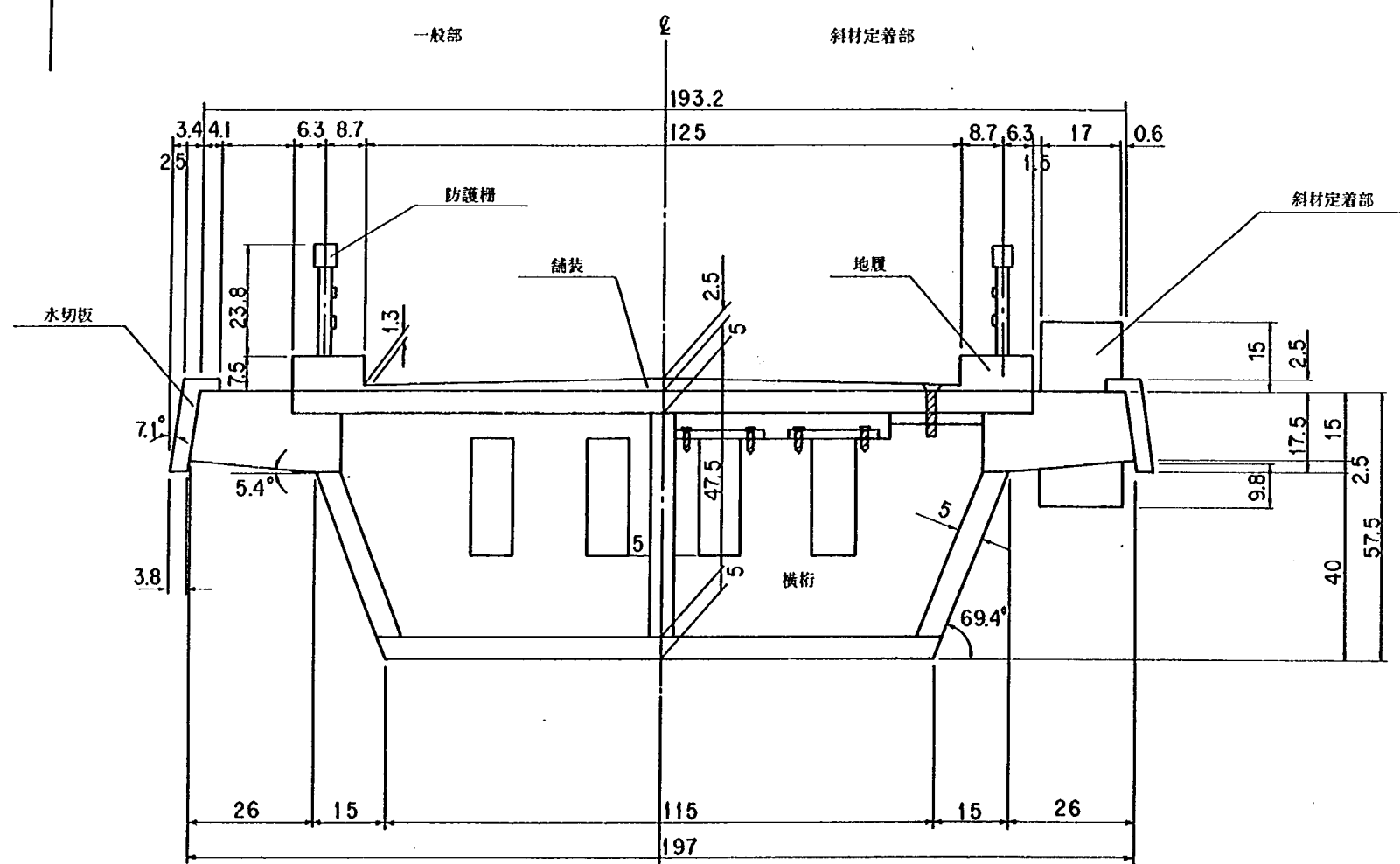


図-3.2.2 白屋橋部分模型図 (その 2)

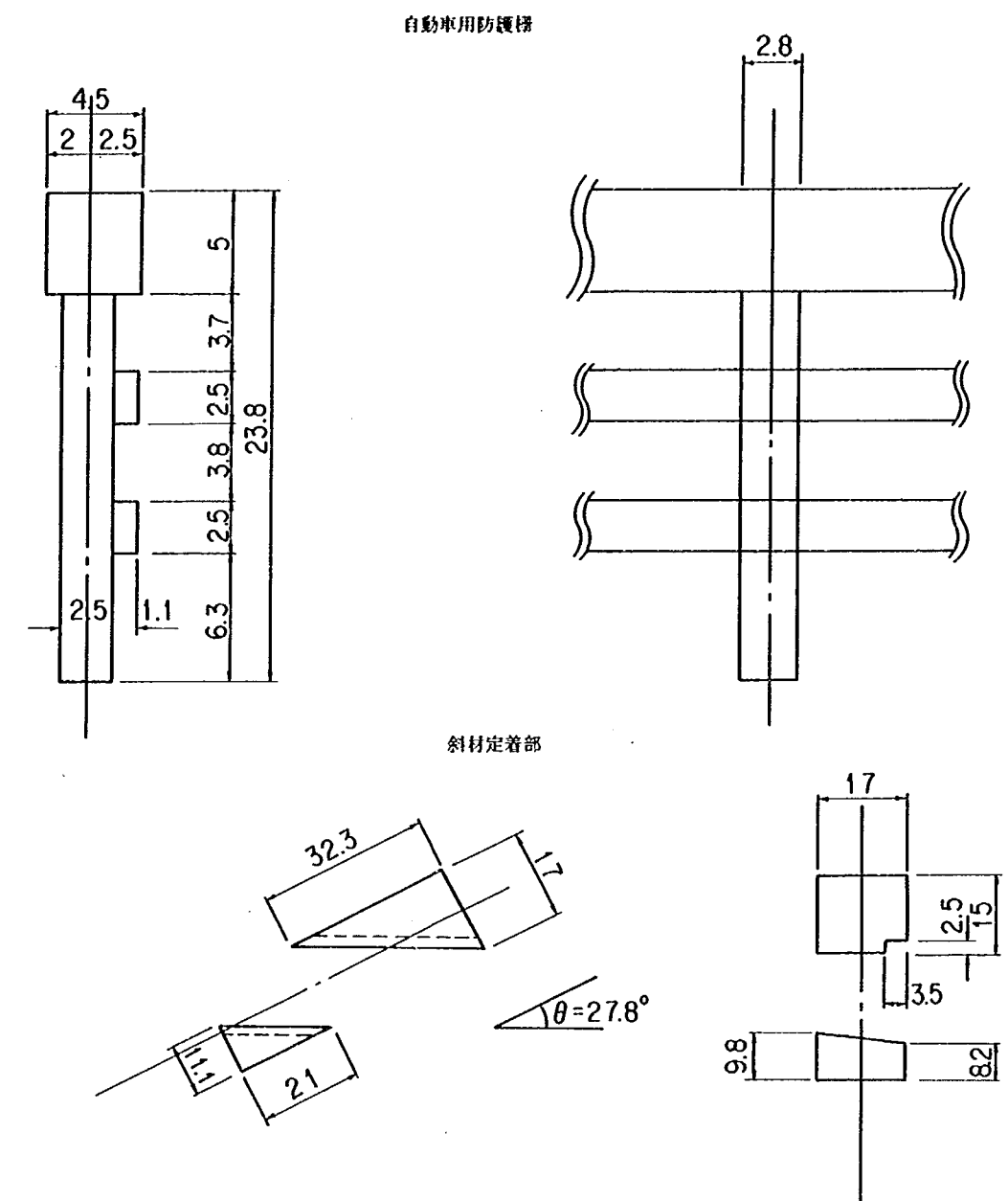


図-3.2.3 白屋橋部分模型図 (その 3)

表-3.2 実験条件

	実 橋	所 要 値	実 験 値		
			実験番号 1, 5, 9	実験番号 2	実験番号 3
縮 尺	——	1/40	1/40	1/40	1/40
重 量	20.92 t/m	12.82 kg	12.82 kg	12.83 kg	12.79 kg
支 持 方 法	——	鉛直たわみ/自由度支持			
鉛 直 た わ み 振 動 数	0.71 Hz	——	4.25 Hz	4.25 Hz	4.25 Hz
構 造 減 衰 (対数減衰率)	——	0.05	0.020	0.049	0.020
風 速 倍 率 (実橋風速/風洞風速)	——	——	6.68	6.68	6.68

実 験 値						
実験番号 4	実験番号 6	実験番号 7, 10	実験番号 8	実験番号 11	実験番号 12	実験番号 13
1/40	1/40	1/40	1/40	1/40	1/40	1/40
12.73 kg	12.78 kg	12.81 kg	12.84 kg	8.72 kg	8.72 kg	8.71 kg
鉛 直 た わ み / 自 由 度 支 持						
4.26 Hz	4.25 Hz	4.25 Hz	4.25 Hz	3.14 Hz	3.14 Hz	3.14 Hz
0.020	0.049	0.020	0.020	0.020	0.049	0.068
6.67	6.67	6.68	6.68	9.04	9.04	9.04

実 験 値						
実験番号 14	実験番号 15	実験番号 16	実験番号 17	実験番号 18	実験番号 19	実験番号 20
1/40	1/40	1/40	1/40	1/40	1/40	1/40
8.68 kg	4.61 kg	4.61 kg	4.60 kg	4.60 kg	4.59 kg	4.72 kg
鉛 直 た わ み / 自 由 度 支 持						
3.15 Hz	4.36 Hz	4.36 Hz	4.36 Hz	4.36 Hz	4.37 Hz	4.31 Hz
0.020	0.022	0.049	0.069	0.099	0.020	0.020
9.02	6.51	6.51	6.51	6.51	6.50	6.59

実 験 値					
実験番号 21	実験番号 22	実験番号 23	実験番号 24	実験番号 25	実験番号 26
1/40	1/40	1/40	1/40	1/40	1/40
4.58 kg	4.57 kg	4.58 kg	4.54 kg	4.60 kg	4.55 kg
鉛 直 た わ み / 自 由 度 支 持					
4.37 Hz	4.38 Hz	4.38 Hz	4.40 Hz	4.36 Hz	4.39 Hz
0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020
6.50	6.48	6.48	6.45	6.51	6.47

表-3.3 各モードの等価質量

	等 価 質 量
1 次モード	81.55 t/m
3 次モード	20.92 t/m
4 次モード	22.33 t/m

表-3.4 2次元部分模型実験の実験ケースおよび実験結果

実験番号	重量 (kg)	構造減衰	迎角 (deg)	防護柵・地 覆の有無	斜材定着部 の有無	実験結果	
						自励振動特性 ギャロッピング発現風速* (m/s)	渦励振特性 上段：発現風速(m/s) 下段：最大振幅**
1	12.82 (所要値)	0.02	0	有	無	—	—
2		0.05				—	—
3		0.02	+3			—	—
4			+4			82.3	—
5			+5			45.5	—
6		0.05				—	—
7		0.02	+7			45.6	—
8			-3			—	21.1~23.2 0.004
9			-5			—	18.9~21.2 0.002
10			-7			—	17.2~18.5 0.002
11	8.71		0			—	—
12		0.05				—	—
13		0.07				—	—
14		0.02	+4			82.8	—
15	4.61		0			—	21.3~26.2 0.009
16		0.05				—	—
17		0.07				—	—
18		0.10				—	—
19		0.02	+1			—	22.3~23.6 0.002
20			+3			—	23.7~24.3 0.001
21			+4			38.0	11.7~14.4 0.013
22			+5			36.8	11.6~14.8 0.016
23			-3			—	19.2~27.1 0.018
24			-5			—	16.1~25.0 0.015
25			0	無		53.0	10.5~13.0 0.010
26				有	有	—	22.7~25.8 0.004

* ギャロッピング発現風速は傾れ角1°に対応するたわみ振幅（無次元振幅0.0087）と定義する。

** 最大振幅は無次元振幅 η/β (η : 振幅, β : 模型幅) で示す。

— 発現しなかったことを示す。

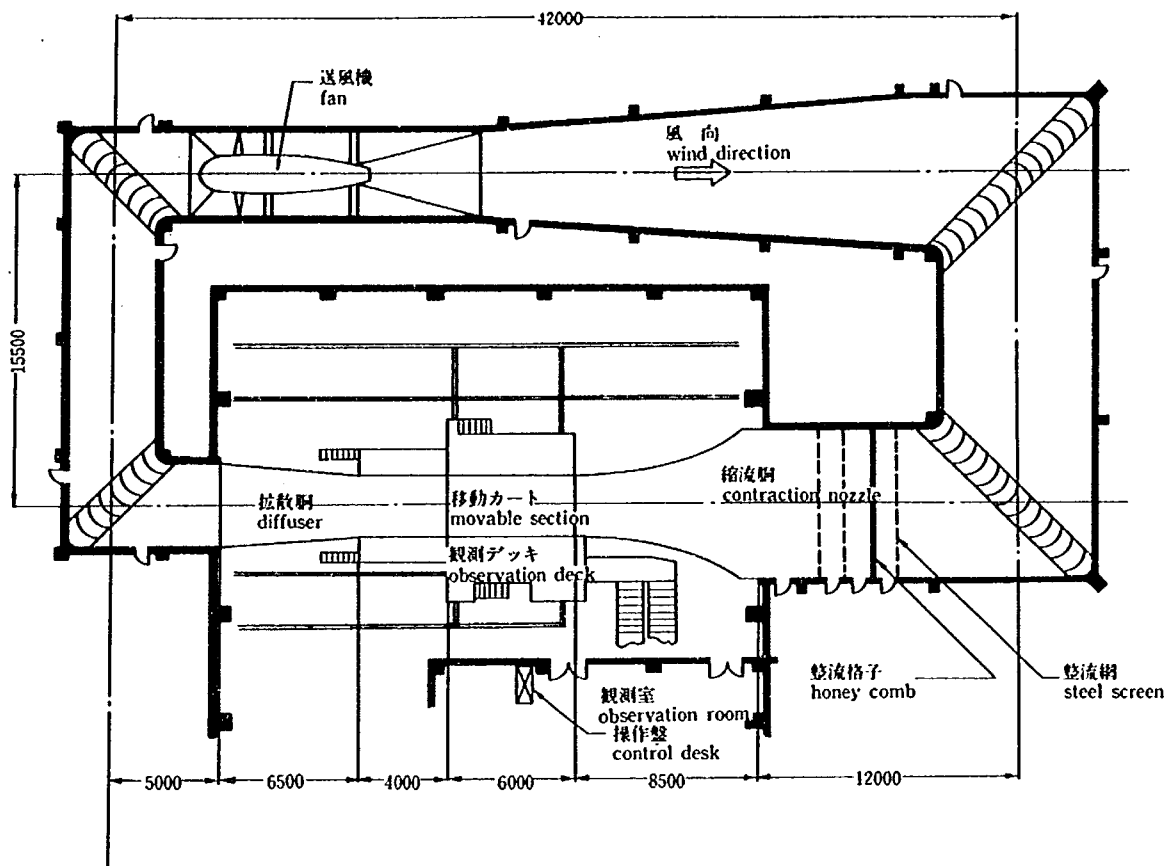


図-3.3 フラッター風洞平面図

表-3.5 フラッター風洞主要諸元

低風速風洞仕様 <i>The Specification of the Low Speed Wind Tunnels</i>			
風 洞 名 Wind Tunnel		フラッター風洞 Low Speed Wind Tunnel-A	
風 洞 形 式 Type		ゲッチンゲン型 Göttingen Type	
測 定 洞 Test Section	幅	Width	2,500 mm
	高	Height	4,000 mm
	長	Length	10,000 mm
風路全長		Total Path Length	115 m
送 風 機 Fan	動翼直径	Diameter	4,000 mm
	有効全圧	Pressure Rise	40.0 mmAq
	風 量	Wind Volume	242.0 m ³ /sec
	回 転 数	Rotation	400.0 rpm
	容 量	Power	250.0 KW
気 流 Flow	風 速	Wind Speed	1.0~25.0 m/sec
	乱 れ 率	Turbulence Intensity	0.5%

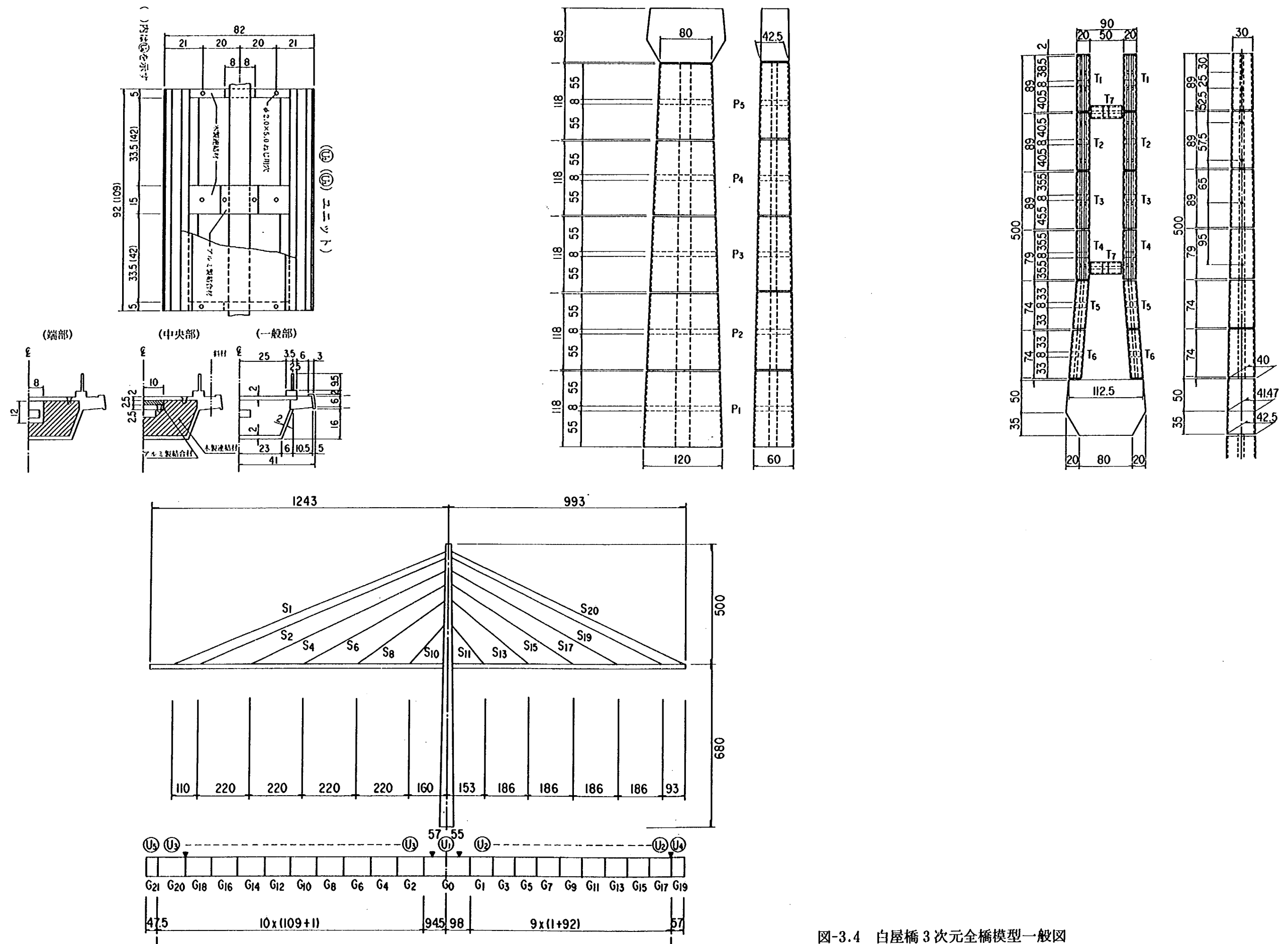


図-3.4 白屋橋 3 次元全橋模型一般図

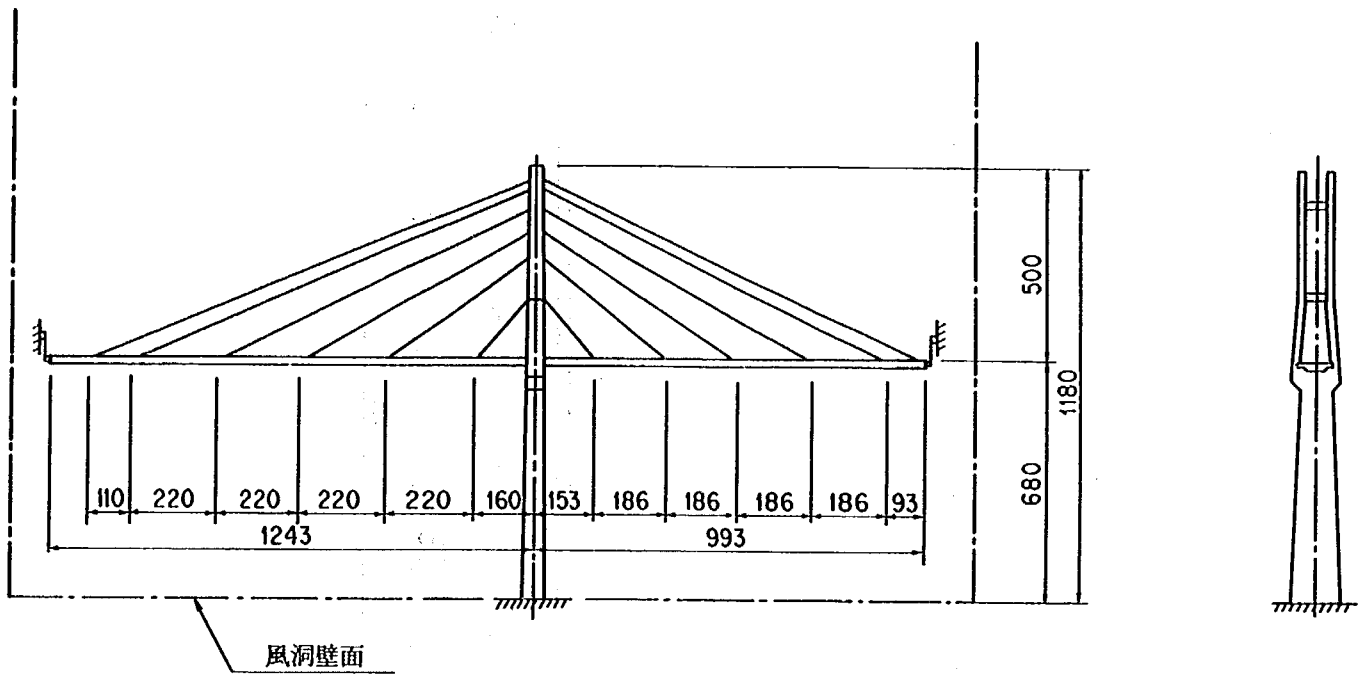


図-3.5.1 完成系概要図

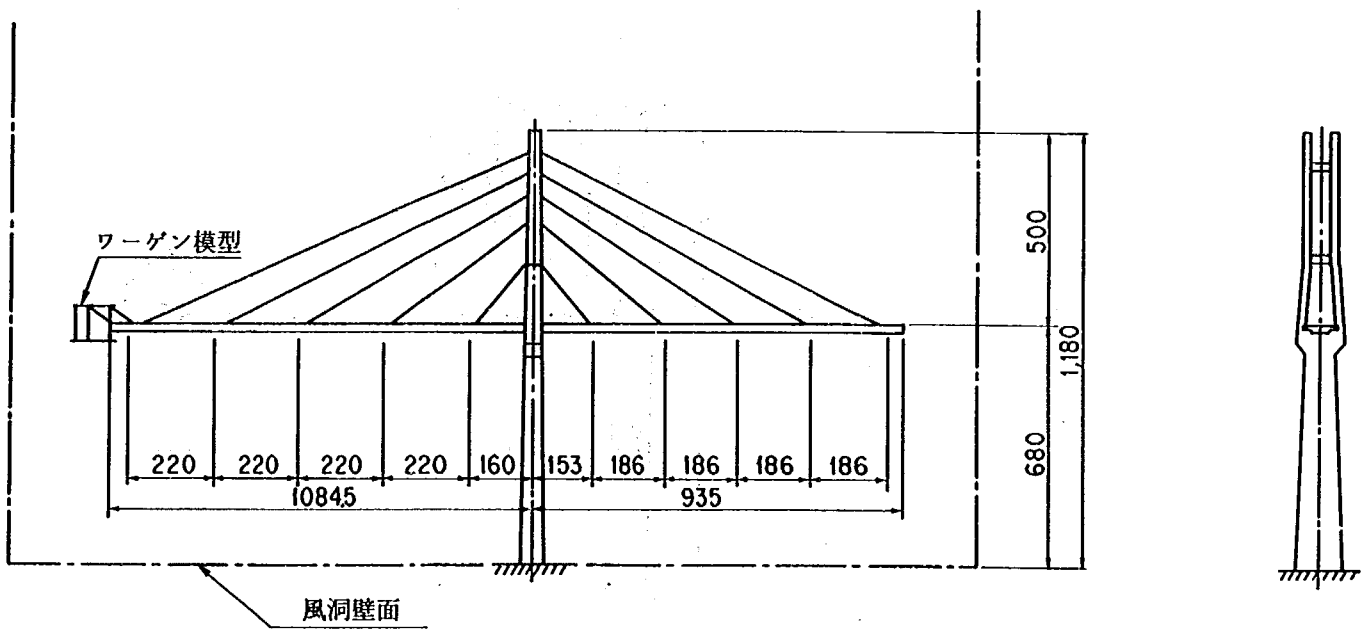


図-3.5.2 施工系概要図

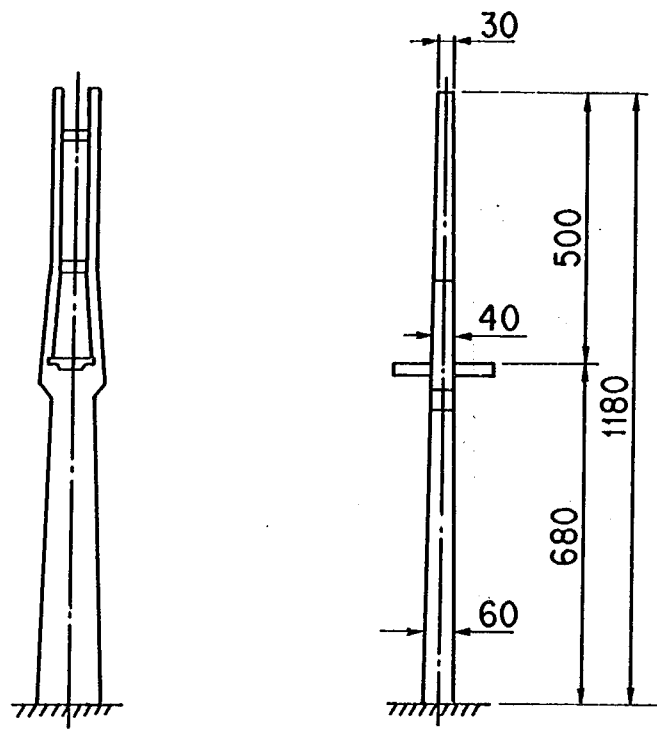


図-3.5.3 主塔・橋脚独立系概要図

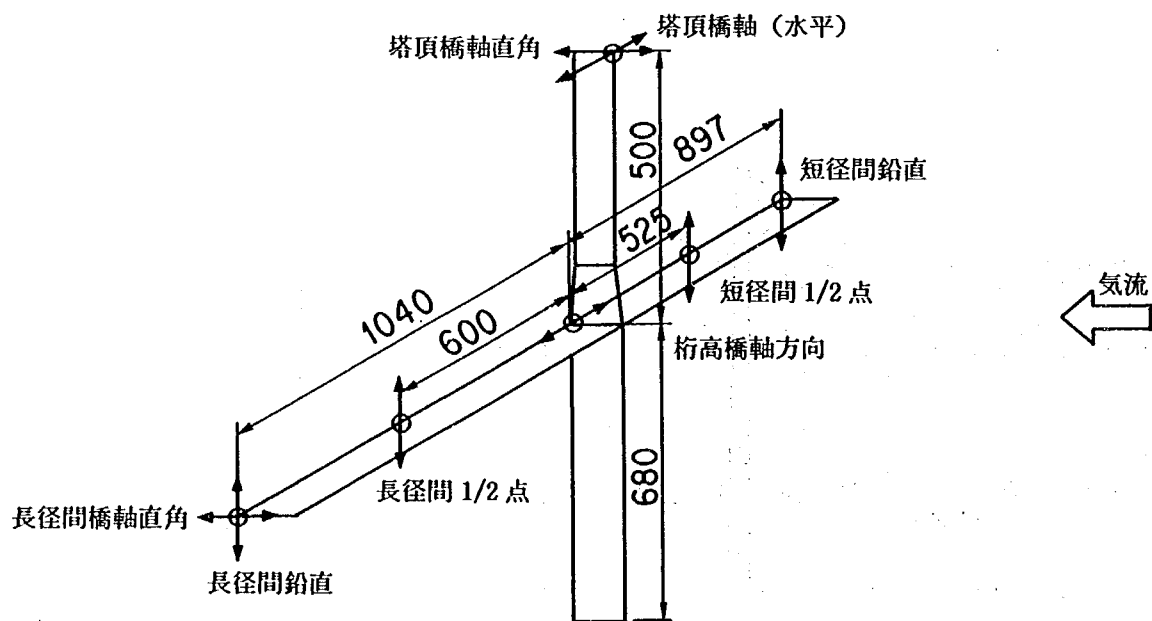


図-3.6 風洞実験における観測点

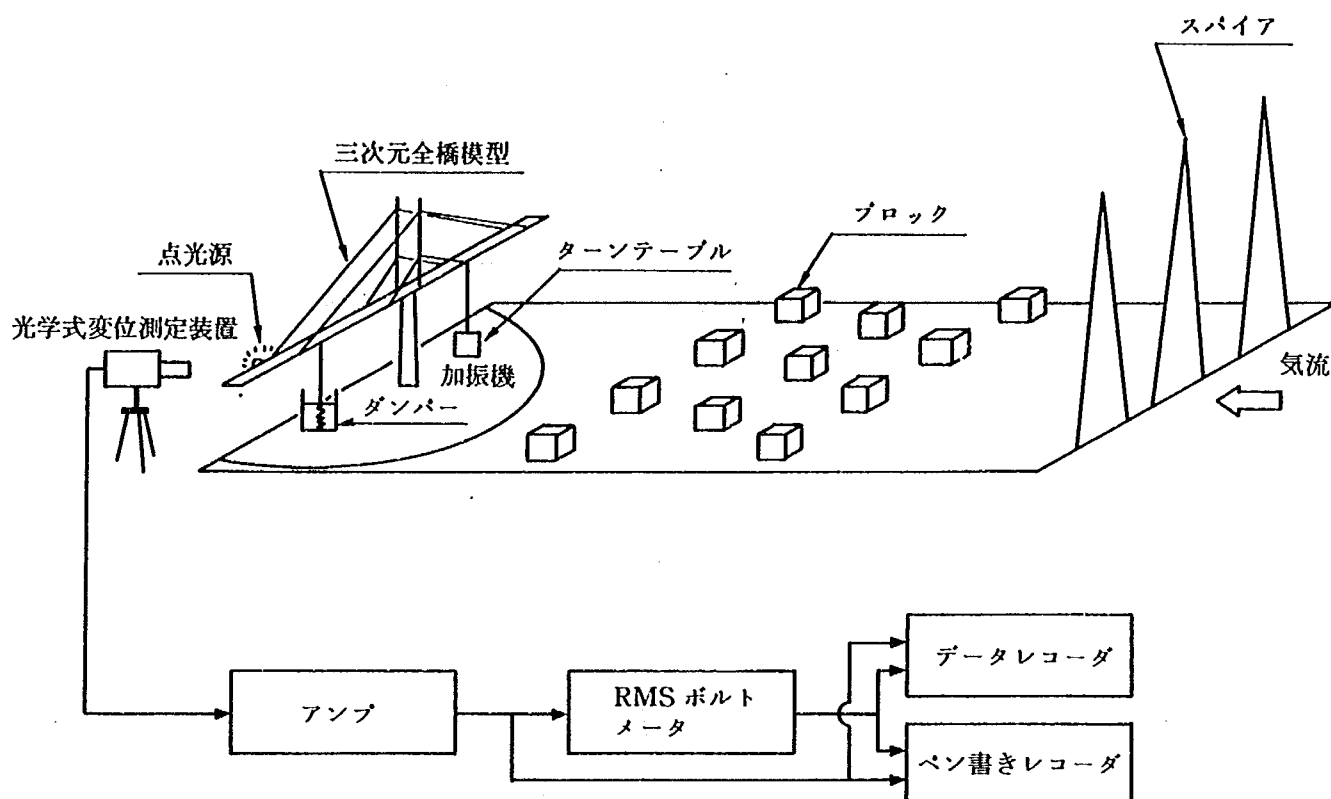


図-3.7 三次元全橋模型実験概要

表-3.6 白屋橋 3 次元全橋模型主要設計値

項 目	単 位	縮尺(模型/実橋)	実 橋 値	模型所要値
長 さ	m	$1/n=1/100$	—	—
風 速	m/s	$\sqrt{n}/n=1/10$	—	—
時 間	s	$1/\sqrt{n}=1/10$	—	—
重 量	kgf/m	$1/n^2=1.0 \times 10^{-4}$		
桁(長径間中央)			1.775×10^4	1.775
(短径間中央)			2.387×10^4	2.387
塔(塔頂部)			1.791×10^4	1.791
曲げ剛性 EI	kgf・m ²	$1/n^5=1/100^5$		
桁(主塔付近)面内			1.4130×10^{10}	1.4130
(〃)面外			1.0227×10^{11}	10.227
(一般部)面内			1.3286×10^{10}	1.3286
(〃)面外			1.0128×10^{11}	10.128
塔(塔頂)面内			7.2100×10^9	0.7210
(〃)面外			1.7210×10^{10}	1.7210
ケーブル伸び剛性	kgf	$1/n^3=1/100^3$		
$S_1 \sim S_6, S_{14} \sim S_{20}$			1.0264×10^8	102.6
$S_7 \sim S_9, S_{12}, S_{13}$			7.490×10^7	74.9
S_{10}, S_{11}			5.270×10^7	52.7
振動数	Hz(1/s)	$\sqrt{n}=10$	—	—
対数減衰率	—	1	—	—

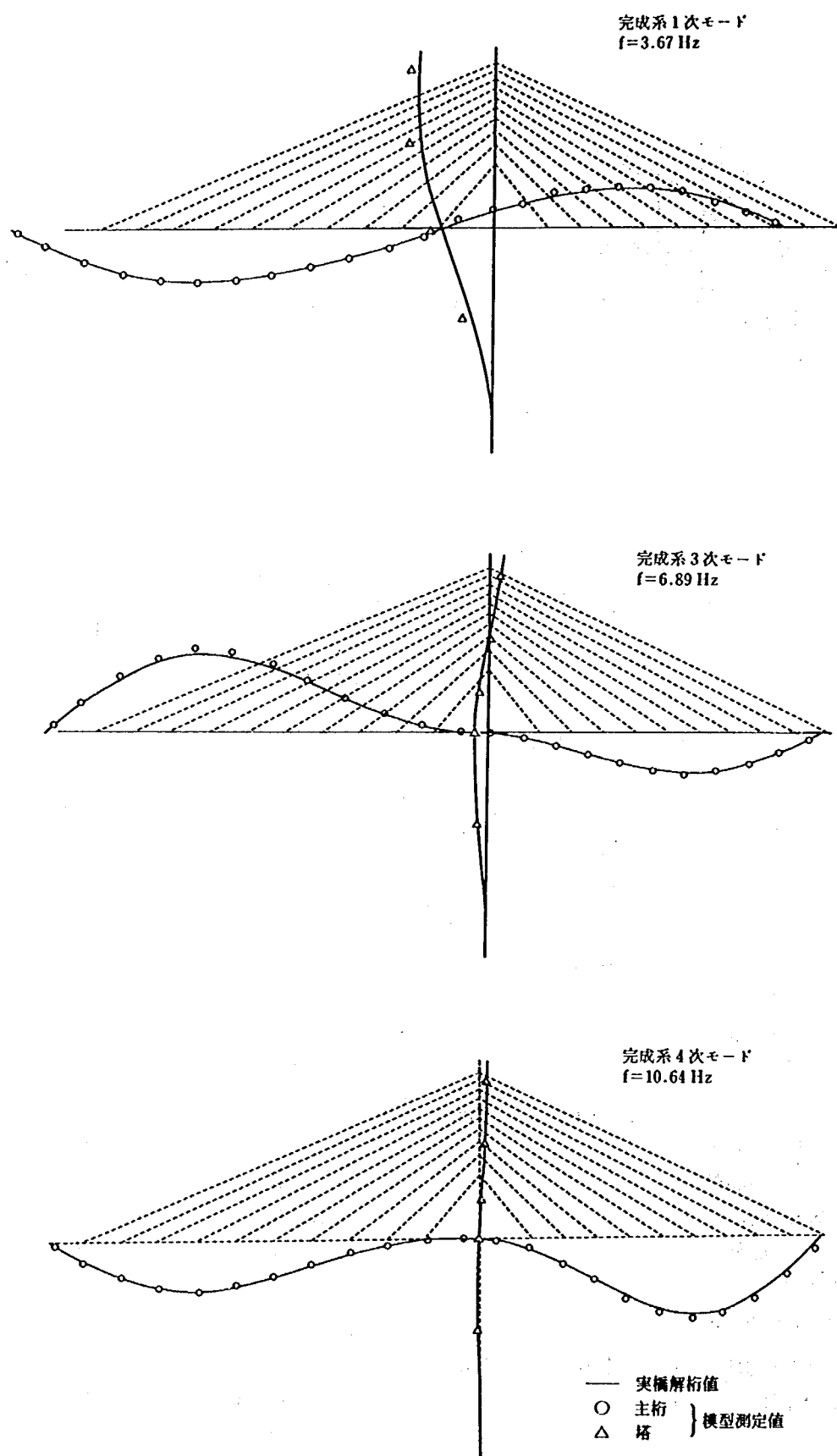


図-3.8.1 白屋橋全橋模型固有振動モード（完成系）

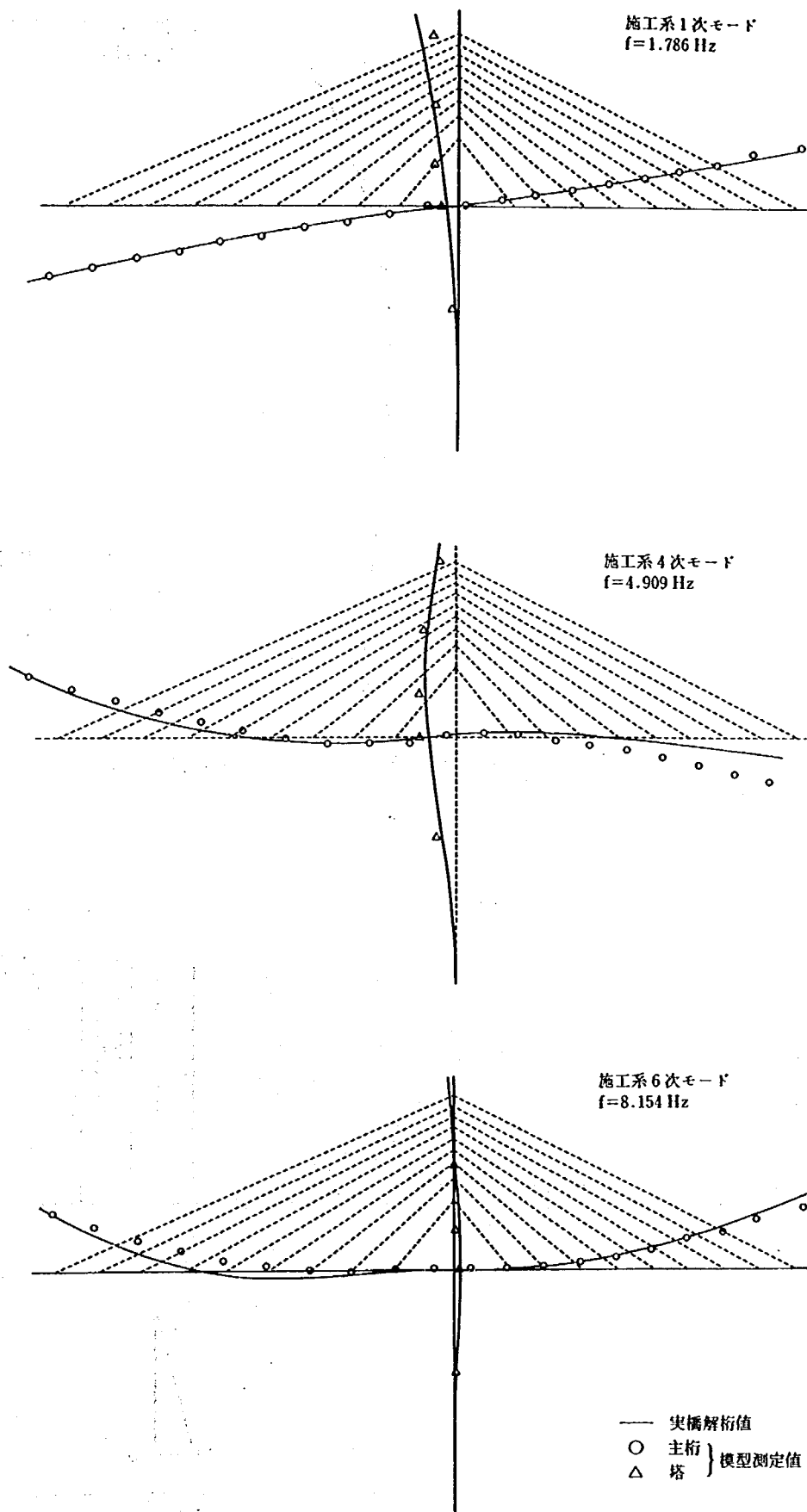


図-3.8.2 白屋橋全橋模型固有振動モード（施工系）

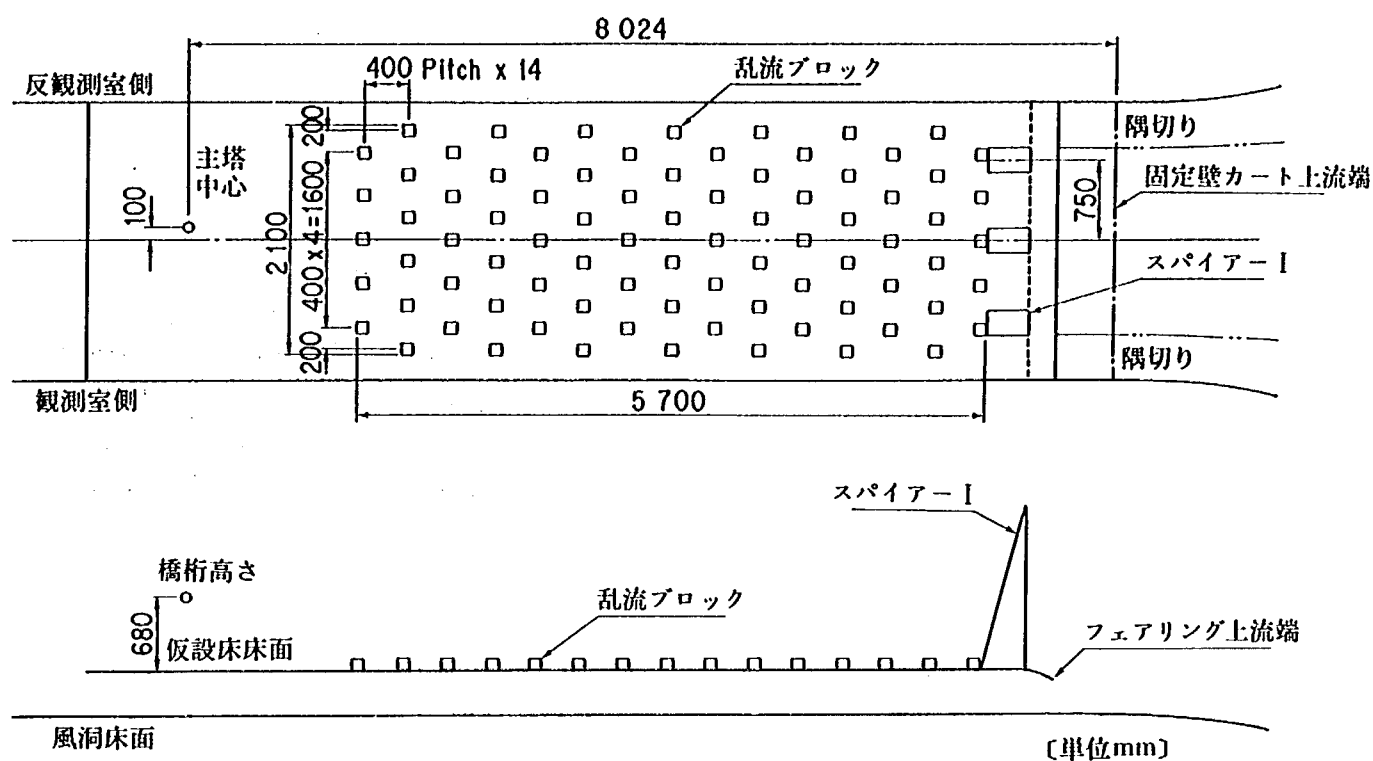


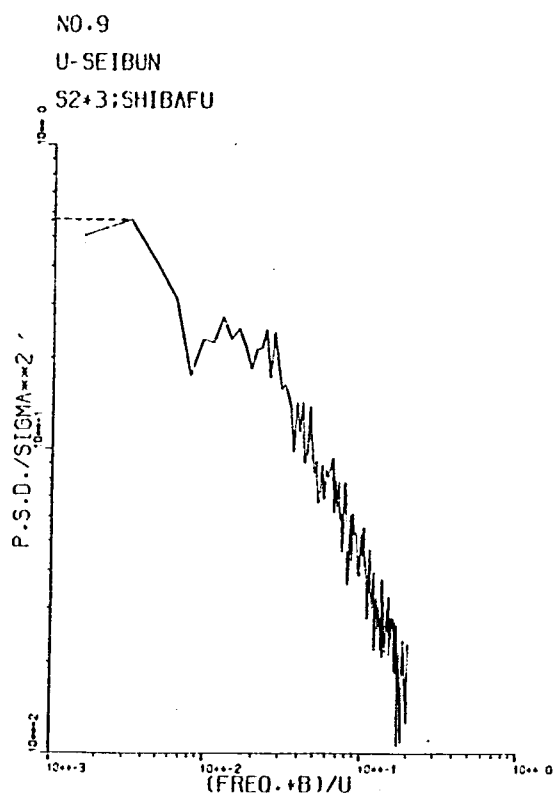
図-3.9.2 乱流発生装置配置図 (乱流II)

表-3.7 設定した気流の特性値

	α	I_u	I_w	L_x^u	L_x^w
乱流 I	0.15	11.9%	5.4%	145 m	24 m
乱流 II	0.35	20.6%	12.6%	110 m	25 m

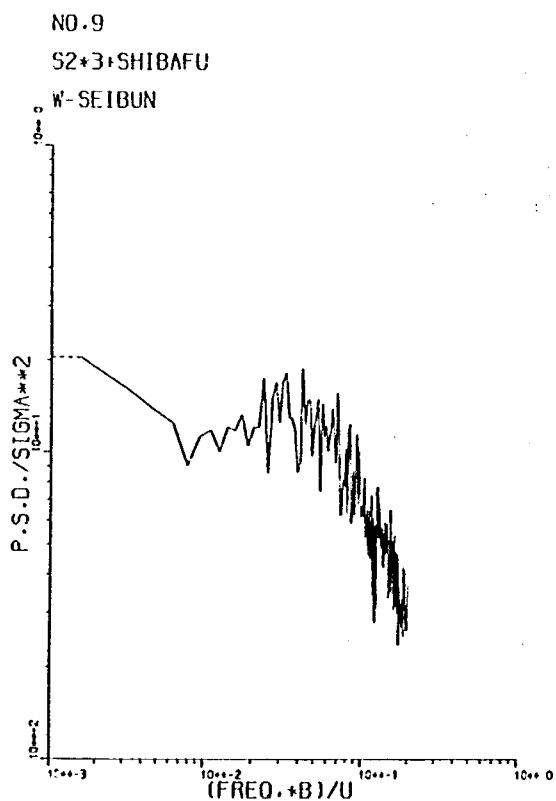
表-3.8 実験に用いた気流の特性値

	α	I_u	I_w	L_x^u	L_x^w
乱流 I	0.18	8.7%	6.8%	70 m	25 m
乱流 II	0.37	14.1%	9.9%	64 m	25 m



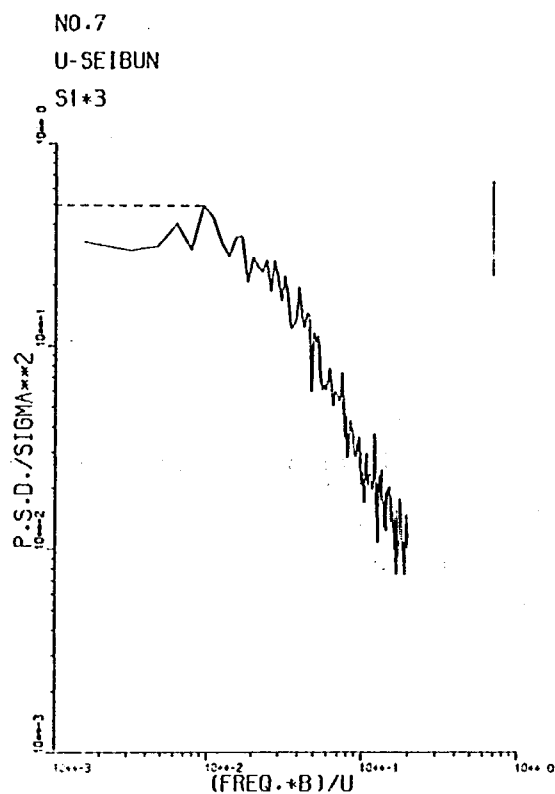
乱流発生装置	スパイヤーII×3本 75 cm ピッチ + 人工芝		
測定位置	X=8024 mm	Y=100 mm	Z=700 mm
$S(0)/\sigma^2$	平均風速 U (m/s)	乱れのスケール $L_x^*(m)$	
		風 洞	実績換算
0.56	5.00	0.7000	70.00

図-3.10.1 乱流 I の主流方向成分パワースペクトル ($\ln \cdot Su(f) - f \cdot B/U$)



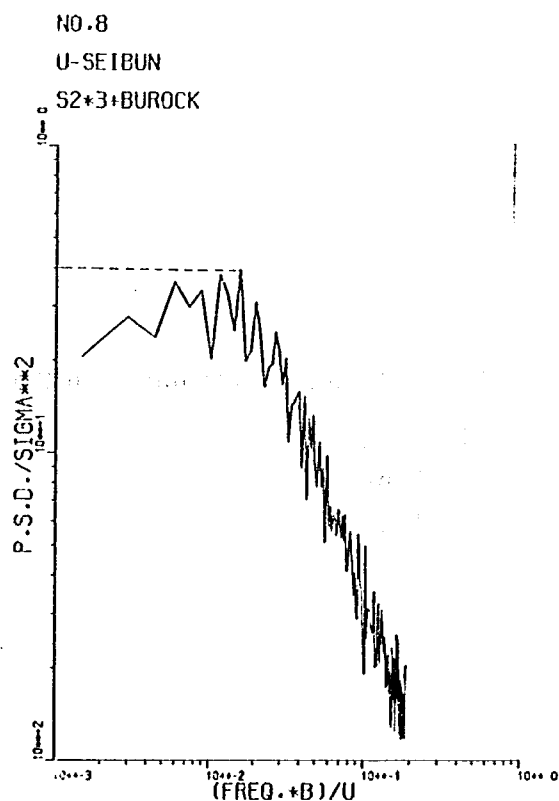
乱流発生装置	スパイヤーII×3本 75 cm ピッチ + 人工芝		
測定位置	X=8024 mm	Y=100 mm	Z=700 mm
$S(0)/\sigma^2$	平均風速 U (m/s)	乱れのスケール $L_x^*(m)$	
		風 洞	実績換算
0.20	5.00	0.2500	25.00

図-3.10.2 乱流 I の鉛直方向成分パワースペクトル ($\ln \cdot Sw(f) - f \cdot B/U$)



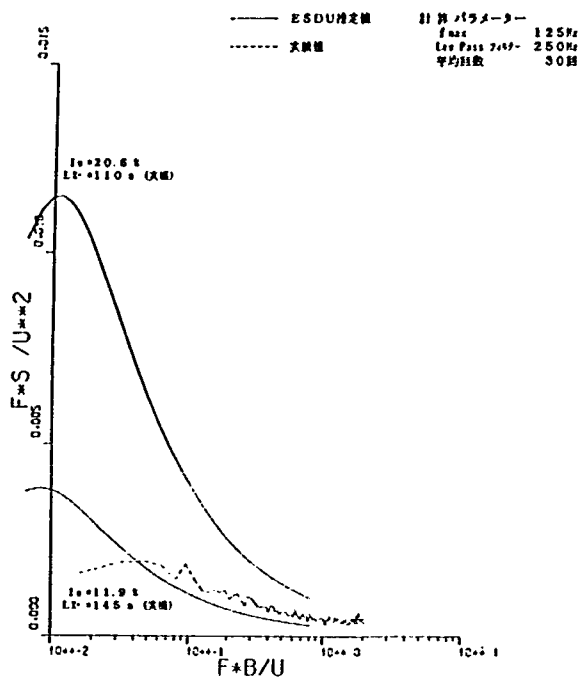
乱流発生装置	スパイヤー I×3 本 75 cm ピッチ +乱流ブロック		
測定位置	X=8024 mm	Y=100 mm	Z=700 mm
S(0)/σ²	平均風速 U (m/s)	乱れのスケール L _x *(m)	
		風 洞	実積換算
0.50	5.13	0.6413	6.13

図-3.11.1 乱流IIの主流方向成分パワースペクトル (ln・Su(f)-f・B/U)



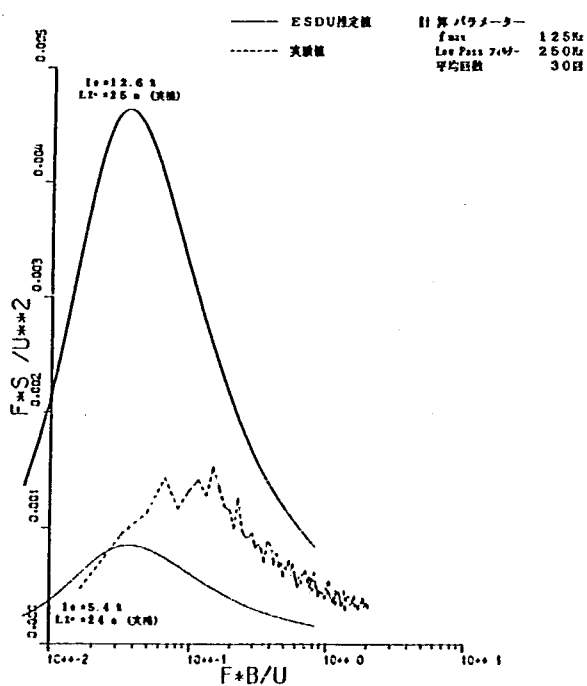
乱流発生装置	スパイヤー I×3 本 75 cm ピッチ +乱流ブロック		
測定位置	X=8024 mm	Y=100 mm	Z=700 mm
S(0)/σ²	平均風速 U (m/s)	乱れのスケール L _x *(m)	
		風 洞	実積換算
0.20	5.13	0.2526	25.26

図-3.11.2 乱流IIの鉛直方向成分パワースペクトル (ln・Sw(f)-f・B/U)



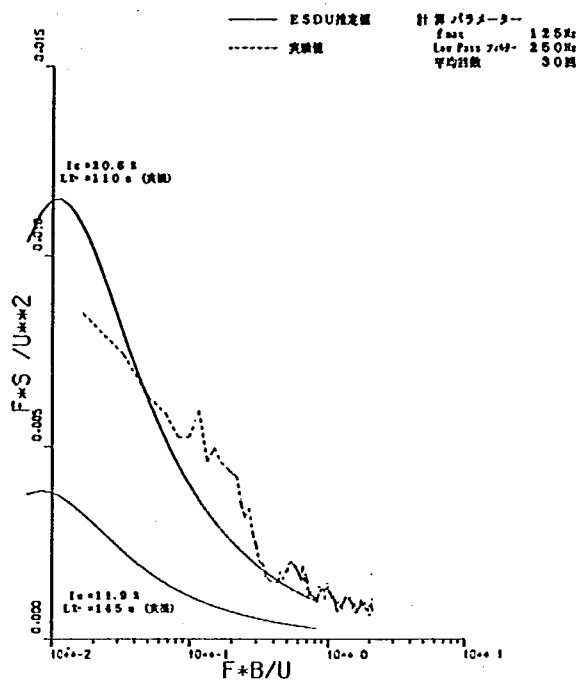
気 流 : 乱 流 I
 測 定 位 置 : X=8024 mm, Y=100 mm, Z=680 mm
 平均風速 U : 4.86 m/s
 模 型 幅 B : 0.082 m
 乱れ強さ I_u : 8.1 %

図-3.12.1 主流方向成分パワースペクトル ($f \cdot S_u(f) - f \cdot B/U$)



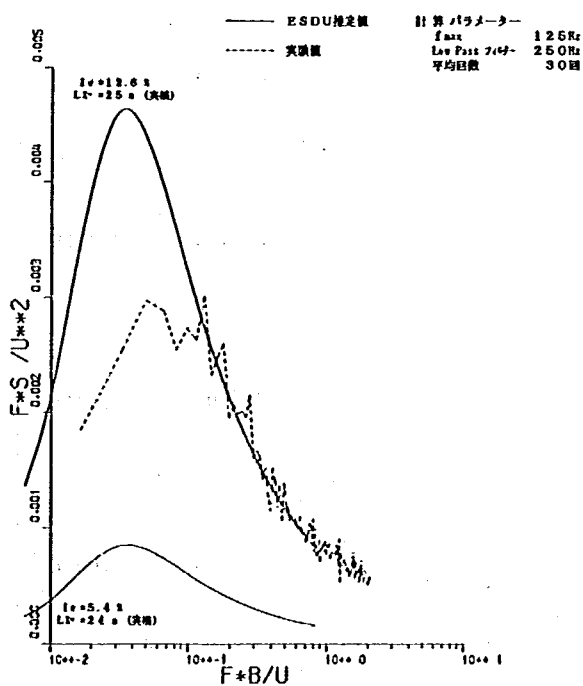
気 流 : 乱 流 I
 測 定 位 置 : X=8024 mm, Y=100 mm, Z=680 mm
 平均風速 U : 4.86 m/s
 模 型 幅 B : 0.082 m
 乱れ強さ I_w : 6.7 %

図-3.12.2 鉛直方向成分パワースペクトル ($f \cdot S_w(f) - f \cdot B/U$)



気 流 : 乱 流 II
 測 定 位 置 : $X=8024 \text{ mm}$, $Y=100 \text{ mm}$, $Z=680 \text{ mm}$
 平均風速 U : 4.80 m/s
 模 型 幅 B : 0.082 m
 乱れ強さ I_u : 10.1%

図-3.13.1 主流方向成分パワースペクトル ($f \cdot S_u(f) - f \cdot B/U$)



気 流 : 乱 流 II
 測 定 位 置 : $X=8024 \text{ mm}$, $Y=100 \text{ mm}$, $Z=680 \text{ mm}$
 平均風速 U : 4.80 m/s
 模 型 幅 B : 0.082 m
 乱れ強さ I_u : 15.8%

図-3.13.2 鉛直方向成分パワースペクトル ($f \cdot S_w(f) - f \cdot B/U$)

表-3.9 三次元全橋模型実験, 実験ケースおよび実験結果 (完成系)

実験 番号	気流	水平 偏角	モード	構造 減衰	長 径 間 1 / 2 点 鉛 直 方 向					
					渦 励 振		ギャロッピング 発現風速 (m/s)	パフエーティング (設計風速(50 m/s)時)		
					発現風速域 最大振幅発現風速(m/s)	最大振幅* (η/B)		最大振幅 (η/B)	等価振幅 (η/B)	
1	一様流	0°	1 次	0.024	—**	—	—	—	—	
			3 次	0.028	38.2~44.7 39.7	0.0026				
			4 次	0.016	—	—				
2			1 次	0.054	—	—	—	—	—	
				3 次	0.041	39.0~39.4 39.4				0.0019
				4 次	0.069	—				—
3			1 次	0.070	—	—	—	—	—	
				3 次	0.060	38.8~39.7 39.7				0.0012
				4 次	0.103	—				—
4		10°	1 次	0.026	—	—	—	—	—	
			3 次	0.026	38.6~39.1 38.6	0.0018				
			4 次	0.017	—	—				
5		20°	1 次	0.026	—	—	—	—	—	
			3 次	0.023	34.7~35.6 35.1	0.0011				
			4 次	0.015	—	—				
6	乱流Ⅱ	0°	1 次	0.023	—	—	—	0.0090	0.0037	
			3 次	0.027	—	—				
			4 次	0.015	—	—				
7			1 次	0.057	—	—	—	0.0105	0.0041	
				3 次	0.038	—				—
				4 次	0.056	—				—
8		10°	1 次	0.025	—	—	—	0.0107	0.0041	
			3 次	0.028	—	—				
			4 次	0.016	—	—				
9	乱流Ⅰ	0°	1 次	0.025	—	—	—	0.0095	0.0037	
			3 次	0.027	—	—				
			4 次	0.015	—	—				
10			1 次	0.058	—	—	—	0.0085	0.0034	
				3 次	0.039	—				—
				4 次	0.058	—				—

* 振幅(最大振幅, 等価振幅)は橋桁幅員で除して無次元化して示す。

** —印は発現しなかったことを示す。

表-3.10 三次元全橋模型実験, 実験ケースおよび実験結果 (施工系)

実験 番号	気流	水平 偏角	モード	構造 減衰	長 径 間 桁 端 鉛 直 方 向					
					渦 励 振		ギャロッピング 発現風速 (m/s)	パフエーティング (風速 35 m/s時)		
					発現風速域 最大振幅発現風速(m/s)	最大振幅* (η/B)		最大振幅 (η/B)	等価振幅 (η/B)	
11	一様流	0°	1次	0.024	8.6~18.1 10.0	0.0027	—	—	—	
			4次	0.019	—**	—				
			6次	0.005	—	—				
12			1次	0.046	9.4~15.1 13.2	0.0019	—	—	—	
				4次	0.046	—				—
				6次	0.007	—				—
13			1次	0.071	9.3~17.7 13.1	0.0020	—	—	—	
				4次	0.069	—				—
				6次	0.009	—				—
14		10°	1次	0.025	7.5~15.0 12.1	0.0016	—	—	—	
			4次	0.022	—	—				
			6次	0.006	—	—				
15		20°	1次	0.024	8.4~17.8 13.1	0.0016	—	—	—	
			4次	0.021	—	—				
			6次	0.004	—	—				
16	乱流Ⅱ	0°	1次	0.025	—	—	—	0.0378	0.0329	
			4次	0.023	—	—				
			6次	0.005	—	—				
17		1次	0.049	—	—	—	0.0354	0.0232		
			4次	0.050	—				—	
			6次	0.008	—				—	
18		10°	1次	0.025	—	—	—	0.0354	0.0268	
			4次	0.023	—	—				
			6次	0.004	—	—				
19	乱流Ⅰ	0°	1次	0.026	—	—	—	0.0378	0.0329	
			4次	0.022	—	—				
			6次	0.007	—	—				
20			1次	0.050	—	—	—	0.0329	0.0220	
				4次	0.051	—				—
				6次	0.007	—				—

* 振幅 (最大振幅, 等価振幅) は橋桁幅員で除して無次元化して示す。

** —印は発現しなかったことを示す。

表-3.11 三次元全橋模型実験，実験ケースおよび実験結果（主塔・橋脚独立系）

実験 番号	気流	水平 偏角	モード	構造 減衰	塔 頂 橋 軸 方 向				
					渦 励 振		ギャロッピング 発現風速 (m/s)	パフティング (風速 35 m/s 時)	
					発現風速域 最大振幅発現風速(m/s)	最大振幅* (η/B)		最大振幅 (η/B)	等価振幅 (η/B)
21	一様流	0°	1 次	0.027	12.7~14.1 13.6 20.7~25.5 24.1	0.0081 0.0091	—	—	—
			3 次	0.024	—**	—			
22		10°	1 次	0.026	13.5~15.0 14.0 23.4~25.3 24.3	0.0066 0.0021	—	—	—
			3 次	0.024	—	—			
23		20°	1 次	0.027	—	—	—	—	—
			3 次	0.024	—	—			
24		90°	1 次	0.028	—	—	—	—	—
			3 次	0.026	—	—			
25		80°	1 次	0.029	—	—	—	—	—
			3 次	0.025	—	—			
26		70°	1 次	0.028	—	—	—	—	—
			3 次	0.025	—	—			
27		0°	1 次	0.045	12.0~13.4 13.0 22.3~27.0 23.3	0.0046 0.0073	—	—	—
			3 次	0.045	—	—			
1 次			0.067	12.3~13.7 13.3 22.8~24.7 24.0	0.0028 0.0048	—	—	—	
3 次				—	—				
29	0°		1 次	0.027	9.4~14.0 14.0	0.0028	—	0.0305	0.0220
			3 次	0.026	—	—			
30	10°		1 次	0.027	—	—	—	0.0268	0.0195
			3 次	0.025	—	—			
31	90°	1 次	0.032	—	—	—	0.0305	0.0183	
		3 次	0.027	—	—				
32	0°	1 次	0.050	—	—	—	0.0274	0.0220	
		3 次	0.072	—	—				
33		1 次	0.071	—	—		—	0.0280	0.0152
		3 次		—	—				

* 振幅（最大振幅，等価振幅）は橋桁幅員で除して無次元化して示す。

** —印は発現しなかったことを示す。

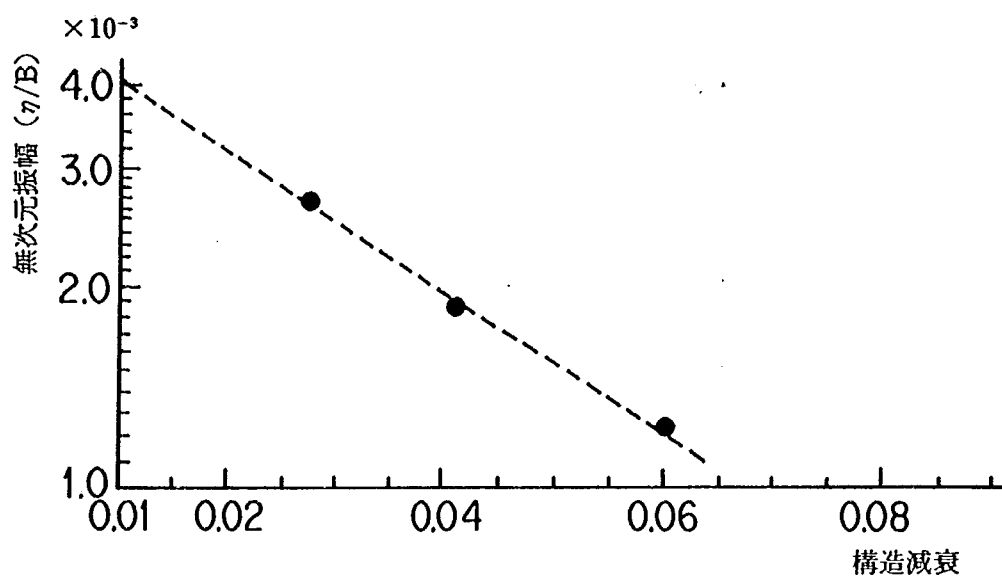


図-3.14 構造減衰と渦励振振幅

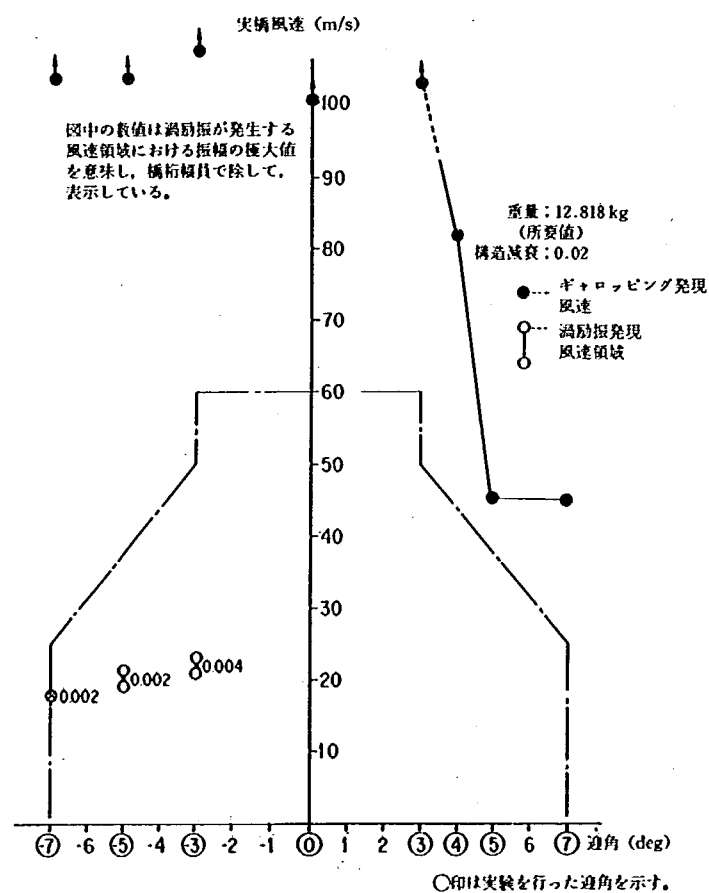


図-3.15.1 発振風速一迎角曲線

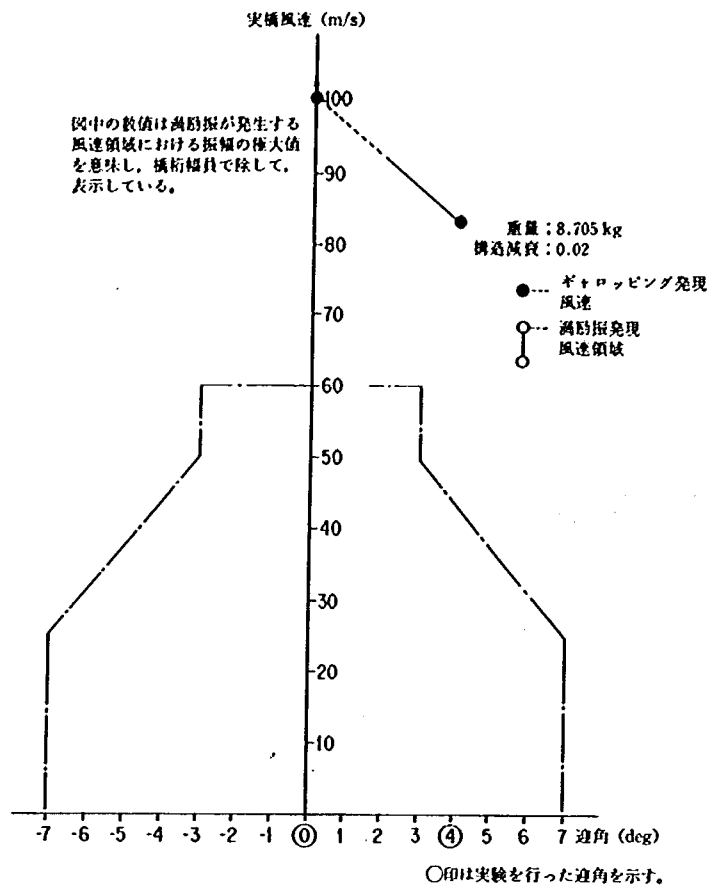


図-3.15.2 風速—迎角曲線

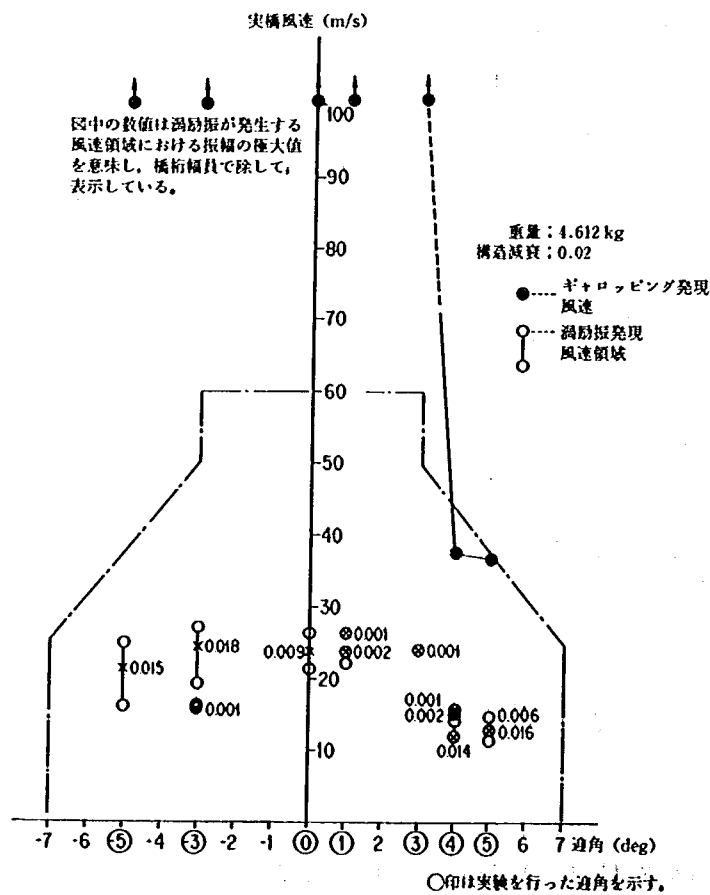


図-3.15.3 風速—迎角曲線

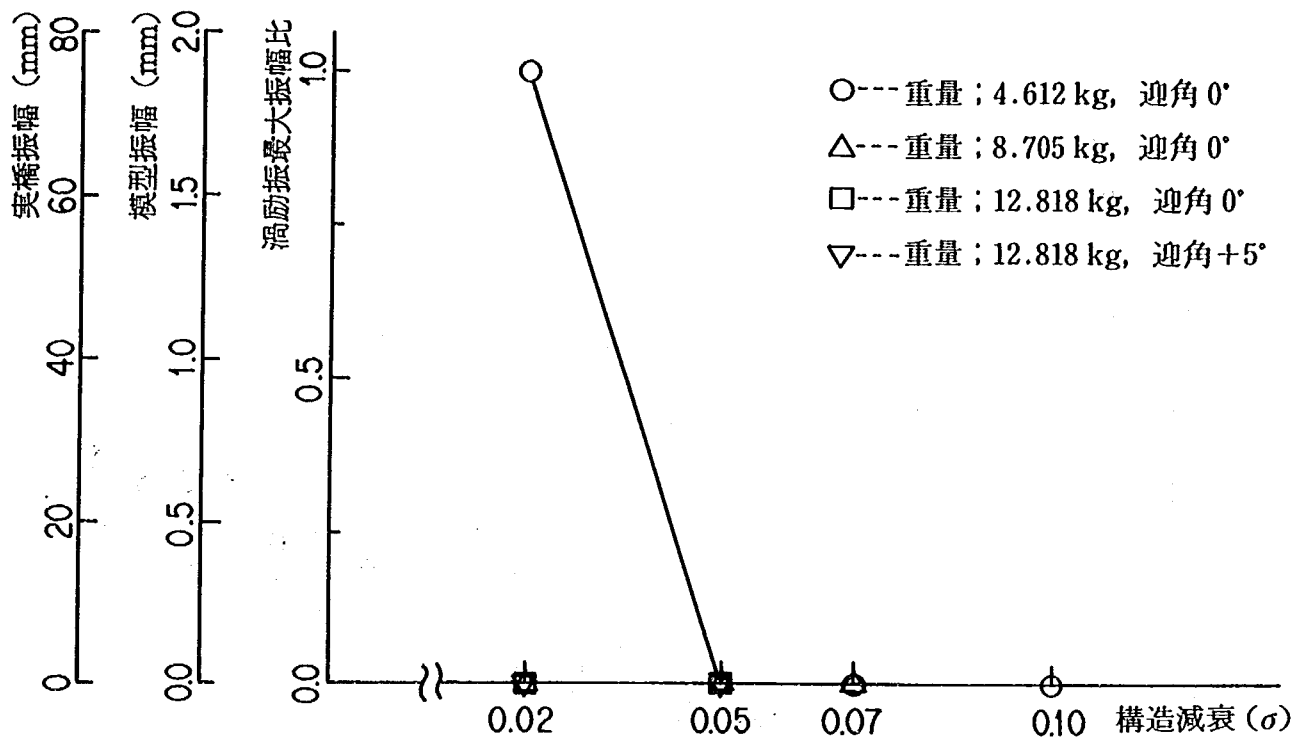


図-3.16 渦励振最大振幅に及ぼす構造減衰の影響

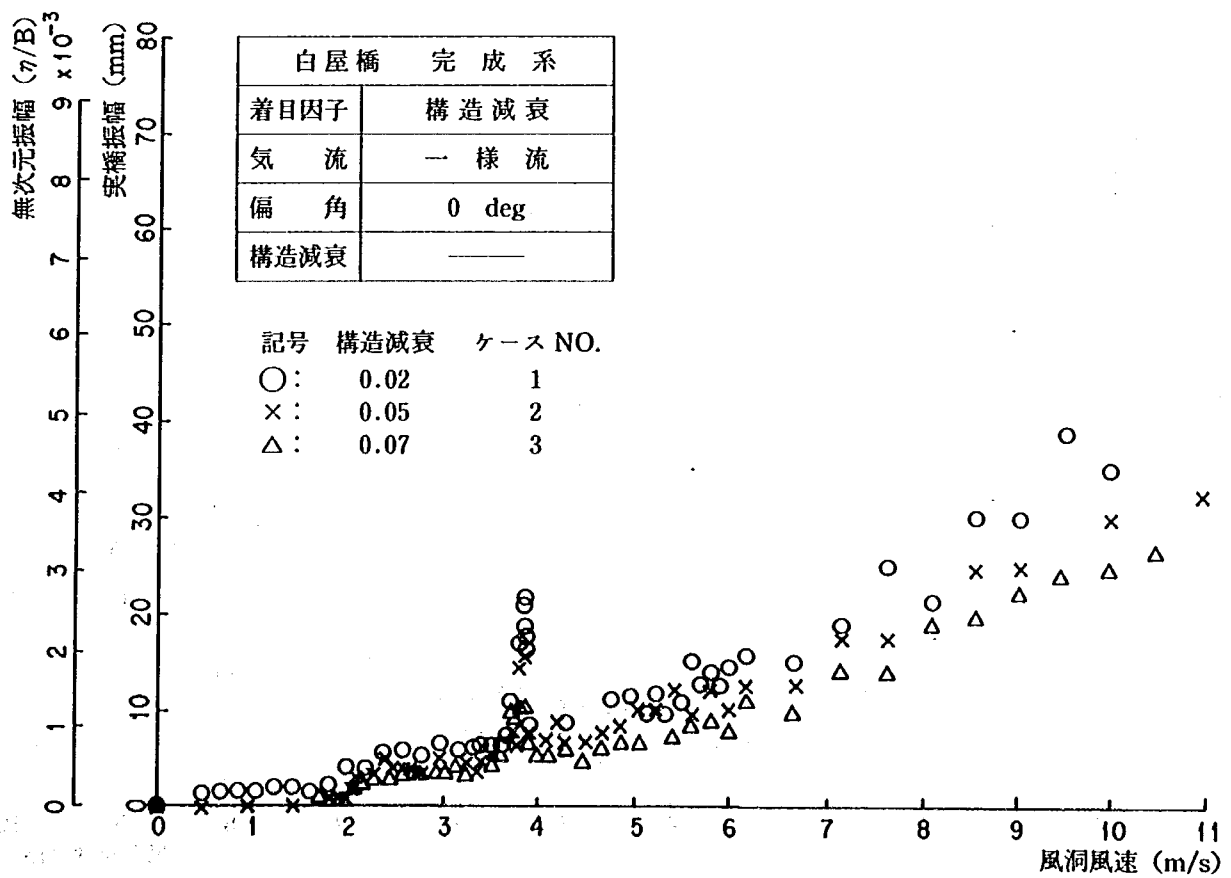


図-3.17 構造減衰の影響 (3次元模型実験 完成系 一様流)

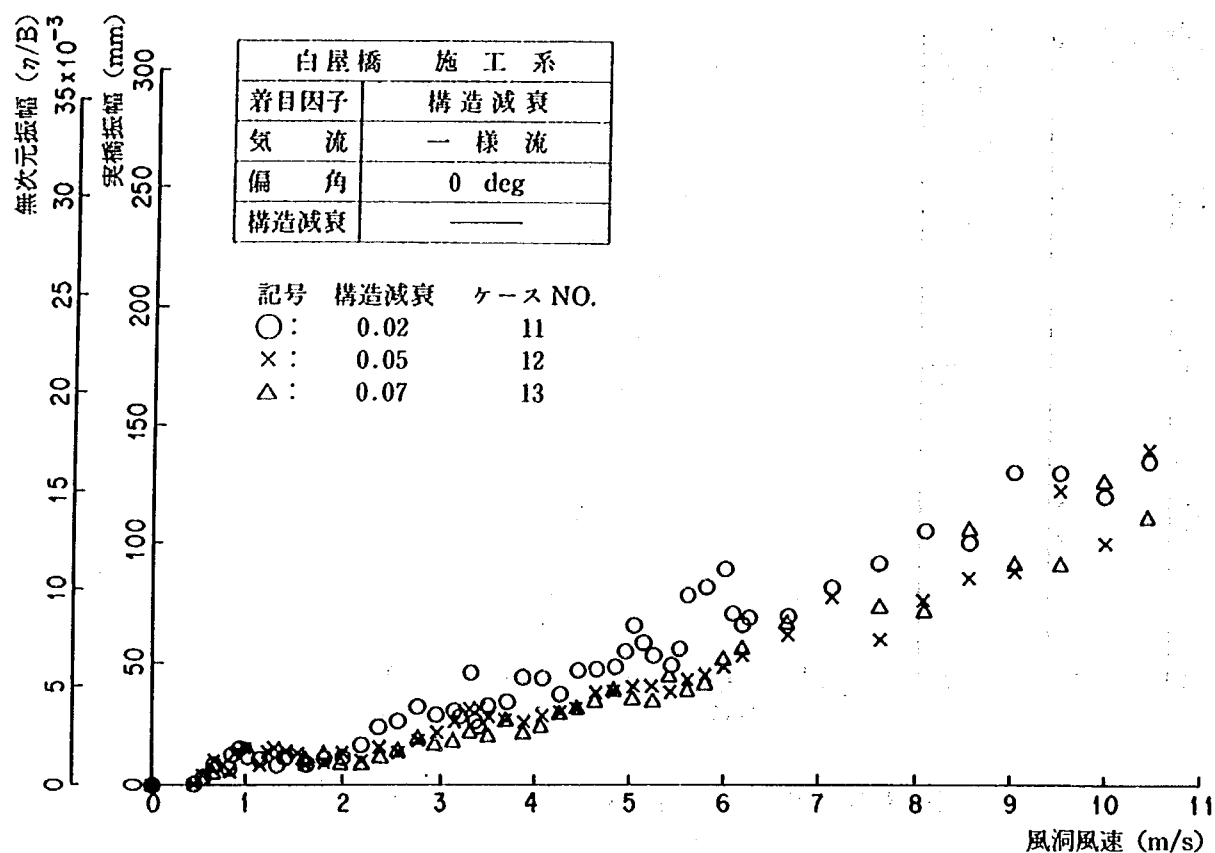


図-3.18 構造減衰の影響 (3次元模型実験 施工系 一様流)

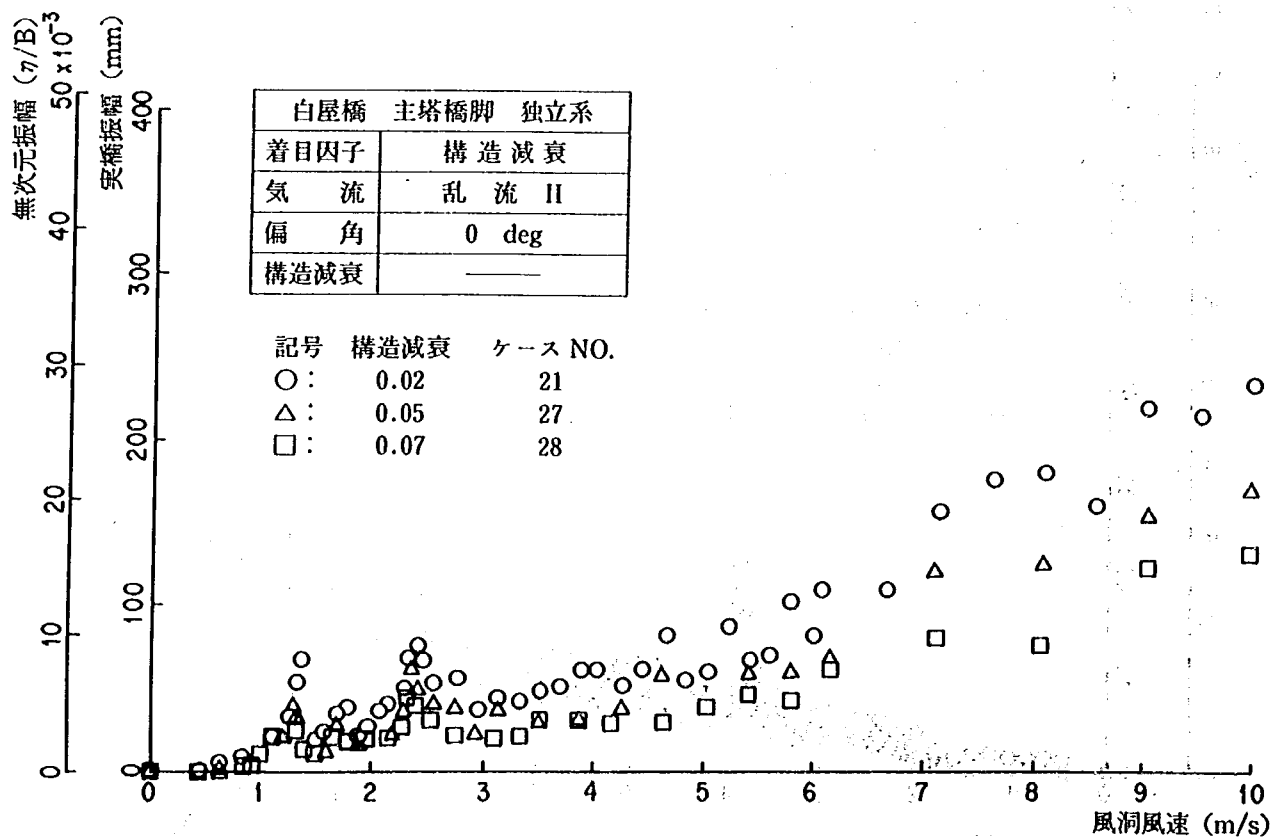


図-3.19 構造減衰の影響 (3次元模型実験 主塔橋脚独立系 一様流)

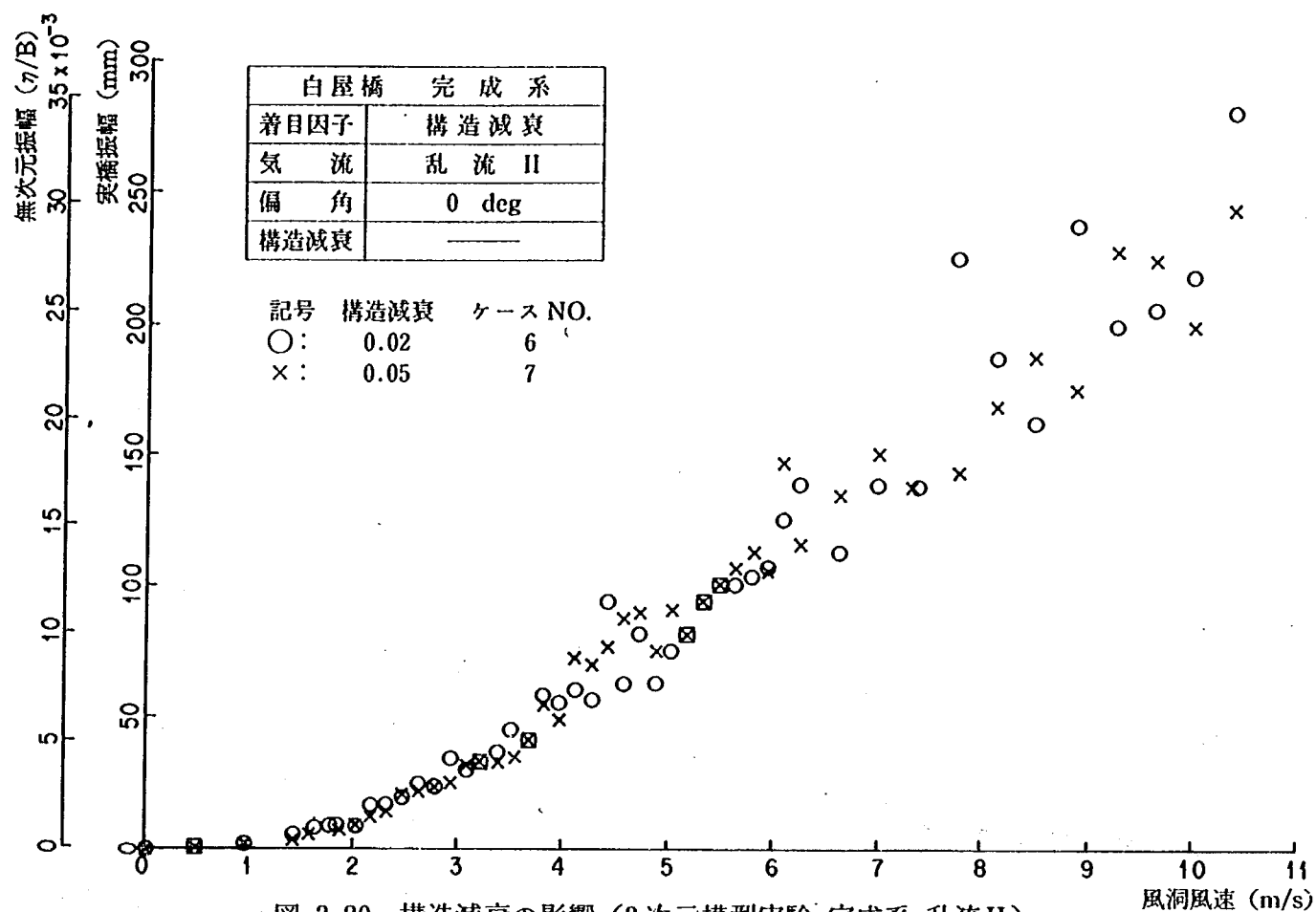


図-3.20 構造減衰の影響 (3次元模型実験 完成系 乱流II)

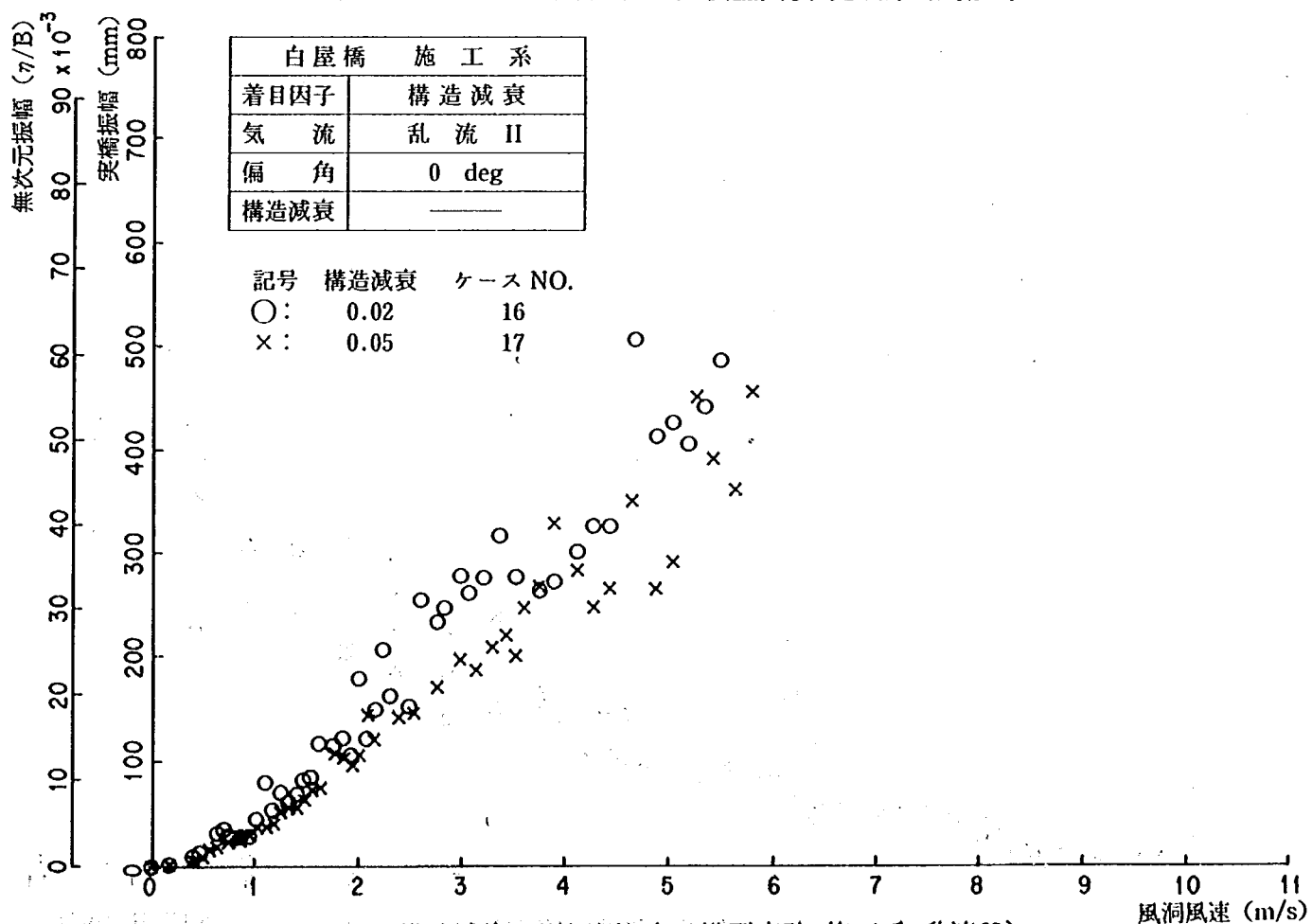


図-3.21 構造減衰の影響 (3次元模型実験 施工系 乱流II)

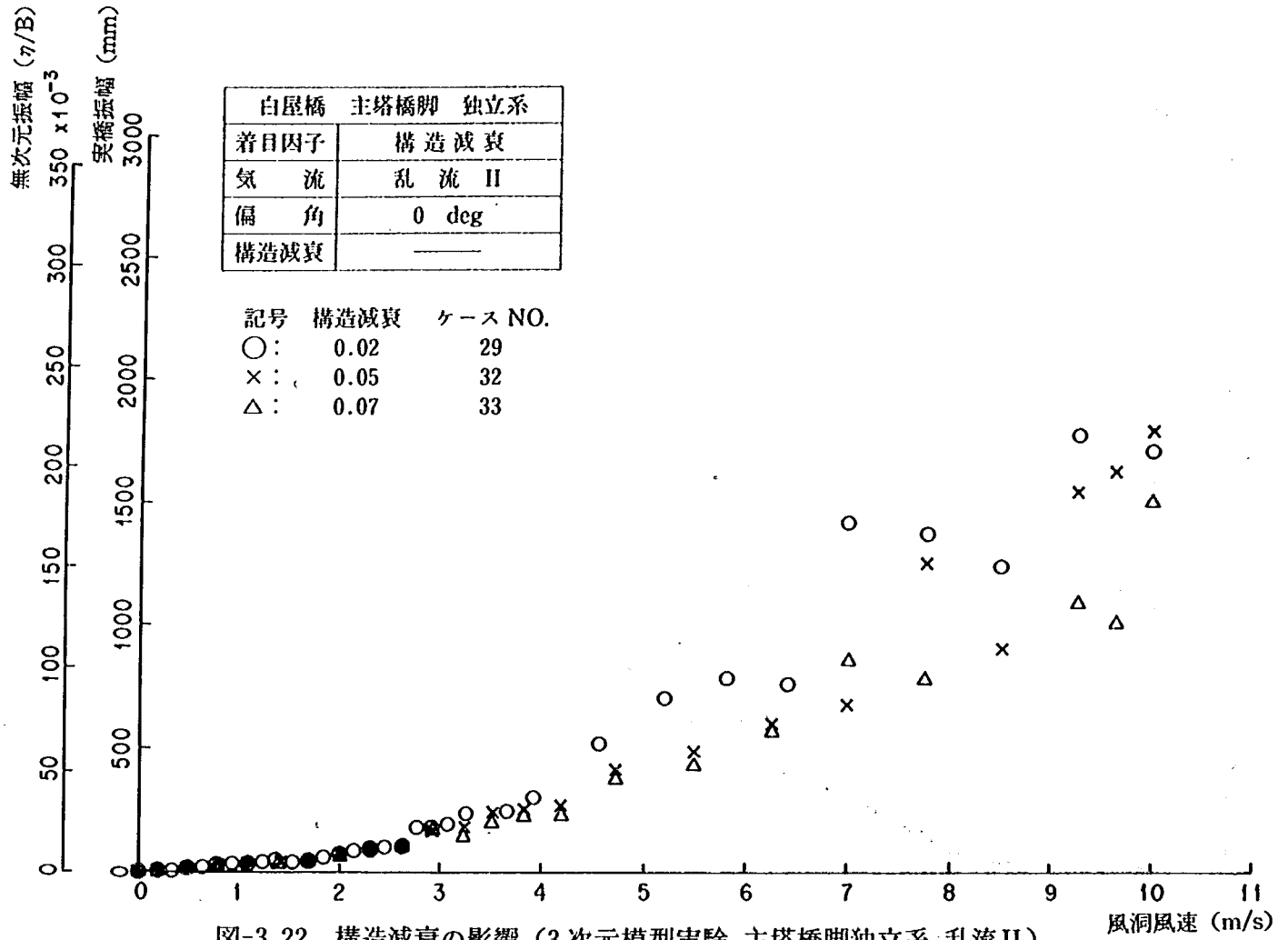


図-3.22 構造減衰の影響 (3次元模型実験 主塔橋脚独立系 乱流II)

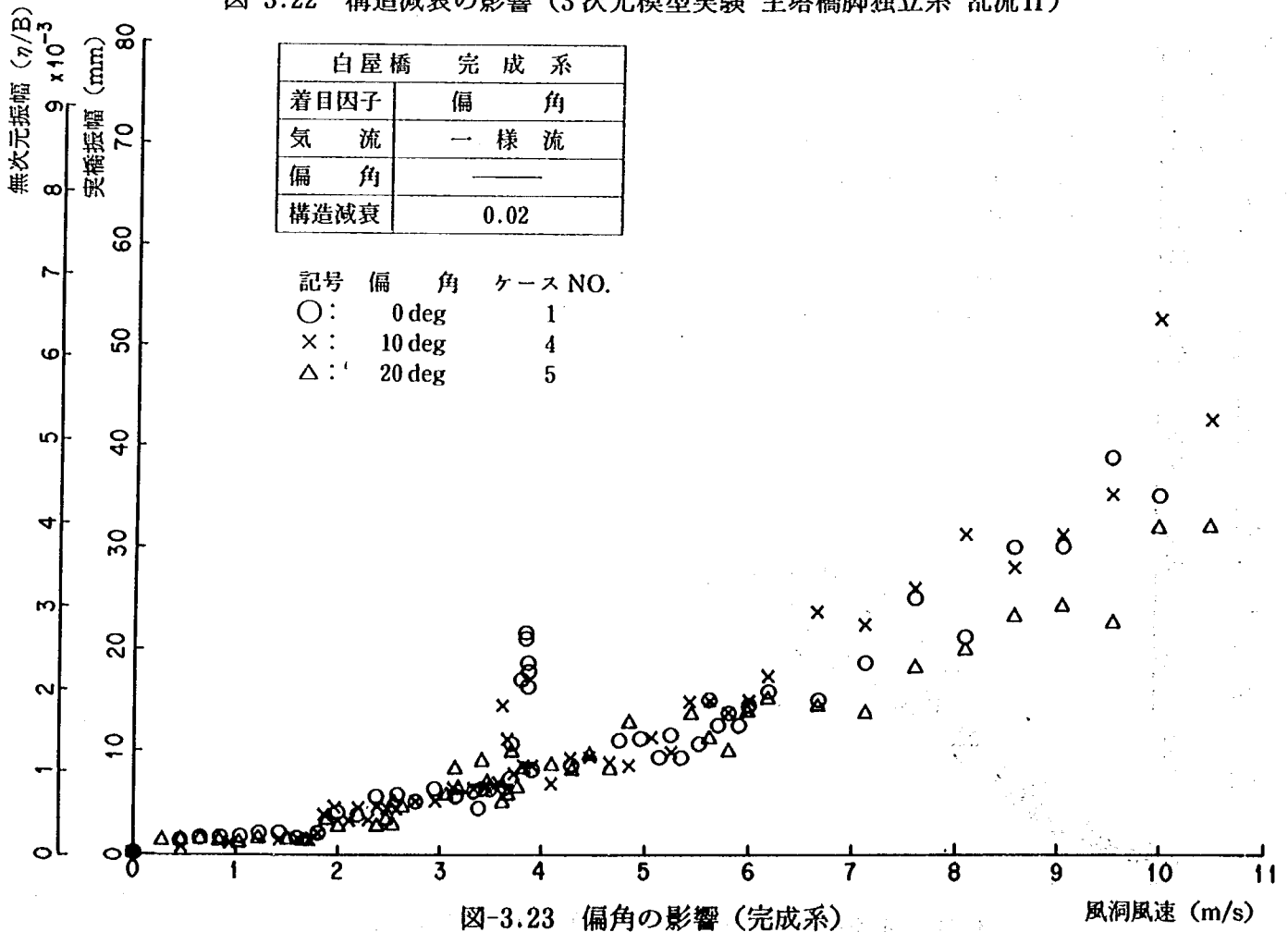
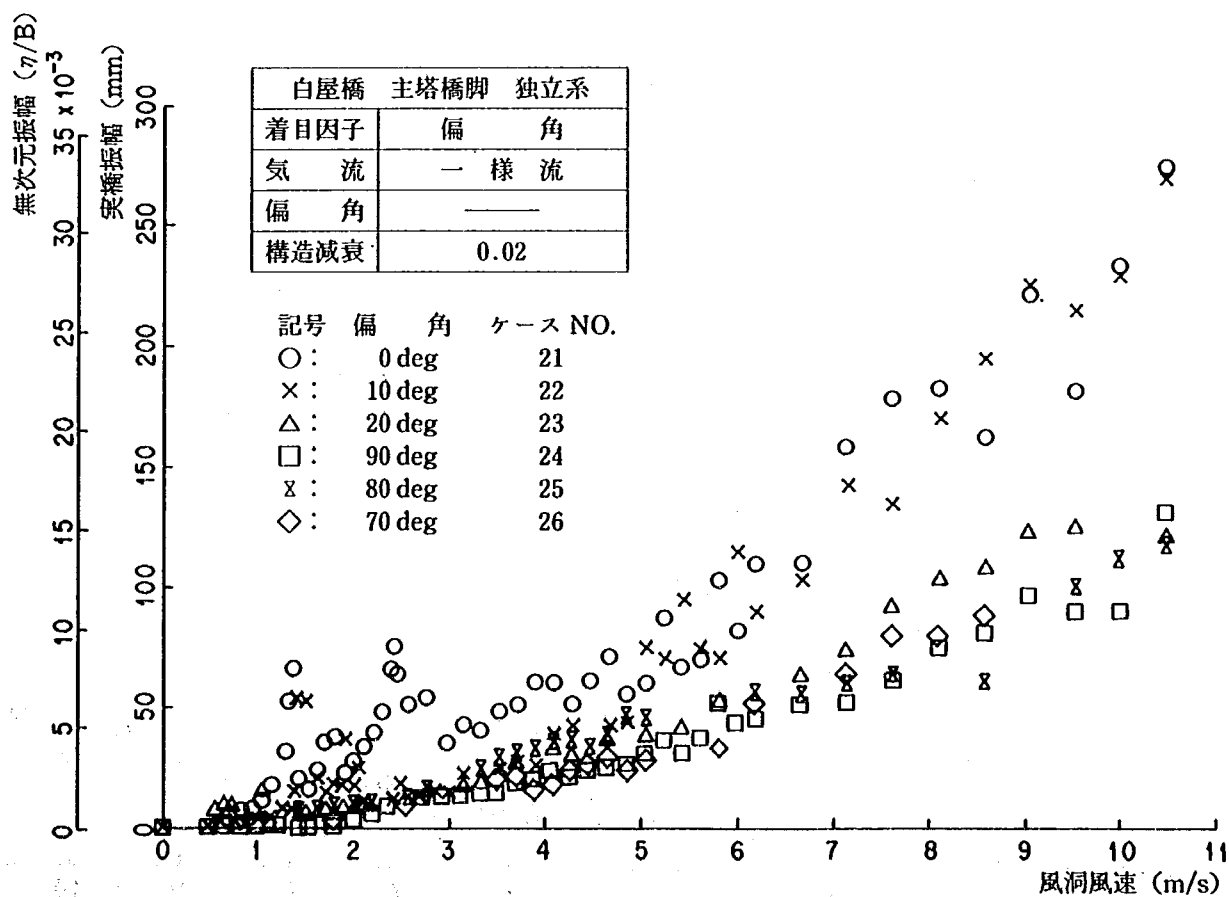
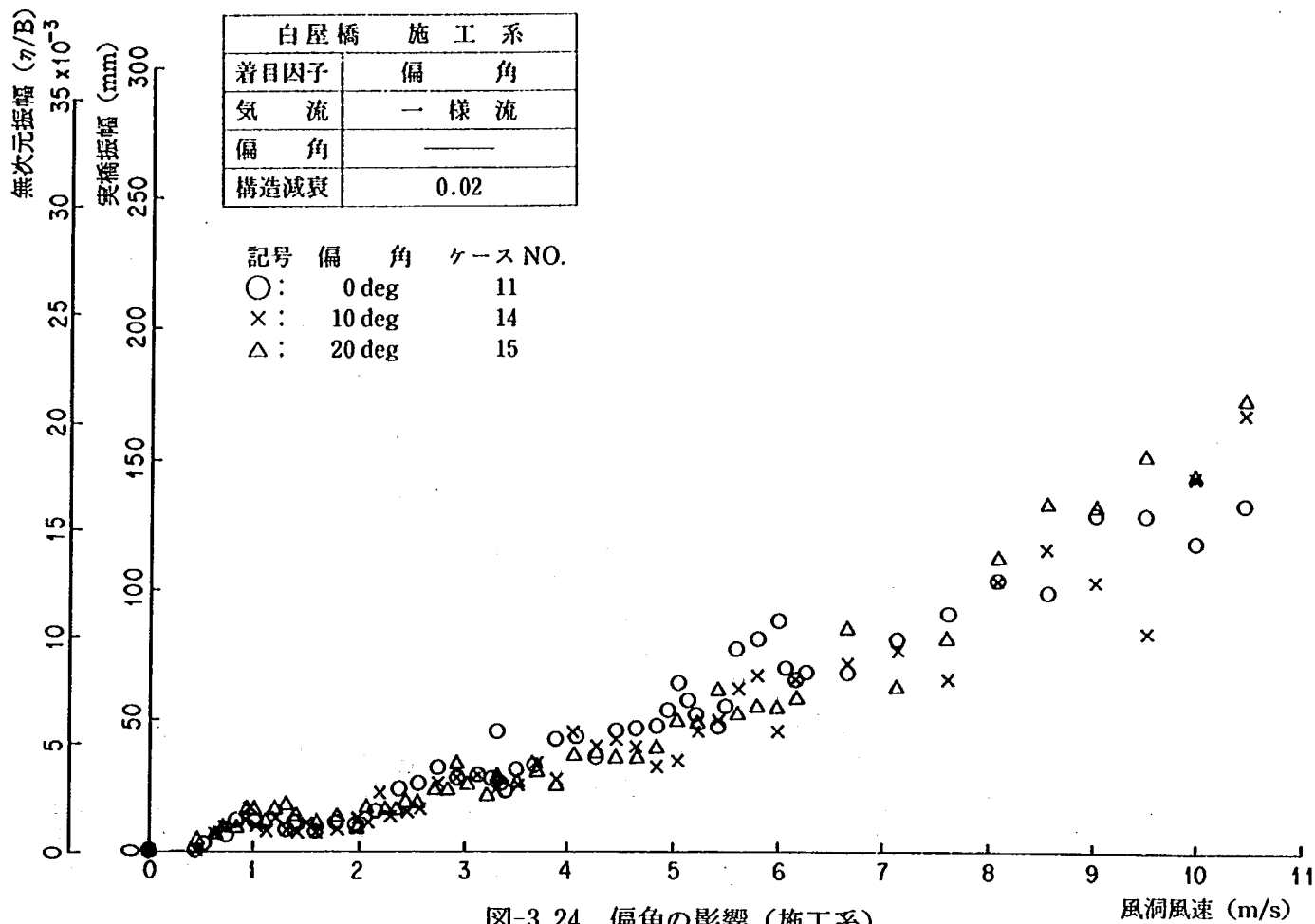
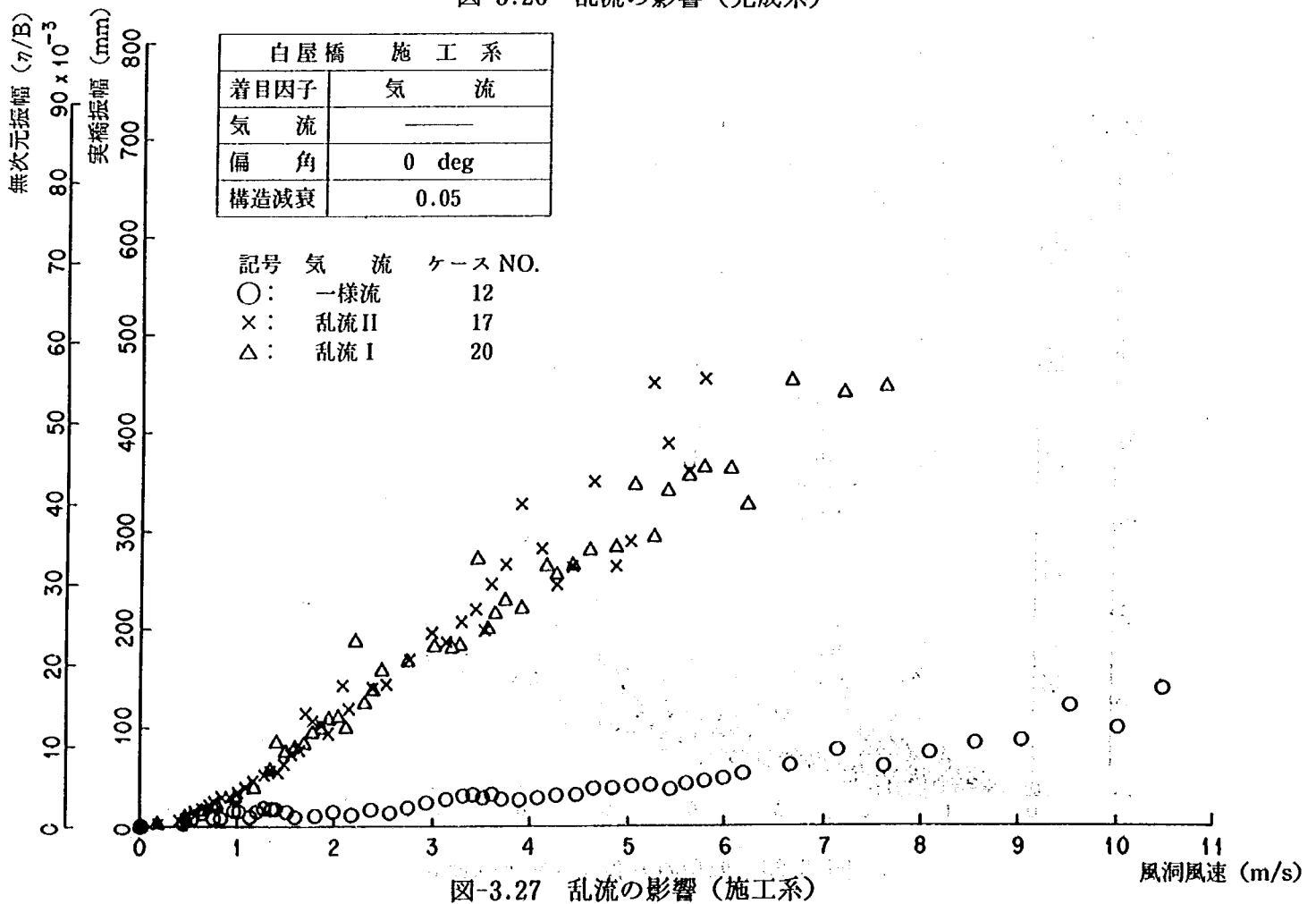
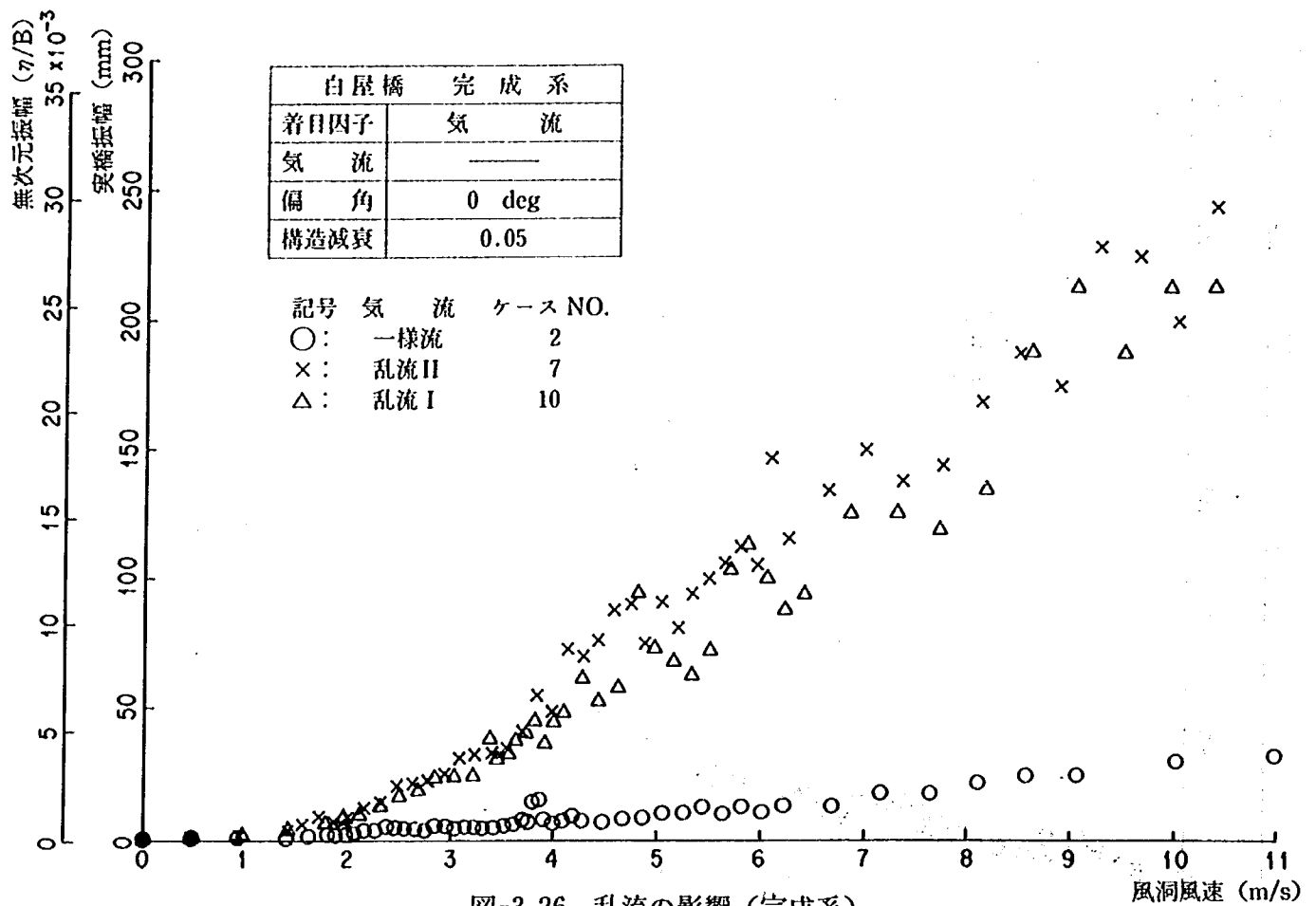


図-3.23 偏角の影響 (完成系)





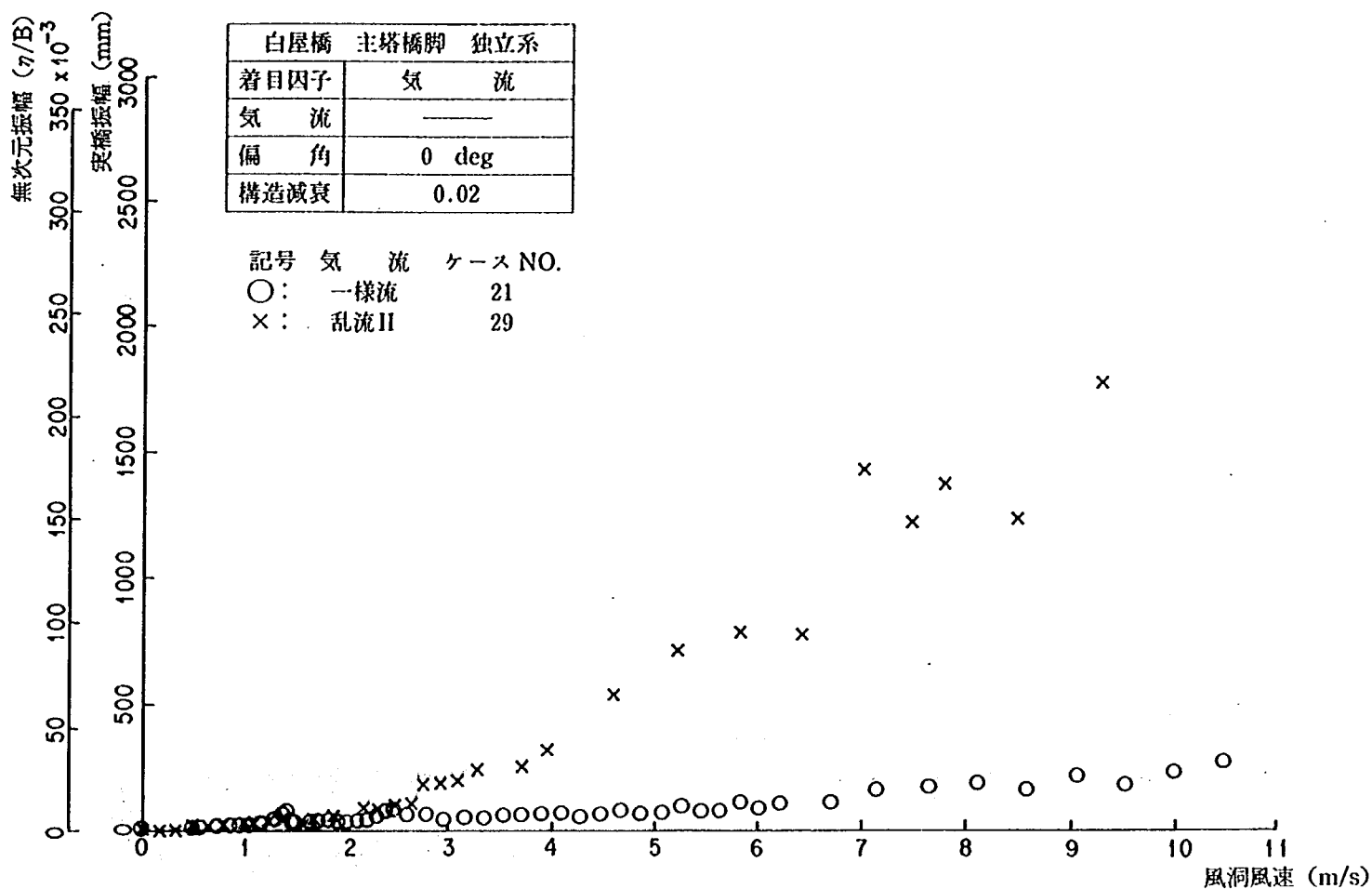


図-3.28 乱流の影響 (主塔橋脚独立系)

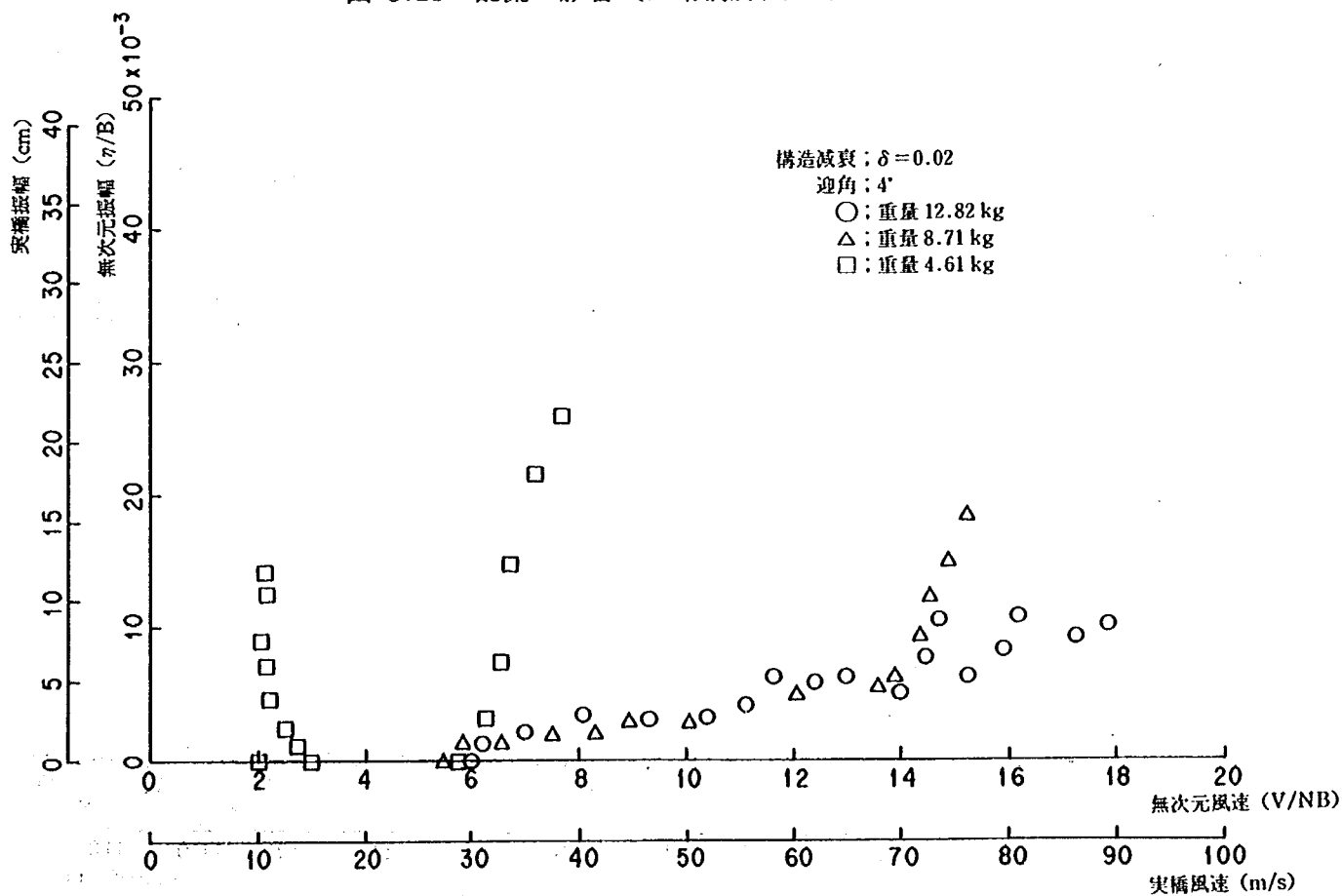


図-3.29 重量の影響

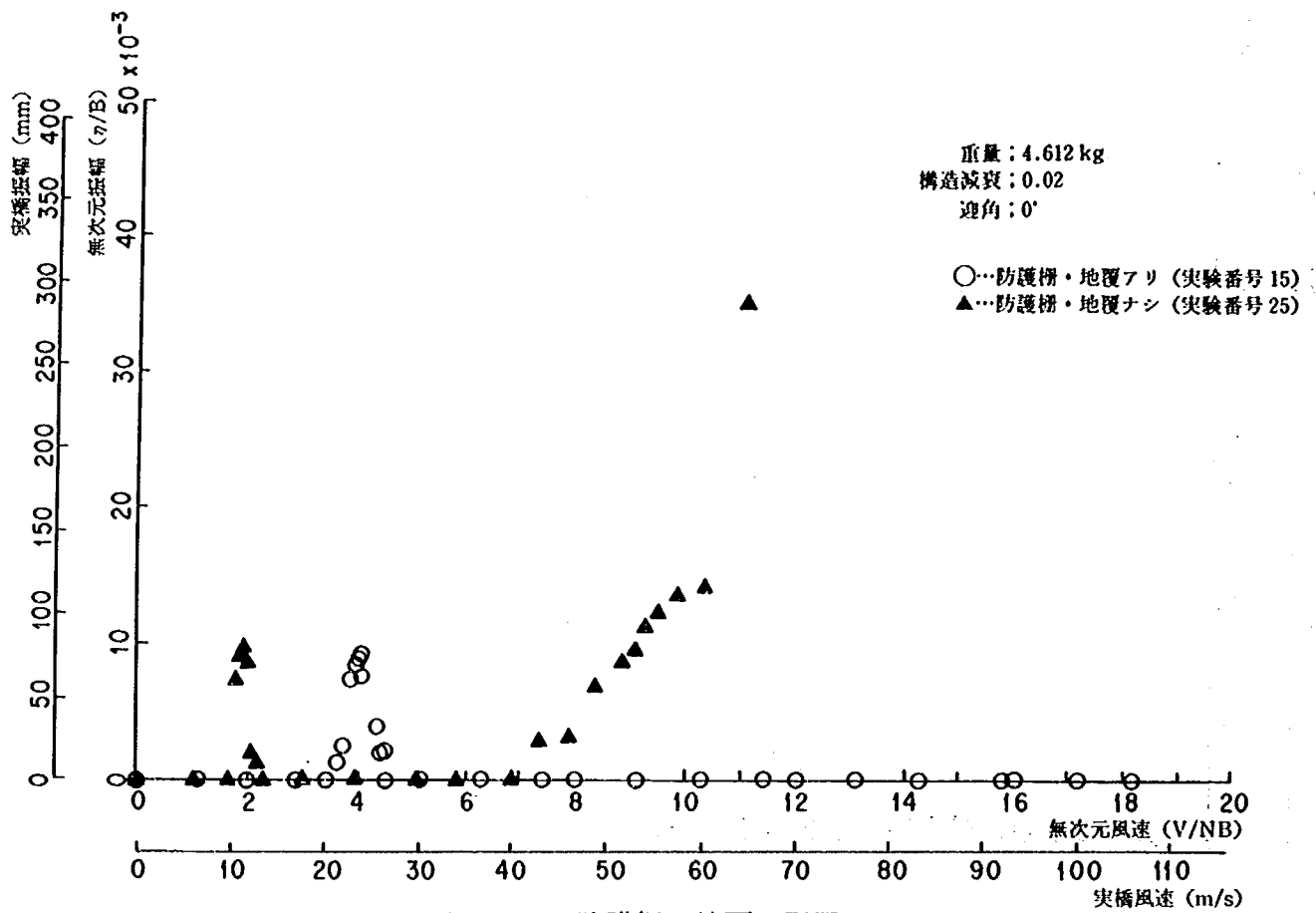


図-3.30 防護柵・地覆の影響

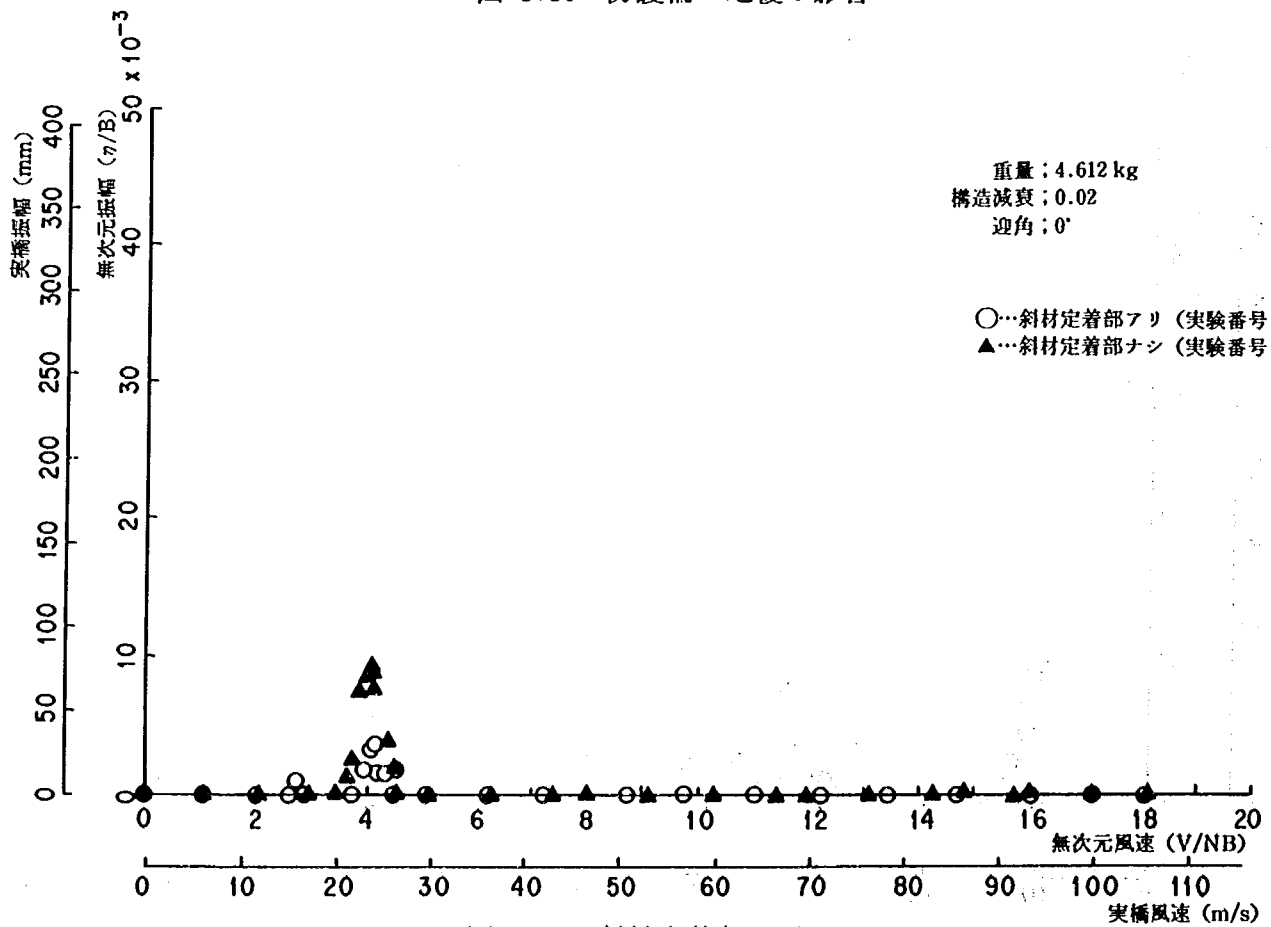


図-3.31 斜材定着部の影響

表-3.12 部分模型実験と全橋模型実験の渦励振発現風速

実験区分	実験No	渦励振発現風速 (無次元)	備 考
部 分 模 型	8	3.81	} 所要重量 $\alpha = -3^\circ$
	9	3.56	
	10	3.11	
	15	4.09	} " $\alpha = -5^\circ$
	19	4.00	
	20	4.12	
	21	2.06	} $\alpha = -7^\circ$
	22	2.13	
	23	4.17	
	24	3.68	} 重量 $\alpha = 0^\circ$
	25	1.98	
	26	4.13	
全 橋 模 型	1	6.82	} 完成系
	2	6.76	
	3	6.82	
	11	6.76	} 施工系
	12	6.86, 8.92	
	13	6.90, 8.85	
	21	4.6, 約 6, 7.9	主塔橋脚独立系

表-3.13 パフエティングで生じる主桁応力度

断面	検討位置	完成形 応力度 (kg/cm ²)	面外静的変形 による応力度 (kg/cm ²)	実 験 結 果		最小応力度 (kg/cm ²)
				断 面 力	応力振幅 (kg/cm ²)	
①	σ_o	78	+2	N=47 ^t	+31	111
	σ_u	41	-1	M=1315 tm	-50	-10
②	σ_o	115	+4	N=249 ^t	+23	142
	σ_u	65	-2	M=998 tm	-38	25

$$\sigma_{ca} = 175 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{ta} = -25 \text{ kg/cm}^2$$

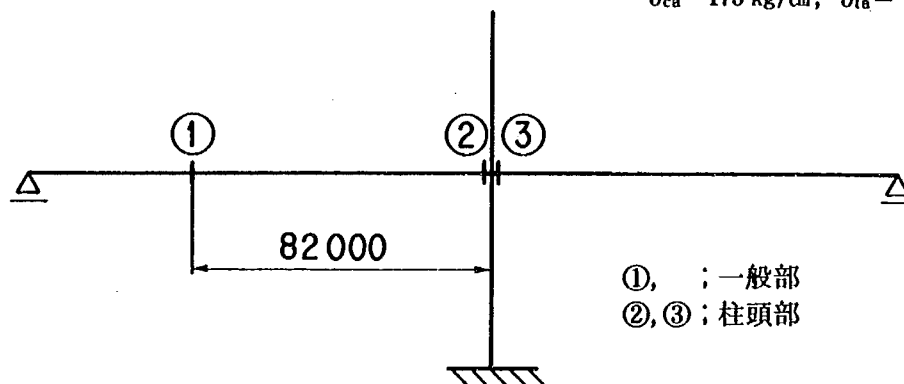


図-3.32 応力照査位置

表-3.14 パフティングで生じる主桁断面力

	検討位置		施工時応力度 (kg/cm ²)	面外静的変形 による応力度 (kg/cm ²)	パフティングによる 応力度(実験結果) (kg/cm ²)	合 計 (kg/cm ²)
	上・下縁	左・右縁				
②	上縁	左縁	54	+32	±13	99
		右縁		-32	±13	73
	下縁	左縁	133	+18	±17	35
		右縁		-18	±17	9
		左縁				168
		右縁				134
③	上縁	左縁	38	+21	±13	132
		右縁		-21	±13	98
	下縁	左縁	158	+12	±17	72
		右縁		-12	±17	46
		左縁				30
		右縁				4

$$\sigma_{ca} = 210 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{ta} = -30 \text{ kg/cm}^2$$

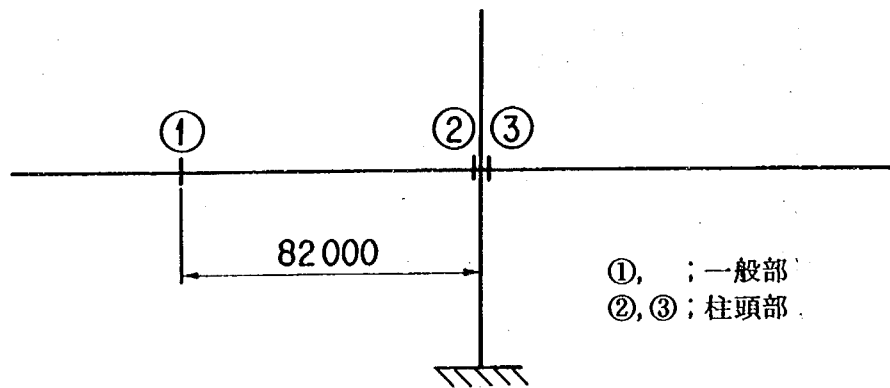


図-3.33 施工系における応力照査位置

4. まとめ

本調査により白屋橋の耐風性について得られた成果をまとめると以下のとおりである。

- a) 白屋橋の主桁断面は基本的に正の迎角でギャロッピングが、負の迎角で渦励振が発現する性質を持つ。
- b) 構造減衰および重量の増加は渦励振の振幅を低減しギャロッピングの発現風速を高める効果がある。
- c) 防護柵、地覆や斜材定着部など橋梁付属物は渦励振・ギャロッピングに影響を及ぼす。

(2) 3次元風洞実験の結果、以下のことが判明した。

- a) 一様流中の実験では、構造減衰 $\delta = 0.02$ においては全ての構造系について渦励振が発現した。しかしこの渦励振は構造減衰の増加に伴い減少し、振幅もかなり小さなものであった。またギャロッピングについては全く発生しなかった。
- b) 乱流中の実験ではバフティングが発生する。その振幅は乱れ強さが約9%の乱流 I においても一様流中で発生する全ての振動現象の振幅を全ての風速ごとに超えている。

(3) 設計風速として、完成時は白屋橋技術検討委員会において算定された設計風速 50 m/s を用い、施工時は、風荷重が完成時の約 1/2 になる 35 m/s を用いることとした。

(4) 以上のような結果をもとに白屋橋の耐風性について総合的な評価を行った。すなわち一様気流中では設計風速以下の風速において各構造系とも渦励振が見られたが、その振幅は小さく安全性を損なう心配はない。またギャロッピングの発生は見られなかった。さらに架設地点における自然風の特性を考慮した乱流中での実験では渦励振は発生しなくなりバフティングが顕著となるが設計風速におけるその振幅による応力も許容応力度以下である。すなわち今回の実験結果より完成系、施工系、主塔橋脚独立系の各構造系において、風による振動は白屋橋の安全性を損なうものではないものと考えられる。

(5) 今後の検討課題として、3次元性の効果が振動現象の発現風速に及ぼす影響や、模型の振動モードの実橋との相違が及ぼす振幅の評価に関する影響について調査することなどが挙げられる。

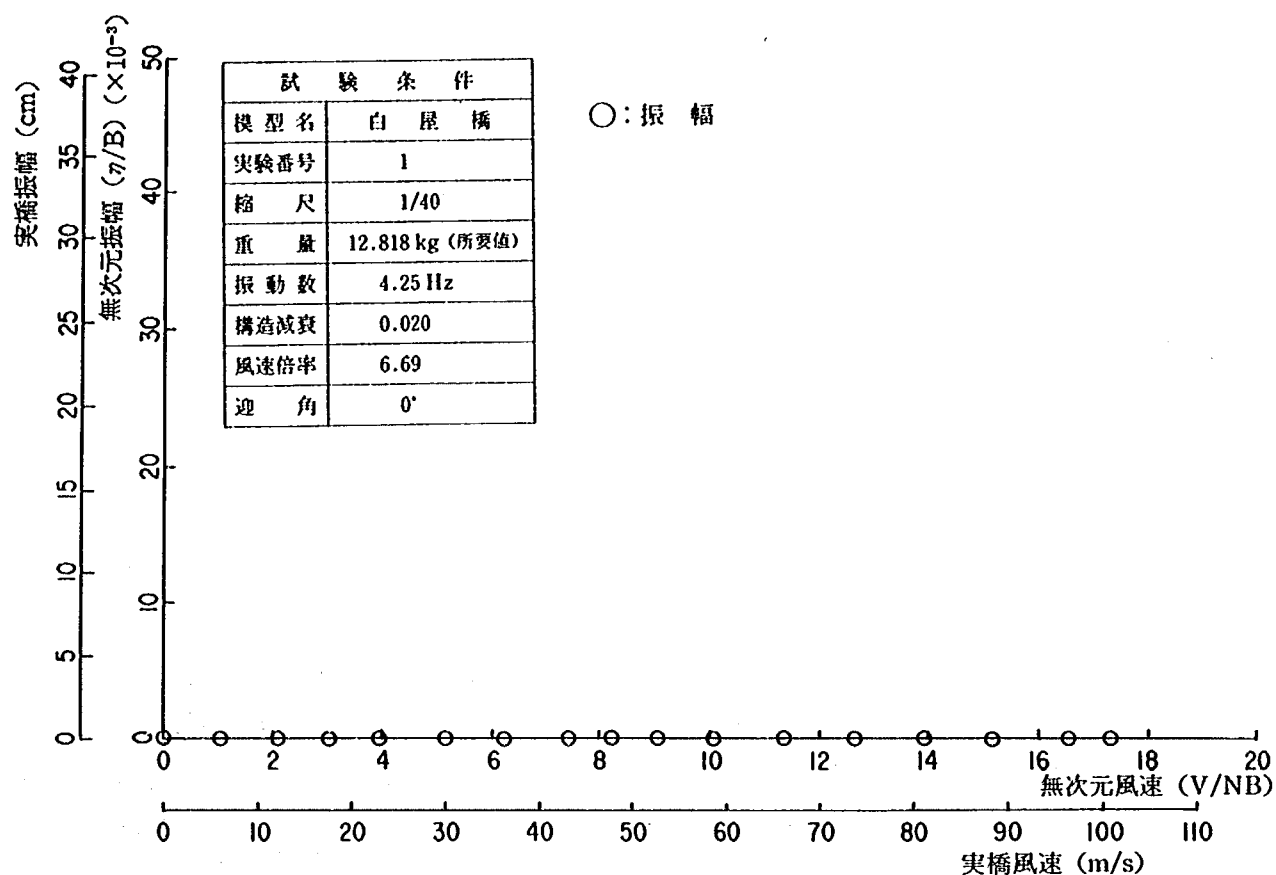
謝 辞

本調査を行うに当たり、国土開発技術研究センター、白屋橋技術検討委員会、建設省近畿地方建設局大滝ダム工事事務所の関係各位から多大なる協力を得たことを記し、ここに謝意を表します。

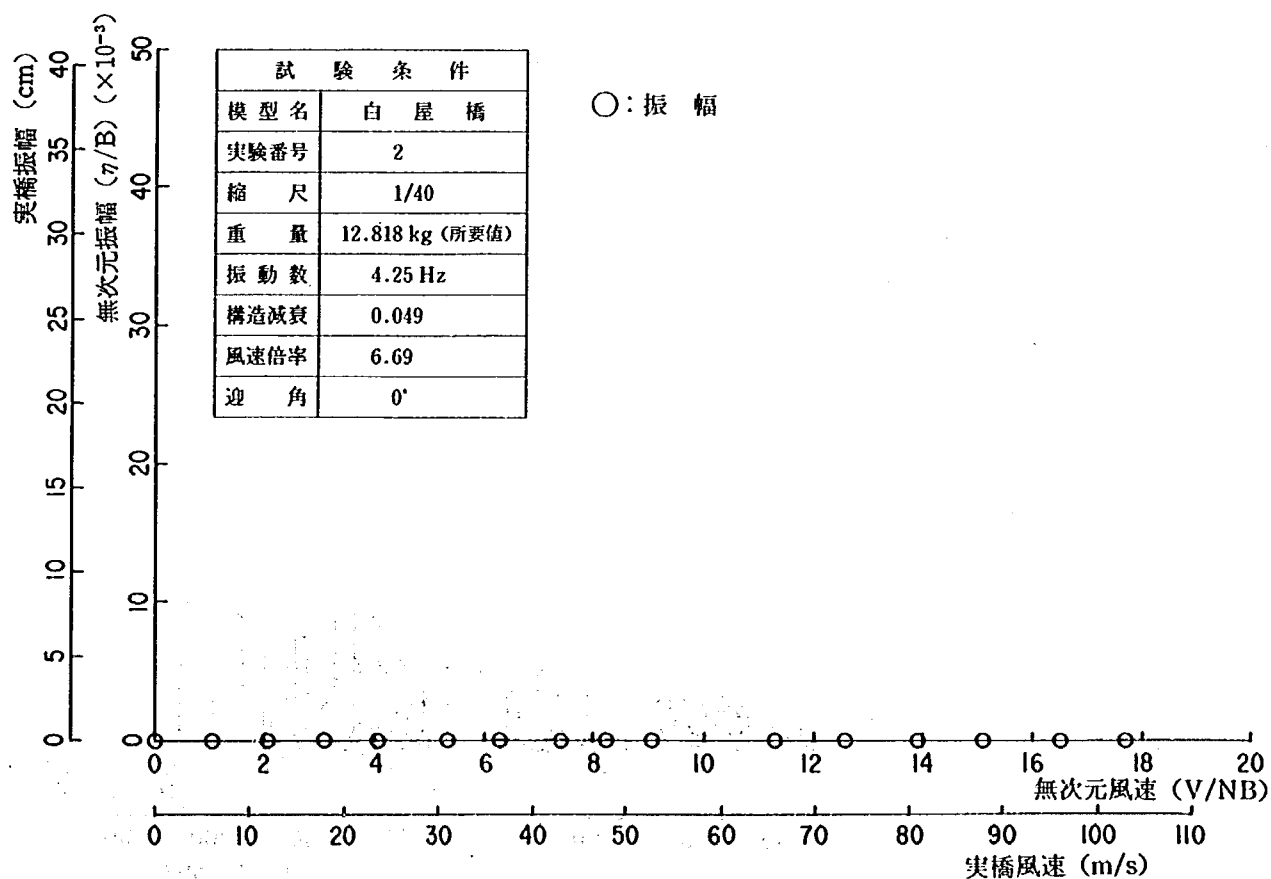
参考文献

- 1) 建設省近畿地方建設局大滝ダム工事事務所，財団法人 国土開発技術研究センター；白屋橋技術検討業務報告書，昭和61年3月
- 2) 建設省土木研究所；設計基本風速に関する報告書，昭和52年3月
- 3) 阪神高速道路公団；風荷重分科会報告書，昭和59年3月
- 4) Bridge Aerodynamics, British Design Rules, Ice, London, Jan. 1981
- 5) H.P.A.H. Irwin；THE DESIGN OF SPIRES FOR WIND SIMULATION, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1981.7
- 6) ESDU (Engineering Science Data Unit), Volum 1；Wind and turbulence data, Engineering Science Data Unit LTD., 1982
- 7) 岡内，伊藤，宮田；耐風構造，p 69，丸善株式会社

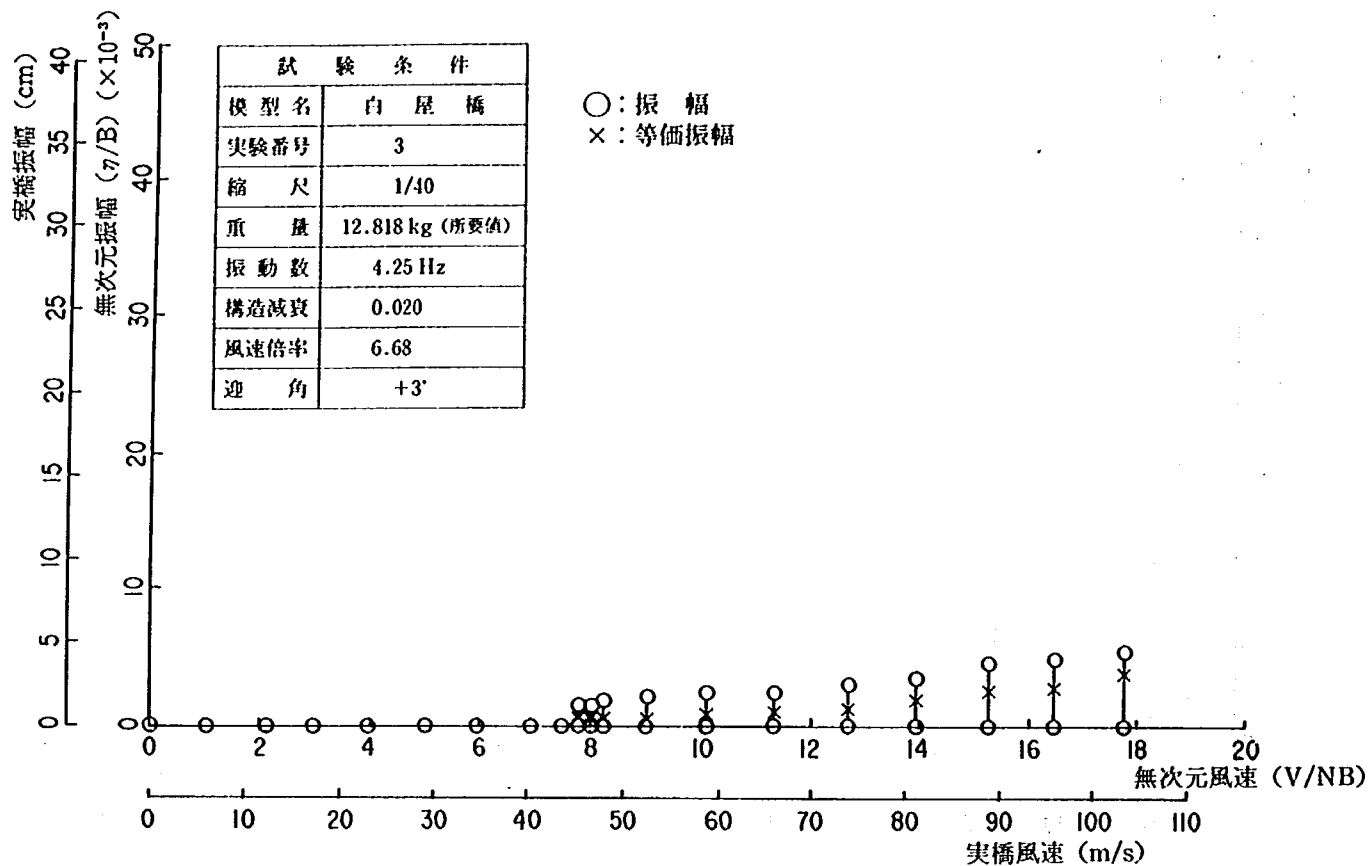
付 属 資 料



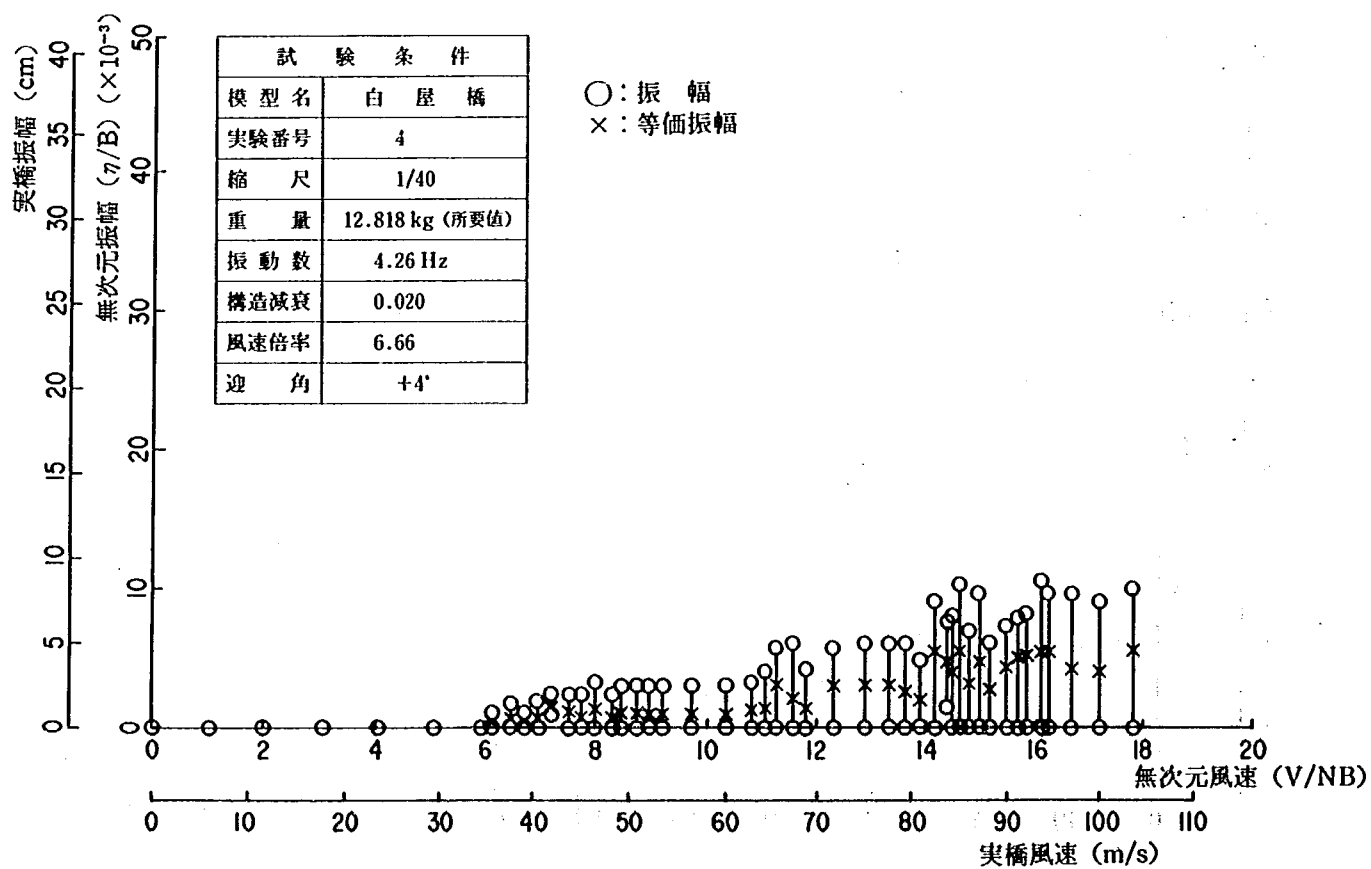
付図-1.1 風速—振幅曲線 (二次元)



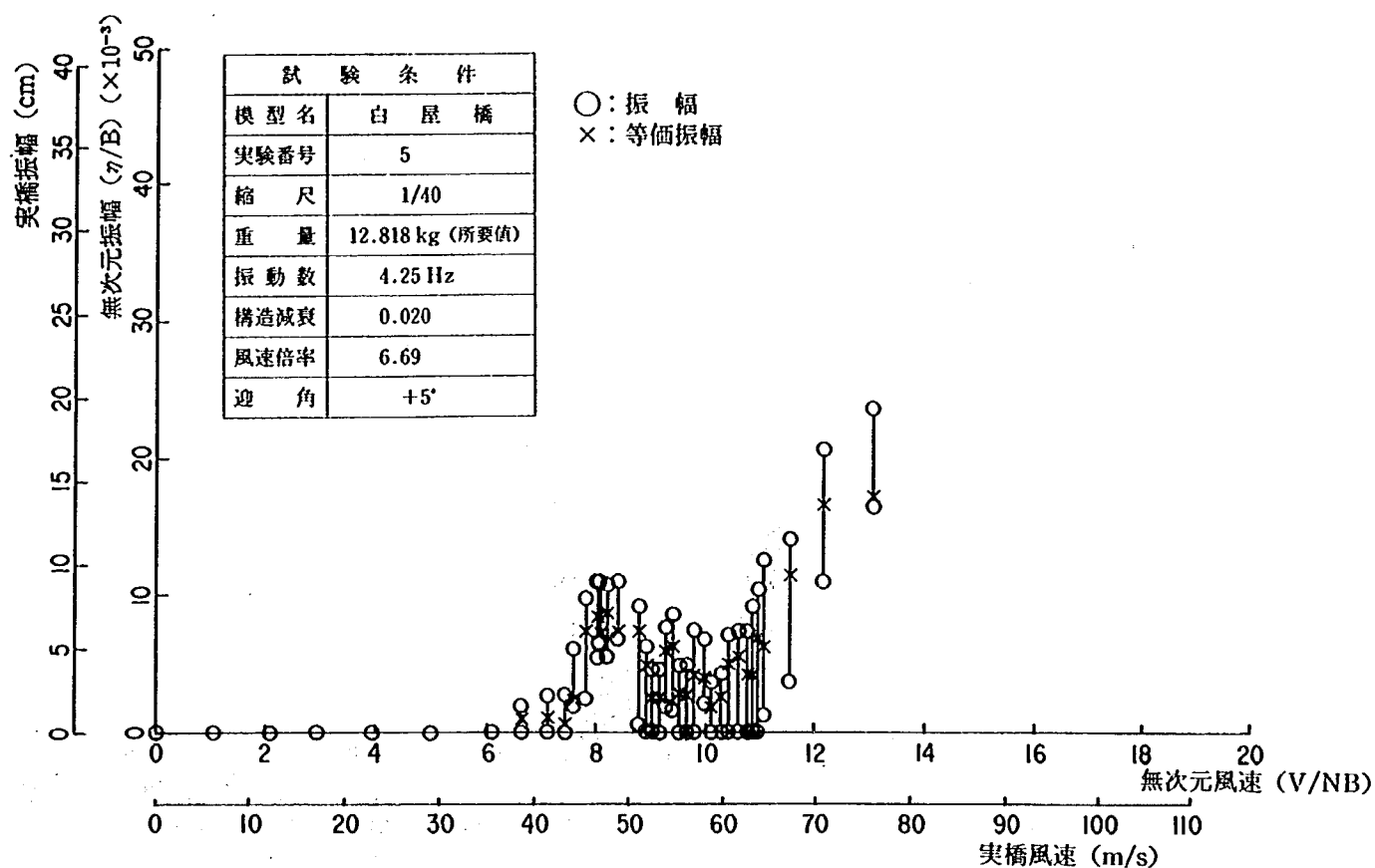
付図-1.2 風速—振幅曲線 (二次元)



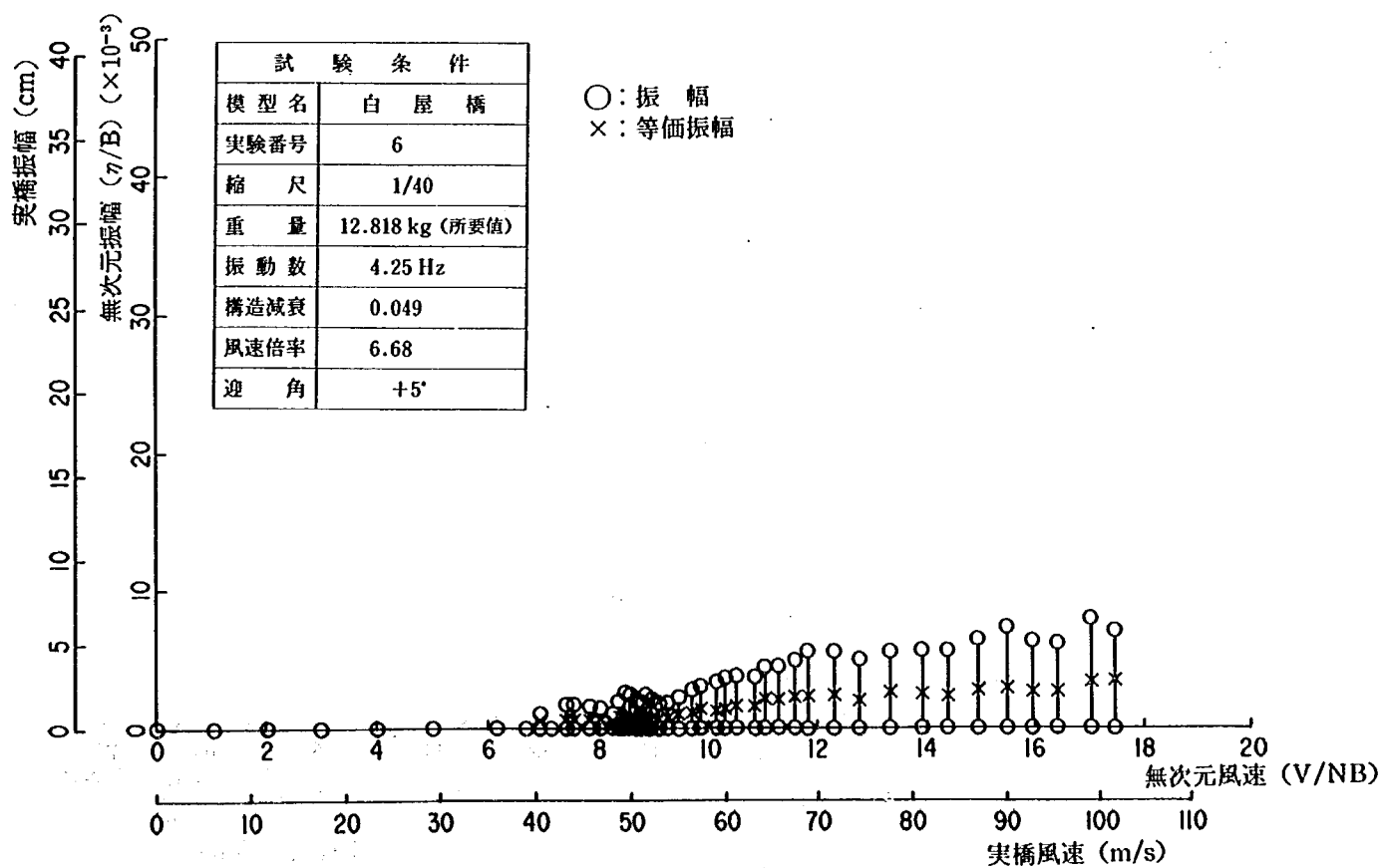
付図-1.3 風速—振幅曲線 (二次元)



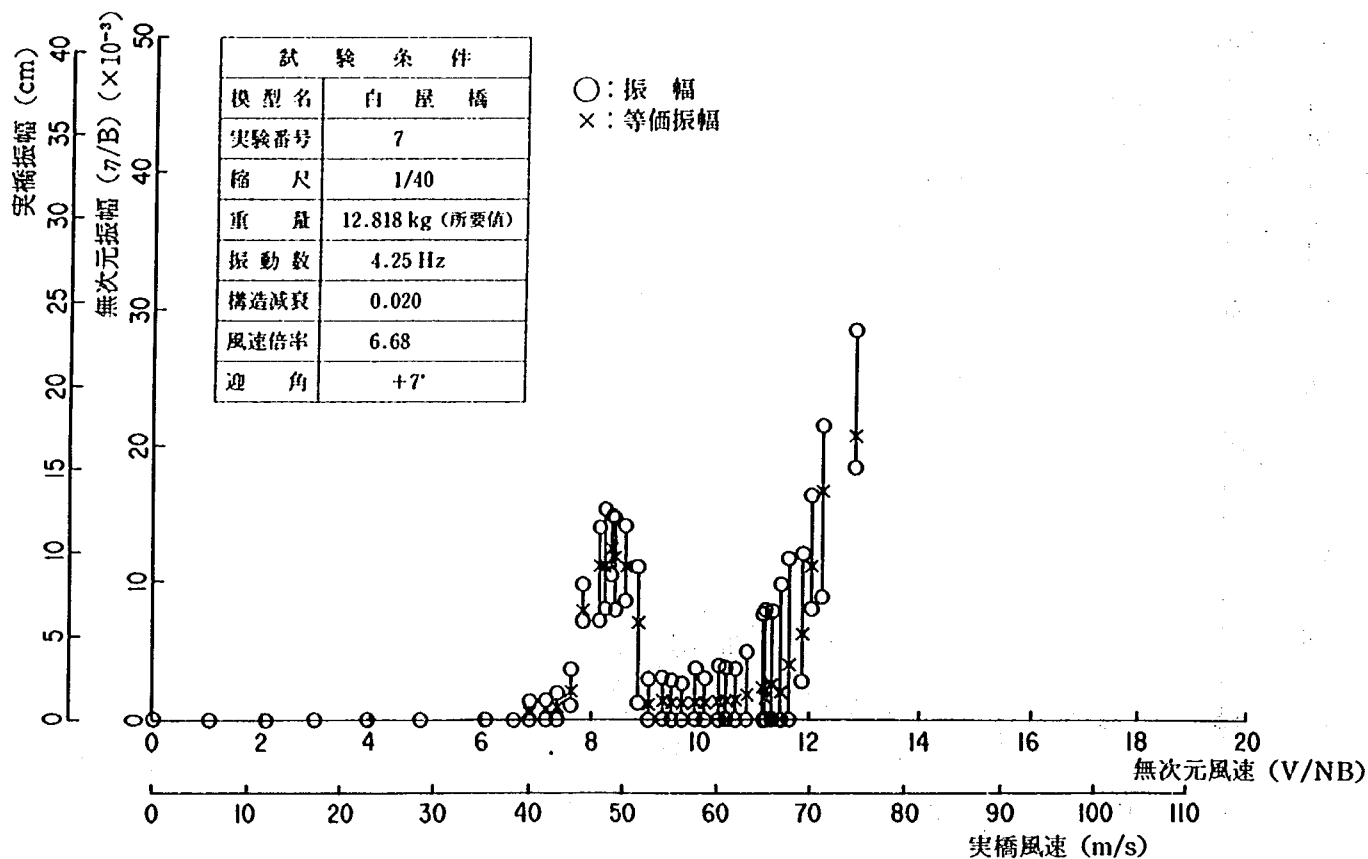
付図-1.4 風速—振幅曲線 (二次元)



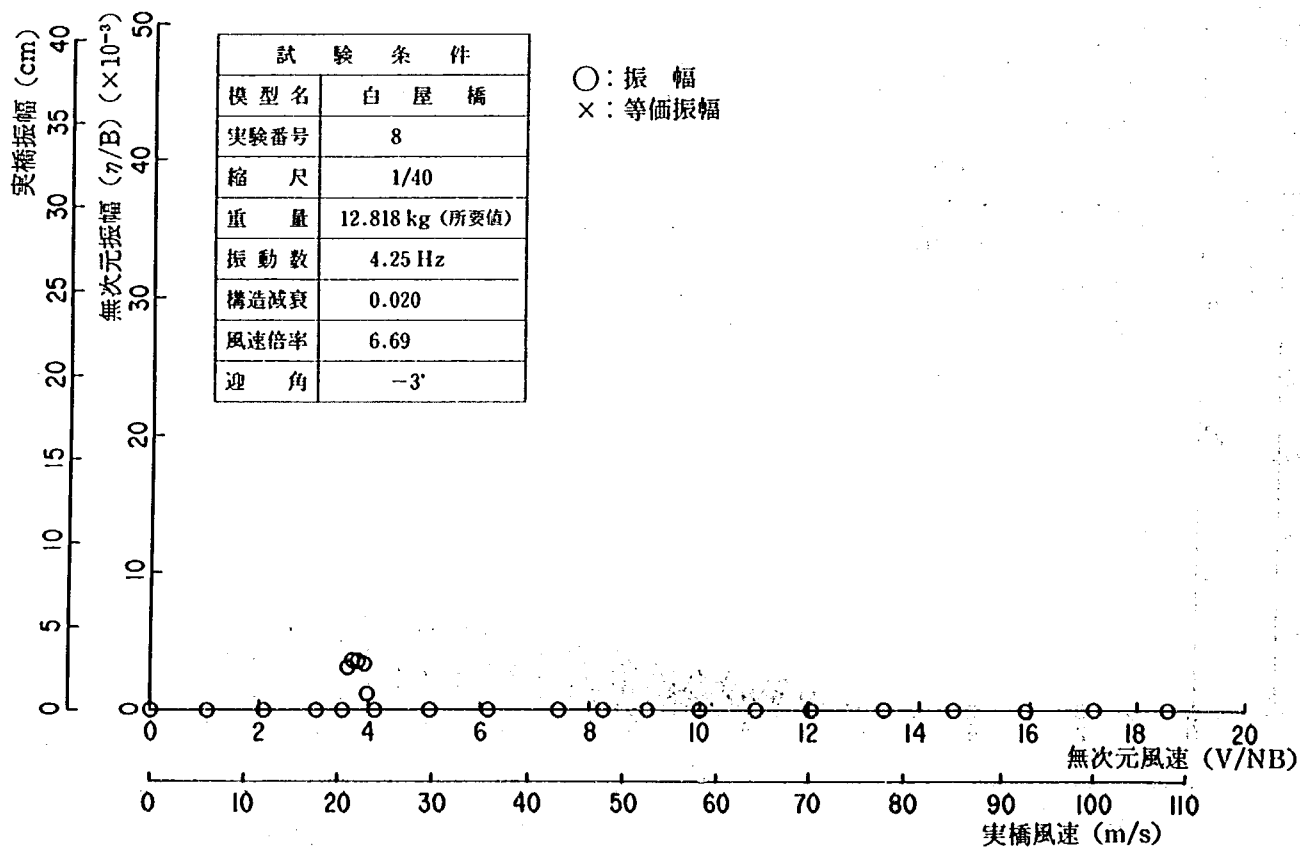
付図-1.5 風速—振幅曲線 (二次元)



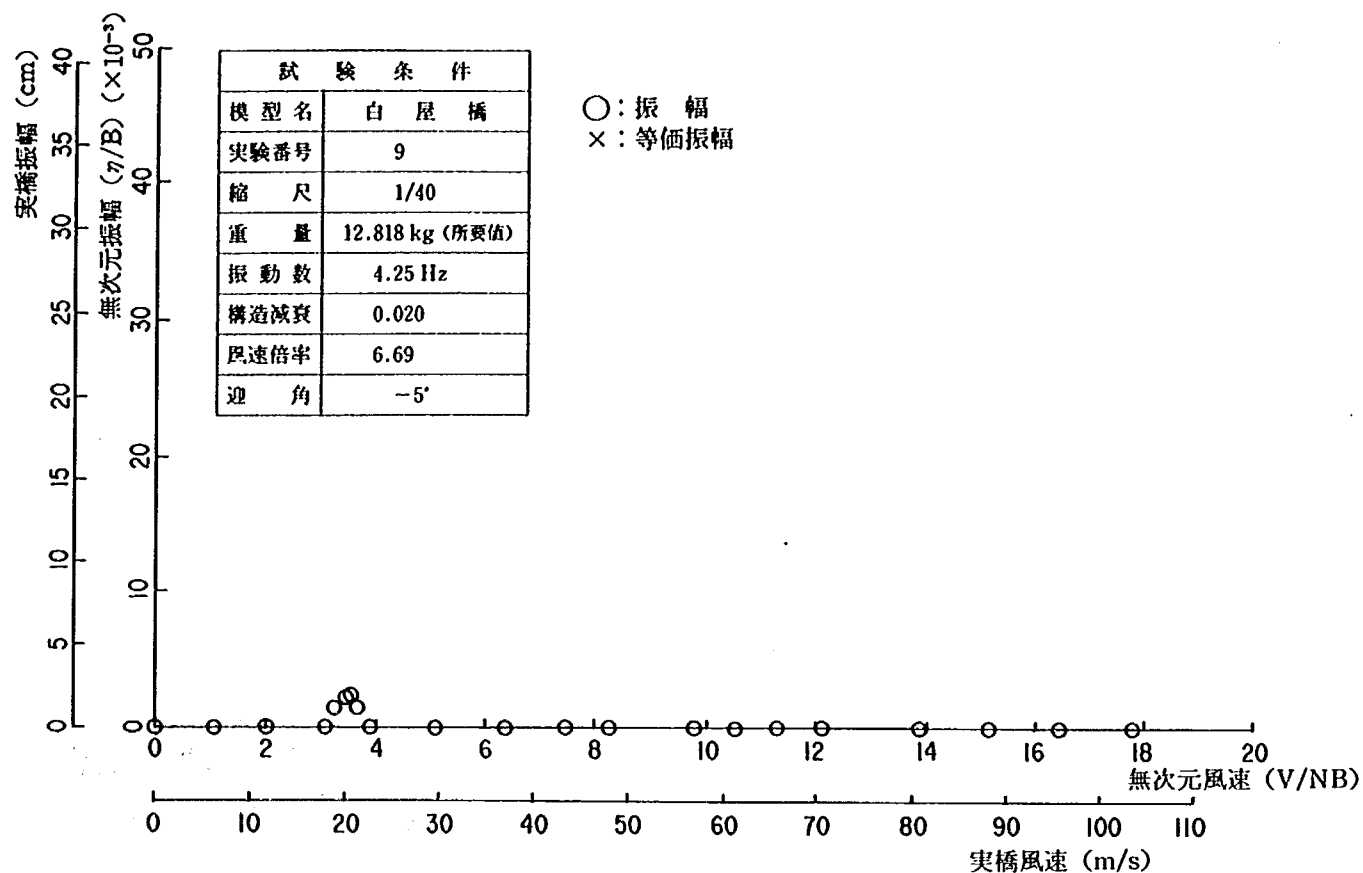
付図-1.6 風速—振幅曲線 (二次元)



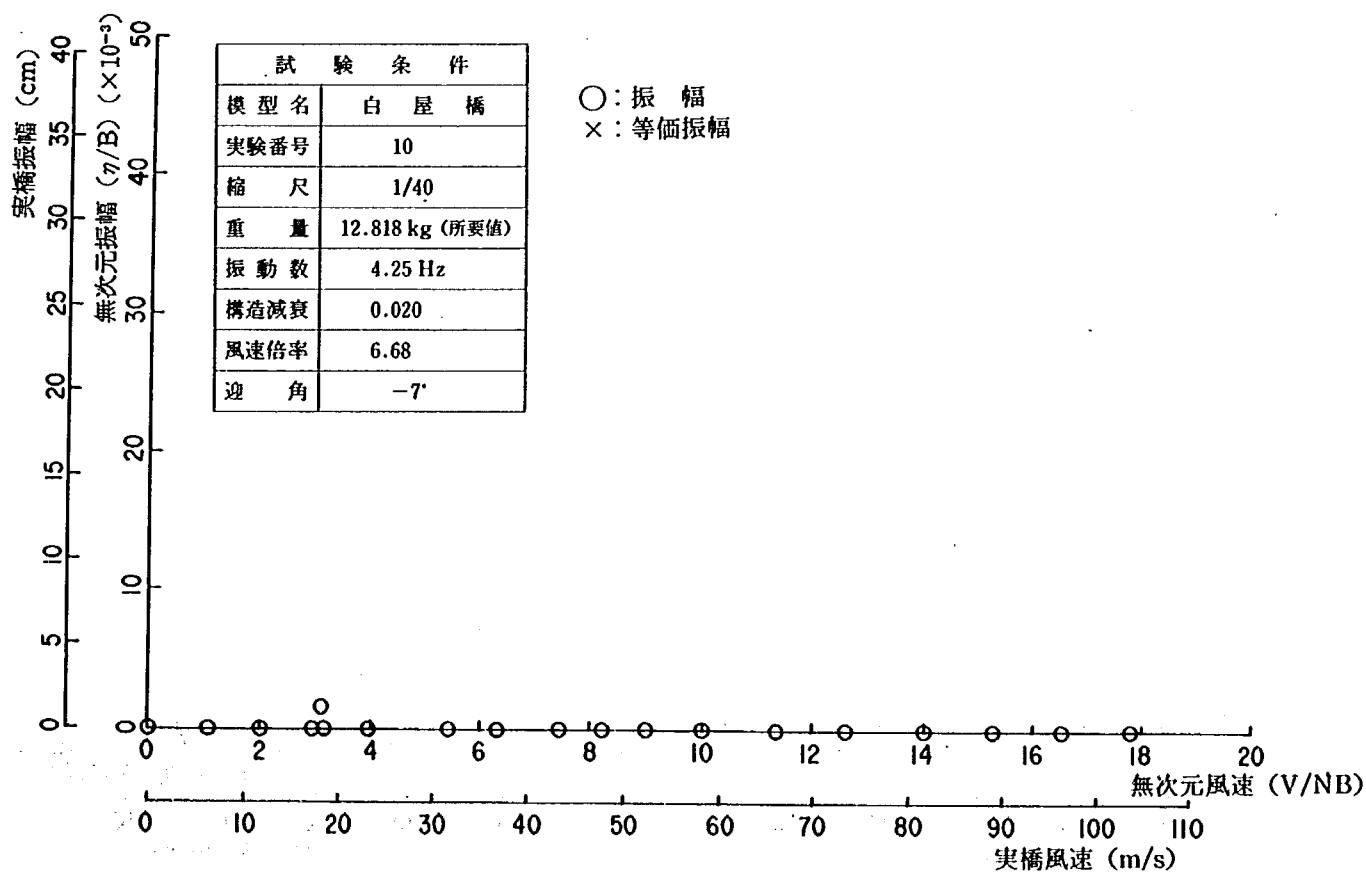
付図-1.7 風速—振幅曲線 (二次元)



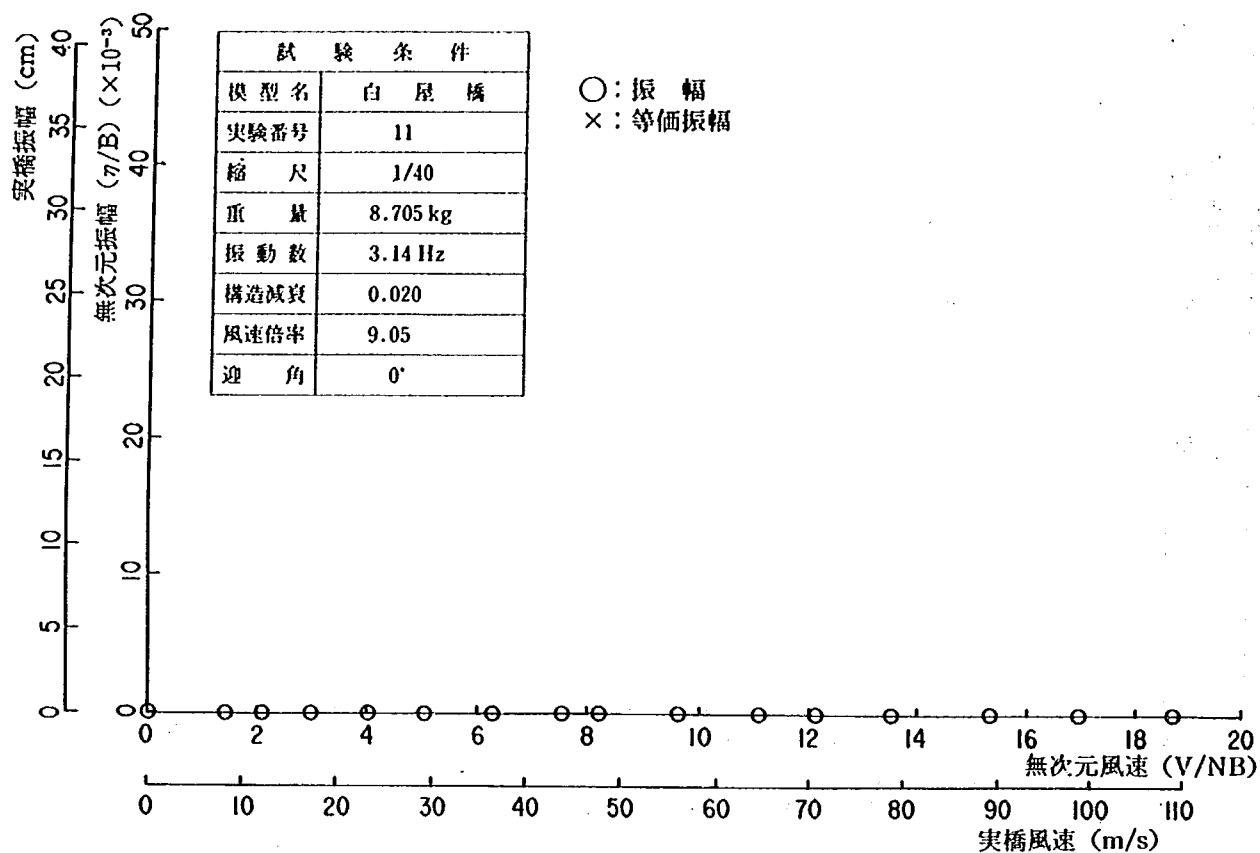
付図-1.8 風速—振幅曲線 (二次元)



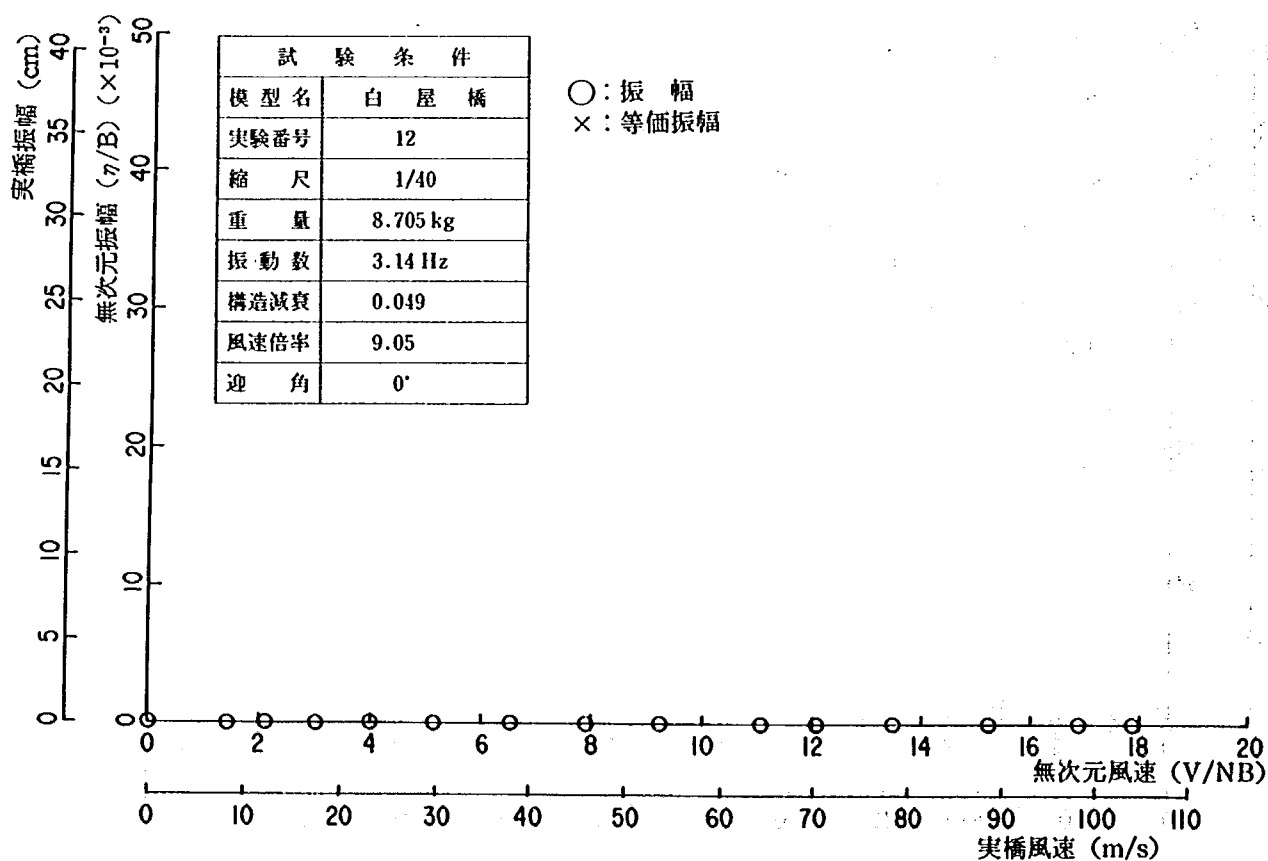
付図-1.9 風速—振幅曲線 (二次元)



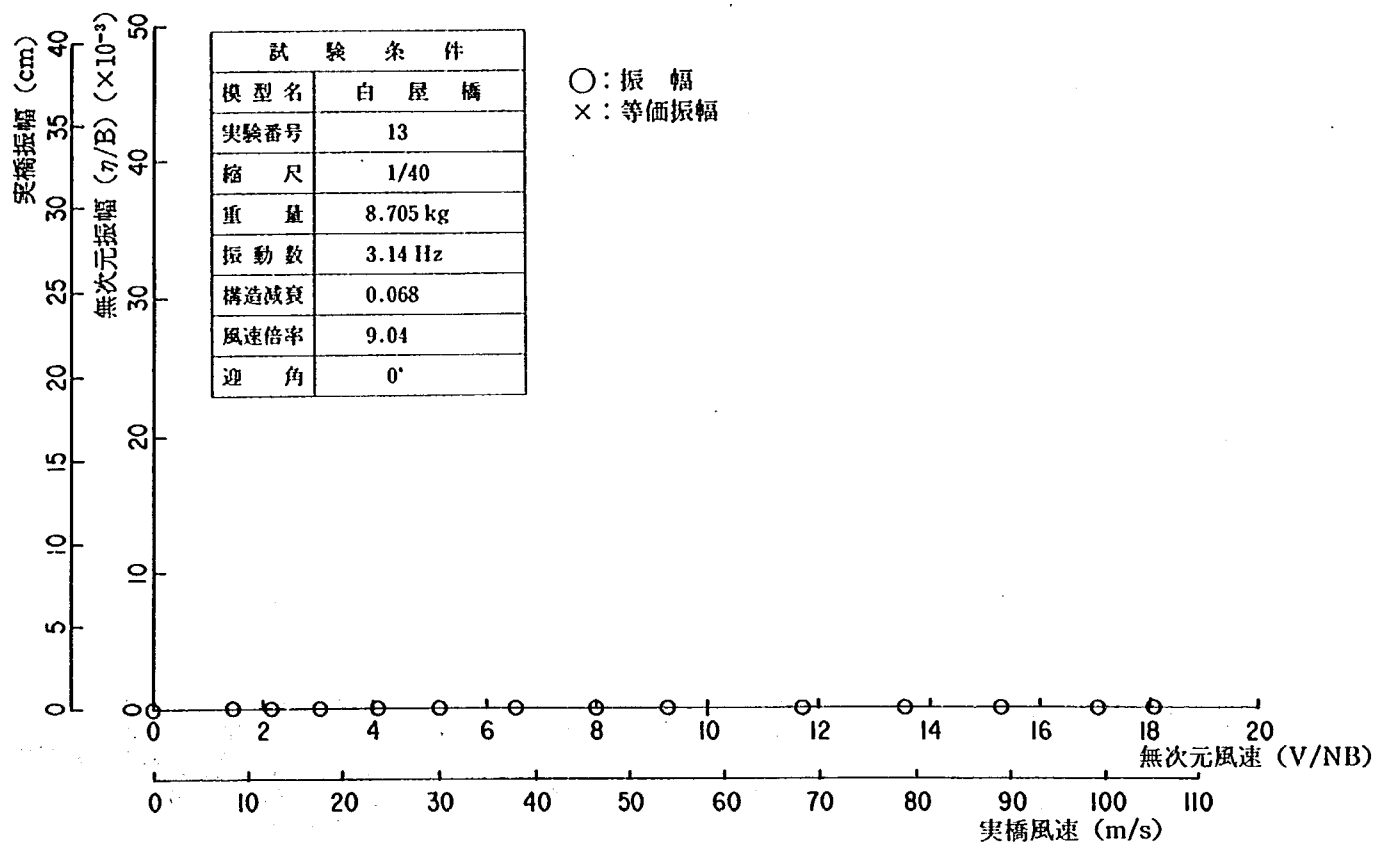
付図-1.10 風速—振幅曲線 (二次元)



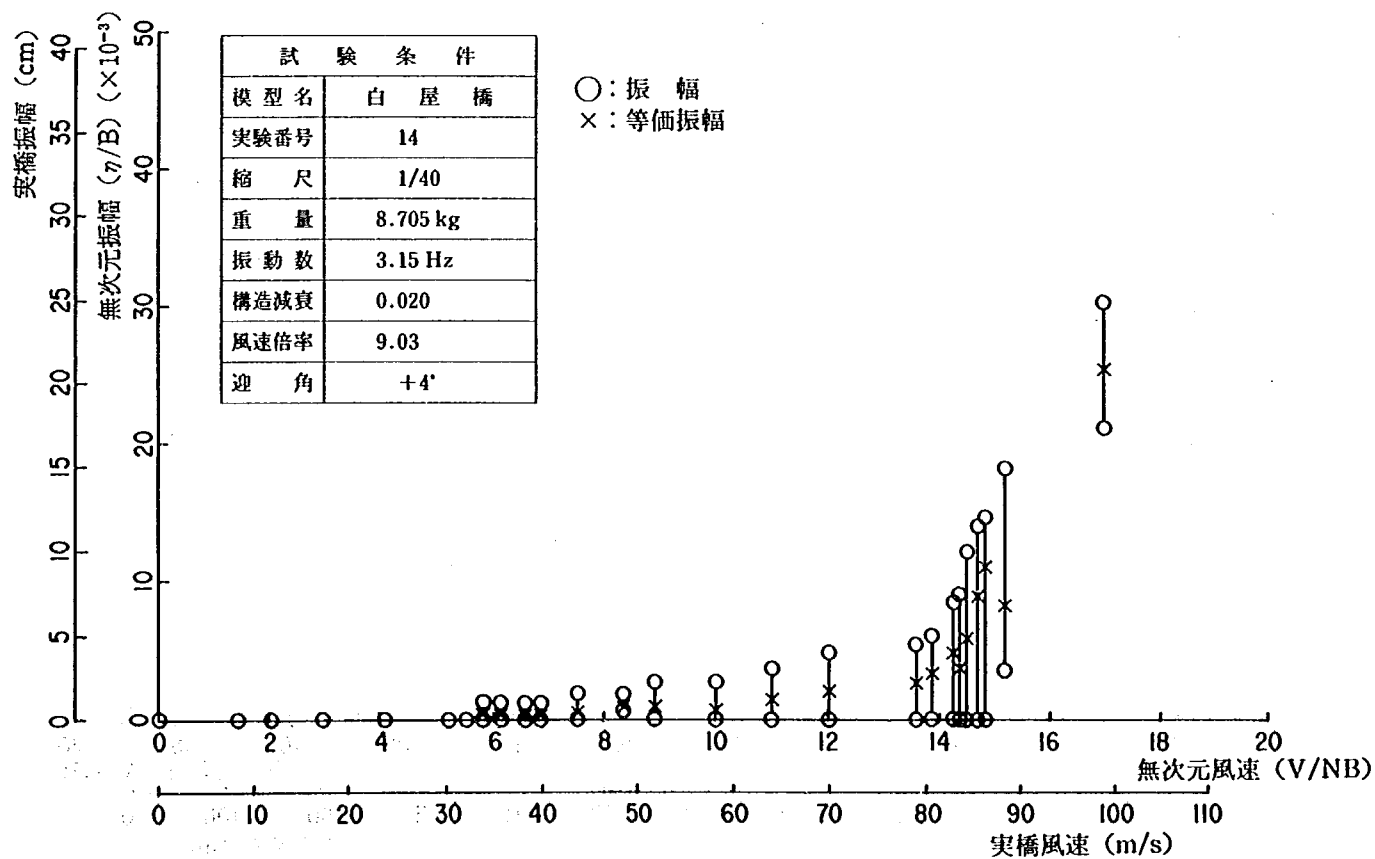
付図-1.11 風速—振幅曲線 (二次元)



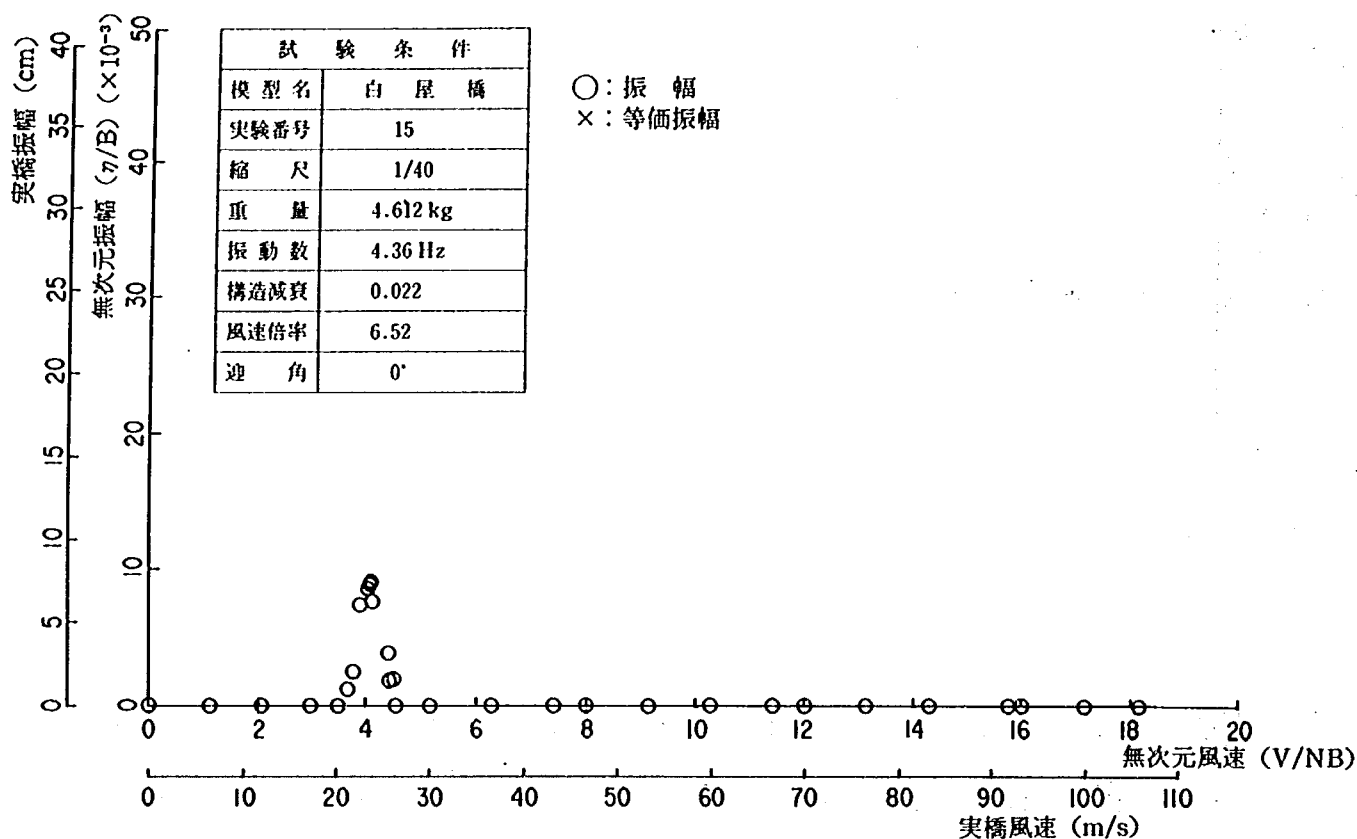
付図-1.12 風速—振幅曲線 (二次元)



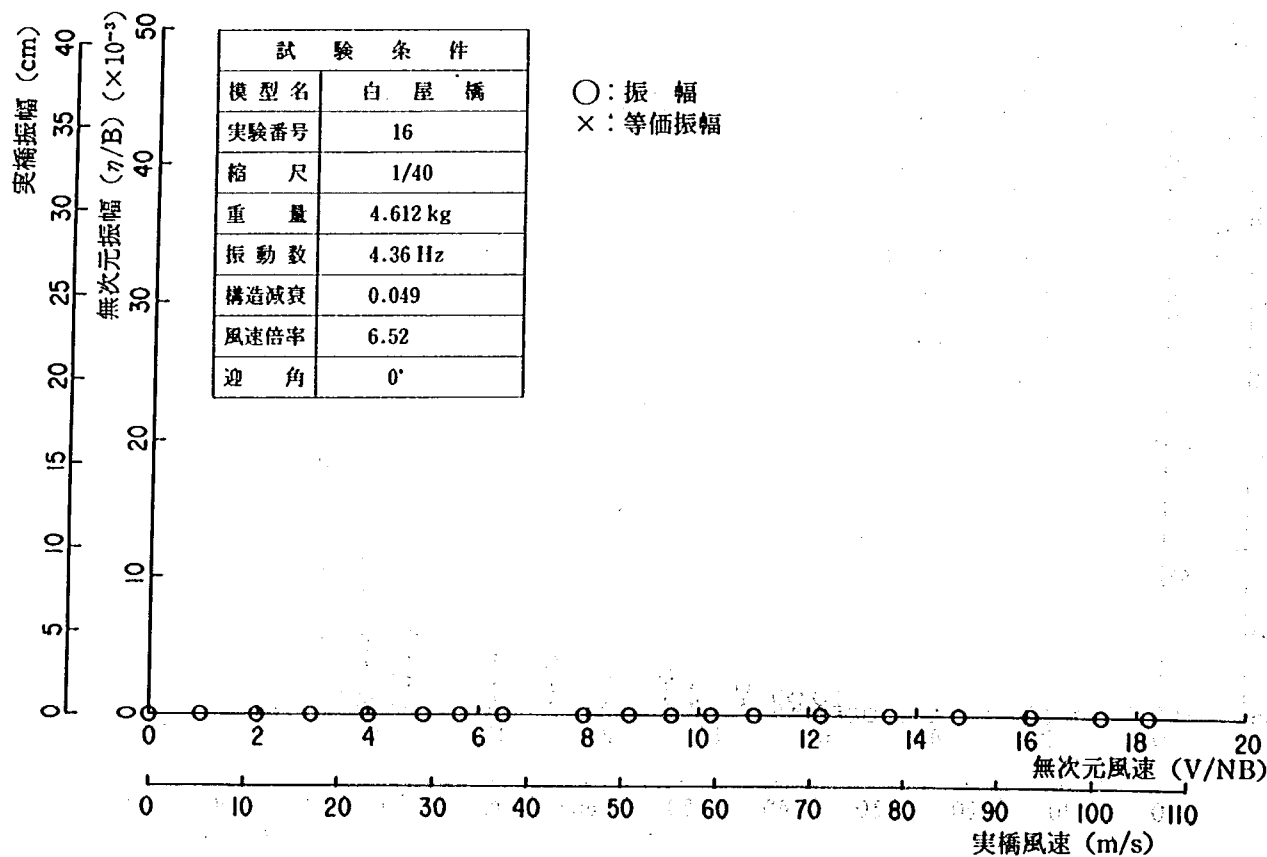
付図-1.13 風速—振幅曲線 (二次元)



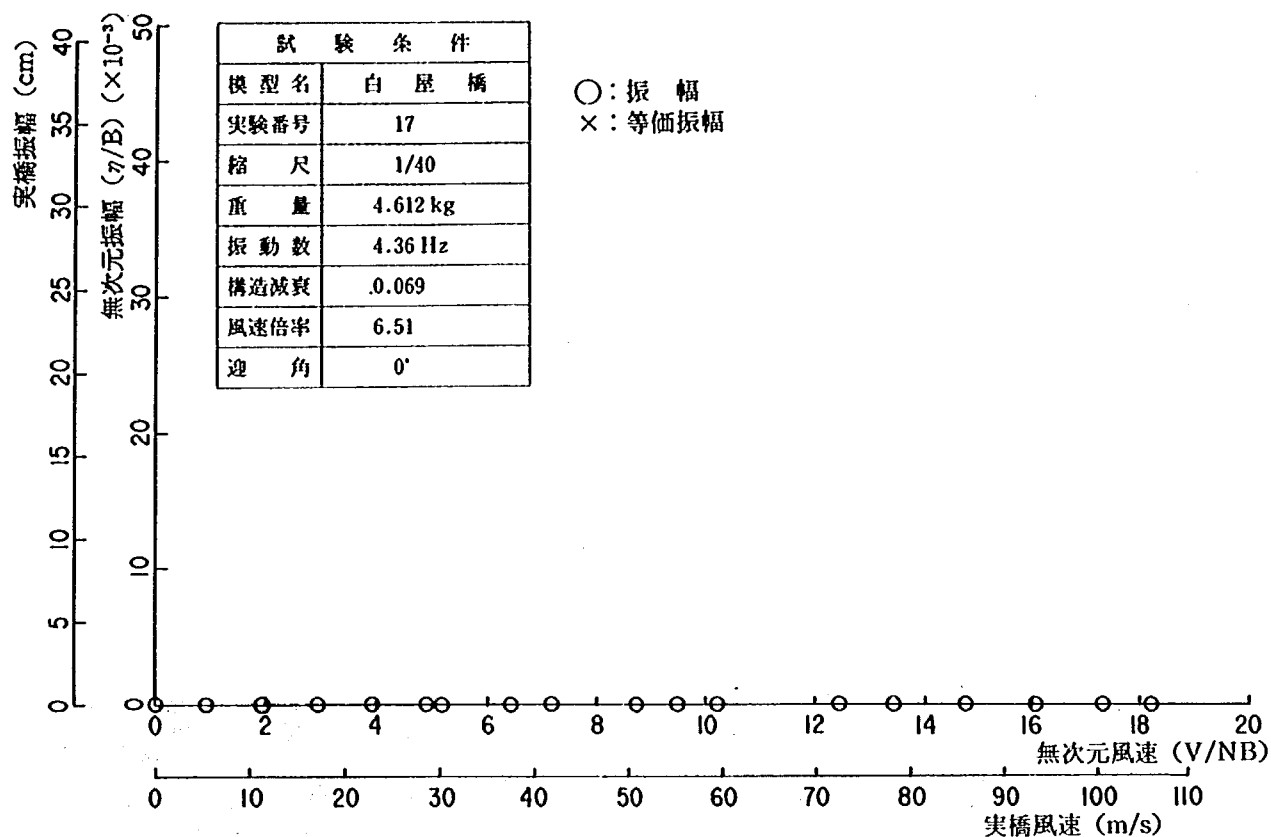
付図-1.14 風速—振幅曲線 (二次元)



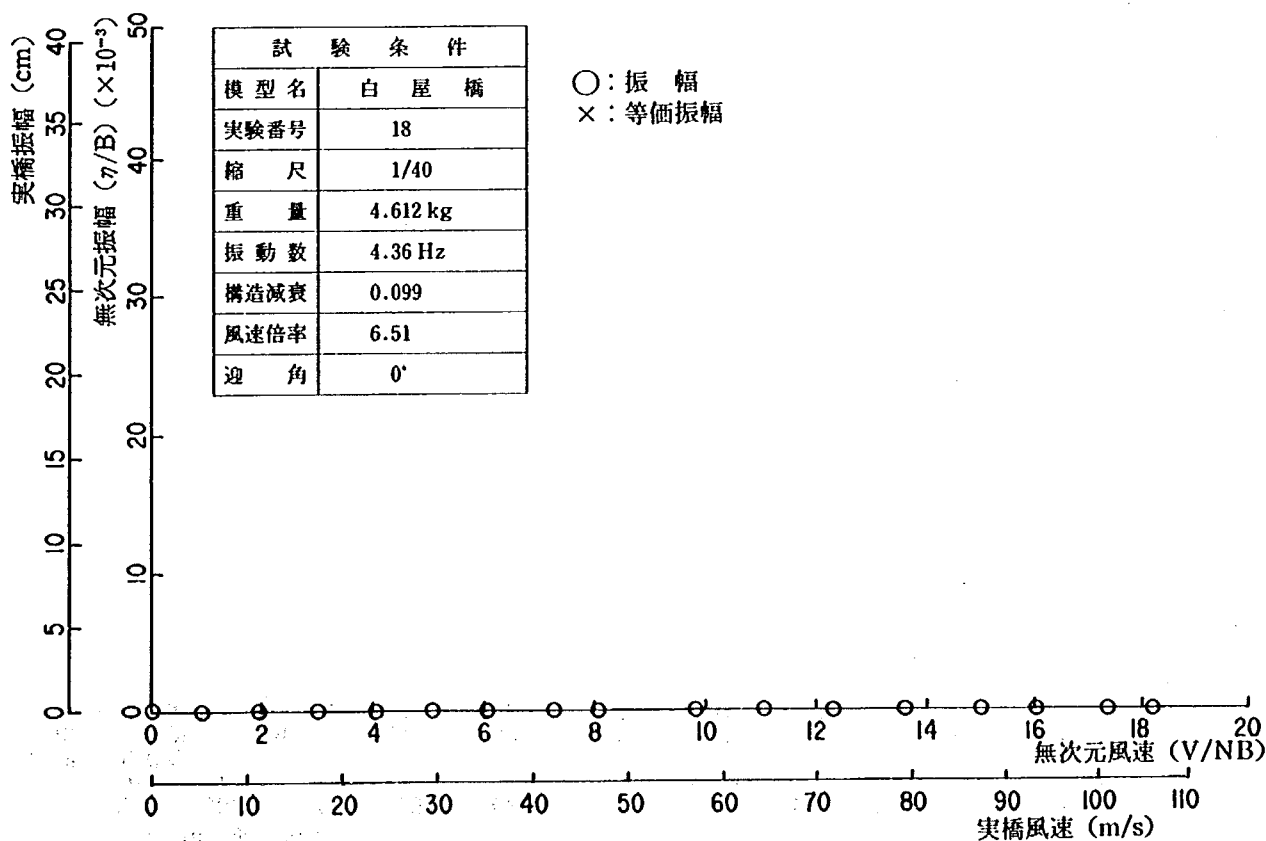
付図-1.15 風速—振幅曲線（二次元）



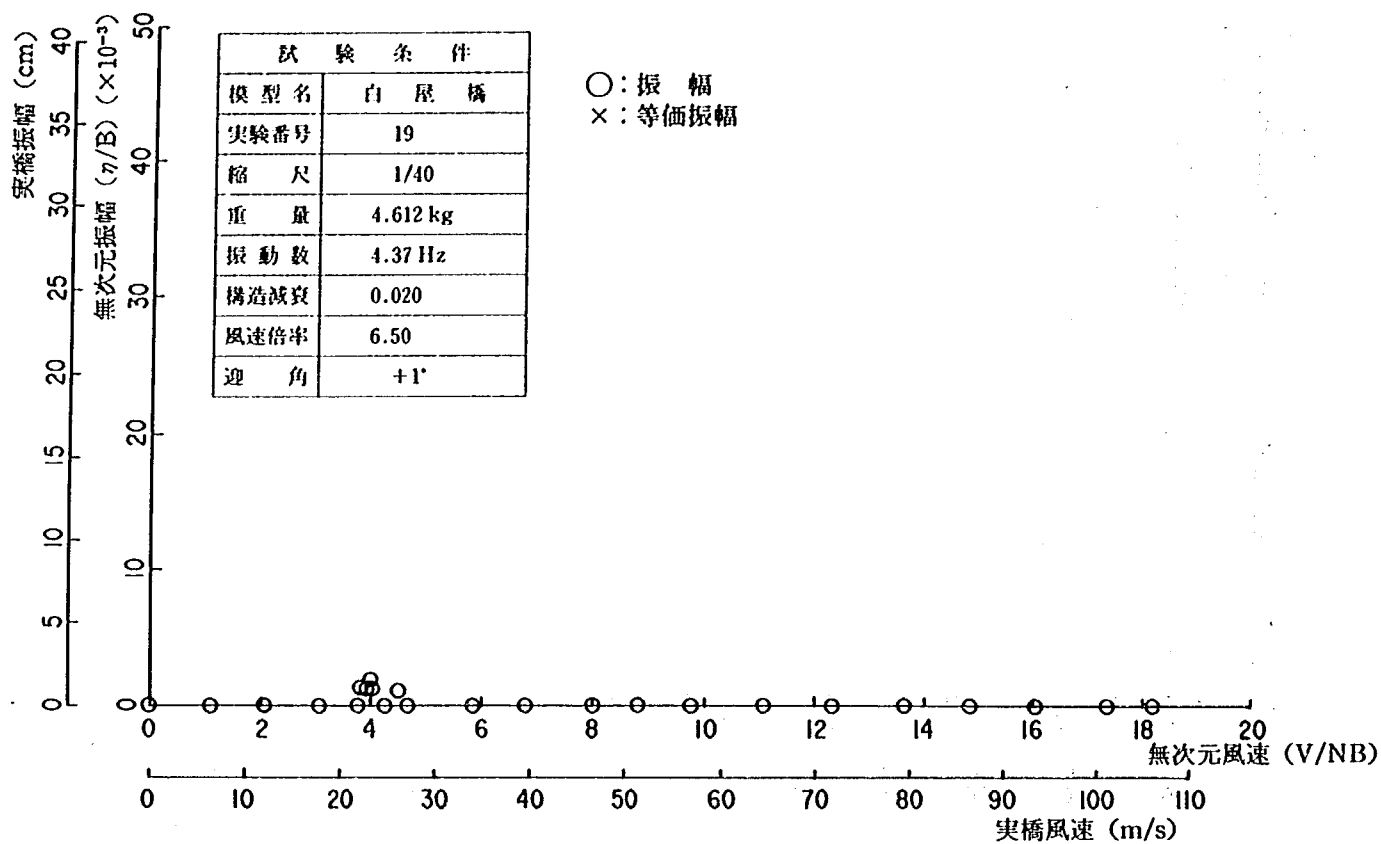
付図-1.16 風速—振幅曲線（二次元）



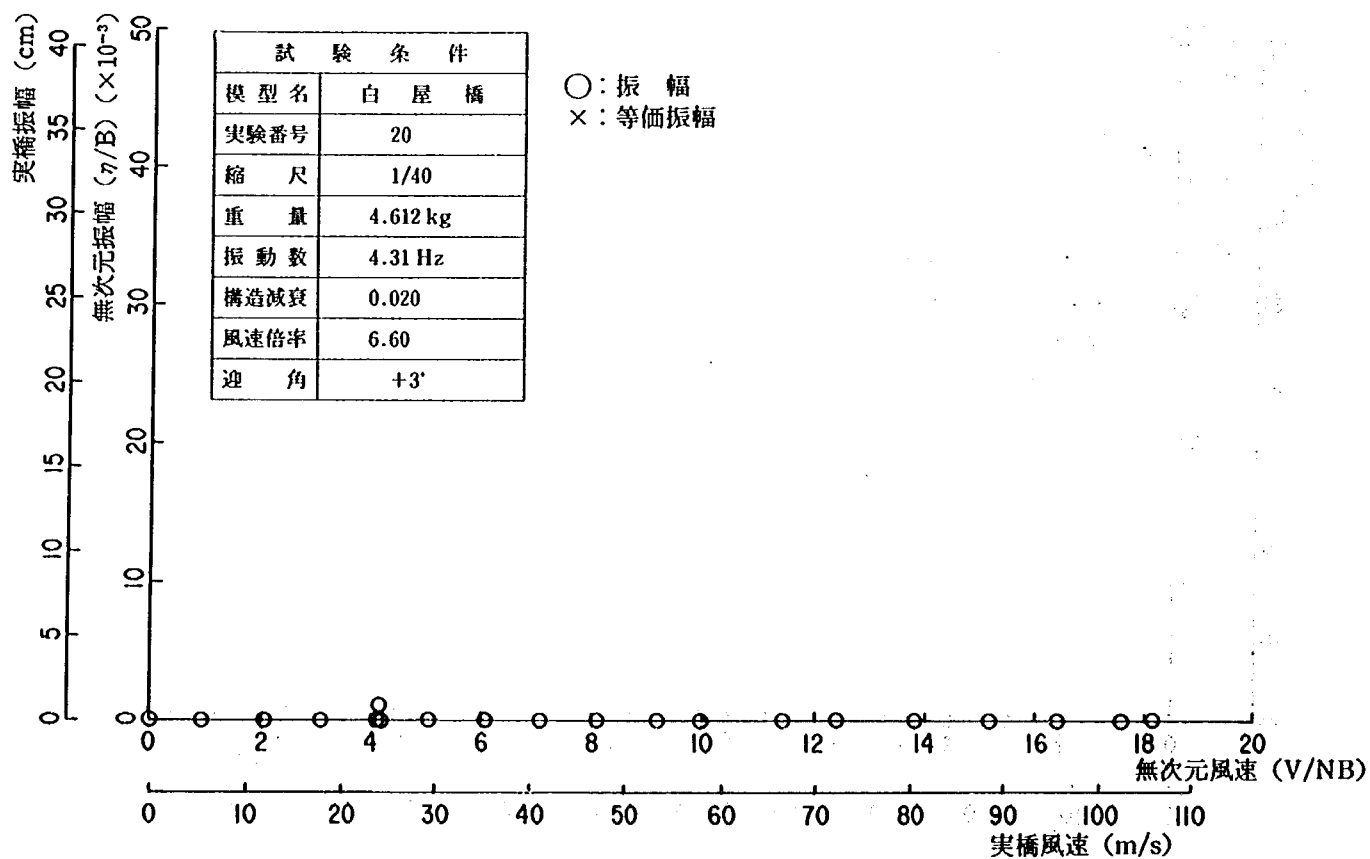
付図-1.17 風速—振幅曲線 (二次元)



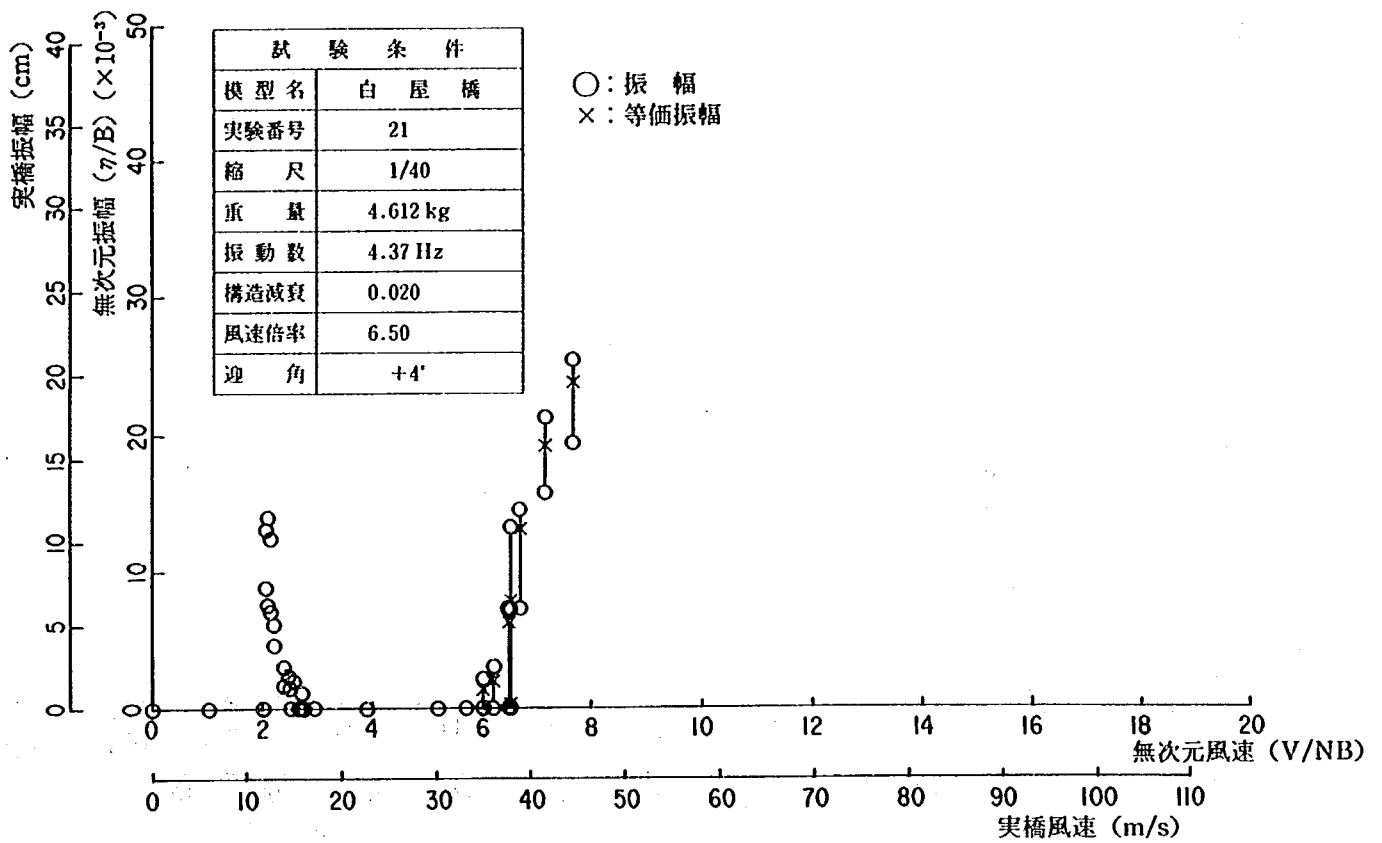
付図-1.18 風速—振幅曲線 (二次元)



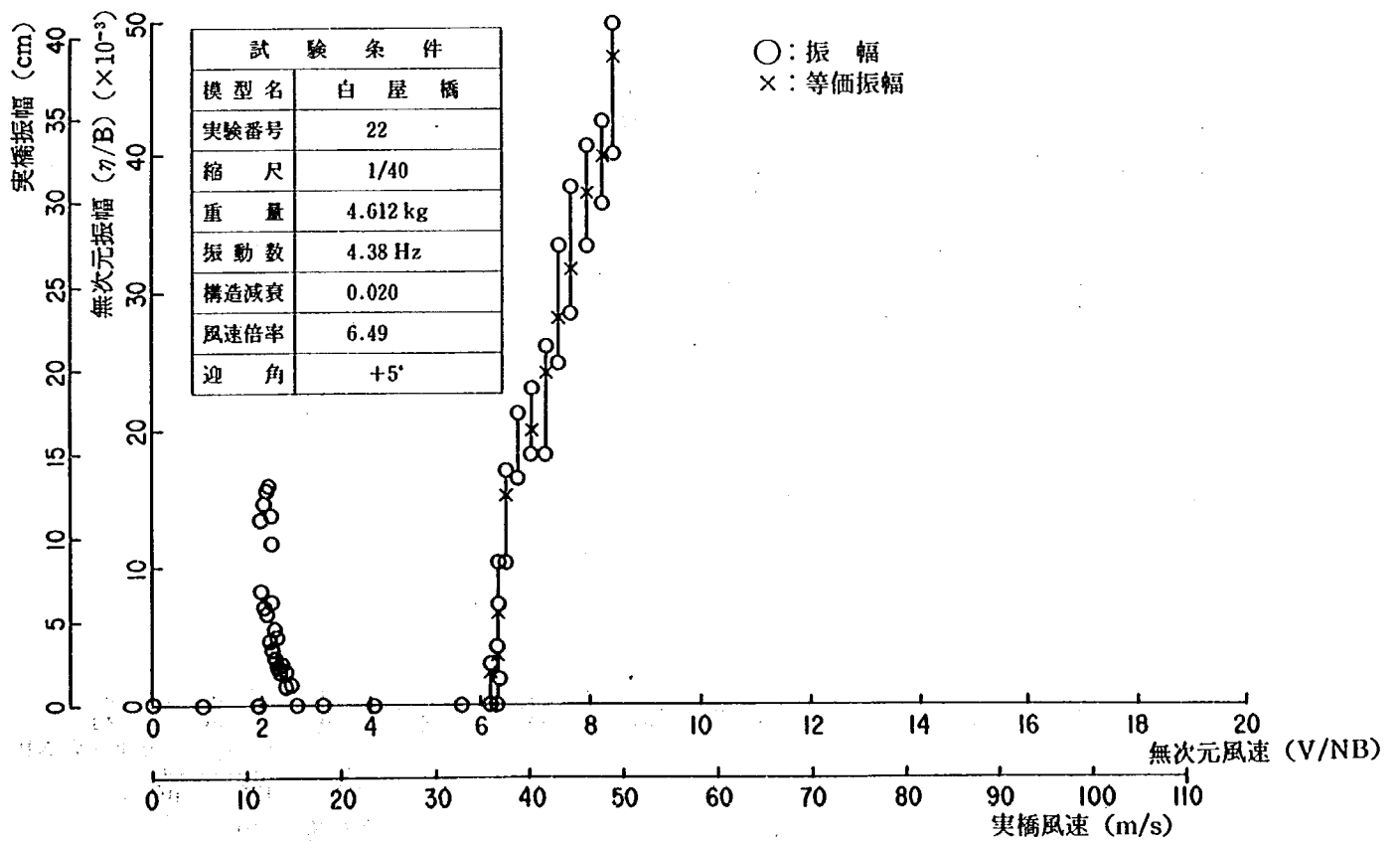
付図-1.19 風速—振幅曲線 (二次元)



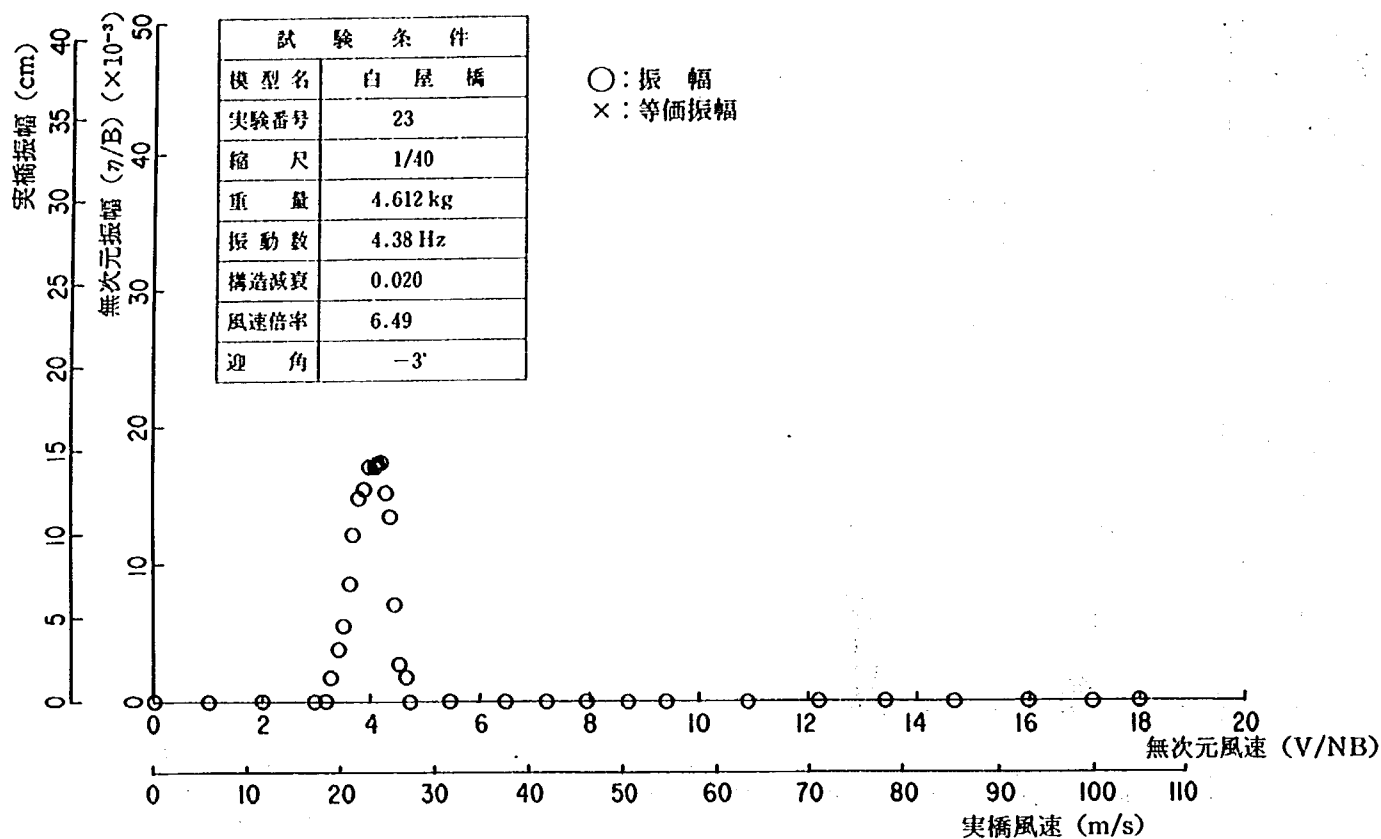
付図-1.20 風速—振幅曲線 (二次元)



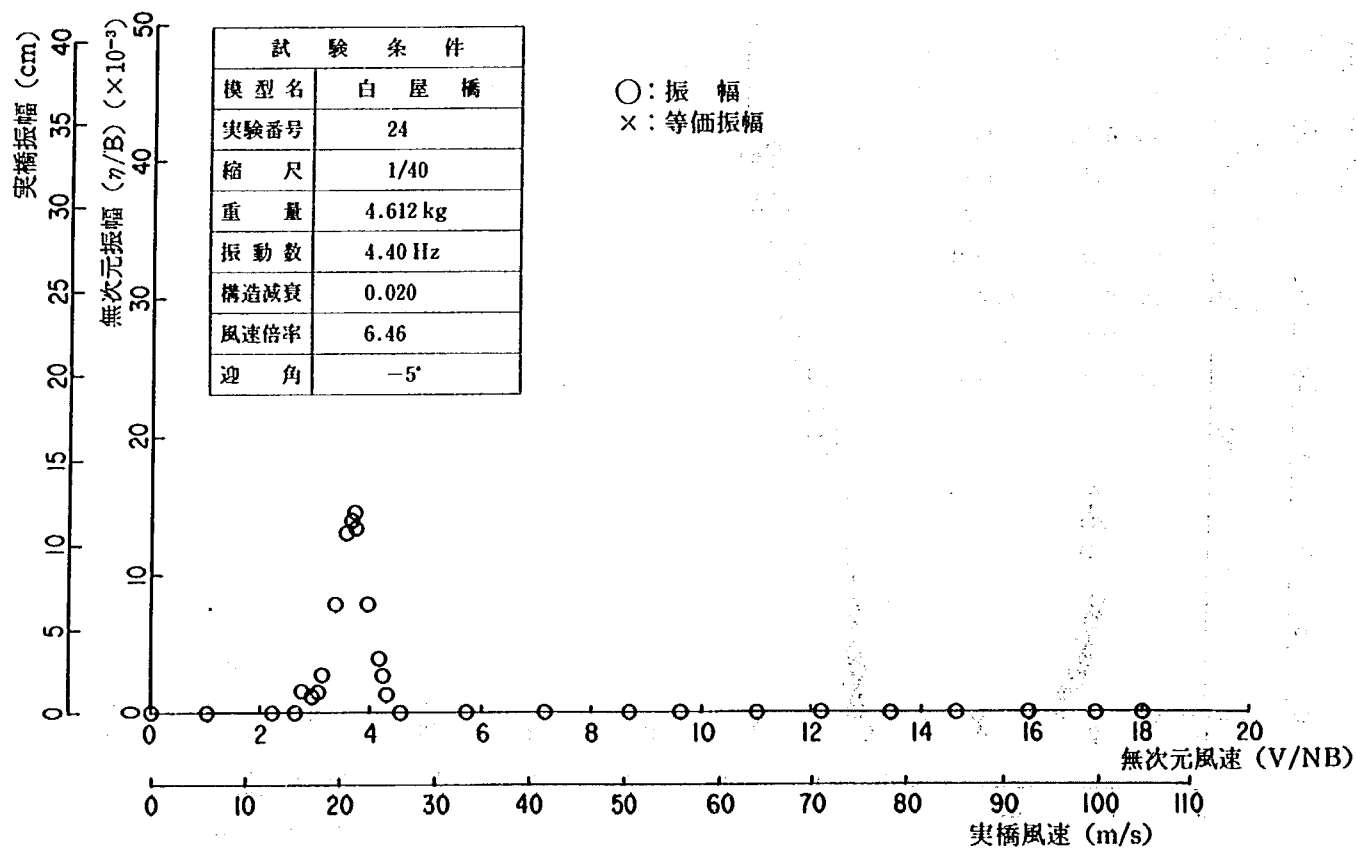
付図-1.21 風速—振幅曲線 (二次元)



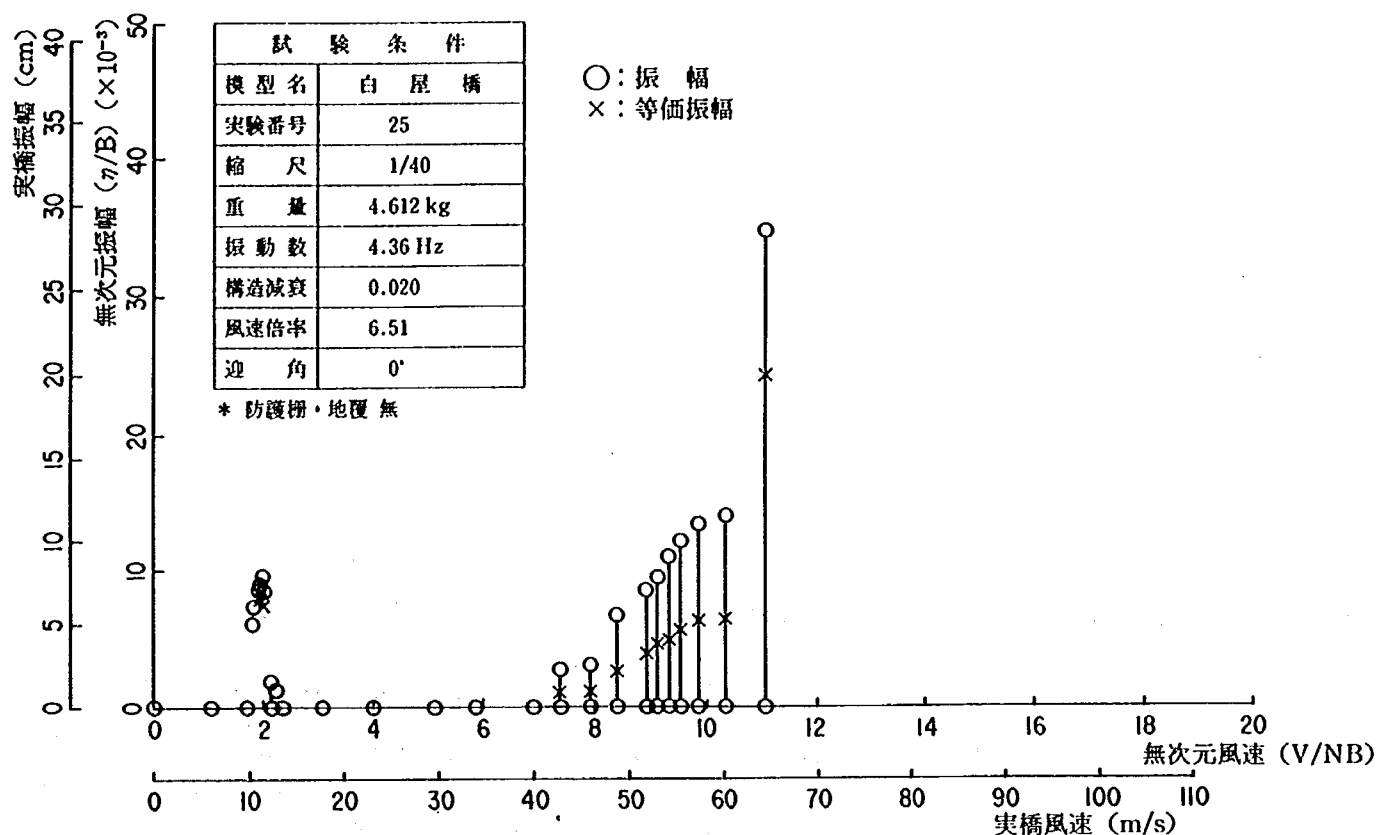
付図-1.22 風速—振幅曲線 (二次元)



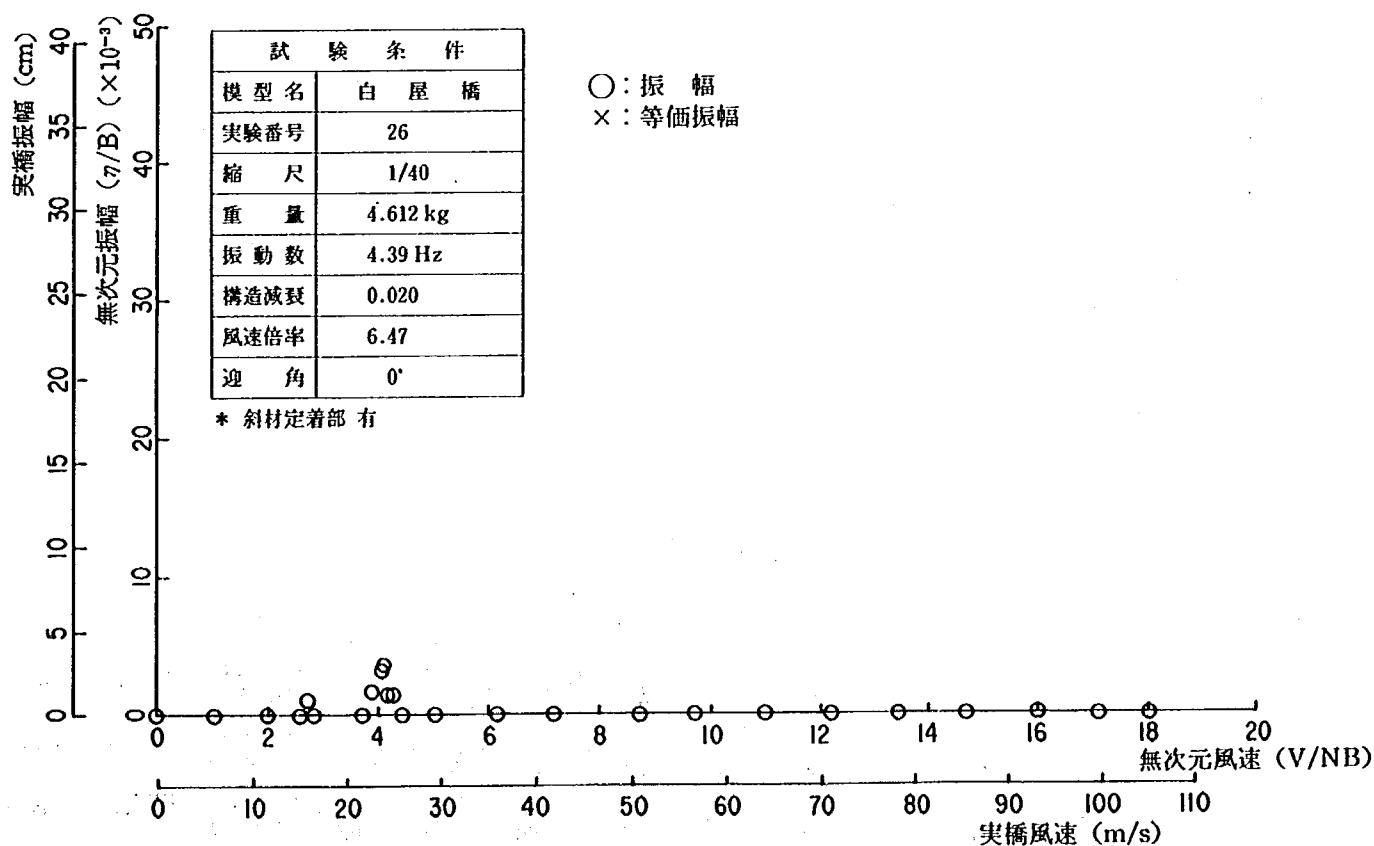
付図-1.23 風速—振幅曲線 (二次元)



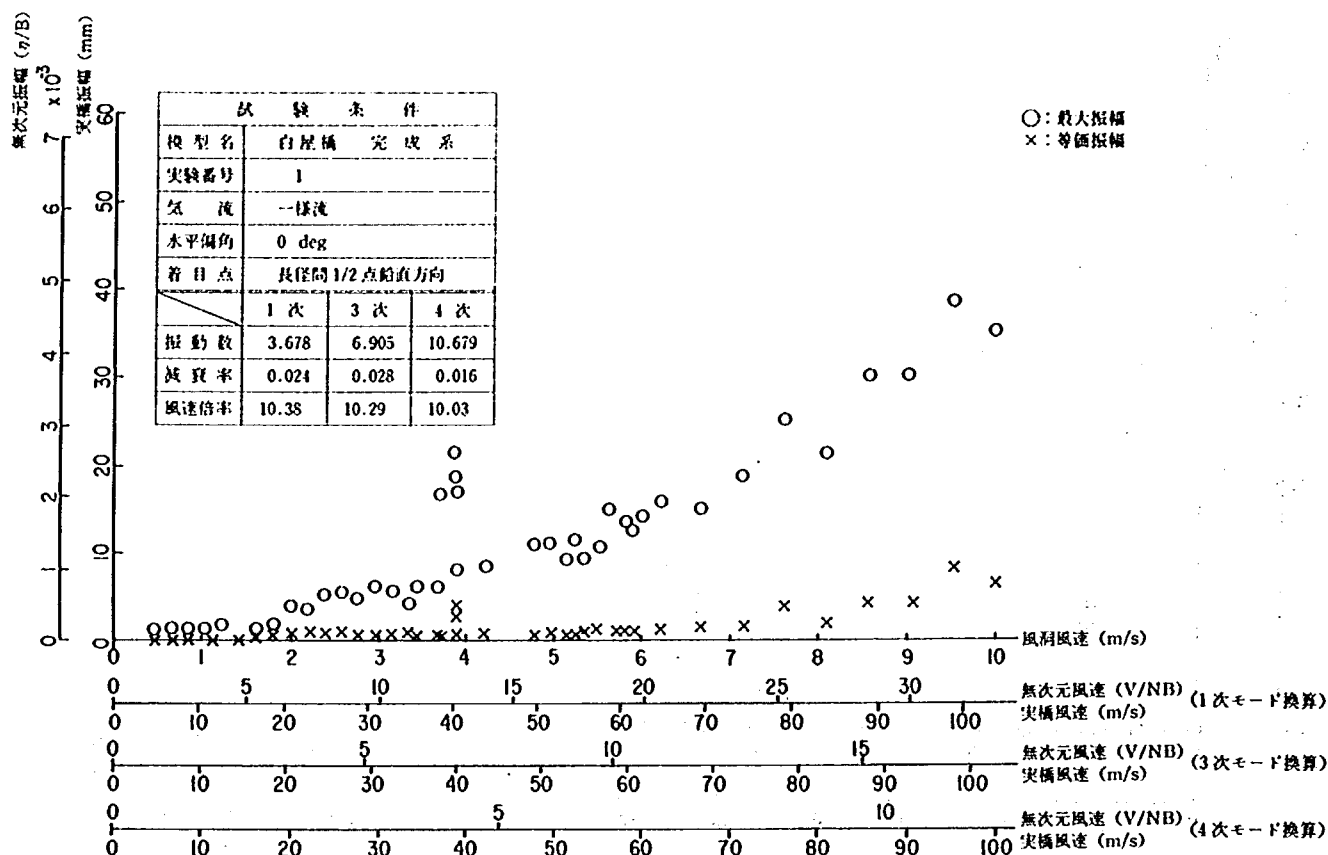
付図-1.24 風速—振幅曲線 (二次元)



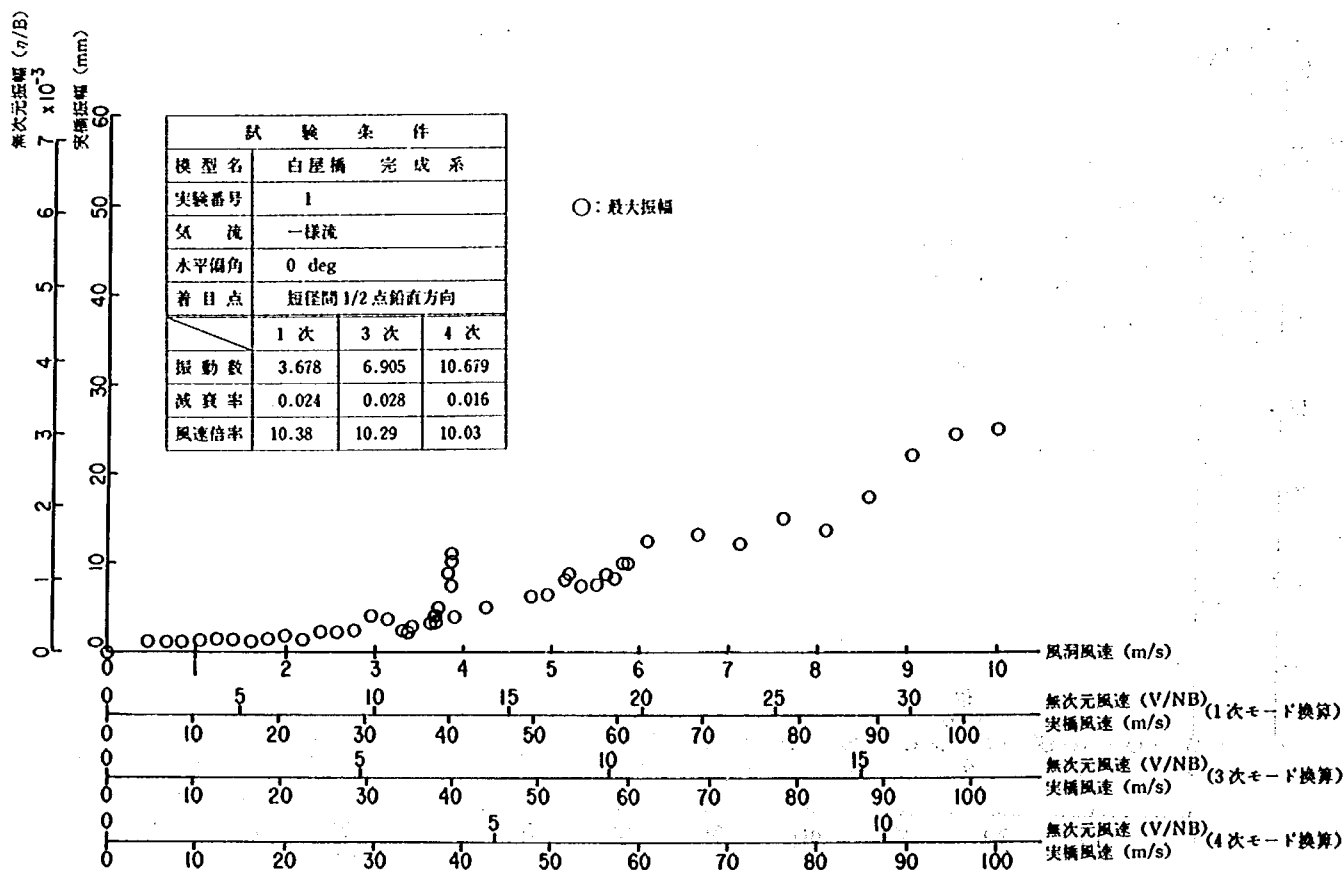
付図-1.25 風速—振幅曲線 (二次元)



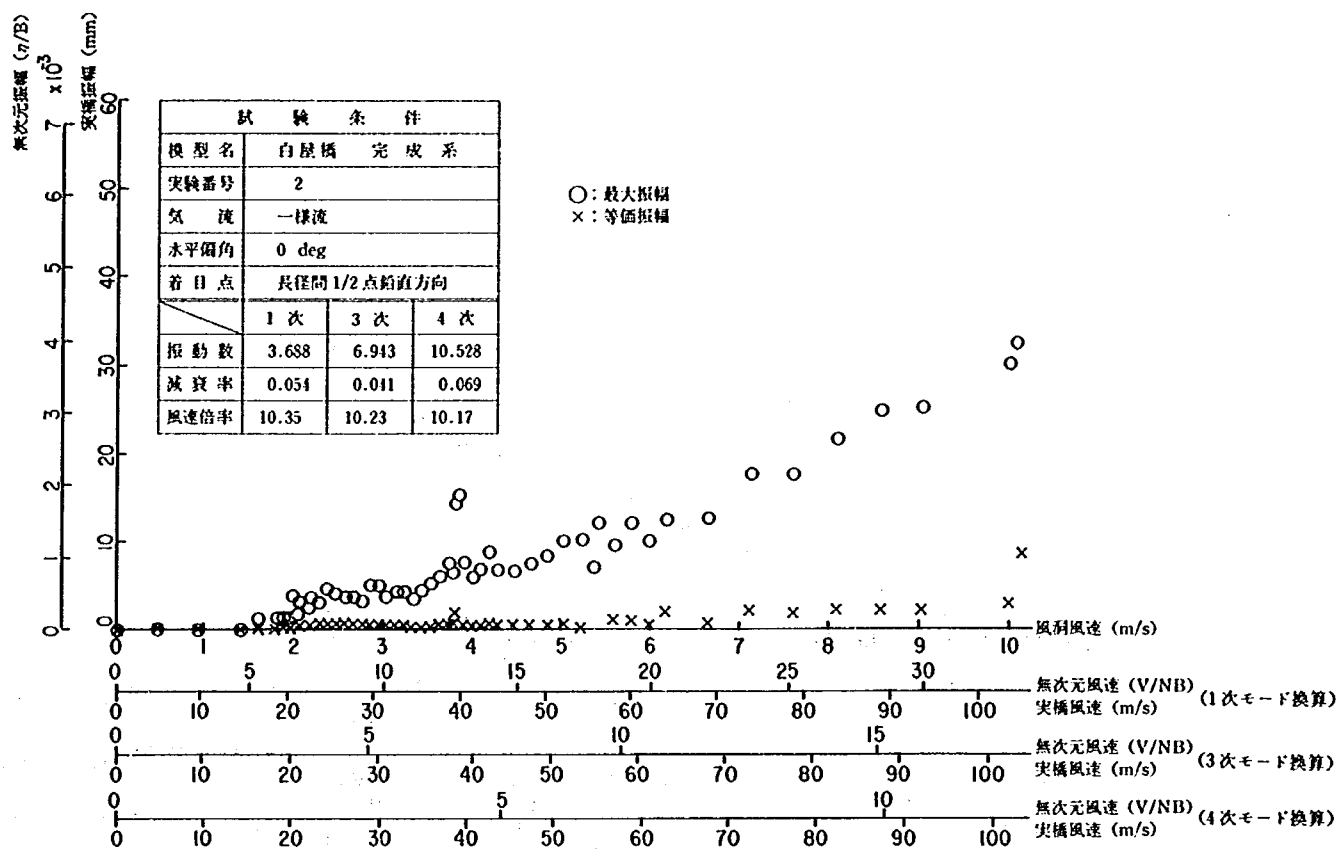
付図-1.26 風速—振幅曲線 (二次元)



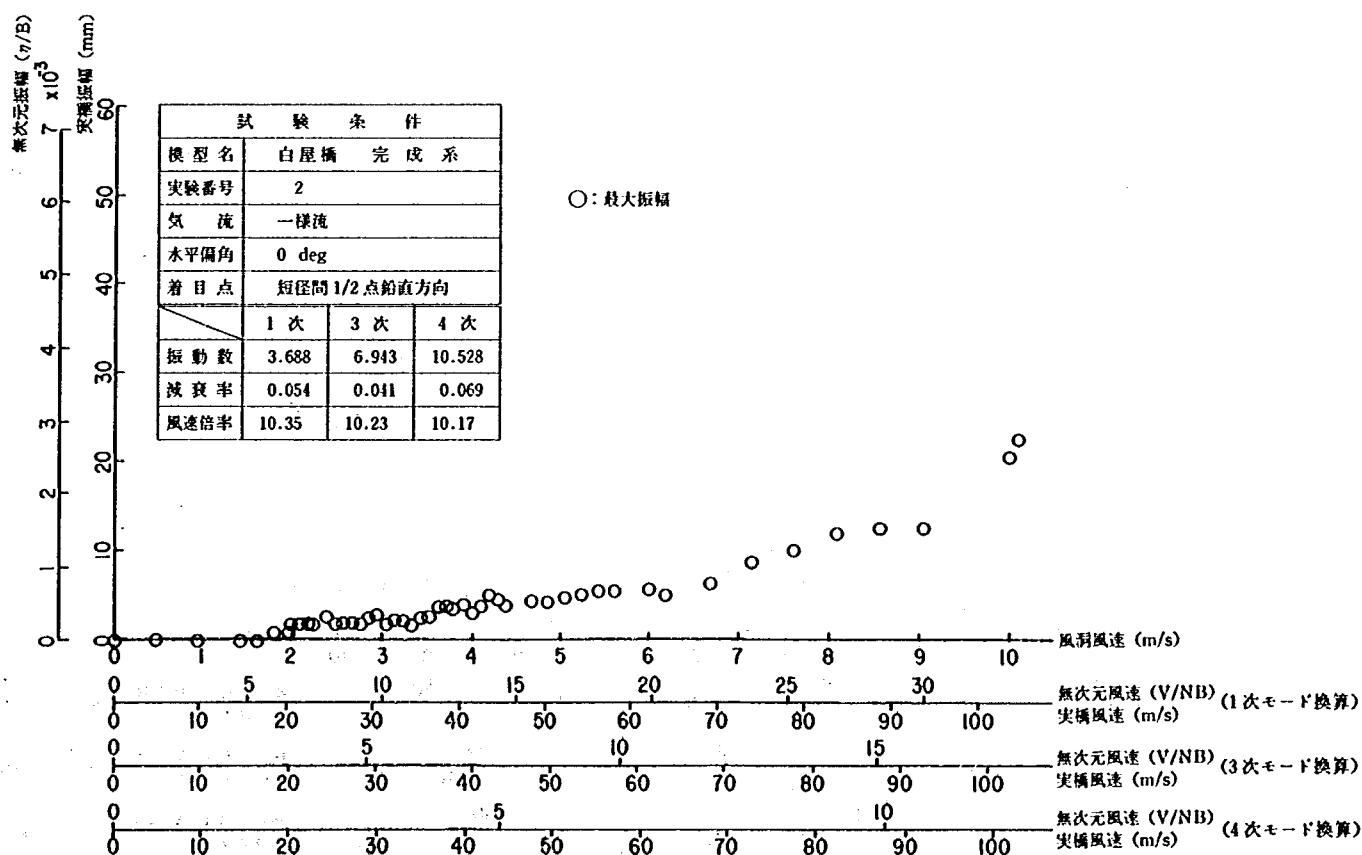
付図-2.1.1 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



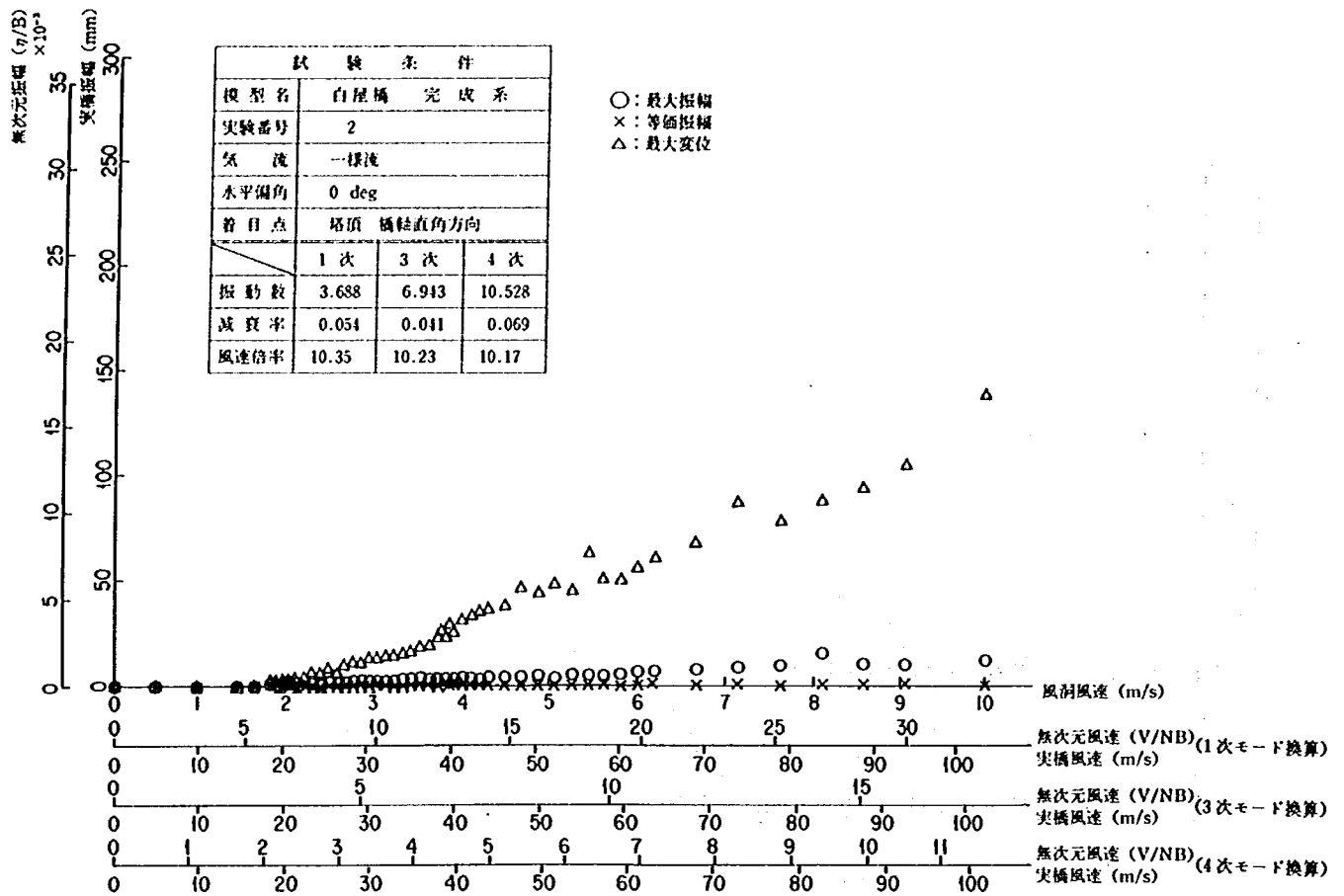
付図-2.1.2 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



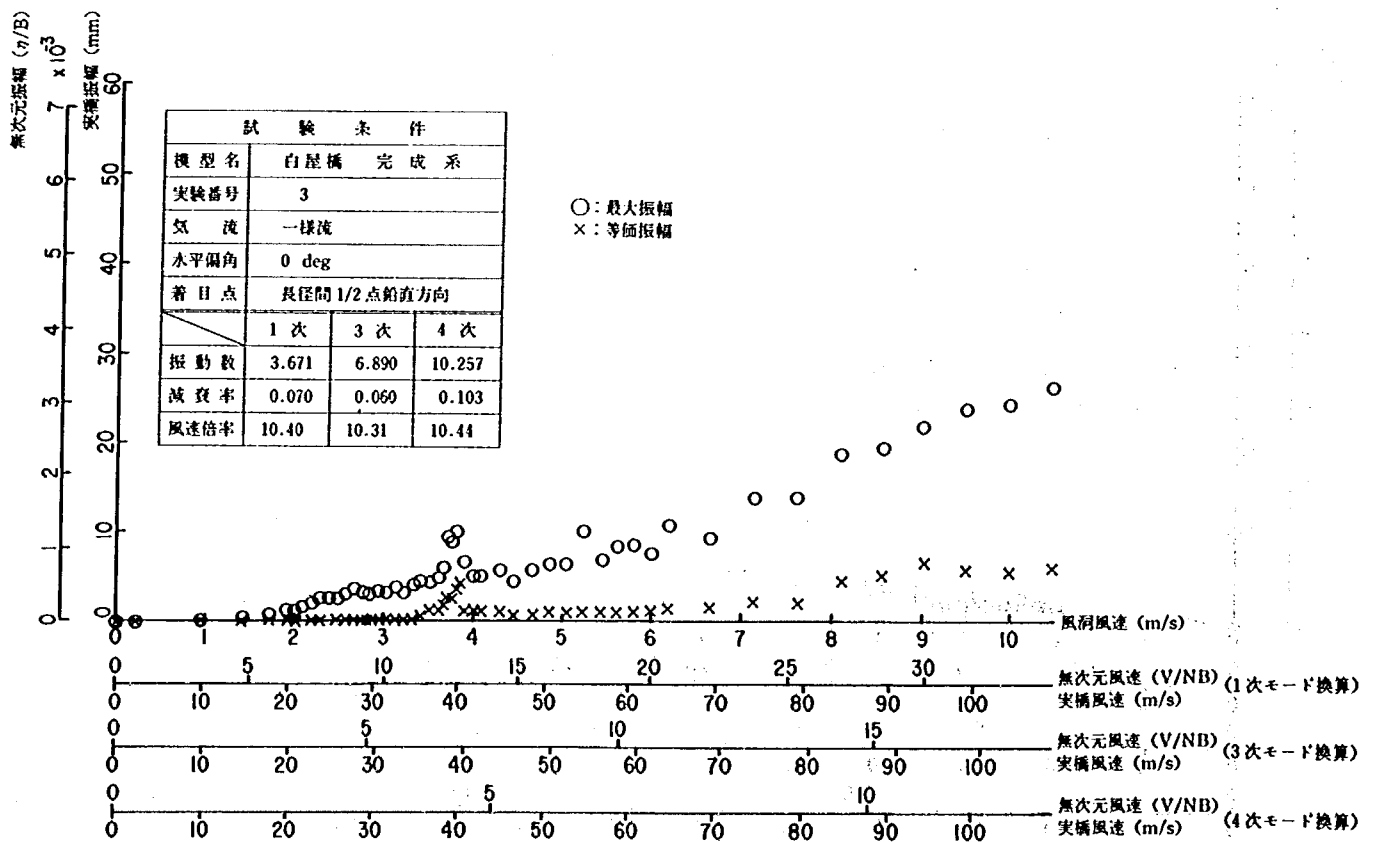
付図-2.1.3 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



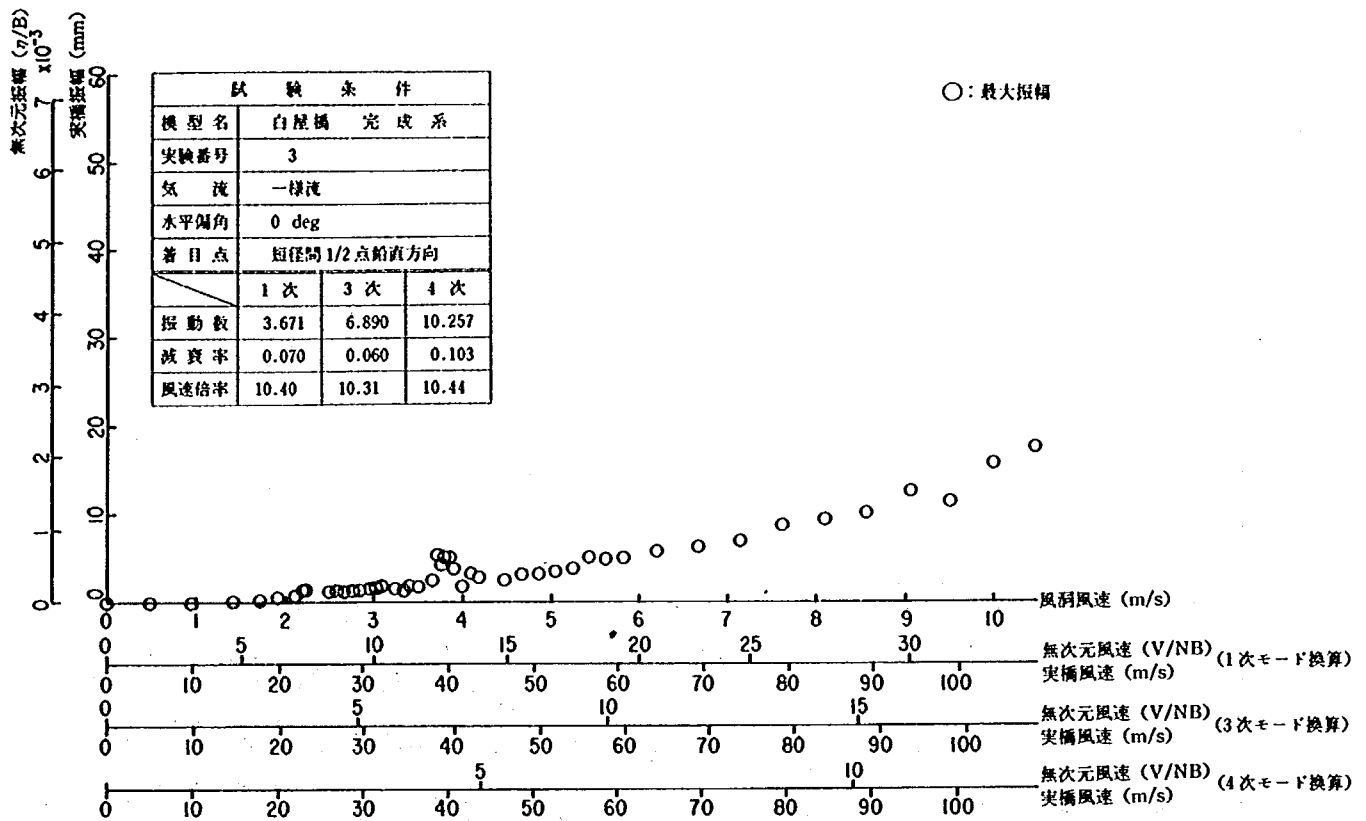
付図-2.1.4 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



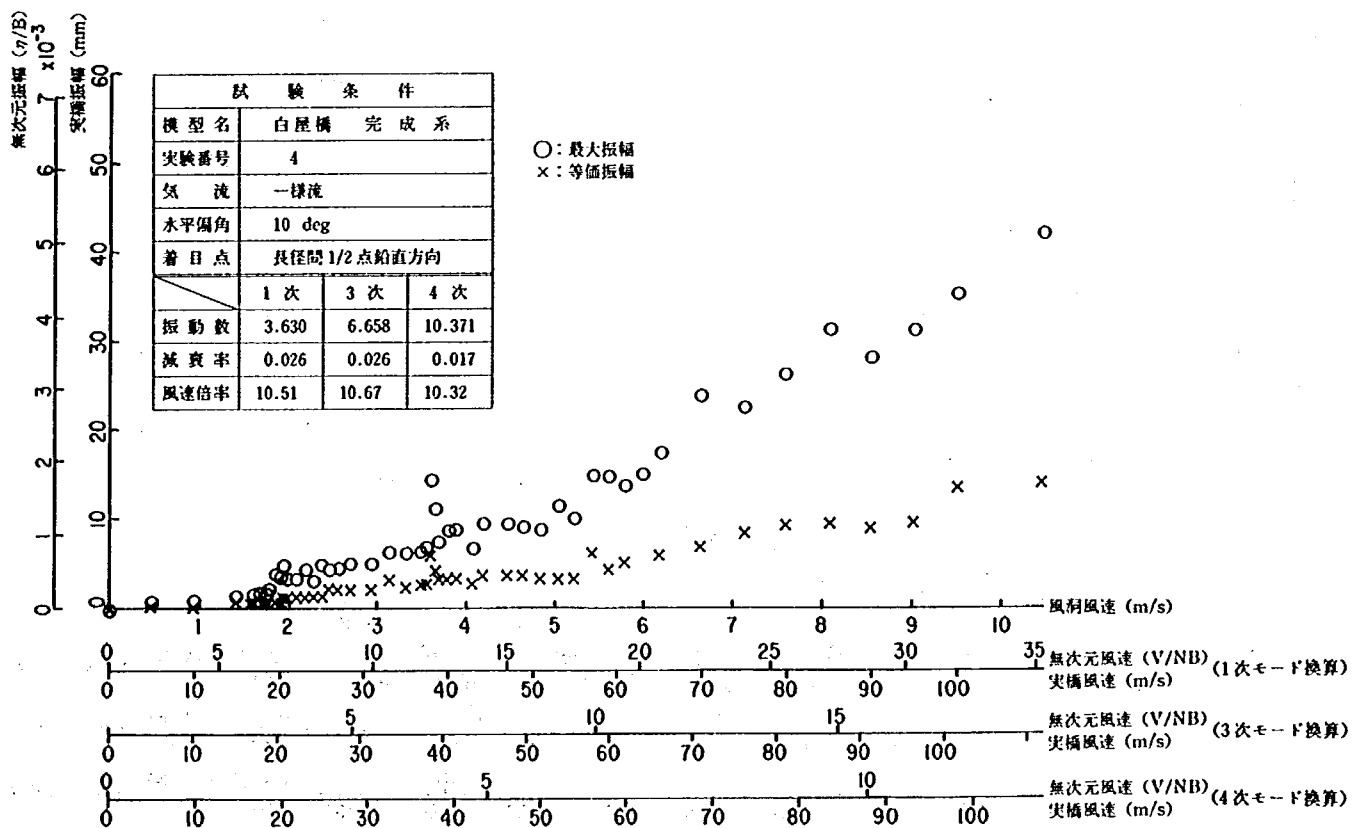
付図-2.1.5 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



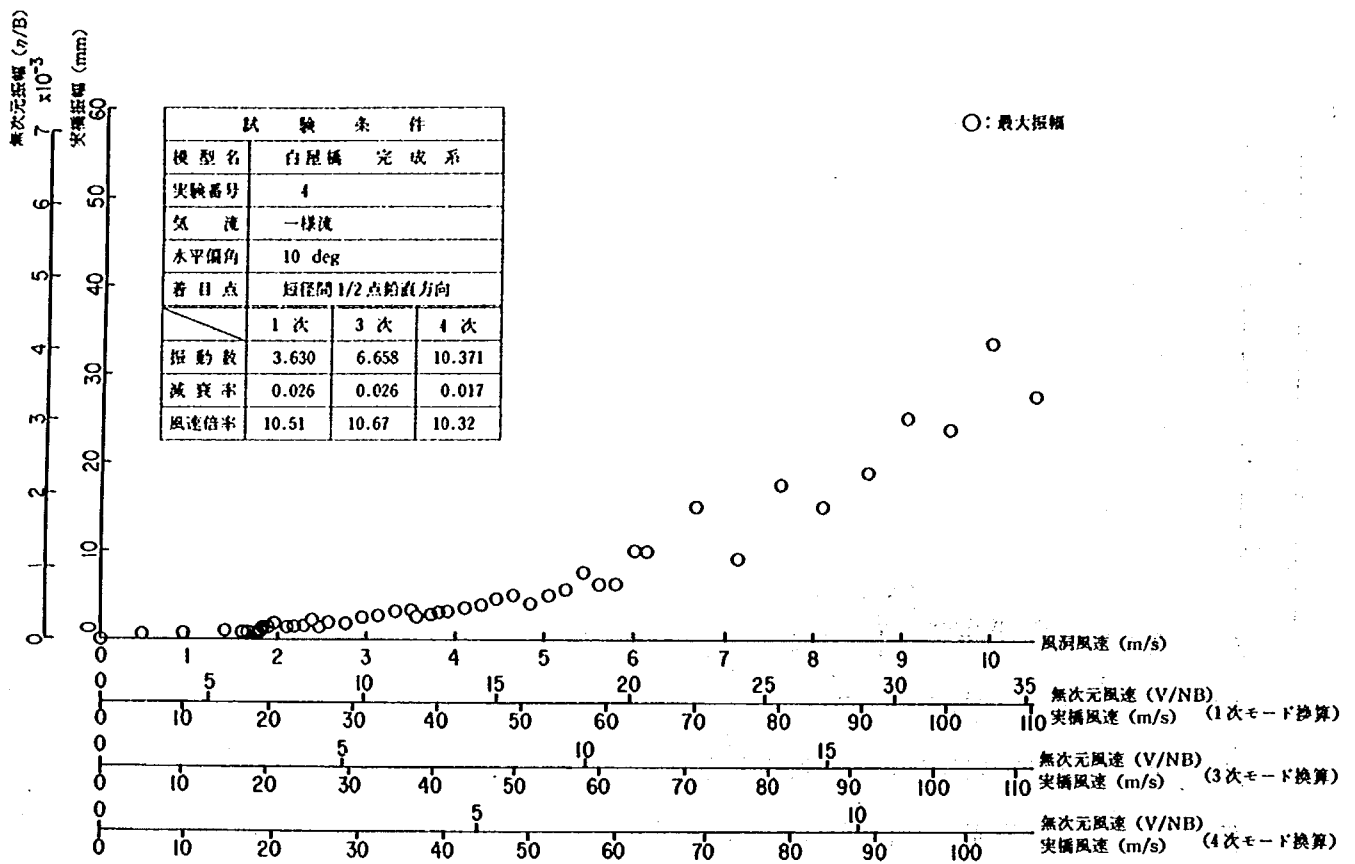
付図-2.1.6 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



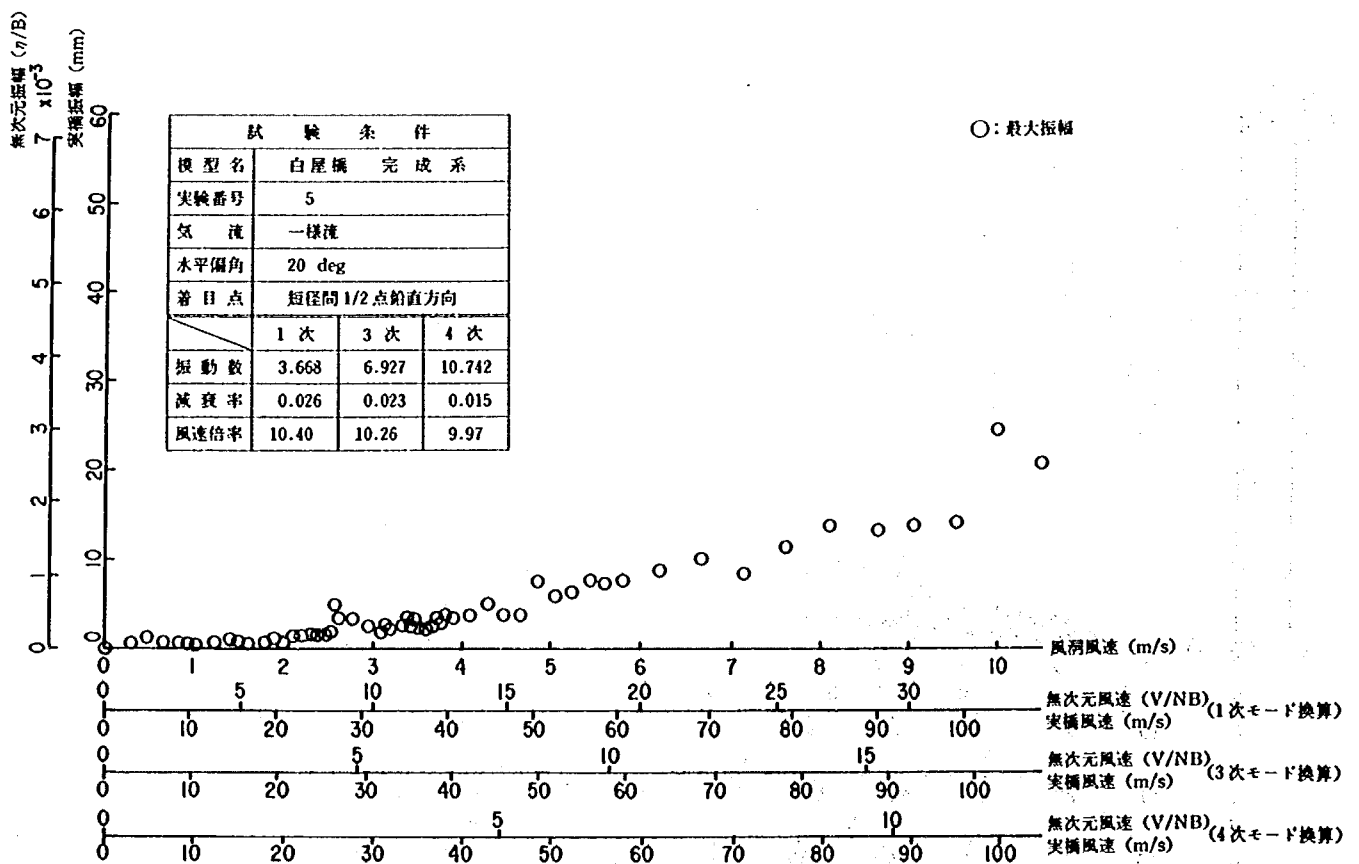
付図-2.1.7 風速一振幅曲線 (三次元・完成系)



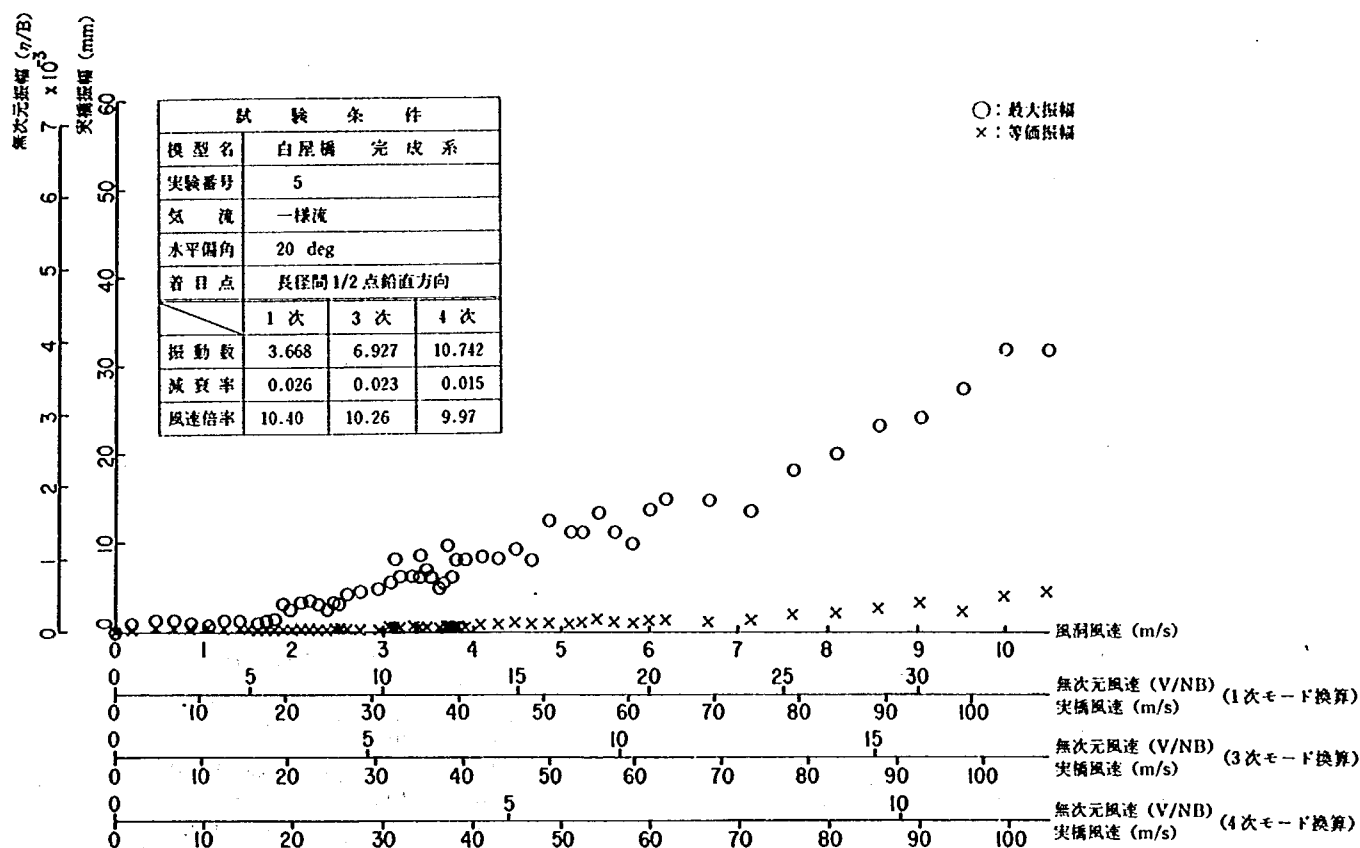
付図-2.1.8 風速一振幅曲線 (三次元・完成系)



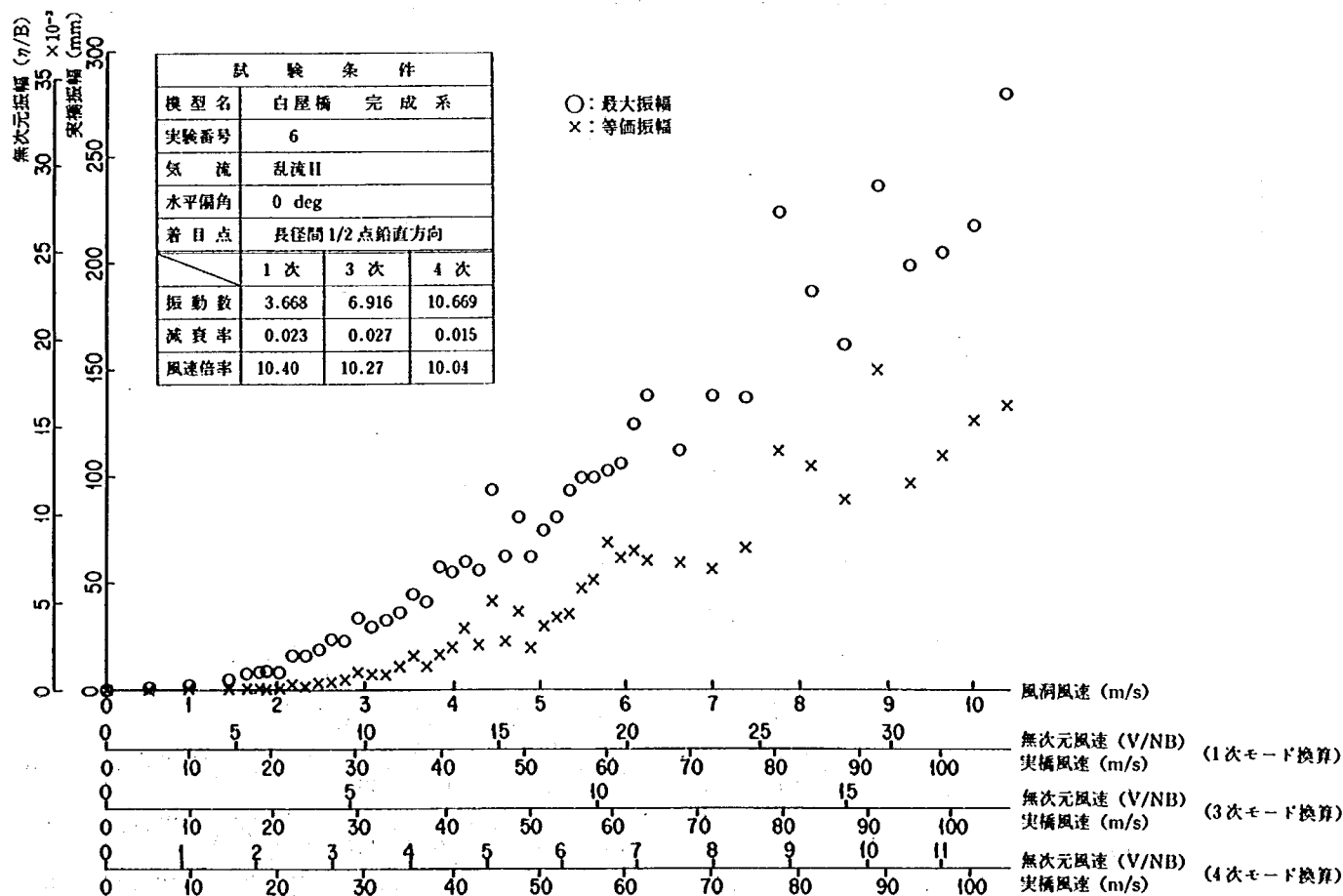
付図-2.1.9 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



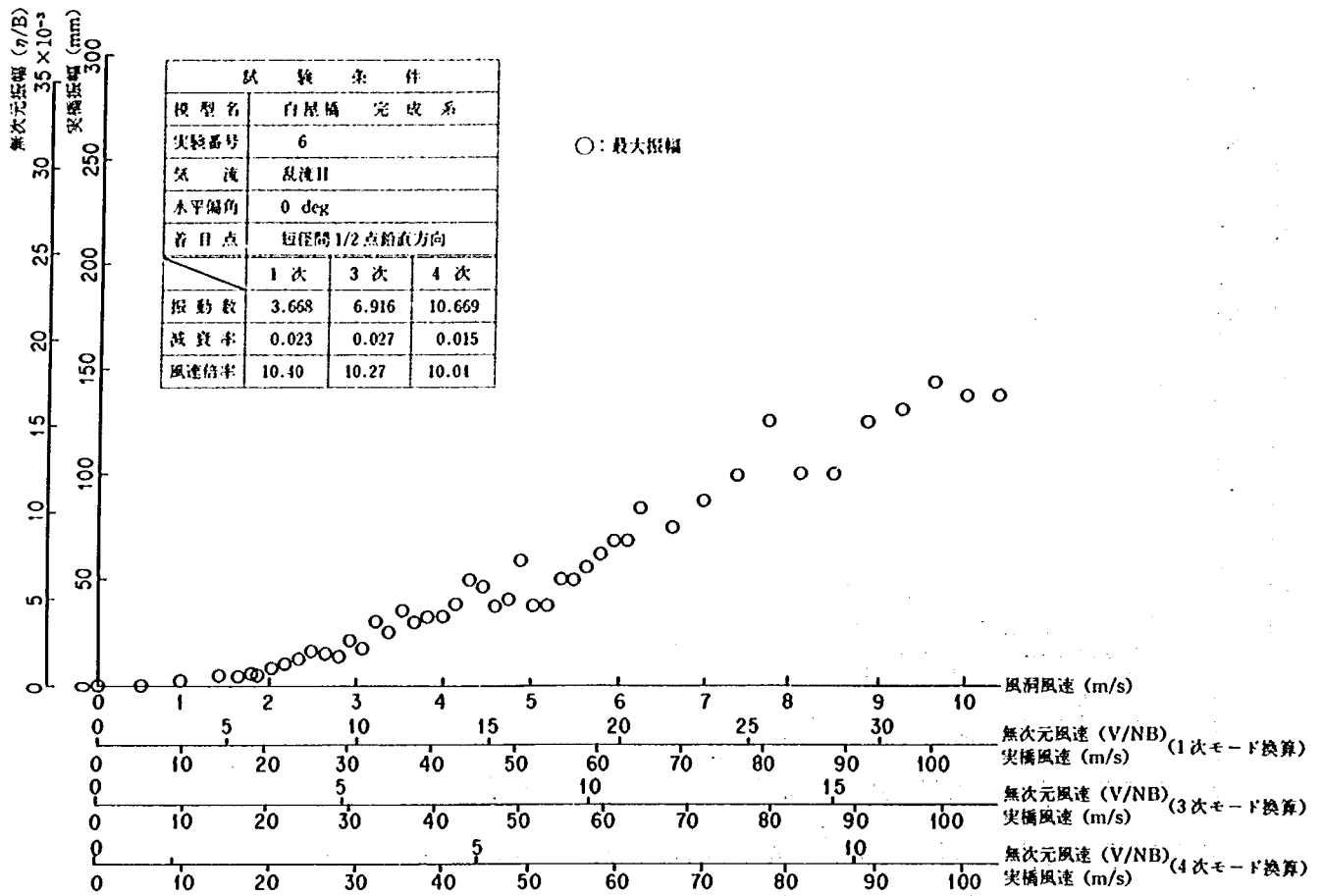
付図-2.1.10 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



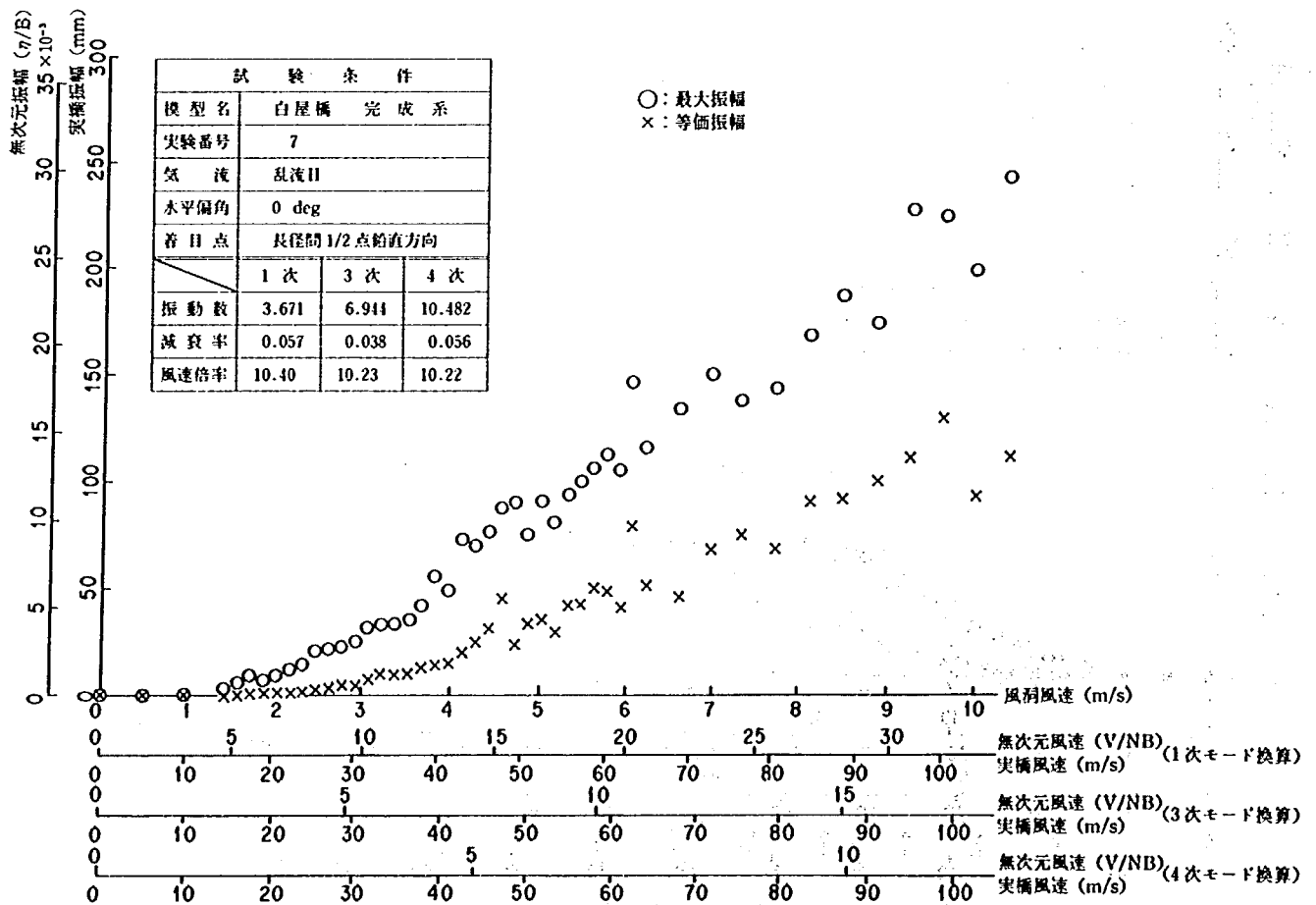
付図-2.1.11 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



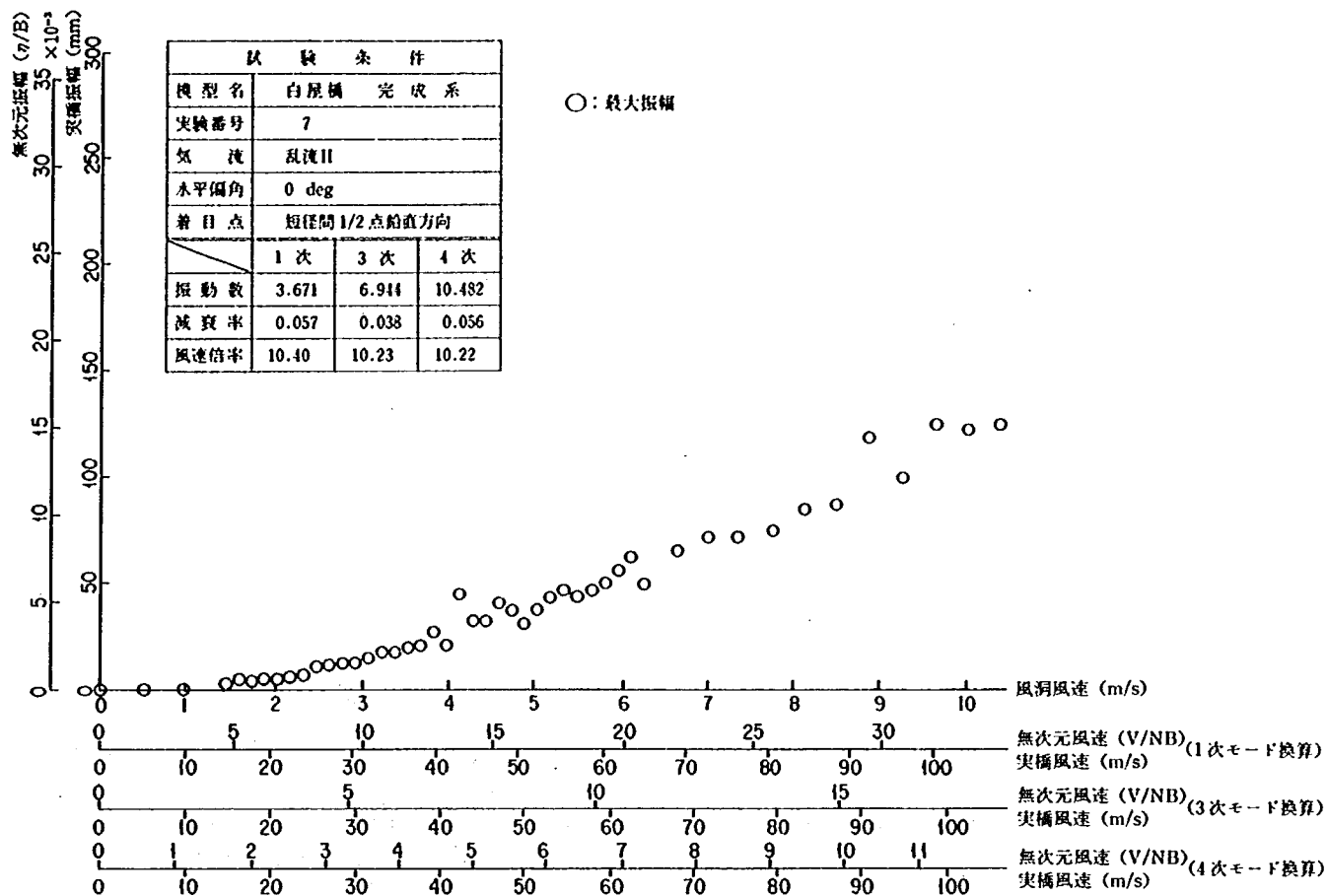
付図-2.1.12 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



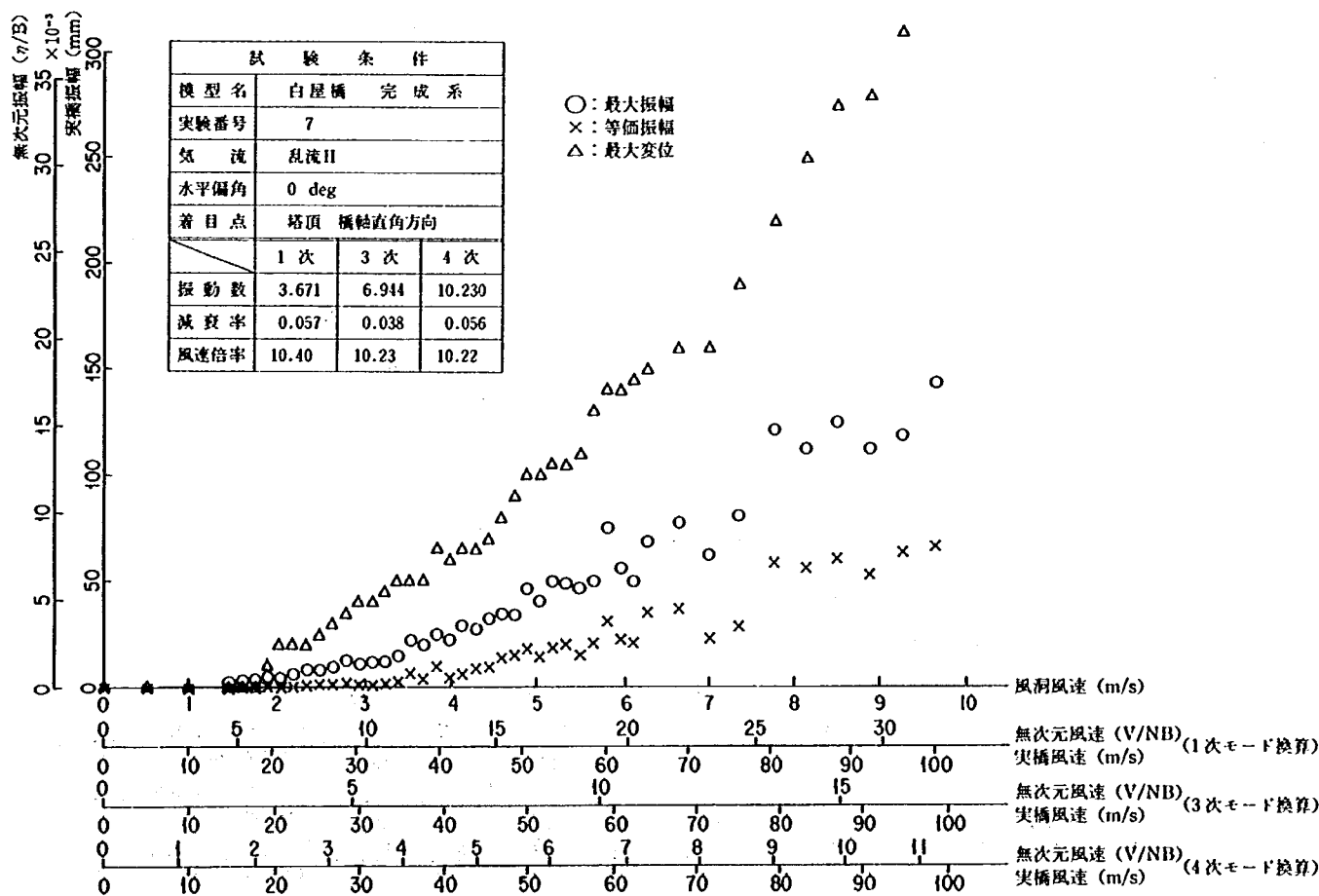
付図-2.1.13 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



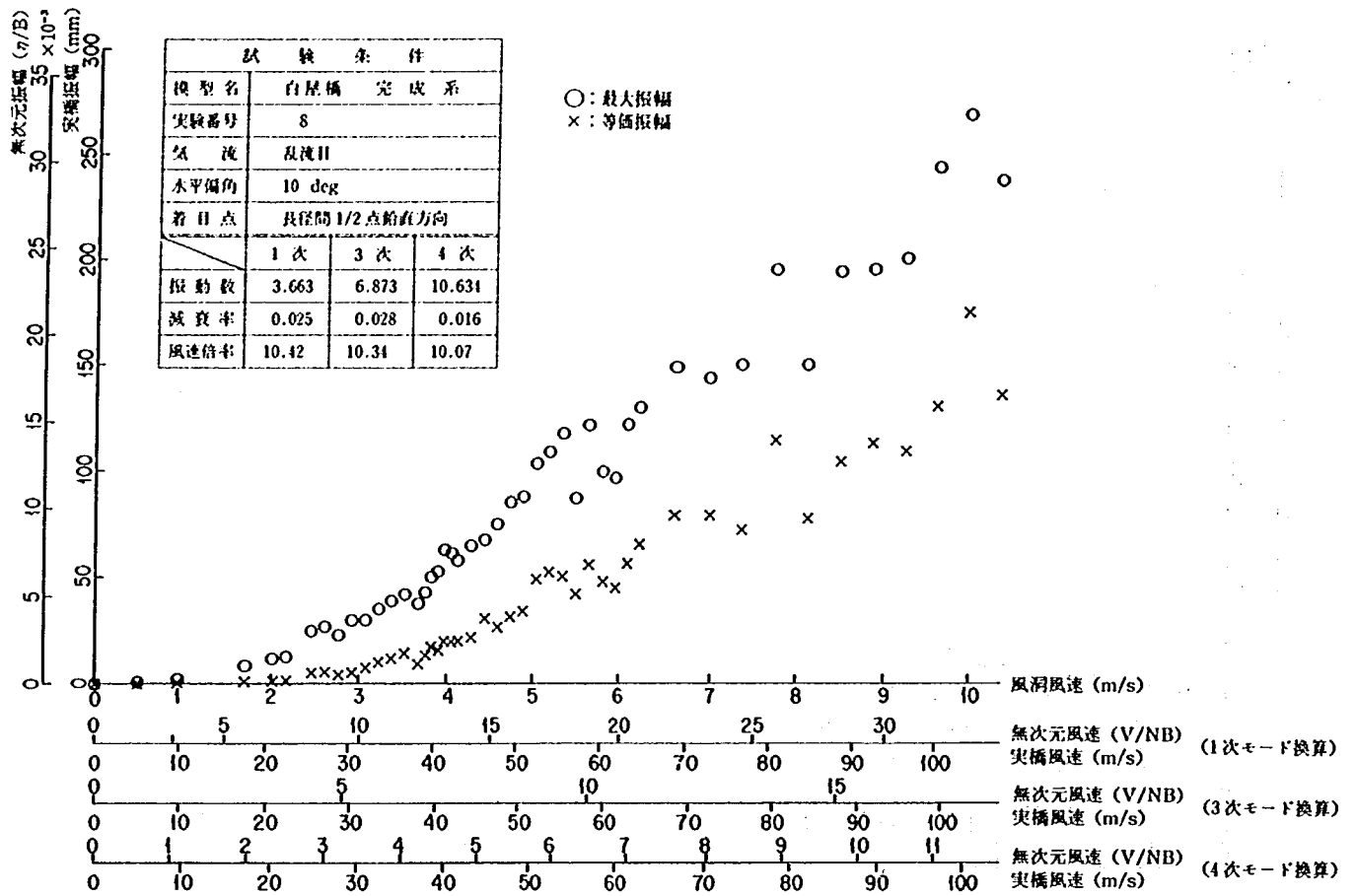
付図-2.1.14 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



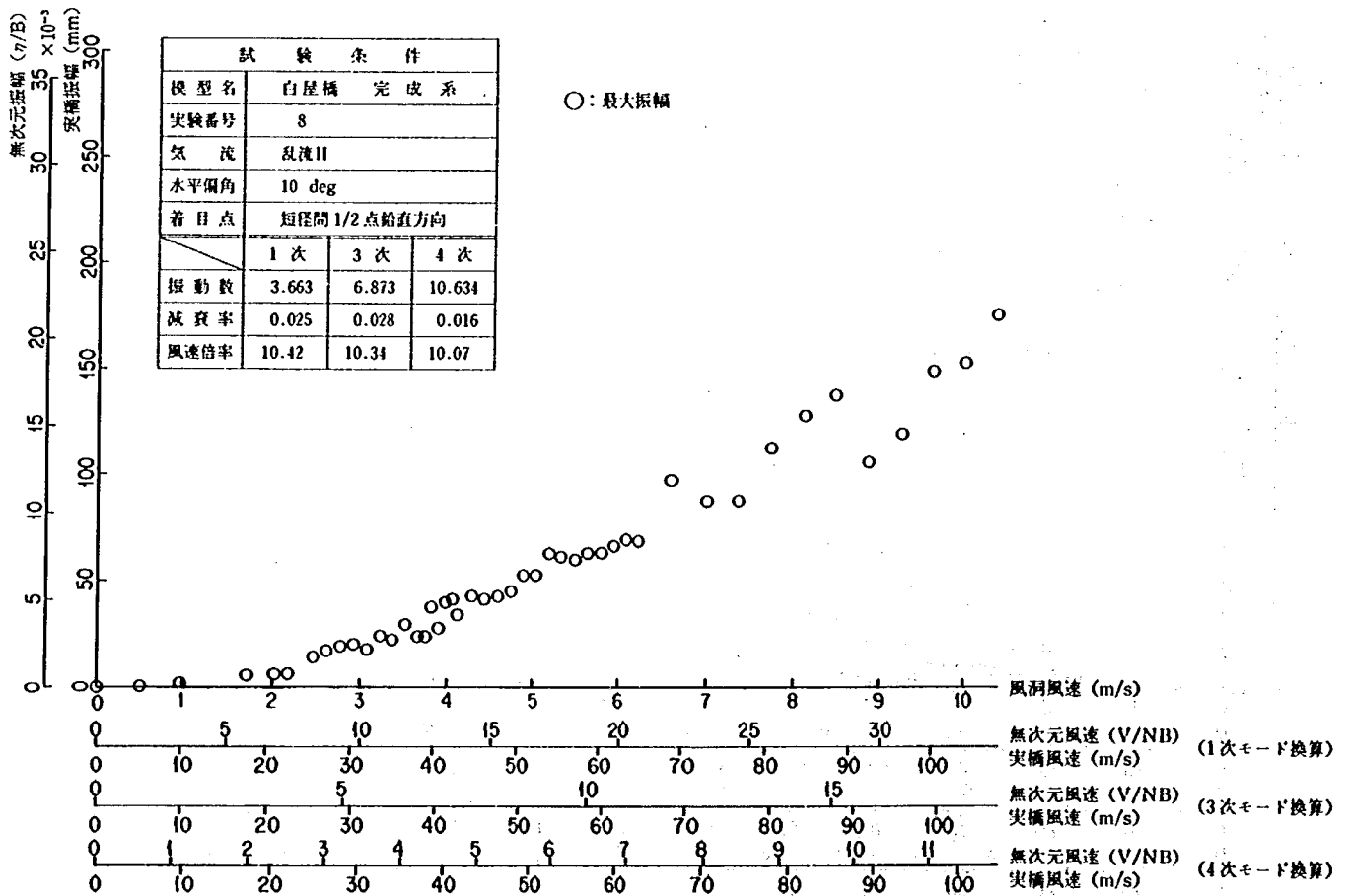
付図-2.1.15 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



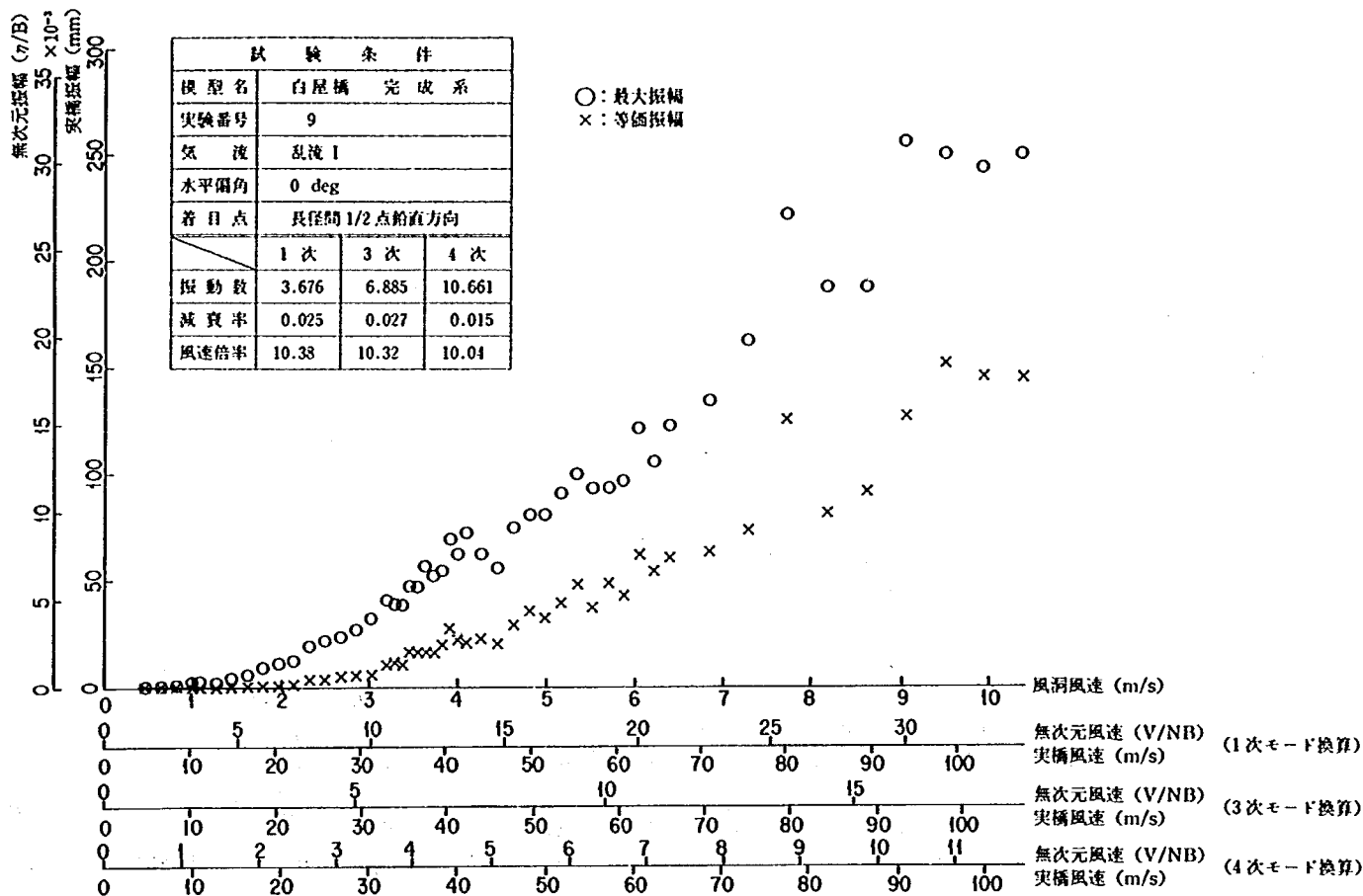
付図-2.1.16 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



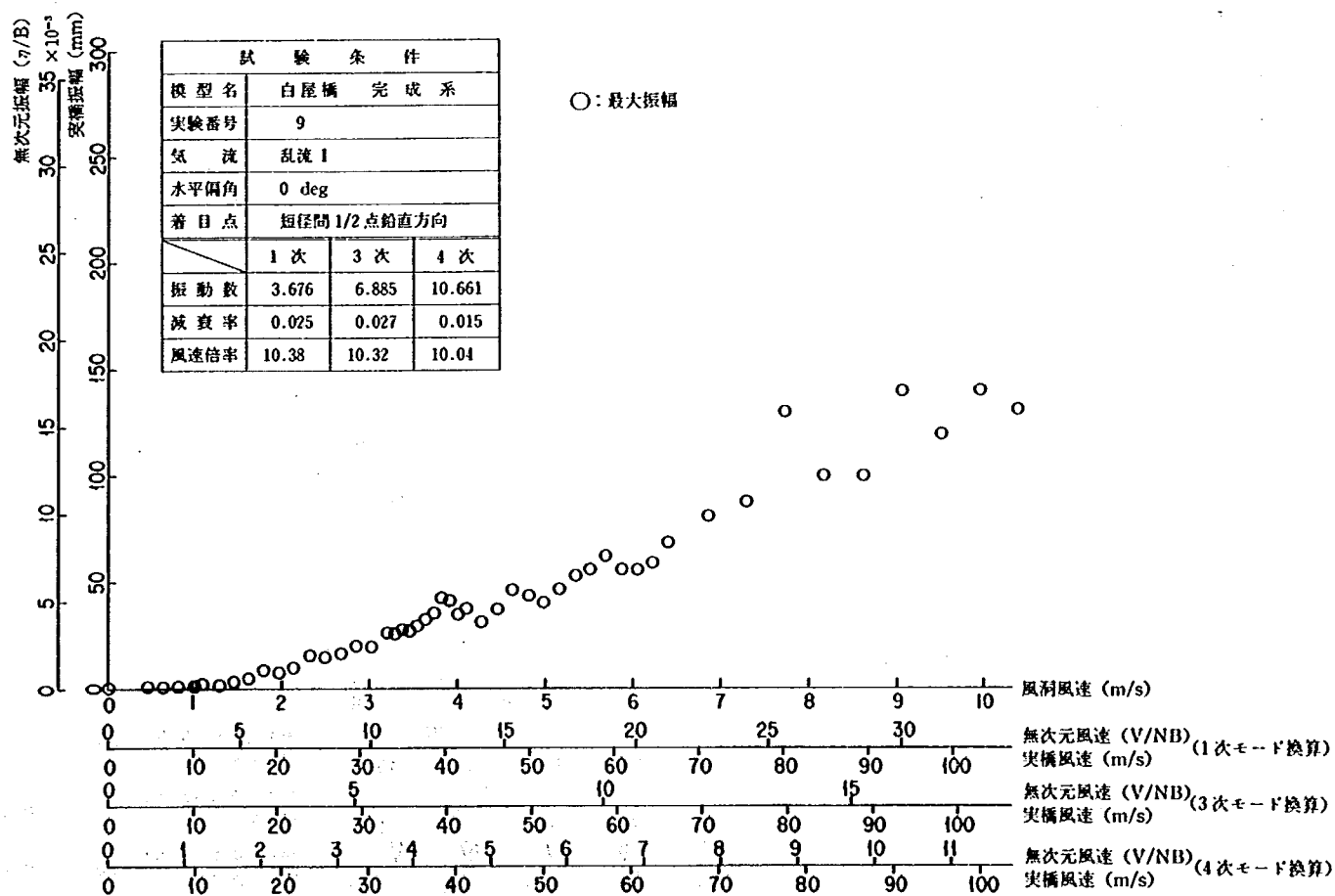
付図-2.1.17 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



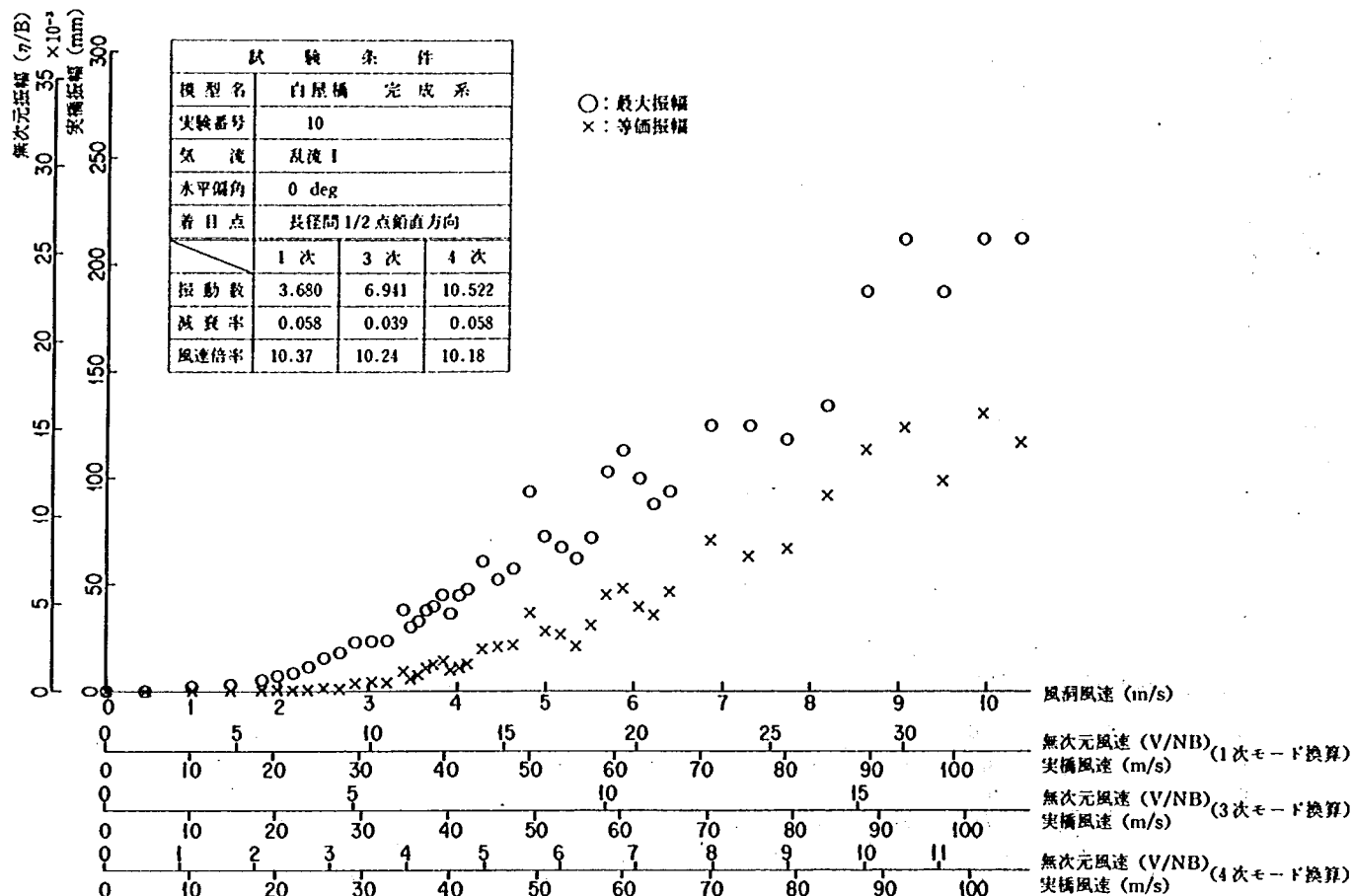
付図-2.1.18 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



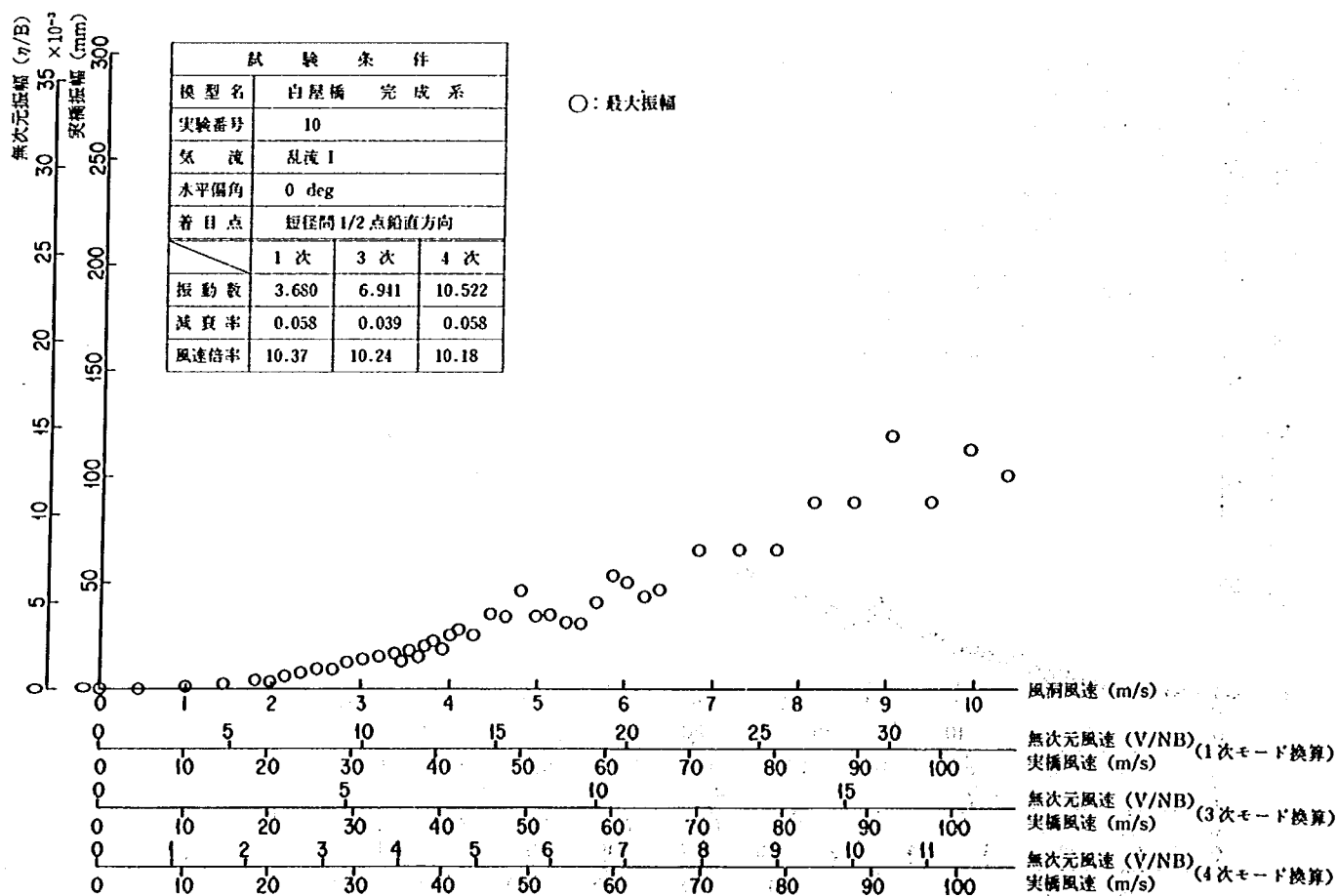
付図-2.1.19 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



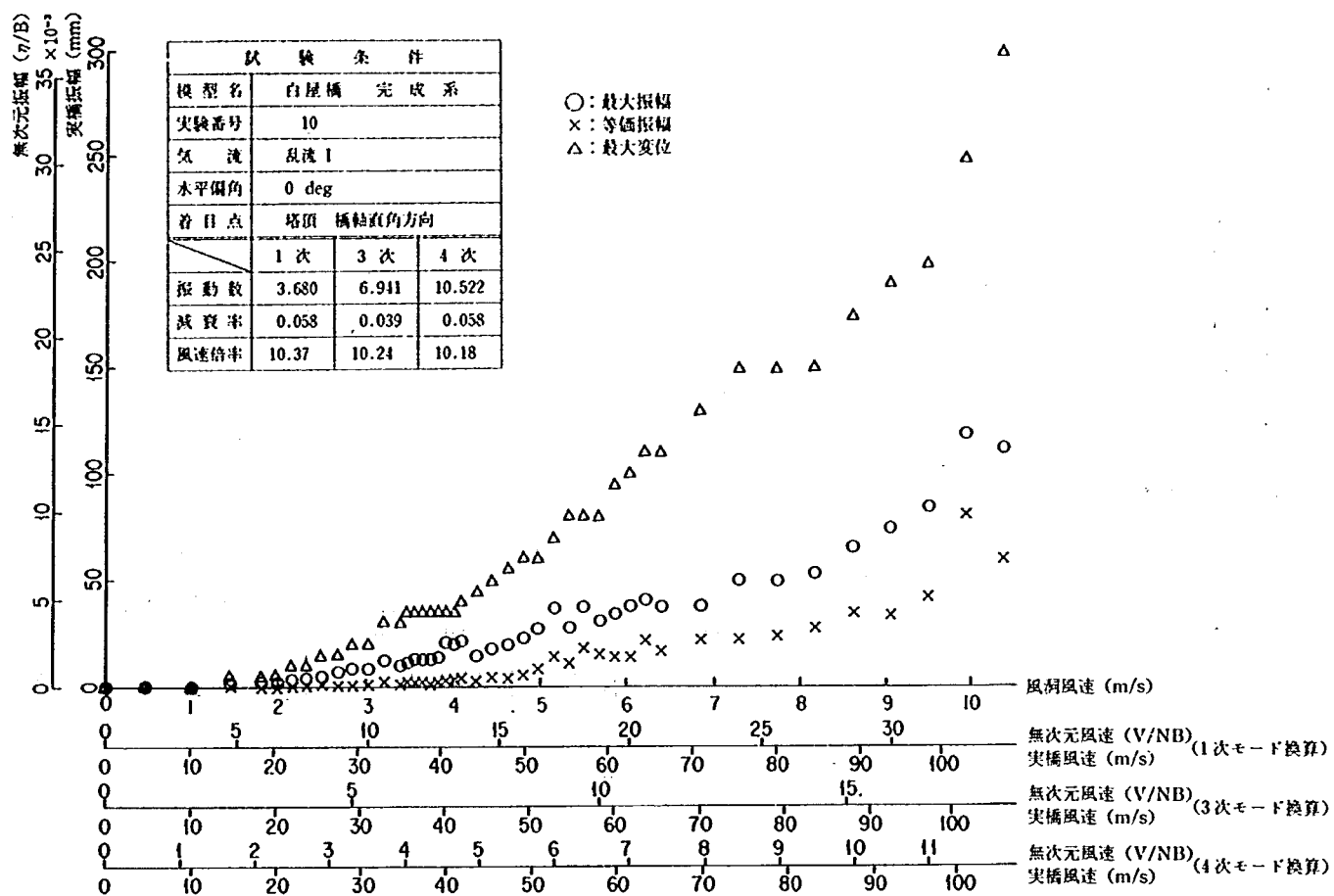
付図-2.1.20 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



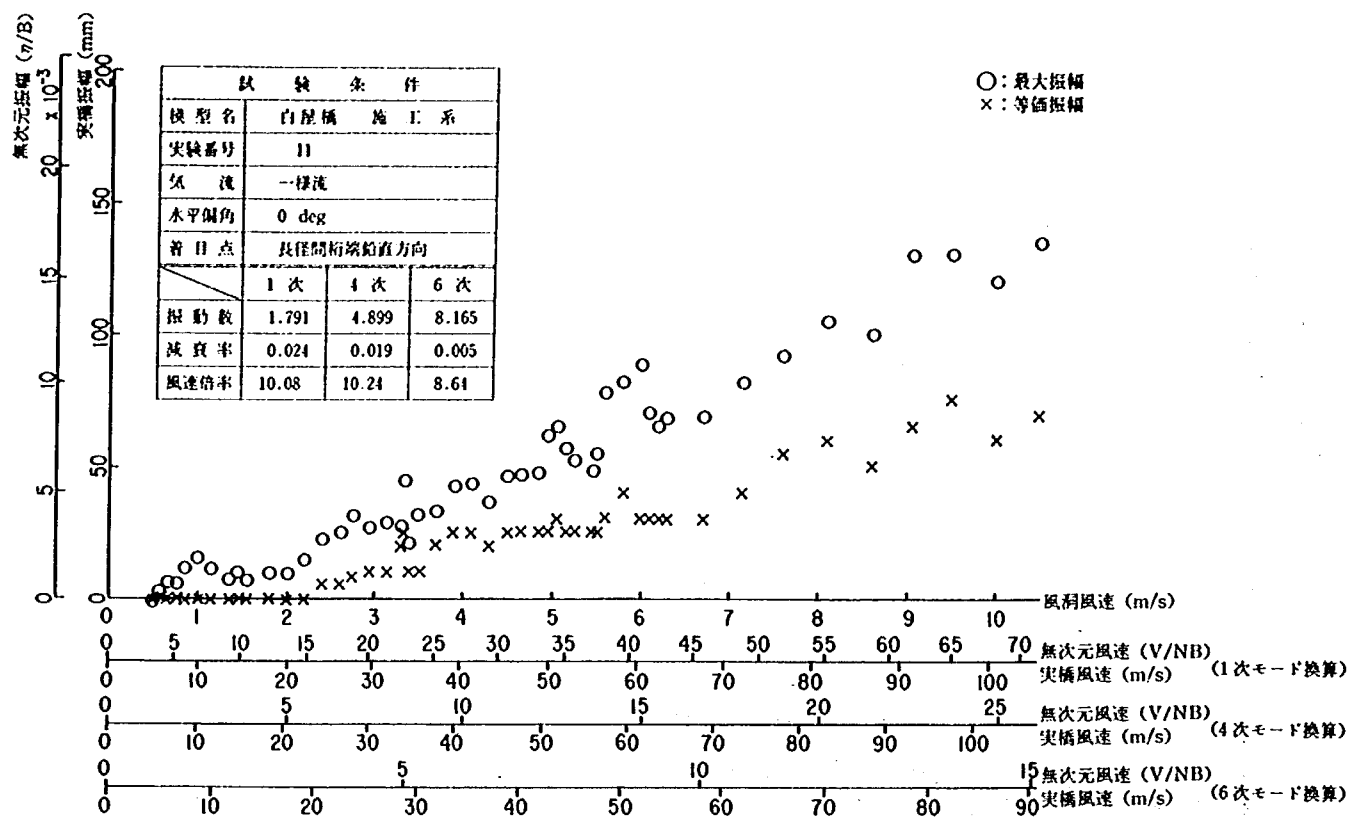
付図-2.1.21 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



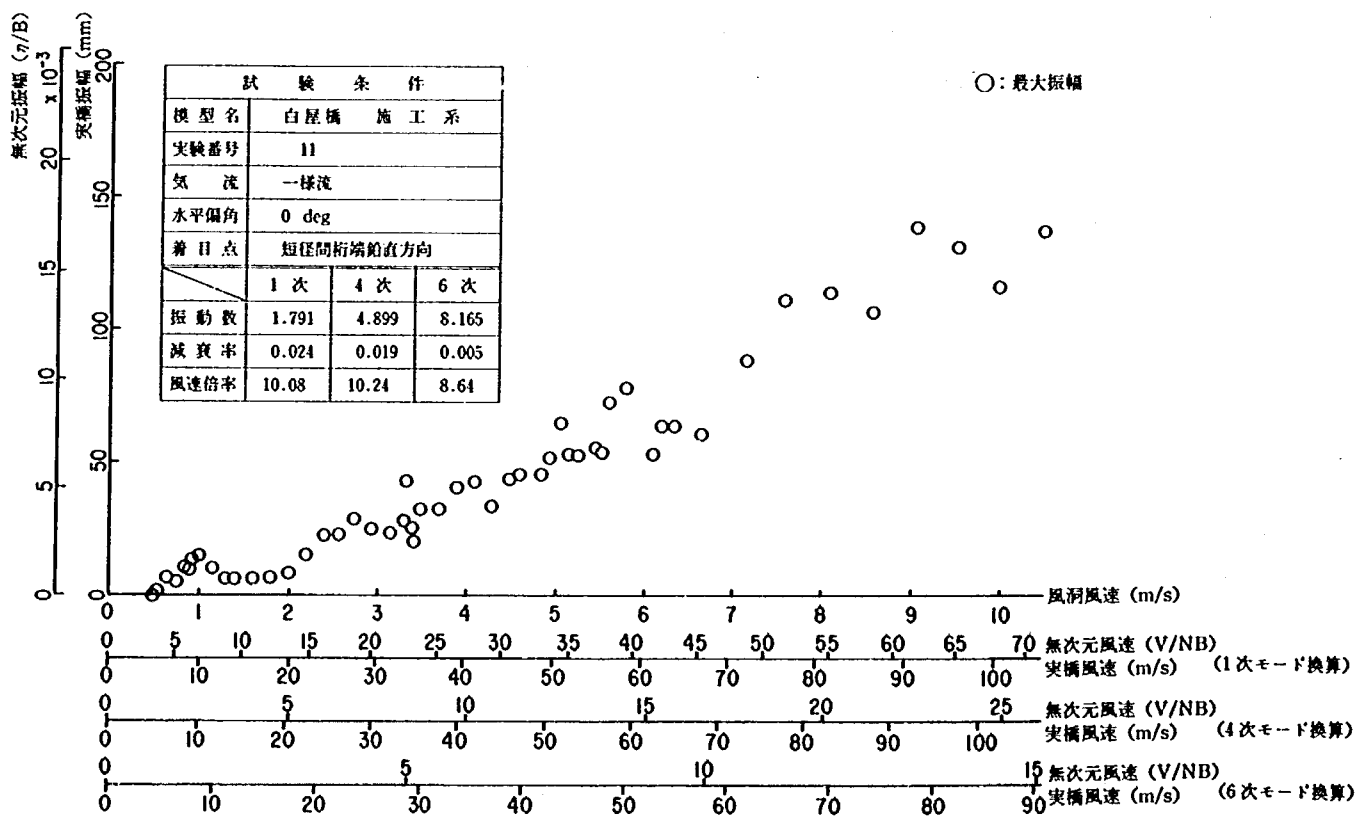
付図-2.1.22 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



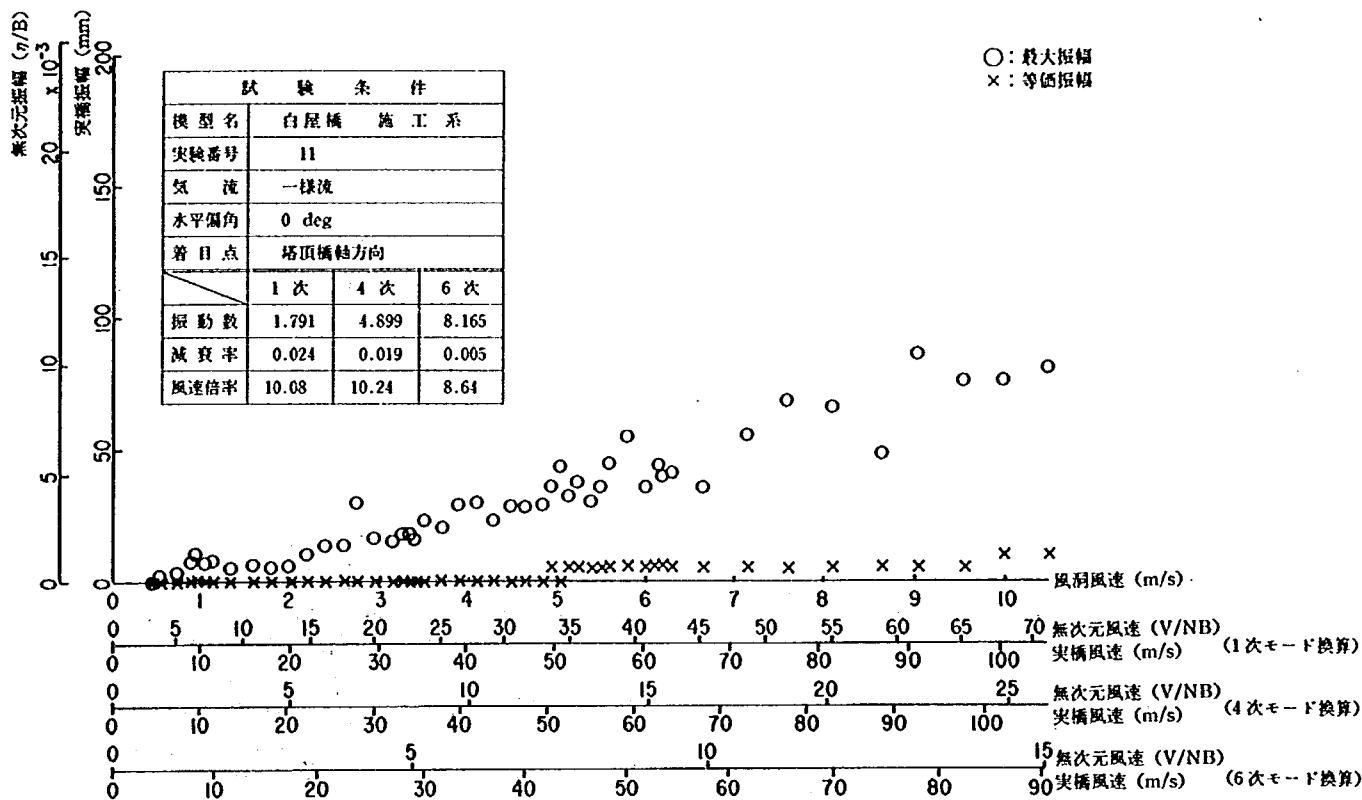
付図-2.1.23 風速—振幅曲線 (三次元・完成系)



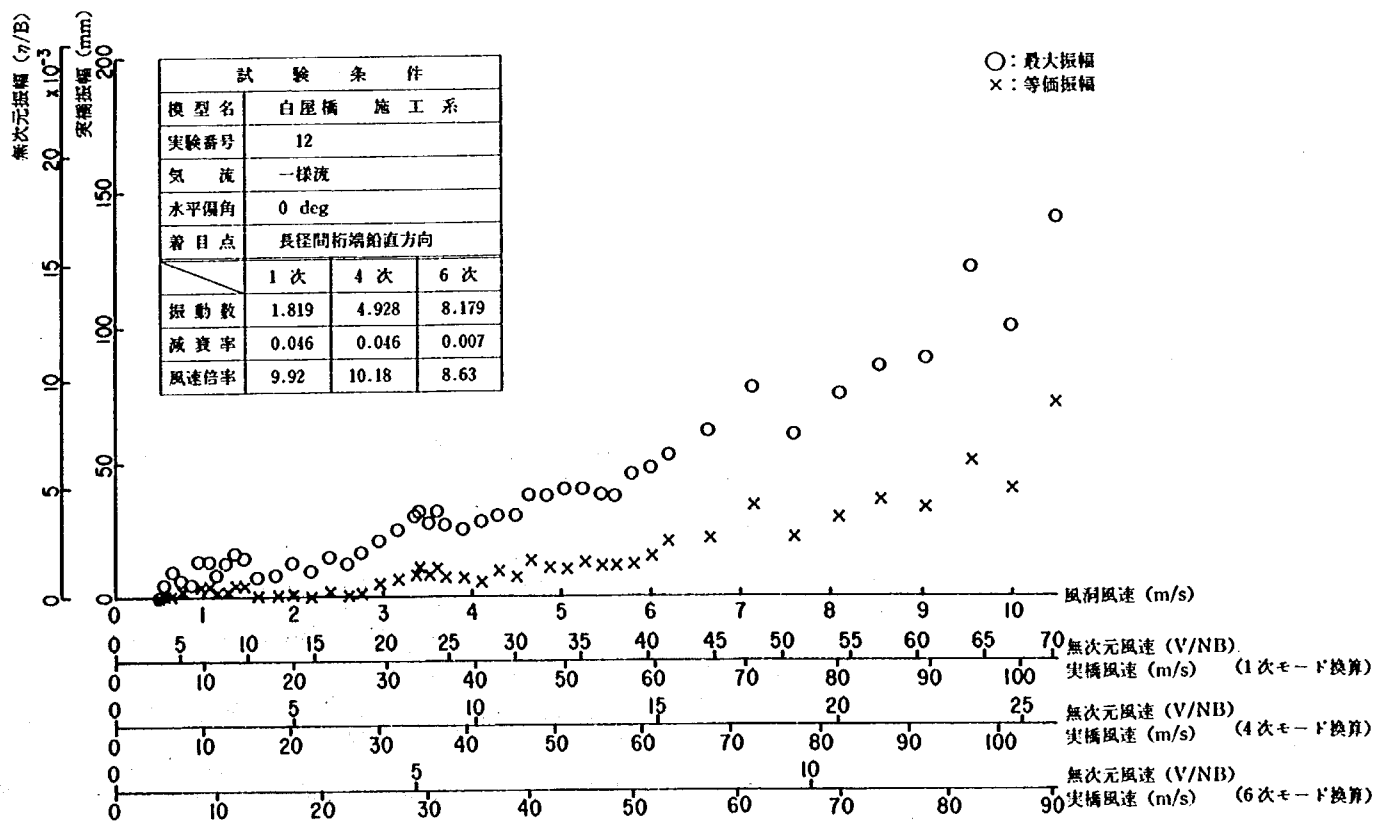
付図-2.2.1 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



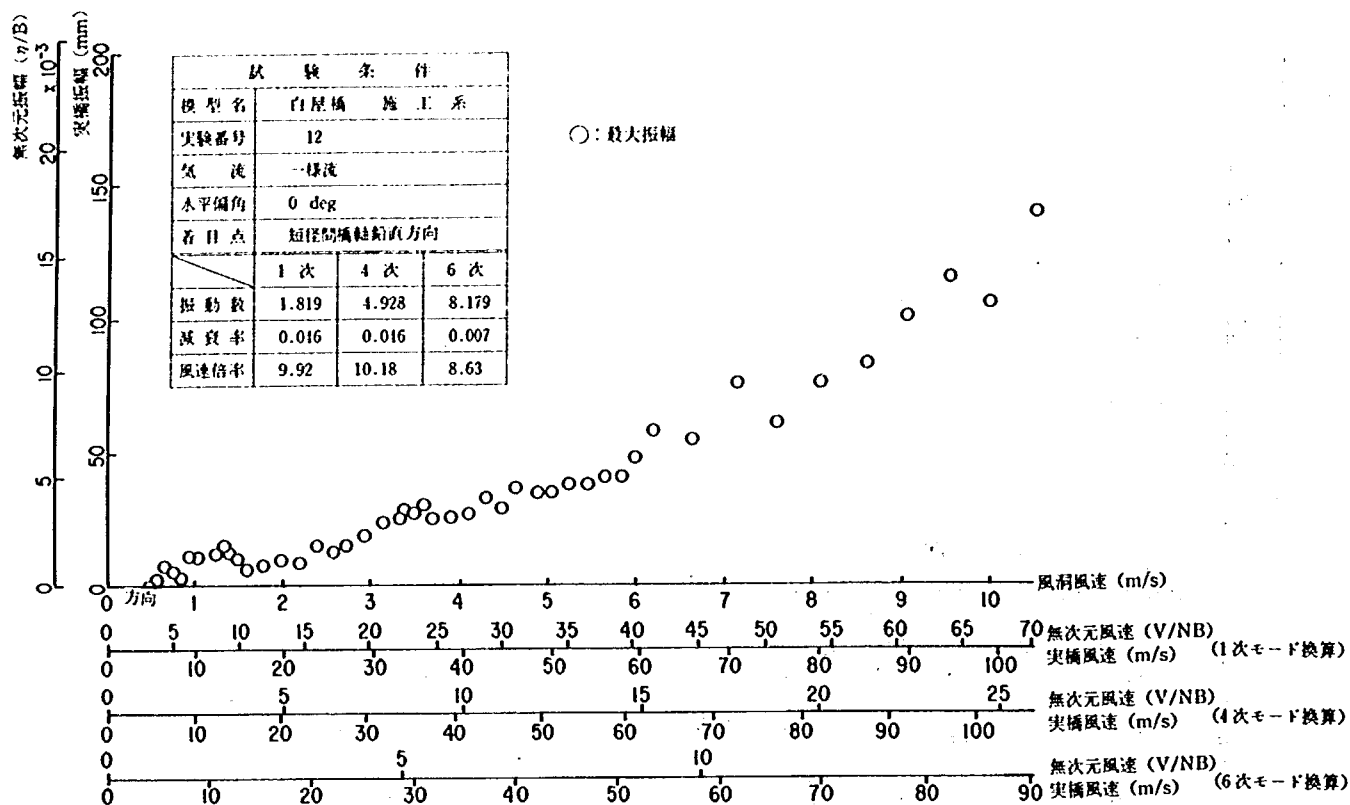
付図-2.2.2 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



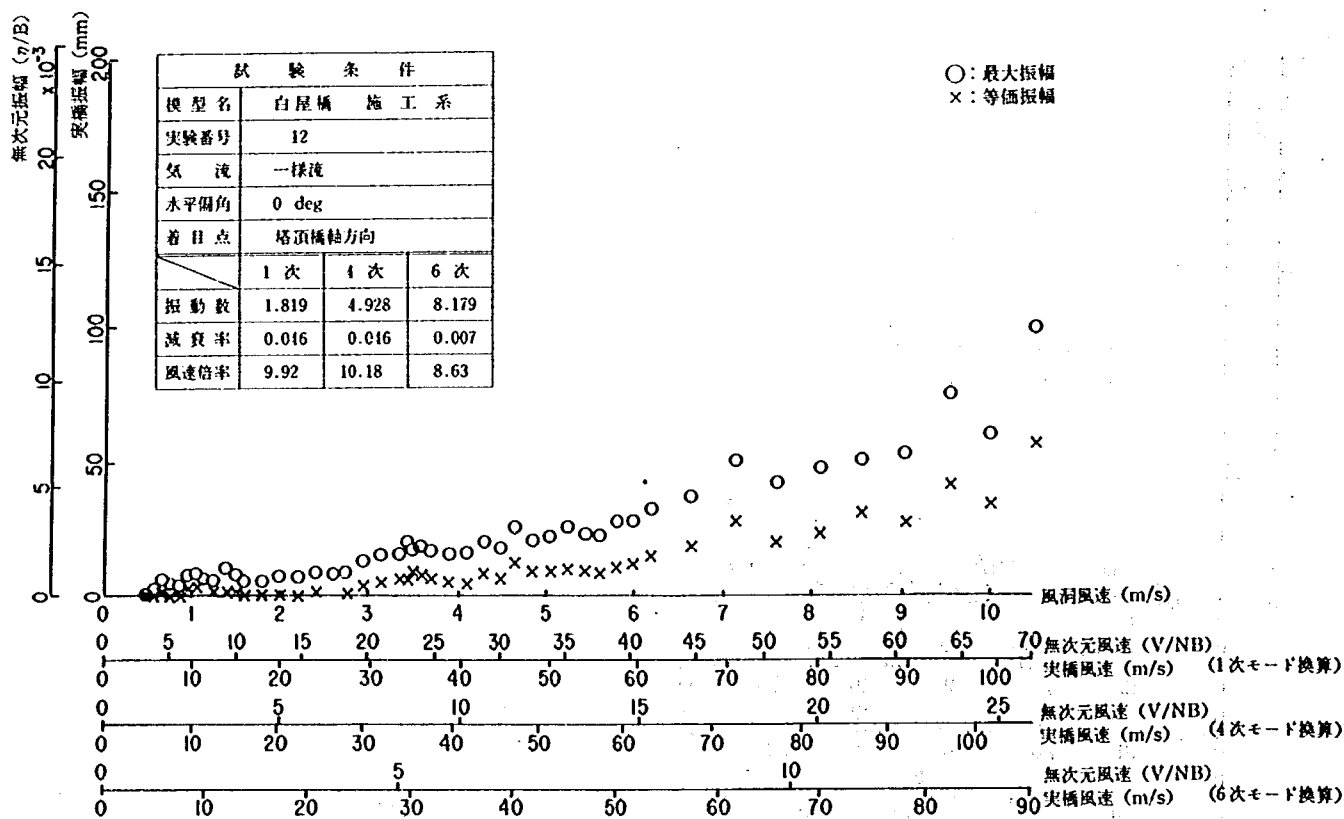
付図-2.2.3 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



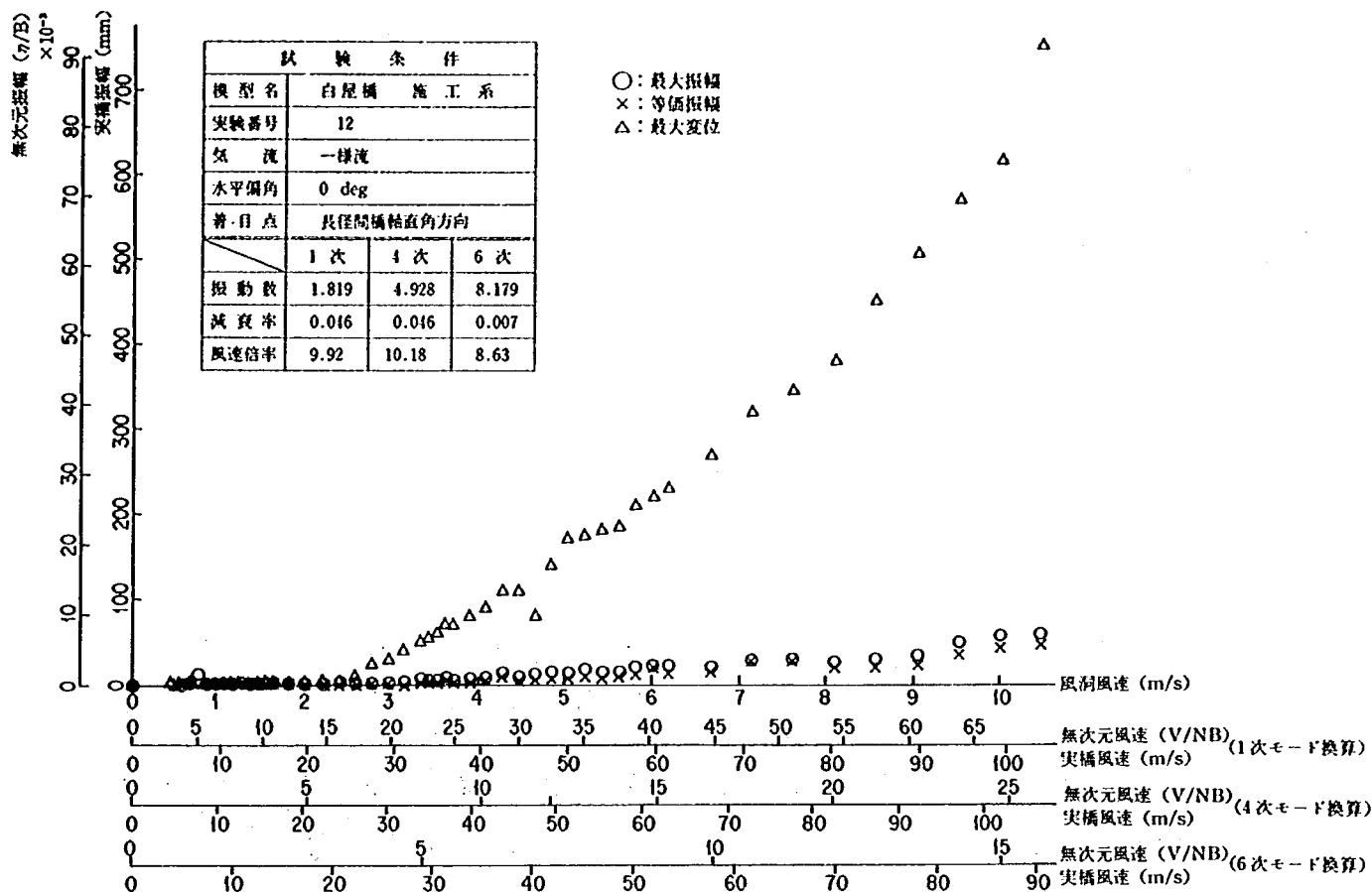
付図-2.2.4 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



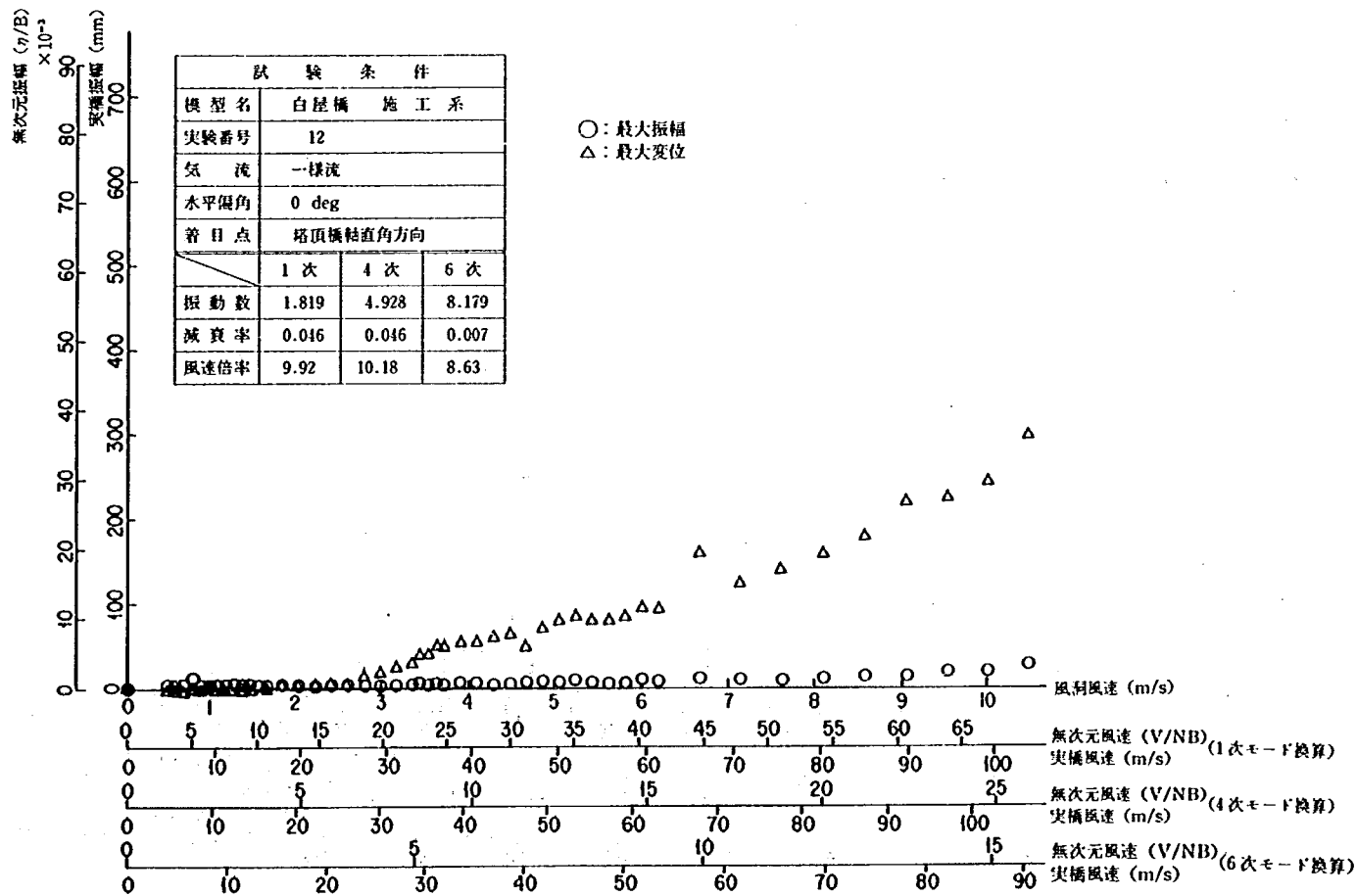
付図-2.2.5 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



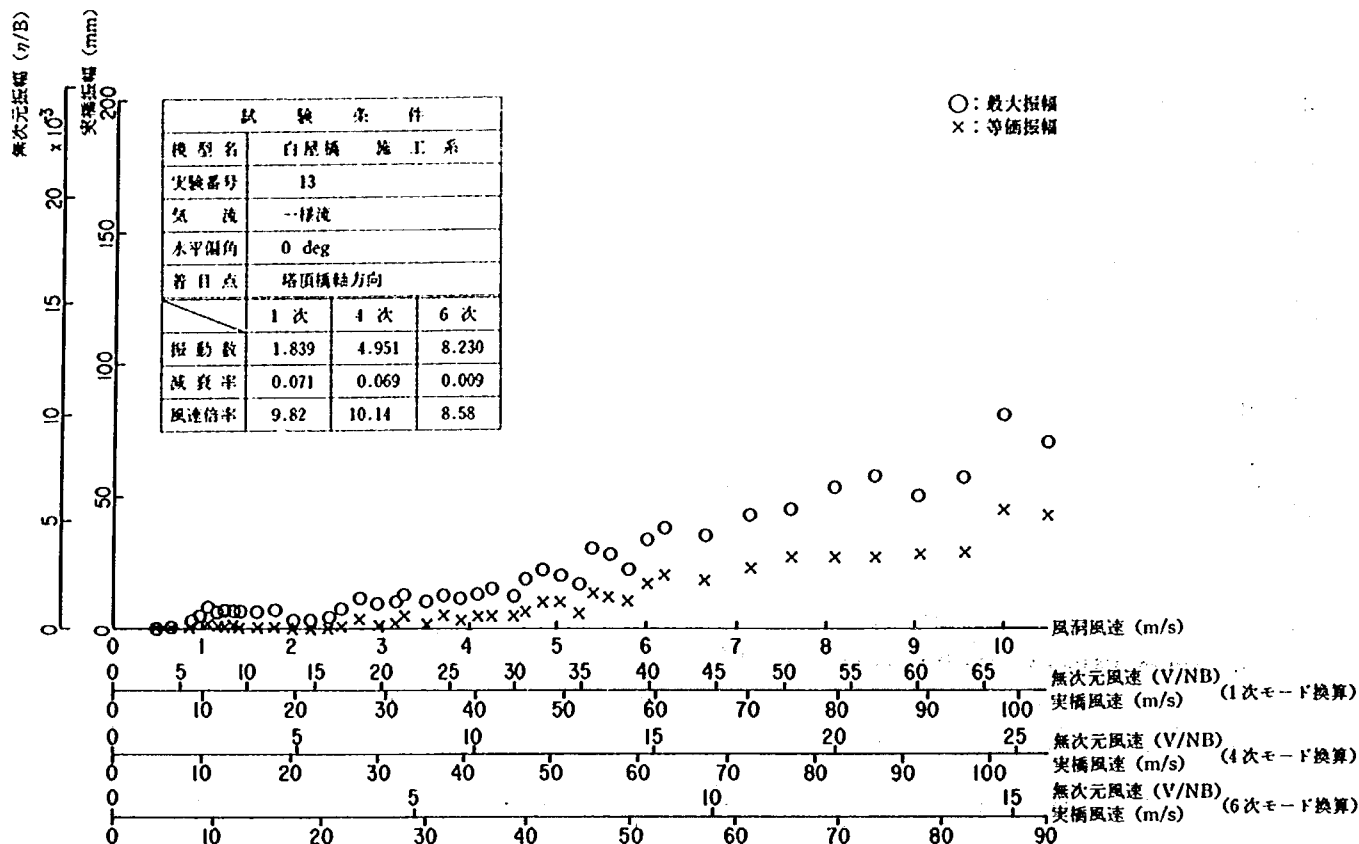
付図-2.2.6 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



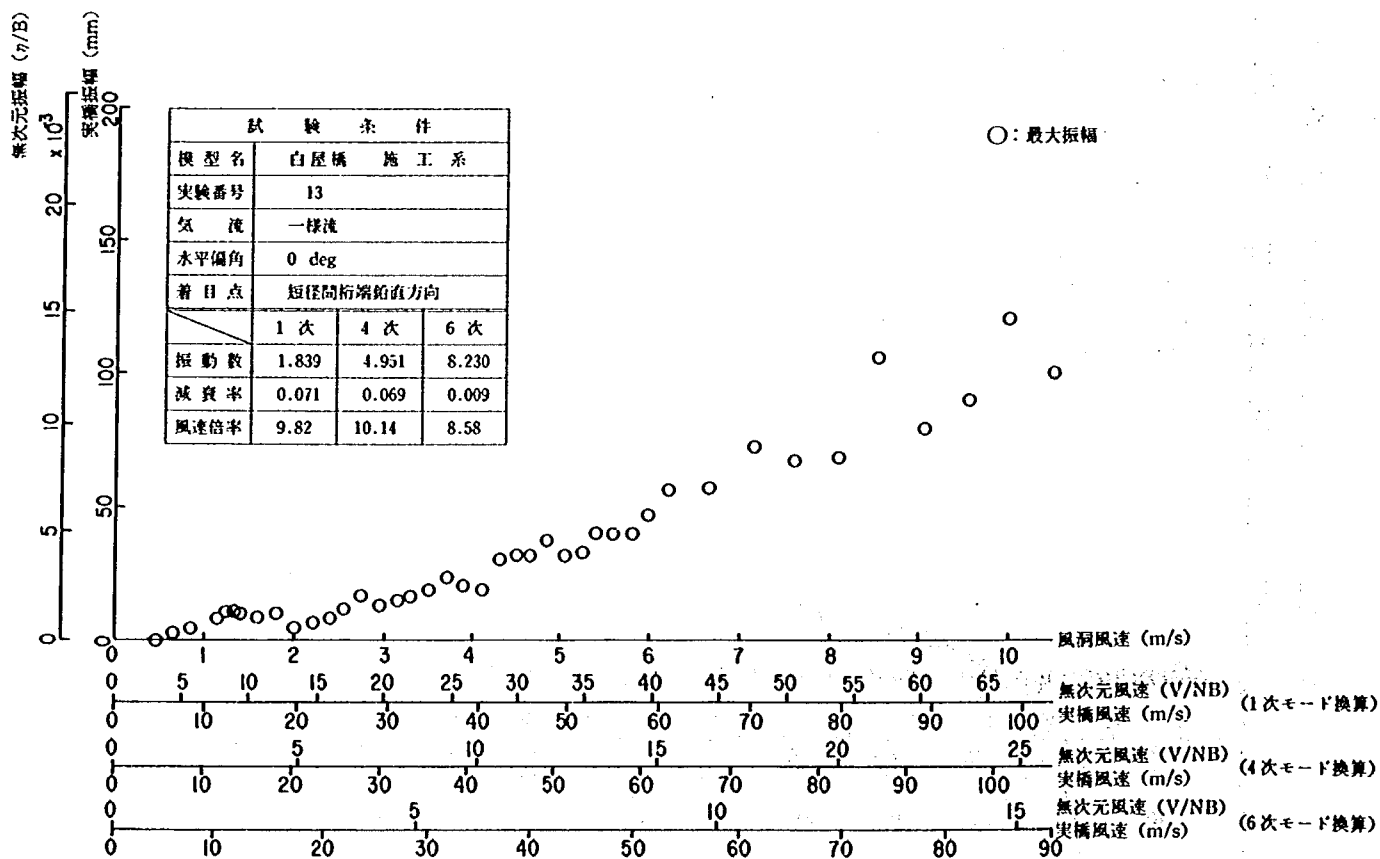
付図-2.2.7 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



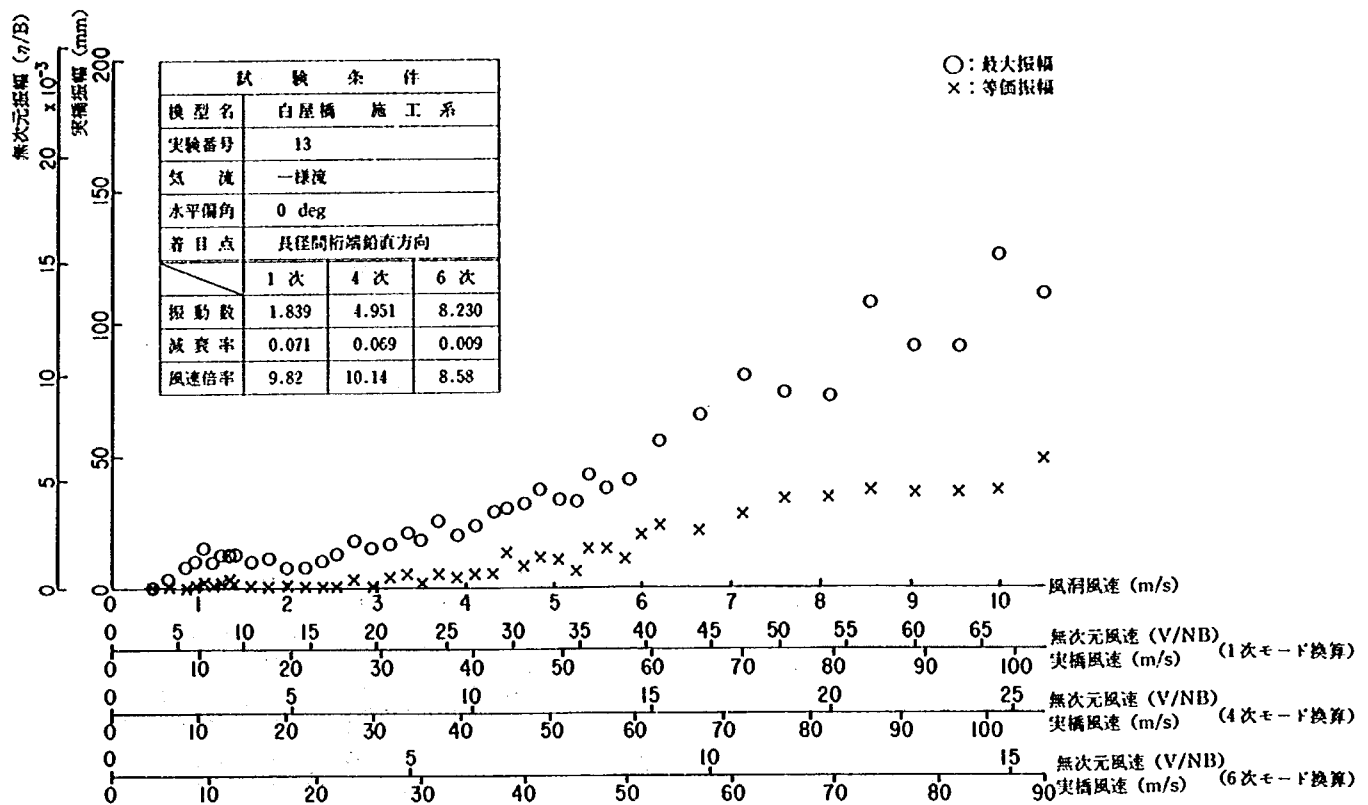
付図-2.2.8 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



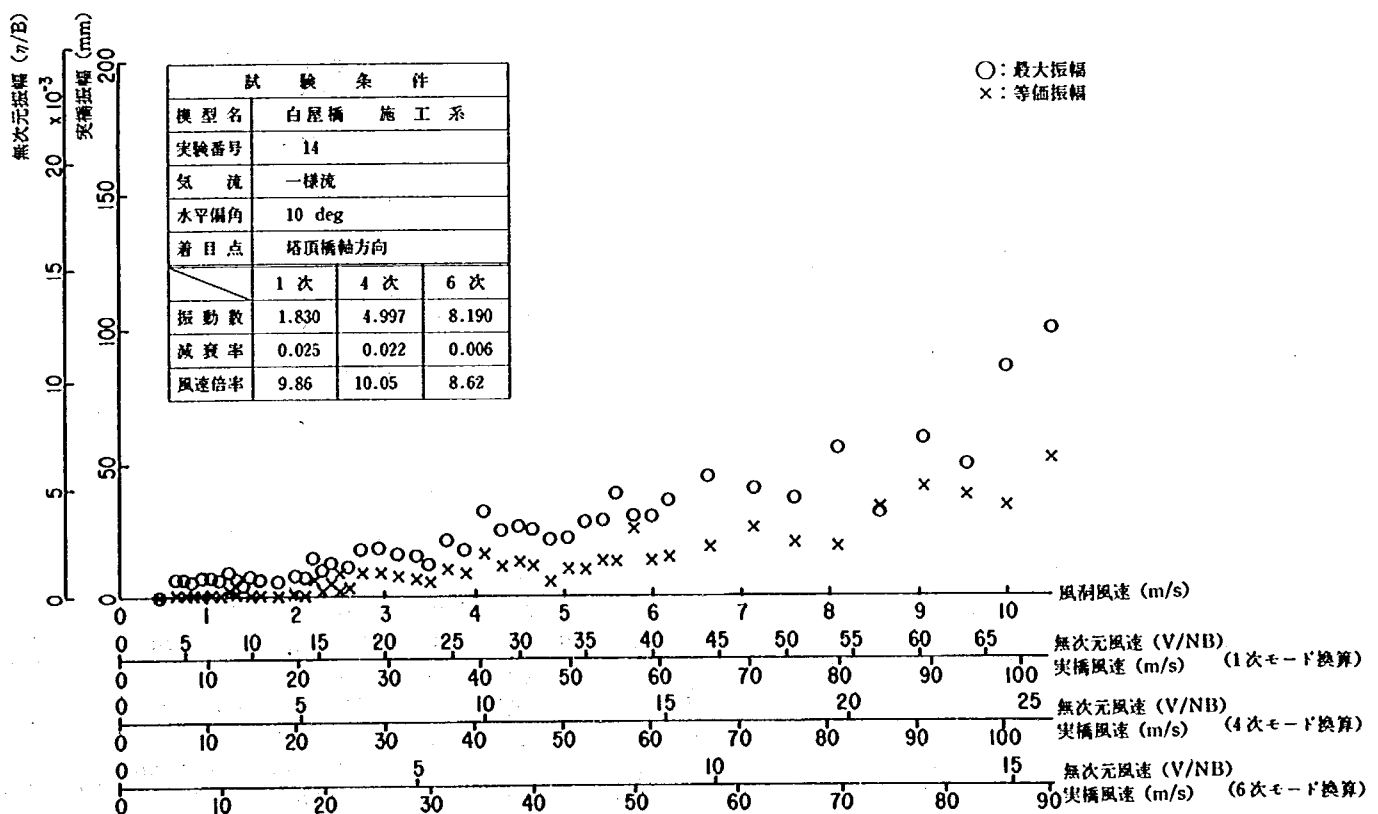
付図-2.2.9 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



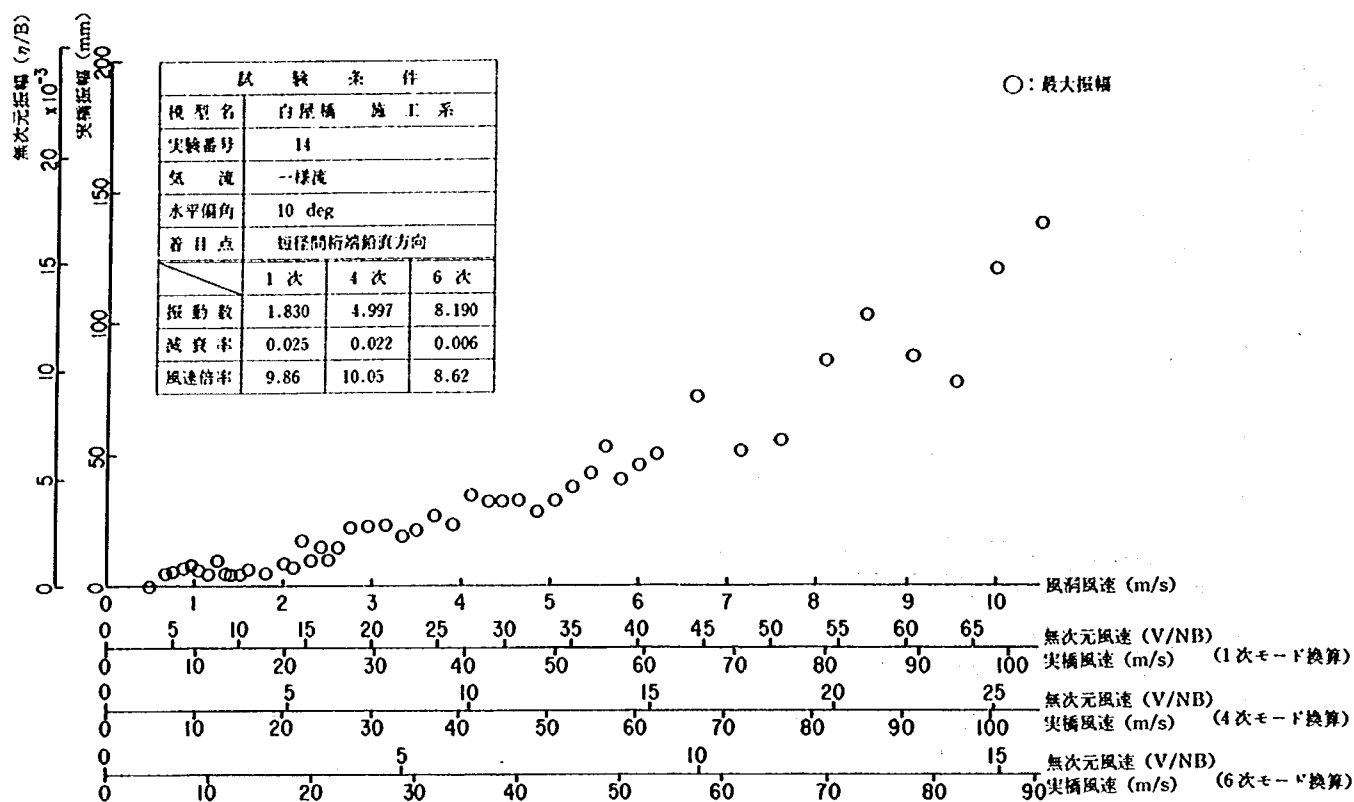
付図-2.2.10 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



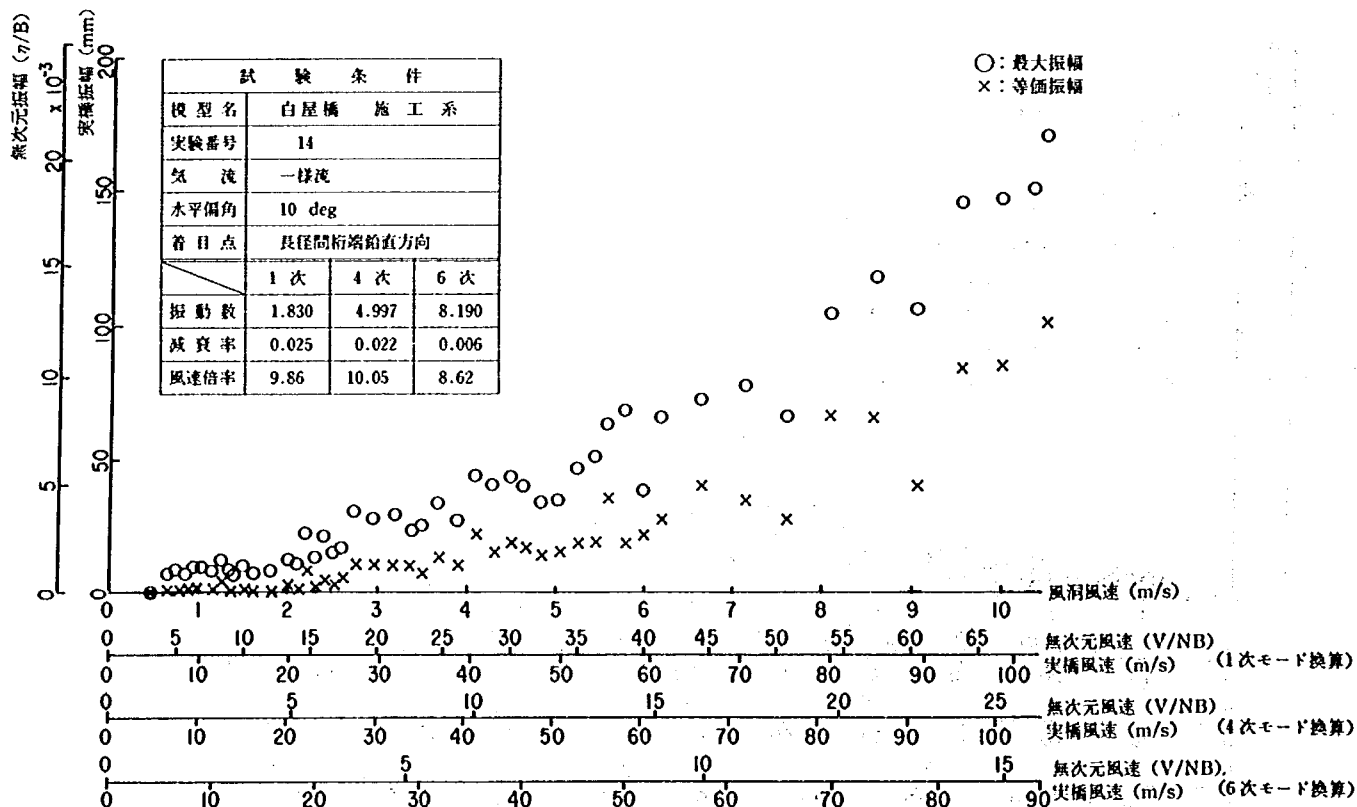
付図-2.2.11 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



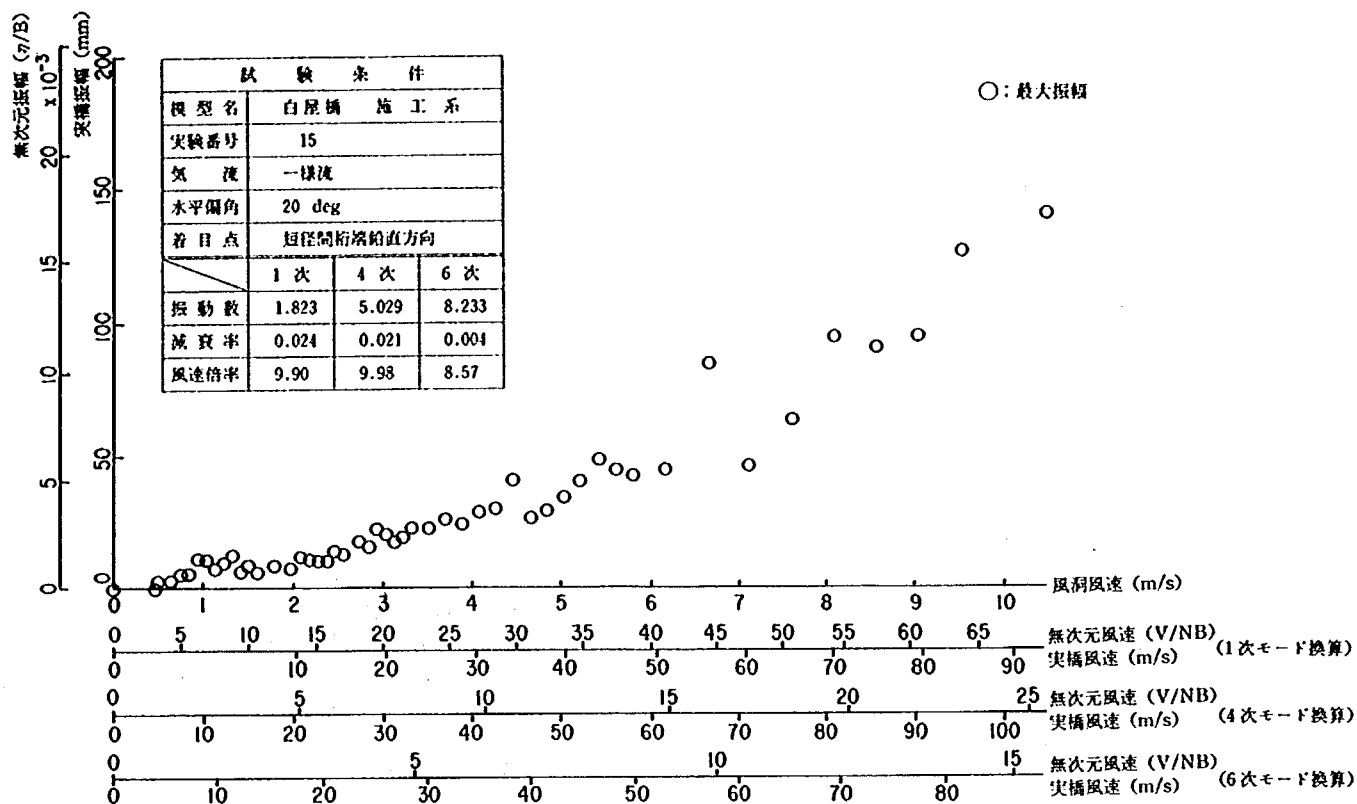
付図-2.2.12 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



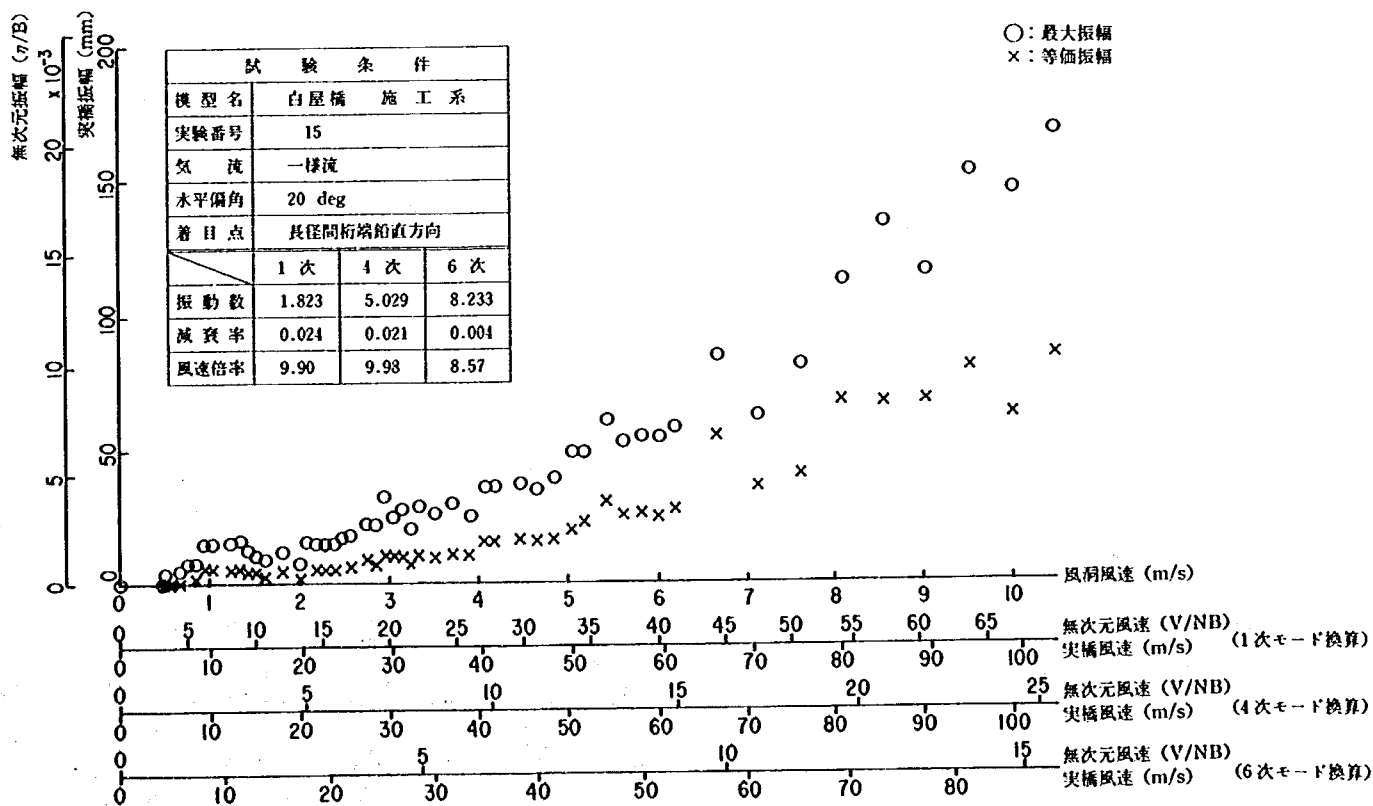
付図-2.2.13 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



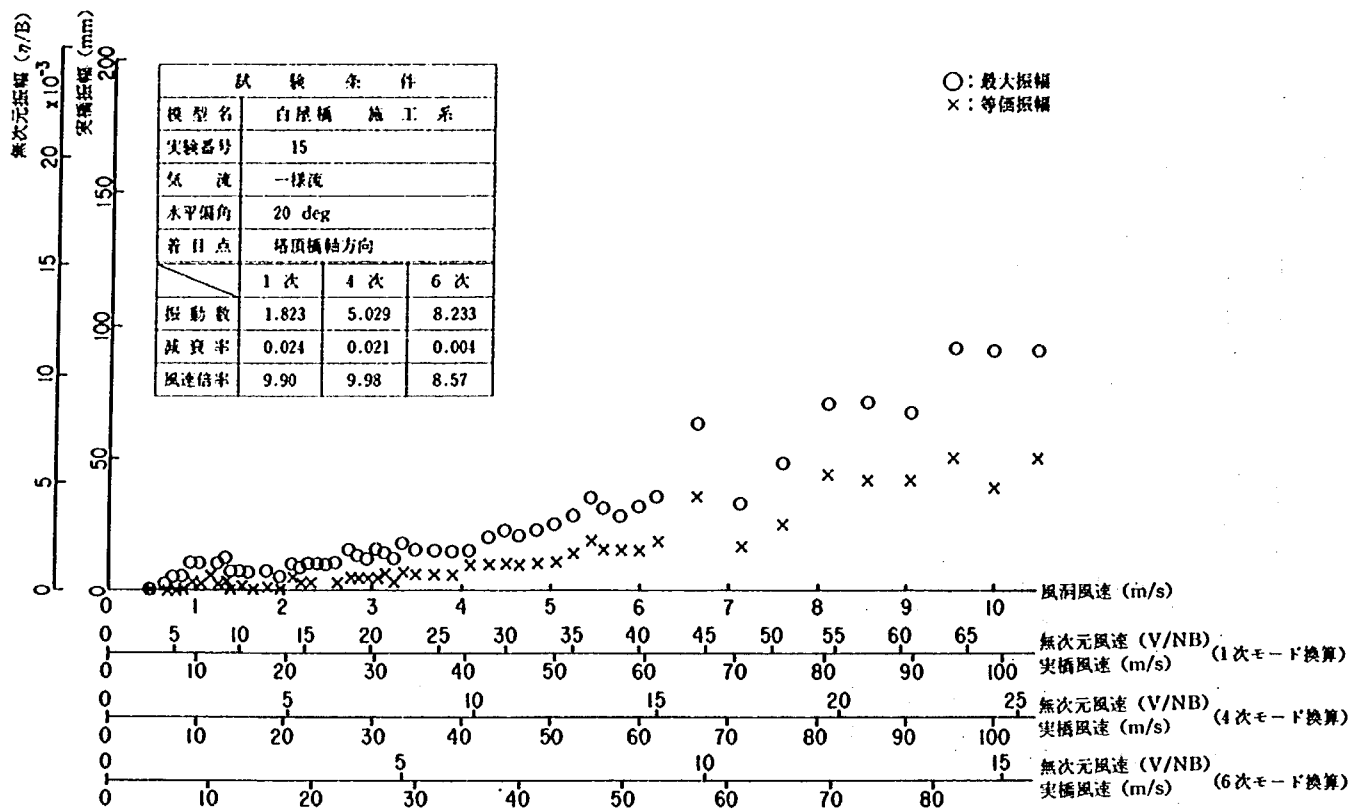
付図-2.2.14 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



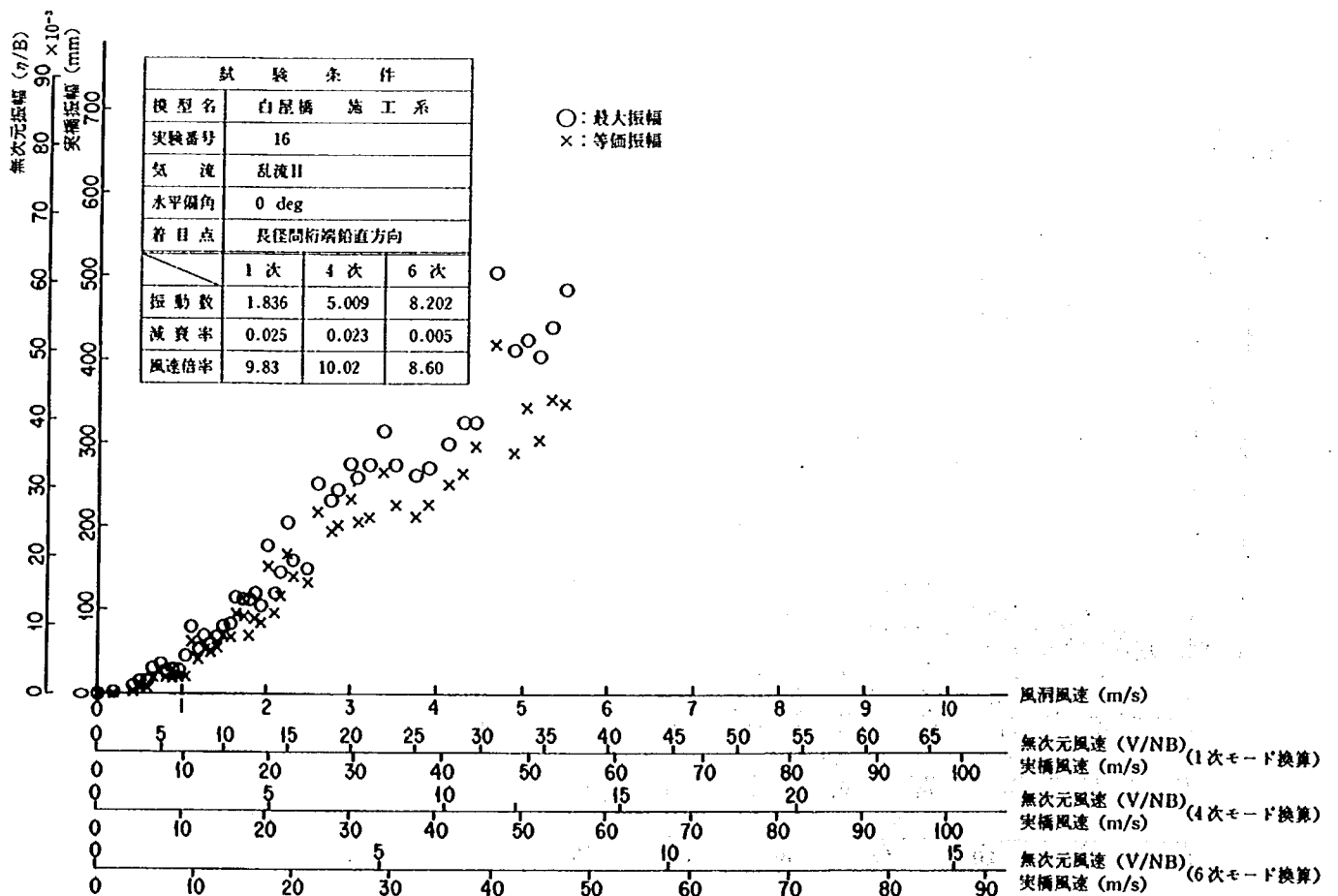
付図-2.2.15 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



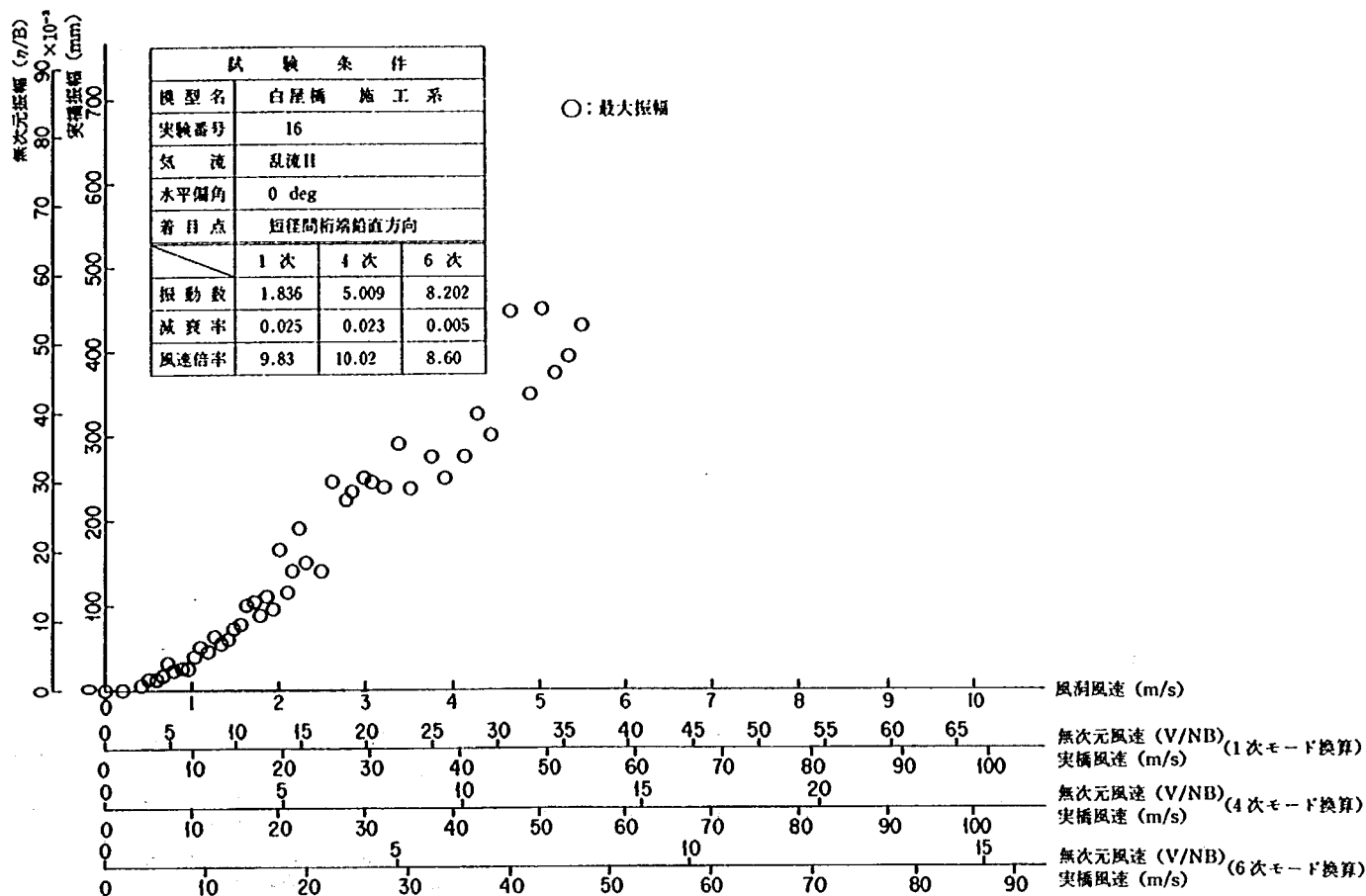
付図-2.2.16 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



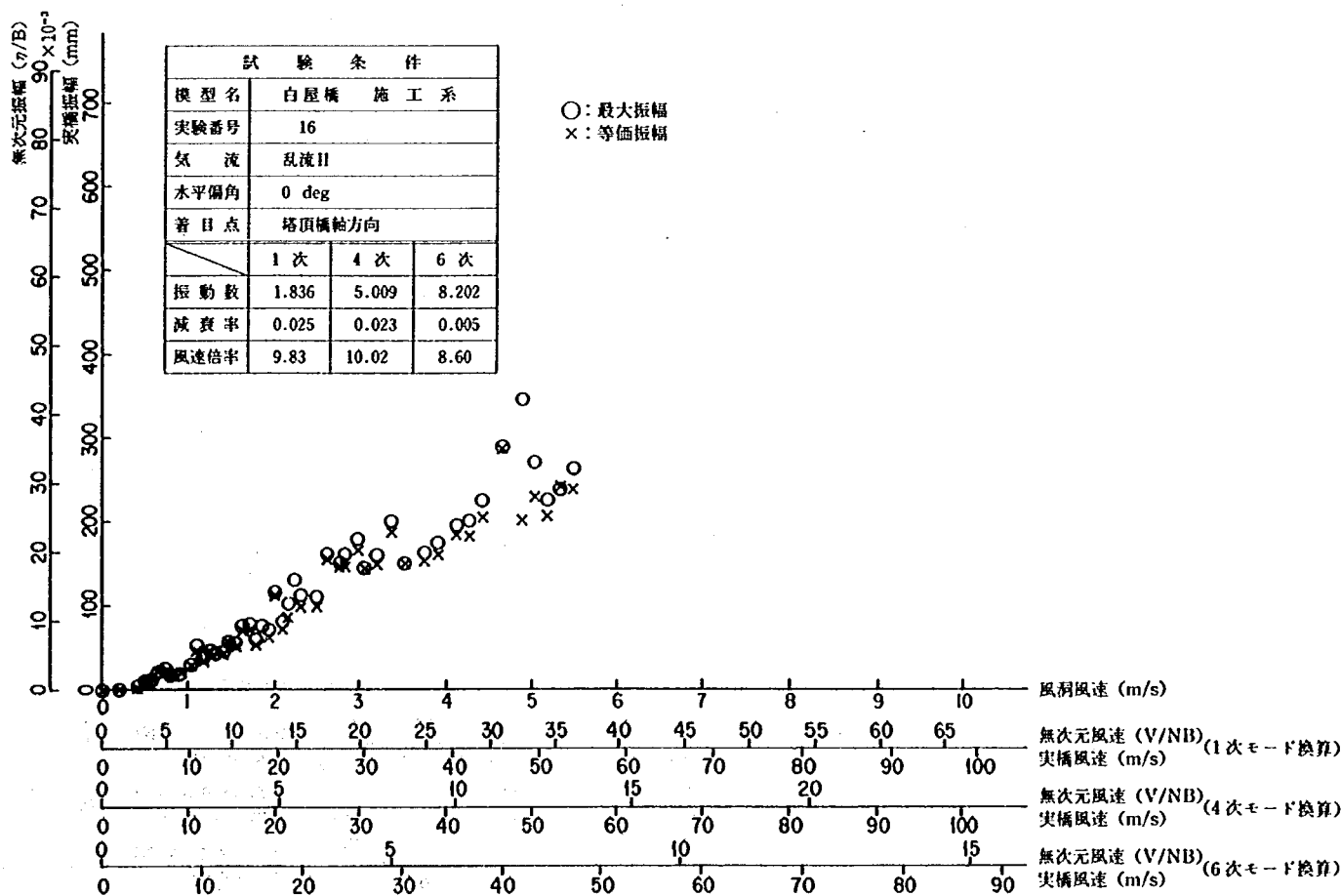
付図-2.2.17 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



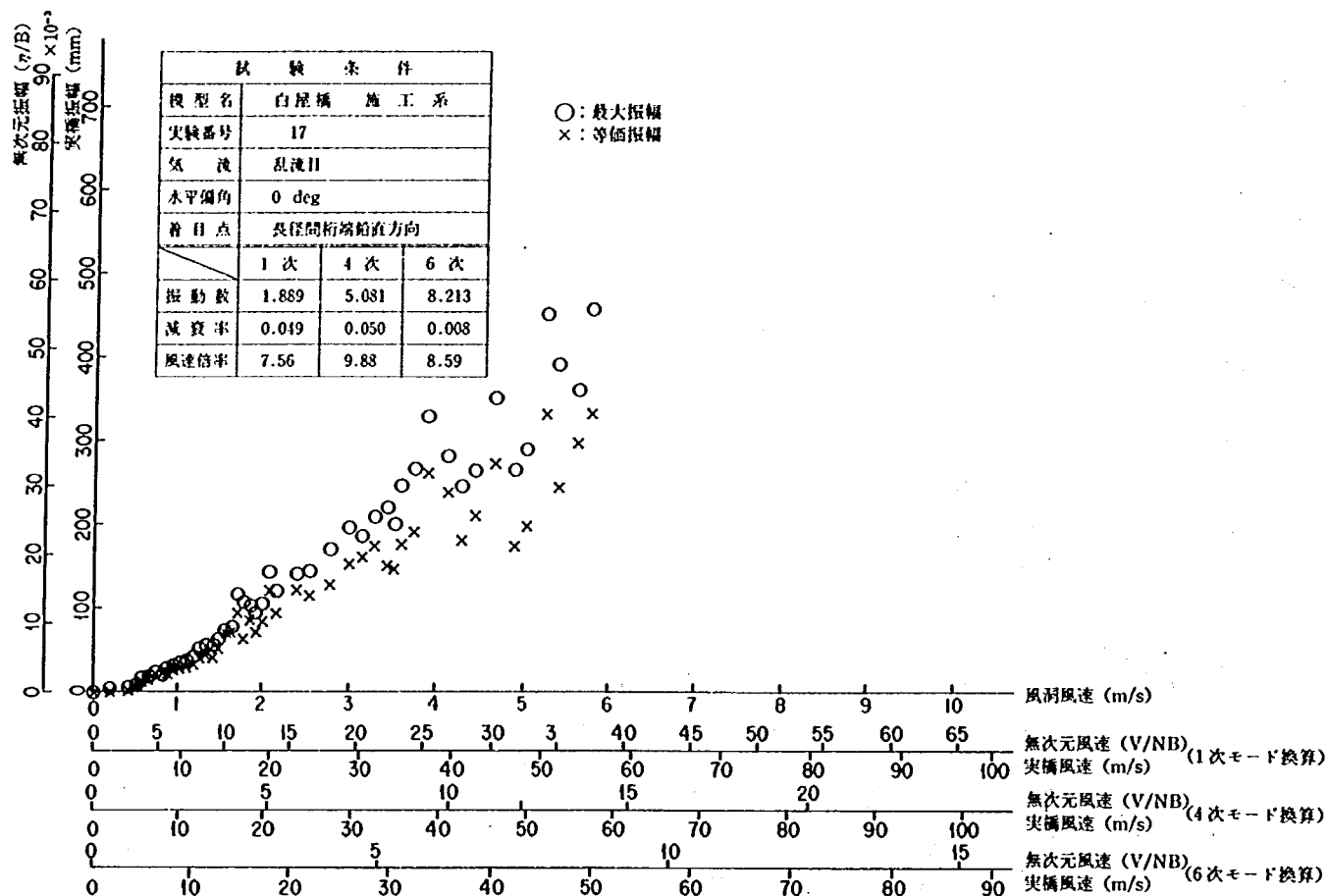
付図-2.2.18 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



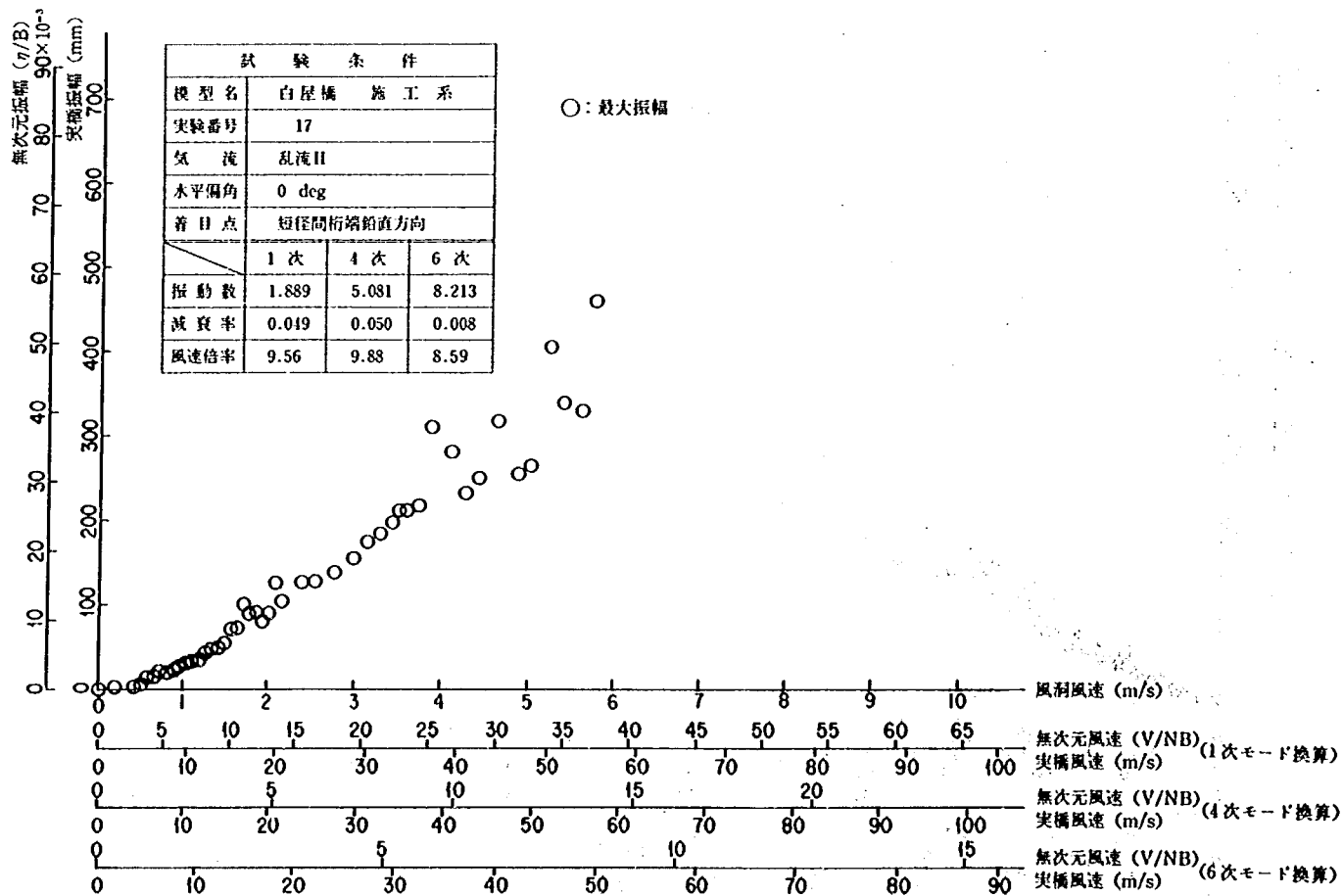
付図-2.2.19 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



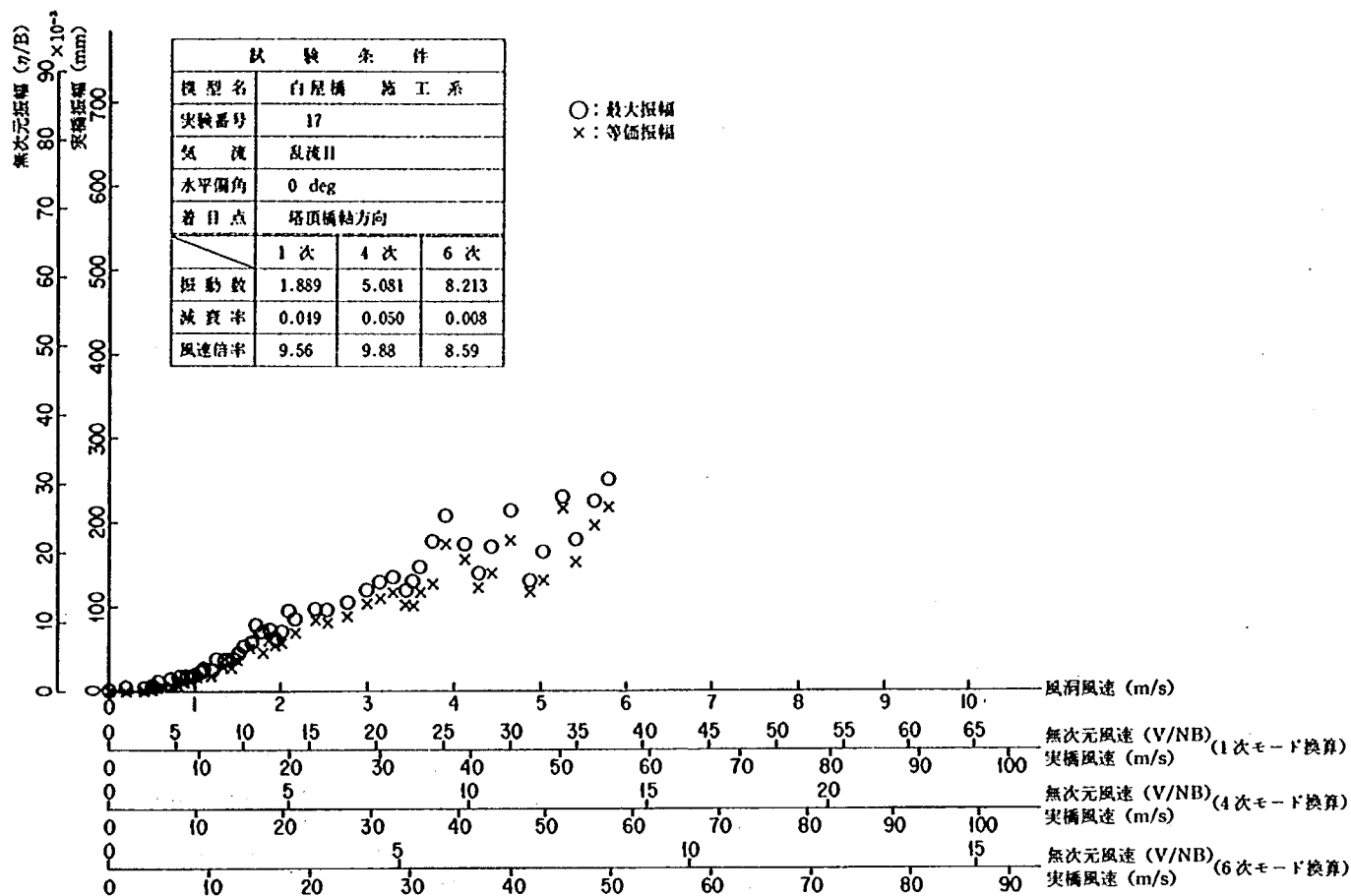
付図-2.2.20 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



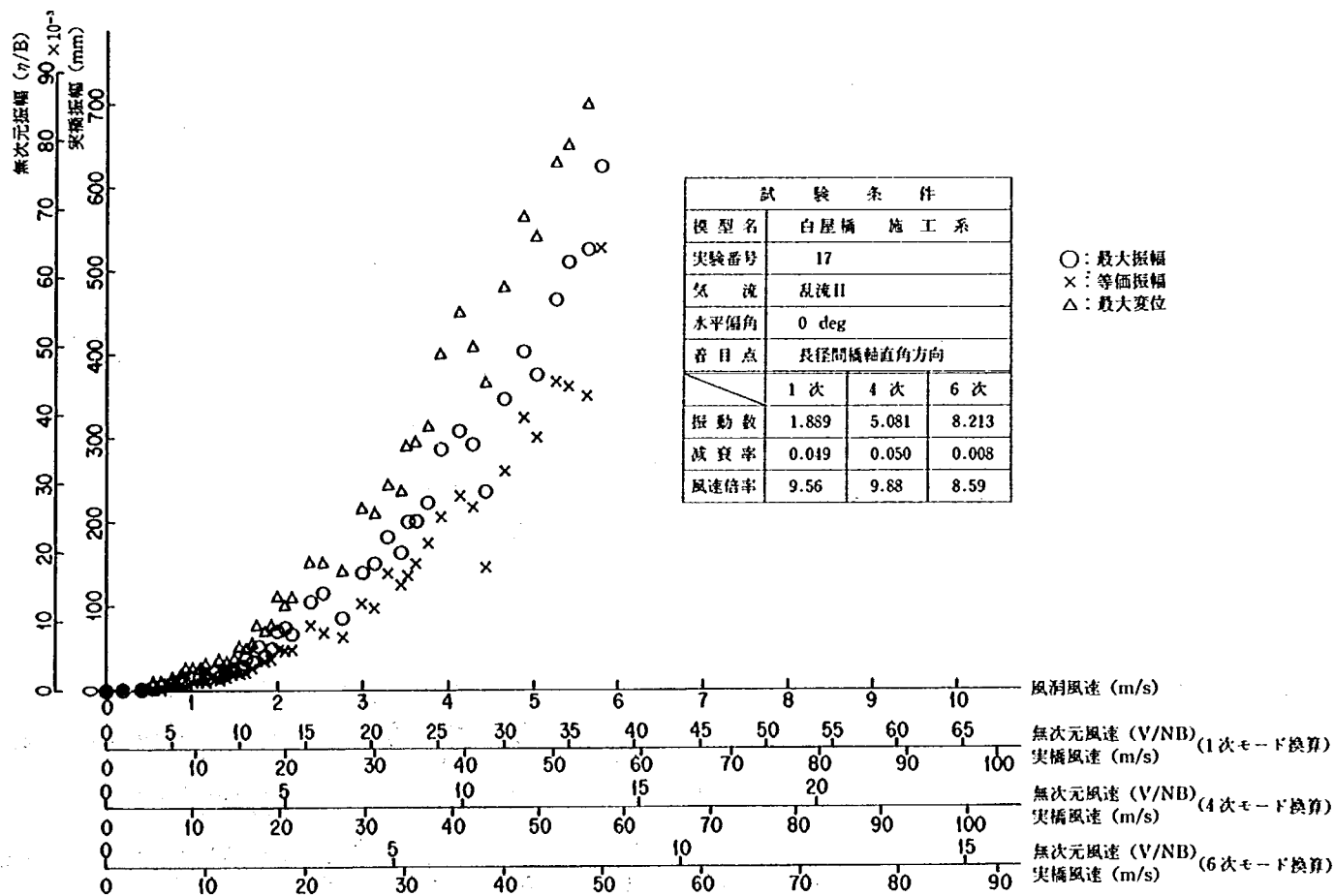
付図-2.2.21 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



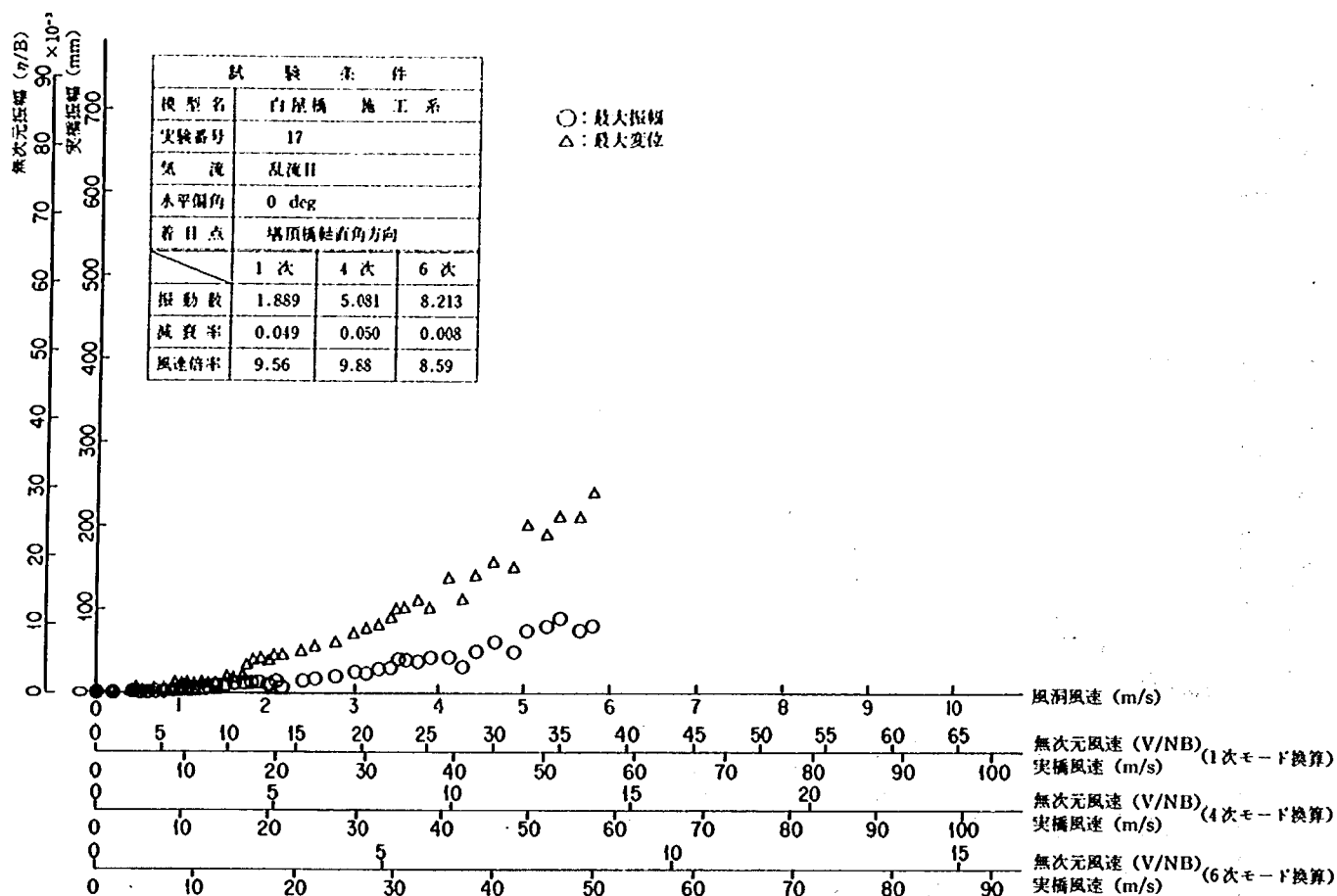
付図-2.2.22 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



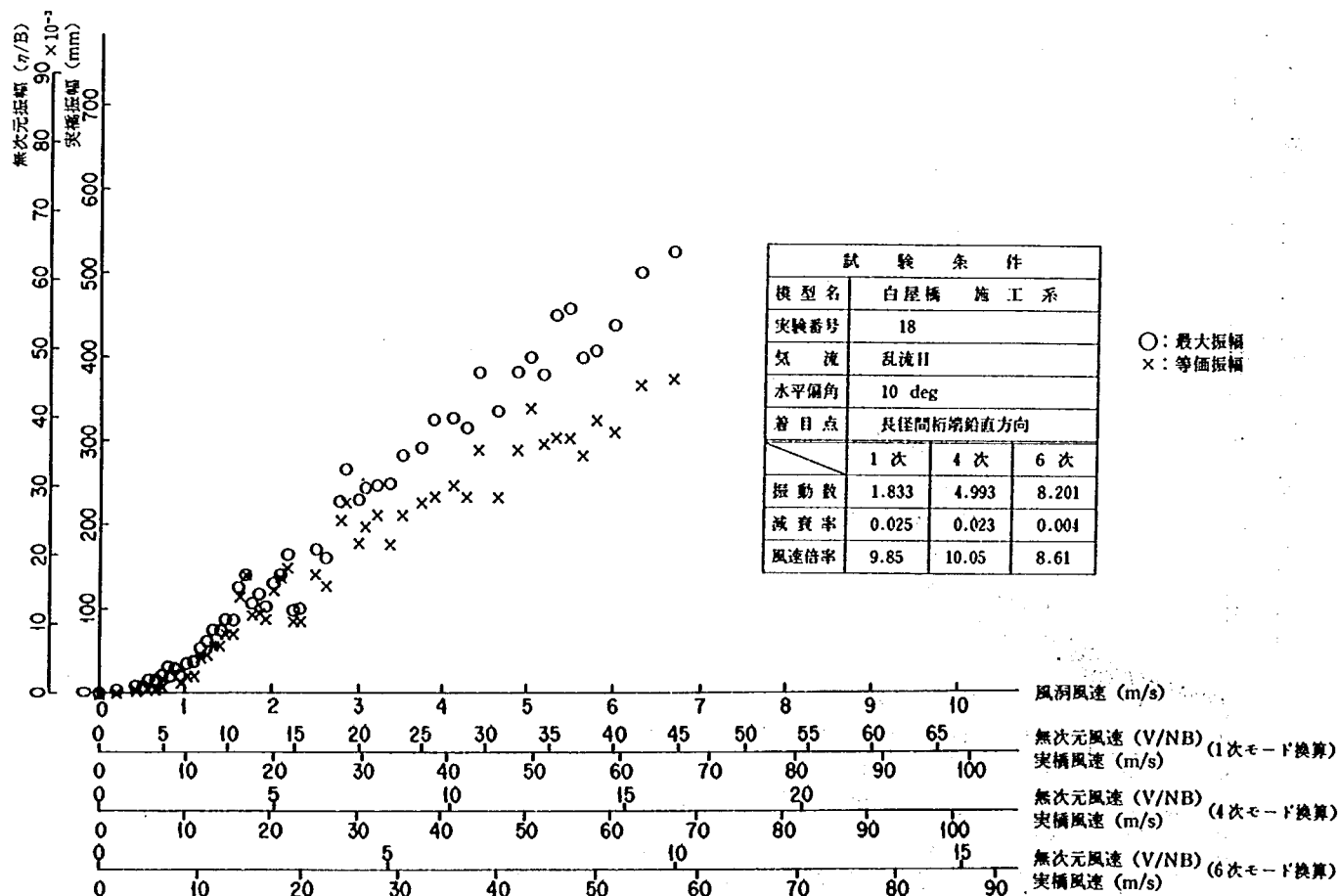
付図-2.2.23 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



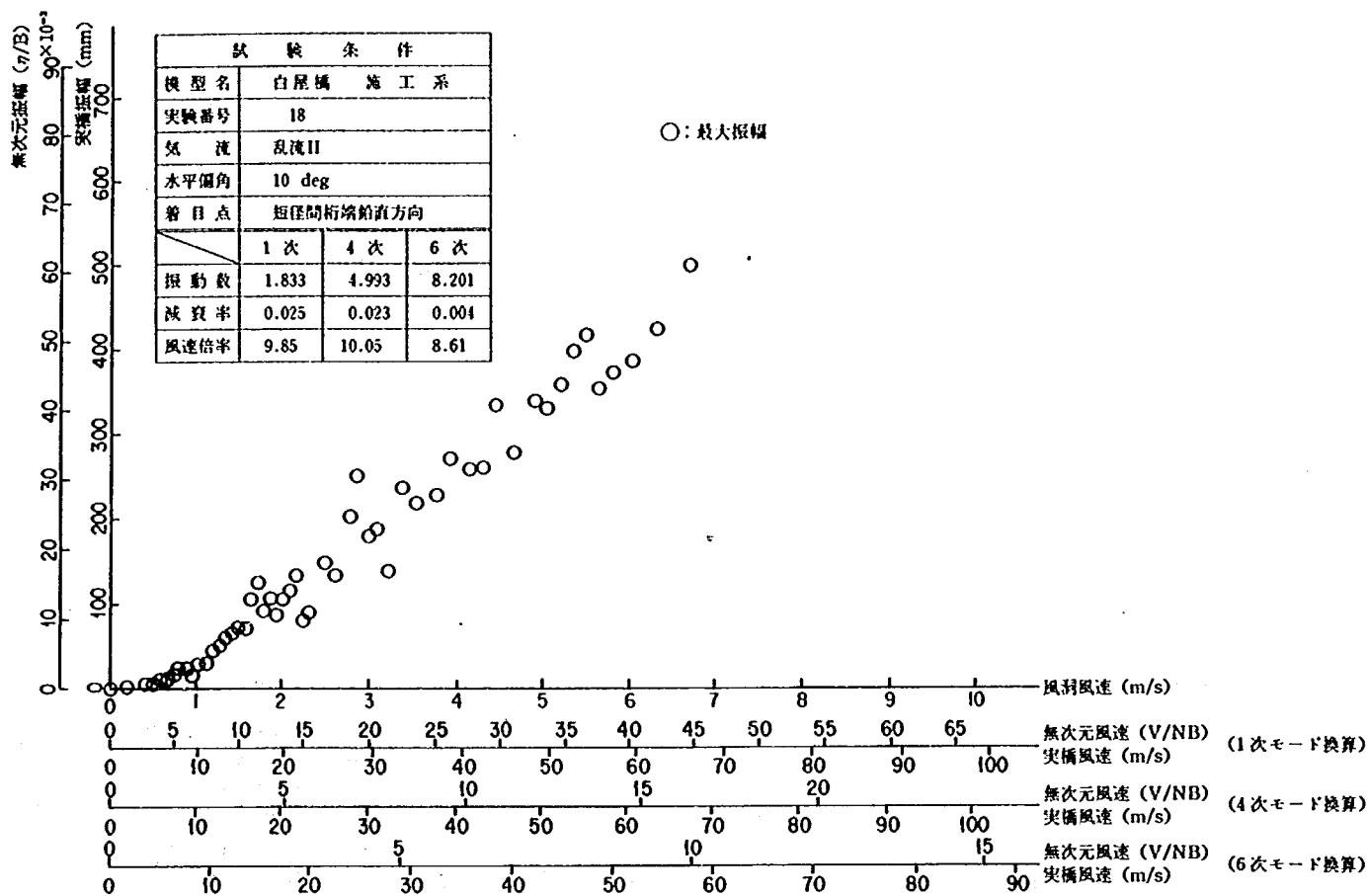
付図-2.2.24 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



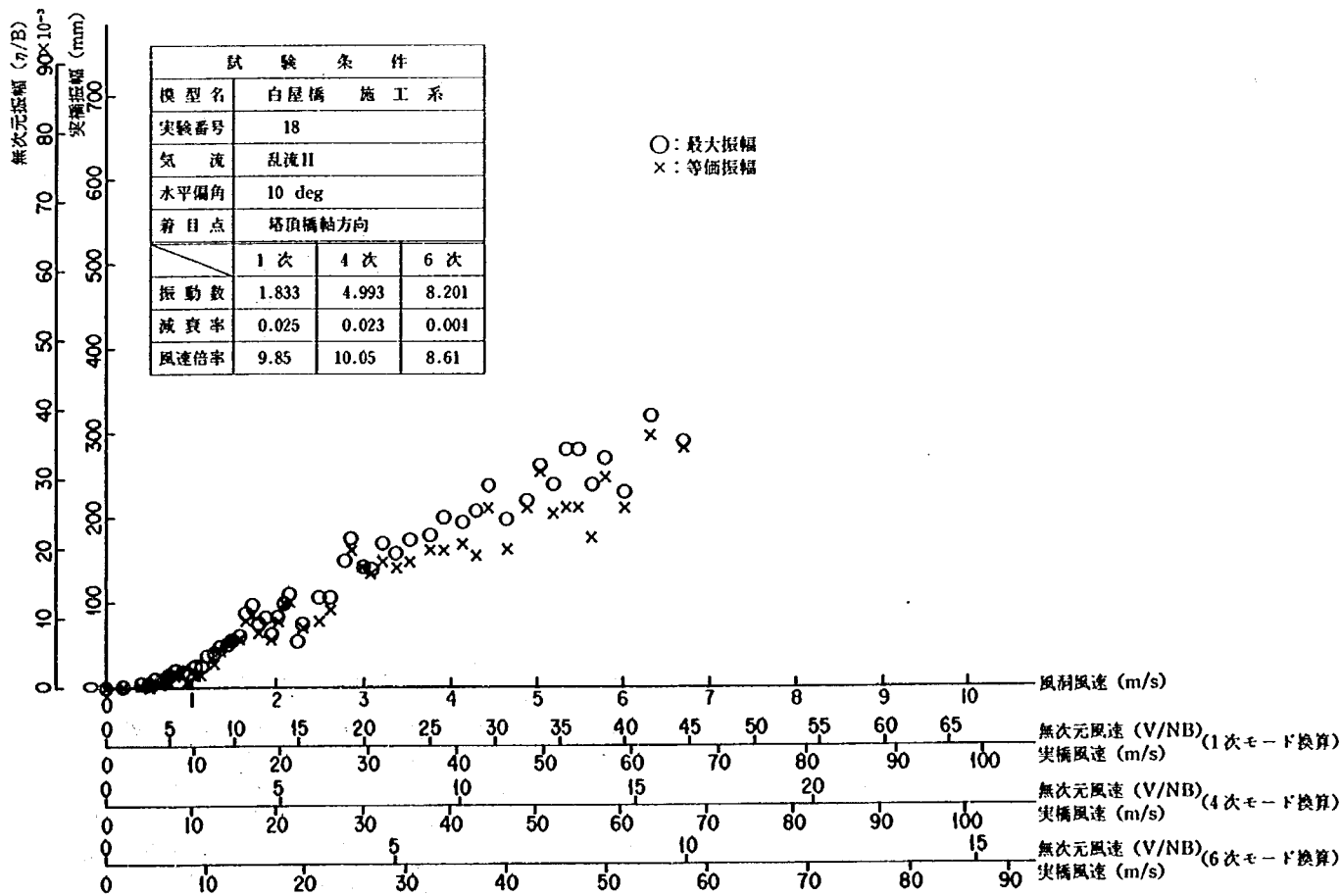
付図-2.2.25 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



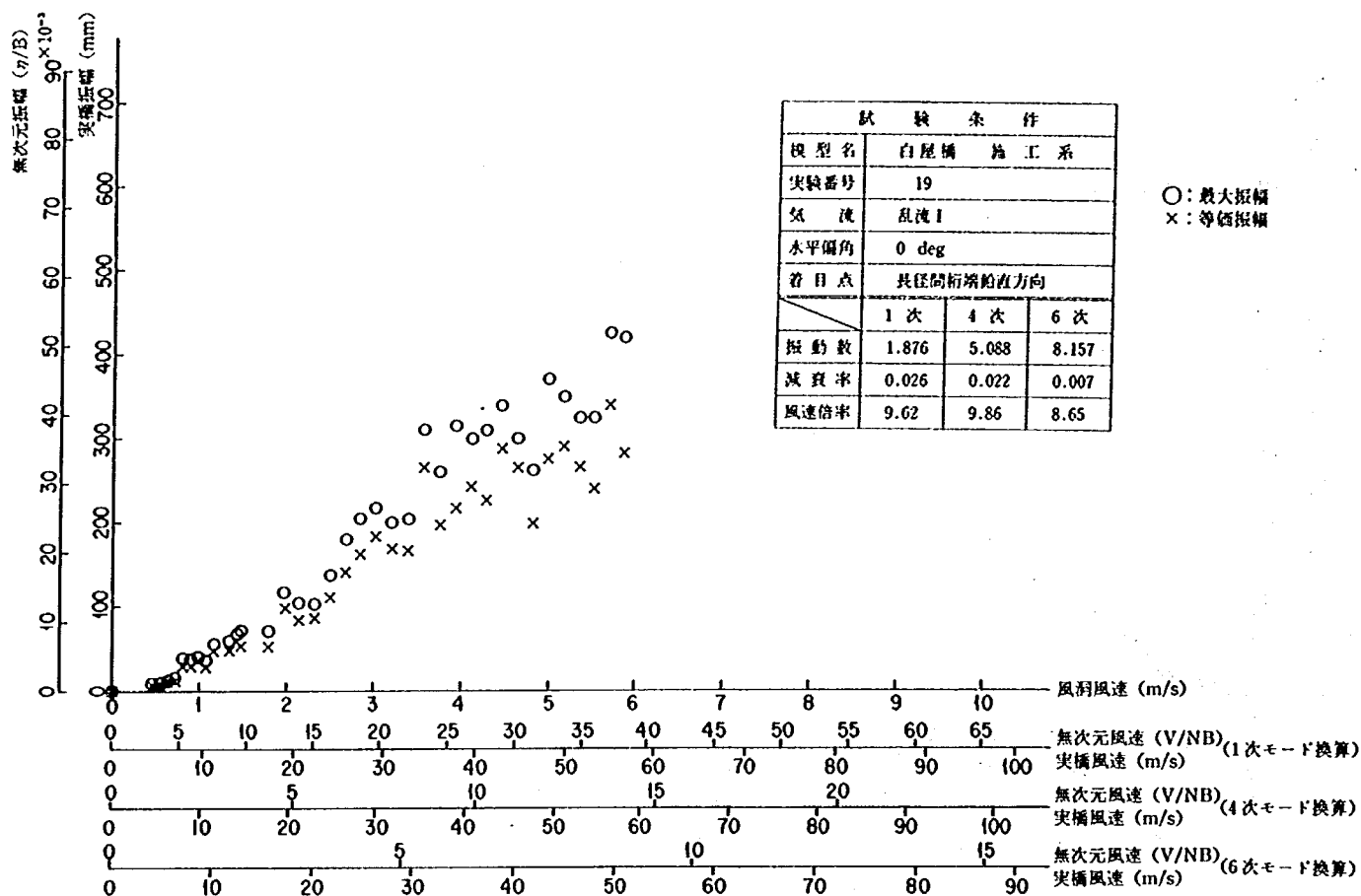
付図-2.2.26 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



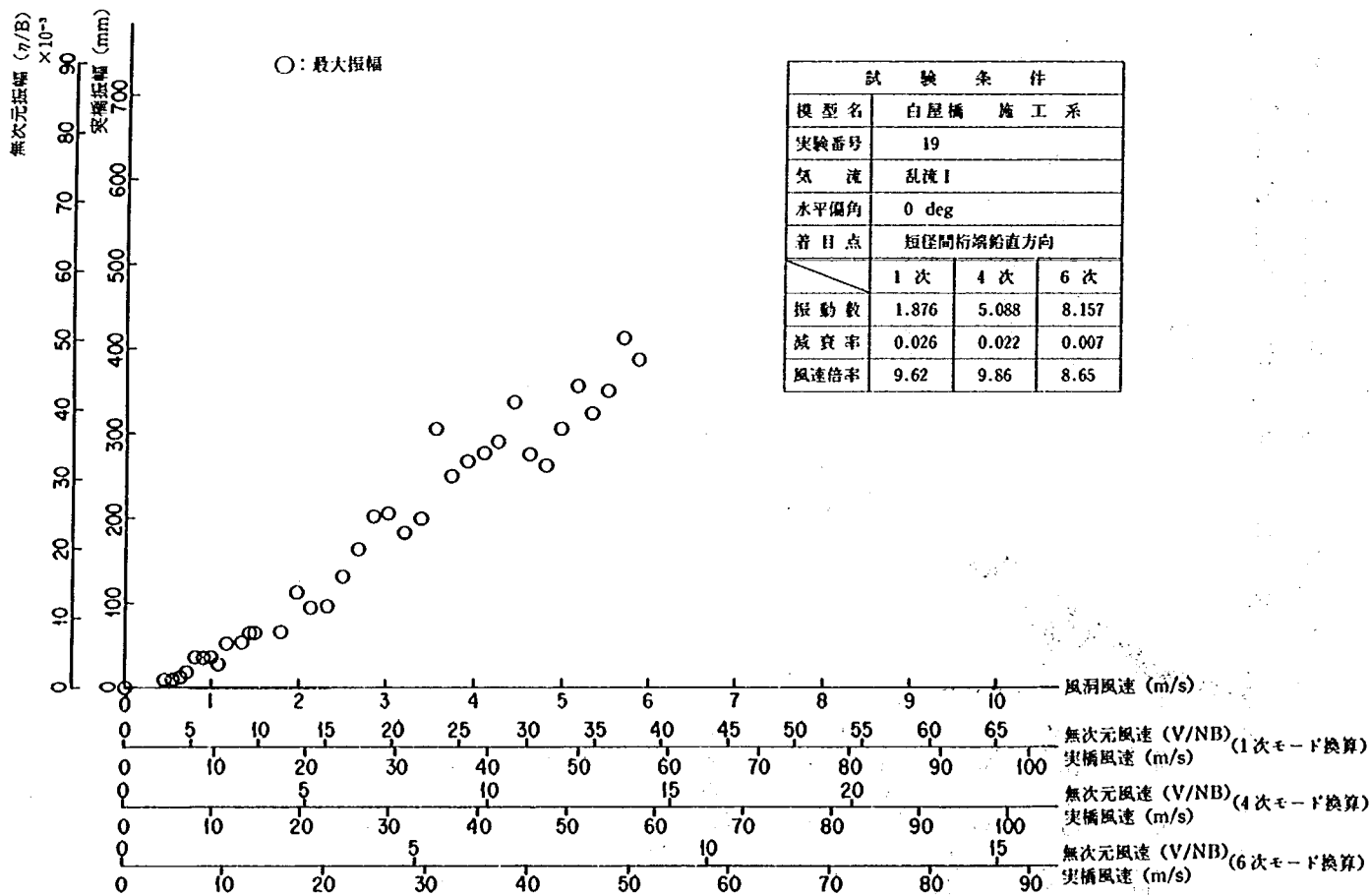
付図-2.2.27 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



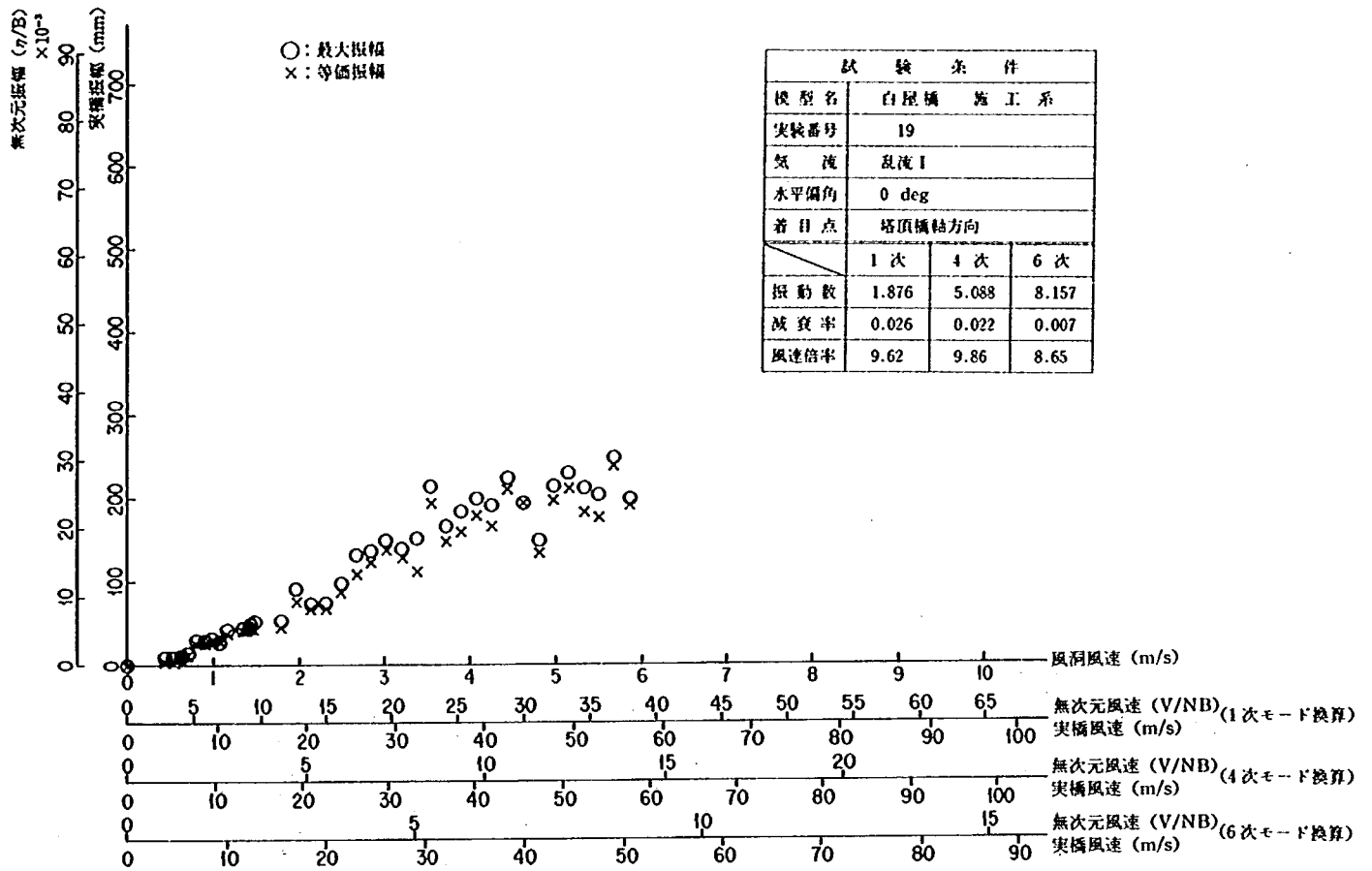
付図-2.2.28 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



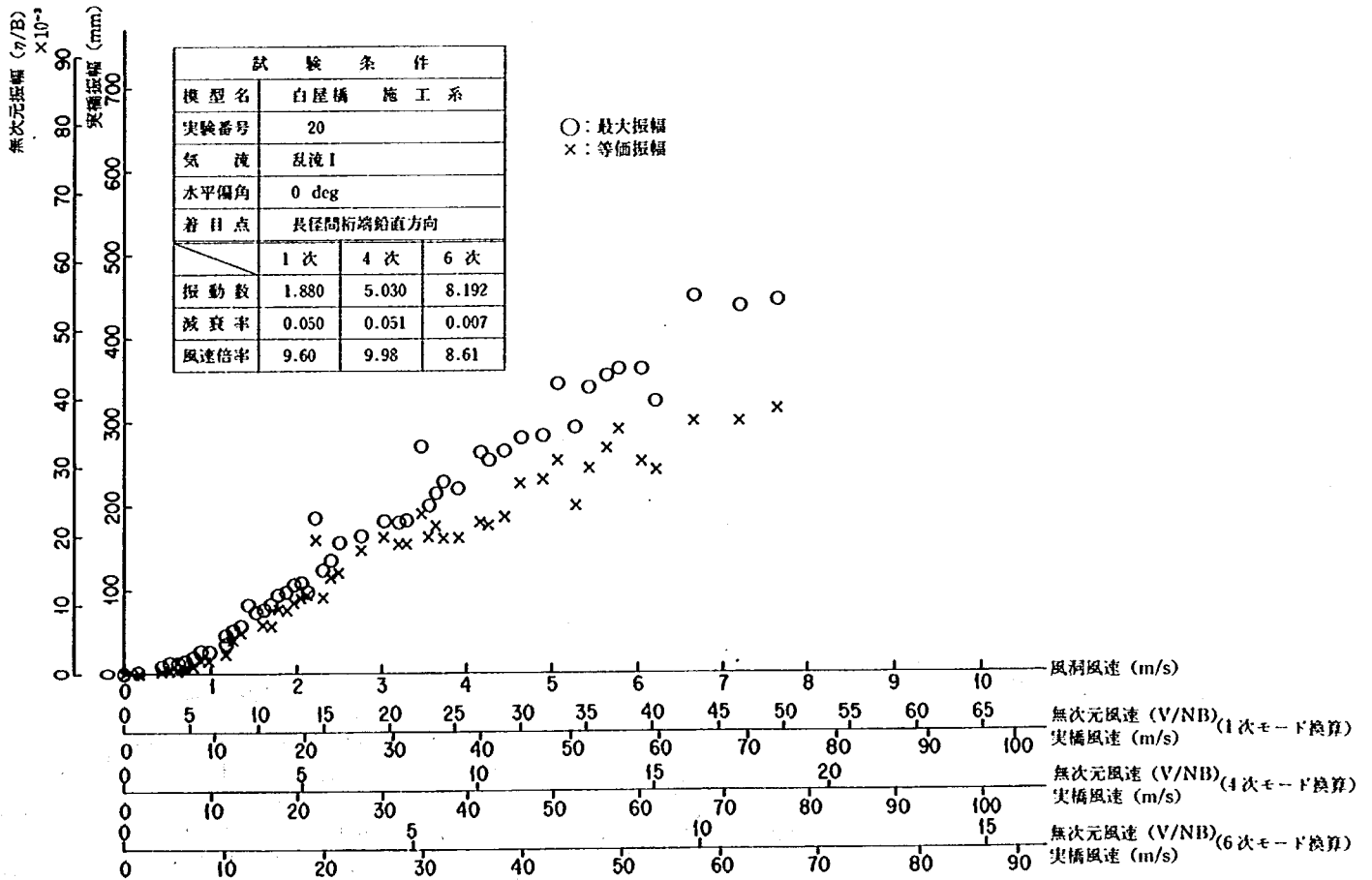
付図-2.2.29 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



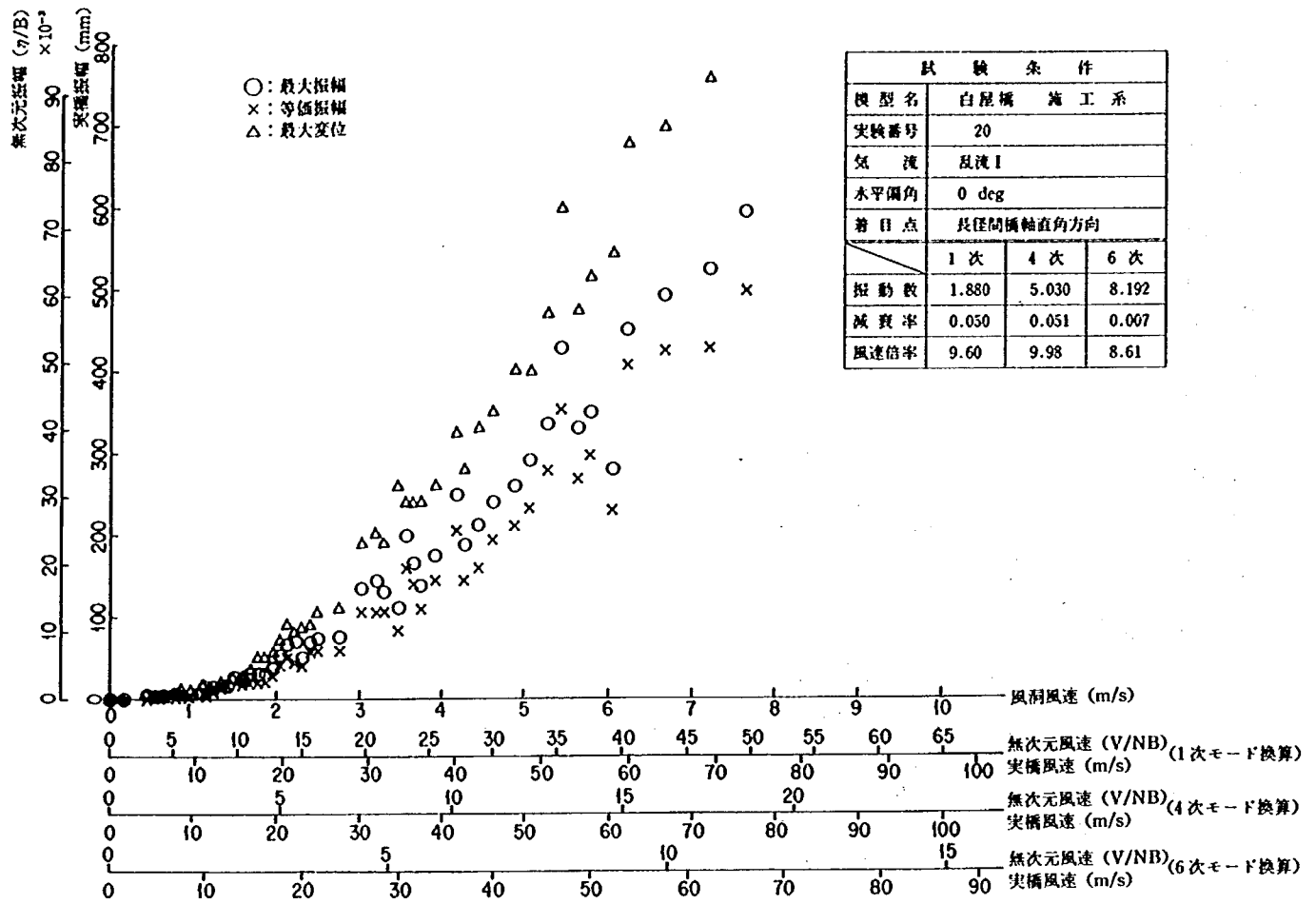
付図-2.2.30 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



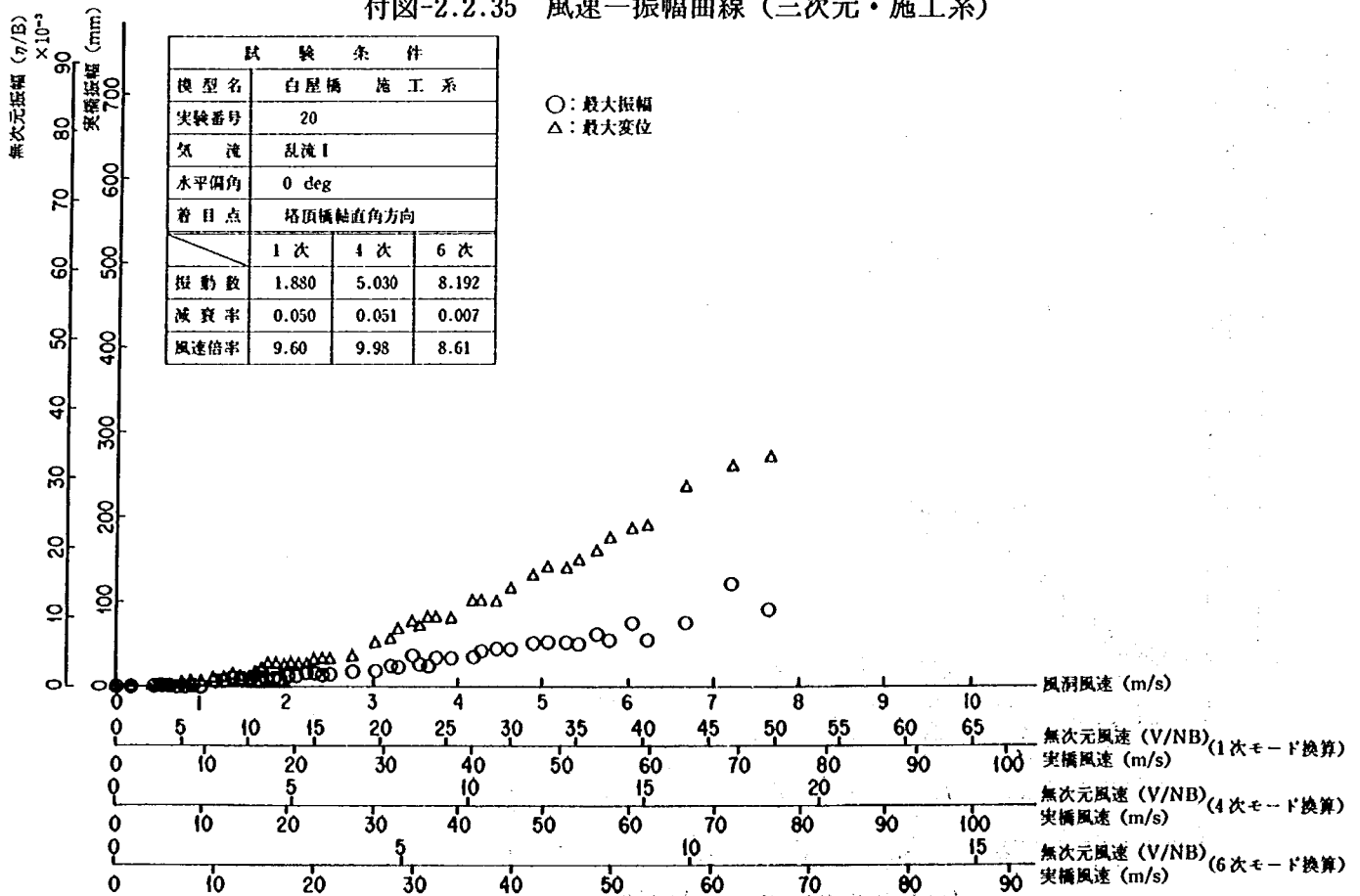
付図-2.2.31 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



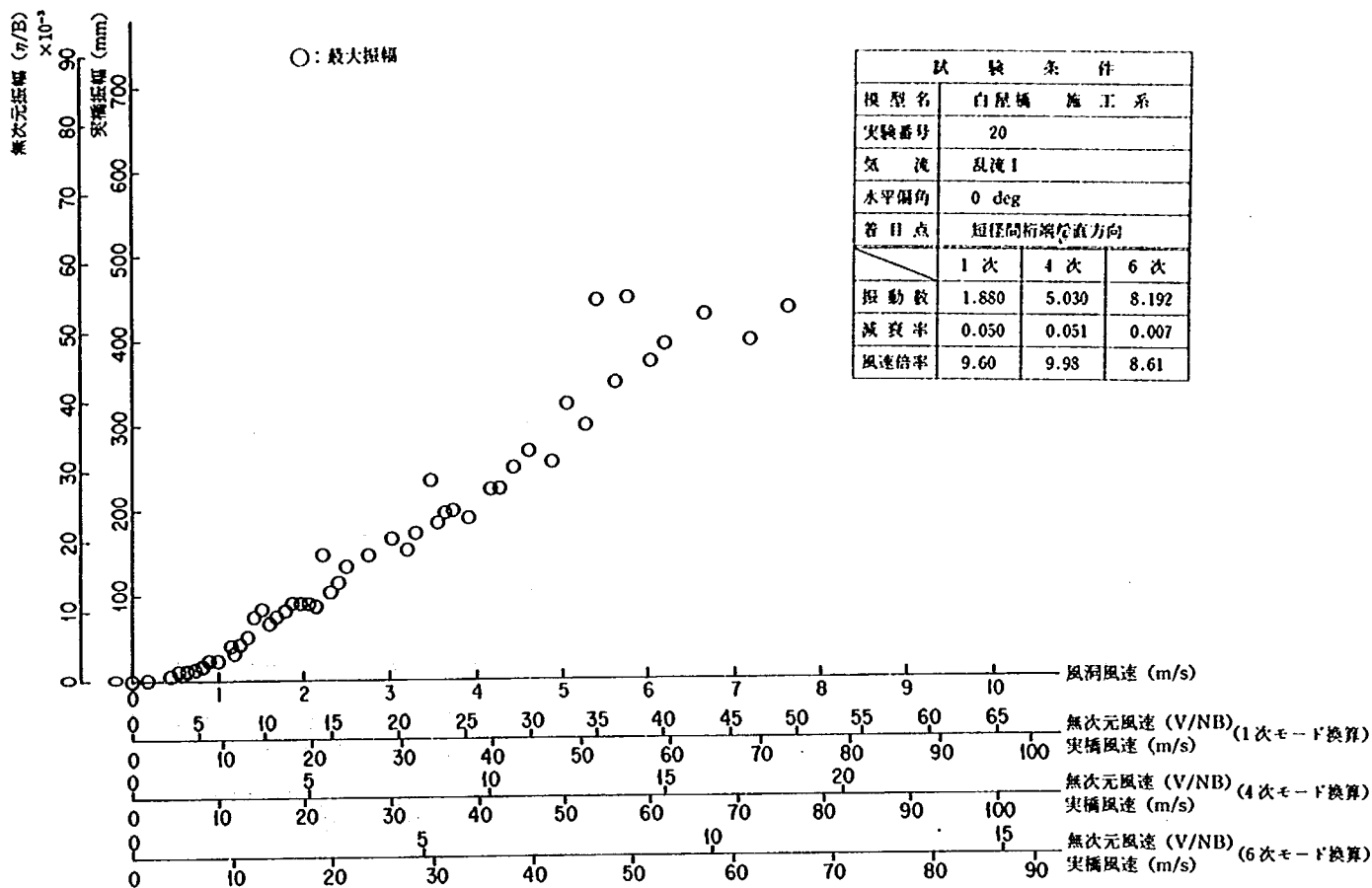
付図-2.2.32 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



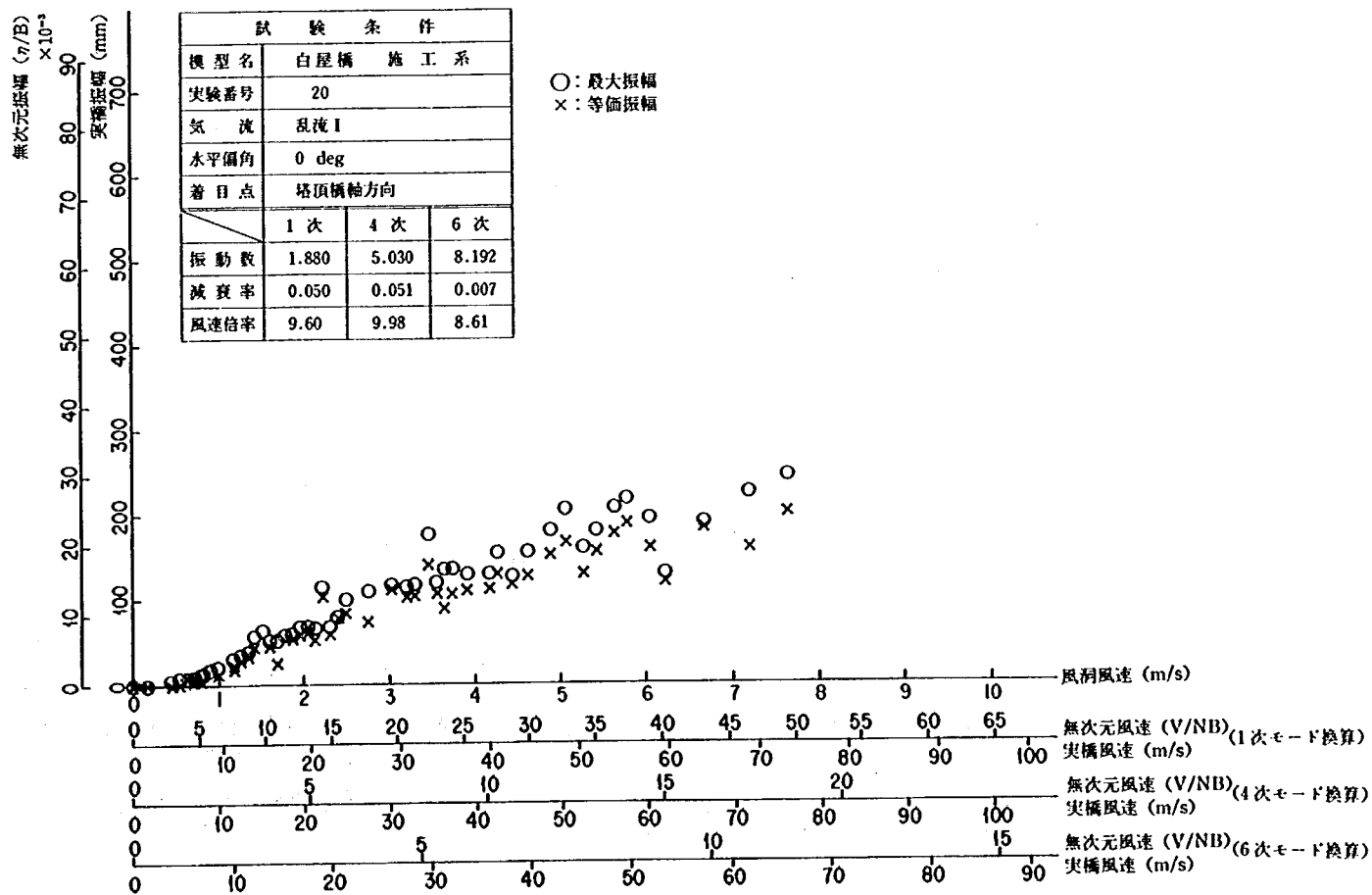
付図-2.2.35 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



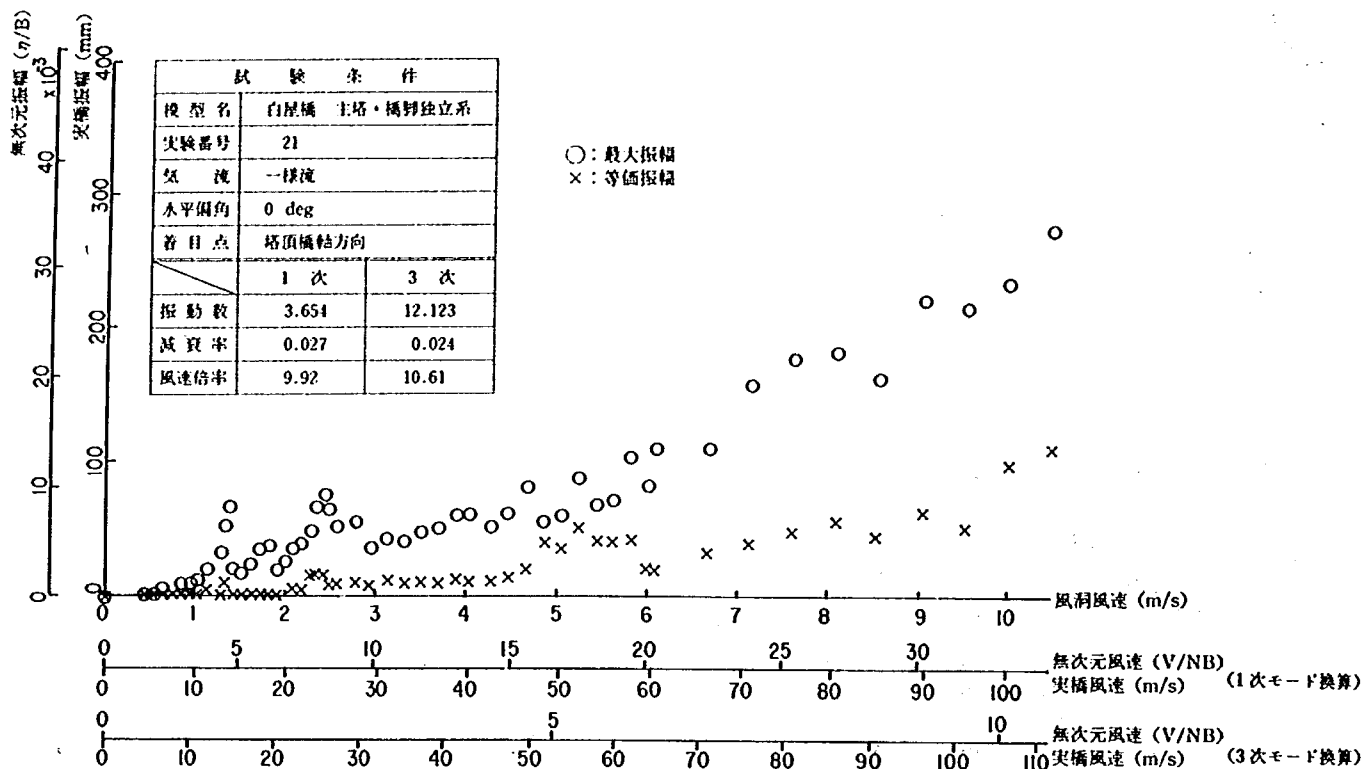
付図-2.2.36 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



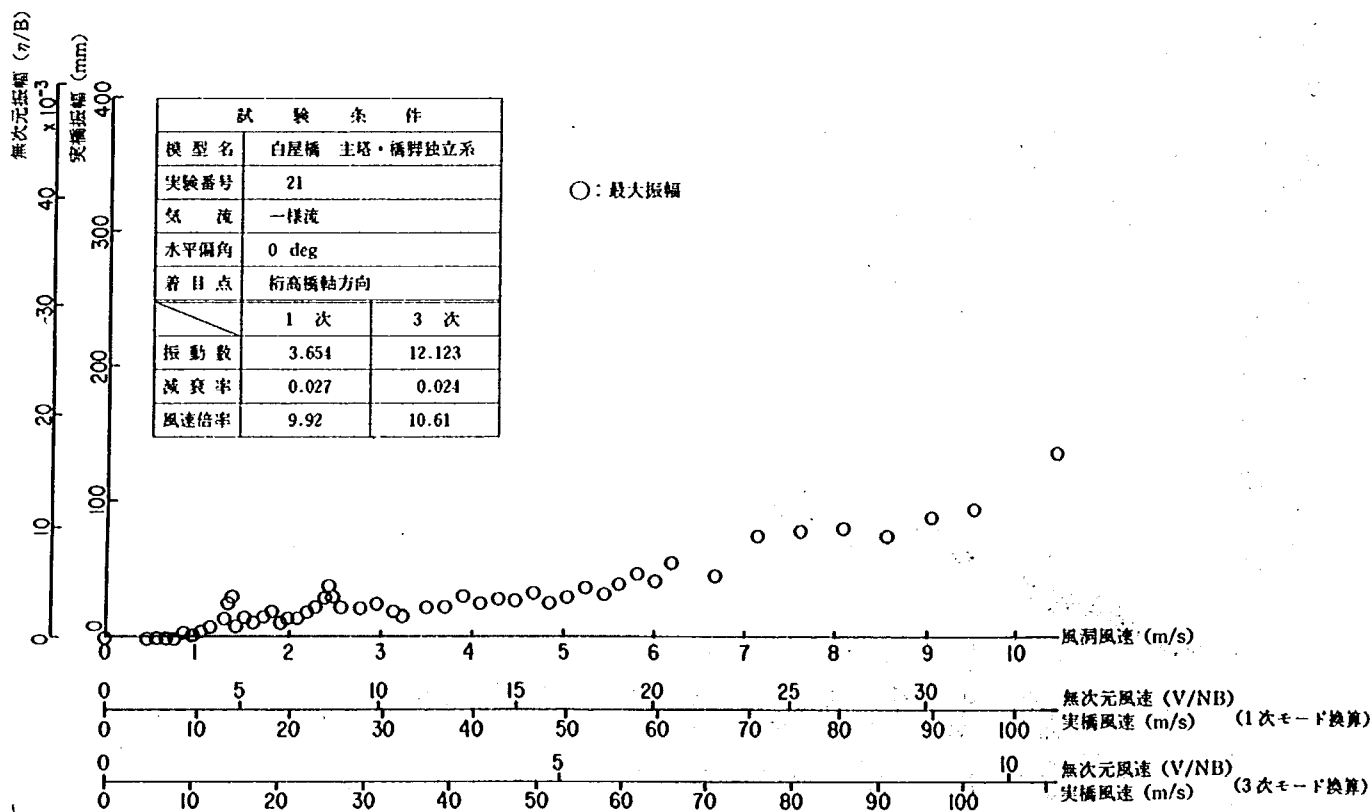
付図-2.2.33 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



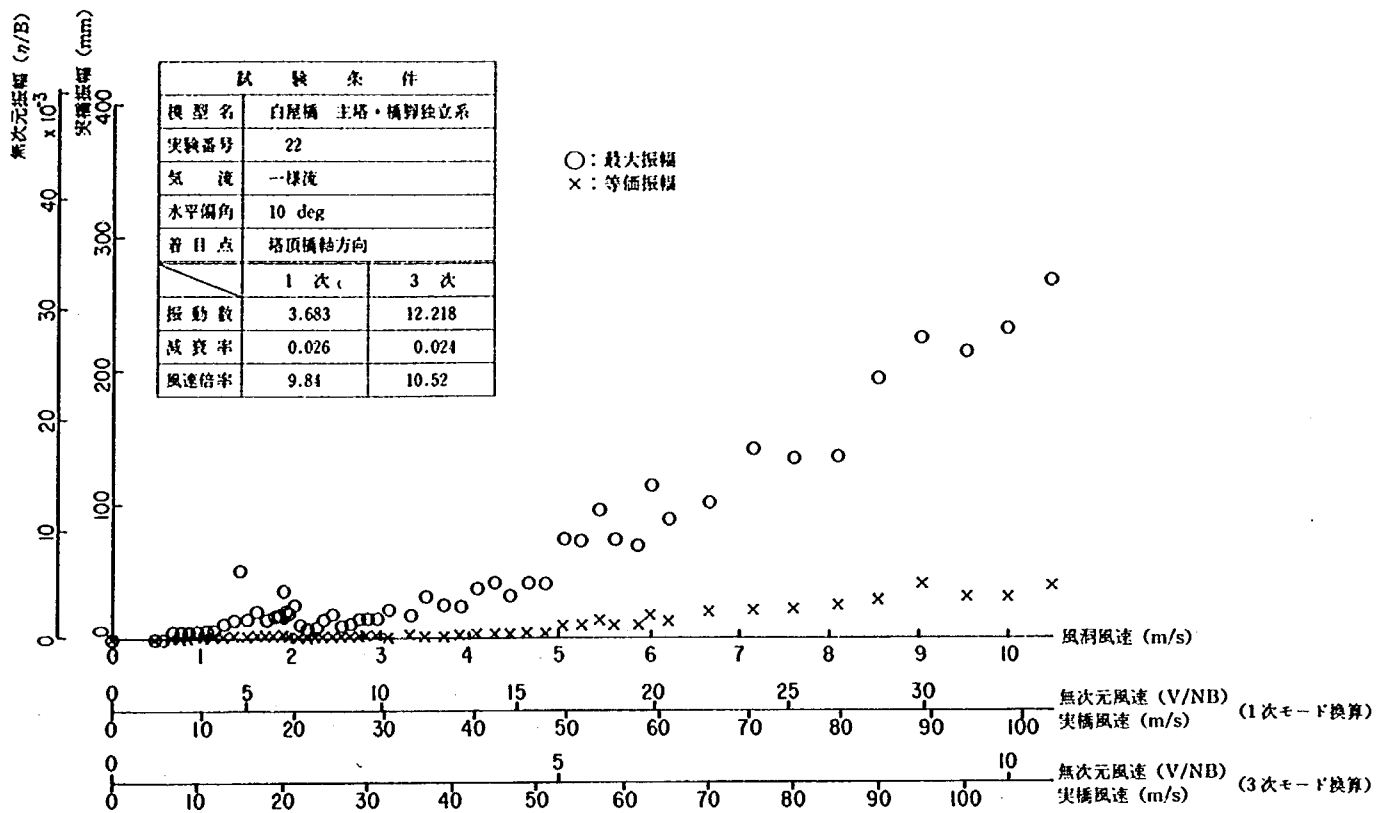
付図-2.2.34 風速—振幅曲線 (三次元・施工系)



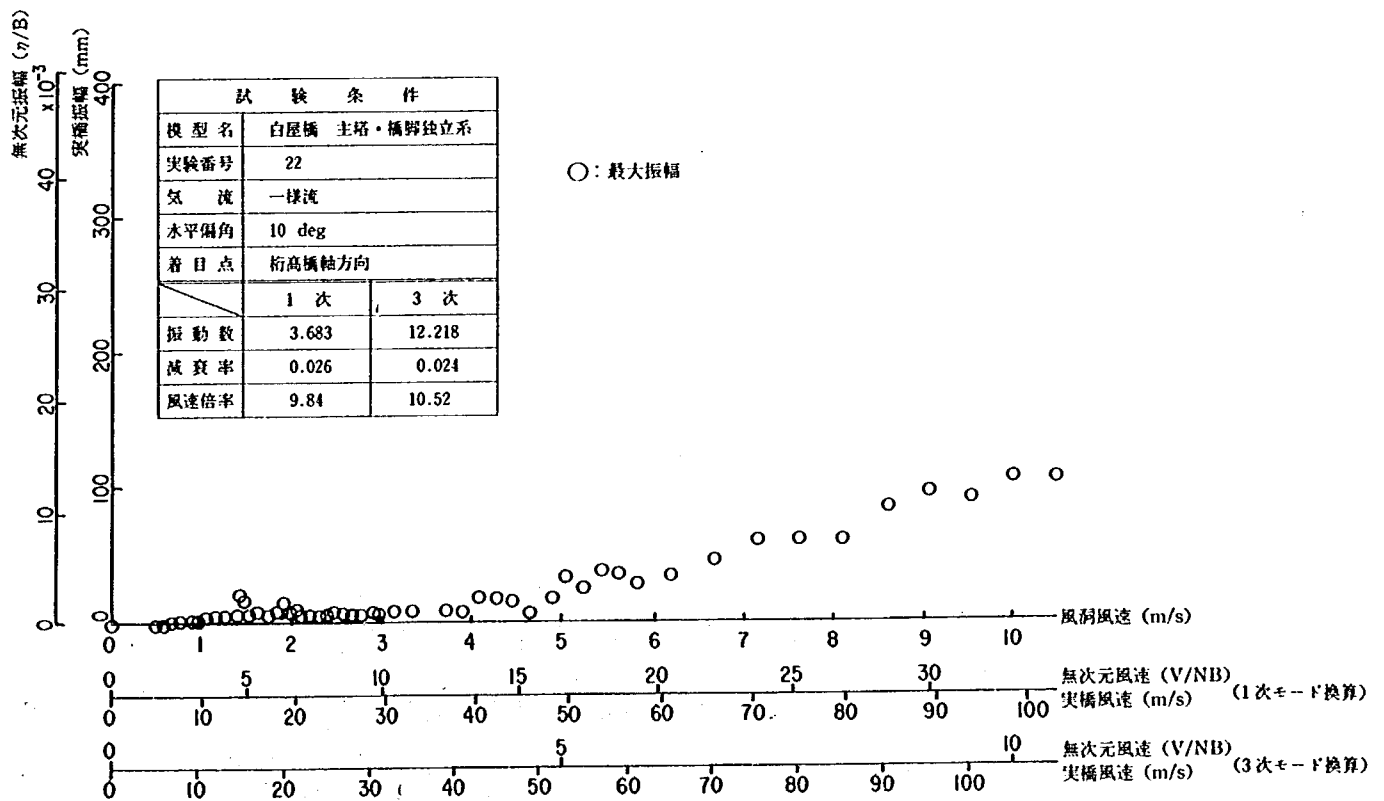
付図-2.3.1 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



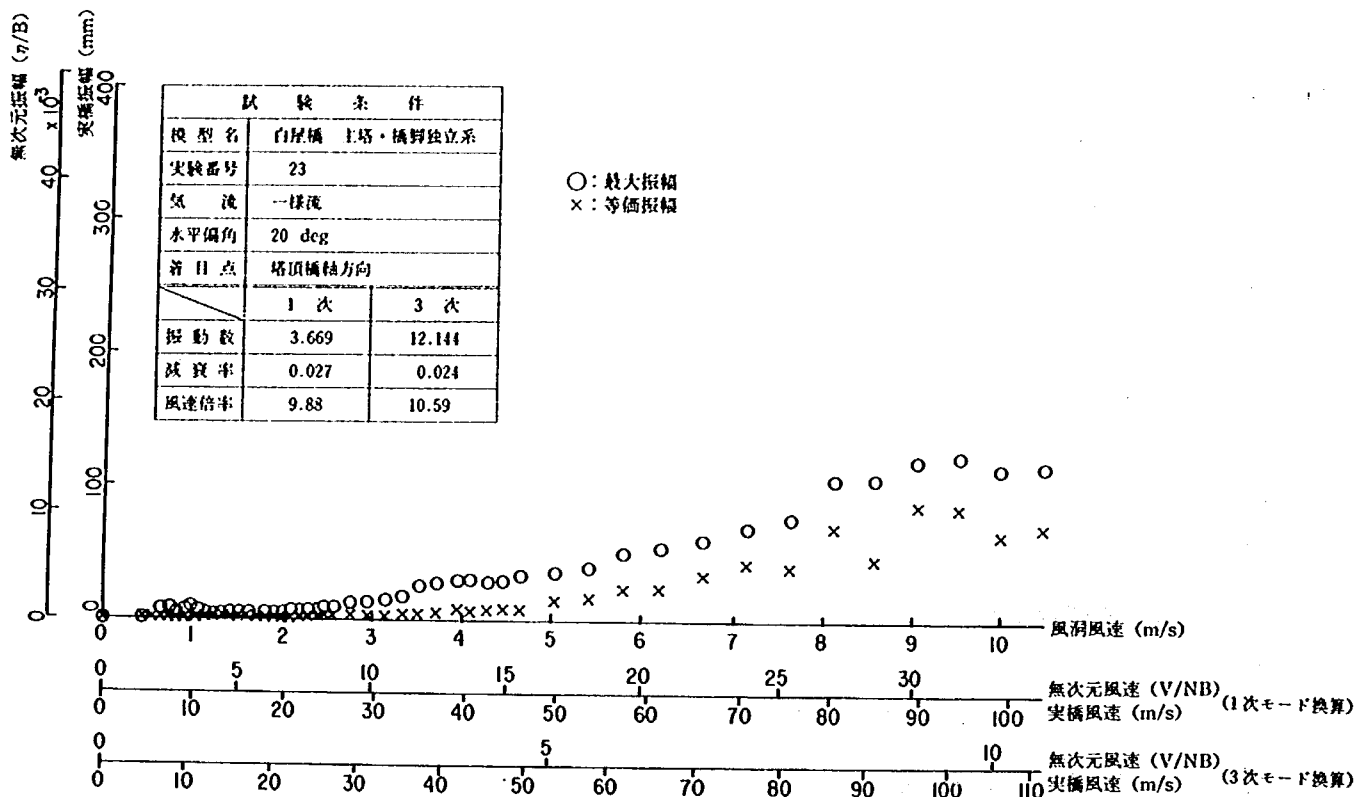
付図-2.3.2 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



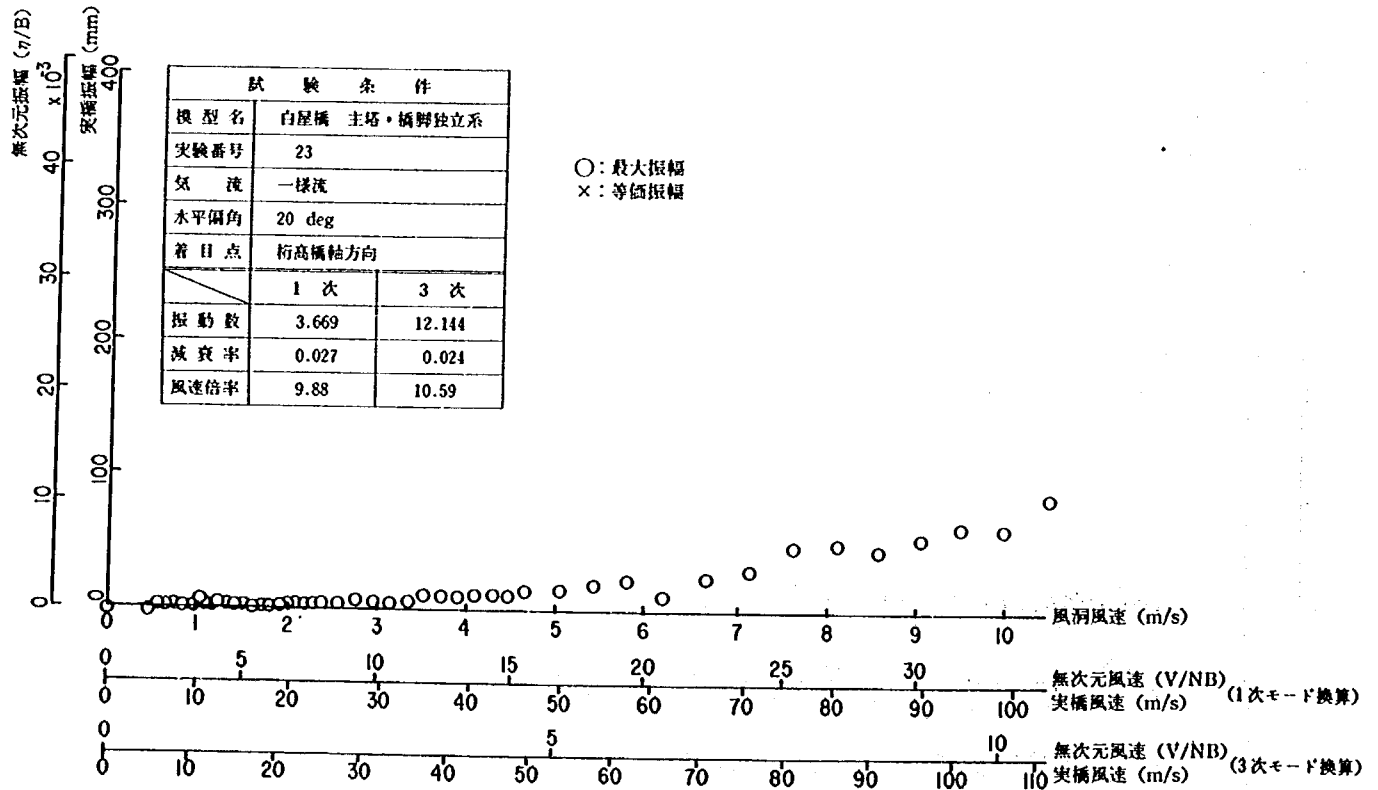
付図-2.3.3 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



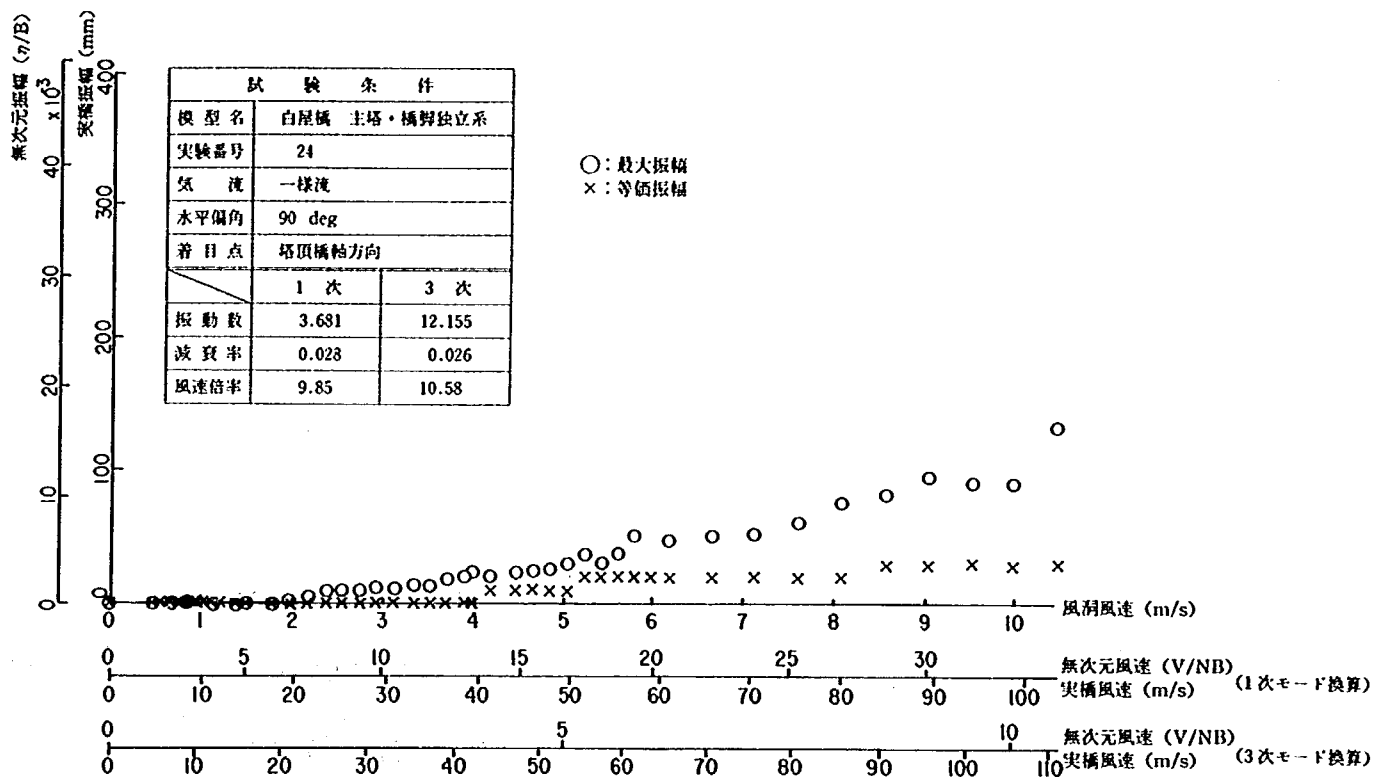
付図-2.3.4 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



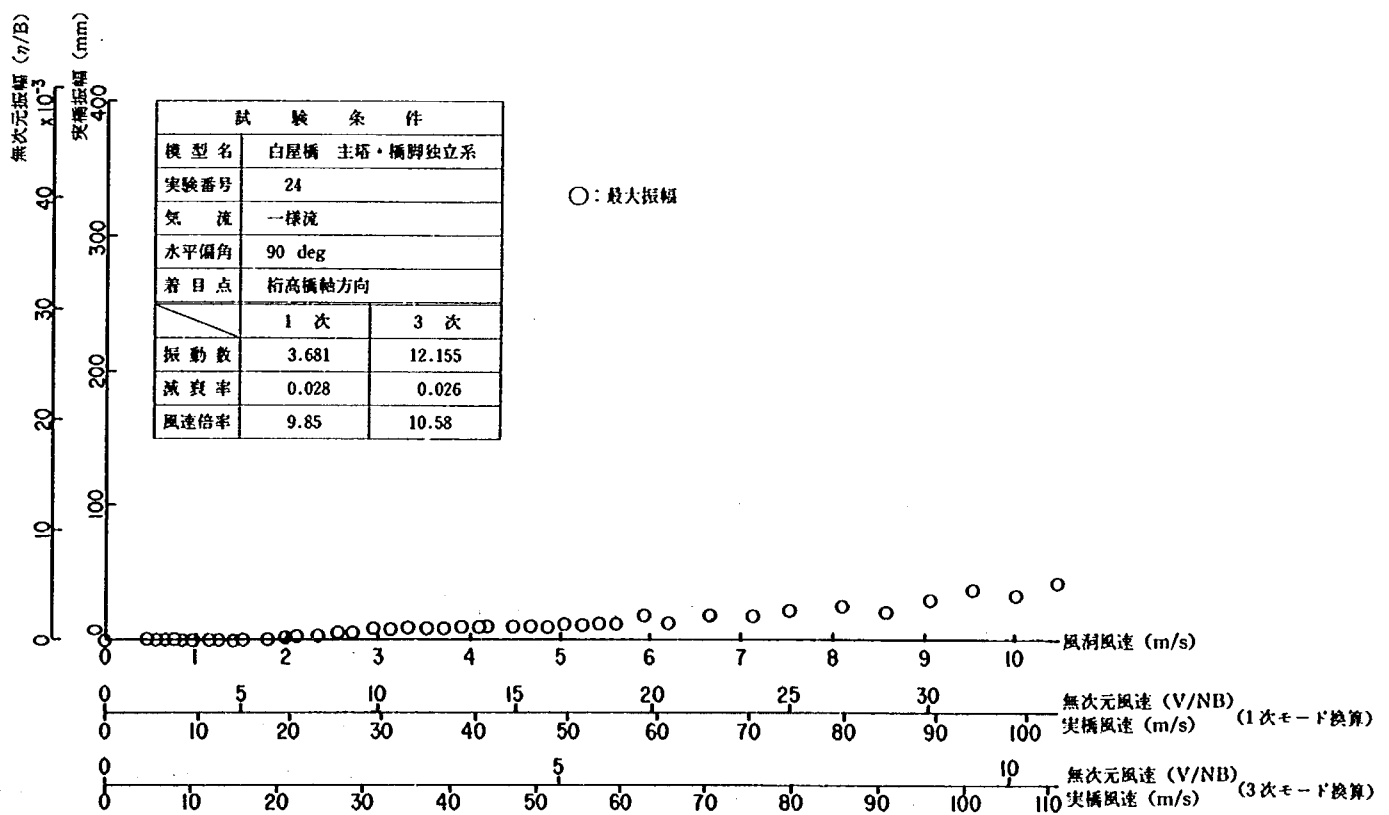
付図-2.3.5 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



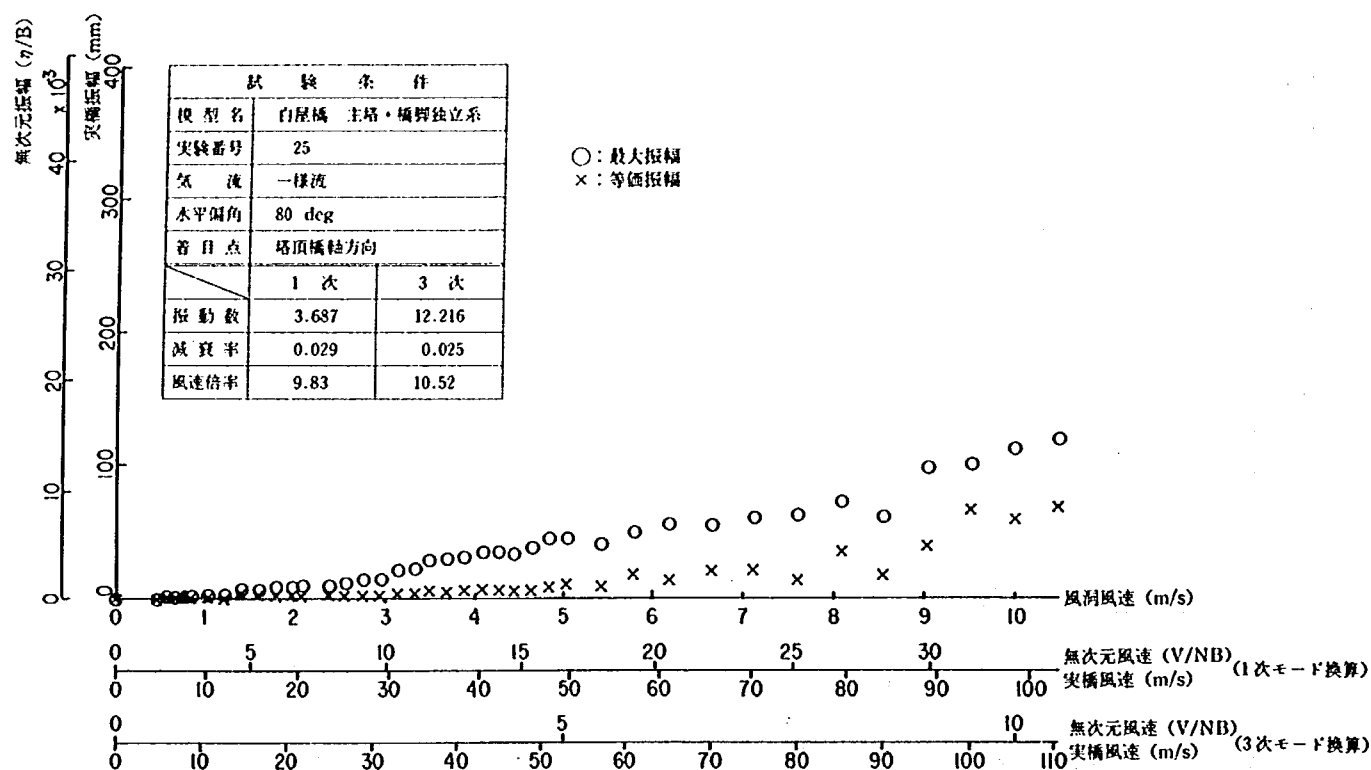
付図-2.3.6 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



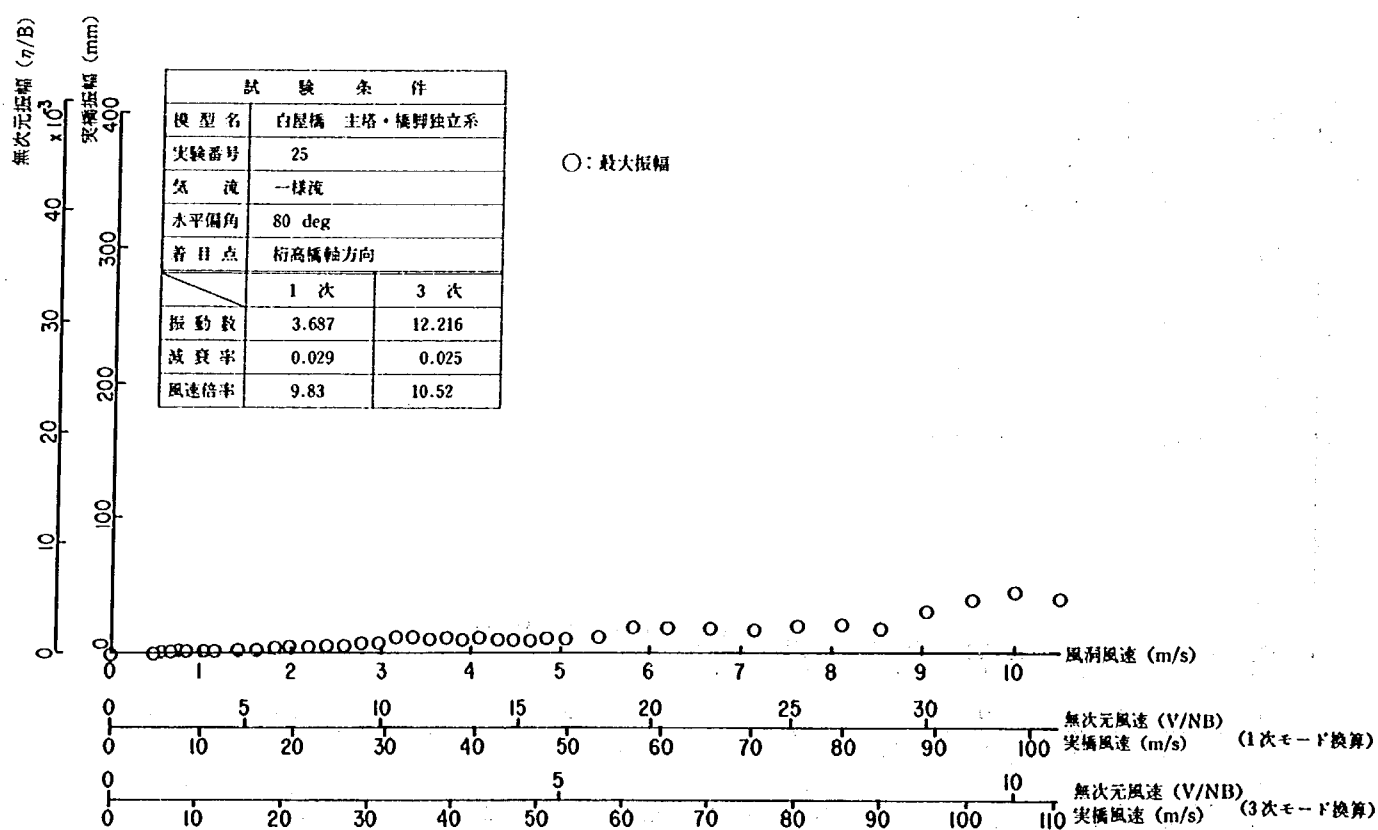
付図-2.3.7 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



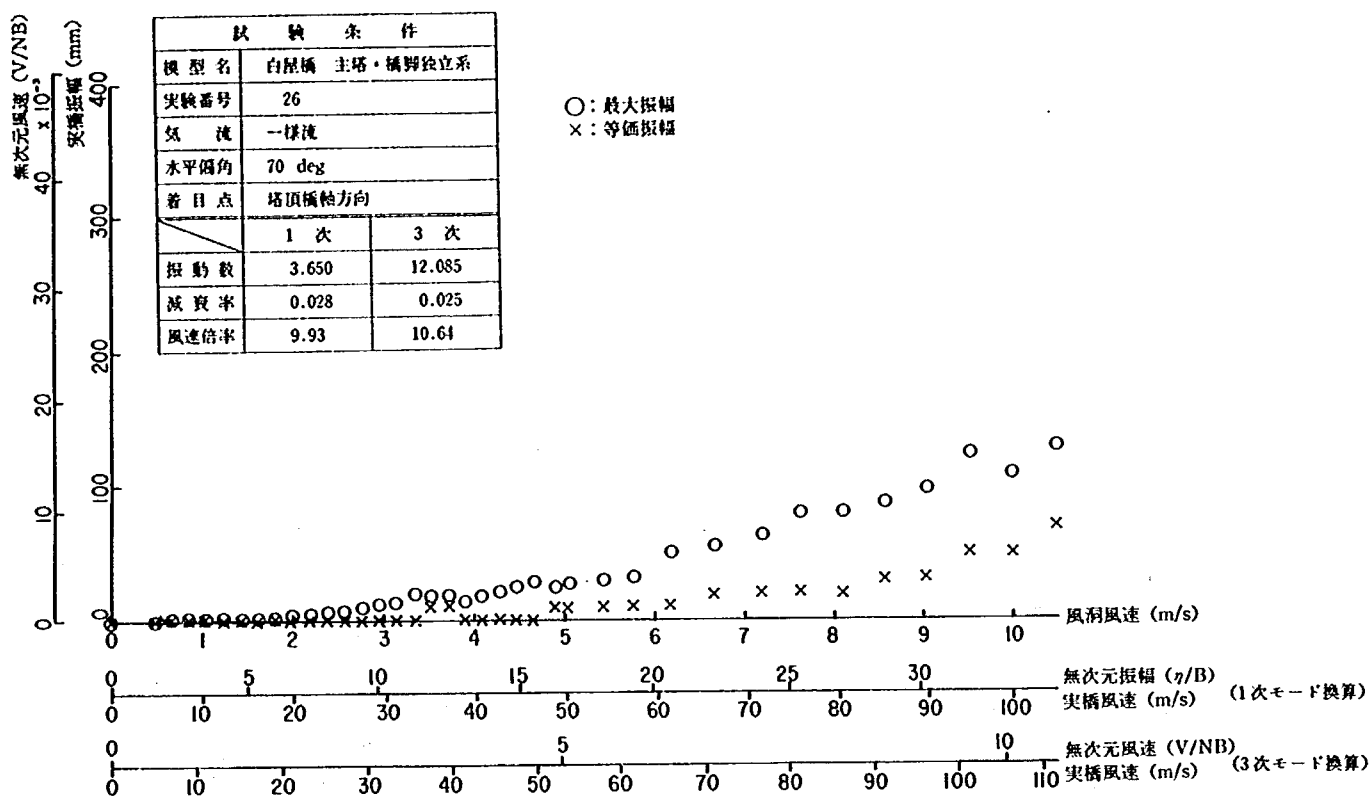
付図-2.3.8 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



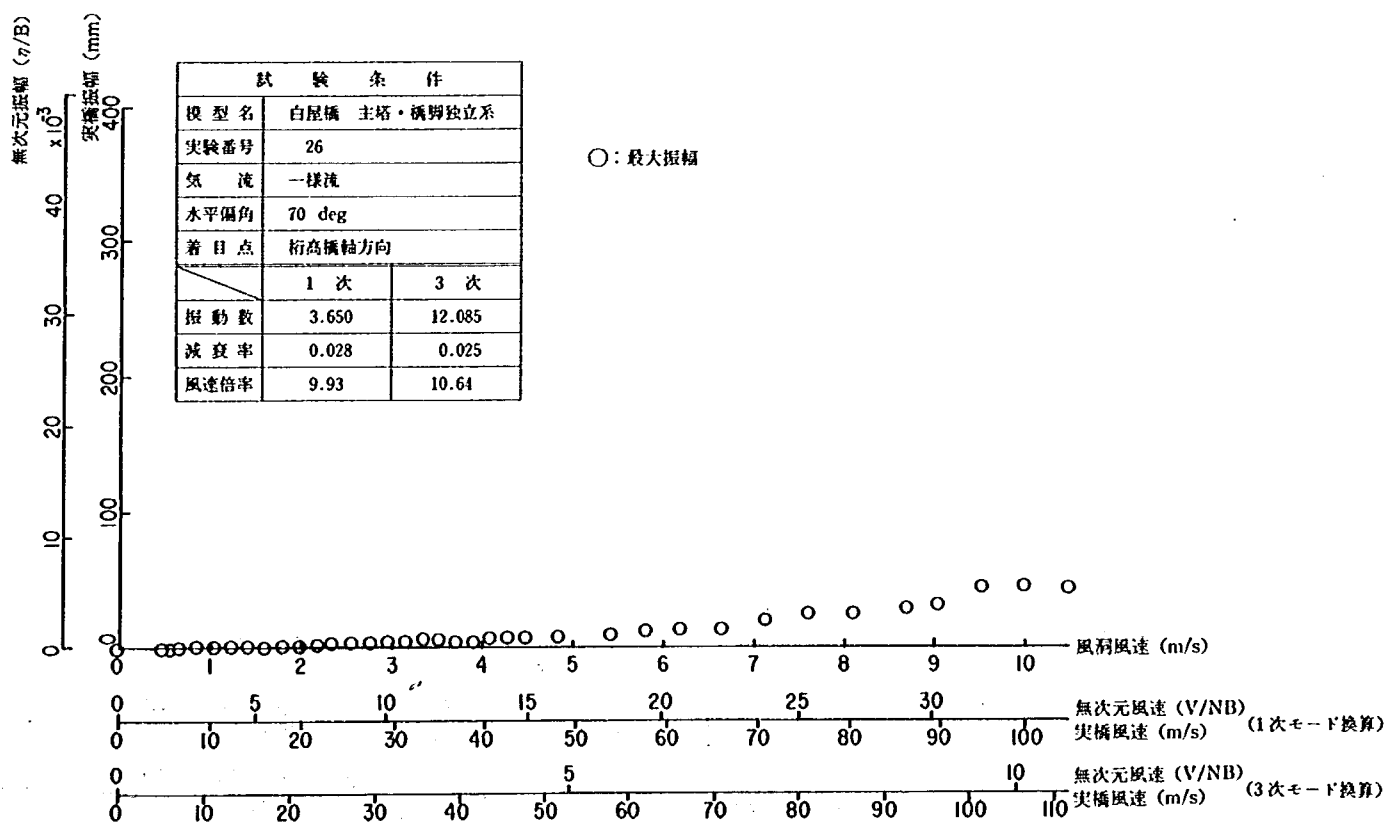
付図-2.3.9 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



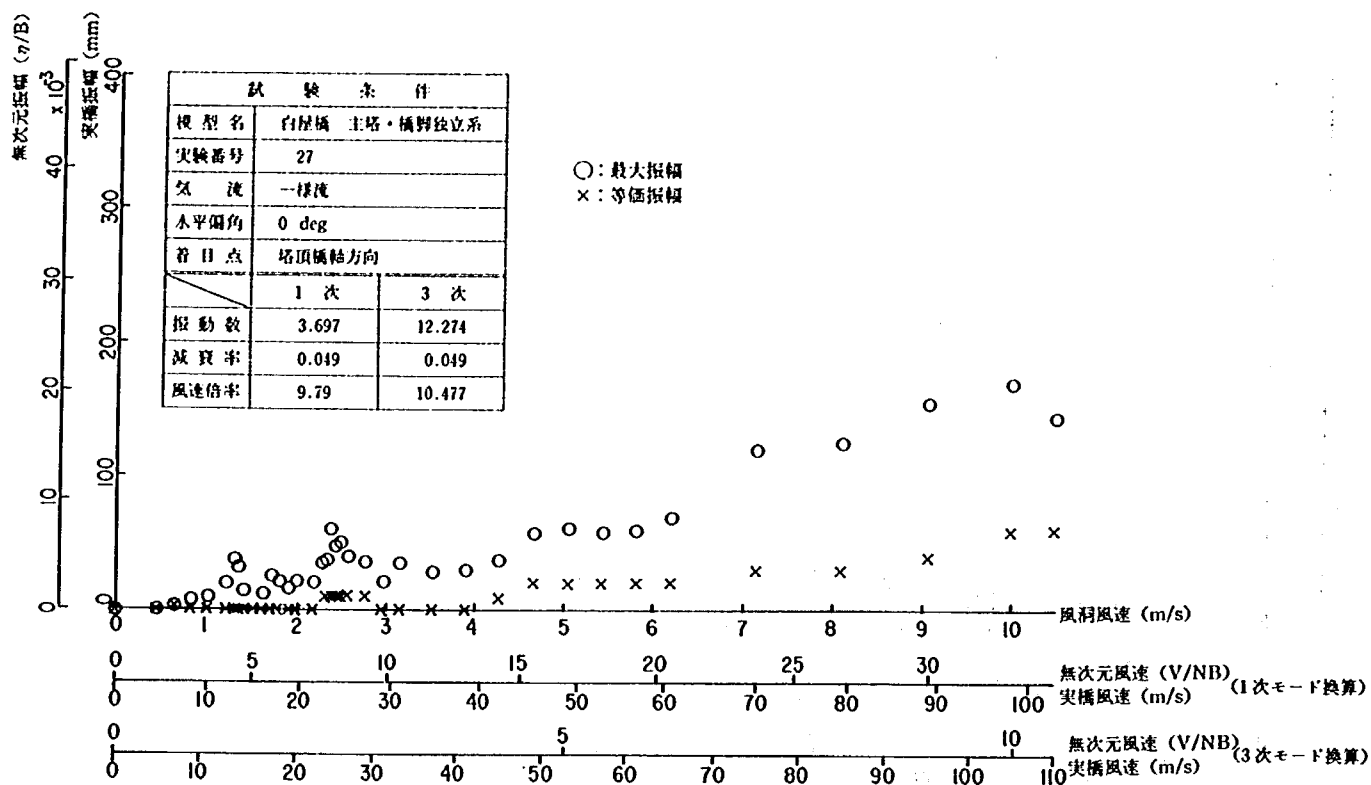
付図-2.3.10 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



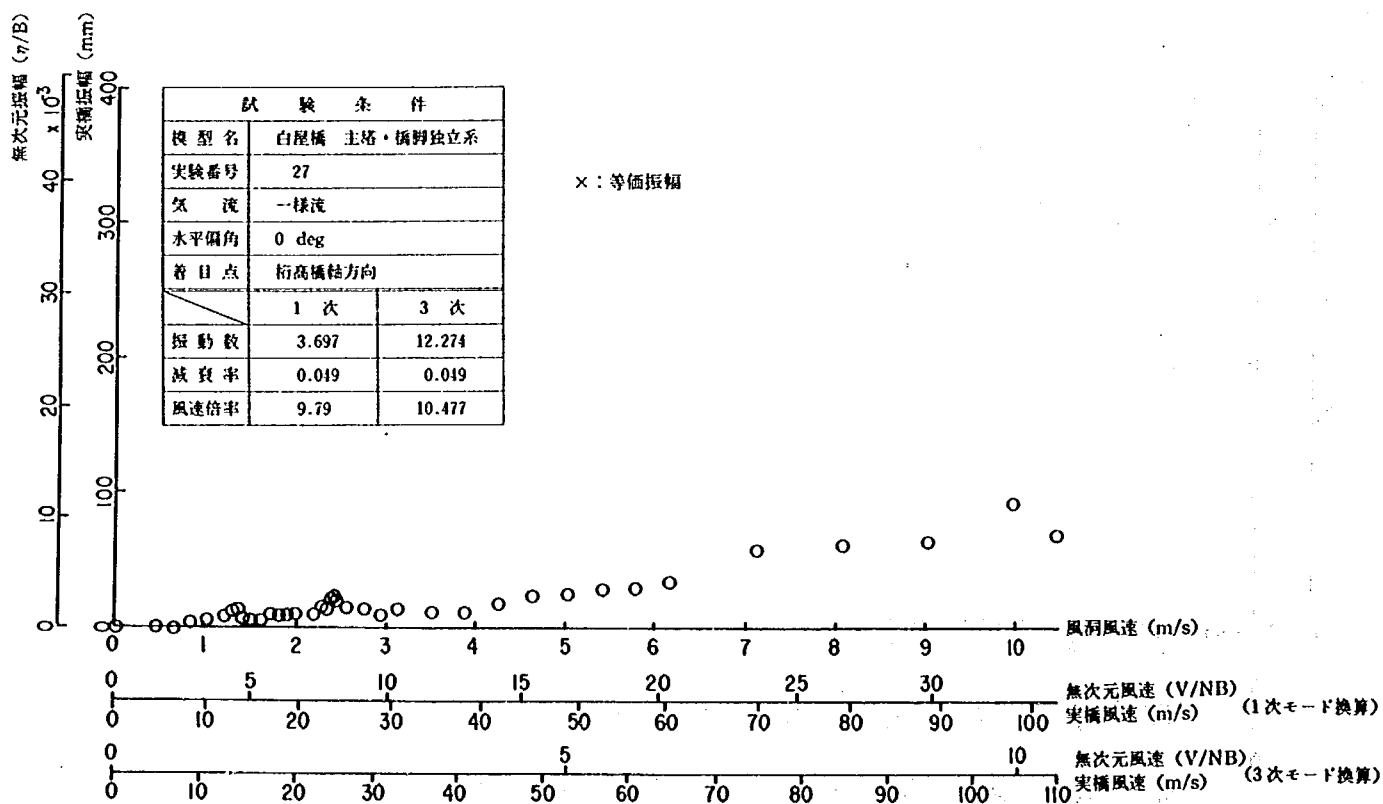
付図-2.3.11 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



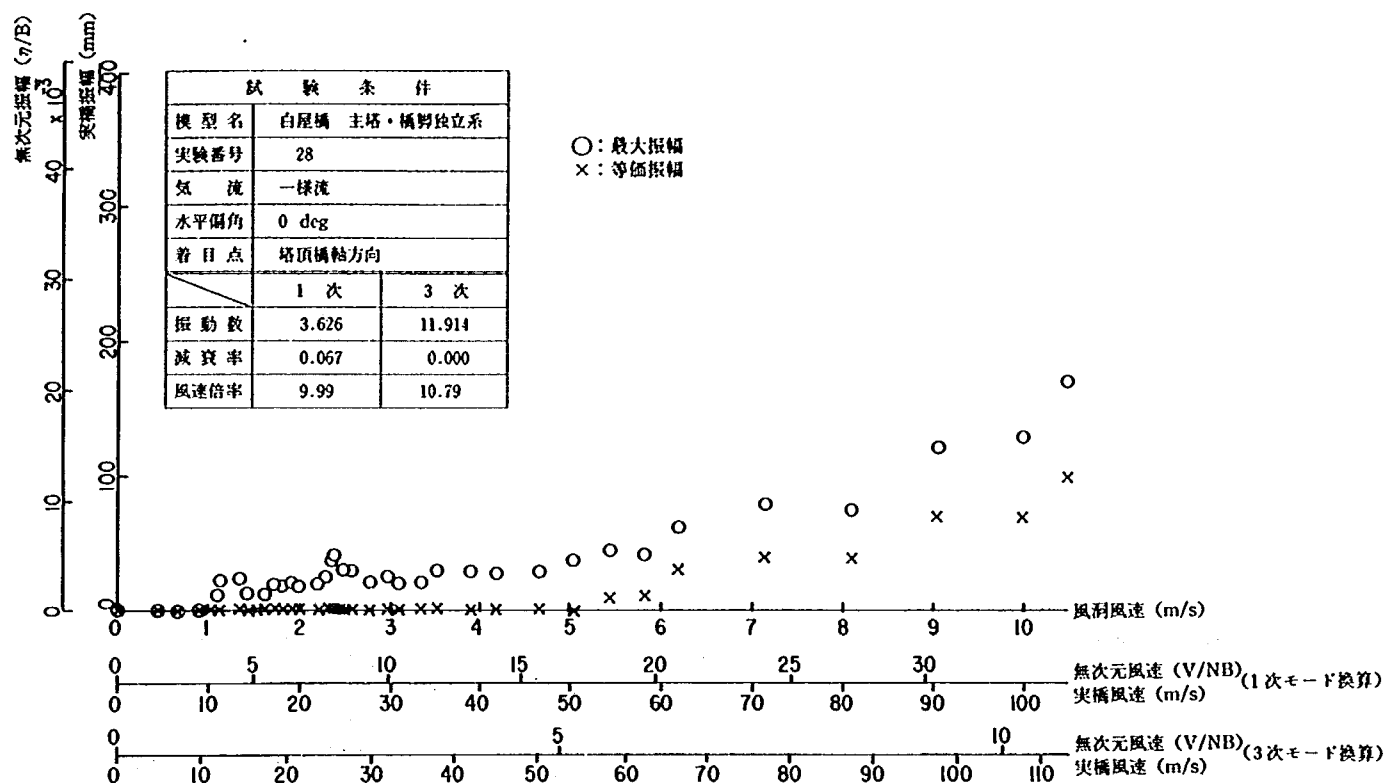
付図-2.3.12 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



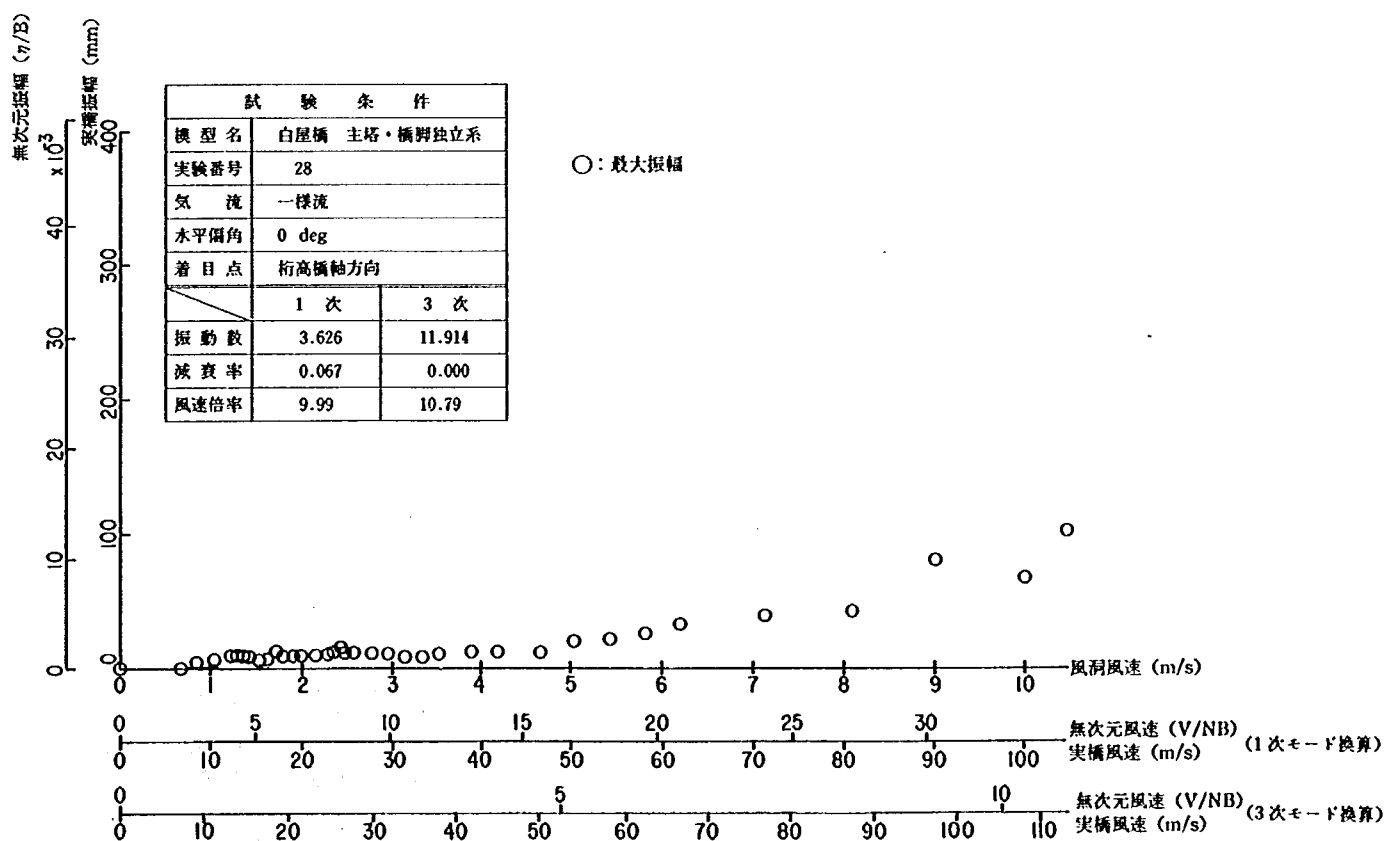
付図-2.3.13 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



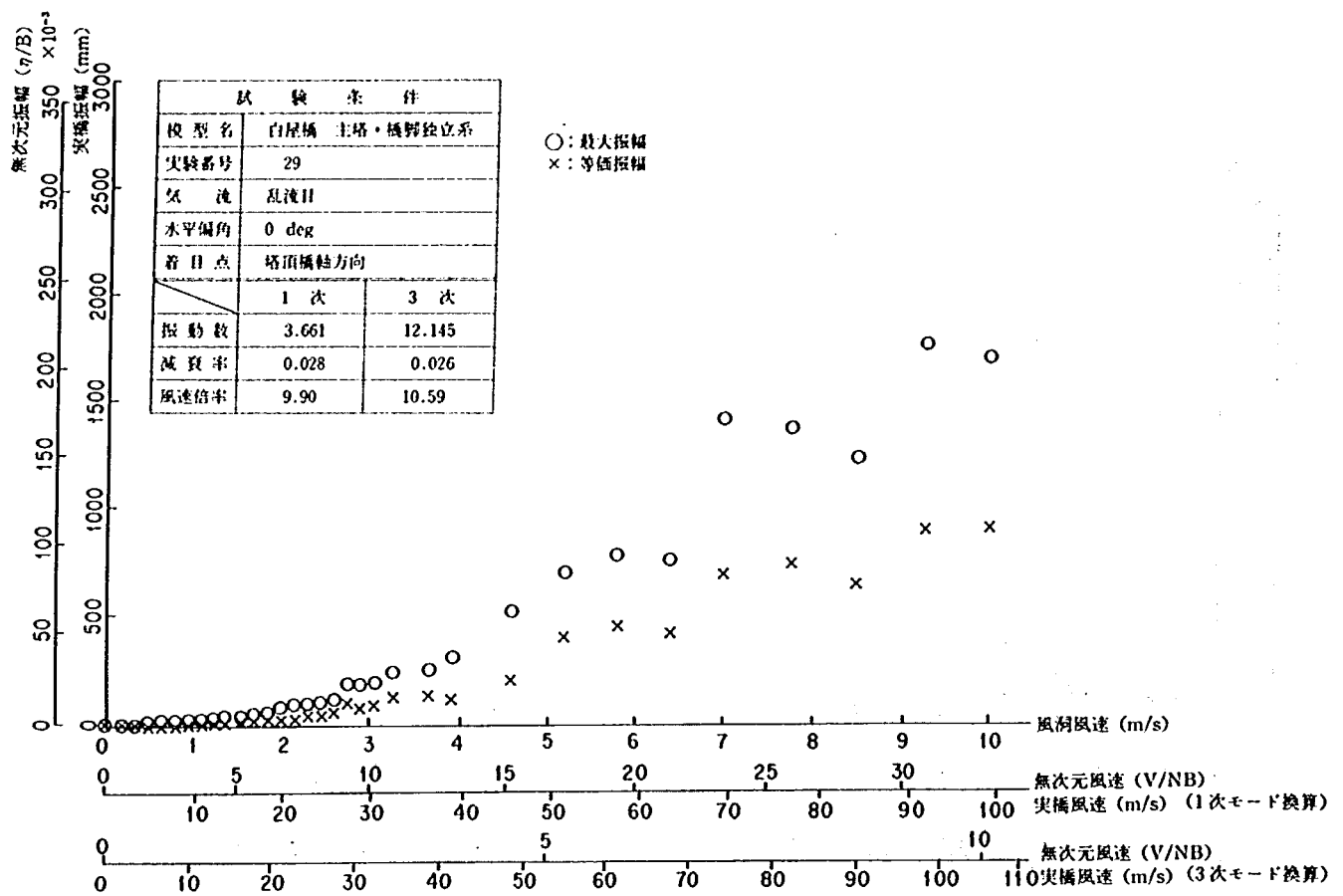
付図-2.3.14 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



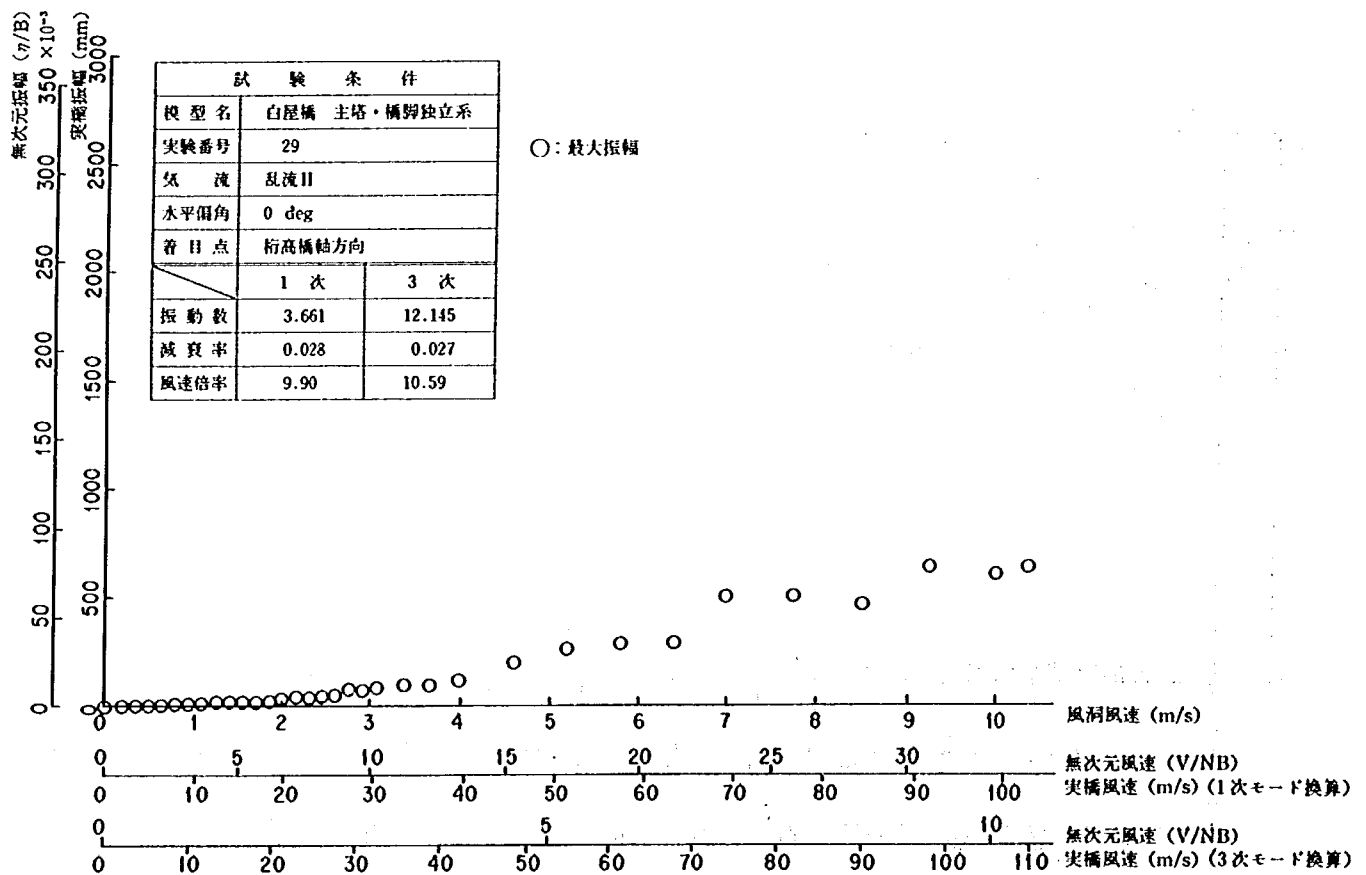
付図-2.3.15 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



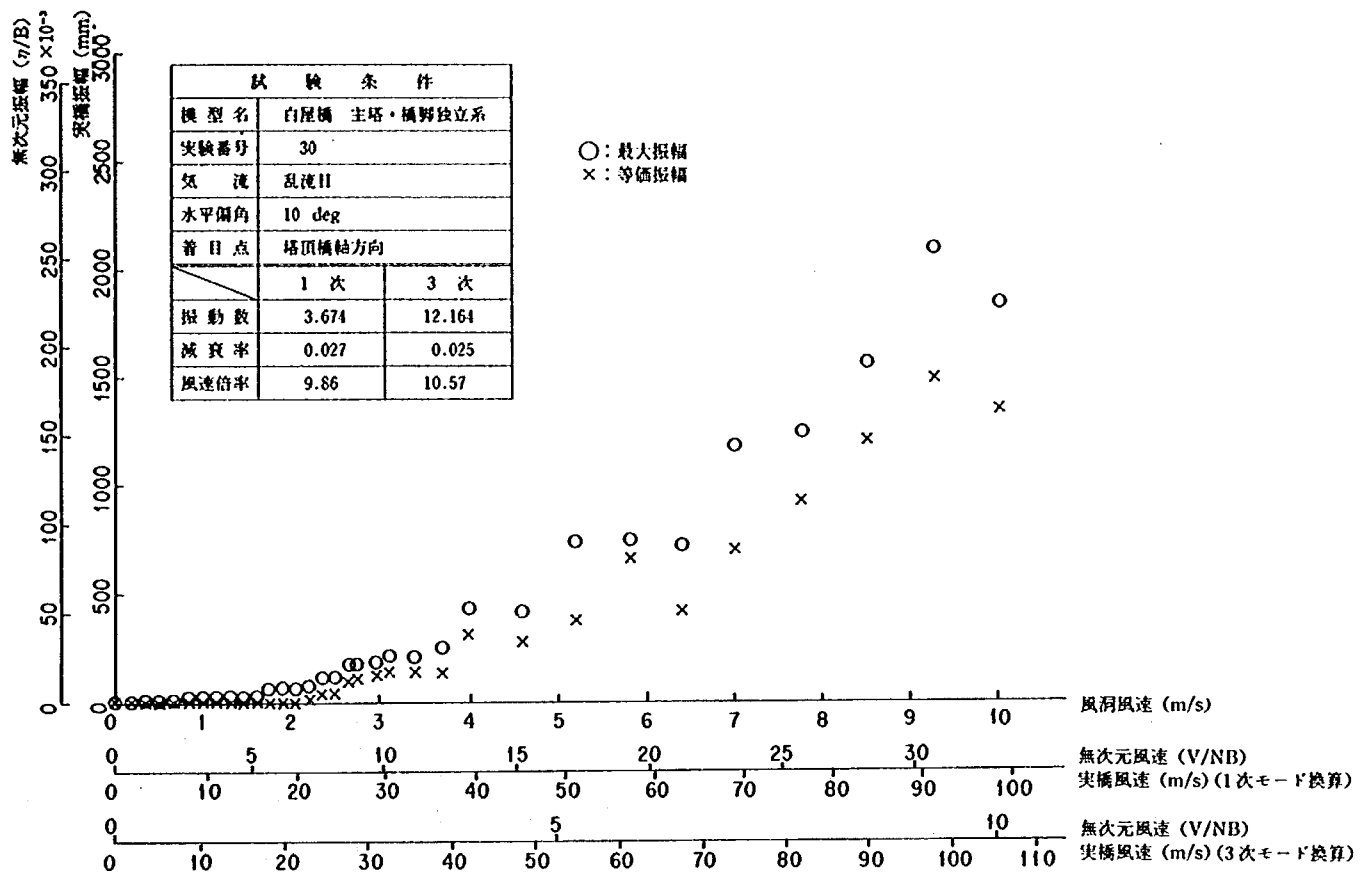
付図-2.3.16 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



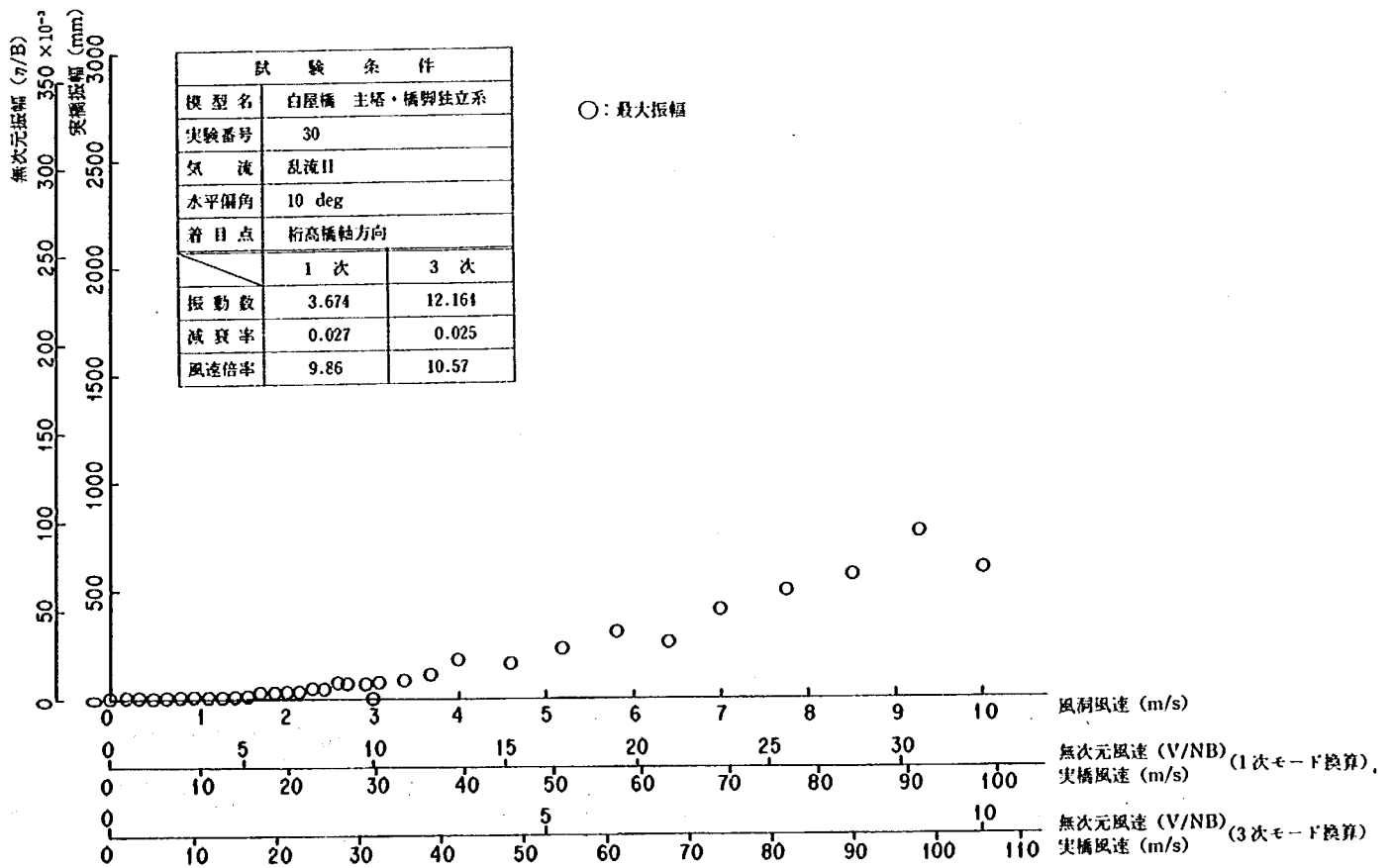
付図-2.3.17 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



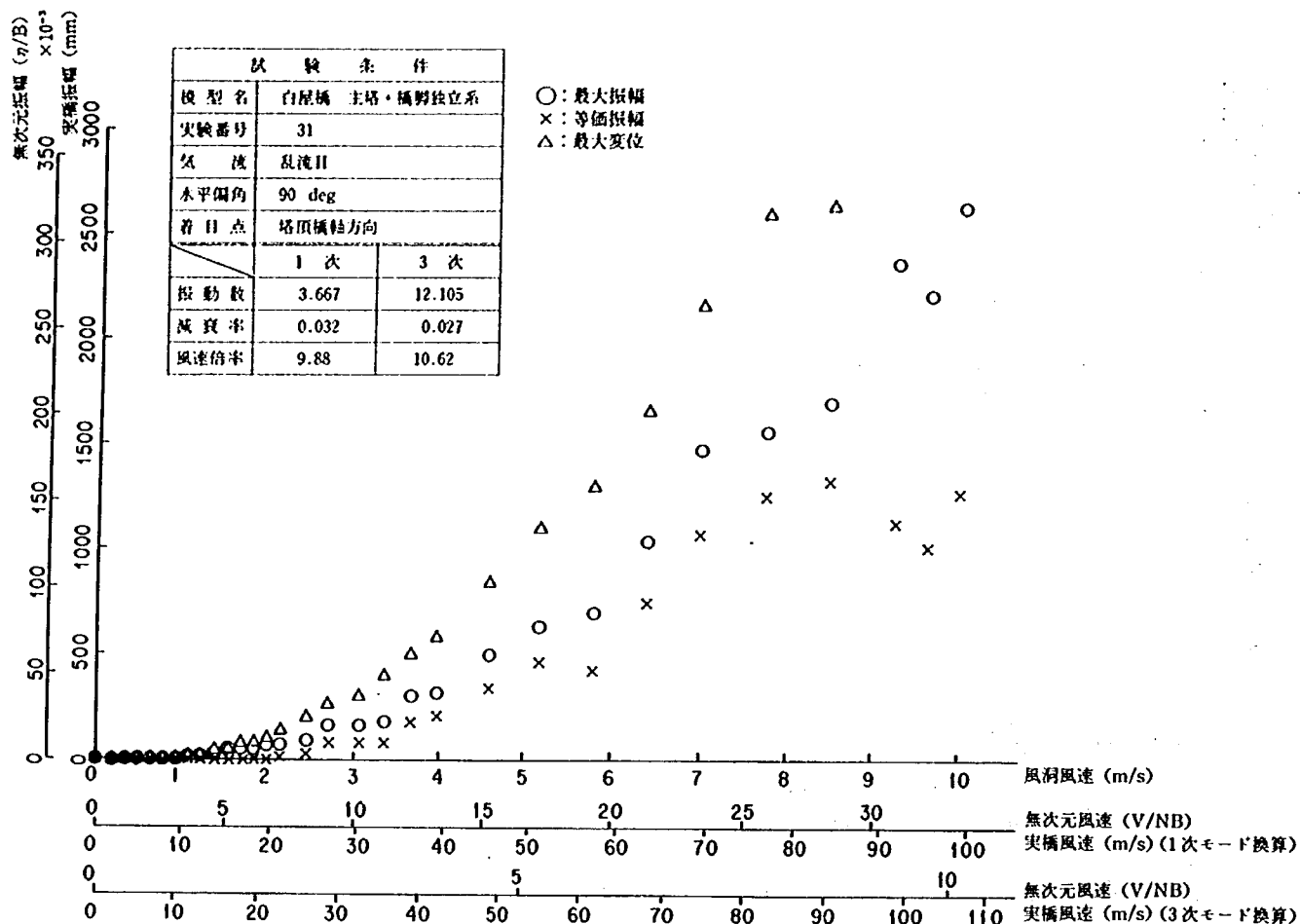
付図-2.3.18 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



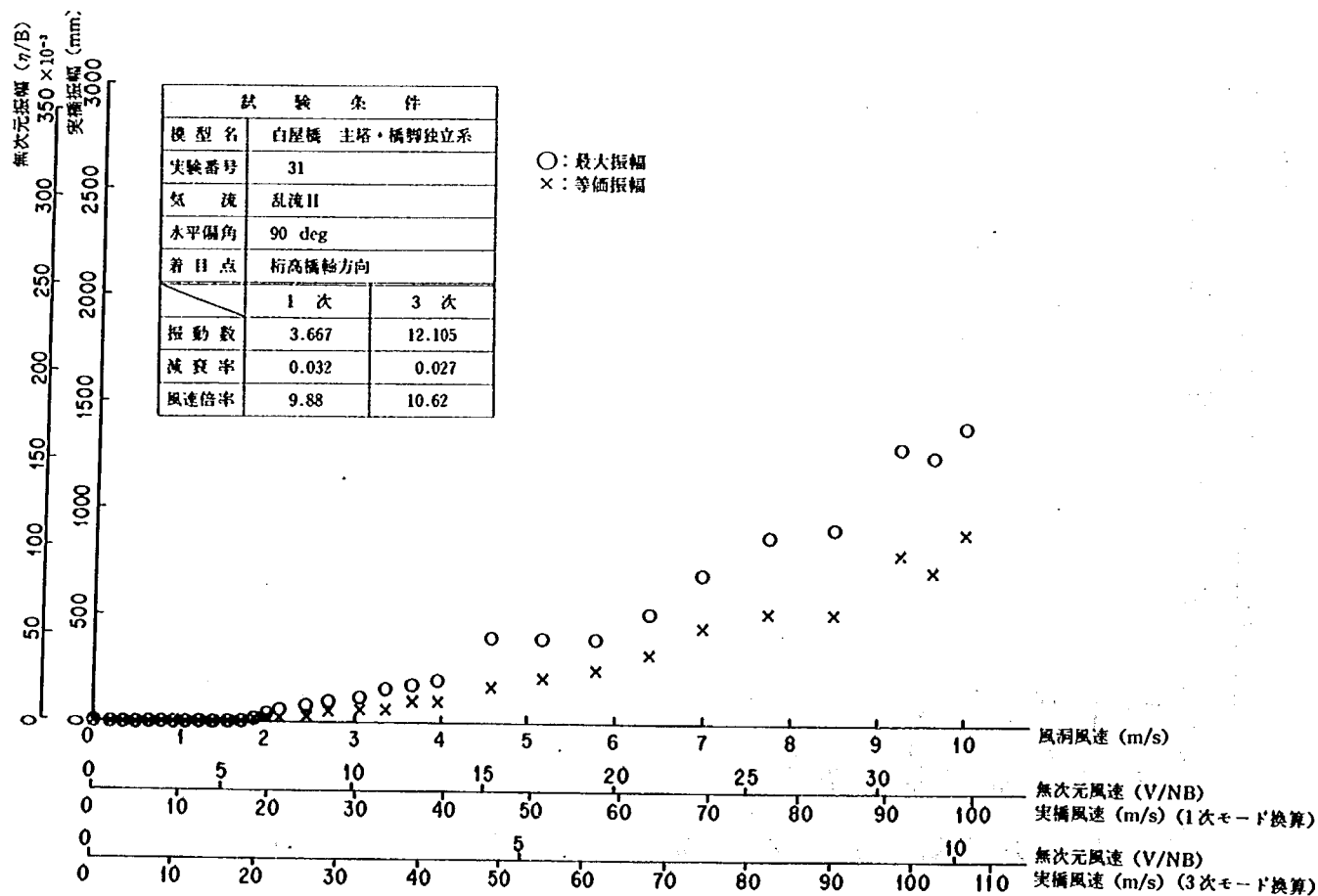
付図-2.3.19 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



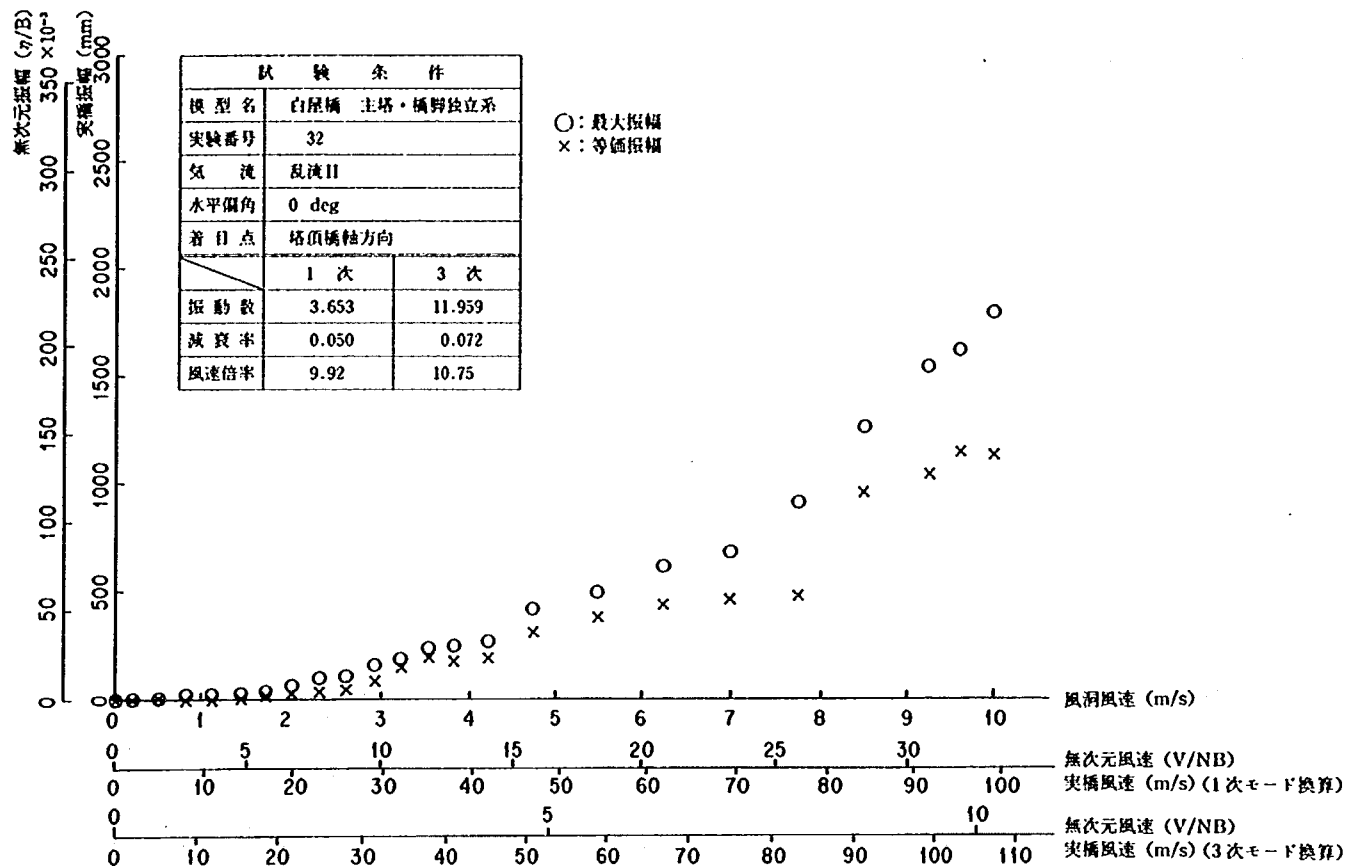
付図-2.3.20 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



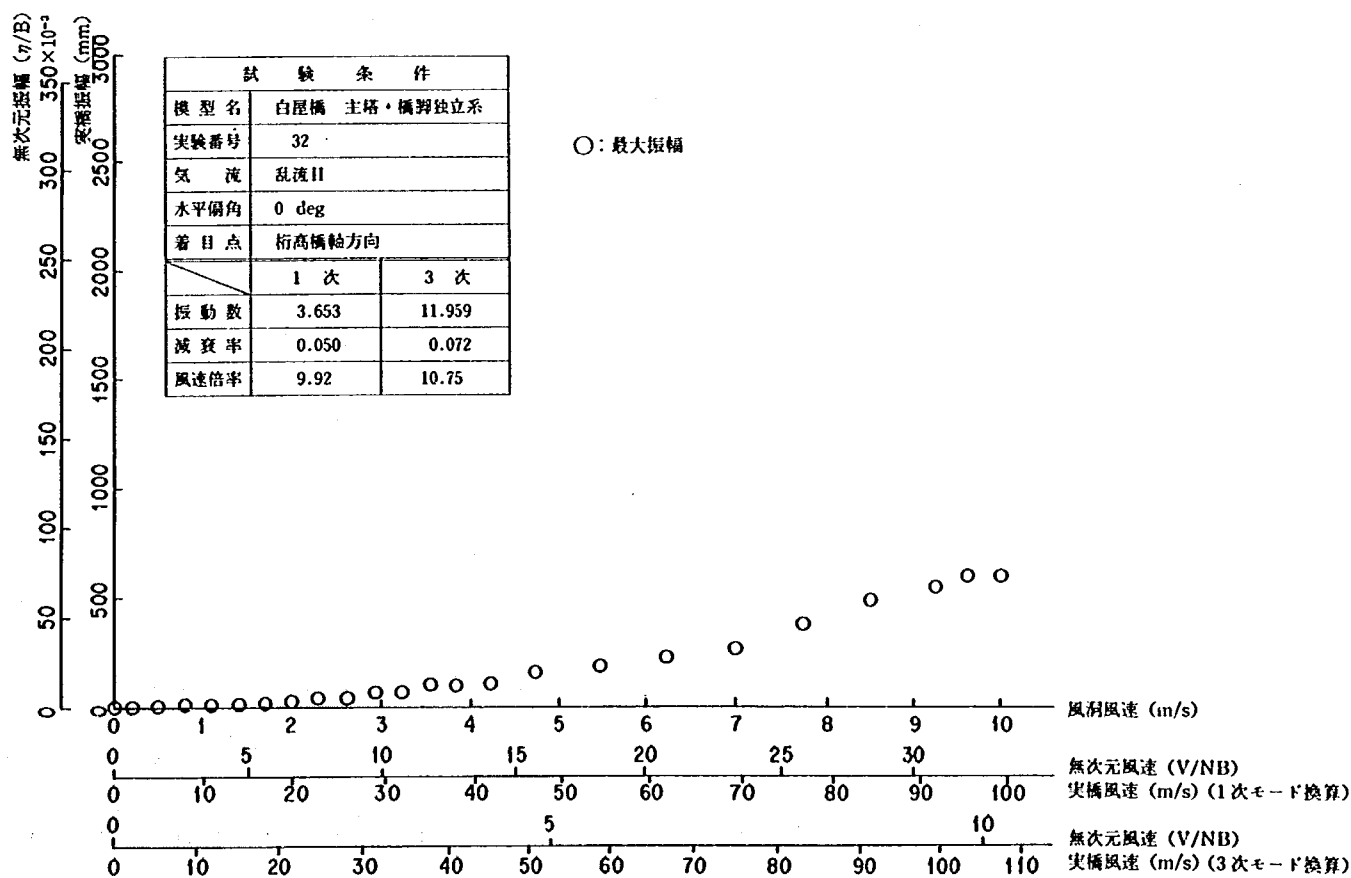
付図-2.3.21 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



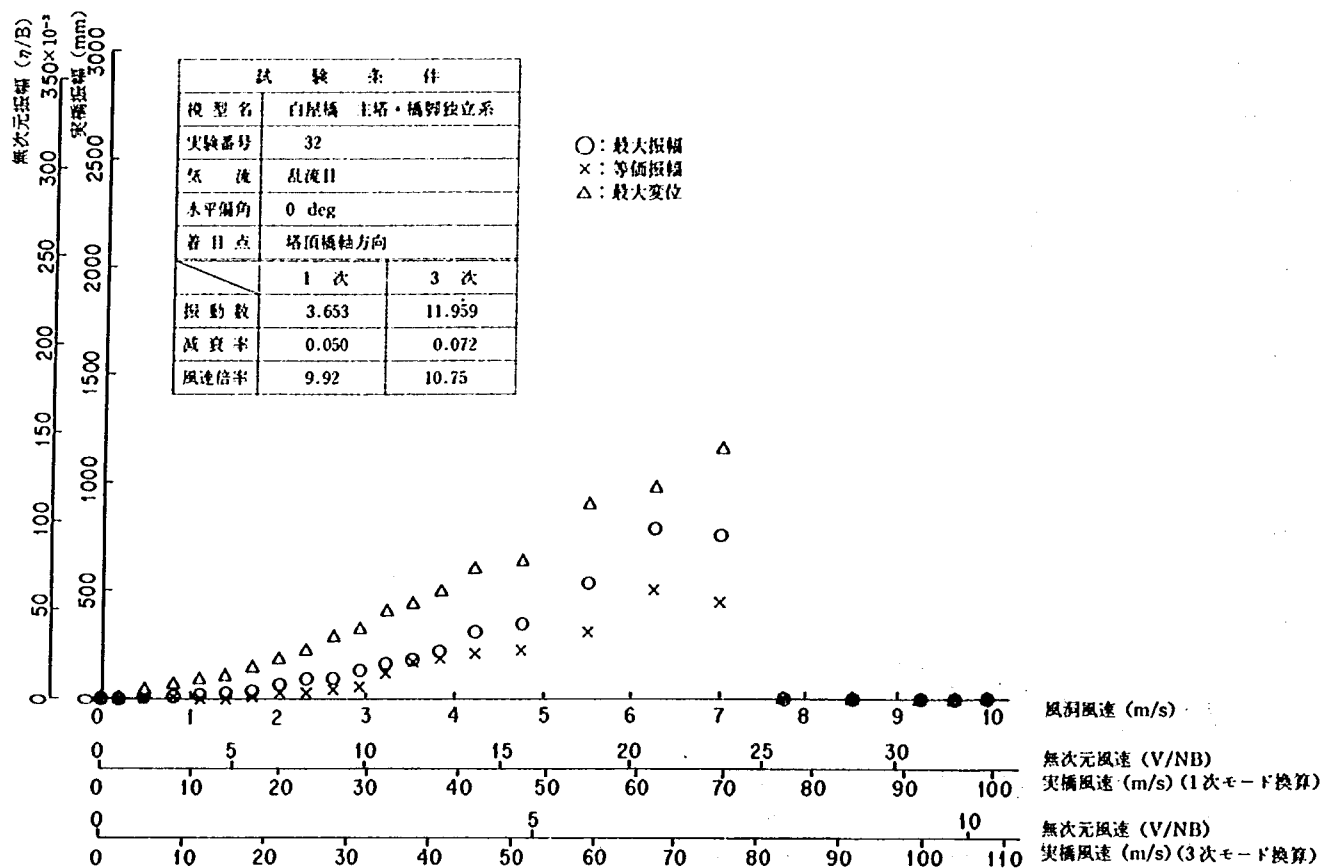
付図-2.3.22 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



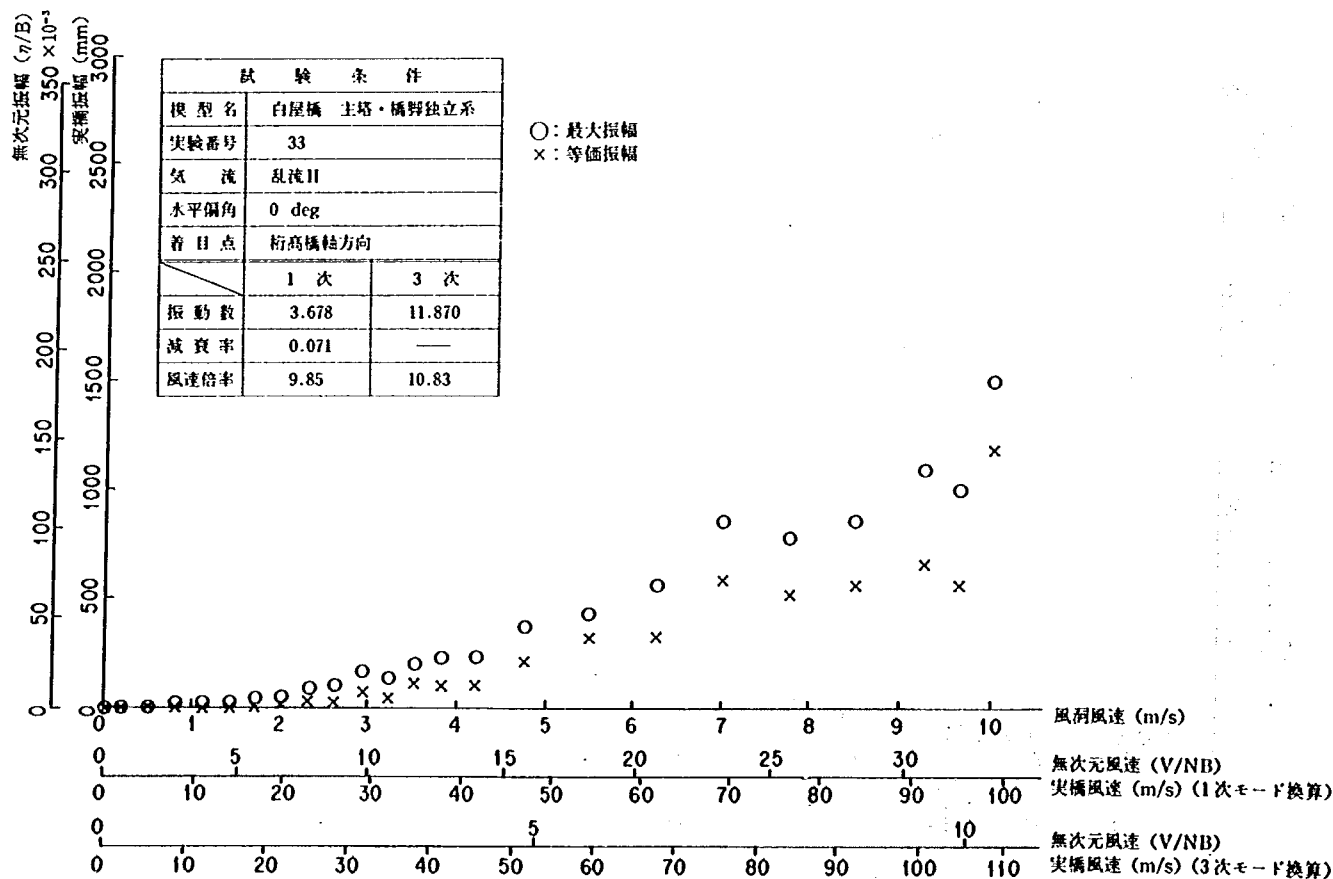
付図-2.3.23 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



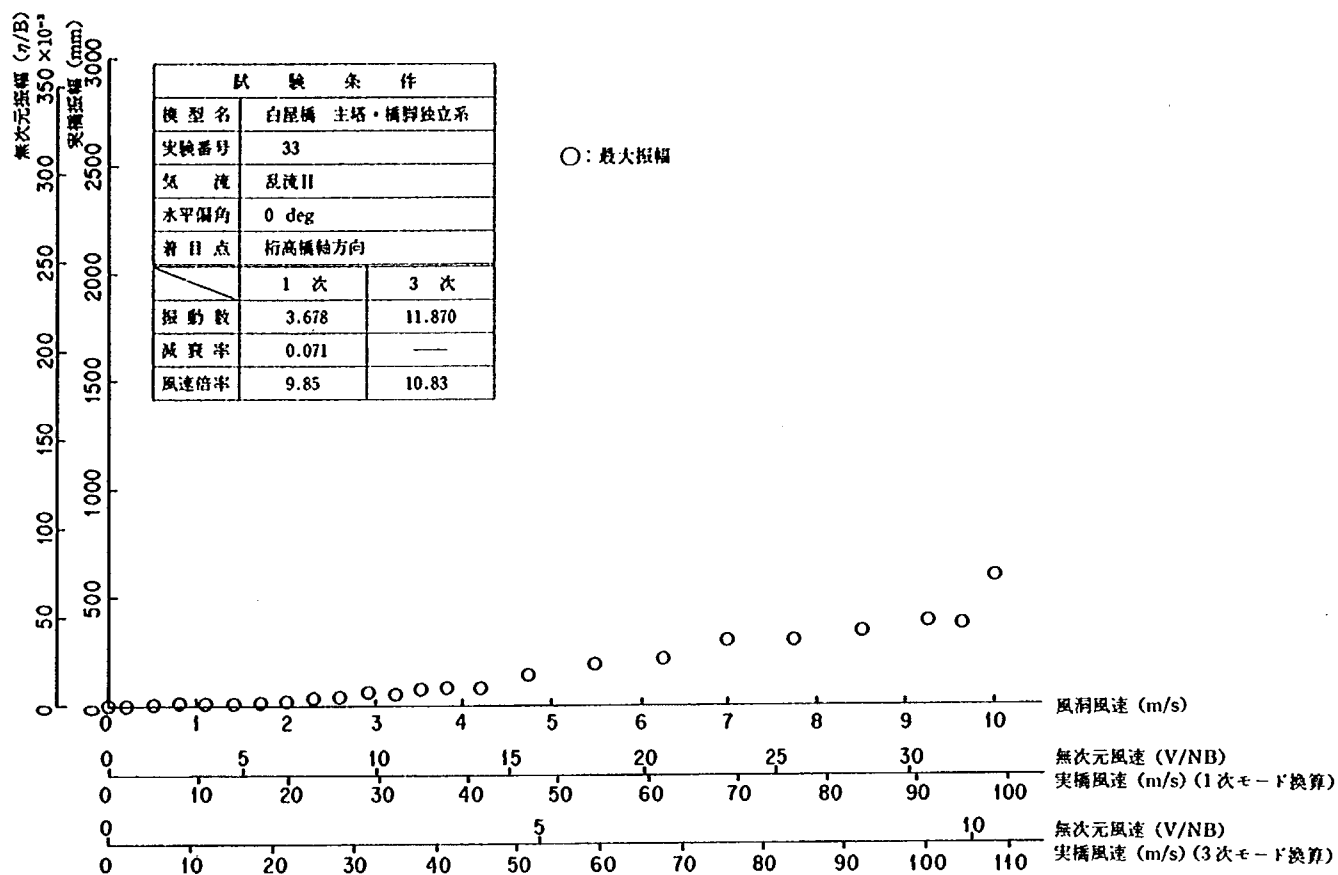
付図-2.3.24 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



付図-2.3.25 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



付図-2.3.26 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)



付図-2.3.27 風速—振幅曲線 (三次元・主塔橋脚独立系)

白屋橋耐風性調査報告書

ISSN 0386-5878
土研資料第2446号
昭和62年1月(1987年)
横山功一 日下部毅 明
神 崙 一 夫

要 旨

奈良県吉野郡紀の川上流に建設予定のPC斜張橋白屋橋について2次元部分模型を用いた風洞実験により本橋の基本的な対風応答特性を把握し、さらに3次元全橋模型を用いて完成時、施工時、主塔独立時の検討および架設地点の風の特性を考慮した風洞実験を行った。その結果、本橋においては風の乱れに起因するパフティングの発現が予想されるもののその振動は許容される振幅以下であり安全性を損なうものではないという結論を得た。

キーワード：PC斜張橋，乱流，3次元風洞実験，施工時，耐風設計

○

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十円切手
をはって下
さい。

建設省土木研究所
構造研究室 御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. : 8

No. : 8

配布先氏名

配布先住所

○

○

土木研究所資料第 2446 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

○