

土 木 研 究 所 資 料

那珂川橋主塔耐風性調査報告書

平成7年3月

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室

Copyright © 1995 by P. W. R. I.

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

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

那珂川橋主塔耐風性調査報告書

構造研究室 室 長 佐藤 弘史
研 究 員 松野 栄明
松藤 洋照
部外研究員 星加 益朗*

*部外研究員在職期間（平成6年4月から）

要 旨

那珂川橋は、一般国道6号東水戸道路の一部として計画されている橋長533m、最大支間285mの4径間連続網床版斜張橋である。その主塔は105mと比較的高く、立面形状は二次曲線で構成されかつ大きな充腹部を有するという従来にないものであるため、耐風安定性についての調査が必要と考えられた。そのため、計画案に対して主塔3次元弾性模型による風洞実験を実施し、基本的な耐風応答特性を把握するとともに、制振対策の検討を行った。その結果、無対策時には橋梁完成系については問題ないが、主塔独立系については塔面外方向にギャロッピングが発生することがわかった。さらに制振対策について検討した結果、構造減衰の付加または隅切り部材取材による断面形状の変更により耐風安定性が確保されることが明らかになった。

キーワード：那珂川橋、弾性模型実験、隅切り断面

目 次

まえがき

1. 概要	1
1. 1 那珂川橋の概要	1
1. 2 調査の概要	1
1. 3 耐風性の評価	7
1. 3. 1 主桁の耐風性	7
1. 3. 2 主塔の耐風性	8
1. 4 主塔の耐風性に関する文献調査	12
2. 弾性模型実験による耐風性の調査	21
2. 1 実験方法	21
2. 2 実験条件	26
2. 2. 1 相似条件に基づく実験条件	26
2. 2. 2 模型の構造特性	30
2. 2. 3 乱流の発生	34
2. 3 実験ケース	42
2. 4 実験結果	46
2. 5 考察	49
2. 5. 1 主塔独立系の面外（橋軸方向）振動	49
2. 5. 1. 1 基本断面の対風応答特性	49
2. 5. 1. 2 構造減衰の影響	49
2. 5. 1. 3 空力的対策の効果（断面形状の影響）	49
2. 5. 1. 4 水平偏角の影響	50
2. 5. 1. 5 気流の影響	50
2. 5. 2 主塔独立系の面内（橋軸直角方向）振動	54
2. 5. 2. 1 基本断面の対風応答特性	54
2. 5. 2. 2 対策断面の対風応答特性	54
2. 5. 2. 3 水平偏角および気流の影響	54
2. 5. 2. 4 振動モードの影響	54
2. 5. 3 橋梁完成系の面内（橋軸直角方向）振動	59
2. 5. 3. 1 基本断面の対風応答特性	59
2. 5. 3. 2 対策断面の耐風応答特性	59
2. 5. 3. 3 水平偏角の影響	59
2. 5. 3. 4 気流の影響	60
3. まとめ	63
謝 辞	65
参考文献	65
付属資料	67

まえがき

那珂川橋は、国道の自動車専用道路として計画された東水戸道路の内、那珂川を跨ぐ橋長533m、最大支間長285mの4径間連続鋼床版鋼斜張橋である。その主塔は、高さが105mと高いことに加えて、立面が二次曲線で構成されており、かつ塔頂より塔長方向に約50%はケーブル定着のための充腹部が存在するという従来にない特殊な形状となっている。一面吊りの斜張橋の主塔としては国内でも有数のものである上に、A形主塔の充腹部は耐風性を悪化させるという報告¹⁾もなされており、その耐風性については不明な点が多い。したがって、風洞実験により本橋の耐風安定性を調査することが必要であると考えられた。

本調査では、主塔の3次元弾模型を用いた風洞実験を実施し、主塔基本断面における対風応答特性を把握するとともに、有害な振動に対しては構造減衰付加による方法および断面形状変更による空力的方法の両面から、その制振対策の検討を行った。

ここに、その調査結果をとりまとめて報告する。

1. 概要

1. 1 那珂川橋の概要

那珂川橋は、国道の自動車専用道路として計画された東水戸道路（茨城県、水戸市酒門地先～那珂湊市部田野）の内、那珂川を跨ぐ橋梁である。本橋は橋長533m、最大支間長285mの4径間連続鋼床版鋼斜張橋である。また、主塔高さは105mであり、一面吊りマルチケーブルを採用している。

当橋梁の架設地点の位置を図-1.1.1、橋梁一般図を図-1.1.2、主塔断面図を図-1.1.3に示す。

1. 2 調査の概要

那珂川橋の主塔は橋脚天端からの高さが105mあり、一面吊り鋼斜張橋としては鶴見つばさ橋に次ぐ国内でも有数のものである。さらに、その主塔は高さが105mと高いことに加えて、立面が二次曲線で構成されており、かつ塔頂より塔長方向に約50%はケーブル定着のための充腹部が存在するという従来にはない特殊な形状となっている。既存の橋梁における風洞実験結果によれば、A形主塔の充腹部はギャロッピングを生じさせるなど耐風性を悪化させるとの報告¹⁾もなされており、その耐風性については不明な点が多い。したがって、風洞実験により本橋主塔の耐風安定性を調査することが必要であると考えられた。

そこで本調査では、主塔の3次元弾模型を用いた風洞実験を実施し、主塔基本断面における対風応答特性を把握するとともに、有害な振動に対しては構造減衰付加による方法および断面形状変更による空力的方法の両面から、その制振対策の検討を行った。

今回の調査では、可撓性の高い主塔独立系の振動に加えて、橋梁完成系の面内（橋軸直角）方向の振動も調査対象とした。なお、橋梁完成系の面外（橋軸）方向の振動に関しては、主塔はケーブルにより振動方向に拘束されており、一般化質量に対する主塔の寄与率が1%以下と非常に小さいため、主塔に作用する空気力により振動が発生することは考えられない。また、主塔のねじれ方向の振動に関しては、主塔独立時ではねじれ1次モードの振動数が4.58Hzと面外方向の振動数0.38Hzと比較してかなり高く、また橋梁完成系では30次モードまでにねじれ方向の振動モードは現れない。従って、面内およびねじれに着目した検討は行っていない。

主桁の耐風安定性に関しては、道路橋耐風設計便覧²⁾により照査を行ったが、渦励振および発散振動ともに安全であるとの評価を得ているため、主桁に着目した実験的検討は行っていない。

表-1.2.1 調査対象とした振動

	面外方向 (橋軸)	面内方向 (橋軸直角)
橋梁完成系	—	○
主塔独立系	○	○

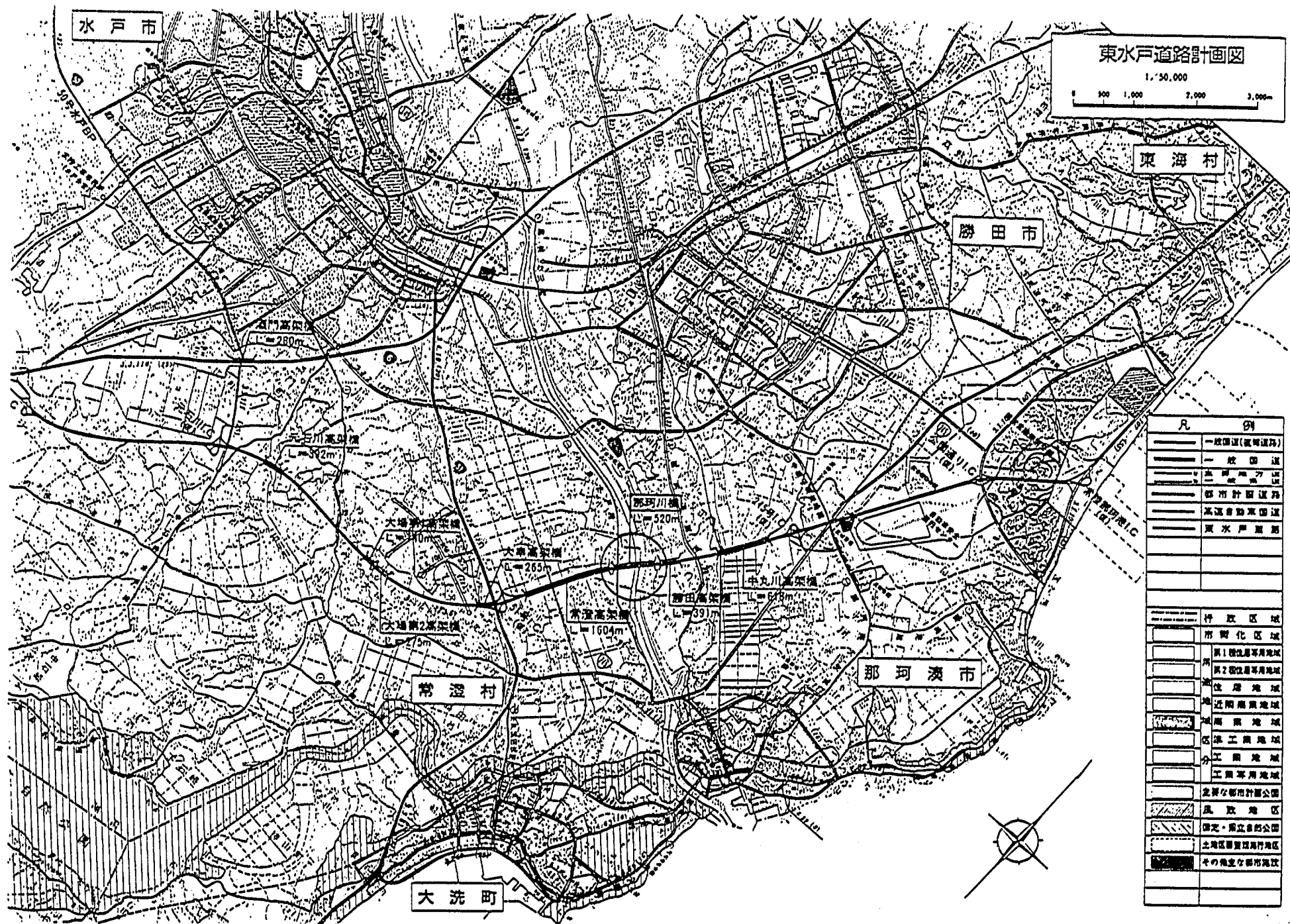
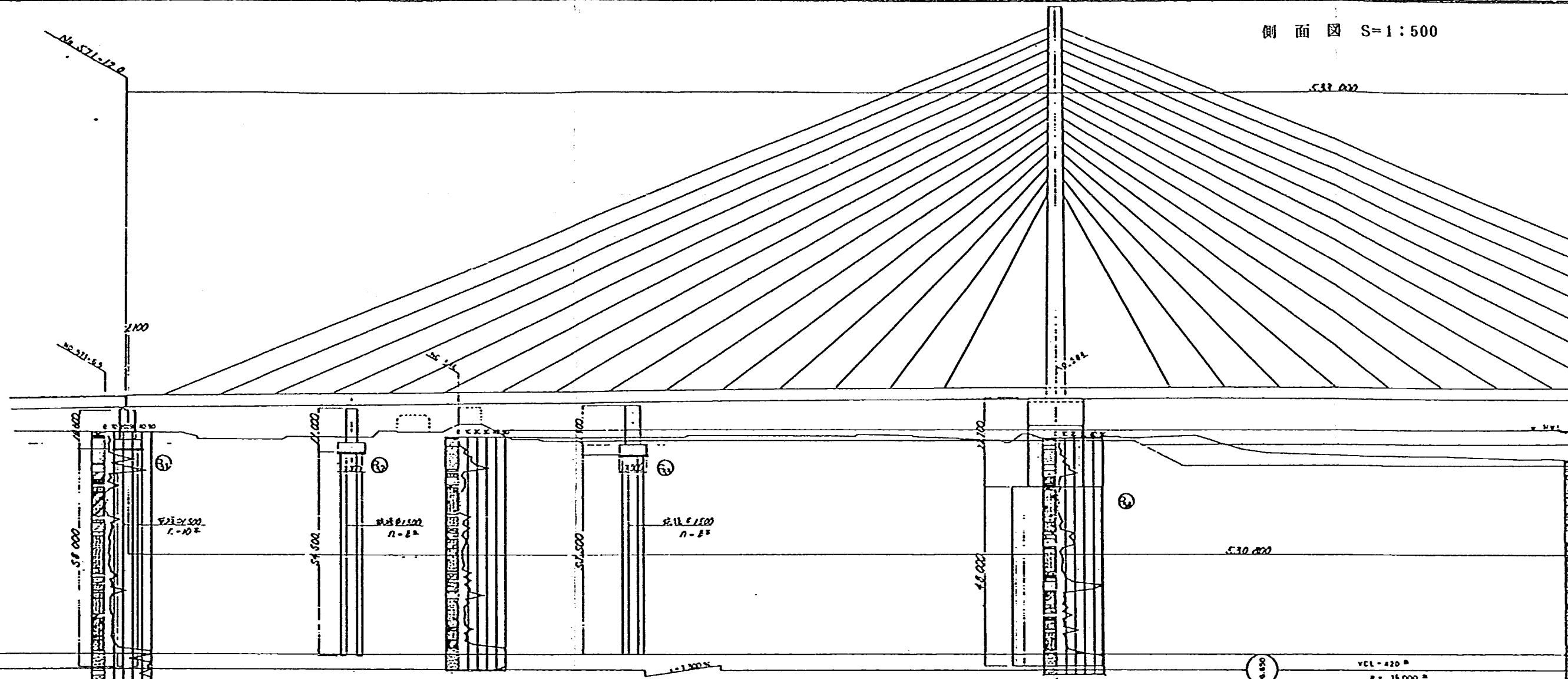
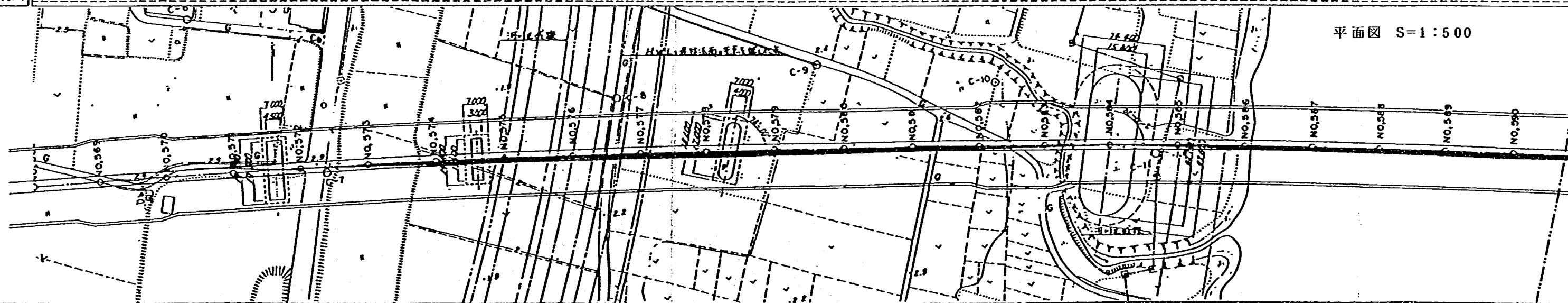


図-1.1.1 橋梁架設位置図

側 面 図 S=1:500

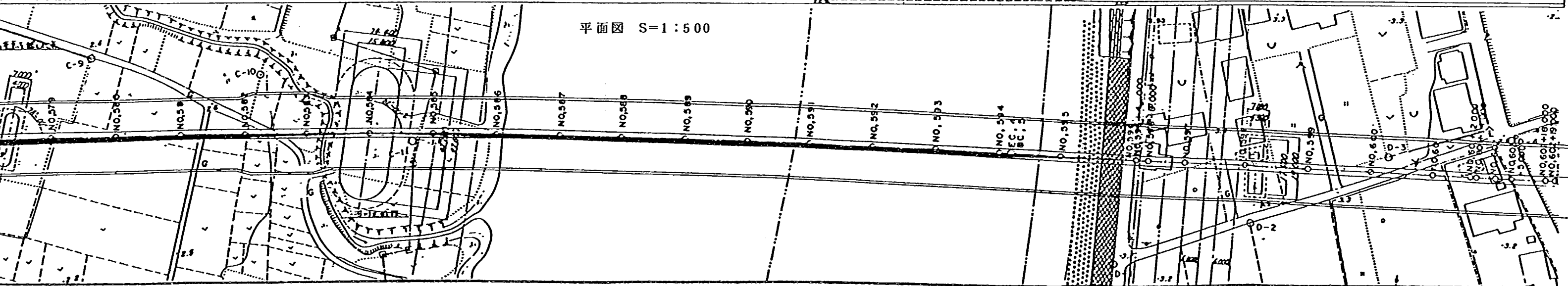
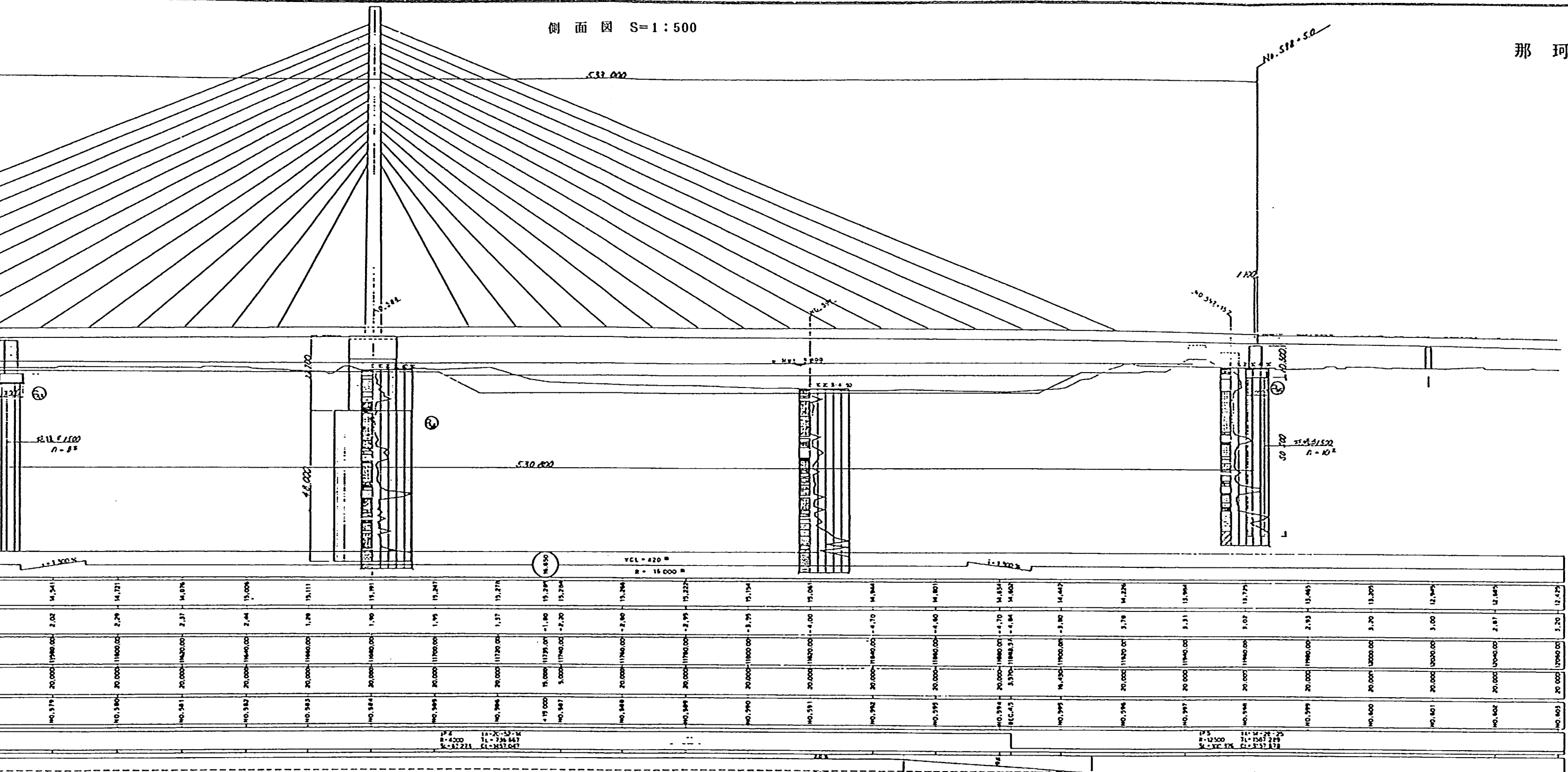


勾配	計画高	地盤高	追加距離	単距離	測点	平面典線	片配すり付図
	12.075	2.48	20.000-11500.00	20.000	NO.549		
	12.095	2.42	20.000-11600.00	20.000	NO.570		
	12.075	2.56	20.000-11600.00	20.000	NO.571		
	12.075	2.55	20.000-11600.00	20.000	NO.572		
	13.075	1.26	20.000-11600.00	20.000	NO.573		
	13.325	2.05	20.000-11600.00	20.000	NO.574		
	13.995	2.06	20.000-11500.00	20.000	NO.575		
	13.695	2.02	20.000-11500.00	20.000	NO.576		
	14.100	2.02	20.000-11540.00	20.000	NO.577		
	14.137	2.02	20.000-11560.00	20.000	NO.578		
	14.541	2.02	20.000-11580.00	20.000	NO.579		
	14.721	2.29	20.000-11600.00	20.000	NO.580		
	14.876	2.37	20.000-11620.00	20.000	NO.581		
	15.000	2.44	20.000-11640.00	20.000	NO.582		
	15.111	1.26	20.000-11660.00	20.000	NO.583		
	15.191	1.00	20.000-11680.00	20.000	NO.584		
	15.247	1.95	20.000-11700.00	20.000	NO.585		
	15.276	1.97	20.000-11720.00	20.000	NO.586		
	15.295	-1.60	20.000-11739.00	20.000	NO.587		
	15.264	-2.20	20.000-11760.00	20.000	NO.588		
	15.264	-2.80	20.000-11760.00	20.000	NO.589		
	15.225	-2.95	20.000-11780.00	20.000	NO.590		
	15.154	-3.75	20.000-11800.00	20.000	NO.591		

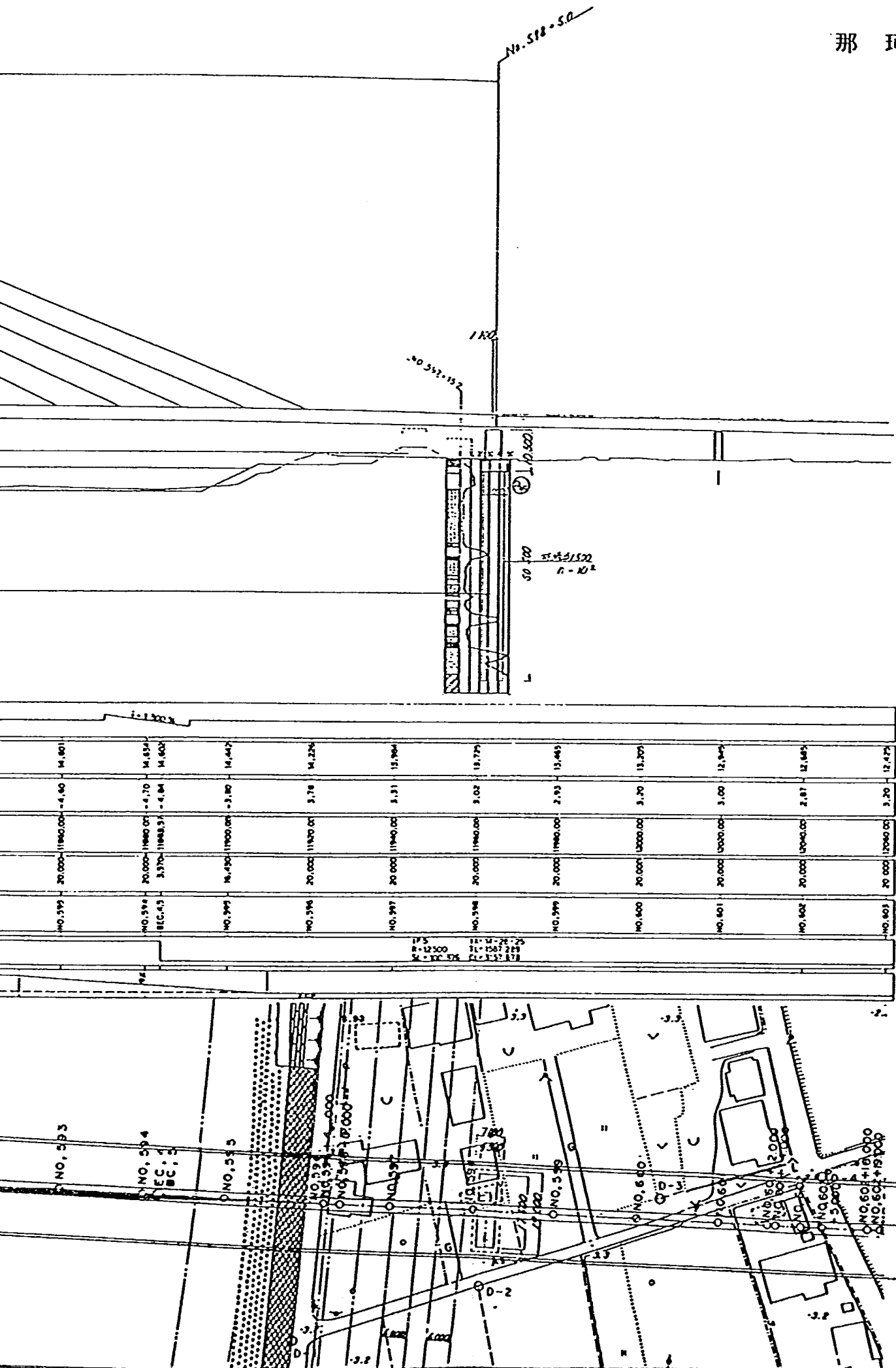


平面图 S=1:500

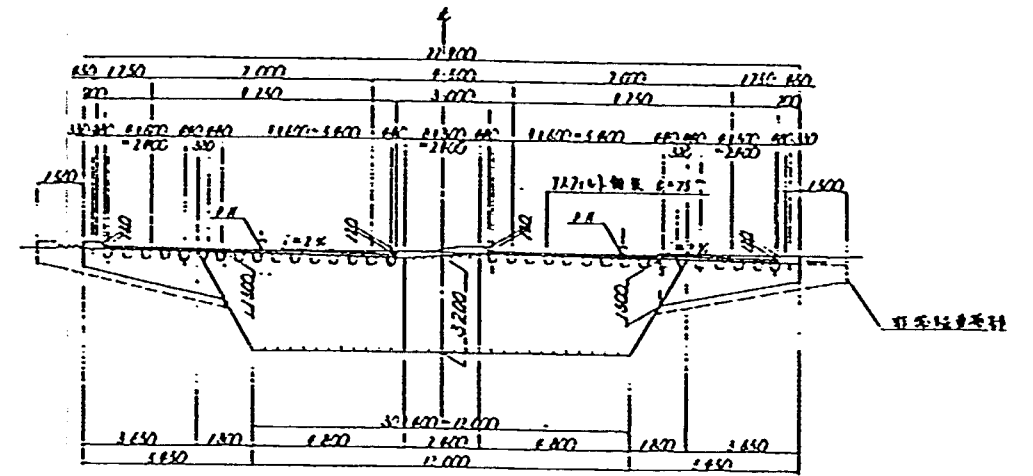
那珂



那珂川橋一般図



上部工標準断面図 S=1:100



下部工断面図 S=1:200

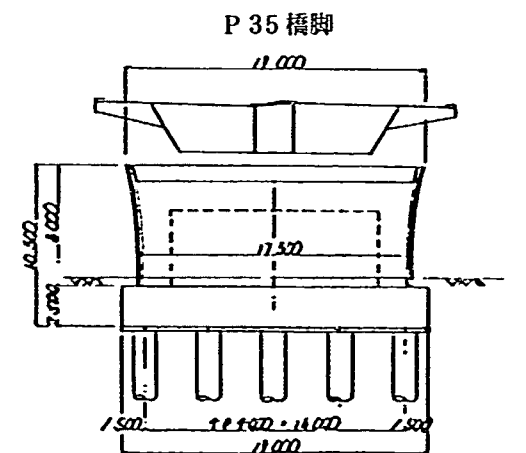
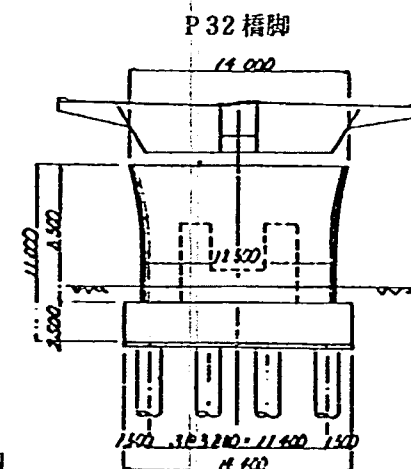
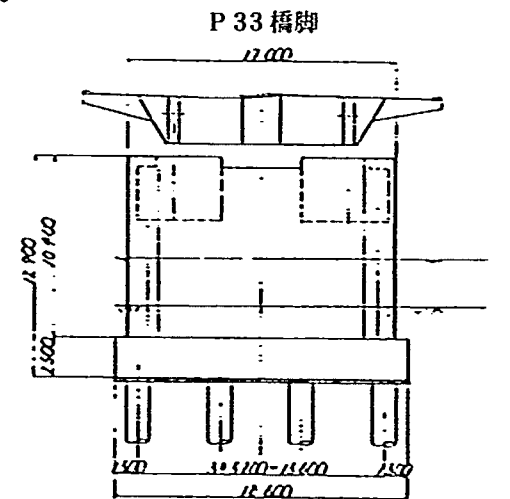
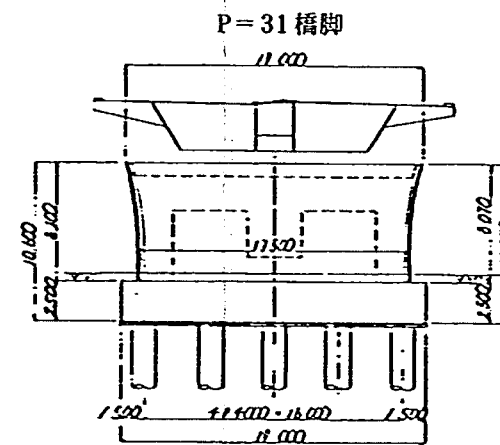
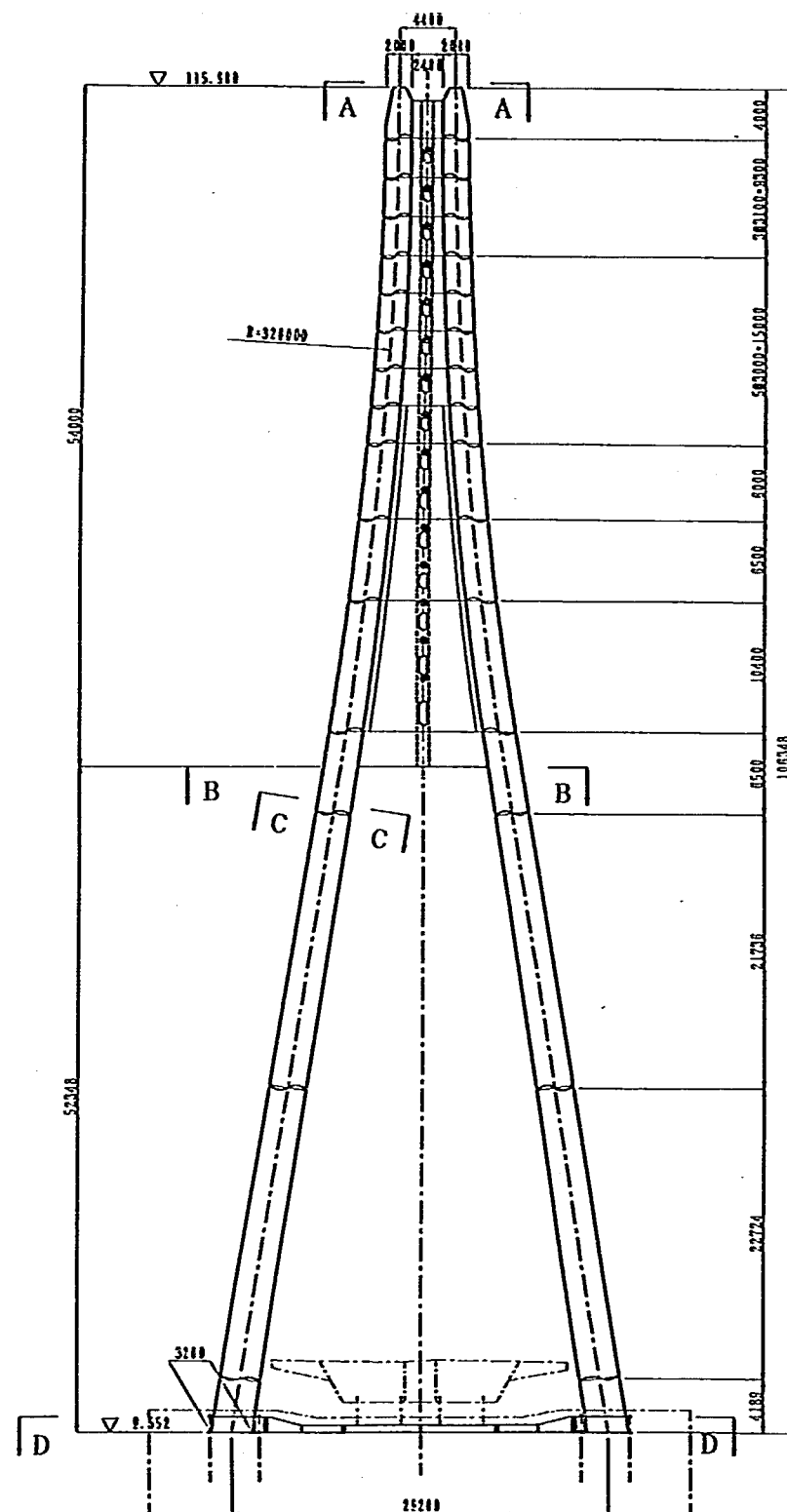


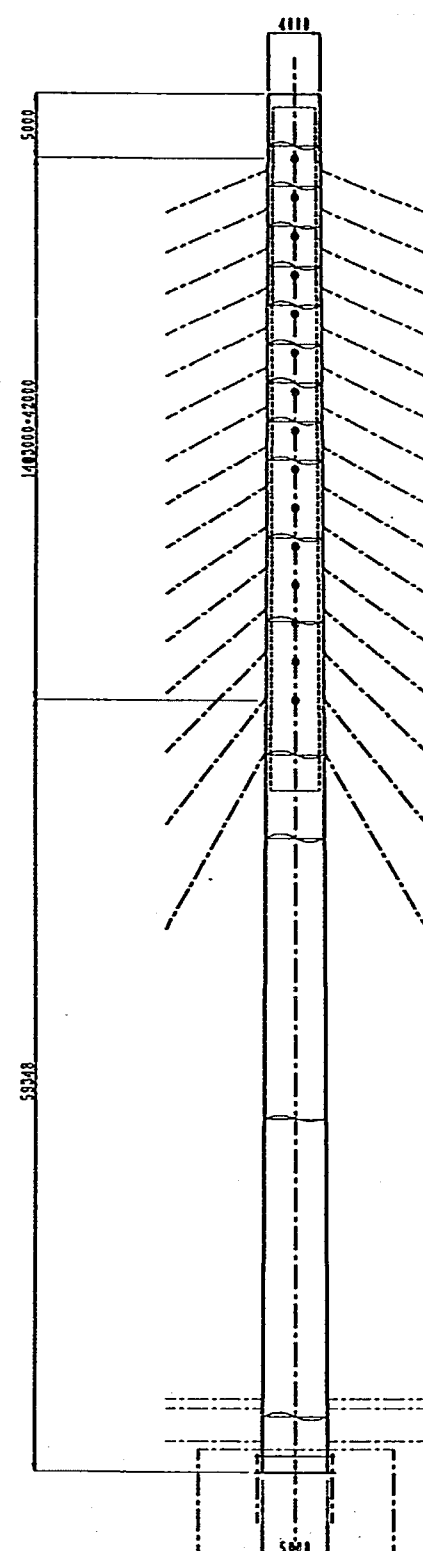
図-1.1.2 橋梁一般図

主塔構造一般図 S=1/300, 1/100

正面図

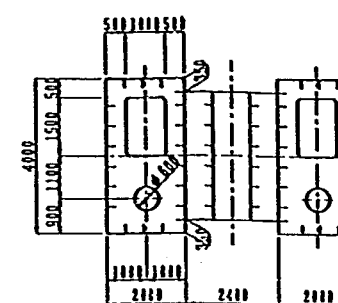


側面図

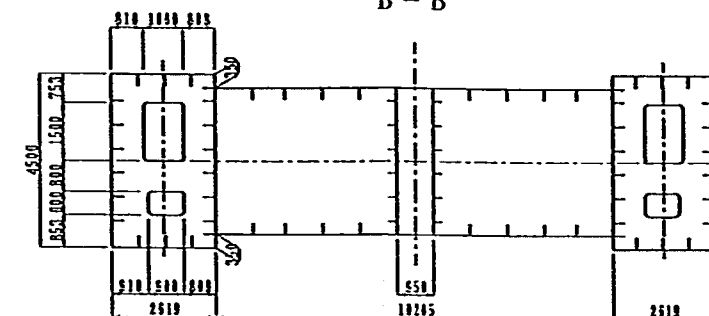


断面図 S=1/100

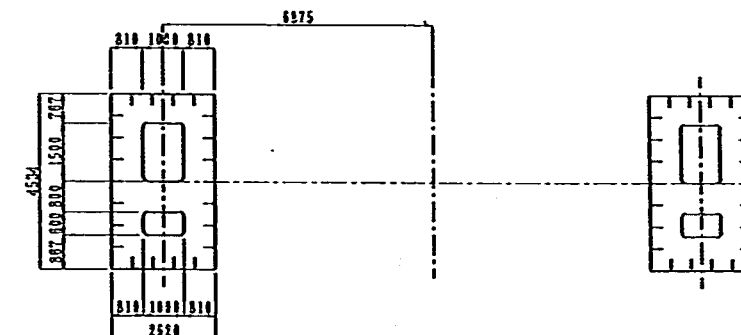
A-A



B-B



C-C



D-D

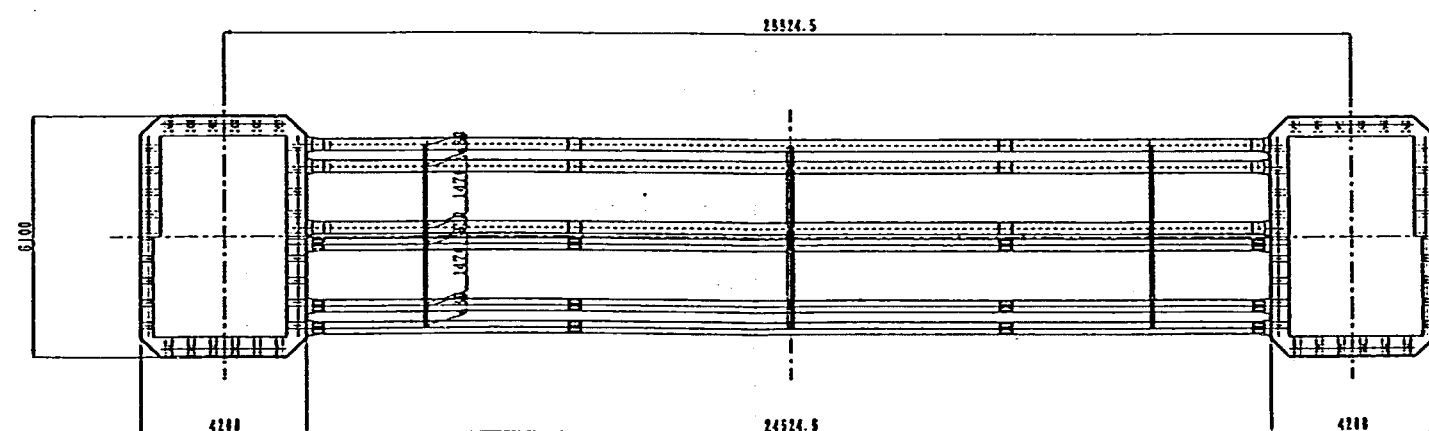


図-1.1.3 主塔断面図

工事名	主塔構造一般図		
図面名	主塔構造一般図	図面番号	○
図尺	1/300, 1/100	設計年月日	年 月 日
設計者	設計者	監理者	監理者
建設省	常陸	工事事務所	

1. 3 耐風性の評価

1. 3. 1 主桁の耐風性

主桁の耐風安定性に関して、道路橋耐風設計便覧²⁾により照査を行った。以下にその結果を示すが、渦励振、発散振動ともに「安全と評価できる」との評価になっている。なお、計算の詳細は付属資料「4. 主桁の動的耐風設計要領詳細」に示す。

計算結果の要約

橋名：那珂川橋

1) 基本条件

最大支間長 L : 285.0 m

高 度 z : 13.9 m

総 幅 B : 22.9 m

有 効 高 d : 3.20 m

B/d : 7.16

けた質量 m : 1953.7 kgf·sec²/m²

けた極慣性 I_p : 49256 kgf·sec²

振 動 数 f_n : 0.372 Hz

f_θ : 1.235 Hz

基本風速 U_{10} : 30 m/s

粗 度 区 分 : I

設計基準風速 U_d : 37.2 m/s

乱 れ 強 さ I_d : 0.14

2) 現象の推定

ねじれ発散振動発現風速 : -

たわみ発散振動発現風速 : -

渦励振発現風速 たわみ 17.0 m/s

ねじれ 37.6 m/s

渦励振最大振幅 たわみ 0.11 m (渦励振許容振幅 たわみ 0.11 m)

ねじれ 0.0°

3) 耐風性評価

ねじれ発散振動 ☒安全と評価できる ☐より詳細な検討を要する

たわみ発散振動 ☒安全と評価できる ☐より詳細な検討を要する

渦励振 たわみ ☒安全と評価できる ☐より詳細な検討を要する

渦励振 ねじれ ☒安全と評価できる ☐より詳細な検討を要する

1. 3. 2 主塔の耐風性

本節では、主塔の耐風性を評価するにあたって必要となる設計風速、自励振動照査風速および許容振幅の計算結果を示す。

(1) 設計風速・照査風速

限定振動の照査のために設計風速、自励振動の照査のために自励振動照査風速が必要となる。その算出根拠としては、「本州四国連絡橋 耐風設計基準(1976)・同解説」²⁾および「道路橋耐風設計便覧」²⁾の2つが挙げられる。以下に示すように、これらの設計風速および照査風速はほとんど同じだが、本橋の照査風速は後者に準拠して設定するものとする。

検討条件	主塔高さ	$H = 105 + 10 = 115\text{m}$
	65%高さ	$z = 0.65 \times 115 = 74.8\text{m}$
	粗度区分	I

a) 「本州四国連絡橋 耐風設計基準(1976)・同解説」に基づく設計風速

基本風速	V_{10}	30.0m	
高度補正係数	ν_1	1.35	
鉛直長補正係数	ν_3	1.19	
橋梁完成時			
設計風速	V_D	48.2m	$(= \nu_1 \cdot \nu_3 \cdot V_{10})$
自励振動照査風速	V_E	57.8m	$(= 1.2 V_D)$

架設時

設計風速	V_D^E	34.1m	$(= V_D / \sqrt{2})$
自励振動照査風速	V_E^E	40.9m	$(= 1.2 V_D / \sqrt{2})$

b) 「道路橋耐風設計便覧」に基づく設計風速

基本風速	U_{10}	30.0m
高度補正係数	E_1	1.53

橋梁完成時

設計風速	U_D	45.9m	$(= E_1 \cdot V_{10})$
自励振動照査風速	U_E	55.1m	$(= 1.2 U_D)$

架設時

設計風速	U_D^E	32.0m	
自励振動照査風速	U_E^E	38.4m	$(= 1.2 U_{DE})$
設計風速	U_D^E	32.5m	$(= U_D / \sqrt{2})$
自励振動照査風速	U_E^E	39.0m	$(= 1.2 U_D / \sqrt{2})$

「道路橋耐風設計便覧」に基づく架設時設計風速の算定

「7.2 架設時の基本風速 U_{10E} および設計基準風速 U_{DE} 」

架設地点の風観測データがないので、式(7.2)により求める。

$$U_{10E} = U_{10} \{ 0.61 - 0.10 \ln \{ \ln (R / (R - 1)) \} \} / 1.07 \quad \dots\dots\dots(7.2)$$

再現期間 R は式(7.1)より求める。

$$P = (1 - 1/R)^N \quad \dots\dots\dots(7.1)$$

ここに、 P : 架設期間 N 年の間に、風速が再現期間 R 年の風速の期待値 $V(R)$ を
超えない確率 (0.6 とする)

N : 架設期間 (施工工程表より 2 年とする)

$$0.6 = (1 - 1/R)^2 \quad \rightarrow \quad R = 4.44 \text{ 年}$$

架設時の基本風速 U_{10E} は

$$\begin{aligned} U_{10E} &= 30.0 \{ 0.61 - 0.10 \ln \{ \ln (4.44 / (4.44 - 1)) \} \} / 1.07 \\ &= 20.9 \text{ m/s} \end{aligned}$$

架設時設計基準風速 U_{DE} は、高度補正係数 $E_1 = 1.53$ を考慮して

$$\begin{aligned} U_{DE} &= 1.53 \times 20.9 \\ &= 32.0 \text{ m/s} \end{aligned}$$

自励振動照査風速 U_{gE} は、

$$\begin{aligned} U_{gE} &= 1.2 \times U_{DE} \\ &= 38.4 \text{ m/s} \end{aligned}$$

(2) 許容振幅

主塔許容振幅の計算は、まず死荷重状態において梁柱部材の照査式（道路橋示方書鋼橋編Ⅱ 3. 3 “軸方向と曲げを受ける部材”）⁴⁾による応力度を求め、許容応力度との余裕量から相当の抵抗断面力を求める。そして、塔頂部の変位量に着目し、動的解析により得られた各一次モードの変位量と作用断面力の関係を用いて、前述の抵抗断面力との比例配分により、許容応力度内で許される塔頂部変位量を算出した。算出結果を表-1.3.1に示す。

表-1.3.1 許容振幅

	面外方向 (橋軸)	面内方向 (橋軸直角)
橋梁完成系	(0.35 m)	0.25 m
主塔独立系	1.34 m	0.28 m

許容変位量の算出

完成系 横軸方向

格点番号	座屈安定余裕量	座屈応力度余裕量	許容曲げ圧縮応力度の算出							仮定荷重時における作用力と応力度		動的解析による変位と断面力		抵抗曲げ ($t-f$)	許容変位量
			σ_{bagy}	σ_c	σ_{eay}	σ_{bcy1}	σ_{bcy2}	σ_{bcy}	I_x tf $\cdot$ m	σ_y kgf/cm ^{2}	δx m	I_x tf $\cdot$ m	I_{xreq} tf $\cdot$ m		
8	0.31	660	2100	419	2339	538.3	543.8	543.8	1437.2	143	2.043	10448.8	5465.4	1.069	
12	0.42	826	2100	412	2649	744.8	697.5	697.5	2654.8	160	2.043	10471.9	11573.3	2.258	
14	0.34	695	2100	475	2867	595.7	580.7	580.7	3010.4	169	2.043	6804.2	10344.0	3.106	
17	0.47	892	2100	425	3235	857.4	774.8	774.8	2356.0	96	2.043	6201.6	19014.9	6.261	
26	0.25	958	2100	805	3655	409.4	747.0	409.4	1192.0	166	2.043	3012.1	2939.8	1.991	
29	0.37	1159	2100	818	4070	620.8	925.3	620.8	577.5	72	2.043	17188.2	4979.3	0.592	
31	0.32	1022	2100	808	4354	547.3	832.3	547.3	1612.2	189	2.043	26359.3	4668.6	0.355	
33	0.39	933	2100	783	4705	525.2	777.7	525.2	2916.9	312	2.043	36235.4	4910.1	0.277	

$$1.25 \times \delta x_{req} \sin = 0.316$$

注: δx : 塔頂部の変位量 (加速度応答スペクトルを1000galとしたとき。)

架設完了時 横軸方向

格点番号	座屈安定余裕量	座屈応力度余裕量	許容曲げ圧縮応力度の算出							仮定荷重時における作用力と応力度		動的解析による変位と断面力		抵抗曲げ ($t-f$)	許容変位量
			σ_{bagy}	σ_c	σ_{eay}	σ_{bcy1}	σ_{bcy2}	σ_{bcy}	I_x tf $\cdot$ m	σ_y kgf/cm ^{2}	δx m	I_x tf $\cdot$ m	I_{xreq} tf $\cdot$ m		
8	0.87	1252	2100	23	505	1743.8	1195.0	1195.0	1000.0	100	3.112	4697.9	11950.0	7.916	
12	0.89	1474	2100	26	562	1782.5	1405.8	1405.8	1000.0	60	3.112	11259.7	23430.0	6.476	
14	0.89	1439	2100	31	607	1773.5	1355.5	1355.5	1000.0	56	3.112	15551.4	24383.9	4.879	
17	0.83	1485	2100	35	697	1773.8	1409.3	1409.3	1000.0	41	3.112	26852.4	34373.2	3.984	
26	0.82	1832	2100	56	646	1572.7	1673.2	1572.7	1000.0	139	3.112	13408.2	11314.4	2.626	
29	0.81	1892	2100	70	719	1535.4	1707.8	1535.4	1000.0	125	3.112	25273.4	12283.2	1.512	
31	0.81	1891	2100	79	769	1526.3	1696.7	1526.3	1000.0	117	3.112	33143.9	13045.3	1.214	
33	0.81	1895	2100	85	831	1525.0	1698.9	1525.0	1000.0	107	3.112	41347.9	14252.3	1.073	

$$1.25 \times \delta x_{req} \sin = 1.341$$

注: δx : 塔頂部の変位量 (加速度応答スペクトルを1000galとしたとき。)

完成系 直角方向

格点番号	座屈安定余裕量	座屈応力度余裕量	許容曲げ圧縮応力度の算出							仮定荷重時における作用力と応力度		動的解析による変位と断面力		抵抗曲げ ($t-f$)	許容変位量
			σ_{ba0}	σ_c	σ_{eaz}	σ_{bcz1}	σ_{bcz2}	σ_{bcz}	I_y tf $\cdot$ m	σ_y kgf/cm ^{2}	δy m	I_y tf $\cdot$ m	I_{yreq} tf $\cdot$ m		
8	0.35	705	2100	434	6803	688.1	660.0	660.0	1884.8	124	0.337	10297.8	231.1	2.783	
12	0.44	887	2100	729	12249	859.0	834.2	834.2	4543.8	138	0.337	25448.4	153.2	0.831	
14	0.35	755	2100	494	15753	732.3	732.3	732.3	6043.6	169	0.337	35306.0	89.7	0.402	
17	0.48	920	2100	441	29702	993.0	956.3	956.3	9408.7	142	0.337	61670.0	97.3	0.201	
26	0.40	1201	2100	706	2893	635.0	907.9	635.0	316.2	62	0.337	854.3	1823.3	132.324	
29	0.39	1184	2100	758	3412	637.1	921.6	637.1	416.3	73	0.337	1636.0	1409.5	62.893	
31	0.50	1352	2100	675	3765	852.8	1111.0	852.8	207.0	33	0.337	5144.5	4630.8	29.705	
33	0.43	1169	2100	655	4177	761.4	985.7	761.4	1238.5	191	0.337	12376.9	578.0	8.920	

$$1.25 \times \delta y_{req} \sin = 0.251$$

注: δy : 塔頂部の変位量 (加速度応答スペクトルを1000galとしたとき。)

架設完了時 直角方向

格点番号	座屈安定余裕量	座屈応力度余裕量	許容曲げ圧縮応力度の算出							仮定荷重時における作用力と応力度		動的解析による変位と断面力		抵抗曲げ ($t-f$)	許容変位量	
			σ_{ba0}	σ_c	σ_{eaz}	σ_{bcz1}	σ_{bcz2}	σ_{bcz}	I_y tf $\cdot$ m	σ_y kgf/cm ^{2}	δy_{TOP} m	δy_{max} m	I_y tf $\cdot$ m		δy_{reqTOP}	δy_{reqmax}
8	0.89	1291	2100	23	6893	1852.7	1285.6	1285.6	1000.0	65	0.240	0.288	5950.5	19493.9	0.786	0.943
12	0.91	1506	2100	26	12249	1906.9	1502.8	1502.8	1000.0	30	0.240	0.288	15472.8	50093.3	0.777	0.932
14	0.90	1471	2100	31	15753	1886.3	1468.1	1468.1	1000.0	27	0.240	0.288	22338.4	54374.1	0.584	0.701
17	0.91	1513	2100	35	29702	1908.7	1511.2	1511.2	1000.0	15	0.240	0.288	42689.6	100746.7	0.566	0.680
26	0.79	1785	2100	56	3173	1629.7	1753.5	1629.7	1000.0	195	0.240	0.288	9971.5	8357.4	0.201	0.241
29	0.79	1852	2100	70	3746	1628.0	1817.4	1628.0	1000.0	175	0.240	0.288	2348.0	9302.9	0.951	1.141
31	0.79	1858	2100	79	4146	1627.4	1822.6	1627.4	1000.0	160	0.240	0.288	5649.8	10171.3	0.432	0.518
33	0.79	1864	2100	86	4578	1627.8	1829.0	1627.8	1000.0	147	0.240	0.288	14260.2	11073.5	0.186	0.224

$$1.25 \times \delta y_{req} \sin = 0.233 \quad 0.280$$

注: δy_{TOP} : 塔頂部の変位量 (加速度応答スペクトルを1000galとしたとき。)

δy_{max} : 主塔の最大変位量 (加速度応答スペクトルを1000galとしたとき。)

1. 4 主塔の耐風性に関する文献調査

実験を行うに先立ち、鋼斜張橋主塔の耐風安定性を検討した文献の調査を行った。まず、土木研究所において実施された斜張橋ケーブル振動に関するアンケート調査の結果を用いて、斜張橋に関するデータを収集した。このうち、鋼斜張橋で桁・塔を問わず風洞実験を実施しているものを表-1.4.1に示す。さらに、主塔の耐風安定性に関する風洞実験を行っている橋梁について、既に発表されている文献がないか調査した。発表文献が見あたらないもの、またはより詳細な内容を知りたいものについては、各調査機関の協力を得て、情報収集を行った。得られた調査調査文献の一覧を本節最後に示すが、全30編の文献が得られた。これらの文献を基に、鋼斜張橋の主塔の耐風安定性に関して、どのような振動が問題となったのか、またその対策としてどのようなことを行ったのかを調査した。

鋼斜張橋主塔の風洞実験結果と対策の概要を表-1.4.2に示す。図-1.4.1~1.4.3に主な橋梁の主塔断面図を示す。要点は以下の通りである。

- ・主塔独立系では、面外の渦励振またはギャロッピングが発生する傾向があり、その多くはTMD等による減衰付加という方法で対策が行われている。
- ・橋梁完成系では面内のギャロッピングが問題となることがあるが、対策としてはメカニカルな方法ではなく、面取り断面（名港中央大橋）、主塔形状の変更（名港東大橋）のように空力的な対策が行われている。

要するに、架設時は短期的な対処方法でも良いためにTMDがその多くの対策となっており、橋梁完成系では長期的に確実な効果を期待して、断面形状の変更による空力的対策が行われている。

次に、空力的な制振対策について表-1.4.3にまとめた。対策の種類としては、隅切り断面、面取り断面、デフレクターの3つに実績がある。特に、吊橋も含めた長大橋においては隅切り断面が多用されている。その隅切りの大きさについてみれば、風向き直角方向の見つけ幅Dに対して10%程度のものが多く、このあたりに隅切り断面形状を決定するときのポイントがありそうである。

以上のことを参考に、本橋主塔の耐風性を検討を行った。主塔独立系ではその可撓性の大きさと参考橋梁の結果から、面外・面内振動ともに調査対象とした。橋梁完成系については検討を行っていないものも多いが、本橋主塔形状が特殊であることや発散的な振動となる可能性もあることから、その面内振動を調査対象とした。

表-1.4.1 鋼斜張橋主塔の風洞実験

橋梁名	主塔高さ	主塔形状	主塔風洞実験 の有無	調査機関	発表文献の 有無	詳細資料の 入手
名港中央大橋	141.3	A	○	IHI	○	○
名港東大橋	89.3	A	○	川崎重工	×	○
弓削大橋	36.5	逆V	○	住友重機	○	
しらこぼと橋	51.0	A	×			
鶴見航路橋	136.7	逆Y	○	住友重機	○	○
とよみ大橋	62.0	逆V	○	東大	○	
中央大橋	78.6	A	○	IHI?	×	
毛見1号線橋	94.7	逆V	○	川重JV	×	○
岩津橋	55.0	二本柱	×			
東神戸大橋	119.6	H	○	川崎重工	○	
新万代橋	40.0	一本柱	×			
八田原大橋	52.0	A	×			
周防大橋	60.8	逆Y	○	三菱重工	×	
引原1号橋	48.0	逆Y	×			
奥和歌大橋	40.5	A	×			
さぬき府中湖大橋	53.0	一本柱	○	川崎重工	×	
平成大橋	45.0	A	×			
生口橋	95.0	A	○	本四公団	○	
幸魂大橋	80.0	一本柱	×			
1791 st 連絡橋	37.0	二本柱	×			
花岬大橋	45.0	一本柱	○	川崎重工	×	
西羽賀橋	43.7	H	×			
菅原城北大橋	47.7	一本柱	○	三菱重工	×	
不動窟橋	21.0	H	×			
横浜ベイブリッジ	172.0	ラーメン	○	三菱重工	○	
岩黒石橋	152.3	H	○	三菱重工	×	
櫃石島橋	143.0	ラーメン	○	本四公団	×	
名港西大橋	122.0	A	○	NKK	○	

表-1.4.2 鋼斜張橋主塔の風洞実験結果の概要

橋梁名	那珂川橋	名港東大橋		名港東大橋(基本計画案)		名港中央大橋		東神戸大橋
主塔形状	逆Y形ファン	A形ファン		逆Y形ファン		A形ファン		H形ハープ
主塔高さ	105a	125a		145a		190a		145a
支間構成	248+284	145+410+145		145+410+145		290+590+290		200+485+200
実験手法	全橋模型							
	主塔3D弾性模型		1/85	1/85	1/85		1/100	半橋 1/65
	主塔桁弾性模型					1/76		
	2D剛体模型							
振動種類と振動数	① 面外	一次渦励振 0.336Hz	—	一次渦, f^*_{10} 0.315Hz	—	一次渦励振 0.159Hz	—	一次渦励振
	② 面内	—	—	一次渦, f^*_{10} 0.780Hz	—	—	—	—
	③ ねじり	—	—	—	—	三次渦励振 0.491Hz	—	一次渦励振
	④ 面外	—	—	—	—	—	—	—
完成時 振動種類と振動数	⑤ 面内	—	問題なし	—	一次渦, f^*_{10} 0.612Hz	—	一次ギャロ 0.334Hz	問題なし
	⑥ ねじり	—	なし	—	—	—	—	なし
	架設途中の検討	なし	—	なし	—	足場有3万円	—	なし
	制振対象振動	①	—	①, ②	⑤	①, ③	⑤	①, ③
制振対策	独立時	TMD	—	TMD	—	TMD	—	TMD
	完成時	—	—	隅切り	A形に変更	—	四隅面取り	ハーフプレート
その他	構造減衰	0.01	0.02	0.01	0.02	0.01	0.02	0.02
	気流	一様流・乱	—	一様流・乱	—	一様流	一様流	一様流・乱
	出典	H3 報告書	—	H2 報告書	—	H5 年講	H3 年講	S63 年講

橋梁名	鶴見航路橋	毛見一号橋	とよみ大橋	美原大橋	生口橋	横浜ベイBr.	名港西大橋
主塔形状	逆Y形ファン	A形ファン	逆Y形ファン	逆Y形ファン	A形ファン	Y形ファン	A形ファン
主塔高さ	137a	94.7a	66a	80a	120a	172a	122a
支間構成	254+510+254	170+240	150+150	159+340+159	150+490+150	200+460+200	175+405+175
実験手法	全橋模型						
	主塔3D弾性模型	1/100	1/50	1/50	1/65		○
	主塔桁弾性模型					1/90	
	2D剛体模型			○			
振動種類と振動数	① 面外	一次渦励振 0.269Hz	一次渦, f^*_{10} 0.382Hz	一, 二次渦 0.792Hz	一次渦励振 0.341Hz	一次渦励振 0.249Hz	一次渦励振 0.274Hz
	② 面内	渦励振	一次 f^*_{10} 0.906Hz	一次渦励振 3.221Hz	—	一次ギャロ 0.462Hz	—
	③ ねじり	—	一次 2.310Hz	—	—	一次渦励振 0.688Hz	—
	④ 面外	—	—	—	—	—	—
完成時 振動種類と振動数	⑤ 面内	検討	検討	検討	検討	検討	—
	⑥ ねじり	せず	せず	せず	せず	せず	—
	架設途中の検討	10段架設時	STEP10のみ	独立時足場	独立時足場	なし	なし
	制振対象振動	①	①, ②	①	①	①, ②, ③	①
制振対策	独立時	active TMD	TMD	α-7に重錘	TMD	TSD	TMD
	完成時	—	—	—	—	—	—
その他	構造減衰	0.01	0.01	0.007	0.01	0.013	0.01
	気流	一様流・乱	一様流	一様流	一様流・乱	一様流	一様流
	出典	H4 年講	H3 報告書	H4 年講	H4 土研資料	1990 風工	S62 年講
							1984 風工

表-1.4.3 主塔の制振対策

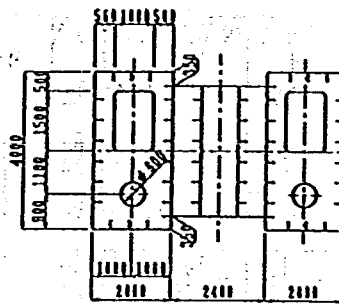
橋梁名	検討対象	振動方向	主塔形状	主塔高 H (m)	橋軸方向 B (mm)	直角方向 D (mm)	B/D	隅切り幅 a (mm)	a/B	a/D	備考
① 隅切り断面											
東神戸大橋	独立	面内	H形	145	6500	3500	1.86	400	0.06	0.11	
名港東大橋	独立・完成	面内	逆Y形	145	6700	4500	1.49	450	0.07	0.10	基本計画時
H6年講	完成	面内	独立一本	35.3	2800	2000	1.40	200	0.07	0.10	
来島大橋	完成	面外	ラーメン	178	5000	4800	1.04	600	0.12	0.13	吊橋
白鳥大橋	完成	面外	ラーメン	131	3200	3600	0.89	350	0.11	0.10	吊橋
② 面取り断面											
名港中央大橋	完成	面内	A形	190	8000	5200	1.54	1000	0.13	0.19	
③ デフレクター											
弓削大橋	完成	面内	逆V形	51							
葛飾ハーフ橋	完成	面内	独立一本	60	2500	3000	0.83				

表-1.4.4 主塔の振動と無次元風速

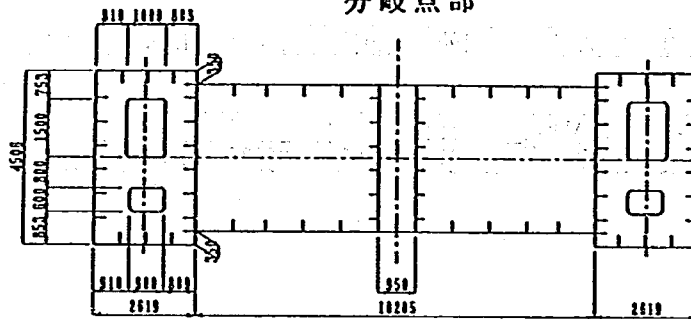
橋梁名	主塔形状	風向 B (m)	風向直角 D (m)	辺長比 B/D	風速 Ua, max (m/s)	振動数 f (Hz)	無次元風速 U/f D	振動種別	構造系
とよみ大橋	逆Y	2.10	3.20	0.66	23.4	0.797	9.2	面外 1st	完成
弓削大橋	逆V	2.00	2.00	1.00	19.0			面内 1st	完成
葛飾ハーフ橋	一本柱	2.50	3.00	0.83	20.0	0.561	11.9	面内 1st	完成
名港中央	A	8.00	5.20	1.54	37.0	0.334	21.3	面内 1st	完成
一本柱		2.80	2.00	1.40	20.0	1.336	7.5	面内 1st	完成
美原(矩形2)	逆Y	4.60	3.22	1.43	56.3	0.341	51.3	面外 1st	塔独立
毛見1号橋	逆V	2.50	3.00	0.83	20.0	0.381	17.5	面外 1st	塔独立
毛見1号橋	逆V	3.00	2.50	1.20	27.0	0.907	11.9	面内 1st	塔独立
鶴見つばさ橋	逆Y	9.00	6.50	1.38	18.0	0.269	10.3	面外 渦励振	完成
葛飾ハーフ橋	一本柱	2.50	3.00	0.83	10.0	0.561	5.9	面内 渦励振	完成
毛見1号橋	逆V	2.50	3.00	0.83	6.0	0.381	5.2	面外 渦励振	塔独立
美原(矩形1)	逆Y	5.60	3.22	1.74	16.7	0.341	15.2	面外 渦励振	塔独立
美原(矩形2)	逆Y	4.60	3.22	1.43	14.0	0.341	12.8	面外 渦励振	塔独立
名港中央	A	5.20	8.00	0.65	9.0	0.159	7.1	面外 渦励振	塔独立

断面図 S=1/100

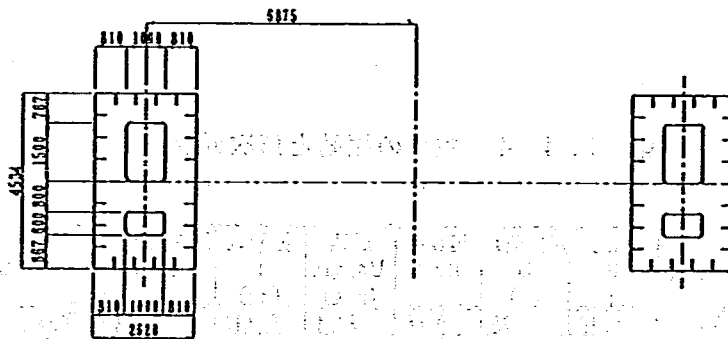
塔頂部



分岐点部

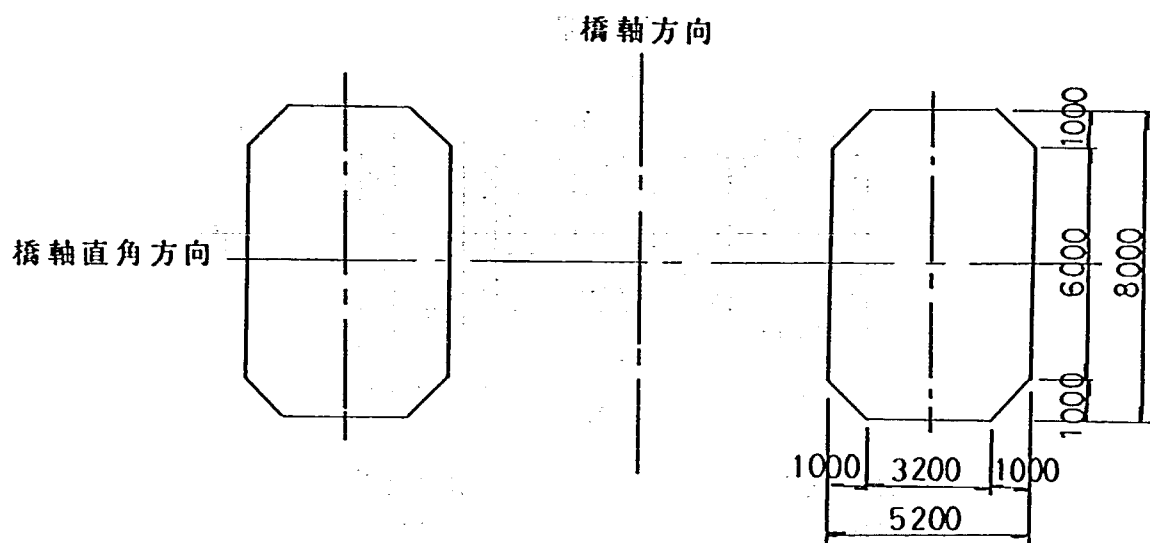


分岐部

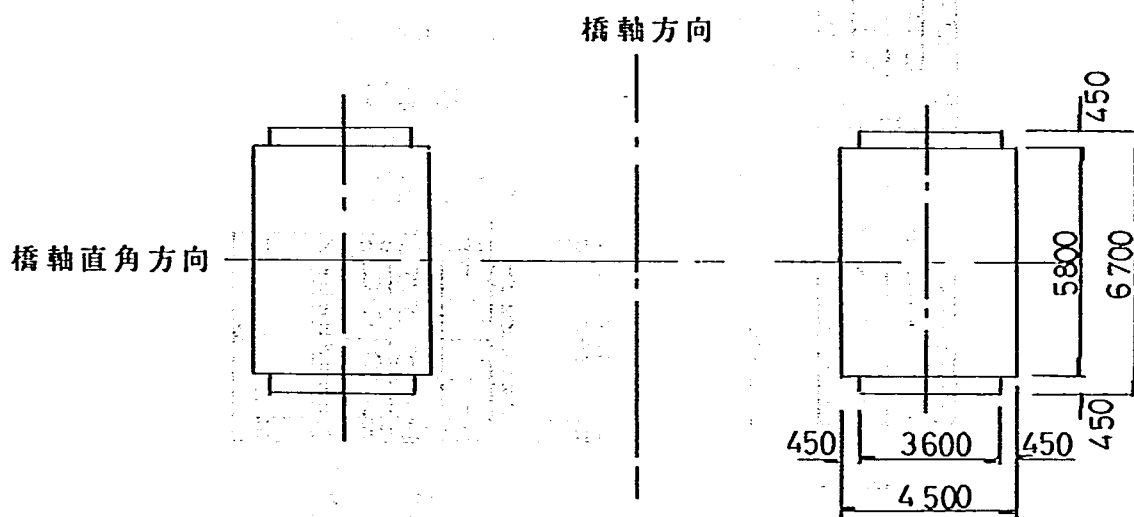


那珂川橋

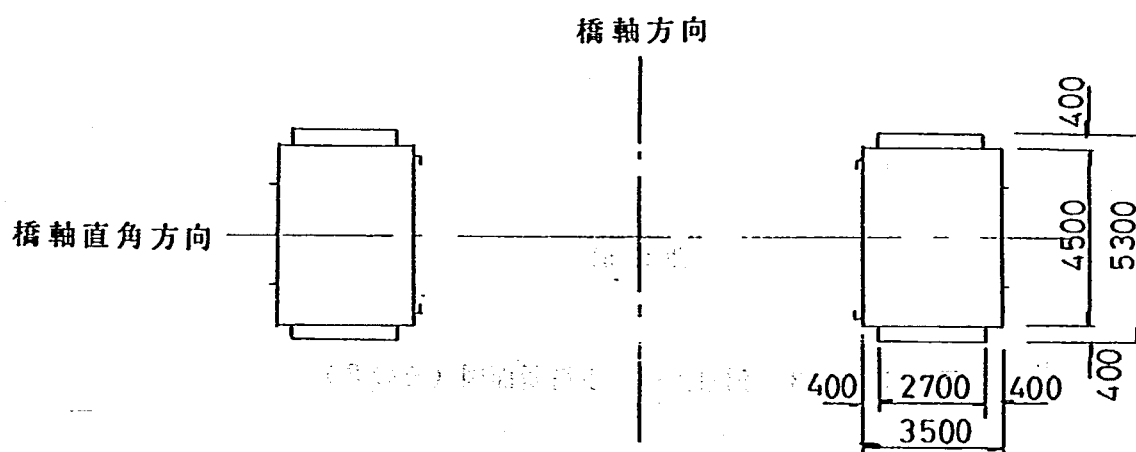
図-1.4.1 鋼斜張橋 主塔断面図(その1)



名港中央大橋



名港東大橋（逆 Y 型塔案）

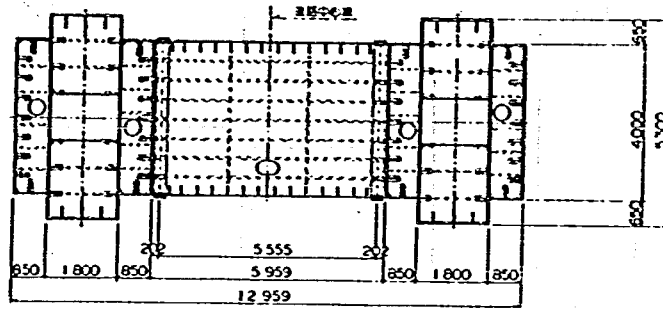


東神戸大橋

図-1.4.2 鋼斜張橋 主塔断面図（その2）

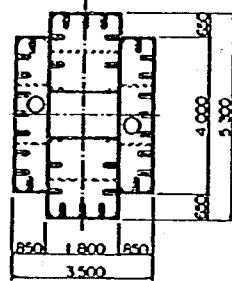
塔柱上部

D-D



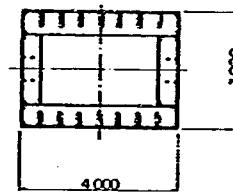
ケーブル定着部

C-C



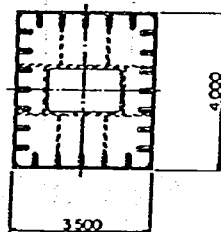
水平材部

E-E



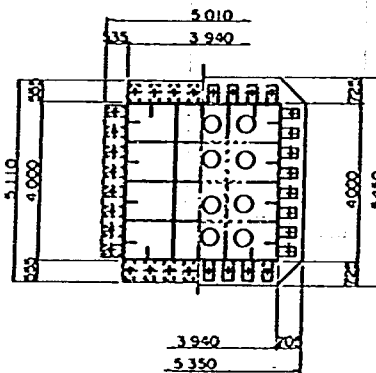
一般部

B-B



塔基部

A-A



生口橋

図-1.4.3 鋼斜張橋 主塔断面図(その3)

調査文献の一覧

- 1) 横山・鈴木・樋上・森内：名港中央大橋の塔風洞試験、土木学会第46回年次学術講演会、I-246、1991.9
- 2) 横山・鈴木・和崎・富田・本田：名港中央大橋の塔架設系風洞試験、土木学会第48回年次学術講演会、I-358、1993.9
- 3) 横山・鈴木・井ヶ瀬・富田・平井：8角形断面を有するA型主塔の空気力について、土木学会第48回年次学術講演会、I-359、1993.9
- 4) 日本道路公団他：名港東大橋塔風洞試験報告書、1990.3
- 5) 日本道路公団他：名港東大橋塔風洞試験（その2）報告書、1990.3
- 6) 馬場・小川・下土居：斜張橋A型塔の耐風性について、土木学会第46回年次学術講演会、I-243、1991.9
- 7) 川人・辻・加納・津村：名港西大橋の塔の動吸振器方式耐風制振装置、風工学シンポジウム、1984
- 8) 森河・風間・宮崎・平田：鶴見航路橋主塔の耐風検討（架設時）、土木学会第47回年次学術講演会、I-258、1992.9
- 9) 建設省土木研究所：美原大橋耐風性調査報告書、土木研究所資料部内資料第76号、1992.3
- 10) 市川・平田・宮崎：弓削大橋塔の耐風性検討、土木学会第49回年次学術講演会、I-532、1994.9
- 11) 今田・中川・座嘉比・真喜志・清田：饒波川橋塔風洞実験および制振対策、土木学会第47回年次学術講演会、I-263、1992.9
- 12) 北沢・関本・酒井・小川：東神戸大橋主塔の耐風性に関する実験的研究、土木学会第43回年次学術講演会、I-263、1988.10
- 13) 小川・松本・北沢・酒井：斜張橋主塔の耐風安定性に関する研究、風工学シンポジウム、1988
- 14) 辻井・白石・松本・白土・石崎：長大斜張橋主塔部のゴンドラレール設置による空力特性変化に関する実験的考察、土木学会第42回年次学術講演会、I-324、1987.9
- 15) 川重・住重・栗本建設共同企業体：毛見1号線橋梁塔風洞試験報告書、1993.3
- 16) 山岸・西本・植田・中垣・有馬・小林：TSDによる斜張橋・塔の制振対策、土木学会第45回年次学術講演会、I-463、1990.9
- 17) 伊藤・尾仲・富田：横浜港横断橋の塔架設時の耐風性に関する研究（その1）、土木学会第42回年次学術講演会、I-332、1987.9
- 18) 伊藤・小田桐・斉藤：横浜港横断橋の塔架設時の耐風性に関する研究（その2）、土木学会第42回年次学術講演会、I-333、1987.9
- 19) 伊藤・高野・幕田：横浜港横断橋の塔架設時の耐風性に関する研究（その3）、土木学会第42回年次学術講演会、I-334、1987.9
- 20) 津村・金澤・加納・中村：榎石島橋主塔の耐風制振装置、土木学会第41回年次学術講演会、I-315、1986.11
- 21) 森内・樋上：斜張橋塔の形状と耐風性の関係、土木学会第45回年次学術講演会、I-451、1990.9
- 22) 森内・鈴木・樋上：斜張橋塔の形状と耐風性の関係（第2報）、土木学会第46回年次学術講演会、I-241、1991.9
- 23) 秦・猪原・山田・南条・佐野：一本塔柱形式斜張橋の耐風性に関する検討、土木学会第49回年次学術講演会、I-522、1994.9

- 24) 白石・藤沢・石田・斉藤：斜張橋の塔（1本柱）の耐風性の改善法について、土木学会第42回年次学術講演会、I-322、1987.9
- 25) 戸田・山崎・酒井・小川：曲線斜張橋主塔の耐風安定性とその防振対策—部分模型実験—、土木学会第39回年次学術講演会、I-293、1984.10
- 26) 大野・安藤・佐野・坂井：曲線斜張橋主塔の耐風安定性とその防振対策—全体模型実験—、土木学会第39回年次学術講演会、I-294、1984.10
- 27) 大橋・楠原：来島大橋主塔の耐風特性、本四技報、Vol. 15 No. 59、1991.7
- 28) 西崎・松本・白石・白土・北川・柴田・桂・辻本：安芸灘大橋主塔の耐風安定性に関する実験的研究、土木学会第47回年次学術講演会、I-264、1992.9
- 29) 伊東・藤野・奇・岩本：東京港連絡橋主塔の耐風応答特性について、土木学会第42回年次学術講演会、I-320、1987.9
- 30) 和田・野坂・佐藤・米田：白鳥大橋補剛桁・主塔の耐風安定性について、土木学会第44回年次学術講演会、I-401、1989.9

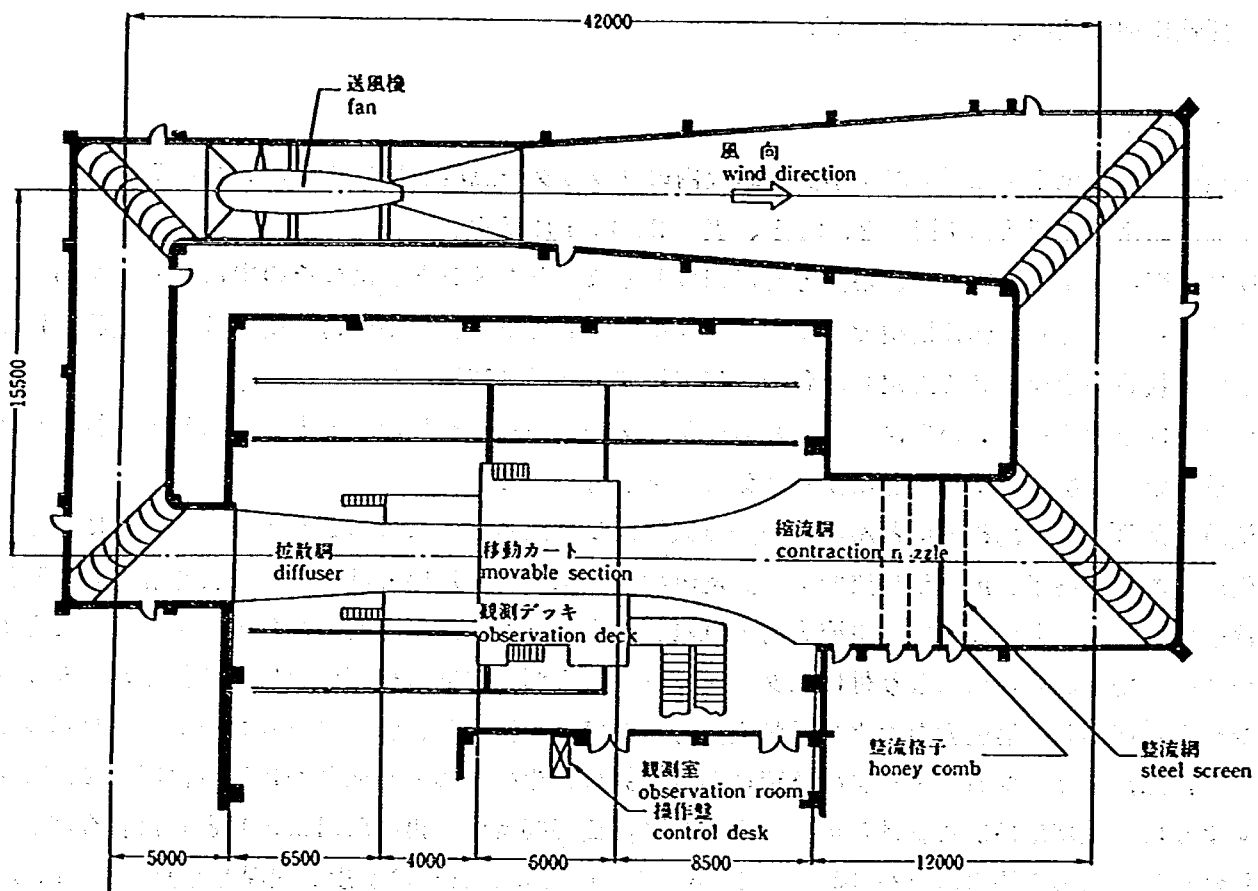


図-2.1.1 フラッター風洞平面図

表-2.1.1 フラッター風洞主要諸元

風洞形式			単回路還流式
主 要 寸 法	測定 断面	幅 (mm)	2,500
		高 (mm)	4,000
		長 (mm)	10,000
	縮流 断面	入口 (mm×mm)	7,000×8,500
		出口 (mm×mm)	2,500×4,000
		縮流比	5.95
	風路全長 (mm)		115,000
送 風 機	形 式	固定ピッチ動翼軸流式	
	動翼直径 (mm)	4,000	
	有効全圧 (mmHg)	40.0	
	風 量 (m³/s)	242.0	
	回 転 数 (rpm)	400.0	
気 流	容 量 (KW)	250.0	
	最大風速 (m/s)	25.0	
	乱れ率 (%)	0.5%以下	
付属計測既器等			三分力天秤 フラック模型支持装置 乱流発生装置 データ処理装置

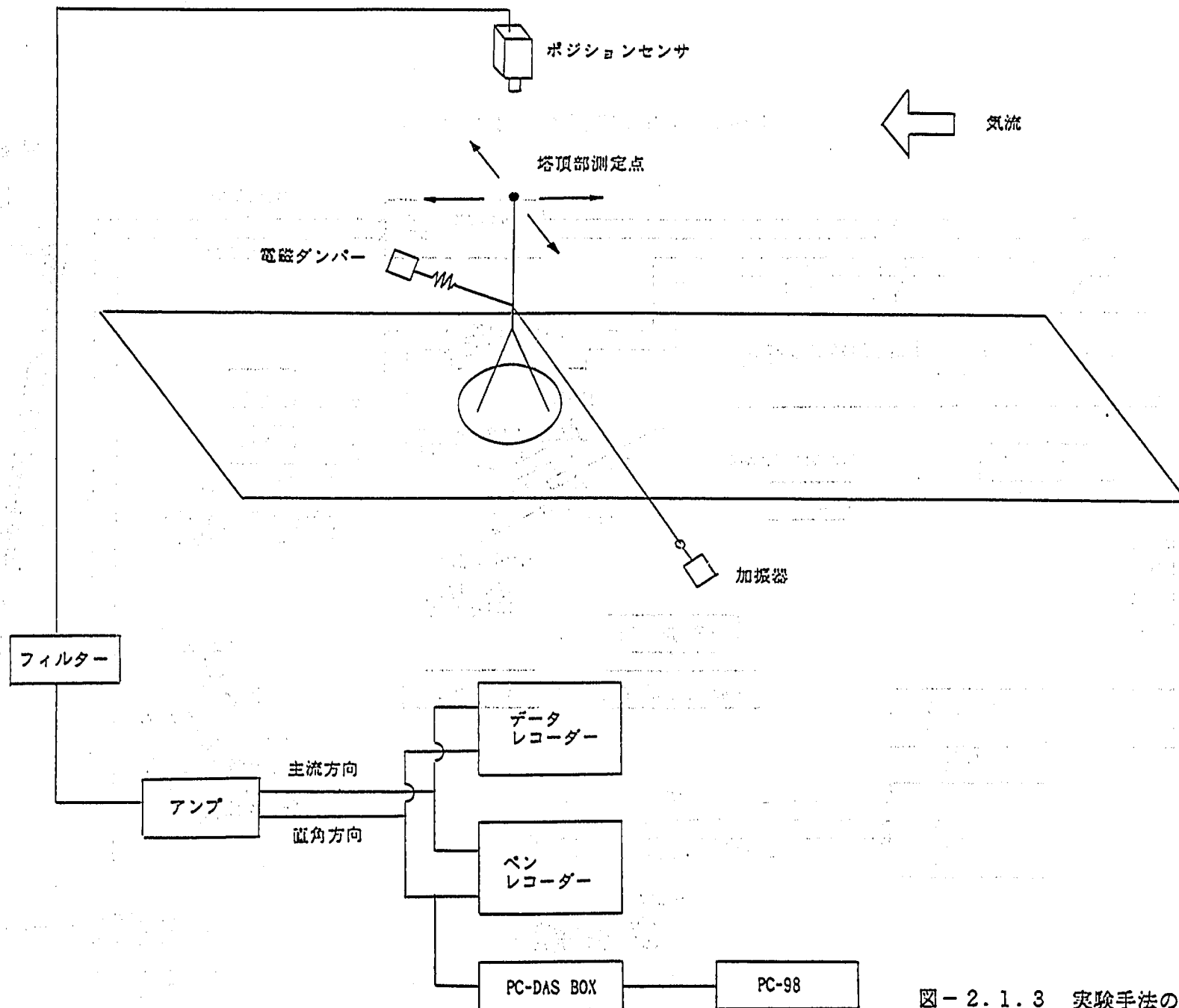


図-2.1.3 実験手法の概要(その1)

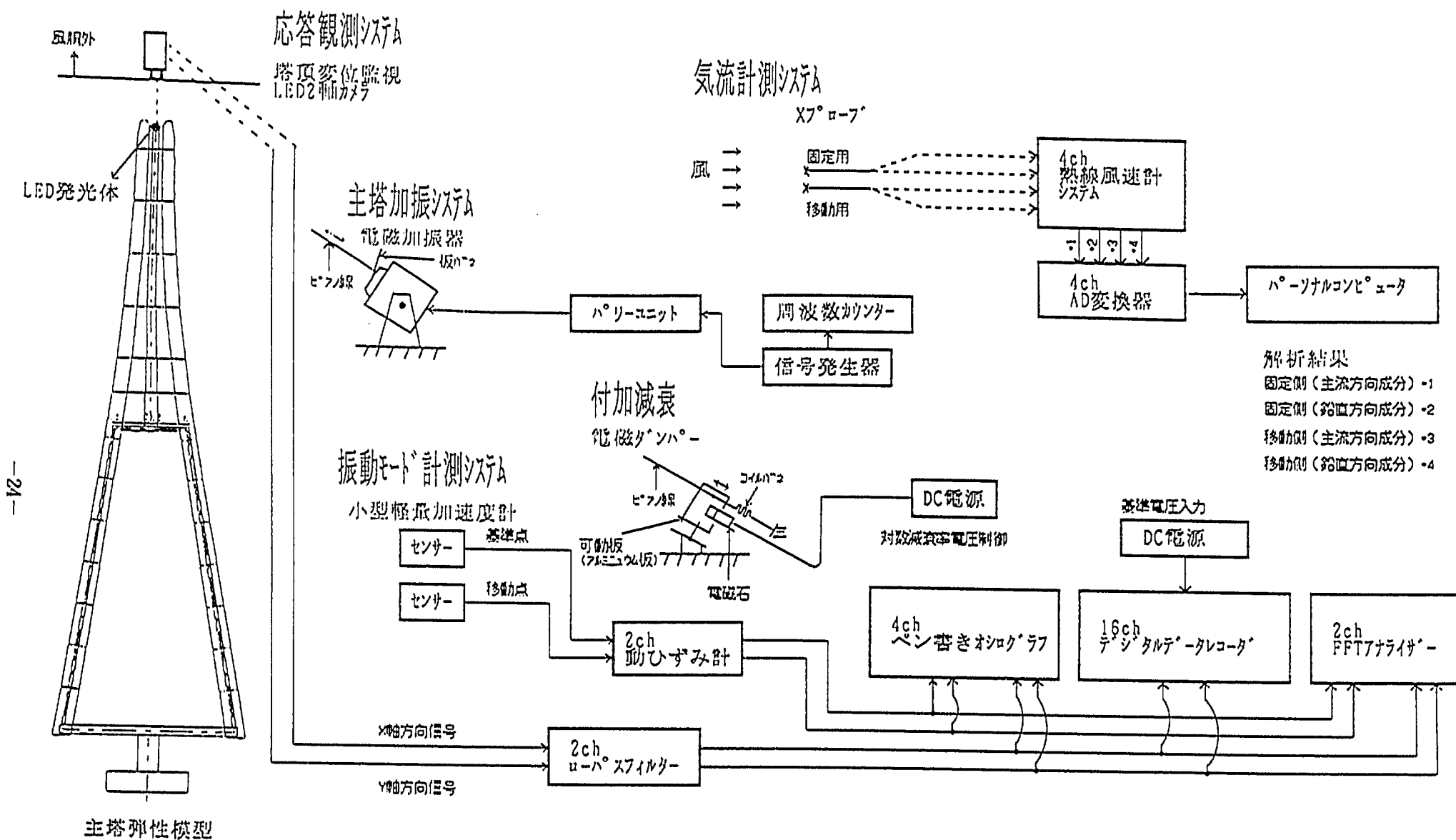


図-2.1.4 実験手法の概要(その2)

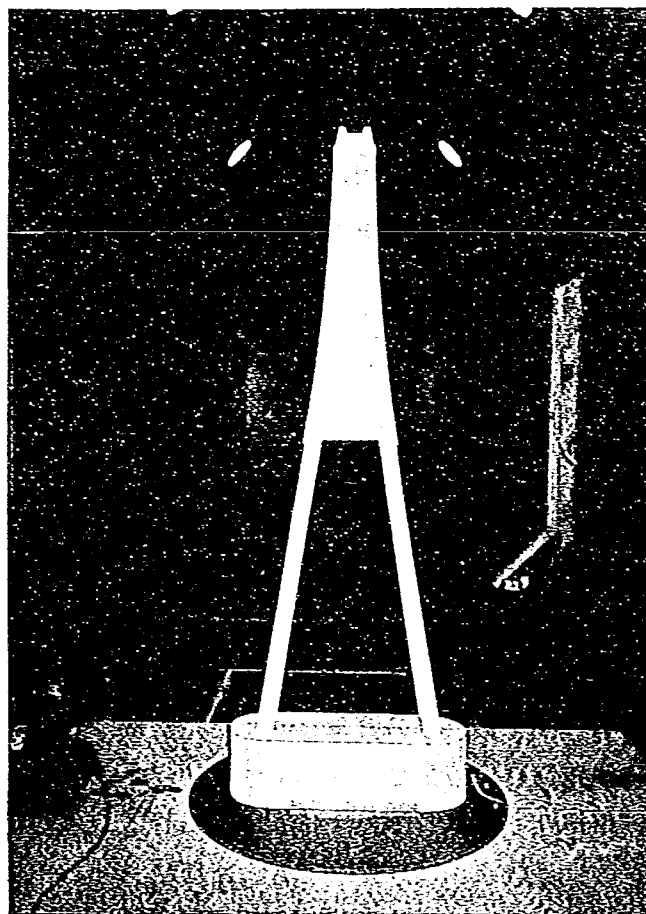


写真-2.1.1 主塔独立系模型設置状況

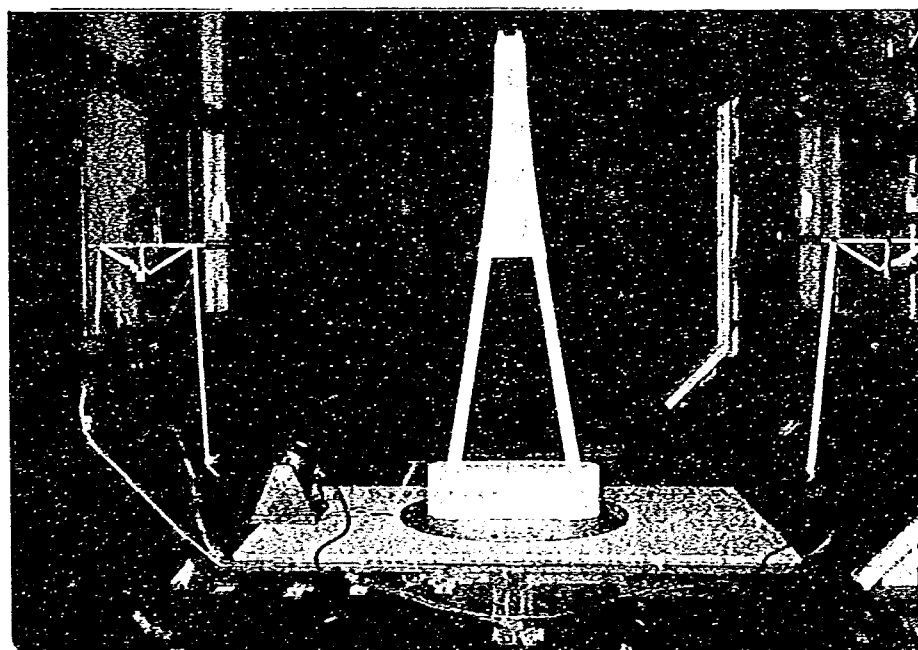


写真-2.1.2 橋梁完成系模型設置状況

2. 2 実験条件

2. 2. 1 相似条件に基づく実験条件

今回の調査では、振動数および振動モードに関しては、地盤バネの影響を考慮した固有値解析の結果を所要値とした。主塔の面外たわみ振動に加えて面内たわみ振動も調査の対象としたため、それぞれの一次モードについて相似させることを基本として、2次モードについてもできる限り相似させられるよう模型設計を行った。

一般に橋梁の3次元弾性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 : $m/\rho D^2$ 、 $I_p/\rho D^4$
- ② 弾性パラメータ : $E I/\rho V^2 D^4$ 、 $E A/\rho V^2 D^2$ 、 $G J/\rho V^2 D^4$
- ③ 減衰パラメータ : δ
- ④ 粘性パラメータ : $V D/\nu$
- ⑤ 重力パラメータ : $g D/V^2$

ここに、 m : 単位長さあたりの質量 ρ : 空気密度
 D : 構造物の代表長さ V : 風速
 I_p : 極慣性モーメント δ : 無風時における対数減衰率
 E : 弾性係数 A : 断面積
 I : 断面2次モーメント G : せん断弾性係数
 J : ねじり定数 ν : 動粘性係数
 g : 重力加速度

今回の主塔独立系の実験では、たわみモードのみに着目しているので、上記パラメータのうち①の慣性パラメータの $I_p/\rho D^4$ 、②の弾性パラメータの $E A/\rho V^2 D^2$ 、 $G J/\rho V^2 D^4$ は省略される。⑤の重力パラメータに関しても、例えば吊橋の全橋模型のように重力の影響を受ける模型の場合には重要となるが、本実験で用いるような独立した塔模型の場合には一般に無視することができる。

また、完成系の実験においては、主塔独立系の模型に等価質量の相似により得られた重量を付加するとともにピアノ線とバネにより模型の一部を拘束することにより振動モードを合わせることにした。桁、ケーブルも含めた全橋模型系と主塔のみを取りだした部分模型系の質量を相似にするために、等価質量の考え方をを用いた。等価質量は m_{eq} は、式(2.2.1)に示されるものであり、前述の①慣性パラメータにおいて、単位長さ当たりの質量 m のかわりに用いられる。また、主塔部分のみに空気が作用すると考えるため、分母の積分範囲 c は主塔全長となる。

$$m_{eq} = \frac{\int_c m(x) \cdot \phi(x)^2 dx}{\int_c \phi(x)^2 dx} \quad \dots\dots\dots (2.2.1)$$

④の粘性パラメータ(レイノルズ数の影響)に関しては、本主塔における断面のように角張った断面形状の場合、流れの剥離点をはっきりしているために空気の粘性の影響をあまり受けないとして無視されることが多い。しかしながら、近年の研究成果⁵⁾によれば、角張った断面といえども隅切りを設けた断面では、レイノルズ数が 1×10^4 あたりを境に対風応答特性が変化するとの報告もなされている。今回の実験においても、有害な振動が生じたときの制振対策のひとつとして隅切り断面への付加部材設置を考慮している。よって、模型の設計にあたってはレイノルズ数が大きくなるよう考慮し、

使用風洞からの縮尺制限の範囲内で縮尺をできる限り大きくするよう努めた。この結果、実験ケースにより若干の差はあるが、概ね実橋換算風速20m/s 以上で $Re > 1 \times 10^4$ を満足する。

以上により導かれた実験条件を表-2.2.1 および表-2.2.2に示す。なお、③の減衰パラメータに関しては、模型の構造減衰をできる限り小さくしておき、必要に応じて電磁ダンパーを用いて所要値にあわせるようにしたが、模型製作上で塔独立系の面内振動の構造減衰が所要値よりも大きくなった。したがって、実験においては各風速での応答振幅のみならず、対数減衰率を計測することにより、減衰の差異による影響を考慮した。

表-2.2.1 実験条件

対象モード		主塔独立系				橋梁完成系	
		面外（橋軸）		面内（直角）		面内（直角）	
		一次	二次	一次	二次	一次	二次
振動数 (Hz)	実 橋	0.381	2.181	1.455	2.428	1.231	2.142
	模型計測値	3.125	17.125	12.750	15.625	11.125	13.125
風 速 倍 率		8.53	8.92	7.99	10.88	7.75	11.42
構造減衰	所要値	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02
	計測値	0.010	0.008	0.021	0.006	0.017	0.004

模型縮尺 : 1/70

表-2.2.2 実験ケースと実験条件(その1)

ケース	対象 振動	実験条件						
		振動 モード	振動数 (Hz)	構造減衰(対数減衰率)				風速 倍率
				減衰率 δ_1	振幅(mm)	減衰率 δ_2	振幅(mm)	
1	面外	1次	3.125	0.0095	28.7~0.9(364)	0.0091	3.2~2.6 (21)	8.53
2		1次	3.125	0.0315	29.3~1.0(109)	0.0280	4.0~2.2 (21)	8.53
3		1次	3.125	-	-	0.0410	4.5~1.9 (21)	8.53
4		1次	3.125	0.0569	29.8~1.1(58)	0.0523	4.8~1.6 (21)	8.53
5		1次	3.125	0.0650	30.5~0.8(57)	0.0604	5.2~1.9 (21)	8.53
6		1次	3.125	0.0092	29.0~0.8(397)	0.0077	3.4~2.9 (21)	8.53
7		1次	3.125	0.0322	29.4~1.0(105)	0.0271	3.8~2.2 (21)	8.53
8	面内	1次	12.750	0.0201	1.5~0.3(78)	-	-	7.99
9		1次	12.750	0.0210	1.7~1.1(59)	-	-	7.99
10	面外	1次	3.125	-	-	-	-	8.53
	面内	1次	12.750	0.0207	1.7~0.3(91)	-	-	7.99
11	面内	1次	11.250	0.0146	0.5~0.2(79)	-	-	7.66
12		1次	11.000	0.0175	2.0~0.4(100)	-	-	7.83
13		1次	11.000	0.0201	2.2~0.3(101)	-	-	7.83
14		1次	11.000	0.0166	1.8~0.3(105)	-	-	7.83
15		1次	10.875	0.0200	2.2~0.2(110)	-	-	7.92
16	面外	1次	3.125	0.0090	29.3~1.1(371)	0.0073	3.2~2.7 (21)	8.53
17		1次	3.125	0.0092	29.4~1.3(340)	0.0065	3.2~2.8 (21)	8.53
18	面内	1次	12.750	0.0212	1.9~0.3(92)	-	-	7.99
19		1次	12.750	0.0194	1.8~0.3(99)	-	-	7.99
20		1次	12.750	0.0196	1.7~0.3(92)	-	-	7.99
21		1次	12.750	0.0202	1.8~0.3(95)	-	-	7.99
22	面外	1次	3.125	0.0084	29.5~0.6(474)	0.0060	3.0~2.7 (21)	8.53
23		1次	3.125	0.0082	30.5~0.5(500)	0.0077	3.0~2.6 (21)	8.53
24		1次	3.125	0.0077	29.4~0.8(477)	0.0077	3.3~2.8 (21)	8.53
25		1次	3.125	0.0080	29.3~0.5(521)	0.0085	3.1~2.6 (21)	8.53
26		1次	3.125	0.0074	29.7~0.5(536)	0.0079	3.0~2.5 (21)	8.53
27		1次	3.125	0.0074	32.8~0.8(500)	0.0067	3.1~2.7 (21)	8.53
28		1次	3.125	0.0074	30.3~1.0(550)	0.0060	3.1~2.7 (21)	8.53
29	面内	1次	12.750	0.0224	1.8~0.3(81)	-	-	7.99
30	面外	1次	3.125	0.0084	30.7~1.0(409)	0.0076	3.4~2.9 (21)	8.53

1. 対数減衰率 δ は大きな振幅から小振幅まで波数を多くとり算出し、 δ_2 は基準振幅(H/500)から求めた。
 2. 振幅は、塔頂における(片)振幅を示し、()内は減衰を求めたときに使用した波数を示す。

実験ケースと実験条件（その2）

ケース	対象 振動	実験条件						
		振動 モード	振動数 (Hz)	構造減衰(対数減衰率)				風速 倍率
				減衰率 δ_1	振幅(mm)	減衰率 δ_2	振幅(mm)	
31	面外	1次	3.125	0.0511	30.6~0.9 (69)	0.0528	4.9~1.6 (21)	8.53
32	面外	1次	3.125	0.0081	29.6~0.8(453)	0.0097	3.3~2.7 (21)	8.53
	面内	1次	12.750	0.0212	1.8~0.3 (92)	-	-	7.99
33	面内	1次	3.125	0.0538	29.1~0.8 (68)	0.0523	5.2~1.8 (21)	8.53

1.対数減衰率 δ_1 は大きな振幅から小振幅まで波数を多くとり算出し、 δ_2 は基準振幅(H/500)から求めた。

2.振幅は、塔頂における(片)振幅を示し、()内は減衰を求めたときに使用した波数を示す。

2. 2. 2 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ることにより固有振動数、振動モードの検証を行った。振動モードの測定は、各セグメントの加速度と基準点の加速度の比を測定することにより求めた。図-2.2.1～図-2.2.4に主塔独立系、図-2.2.5および図-2.2.6に橋梁完成系の振動モード図を示す。

実橋の解析および模型の解析ともに地盤バネを考慮して行い、その結果を所要値としている。地盤バネの算出にあたっては、地盤調査により得られたN値を基に「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」⁶⁾に拠っている。しかしながら、その値は地盤条件により大きく異なり、信頼性に乏しく、実際には計算で得られた値よりも大きい可能性も高い。そのため、地盤バネを考慮しない固定条件で解析を行ったところ、主塔独立系の面内一次モードにおいてその形状に大きな差異が見られた。そのためこのモードに関しては、部分的に外形材を取り外した実験を行い、作用空気力の違いによる減衰性状の変化を計測することにより、モード形状の違いが対風応答に与える影響について定性的な考察を行った。

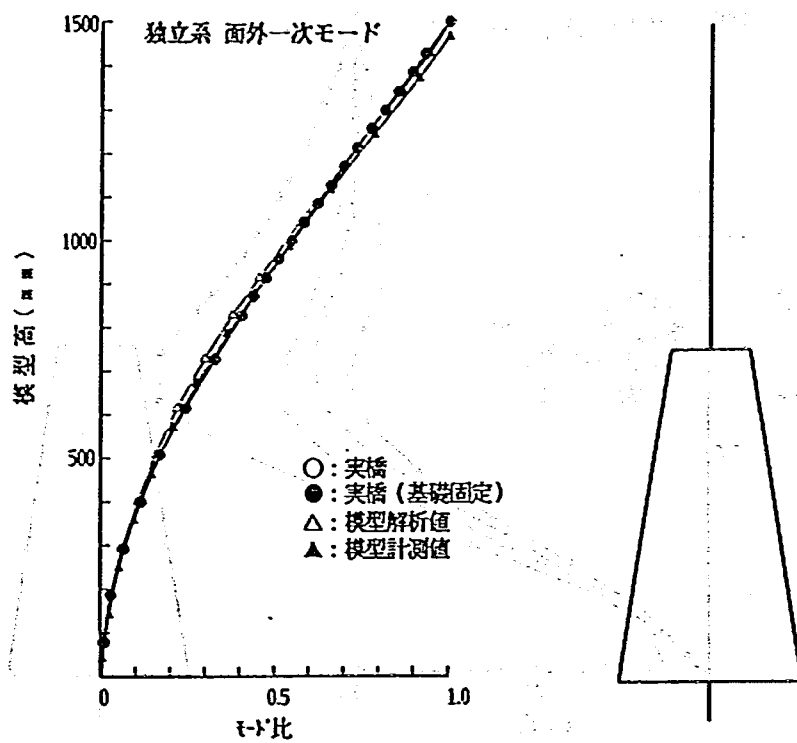


図-2.2.1 主塔独立系 面外一次振動モード

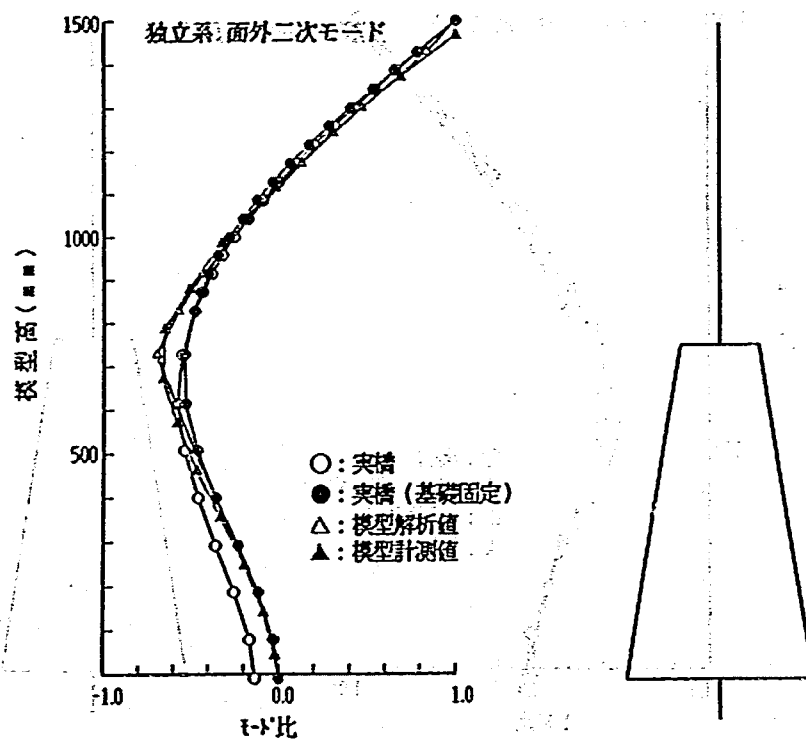


図-2.2.2 主塔独立系 面外二次振動モード

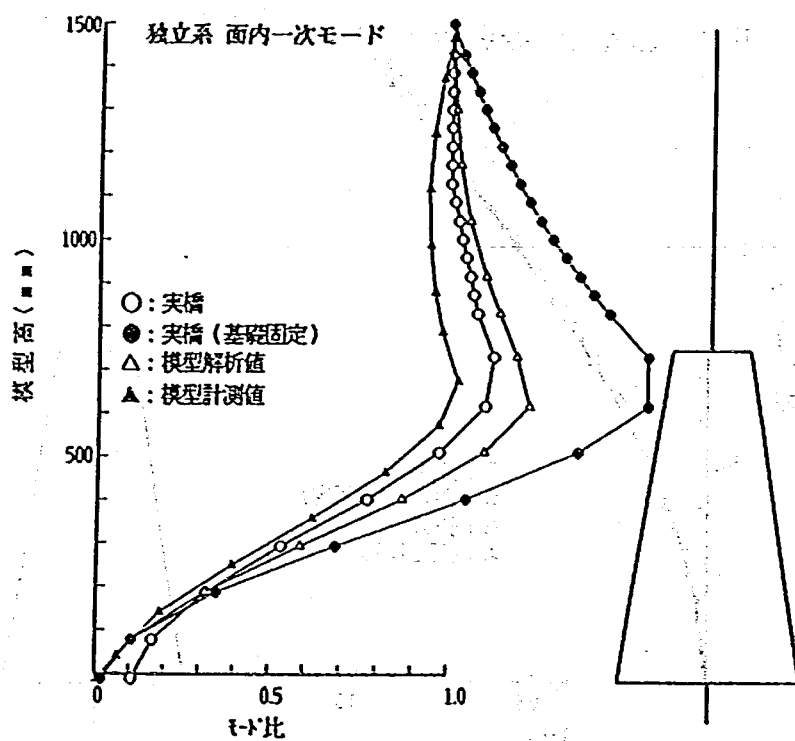


図-2.2.3 主塔独立系 面内一次振動モード

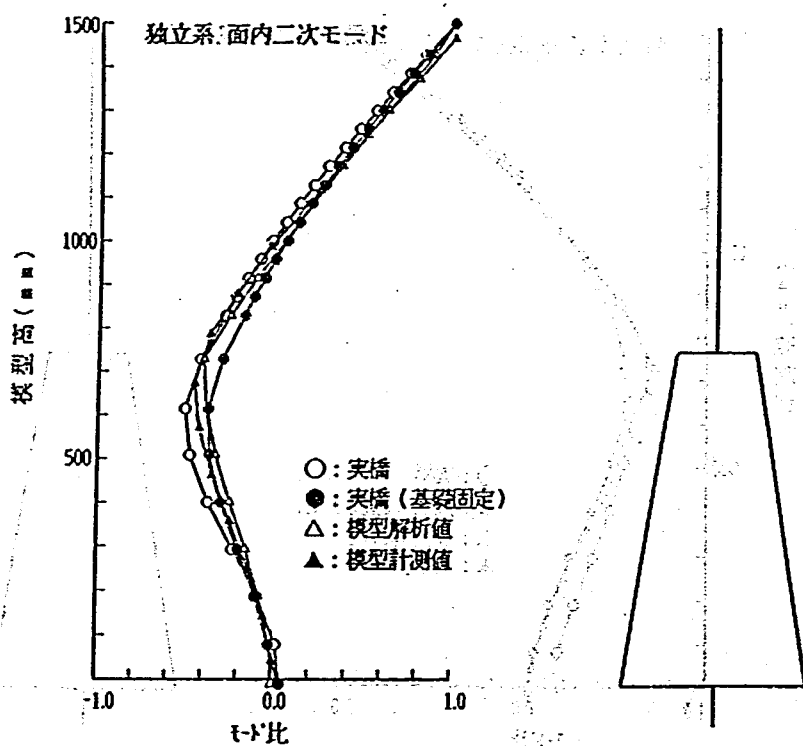


図-2.2.4 主塔独立系 面内二次振動モード

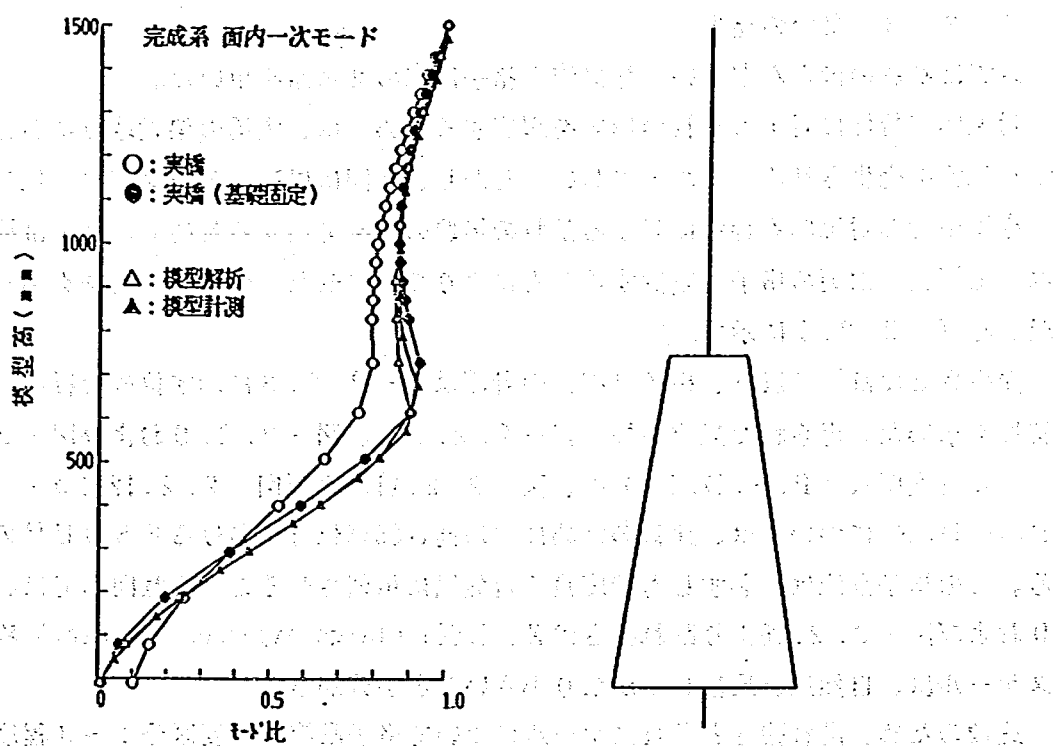


図-2.2.5 橋梁完成系 面内一次振動モード

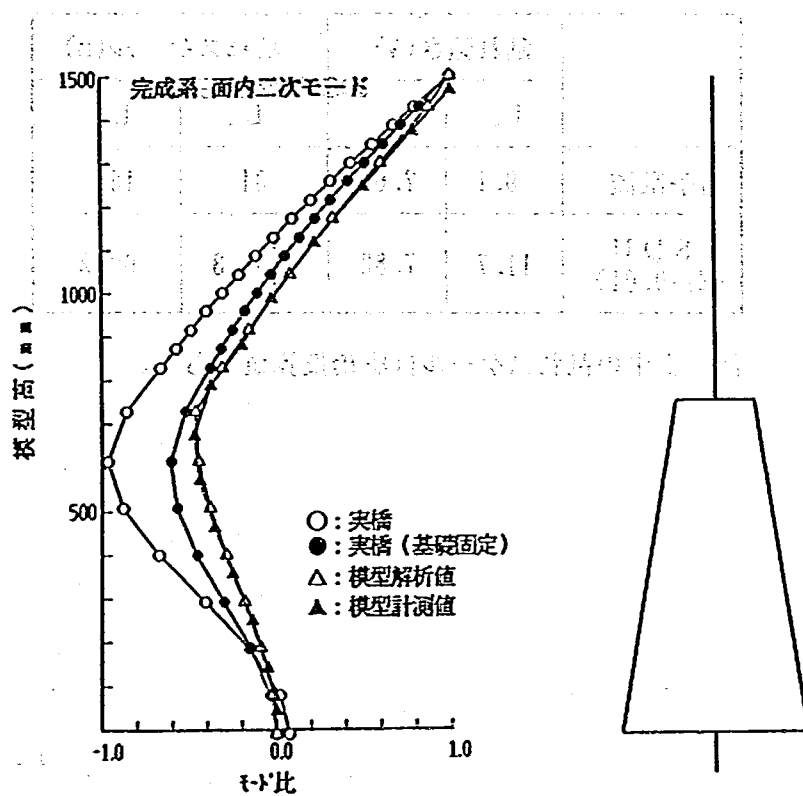


図-2.2.6 橋梁完成系 面内二次振動モード

2. 2. 3 乱流の発生

気流は乱れのほとんどない一様気流と格子乱流の2種類を用いた。

対風応答特性に対する乱れの影響を調査するためには、実橋の架設地点における風観測データに基づく気流を発生させることが望ましい。しかし、今回は風観測データがなく比較の対象がないため、一様流中での対風応答特性に対する乱れの影響のみを考察する目的で、格子乱流を用いた。格子乱流は、上流側に鋼製の格子を設置することにより発生させた。使用した格子を図-2.2.7に、設置状況を写真-2.2.1に示す。

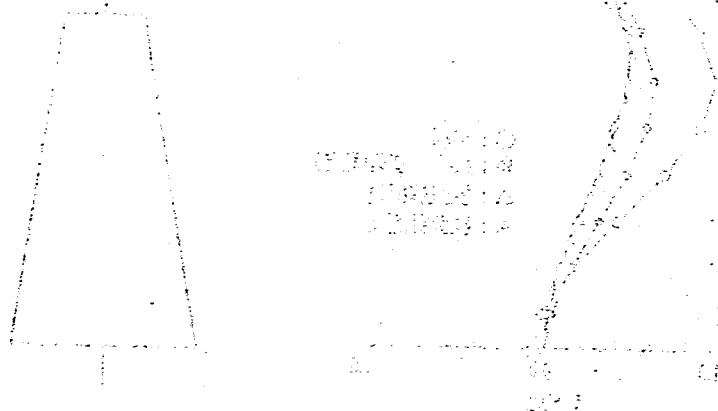
発生させた乱流（以下、格子乱流）の計測は図-2.2.8に示す位置で行い、これを解析してその特性を求めた。得られた気流特性を表-2.2.3に、図-2.2.9および図-2.2.10にパワースペクトル密度関数（P. S. D. F.）を、図-2.2.11および図-2.2.12にコ・コヒーレンスを示す。P. S. D. F.については、比較のために主塔高さ65%位置におけるESDU¹⁾の値を重ね合わせてある。この格子乱流は、必ずしも精度良く自然風に相似させることを意図してはいないが、図-2.2.9および図-2.2.10より乱れ強さは $Z_0=0.001$ （large expenses of water）程度の値を持ち、乱れスケールは、自然風と比較してかなり小さいことが分かる。

比較のため、乱れ強さと乱れスケールについて格子乱流と粗度区分Ⅰ～Ⅱ程度に相当する $Z_0=0.01$ （fairly level grass plains）のESDUの値を表-2.2.3に示す。

表-2.2.3 気流特性

	乱れ強さ(%)		乱れスケール(m)	
	I _u	I _w	L _u	L _w
格子乱流	9.1	7.6	34	18
ESDU ($Z_0=0.01$)	11.7	7.83	151.3	60.2

注) 表中の乱れスケールは実橋換算値である。



材質：鉄

縮尺 1/20

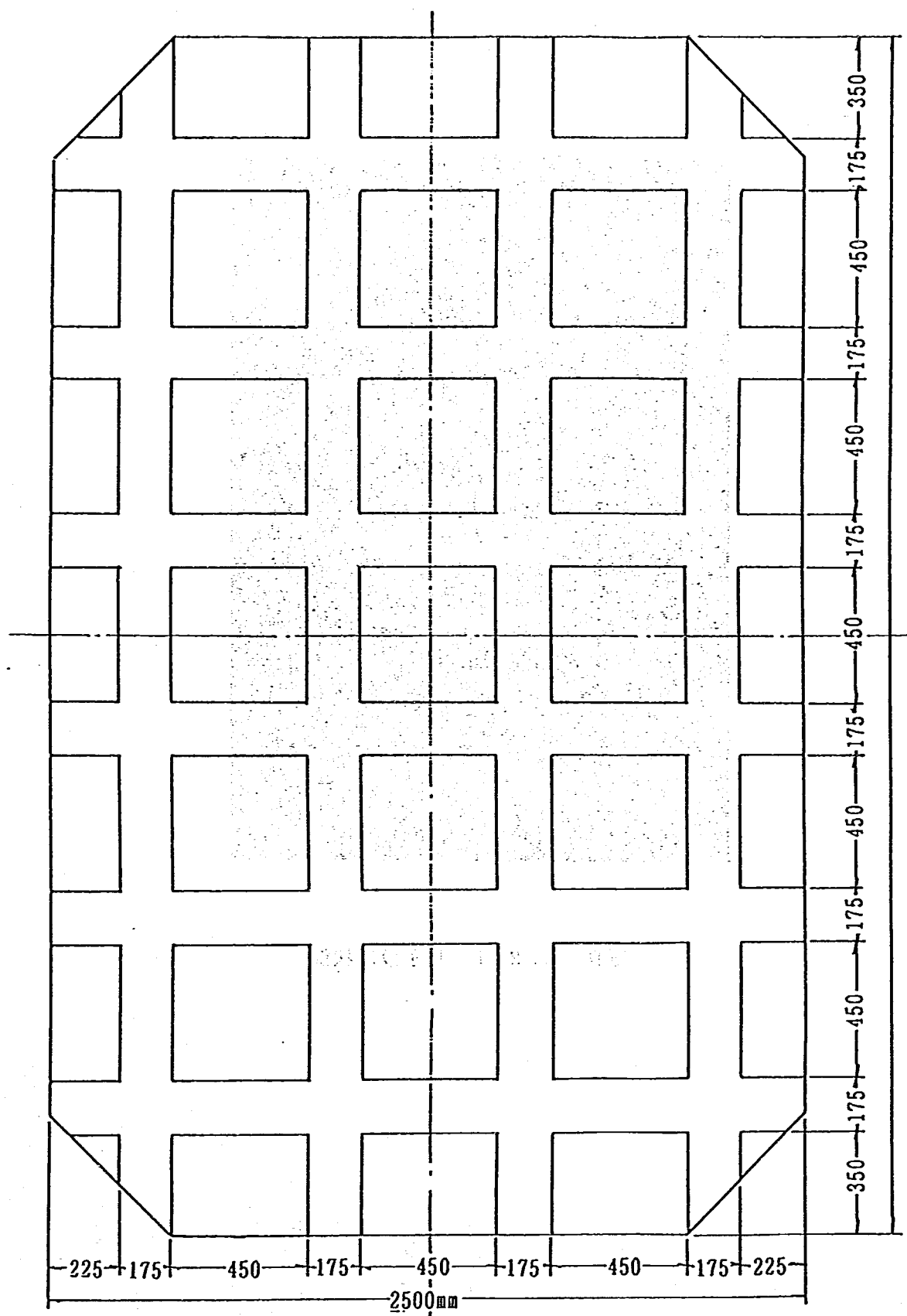
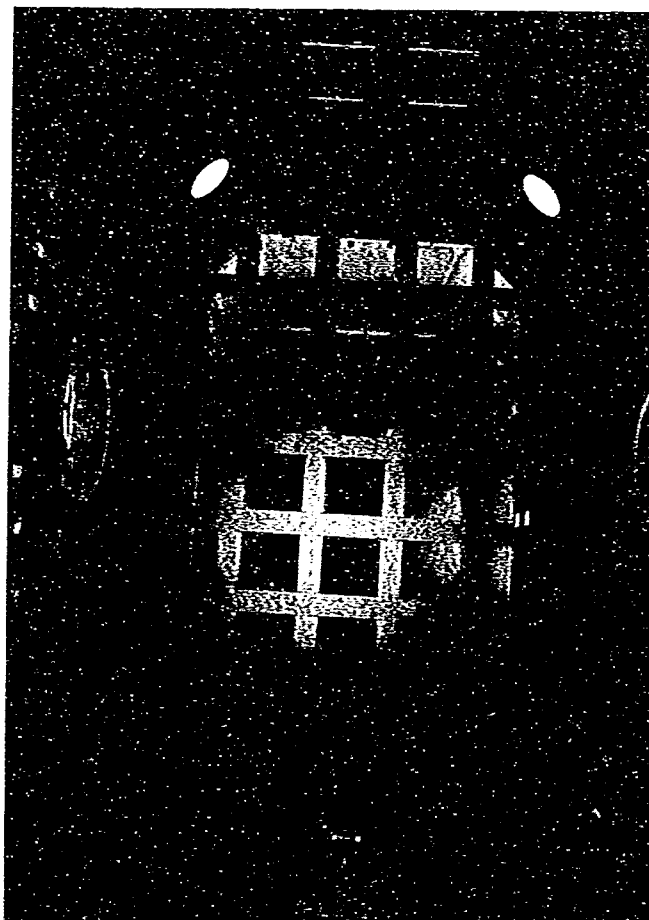


図-2.2.7 格子図 (測定胴取り付け図)



写真－2.2.1 格子設置状況

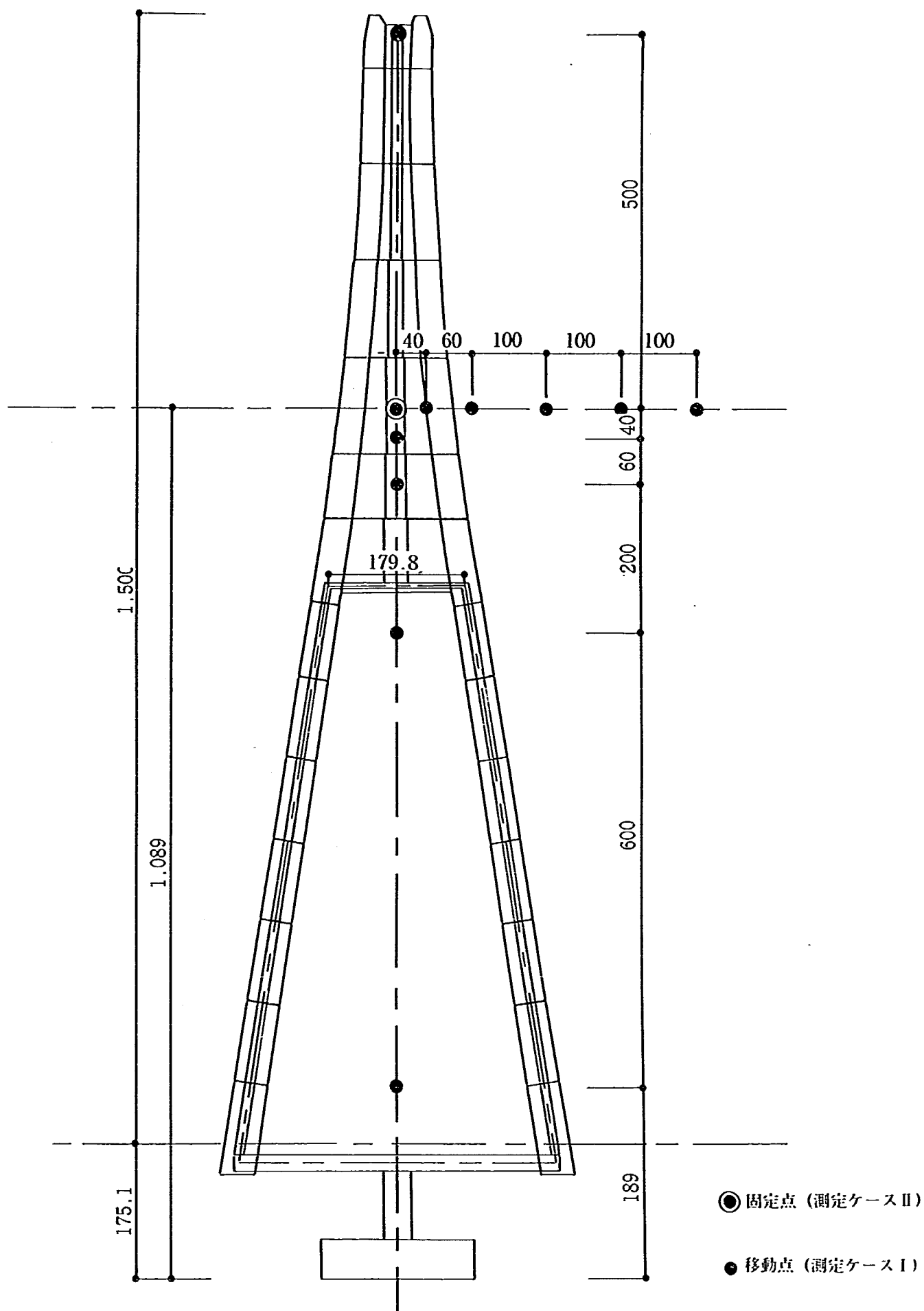


図-2.2.8 気流計測位置

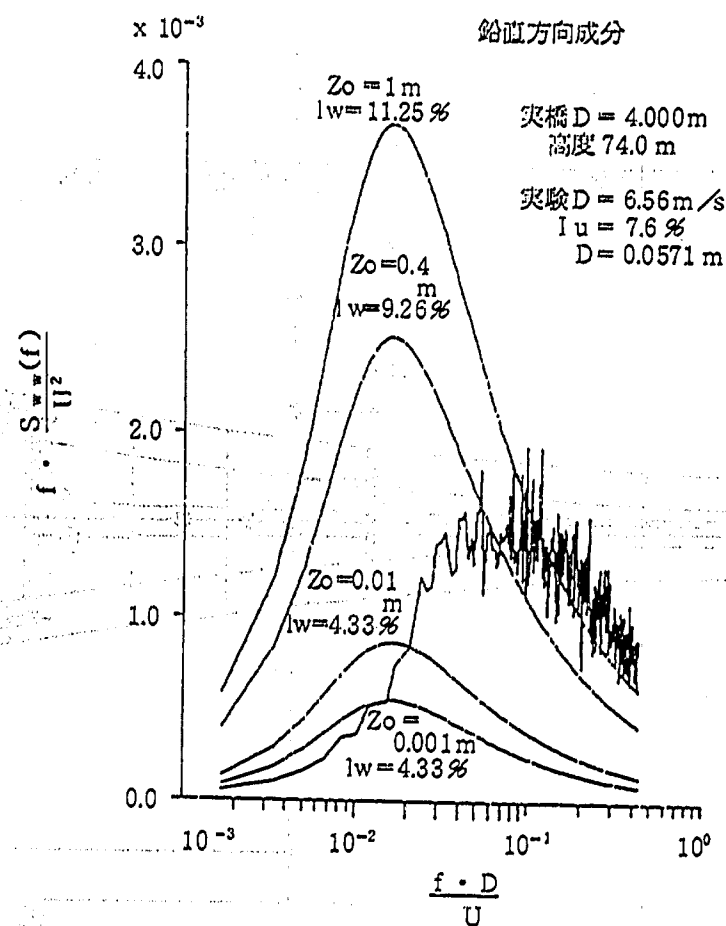
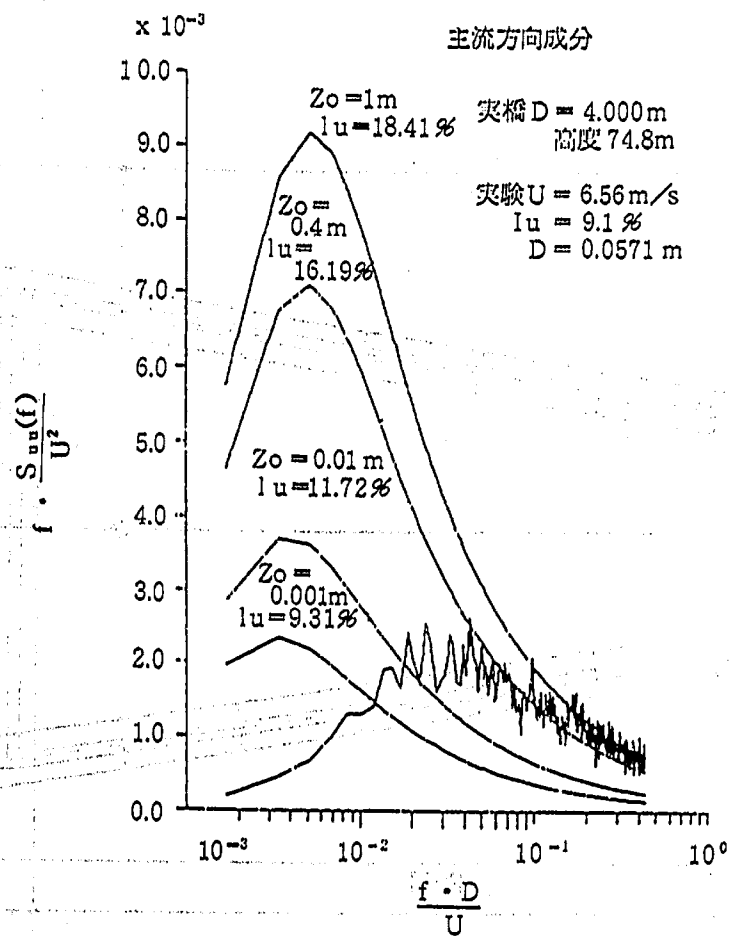


図-2.2.9 パワースペクトル密度関数

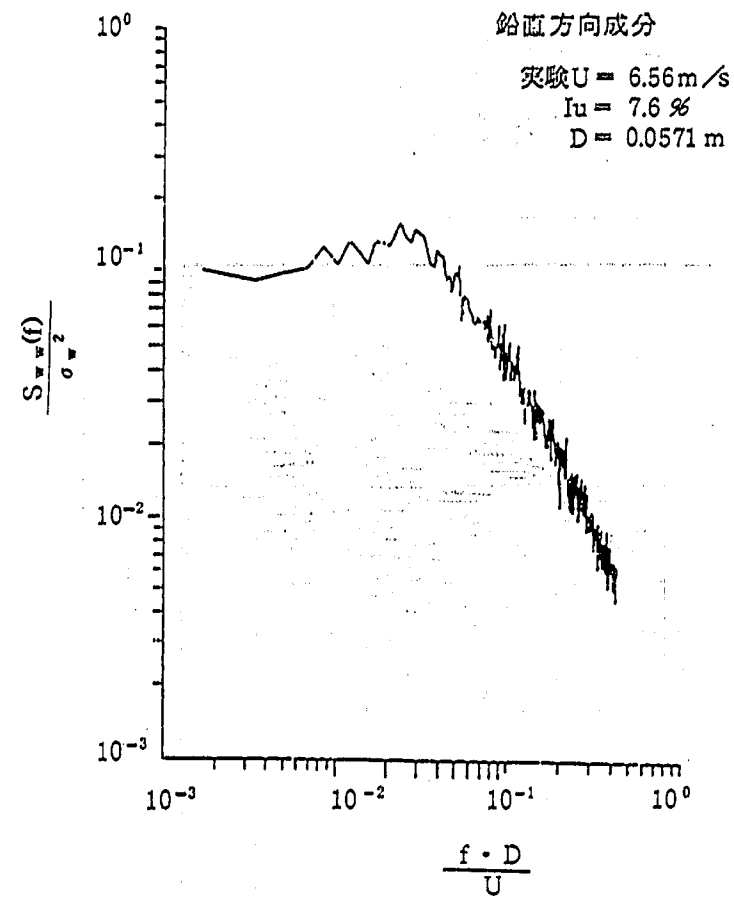
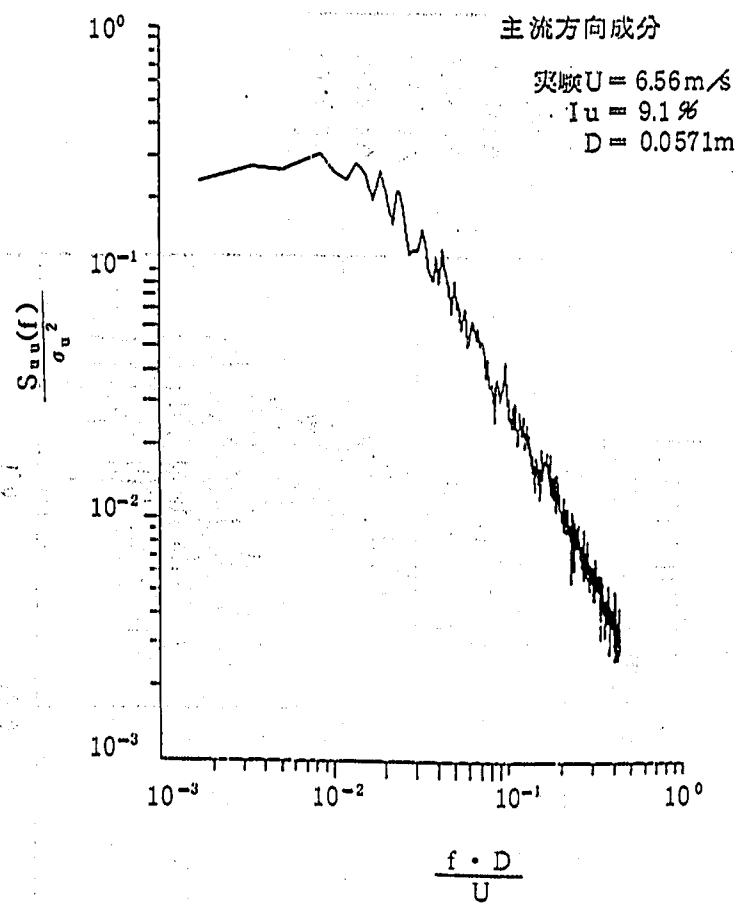


図-2.2.10 パワースペクトル密度関数

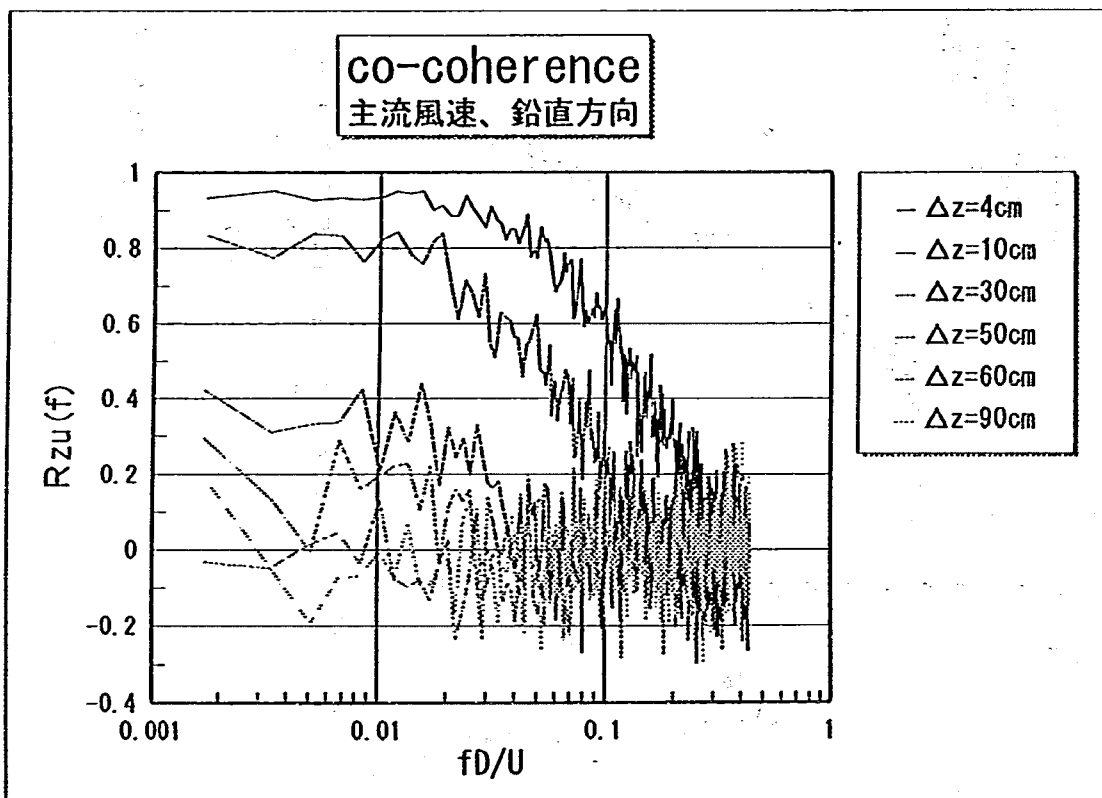
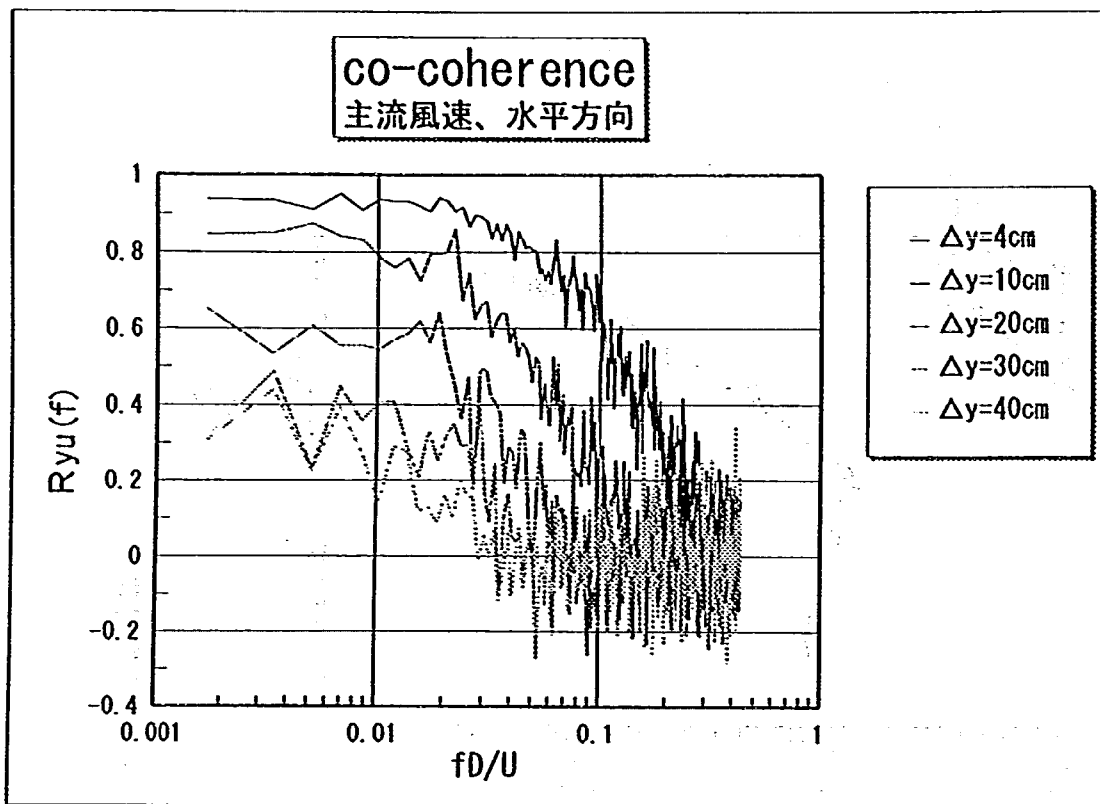


図-2.2.11 主流風速コ・コヒーレンス

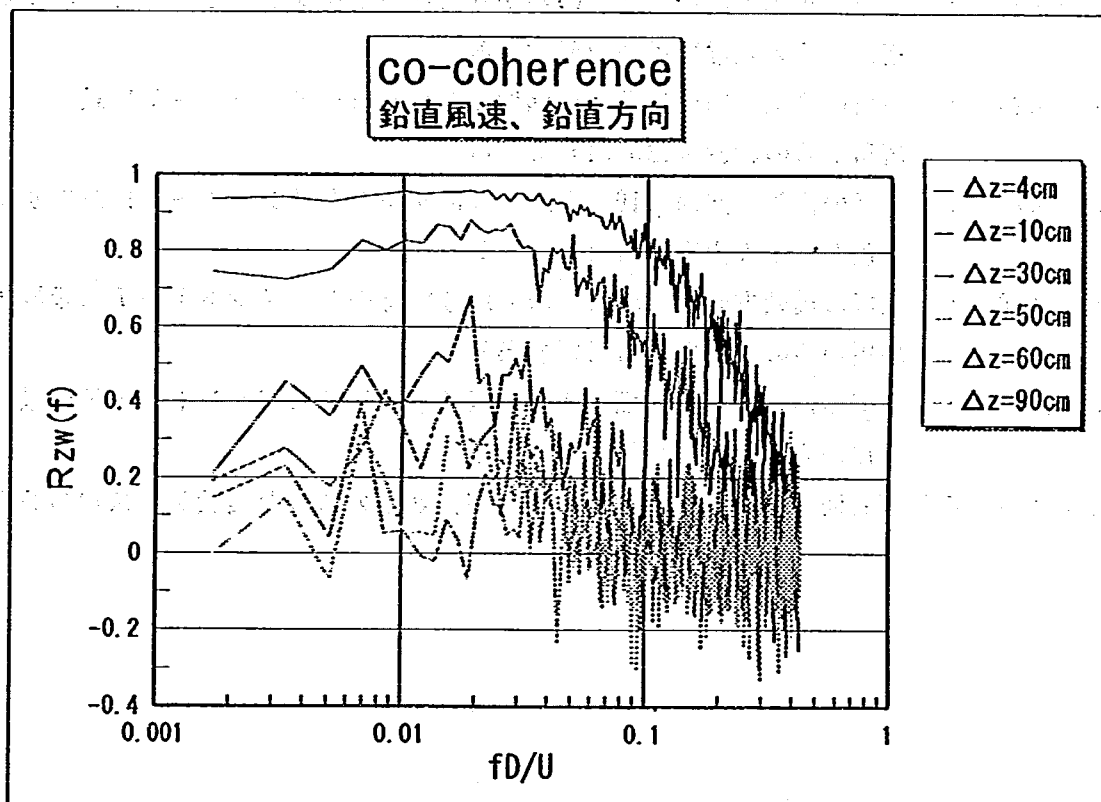
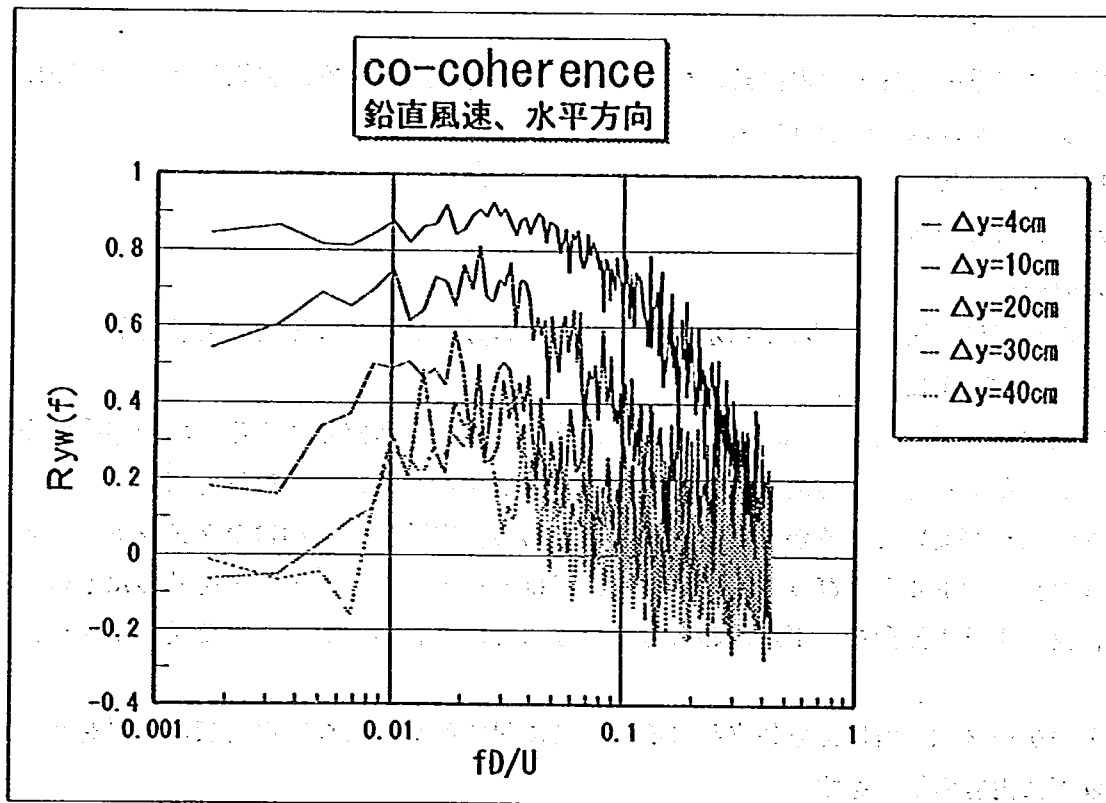


図-2.2.12 鉛直風速コ・コヒーレンス

2. 3 実験ケース

実験は主塔独立系の面外・面内振動、橋梁完成系の面内振動を対象に実施した。その際に、影響を調査したパラメータは以下の通りである。

- ① 構造減衰の影響
- ② 水平偏角の影響
- ③ 気流の影響

制振対策としては、図-2.3.1に示すような種類の付加部材の設置効果を検討した。実験ケースの総括を表-2.3.1に示す。

なお、実験ケース19~21は2.2.2で述べたように地盤のバネ定数による主塔独立系の面内一次モードの違いが対風応答特性に与える影響を定性的に評価するために、外形材を部分的に外して、どの部分で最も負減衰が働いているかを判断したものである。実験ケース19はセグメント1~3を、実験ケース20はセグメント4および5を、実験ケース21はセグメント6および7を外したものである。その際には、模型重量や振動モードが変わらないように外形材を外すことによる重量不足分は別途付加している。

また、実験ケース22~27は主塔独立系の面外振動に対する空力的な制振対策の検討を行ったものであるが、以下に内容の補足をする。

実験ケース22 : 主塔の橋軸方向面に5mmの隅切り部材をセグメント1および2に設置する。
塔頂からの設置率は13.0%である。

実験ケース23 : 主塔の橋軸方向面に5mmの隅切り部材をセグメント1~4に設置する。
塔頂からの設置率は29.7%である。

実験ケース24 : 主塔の橋軸方向面に5mmの隅切り部材をセグメント1~7に設置する。
塔頂からの設置率は51.1%である。

実験ケース25 : 主塔の橋軸方向面に10mmの隅切り部材をセグメント1~7に設置する。
塔頂からの設置率は51.1%である。

実験ケース26 : 主塔の橋軸方向面に5.71mmの面取り部材をセグメント1~7に設置する。
塔頂からの設置率は51.1%である。

実験ケース27 : 主塔の橋軸直角方向面に4mmの隅切り部材をセグメント1~7に設置する。
塔頂からの設置率は51.1%である。

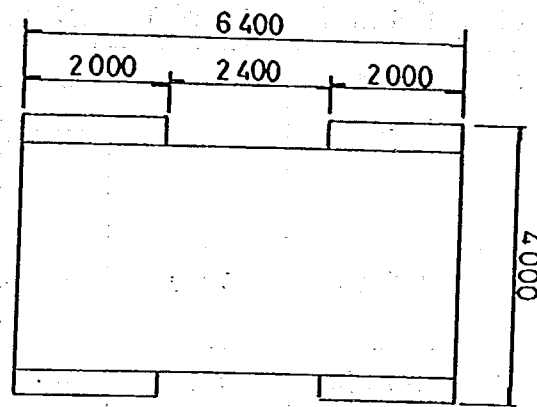
表-2.3.1における対策断面とは、上記対策中で最も制振効果のあった実験ケース24の断面である。

表-2.3.1 実験ケース

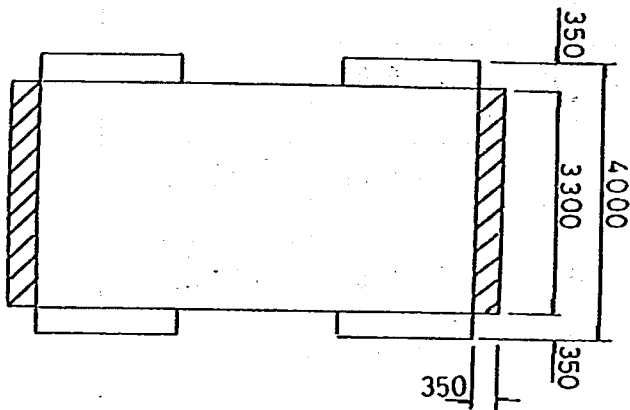
ケース	構造系	気 流	模型断面	水平偏角	対数減衰率	備 考
1 2 3 4 5	独立系	一様流	基本断面	$\beta = 0^\circ$	$\delta = 0.01$ 0.03 0.04 0.05 0.06	面外振動
6 7					$\delta = 0.01$ 0.03	
8 9		一様流	基本断面 対策断面	$\beta = 90^\circ$	$\delta = 0.01$	面内振動
10		乱流	基本断面	$\beta = 90^\circ$	$\delta = 0.01$	
11	完成系	乱流	基本断面	$\beta = 90^\circ$	$\delta = 0.02$	面内振動
12 13*		一様流	基本断面	$\beta = 90^\circ$ 80°	$\delta = 0.02$	
14 15*		一様流	対策断面	$\beta = 90^\circ$ 80°	$\delta = 0.02$	
16 17*	独立系	一様流	基本断面	$\beta = 10^\circ$ 5°	$\delta = 0.01$	面外振動
18*		一様流	基本断面	$\beta = 80^\circ$	$\delta = 0.01$	面内振動
19* 20* 21*		一様流	外形材 1 2 3	$\beta = 90^\circ$	$\delta = 0.01$	
22* 23 24 25* 26* 27*		一様流	5mm隅切② " ④ " ⑦ 10mm隅切⑦ 面取り 逆方向⑦	$\beta = 0^\circ$	$\delta = 0.01$	面外振動
28		一様流	対策断面	$\beta = 10^\circ$	$\delta = 0.01$	
29		一様流	対策断面	$\beta = 80^\circ$	$\delta = 0.01$	面内振動
30 31		乱流	対策断面 基本断面	$\beta = 0^\circ$	$\delta = 0.01$ 0.05	面外振動
32 33*		乱流	対策断面 基本断面	$\beta = 90^\circ$	$\delta = 0.01$ 0.05	面内振動

表中*がついたものは、不安定な振動特性を示す領域のみを詳細に計測した簡易計測
 対策断面とは、主塔の橋軸方向面に5mmの隅切り部材をセグメント1～7に設置したもので
 あり、ケース24の断面に同じである。

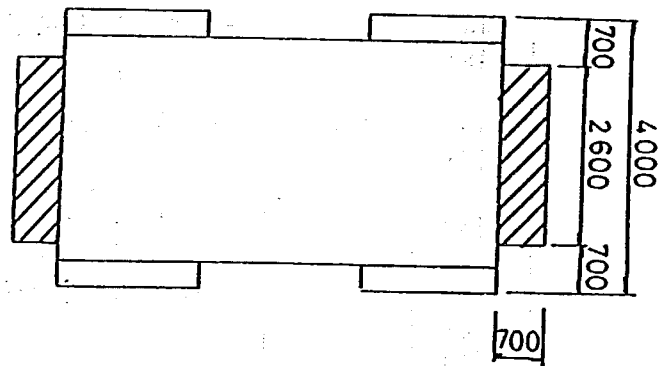
基本断面



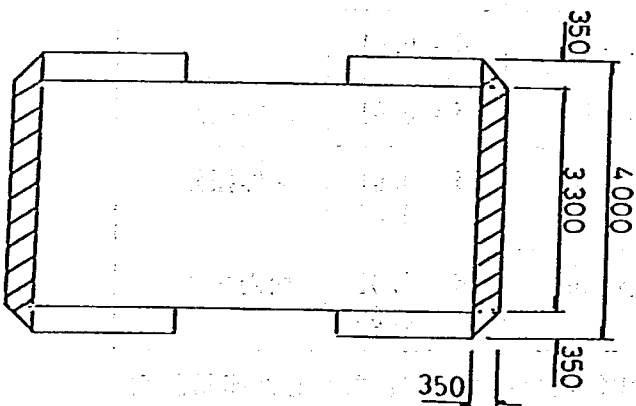
5mm隅切り断面（対策断面）



10mm隅切り断面



面取り断面



逆方向隅切り断面

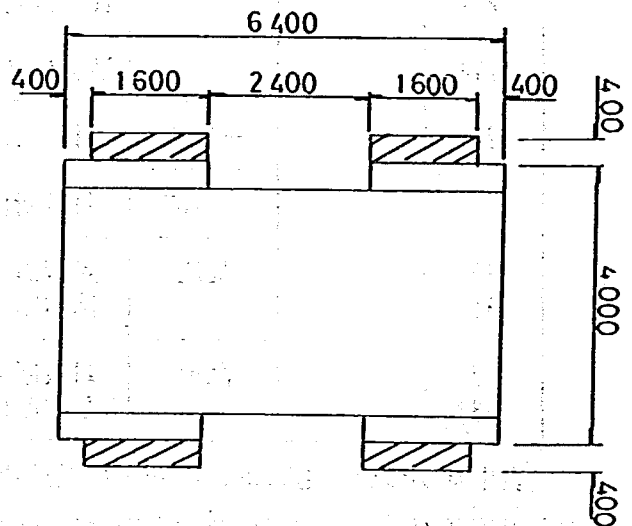
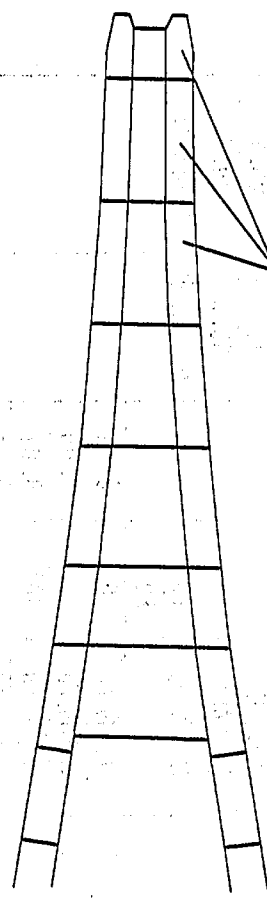
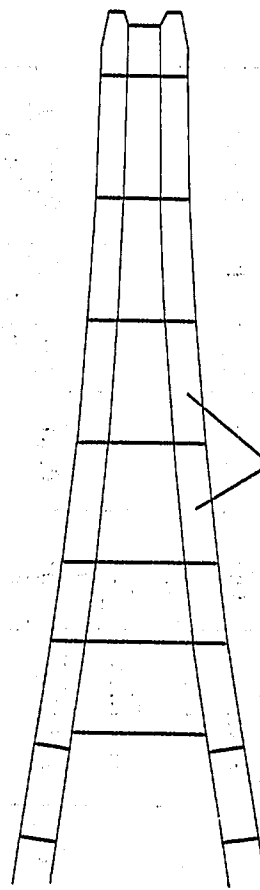


図-2.3.1 制振対策のための付加部材



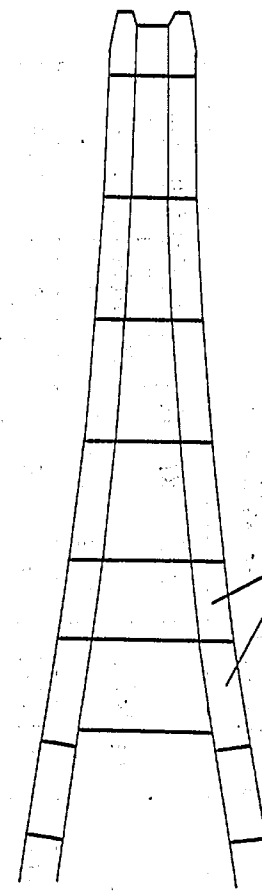
セグメント①～③の外形材を外し、外形材の重量に代わる重量（鉛）を剛性格に取付け。

図-a 外形材 1



セグメント④、⑤の外形材を外し、外形材の重量に代わる重量（鉛）を剛性格に取付け。

図-b 外形材 2



セグメント⑥、⑦の外形材を外し、外形材の重量に代わる重量（鉛）を剛性格に取付け。

図-c 外形材 3

図-2.3.2 振動モードの影響を調査するための実験

2. 4 実験結果

これまでに実施した実験結果をまとめると表-2.4.1の通りである。表-2.4.2~2.4.4には表-2.4.1を着目振動（主塔独立系面外振動、面内振動、橋梁完成系面内振動）ごとに分けてまとめたものを示す。なお、すべてのケースにおいて渦励振は観測されなかった。

表-2.4.1 実験結果の総括

実験 番号	構造系	気 流	模型断面	水平 偏角	対 数 減衰率	発散振動発現風速	
						実橋風速 (m/s)	無次元風速
1	独立系	一様流	基本断面	0°	0.01	23.6	15.5
2					0.03	25.5	16.8
3					0.04	30.9	20.3
4					0.05	発現せず	発現せず
5					0.06		
6		乱 流	基本断面	0°	0.01	18.4	12.1
7					0.03	20.9	13.7
8		一様流		90°	0.01	発現せず	発現せず
9							
10		乱 流	基本断面	90°	0.01		
11	完成系	乱 流	基本断面	90°	0.02	発現せず	発現せず
12		一様流	基本断面				
13*				80°			
14			対策断面	90°			
15*				80°			
16	独立系	一様流	基本断面	10°	0.01	発現せず	発現せず
17*				5°		28.4	18.7
18*				80°		発現せず	発現せず
19*			外形材 1	90°			
20*			外形材 2				
21*			外形材 3				
22*			5mm隅切②	0°		28.0	18.4
23			5mm隅切④			発現せず	発現せず
24			5mm隅切⑦				
25*			10mm隅切⑦				
26*			面取り			45.2	29.7
27*			逆方向⑦			30.9	20.3
28			対策断面	10°		発現せず	発現せず
29				80°			
30		乱 流	対策断面	0°	0.01		
31			基本断面		0.05		
32			対策断面	90°	0.01		
33*			基本断面		0.05		

表-2.4.2 主塔独立系 面外振動 実験結果の総括

実験 番号	構造系	気 流	模型断面	水平 偏角	対 数 減衰率	発散振動発現風速	
						実橋風速 (m/s)	無次元風速
1	独立系	一様流	基本断面	0°	0.01	23.6	15.5
2					0.03	25.5	16.8
3					0.04	30.9	20.3
4					0.05	発現せず	発現せず
5					0.06		
6					乱 流	基本断面	0°
7		0.03	20.9	13.7			
16		一様流	10°	0.01	発現せず		発現せず
17*			5°		28.4		18.7
22*			5mm隅切②		0°	28.0	18.4
23			5mm隅切④		発現せず	発現せず	
24			5mm隅切⑦				
25*			10mm隅切⑦				
26*		面取り	45.2		29.7		
27*		逆方向⑦	30.9		20.3		
28		乱 流	対策断面		10°	発現せず	発現せず
30			対策断面		0°		
31			基本断面		0.05		

表-2.4.3 主塔独立系 面内振動 実験結果の総括

実験 番号	構造系	気 流	模型断面	水平 偏角	対 数 減衰率	発散振動発現風速	
						実橋風速 (m/s)	無次元風速
8	独立系	一様流	基本断面	90°	0.01	発現せず	発現せず
9			対策断面				
10		乱 流	基本断面	80°			
18*							
19*		外形材 1	90°				
20*		外形材 2					
21*		外形材 3					
29		乱 流	対策断面	80°			
32			基本断面	90°			
33*				0.05			

表-2.4.4 橋梁完成系 面内振動 実験結果の総括

実験 番号	構造系	気 流	模型断面	水平 偏角	対 数 減衰率	発散振動発現風速	
						実橋風速 (m/s)	無次元風速
11	完成系	乱 流 一様流	基本断面	90°	0.02	発現せず	発現せず
12			基本断面				
13*				80°			
14			対策断面	90°			
15*				80°			

2. 5 考察

2. 5. 1 主塔独立系の面外（橋軸方向）振動

2. 5. 1. 1 基本断面の対風応答特性

基本断面（水平偏角 $\beta=0^\circ$ ・構造減衰 $\delta=0.01$ ・一様流）における対風応答を図-2. 5. 1に示す。実橋風速 22m/s付近より振幅が増大し、ギャロッピングが発生する。高風速域においても静止状態から振動が発散することを確認しており、渦励振ではない。

2. 5. 1. 2 構造減衰の影響

図-2. 5. 1には構造減衰を $\delta=0.03$ 、 0.04 、 0.05 、 0.06 と変化させた場合の応答特性も合わせて示している。架設時の発散振動照査風速（38.4m/s）と許容振幅（1.34m）を考えた場合には 0.04 程度の減衰付加では不十分であり、TMD等による減衰付加によって制振を行う場合には $\delta=0.05$ は必要である。

2. 5. 1. 3 空力的対策の効果（断面形状の影響）

断面形状の変更による空力的制振対策としては、基本断面の変更を伴う対策を避け、付加部材の設置による対策断面の対風応答性を調査した。対策のタイプとしては、前述の図-2. 3. 1に示すような四隅を正方形に切り欠く隅切り断面3種類と四隅を 45° で切り落とした面取り断面の計4種類とした。

まず、図-2. 5. 2には前述の4種類の空力対策と基本断面の対風応答を比較して示している。これを見ると5mm（実橋350mm、隅切り率8.8%）と10mm（実橋700mm、隅切り率17.5%）の大きさの隅切り部材を設置したケースにおいて良好な制振効果が見られる。隅切りの大きさについては、今回の2ケースでは顕著な差は見られなかった。既往の研究⁹⁾によれば、隅切りの大きさは大きいほど効果が大きいというのではなく、隅切り率（断面見つけ幅に対する隅切りの大きさの比）で10%程度が最も効果があるとされており、実績面からもこの程度の隅切り断面が多く用いられている。今回の場合は、350mm隅切りは最適と言われている値に近く、700mmにしても大きく外れているわけではないので、結果に大きな差が現れなかったのではないかとと思われる。

一方、面取り部材および橋軸直角方向面に付加部材を設置した隅切り部材の対風応答を図-2. 5. 2にあわせて示すが、基本断面に対してギャロッピングの限界風速が大きくはなるが、いずれもギャロッピングを抑止する対策とはなり得ていない。

また、図-2. 5. 3に実橋で350mm（隅切り率8.8%）の大きさの隅切り部材を橋軸方向面に設置したときの対風応答を示す。設置率（塔頂より13.0%、29.7%、51.1%）をパラメータとして比較しているが、13.0%程度では不十分であり空力的対策により制振を行う場合には30%以上の設置が必要である。

2.5.1.4 水平偏角の影響

図-2.5.4に基本断面において水平偏角を $\beta=0^\circ$ 、 5° 、 10° と変化させた場合の応答特性を示す。水平偏角が 5° では、発現風速が高風速側に移行するが 0° と同様に発散する。しかし、 10° になると有害な振動は認められない。また、対策断面では $\beta=0^\circ$ の場合においても顕著な振動は発生しないが、このことは水平偏角が 10° の場合も変わらない。

よって、面外振動に対しては、橋軸直角方向から風が進入するケース($\beta=0^\circ$)が最も厳しいと言える。

2.5.1.5 気流の影響

図-2.5.5に基本断面において気流に格子乱流を用いたときの対風応答を示す。図に示した応答振幅は観測された振幅の中の最大値である。ギャロッピングを生ずる一様流中と比較して、乱流中では応答振幅が小さくなり一様流中のようなはっきりとしたギャロッピングは観測されないものの、その応答振幅は発散振動の照査風速(38.4 m/s)内において許容振幅(1.34m)を上回る。

一方、隅切りを施した対策断面においては、気流の乱れにより応答振幅は一様流中よりも大きくなるものの、許容振幅を上回ることはいない。

また、図-2.5.6には構造減衰を変化させた場合の対風応答を示す。構造減衰の増加につれて振幅が小さくなる傾向にある。一様流中との比較では $\delta=0.01$ 、 0.03 においては、一様流中ではギャロッピングが発生しているが、乱流中ではいずれも応答振幅が小さくなっている。逆に $\delta=0.05$ では、応答振幅は一様流中よりも大きくなっている。ただし、発散振動の照査風速内では乱流中の応答振幅が許容振幅を上回ることはいない。

なお、今回の実験では格子乱流を用いたため高さ方向の平均風速分布および乱れ強度 I_z がほぼ一定であること、乱れスケールが自然風と相似されていない等の理由により、直接的に実橋における振動推定値と考えることはできない。しかし、実橋架設地点の粗度区分をI or IIとすれば、図-2.2.9に示されるとおり、設計基準風速付近の無次元振動数において相当するESDUより、実験に用いた乱流のP.S.D.F.の方が大きいことから、発生している振動が気流の乱れによるガスト応答とすれば、安全側の実験結果であると考えられる。さらに、上述したように発現した振幅は、空力的または減衰付加により制振対策を行った場合には、許容振幅以下であり問題はないと考えられる。

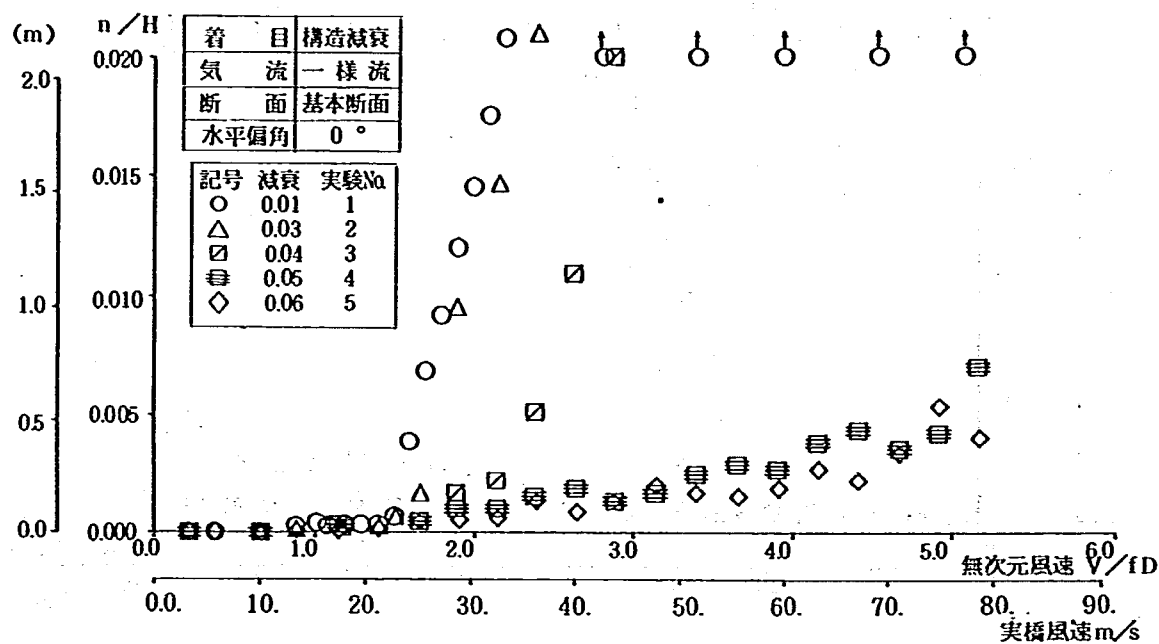


図-2.5.1 主塔独立系 面外対風応答 <構造減衰の影響 基本断面>

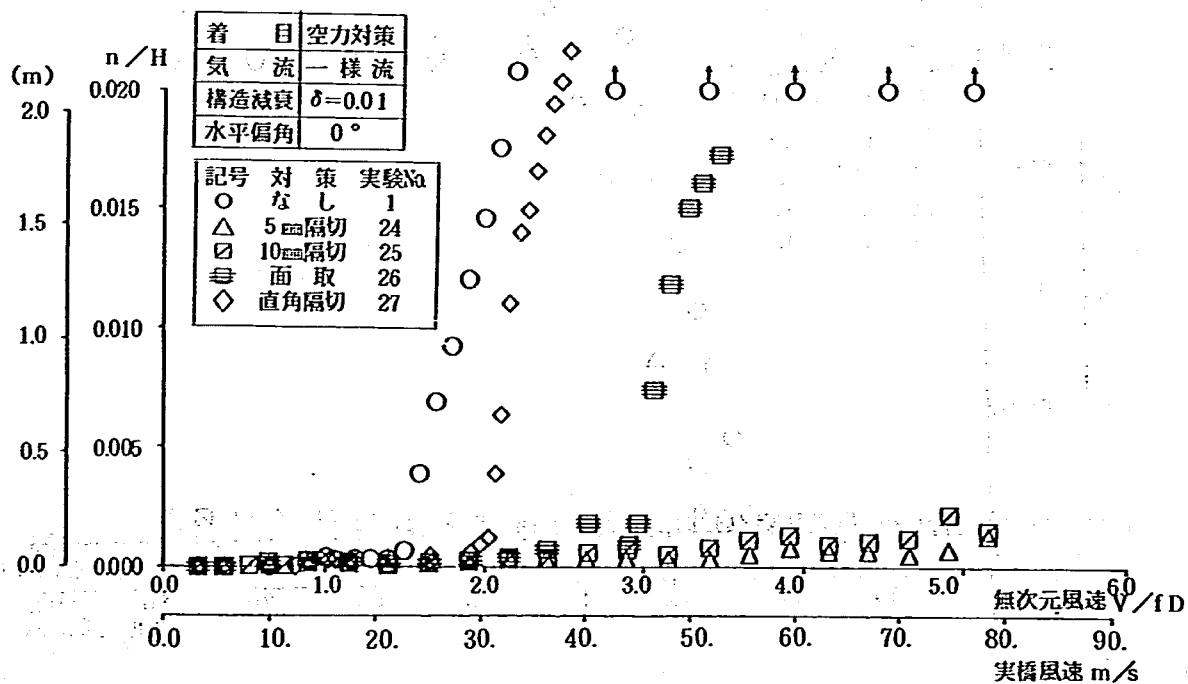


図-2.5.2 主塔独立系 面外対風応答 <空力対策断面>

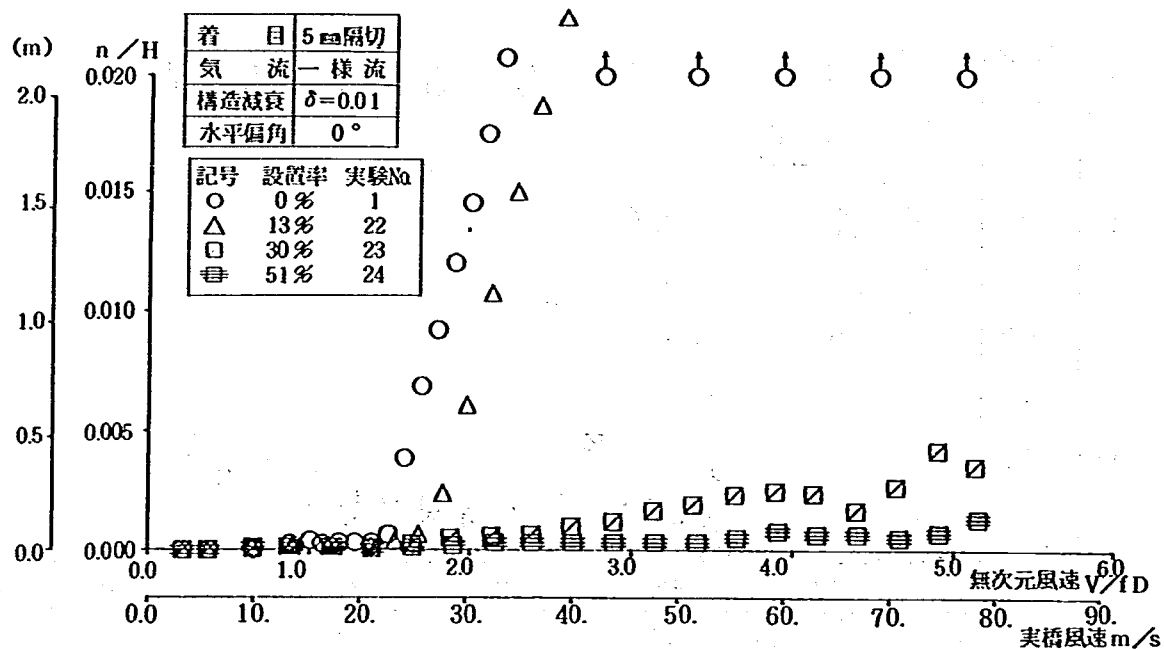


図-2.5.3 主塔独立系 面外対風応答 <隅切り断面 設置率の影響>

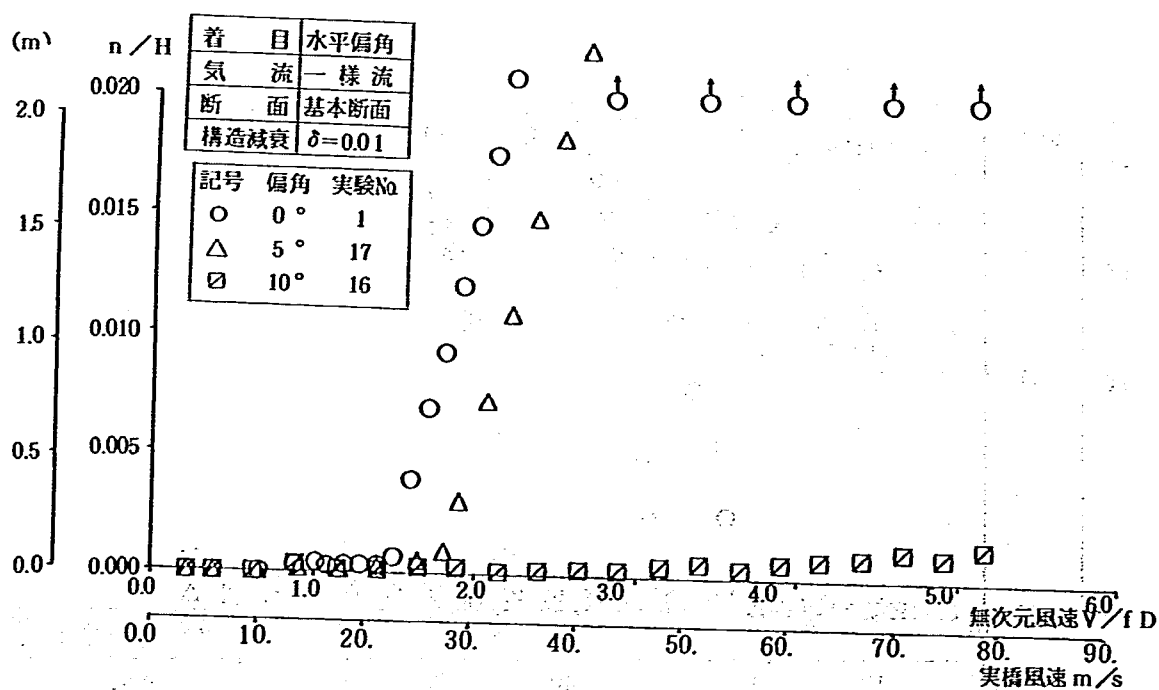


図-2.5.4 主塔独立系 面外対風応答 <水平偏角の影響>

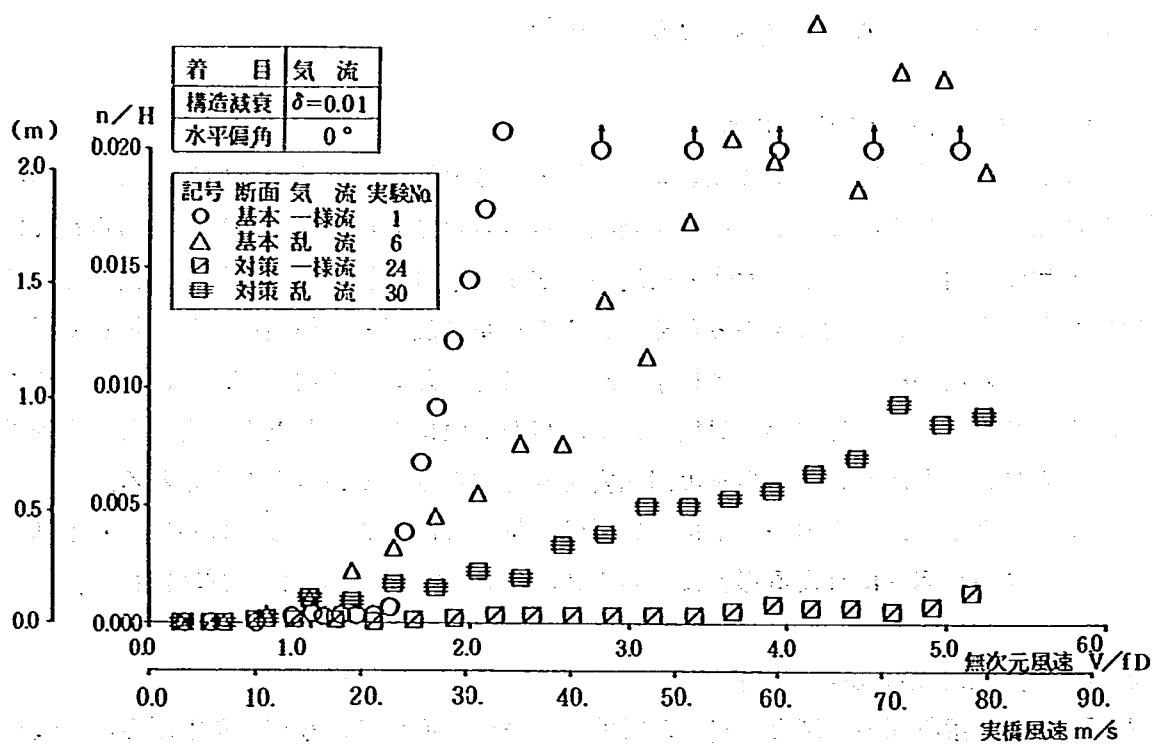


図-2.5.5 主塔独立系 面外対風応答 < 気流の影響 >

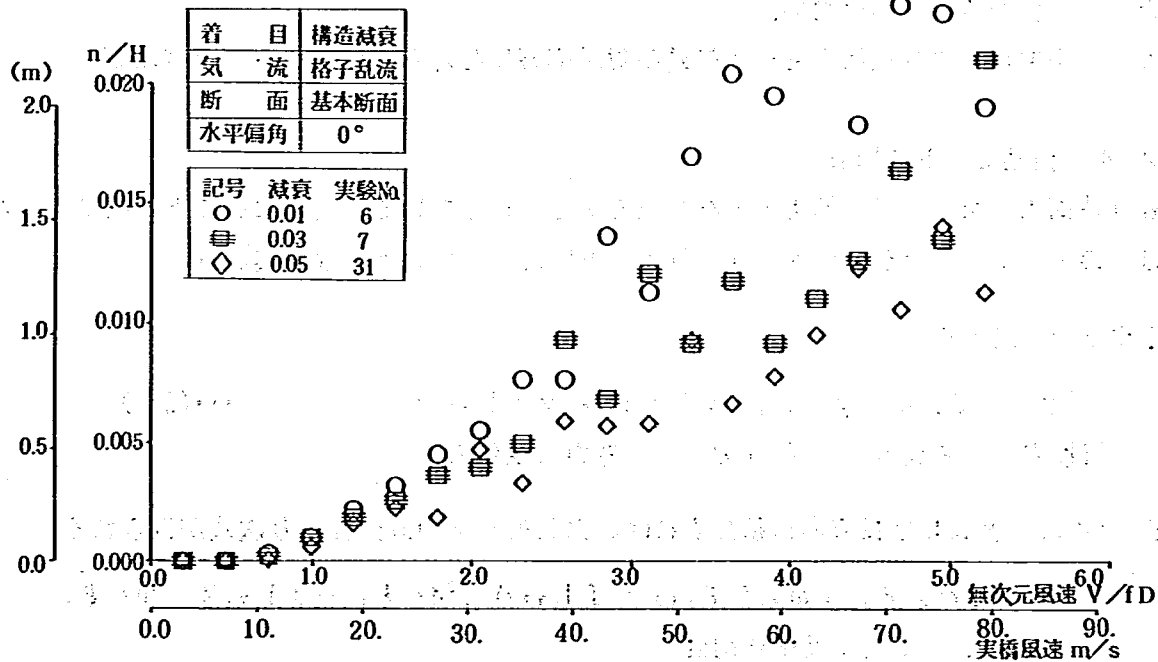


図-2.5.6 主塔独立系 面外対風応答 < 気流の影響 構造減衰 >

2. 5. 2 主塔独立系の面内（橋軸直角方向）振動

2. 5. 2. 1 基本断面の対風応答特性

基本断面（水平偏角 $\beta = 90^\circ$ ・構造減衰 $\delta = 0.02$ ・一様流）における対風応答を図-2.5.7に示す。80m/s付近で小さな二次モードの振動が発生する以外は顕著な振動の発生は認められない。しかしながら、模型の面内一次モードに対する構造減衰が所要値の0.01に対して0.02と大きく、このことが原因で振動が発生しない可能性もあるため、測定風速毎に加振器で模型を強制加振して減衰率の変化を調査した。その結果を図-2.5.8に示すが、架設時の照査風速内（38.4m/s）では空力減衰により構造減衰0.02下回ることはない。単純に構造減衰が0.01にシフトしたと考えると、照査風速内では負減衰にならないことから、面内振動の耐風安定性は確保されていると考えられる。

ただし、主塔独立系面内一次のモードについては解析値と計測値が十分一致しているとは言えないため、モードの違いが応答に与える影響について2.5.2.4において定性的な考察を行う。

2. 5. 2. 2 対策断面の対風応答特性

図-2.5.8に対策断面の風速と減衰率の関係を合わせて示しているが、基本断面と比較しても大きく変わることはない。ここでいう対策断面とは、5mmの隅切り部材をセグメント①～⑦に設置したものである。

2. 5. 2. 3 水平偏角および気流の影響

図-2.5.9に水平偏角、図-2.5.10に気流を変化させた場合の風速と減衰率の関係を示す。水平偏角については、基本断面と比較して減衰率が大きくなる傾向である。格子乱流については一様流の結果と大きく変わることはない。

よって、水平偏角および気流とも面内振動の対風応答に与える影響は小さいと言える。

2. 5. 2. 4 振動モードの影響

主塔独立時面内一次モードが解析値と計測値で十分一致しているとは言えないことは既に述べたが、以下ではこのモードの違いが耐風安定性に与える影響について定性的な考察を行う。

曲げ一自由度の運動方程式は、

$$m \left[\ddot{y} + 2\zeta_r \omega_r \dot{y} + \omega_r^2 y \right] = L_{YR} \dot{y} + L_{YI} y \quad \dots(2.1)$$

慣性力 減衰力 復元力 外力（空気力）

$y = \sum \xi_{ri} \phi_{ri}$ と表し塔長方向に積分すれば、振動モードの直交性より次式が得られる。

$$I_{ri} \left[\ddot{\xi}_{ri} + 2\zeta_{ri} \omega_{ri} \dot{\xi}_{ri} + \omega_{ri}^2 \xi_{ri} \right] = \int L_{YR} \phi_{ri}^2 dz \dot{\xi}_{ri} + \int L_{YI} \phi_{ri}^2 dz \xi_{ri}$$

ここに、 ξ_{ri} ：基準化関数

ϕ_{ri} ：モード座標

$$I_{ri}：一般化質量 = \int m \phi_{ri}^2 dz \quad \dots(2.2)$$

整理して、減衰に関与する速度比例項のみ書き出せば、以下のようなになる。

$$C_{ri} = (2\zeta_{ri} \omega_{ri} - \int L_{YI} \phi_{ri}^2 dz / \int m \phi_{ri}^2 dz) \xi_{ri} \quad \dots(2.3)$$

このうち空力減衰に相当する第二項に着目して、面内一次モードの違いの影響を考察する。

まず、作用空気力の特性を調査するため、部分的に外形材を外して風速毎の減衰率を求める実験を行った。結果を図-2.5.11に示す。空力減衰が負となる実橋換算風速50m/s 程度以上の範囲において、セグメント4、5および6、7の外形材を外したケースは、基本断面とほとんど差異がない。しかし、セグメント1～3を外した場合には、減衰率は構造減衰程度に大きくなっている。つまり、負減衰効果を担っているのはセグメント1～3の部分であり、モードの違いによる作用空気力の違いを議論するには、この部分のみを考えれば良い。

基礎をバネで解析したケースと基礎を固定で解析したケースの両方について、第二項の分母である一般化質量が1となるようにモードの基準化を行い、式(2.3)における分子の比較を行った。分子は、空気力を基準化したモードの2乗で重み付けしたものである。図-2.5.12に基準化したモード図を示すが、セグメント1～3の部分については基礎をバネとしたモードの方が基礎を固定とした場合に比べて大きく、より大きな負減衰効果を受けることがわかる。

実験は基礎バネの結果に近いモードで実施しており、空力的にはより不安定な条件である。つまり、実際のモードが基礎固定に近いとしても、空力的に負減衰となる可能性はより小さくなる方向であり、実験結果は安全側であると考えられる。

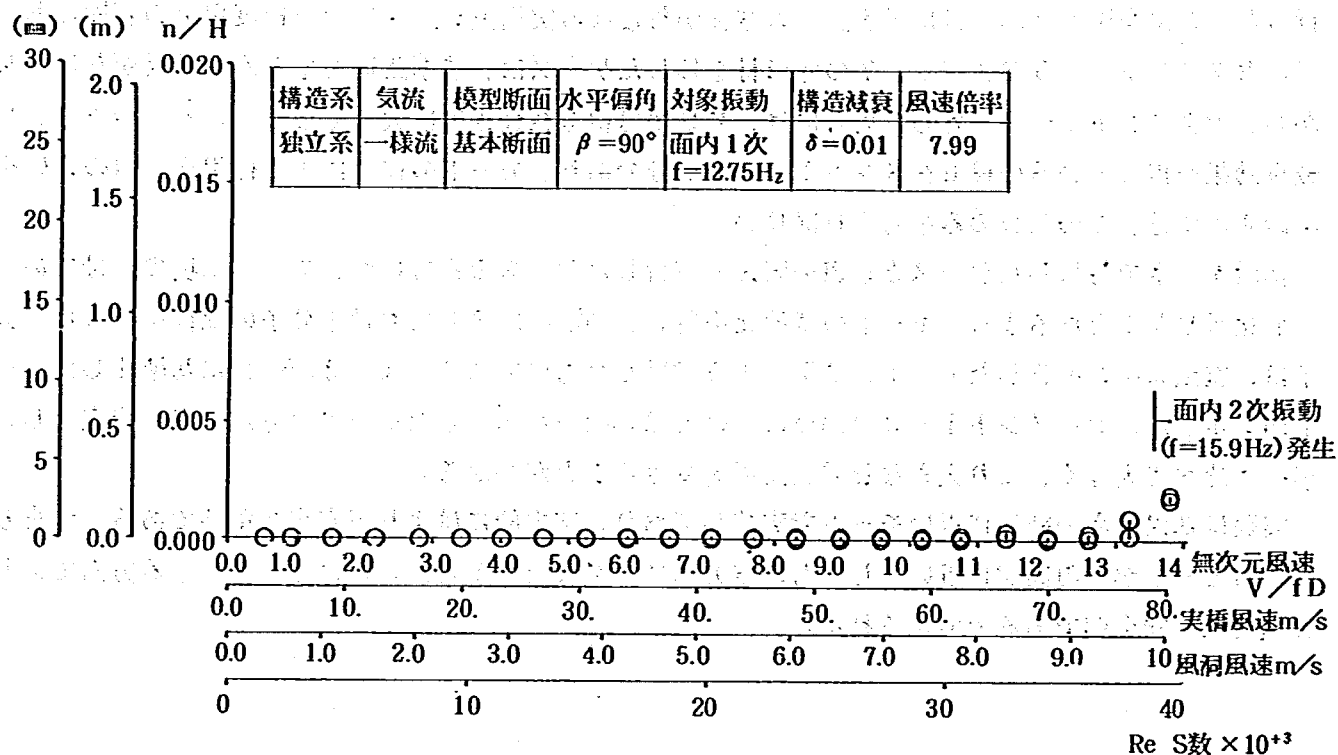


図-2.5.7 主塔独立系 面内対風応答 <基本断面>

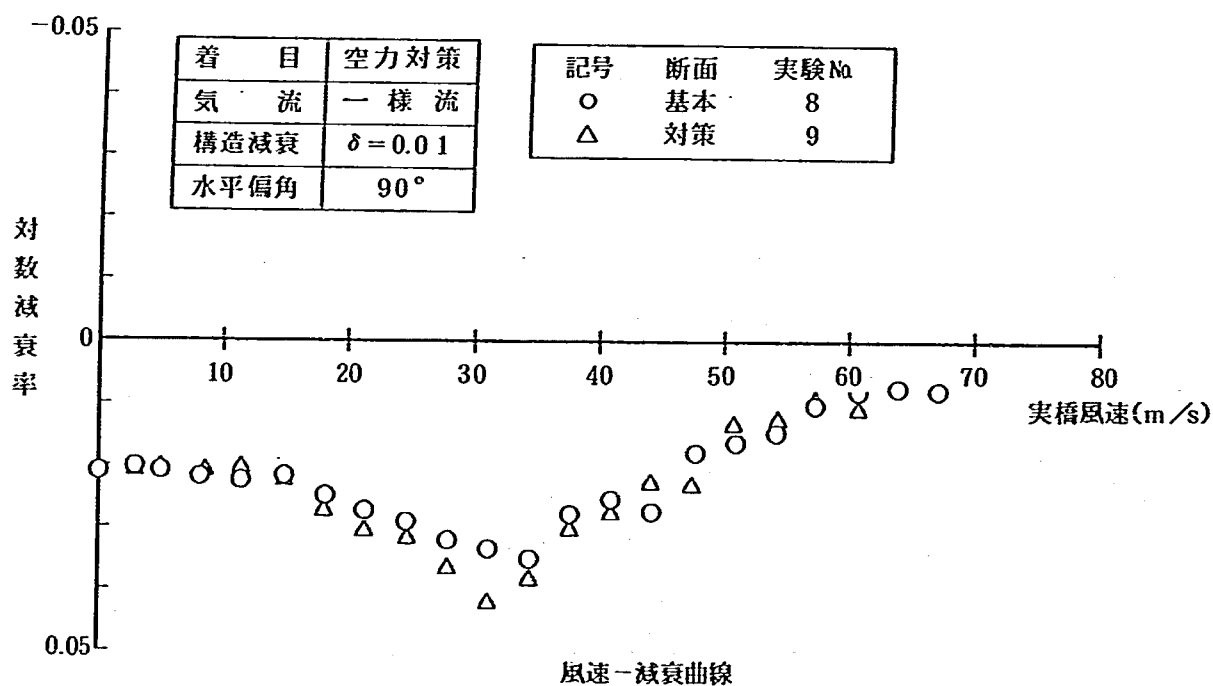


図-2.5.8 主塔独立系 面内振動 $V-\delta$ 図

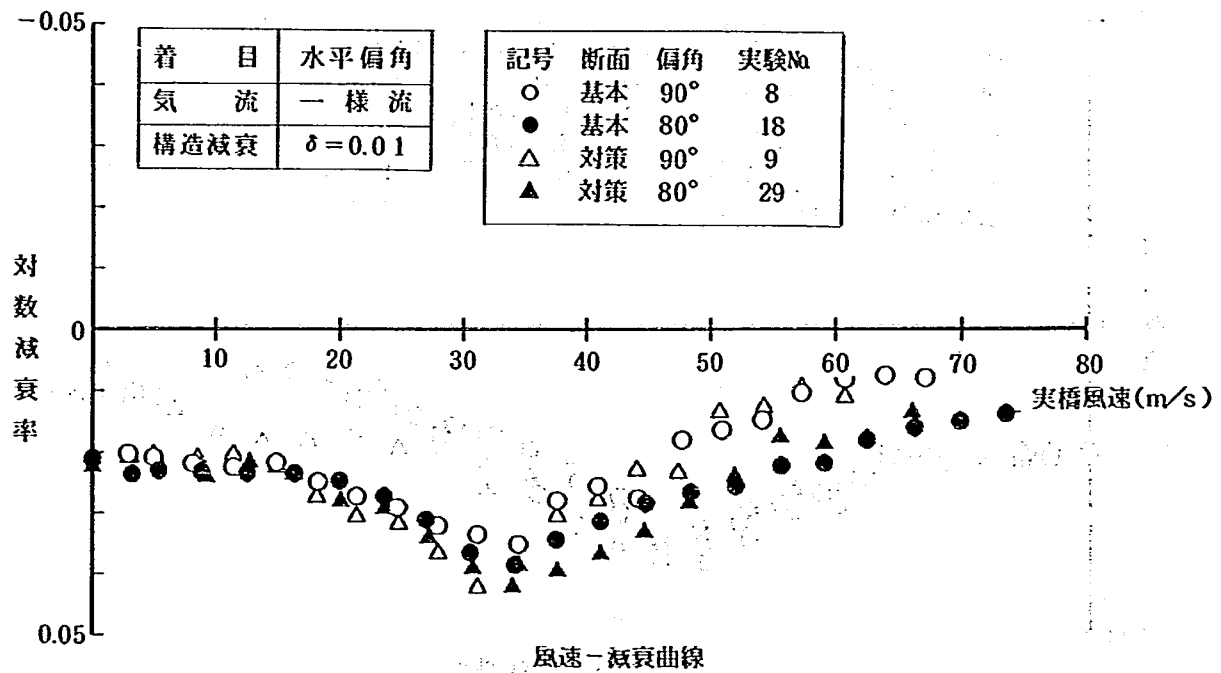


図-2.5.9 主塔独立系 面内振動 V- δ 図 <水平偏角の影響>

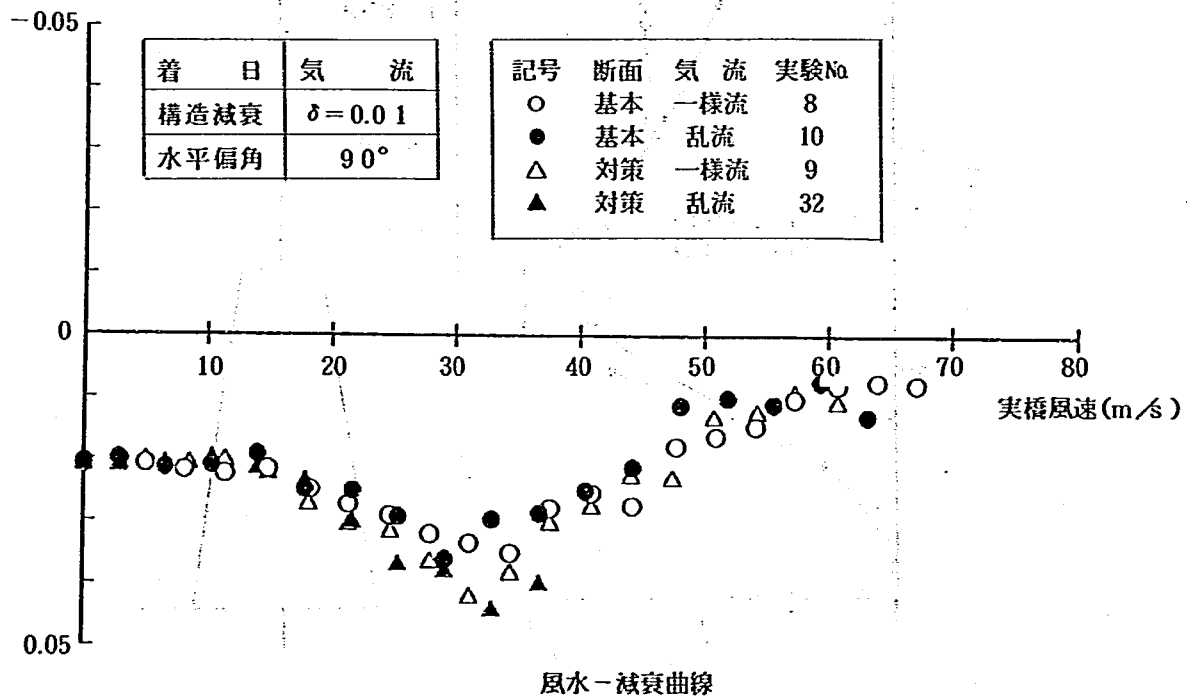


図-2.5.10 主塔独立系 面内振動 V- δ 図 <気流の影響>

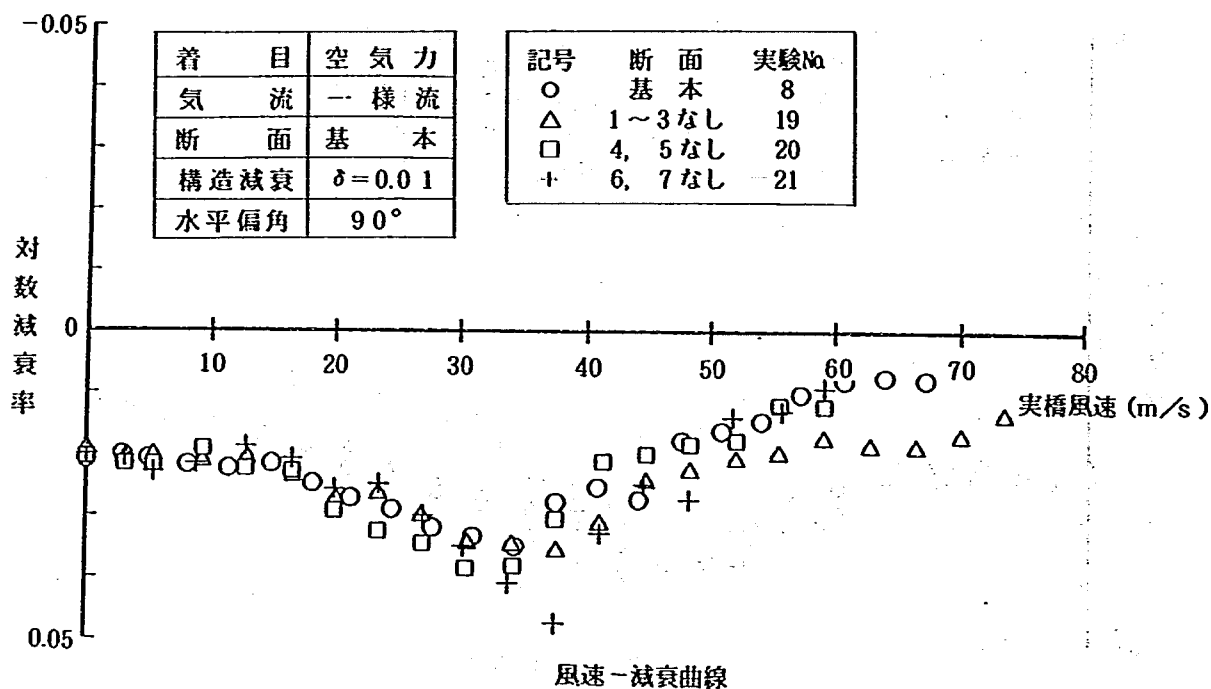


図-2.5.11 主塔独立系 面内振動 $V-\delta$ 図 <作用空気力特性の調査>

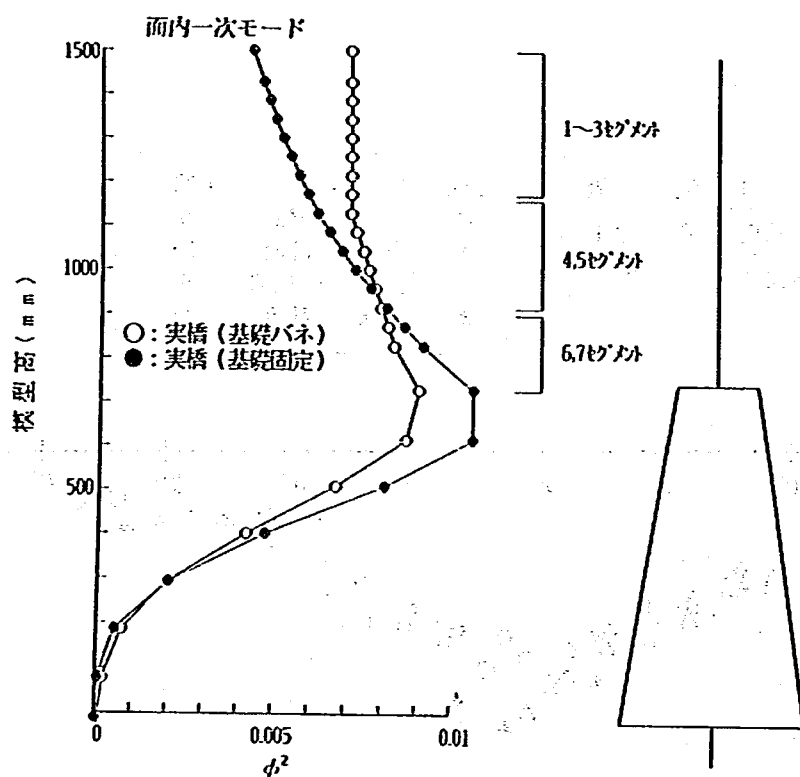


図-2.5.12 基準化した面内一次モード

2. 5. 3 橋梁完成系の面内（橋軸直角方向）振動

2. 5. 3. 1 基本断面の対風応答特性

基本断面（水平偏角 $\beta = 90^\circ$ ・構造減衰 $\delta = 0.02$ ・一様流）における対風応答を図－2. 5. 13に示す。このケースも主塔独立系と同様に顕著な振動が観測されなかったため、模型を加振して風速と減衰率の関係を調査した。

図－2. 5. 14に風速－減衰率関係図を示すが、無風時に $\delta = 0.02$ であった減衰率が発散振動の照査風速（55.1m）付近で $\delta = 0.009$ 程度になっている。「明石海峡大橋耐風設計要領・同解説」⁹⁾ では主塔独立時と完成時主塔を区別し、完成塔に対して $\delta = 0.02$ の構造減衰が規定されている。さらに、これに習うように名港中央大橋¹⁰⁾、名港東大橋¹¹⁾、¹²⁾ および比較的小さな規模の弓削大橋¹³⁾ も完成時の主塔の構造減衰を $\delta = 0.02$ として耐風性の検討がなされている。

近年、斜張橋主塔の振動実験による実測データも徐々に収集されてはいるが、完成系の主塔を面内方向に加振したものはない。主塔独立時においては、主塔形状が異なるが幸魂大橋（独立一本柱）、榎石島大橋¹⁴⁾（ラーメン）において面内の構造減衰を実測したデータがある。それぞれ0.035、0.032となっており、比較的大きな構造減衰となっている。

これらを考慮して、完成系の主塔に対する対して $\delta = 0.02$ の構造減衰が期待できるとすれば、今回の実験結果より発散振動の照査風速内で負減衰になることはなく、基本断面の耐風安定性は確保されていると考えられる。

2. 5. 3. 2 対策断面の対風応答特性

対策断面（水平偏角 $\beta = 90^\circ$ ・構造減衰 $\delta = 0.02$ ・一様流中）における対風応答を図－2. 5. 15に示す。対策断面においても基本断面と同様に顕著な振動が観測されない。図－2. 5. 14には風速－減衰率関係図を合わせて示しているが、基本断面と比較してやや減衰率が小さくなっているものの、耐風安定性は確保されていると考えられる。

2. 5. 3. 3 水平偏角の影響

図－2. 5. 14には水平偏角を $\beta = 80^\circ$ に変化させた場合の応答特性（減衰率変化）を合わせて示してあるが、高風速域において若干減衰率が大きくなっているようであるが、大きくは変わらない。

このことは、対策断面に対しても同様であり、橋梁完成系の面内振動に対する水平偏角の影響は小さいと言える。

2.5.3.4 気流の影響

実験ケース11では、格子乱流中における基本断面の対風応答を調査した。しかしながら、表-2.2.1に示すように一次モードと二次モードの振動数が近いうえに、二次モードの構造減衰が一次モードよりも小さいために、乱流中では二次モードの振動が30m/s付近より卓越し、一次モードの計測は行えなかった。よって、一様流中との直接的な比較はできない。

参考のため、二次モードに着目した対風応答を調査した。図-2.5.16に風速と振幅、風速と減衰率の関係を示すが、発散振動の照査風速内での振動振幅は許容振幅以下であり、減衰率も負減衰とはなかった。

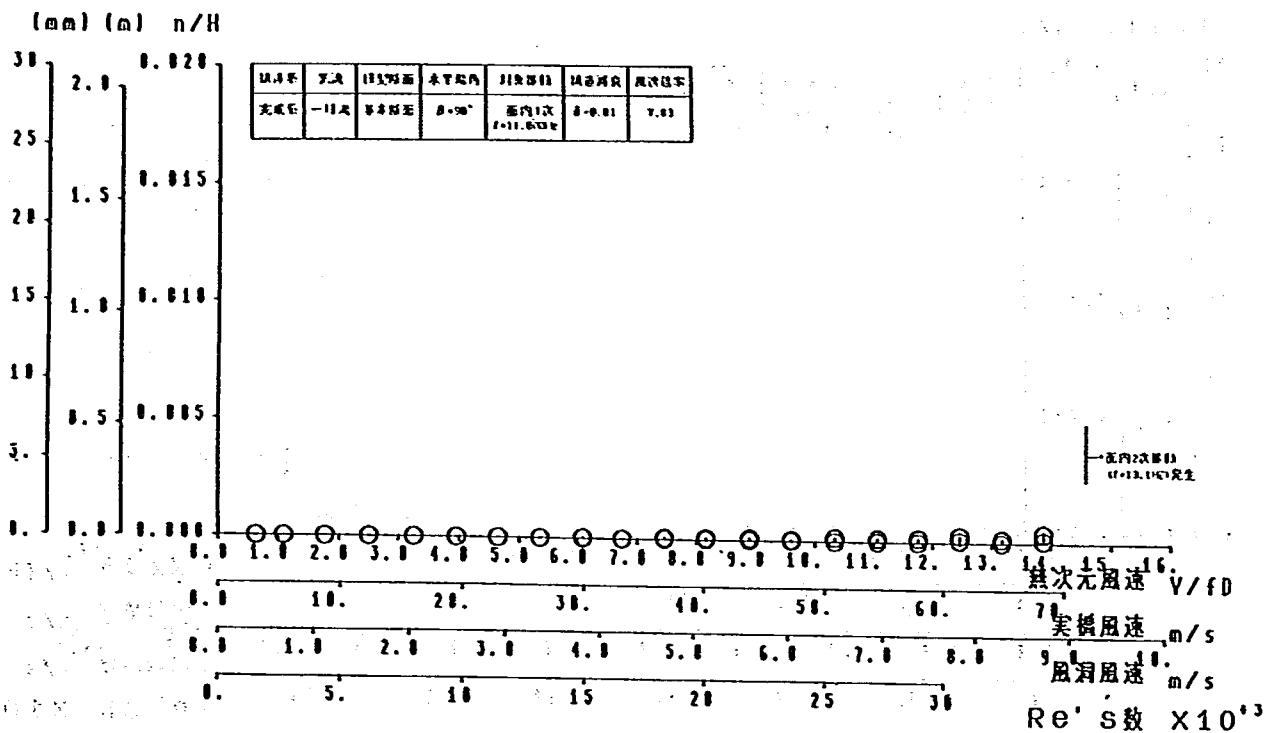


图-2.5.13 桥梁完成系 面内对风应答 <基本断面>

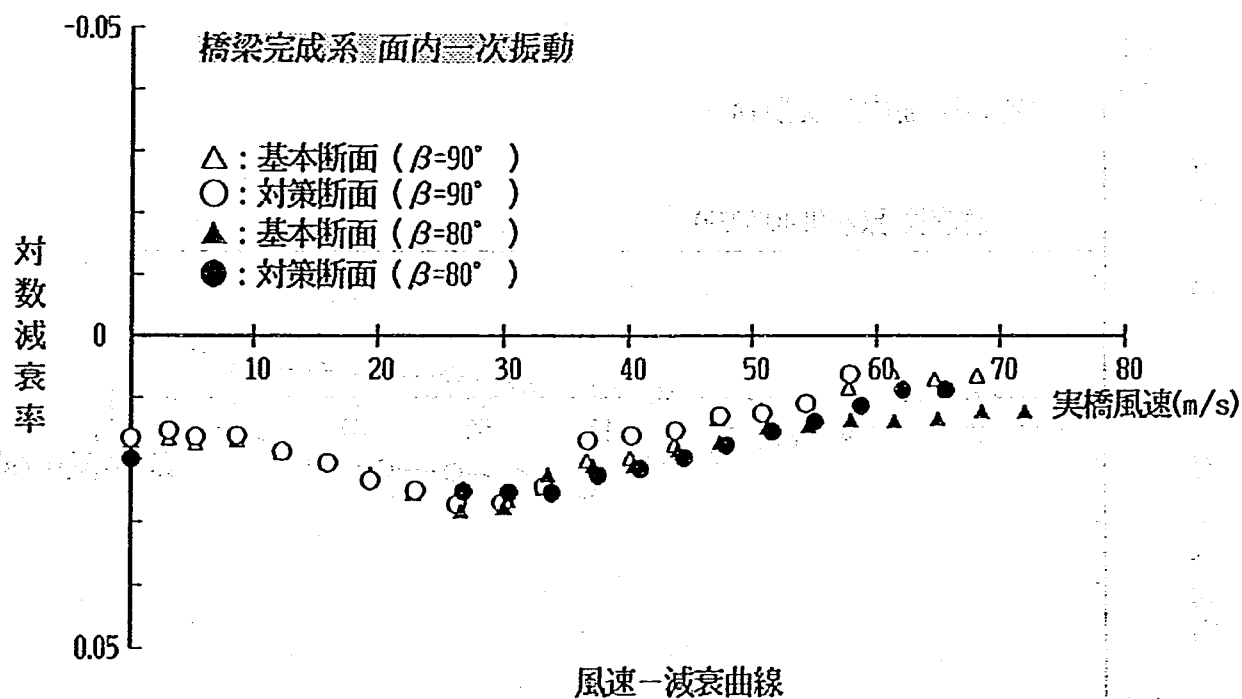


图-2.5.14 桥梁完成系 面内振動 $V-\delta$ 图

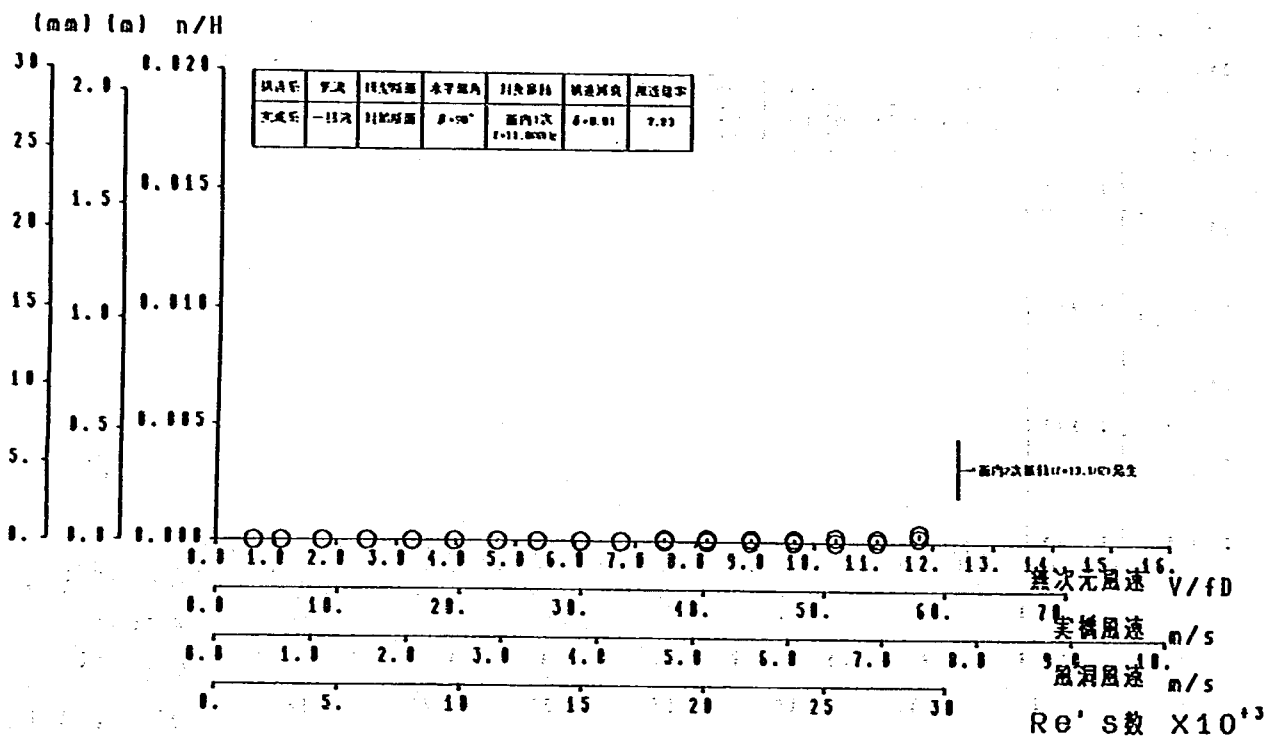


図-2.5.15 橋梁完成系 面内対風応答 <対策断面>

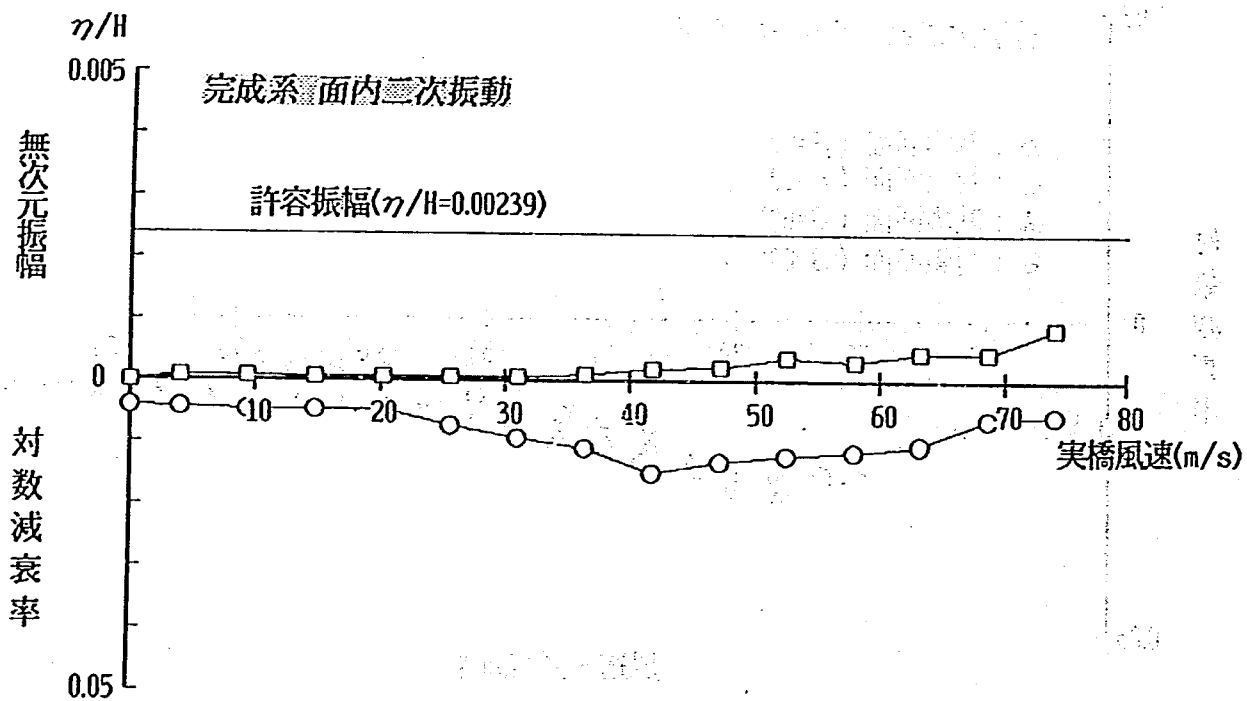


図-2.5.16 橋梁完成系 面内二次対風応答

3. まとめ

〔調査目的〕

那珂川橋は、橋長533m、最大支間長285mの4径間連続鋼床版斜張橋である。主桁の耐風安定性については、耐風設計便覧の照査より安全であると評価されているが、主塔については105mという高さに加えて、立面が二次曲線で構成され、かつ塔頂より塔長方向に約50%はケーブル定着のための充腹部が存在するという従来にない特殊な形状となっているため、その耐風安定性についての調査が必要であると考えられた。

本調査では、主塔の3次元弾性模型を用いた風洞実験を実施することにより、主塔基本断面における対風応答特性を把握するとともに、有害な振動に対しては構造減衰付加による方法および断面形状変更による空力的方法の両面から、その制振対策の検討を行った。

〔実験概要〕

主塔の耐風性に着目した風洞実験は、模型縮尺1/70の3次元弾性模型を用いて実施した。この模型に対して風速、水平偏角、構造減衰、気流特性および断面形状等を変化させて設定し、主塔独立系および橋梁完成系における耐風安定性の検討を行った。主塔独立系においては、面外（橋軸方向）および面内（橋軸直角方向）振動を、橋梁完成系においては面内振動を調査の対象とした。

実験では、まず基本断面の耐風応答特性の調査を行った。その結果において耐風安定性が問題となる振動については、第一の制振対策として構造減衰の付加による制振効果の検討を行った。次に基本断面に空力的な改善効果が期待できる部材を設置し、その形状と設置範囲を変えることにより制振効果の検討を行った。また、多くの検討で使用した気流はほとんど乱れのない一様気流であるが、自然風の乱れの影響を考慮するために格子乱流による実験も行った。

〔実験結果〕

本実験により得られた結果は次の通りである。

（1）主塔独立系

（a）面外（橋軸方向）振動

- ・基本断面（ $\delta = 0.01$ ）においては、実橋換算風速 22m/sよりギャロッピングが発生する。
- ・水平偏角が大きくなるほど、対風応答振幅は小さくなる。
- ・基本断面の乱流中における応答振幅は一様流中に比べて小さい。
- ・応答振幅は構造減衰が大きいほど小さくなる。基本断面でも構造減衰が $\delta = 0.05$ 以上であれば、許容振幅（1.34m）を上回る振動は発生しない。
- ・空力的な制振対策では、隅切り部材を主塔の橋軸方向面に設置したものに最も効果が認められる。面取り部材や隅切り部材を橋軸直角方向面に設置したものは、ギャロッピングの限界風速が大きくなるものの、ギャロッピングの発生を止めることはできない。
- ・隅切り部材で制振するためには、実橋で350mmの大きさの隅切りとなる部材を塔頂より30%以上の区間に設置する必要がある。
- ・隅切り対策断面の乱流中における応答振幅は一様流中に比べて大きくなるが、許容振幅以下である。

(b) 面内（橋軸直角方向）振動

- ・基本断面および対策断面ともに顕著な振動の発生は認められない。
- ・風速増加に伴う対数減衰率の変化についても調査したが、架設時照査風速（38.4 m/s）内で負減衰となることはなく、耐風安定性は確保されていると考えられる。

(2) 橋梁完成系

(a) 面内（橋軸直角方向）振動

- ・基本断面および対策断面ともに顕著な振動の発生は認められない。
- ・風速増加に伴う対数減衰率の変化についても調査したが、完成系の主塔に対して $\delta = 0.02$ の構造減衰が期待できるとすれば、照査風速（55.1 m/s）内で負減衰となることはなく、耐風安定性は確保されていると考えられる。

【制振対策】

実験結果より、主塔独立系の面外振動に対して対策が必要となるが、以下のいずれかの方法により制振可能である。

1. 減衰付加による方法

構造減衰が $\delta = 0.05$ 以上となるよう減衰を付加する。

2. 断面の空力的改善による方法

実寸 350mm程度の隅切り部材を主塔の橋軸方向面に塔頂より塔高さの30%以上設置する。

謝 辞

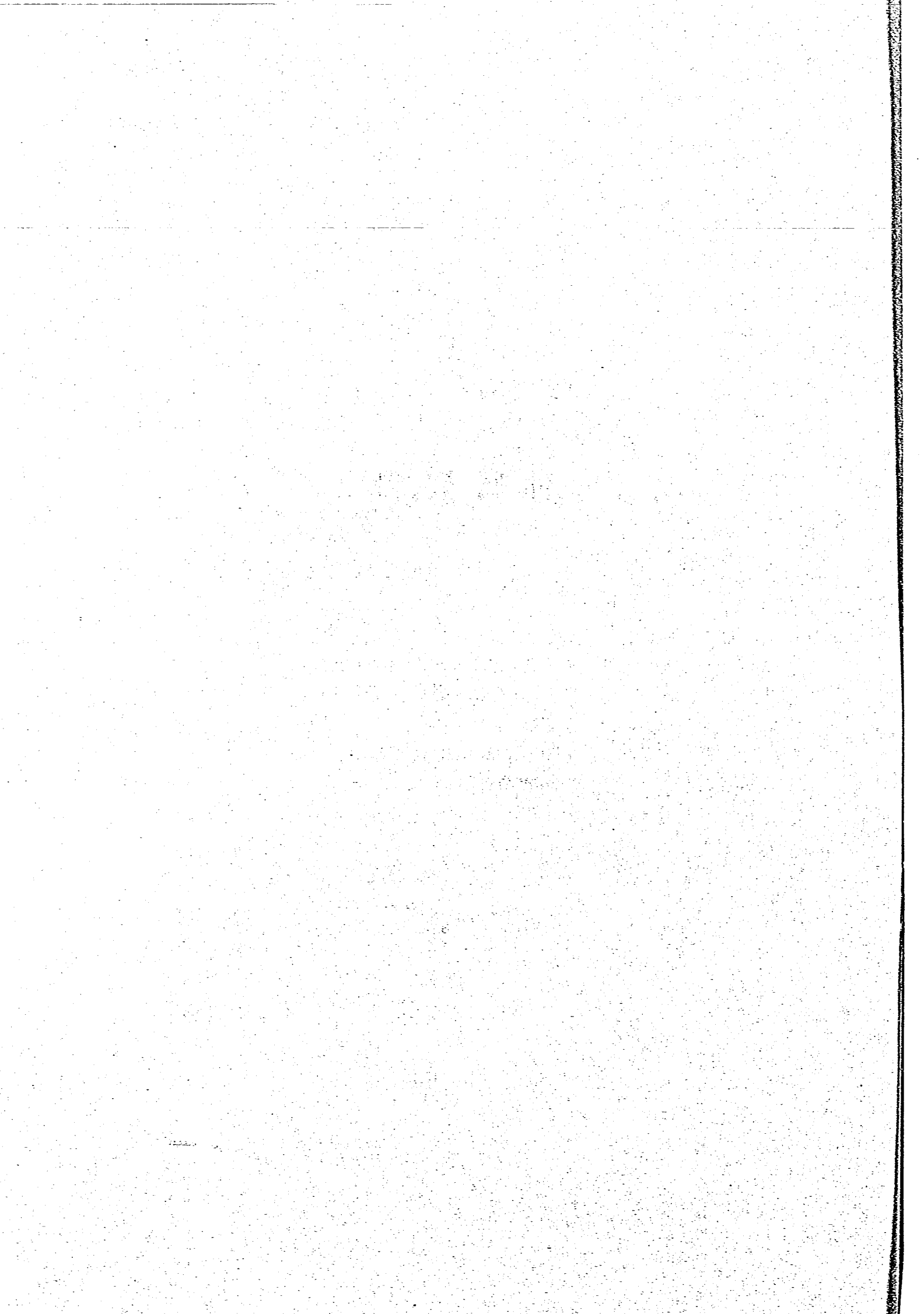
本調査を実施するにあたり、建設省関東地方建設局常陸工事事務所の関係各位から多大な協力を得ました。また、本州四国連絡橋公団、日本道路公団および民間企業の関係各位から貴重な資料を提供して頂いたことを記し、ここに謝意を表します。

参考文献

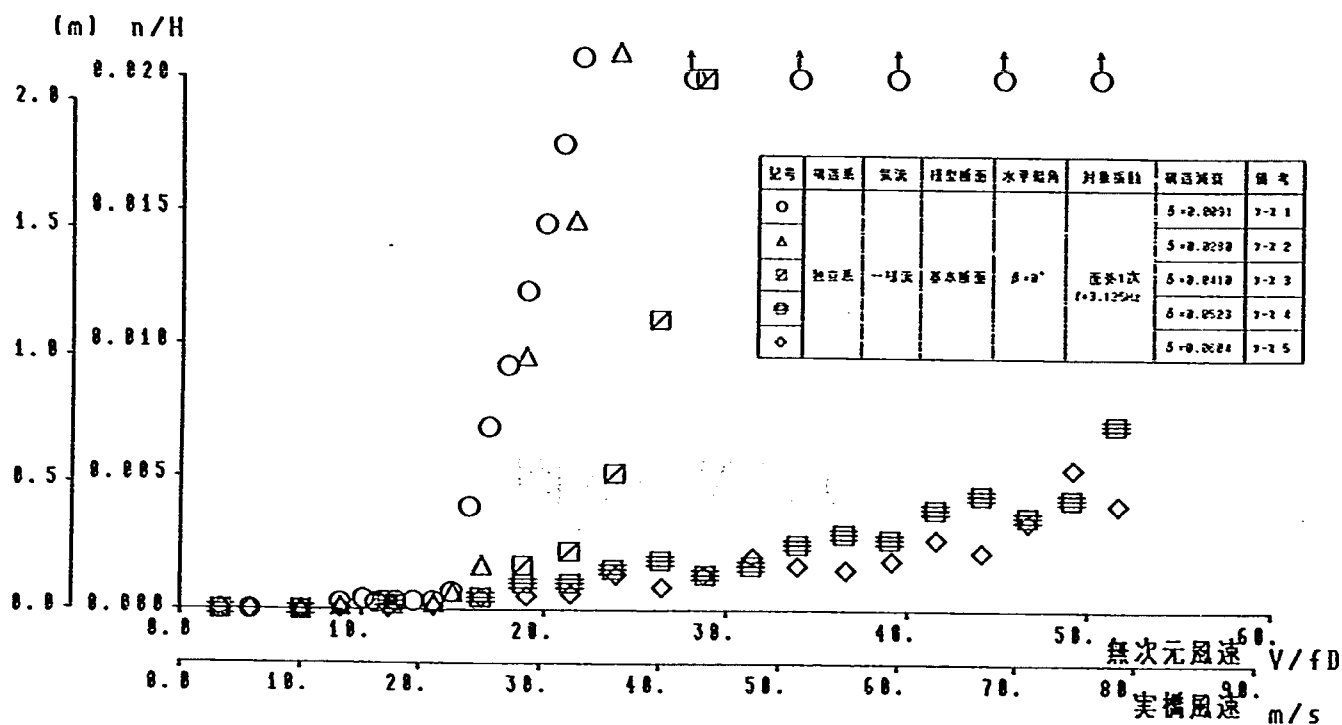
- 1) 川人・辻・加納・津村：名港西大橋の塔の動吸振器方式耐風制振装置、風工学シンポジウム、1984
- 2) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧、1991.7
- 3) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)・同解説、1976.3
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編、1990.2
- 5) 土木学会構造工学委員会風洞実験相似則検討小委員会：風洞実験相似則検討小委員会活動成果報告書、1994.10
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、1990.2
- 7) ESDU: Engineering Science Data Unit Volume 1、Wind turbulence data, Engineering Science Data Ltd.、1982
- 8) 橋と風橋梁グループ：橋と風、1990.8
- 9) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐風設計要領・同解説、1990.2
- 10) 横山・鈴木・樋上・森内：名港中央大橋の塔風洞試験、土木学会第46回年次学術講演会、I-246、1991.9
- 11) 日本道路公団他：名港東大橋塔風洞試験報告書、1990.3
- 12) 日本道路公団他：名港東大橋塔風洞試験(その2)報告書、1991.3
- 13) 市川・平田・宮崎：弓削大橋塔の耐風性検討、土木学会第49回年次学術講演会、I-532、1994.9
- 14) 津村・金澤・加納・中村：榎石島橋主塔の耐風制振装置、土木学会第41回年次学術講演会、I-315、1986.11
- 15) 建設省土木研究所：美原大橋耐風性調査報告書、土木研究所資料部内資料第76号、1992.3

付 属 資 料

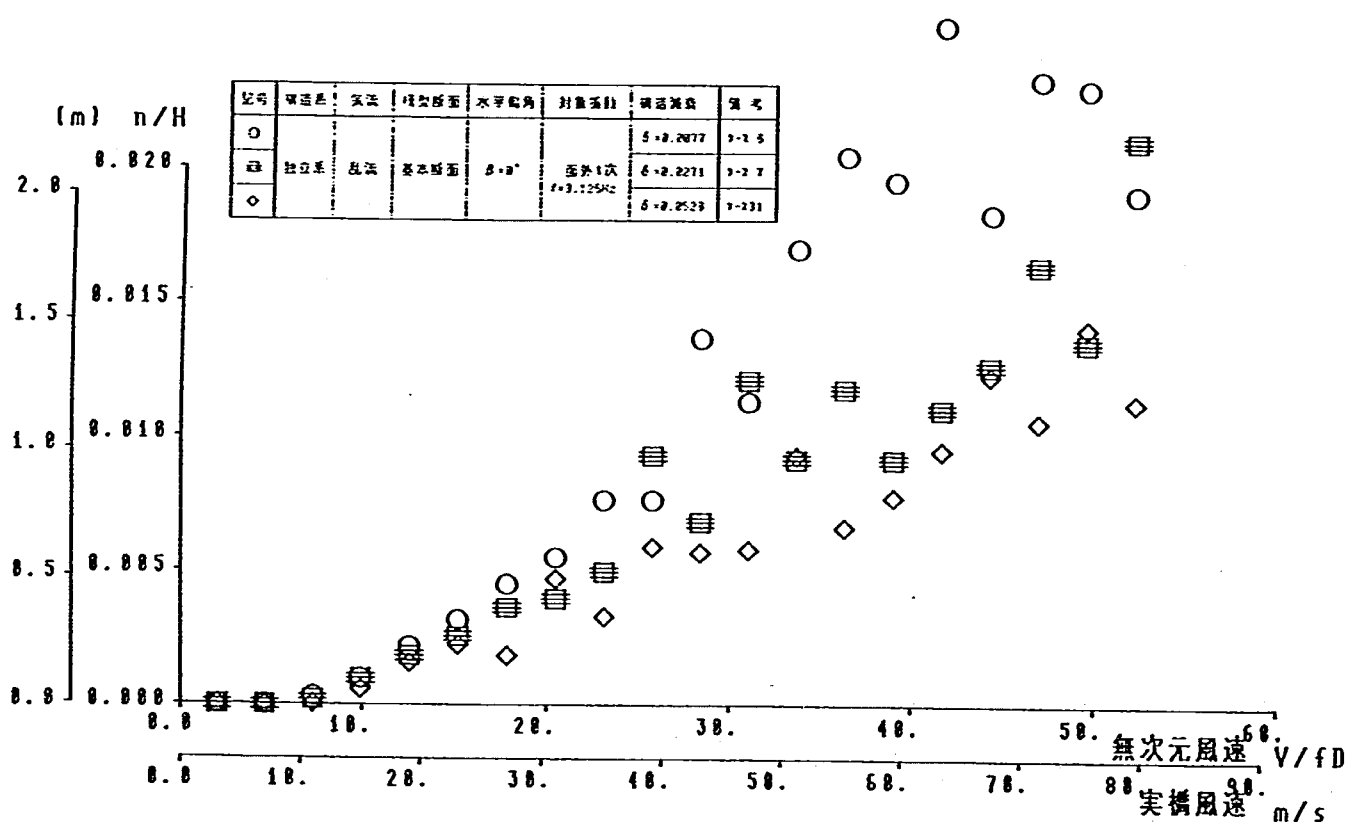
1. V-A図（重ね合わせ、各ケース）
2. V- δ 図（重ね合わせ、各ケース）
3. 模型図
4. 主桁の動的耐風設計要領詳細
5. 文献調査資料



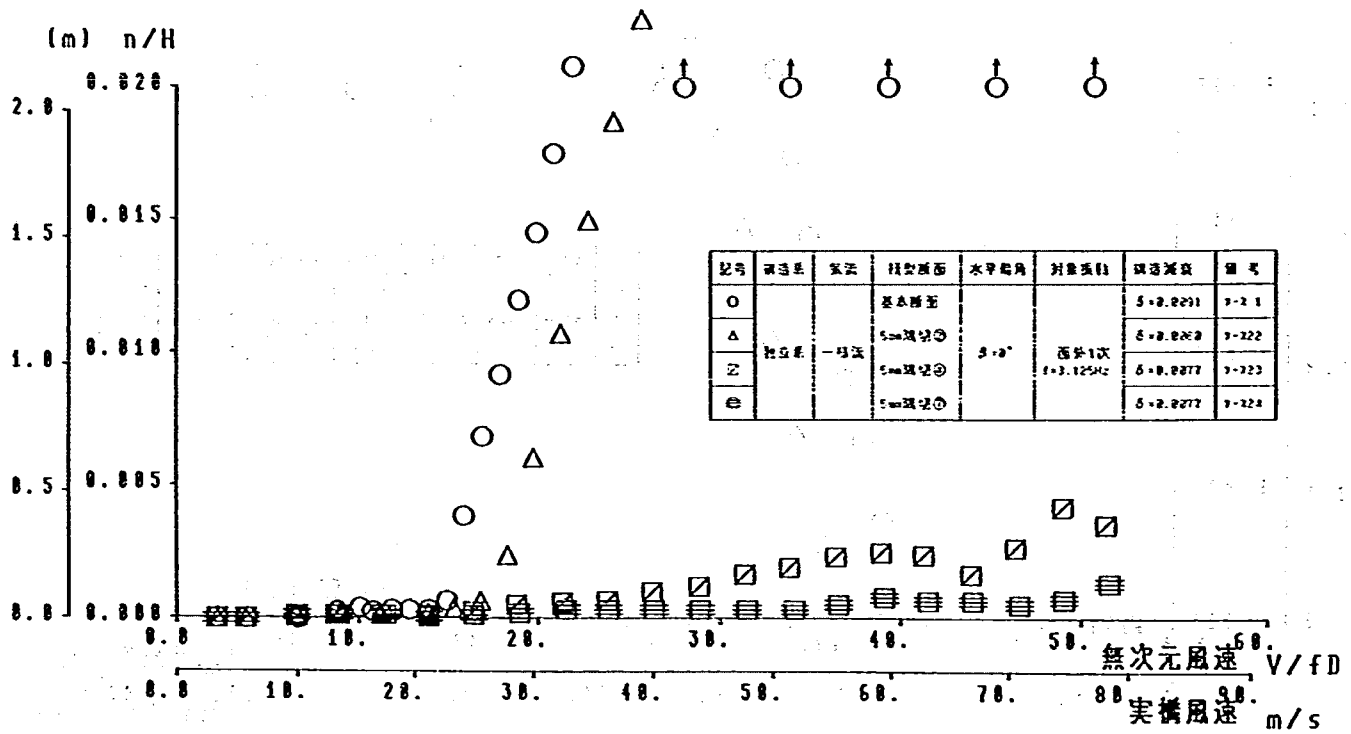
1. V-A图



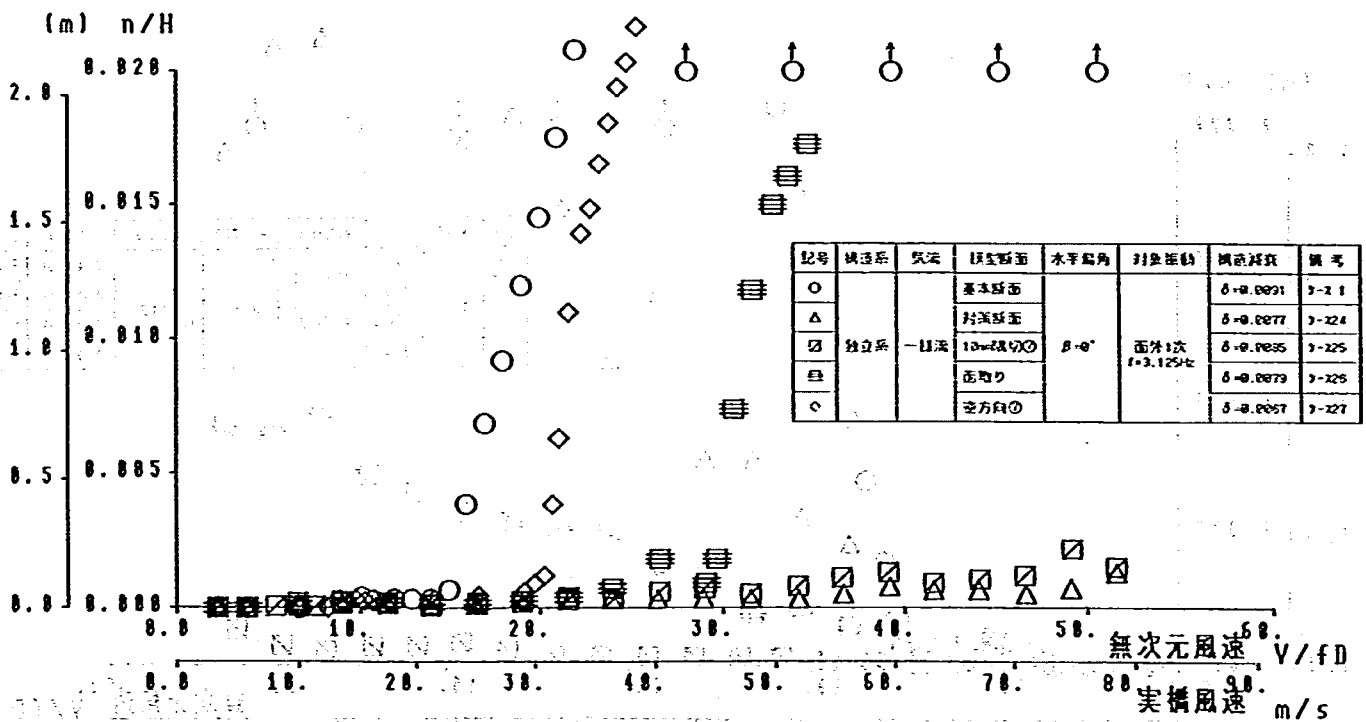
付図-1.1 振幅-風速曲線 <構造減衰の影響(一様流)>



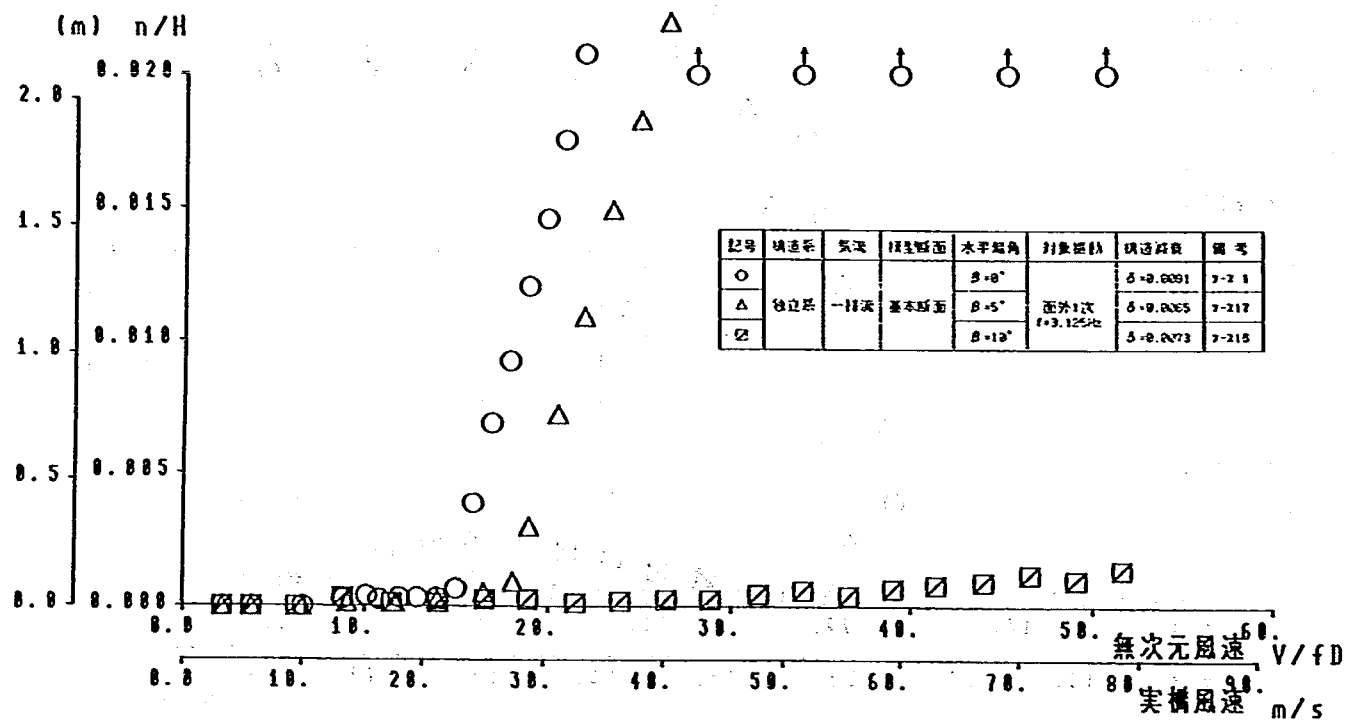
付図-1.2 振幅-風速曲線 <構造減衰の影響(乱流)>



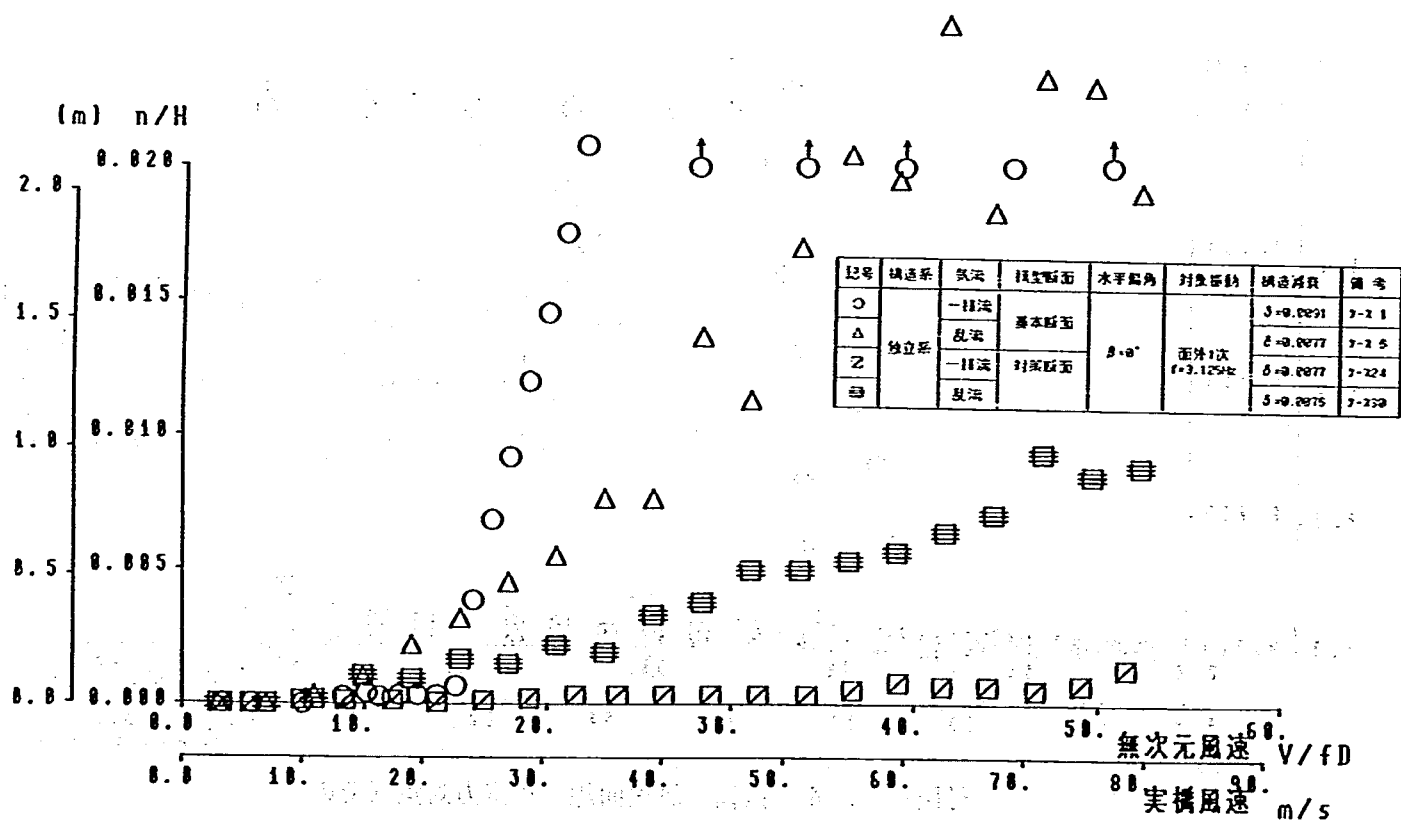
付図-1. 3 振幅-風速曲線 <空力対策(その1)>



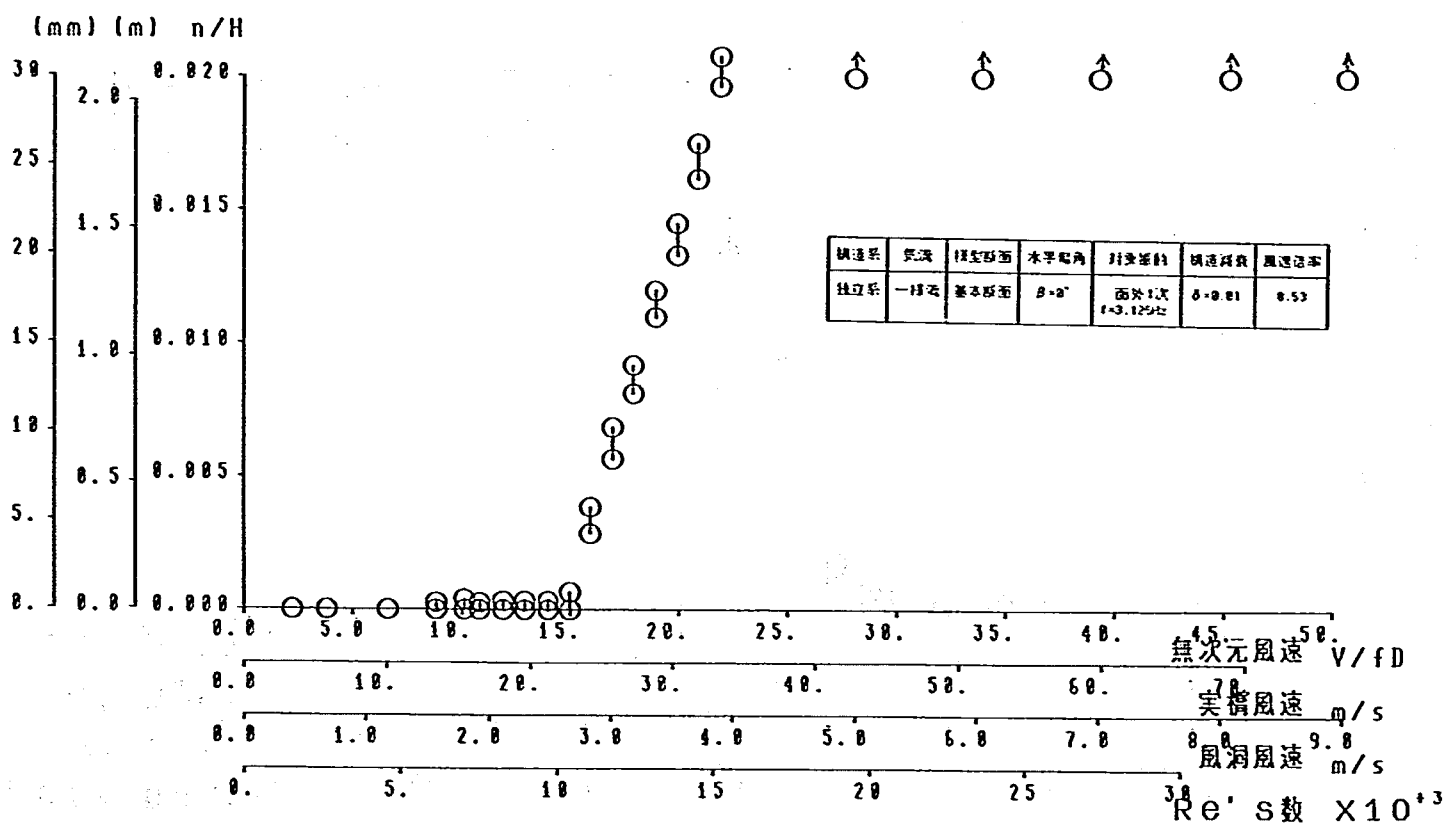
付図-1. 4 振幅-風速曲線 <空力対策(その2)>



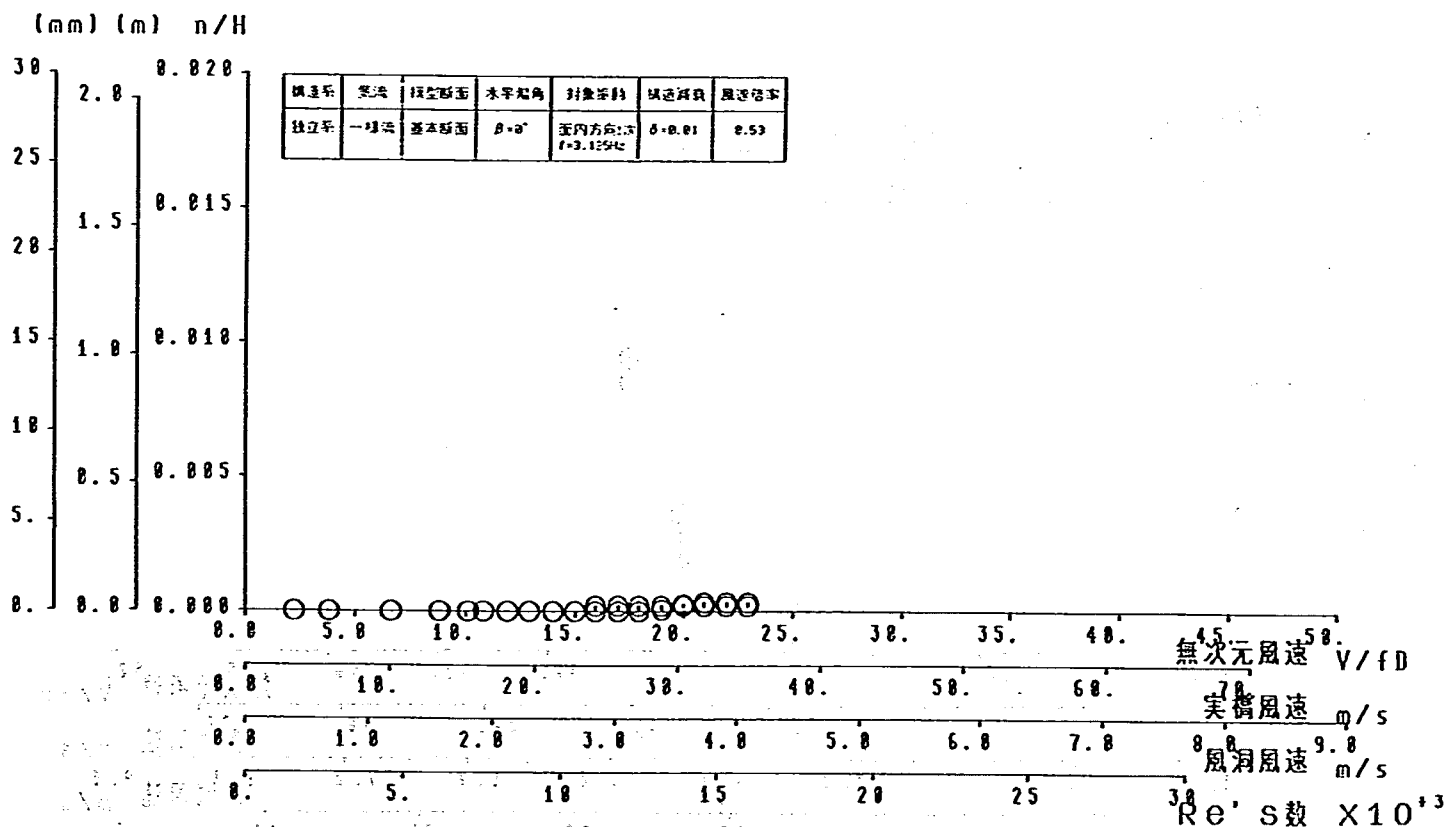
付図-1.5 振幅-風速曲線 <水平偏角の影響>



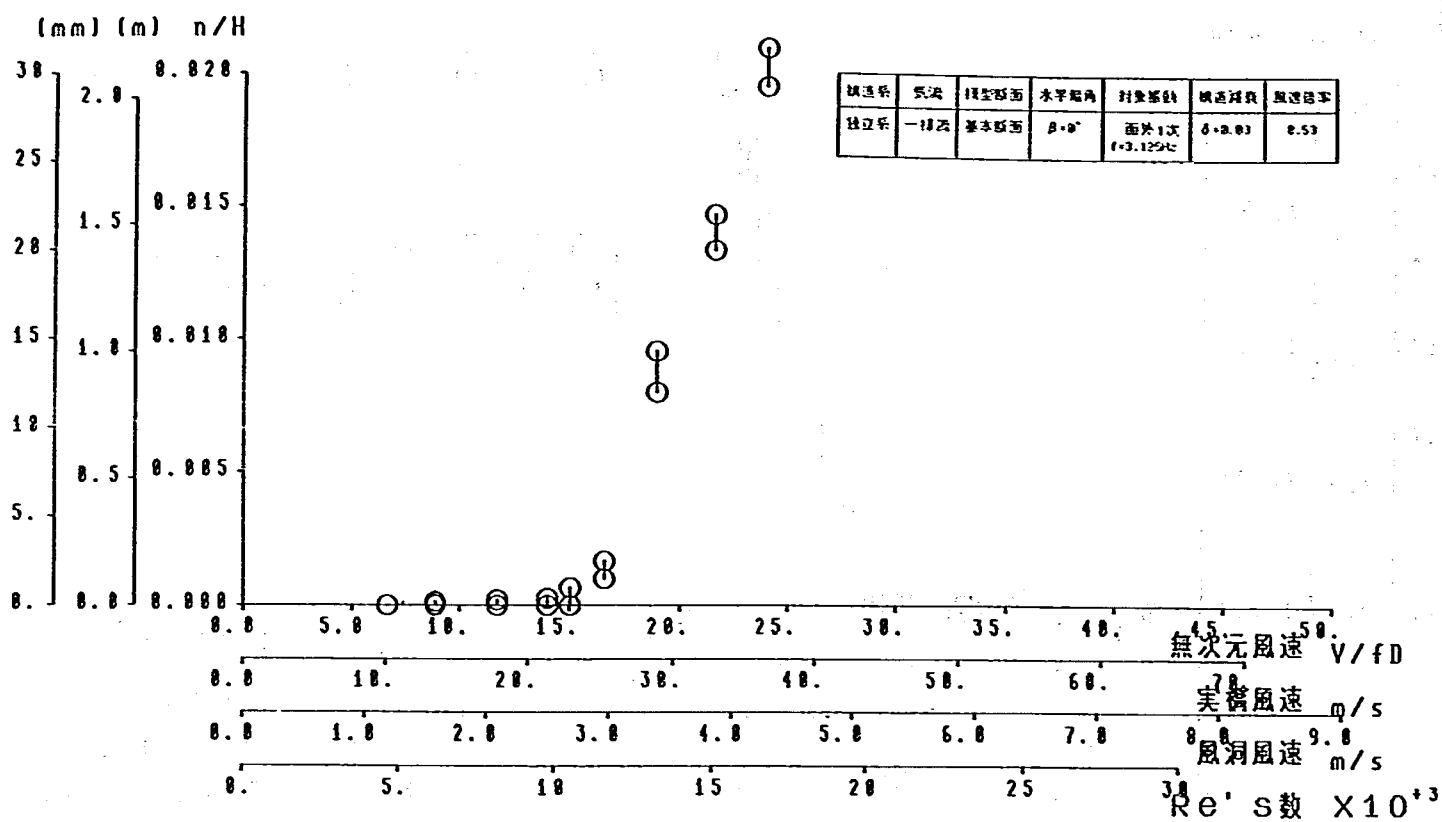
付図-1.6 振幅-風速曲線 <気流の影響>



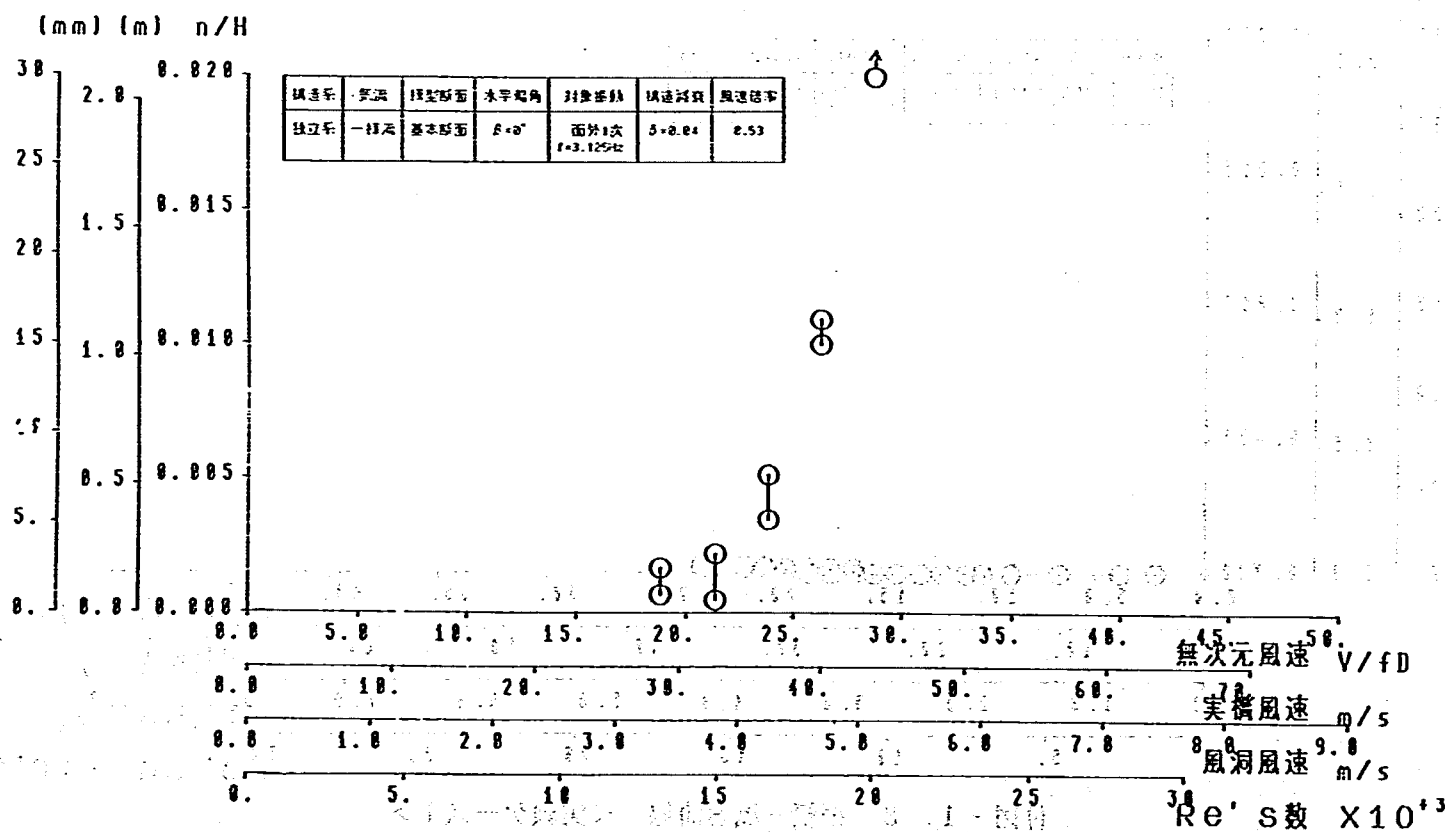
付図-1.7 振幅-風速曲線 <実験ケース1>



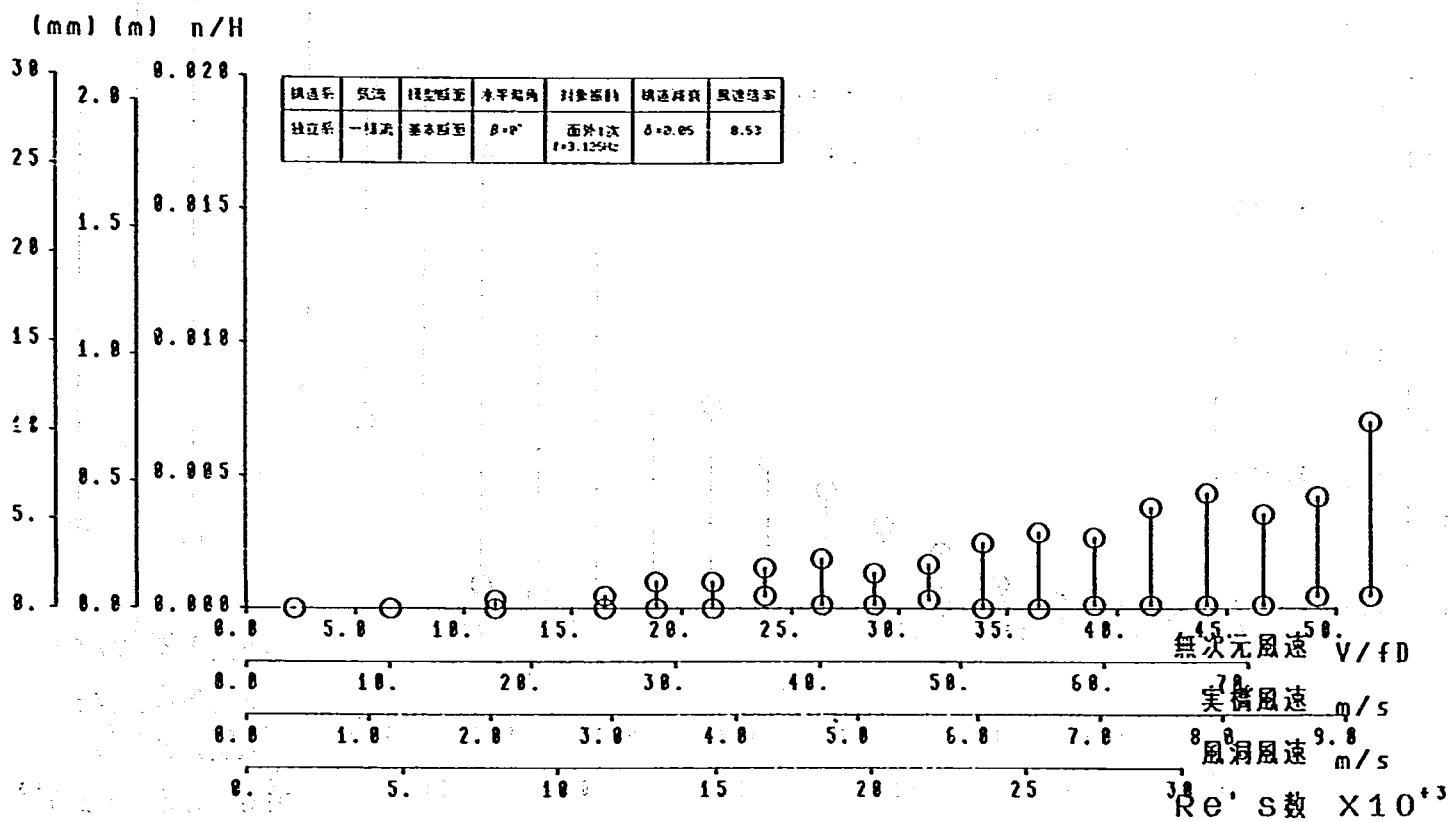
付図-1.8 振幅-風速曲線 <実験ケース1>



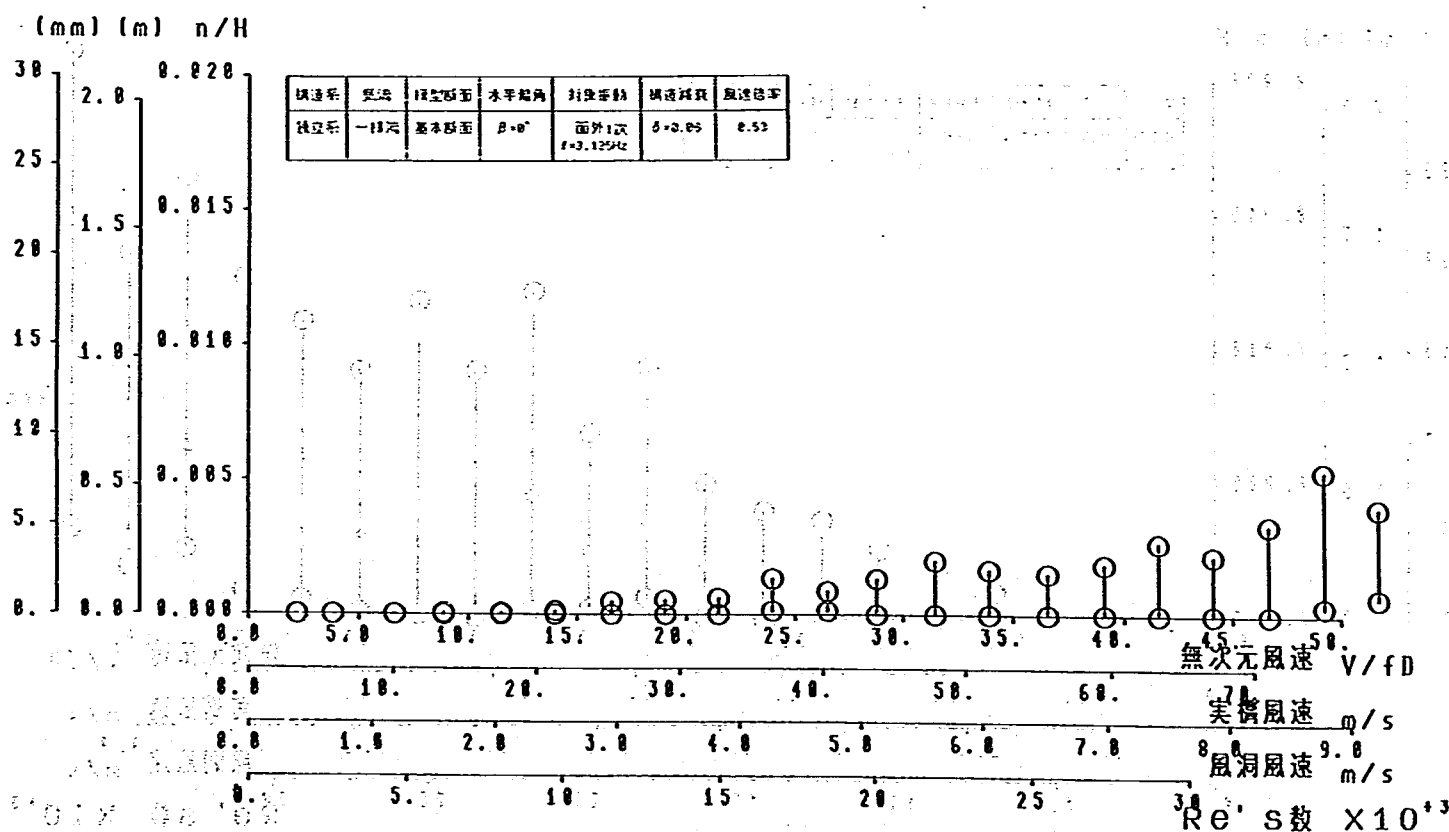
付図-1. 9 振幅-風速曲線 <実験ケース2>



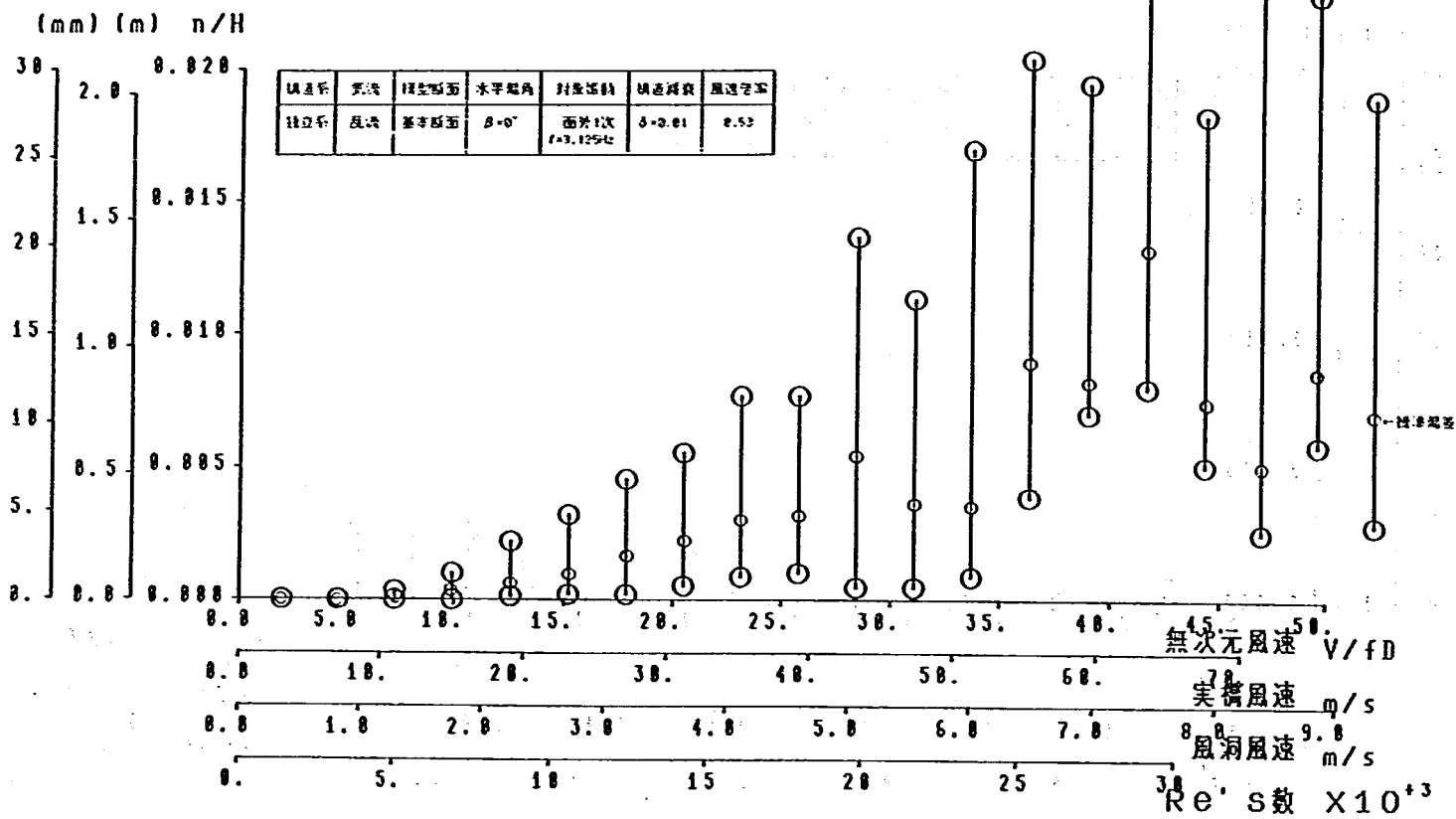
付図-1. 10 振幅-風速曲線 <実験ケース3>



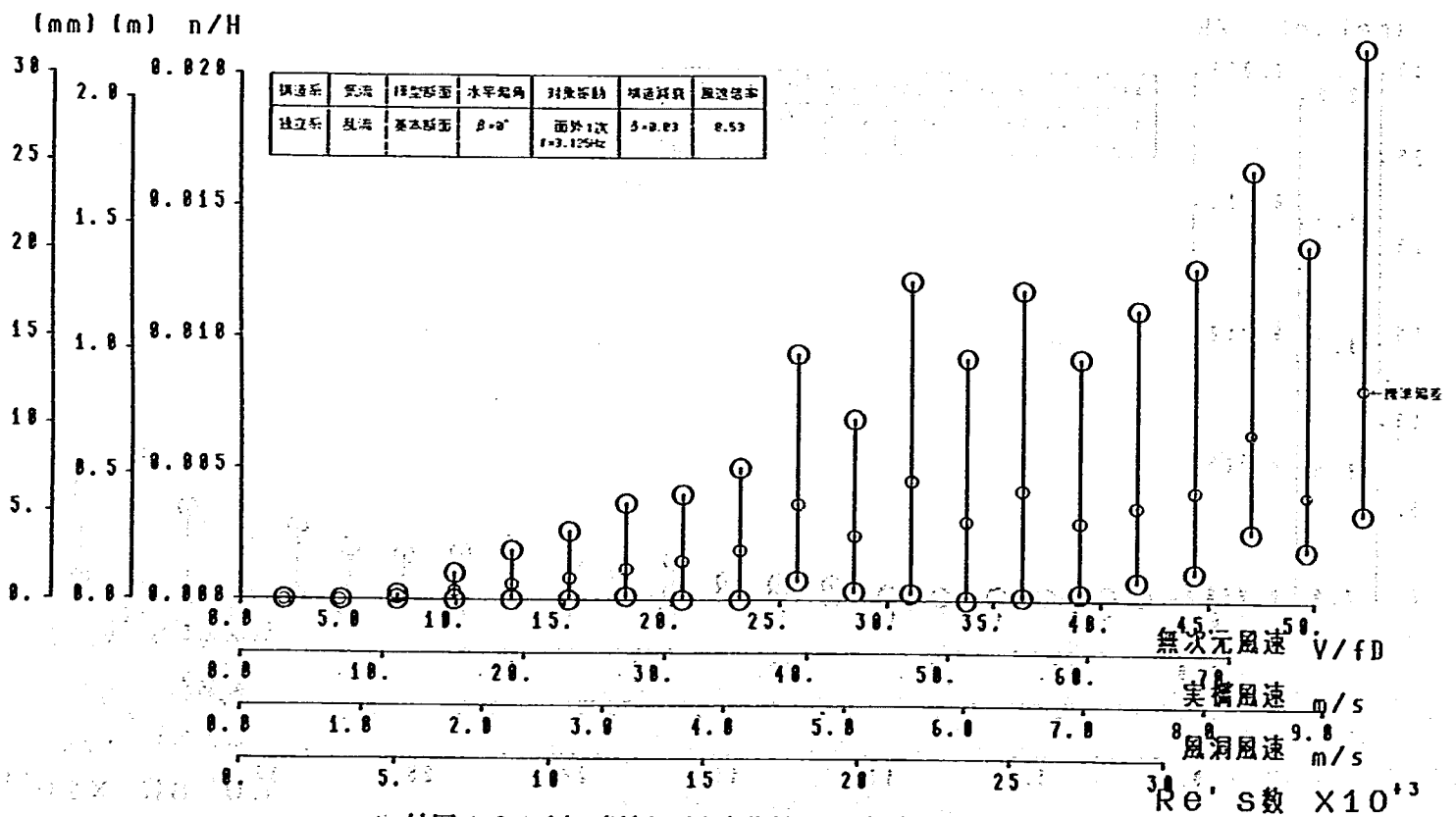
付図-1.11 振幅-風速曲線 <実験ケース4>



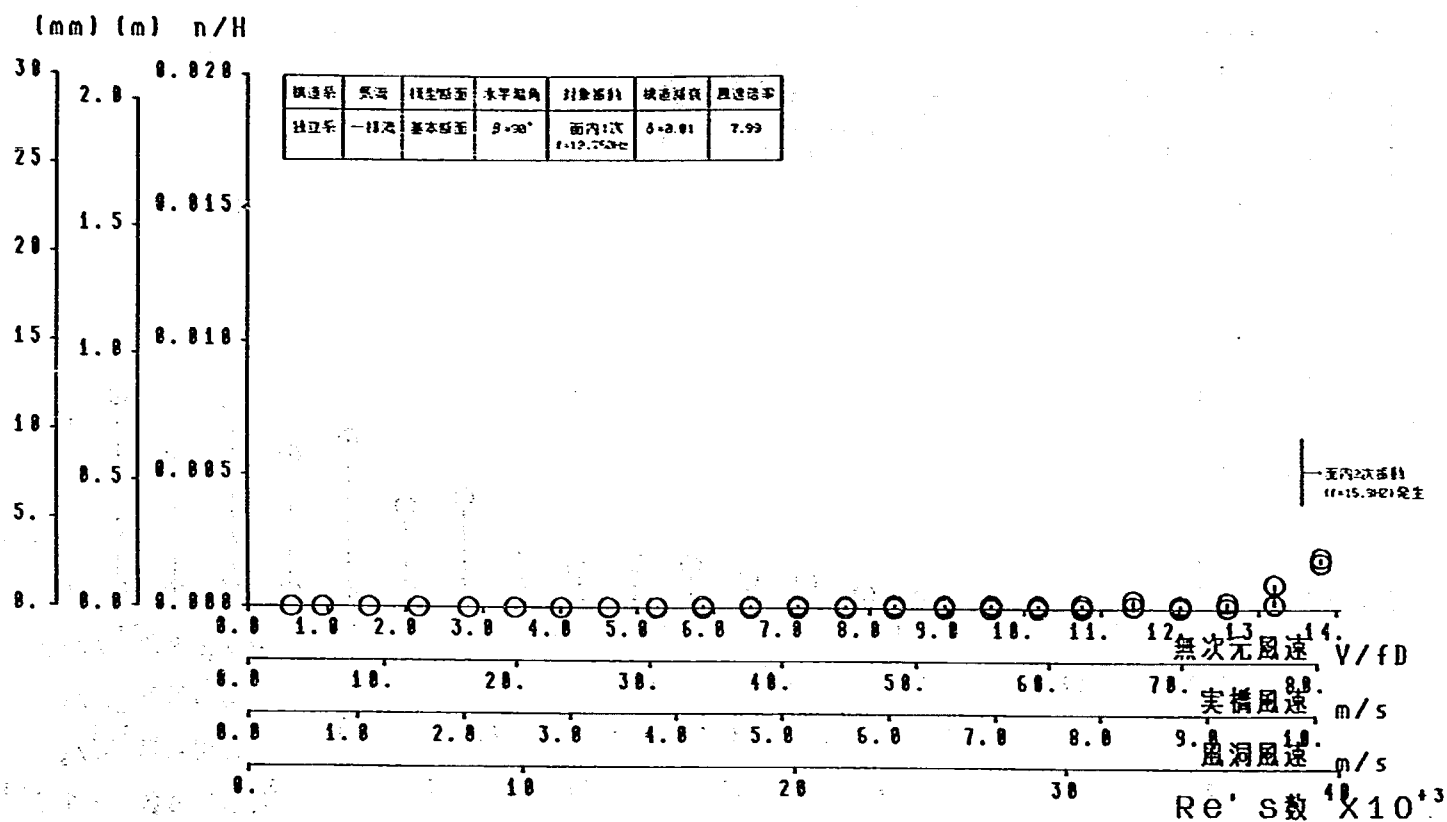
付図-1.12 振幅-風速曲線 <実験ケース5>



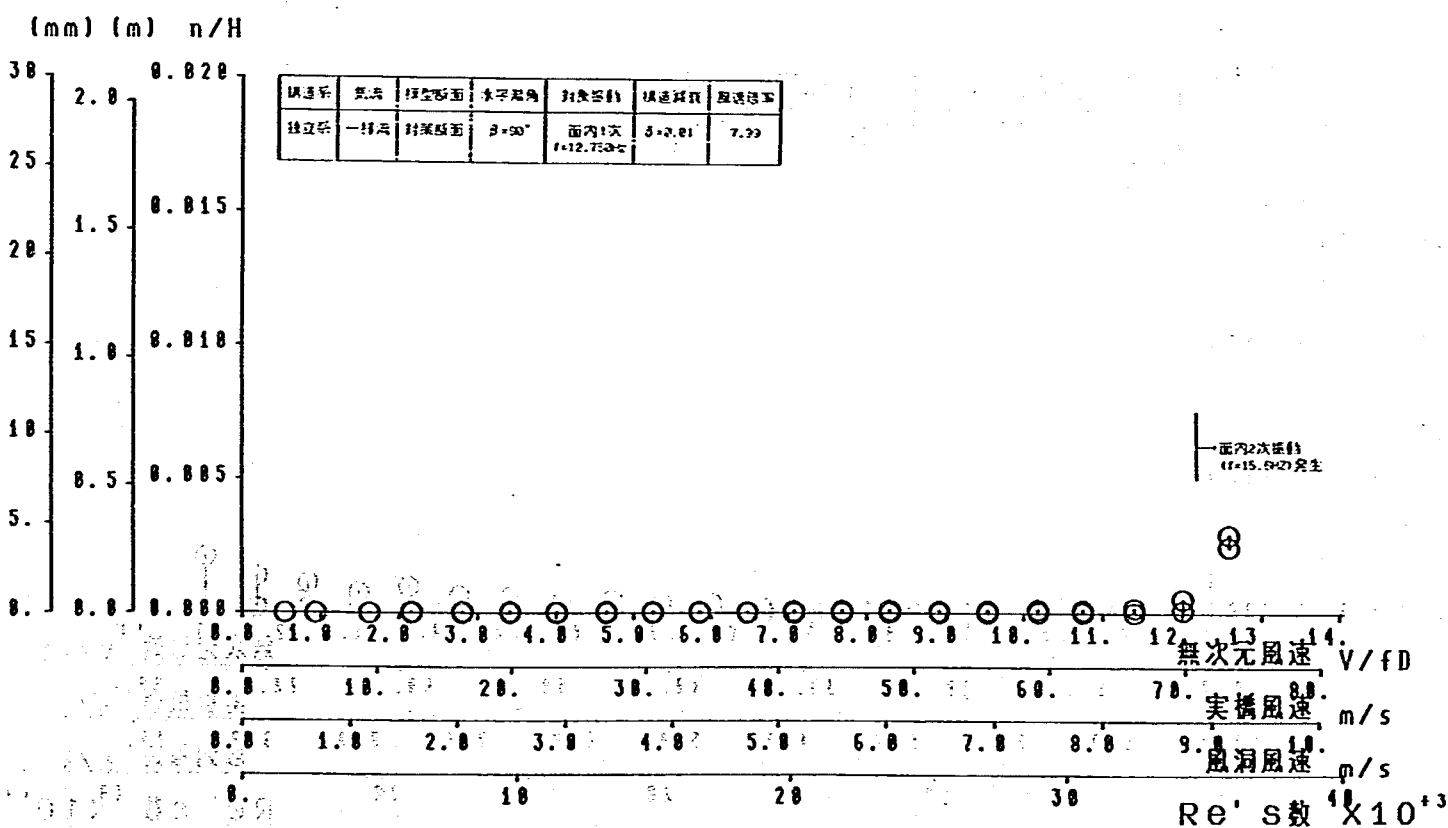
付図-1.13 振幅-風速曲線 <実験ケース6>



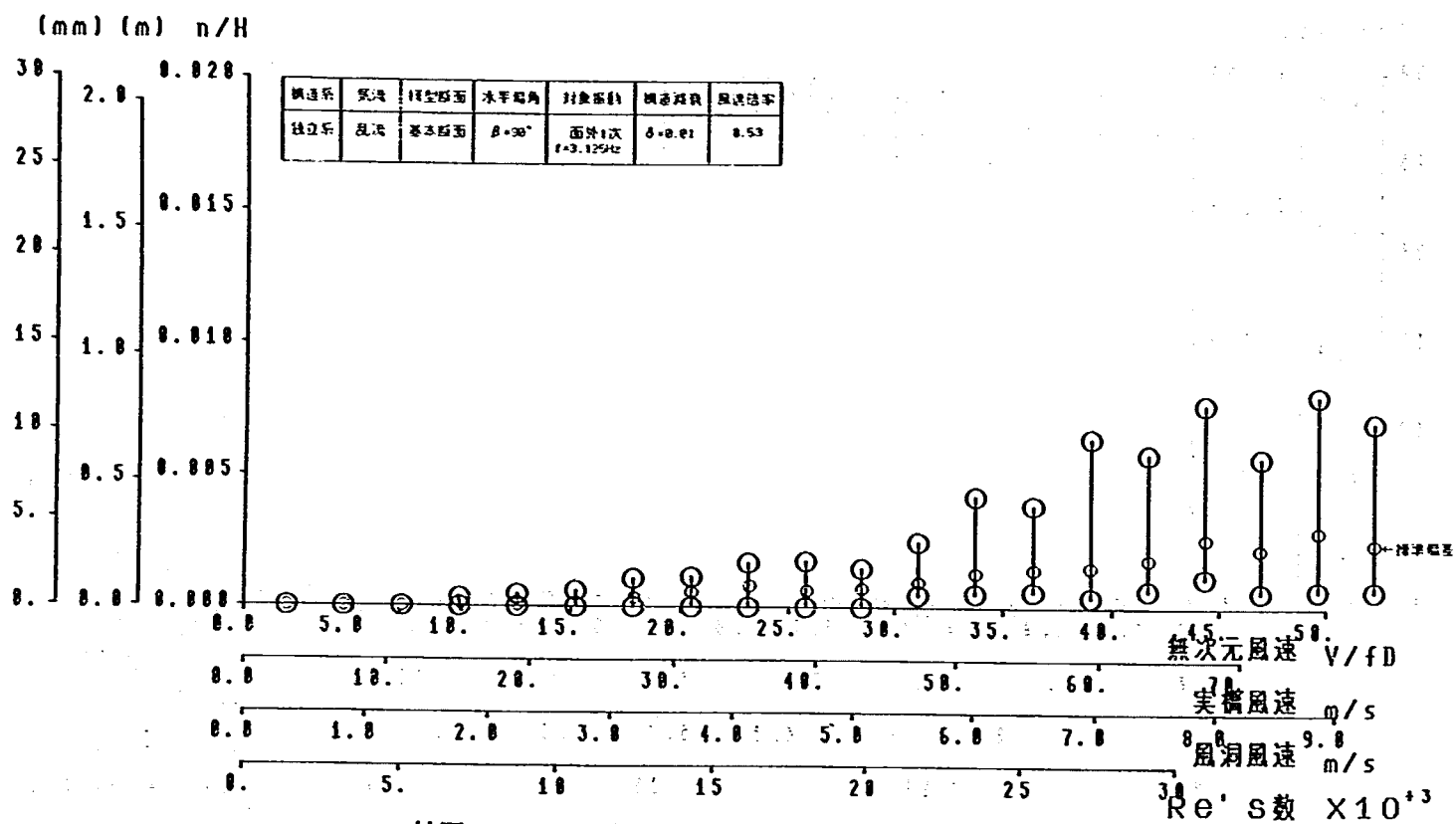
付図-1.14 振幅-風速曲線 <実験ケース7>



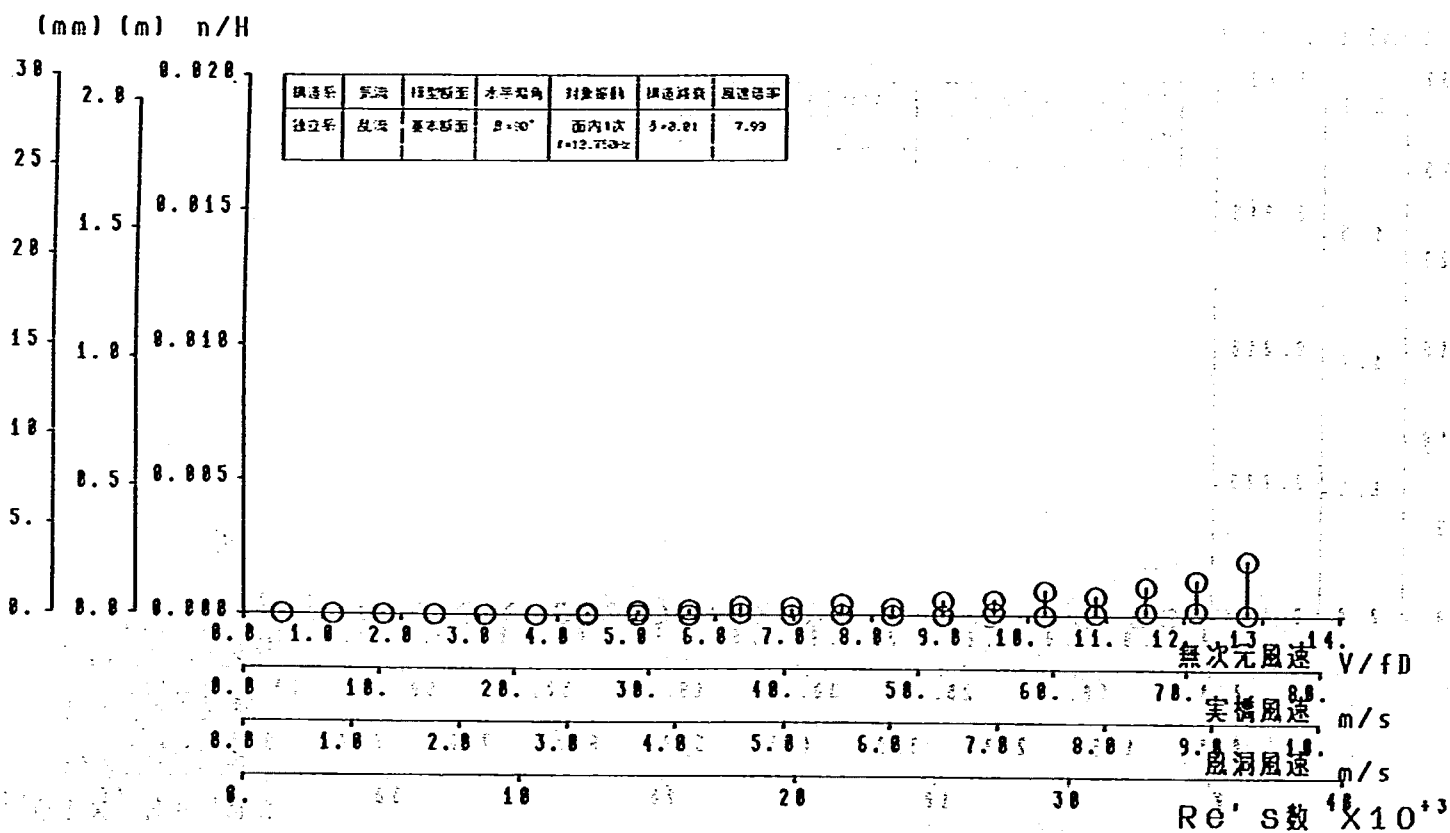
付図-1.15 振幅-風速曲線 <実験ケース8>



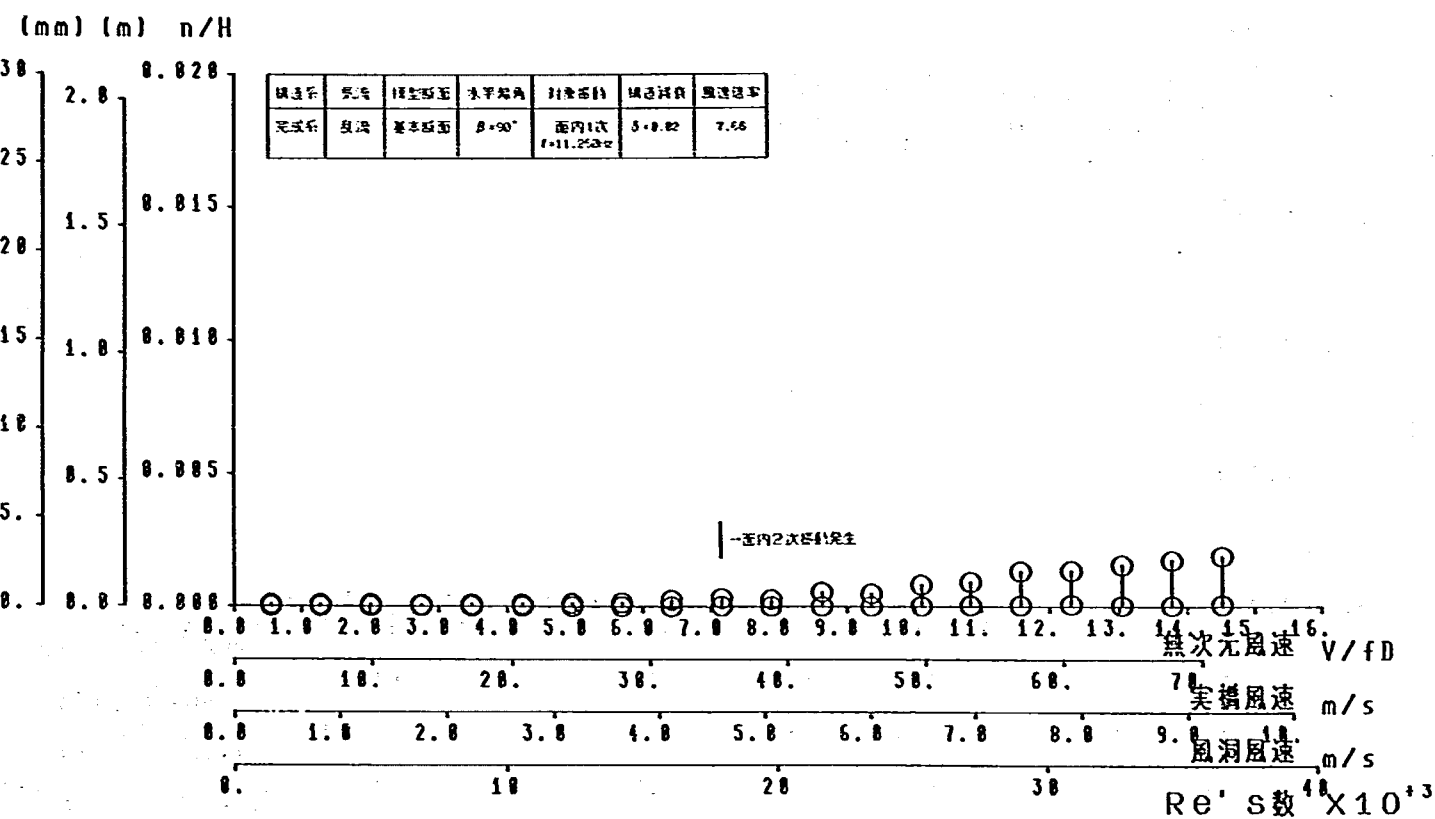
付図-1.16 振幅-風速曲線 <実験ケース9>



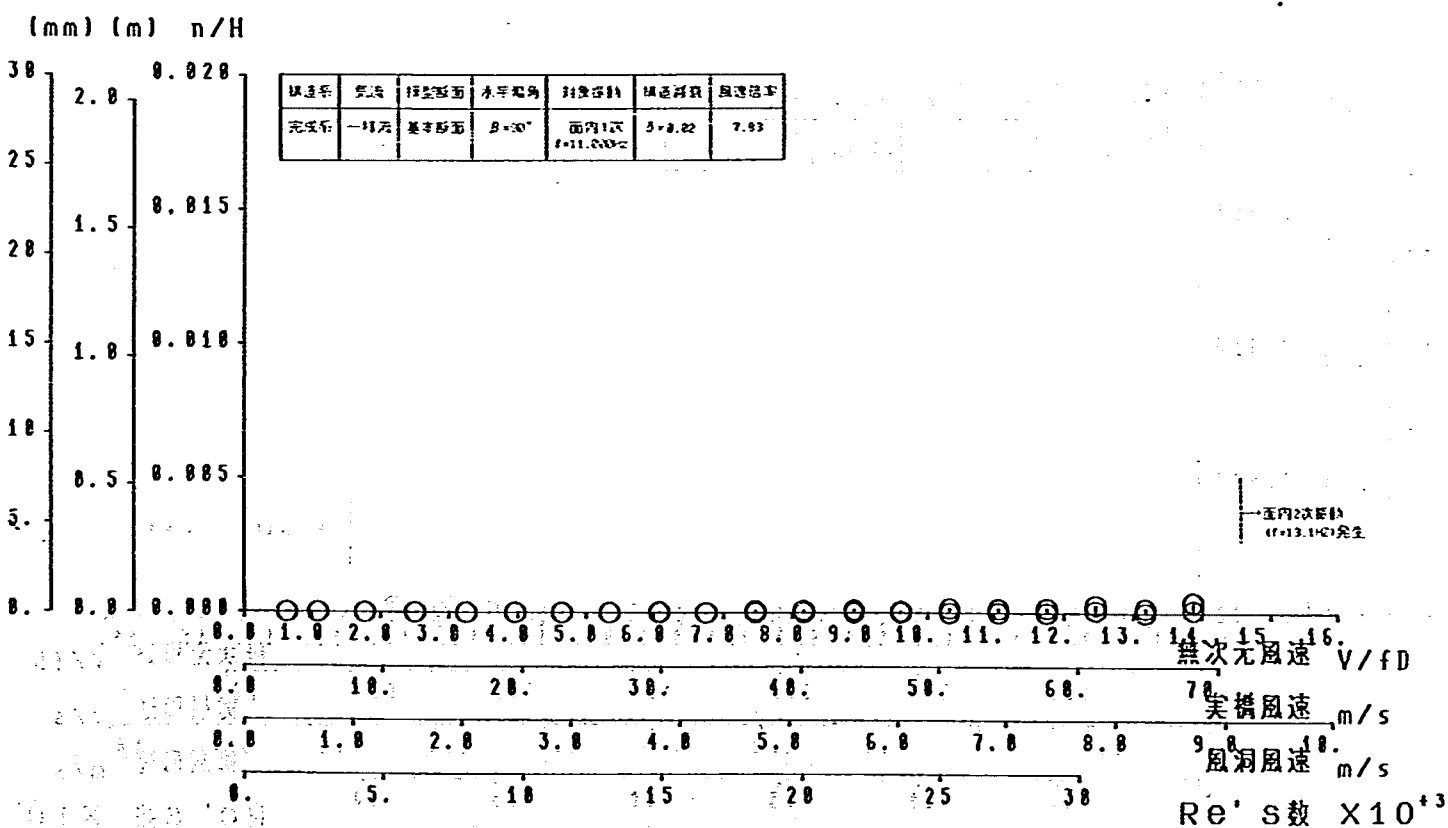
付図-1.17 振幅-風速曲線 <実験ケース10>



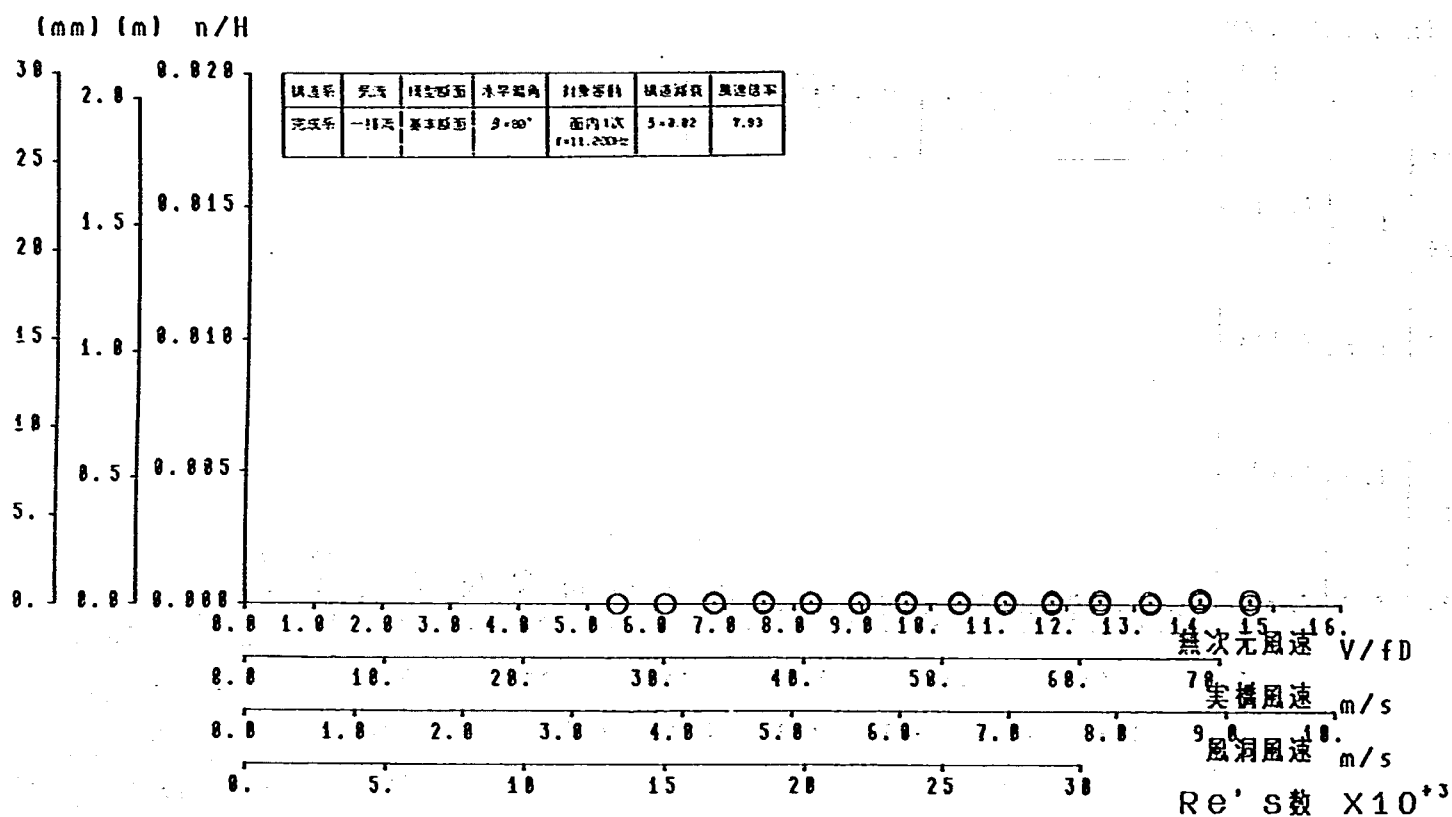
付図-1.18 振幅-風速曲線 <実験ケース10>



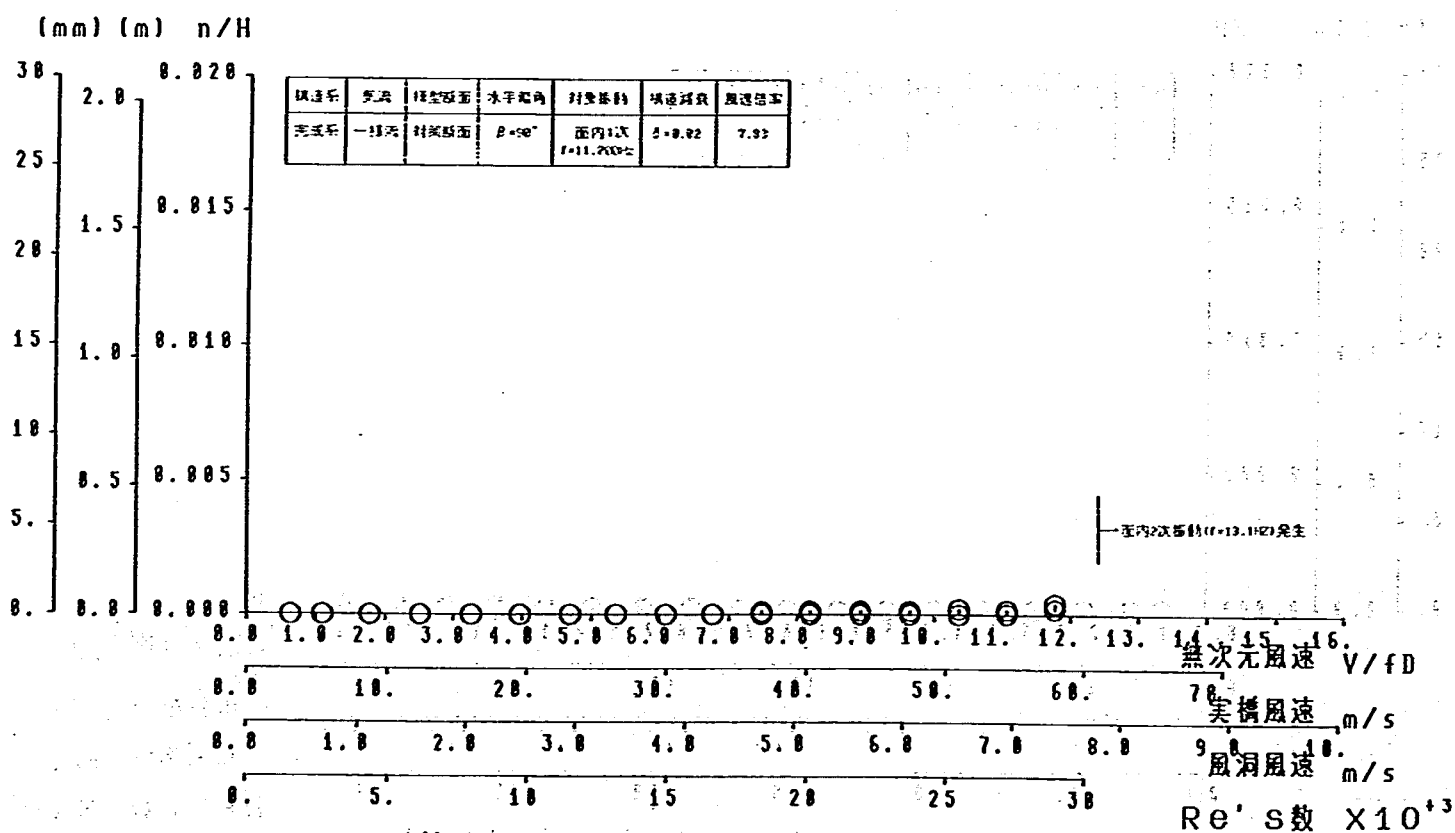
付図-1. 19 振幅-風速曲線 <実験ケース11>



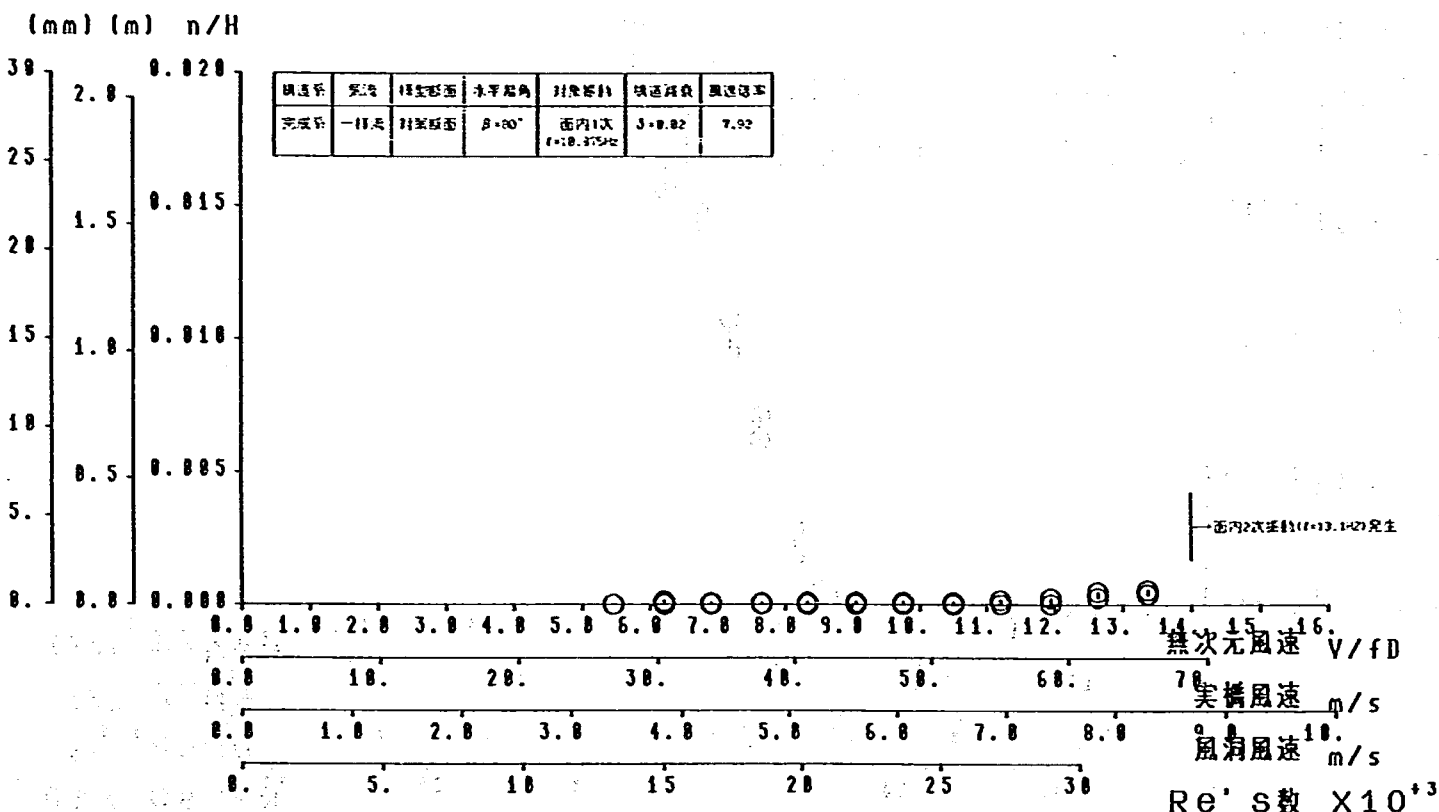
付図-1. 20 振幅-風速曲線 <実験ケース12>



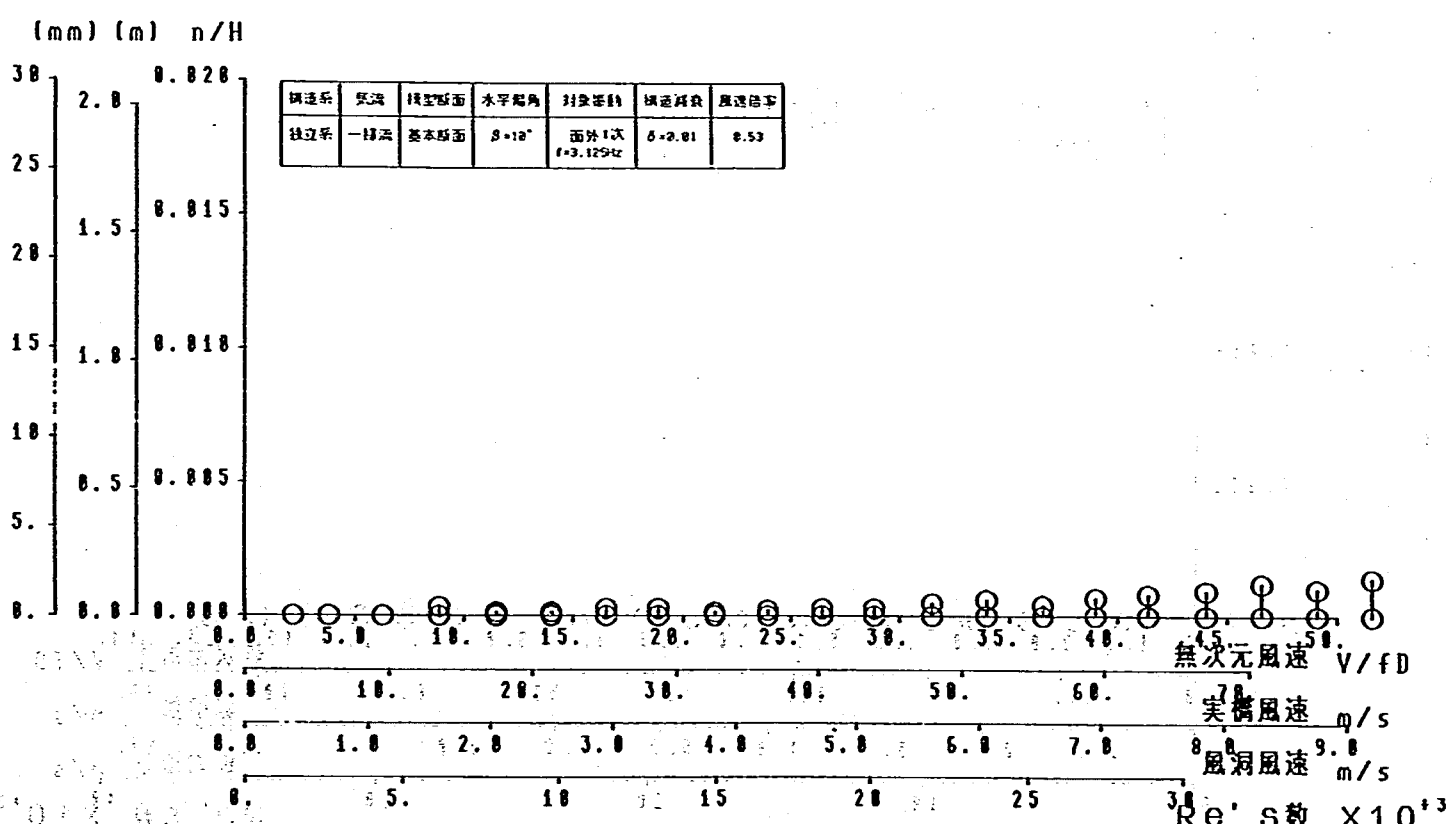
付図-1.21 振幅-風速曲線 <実験ケース13>



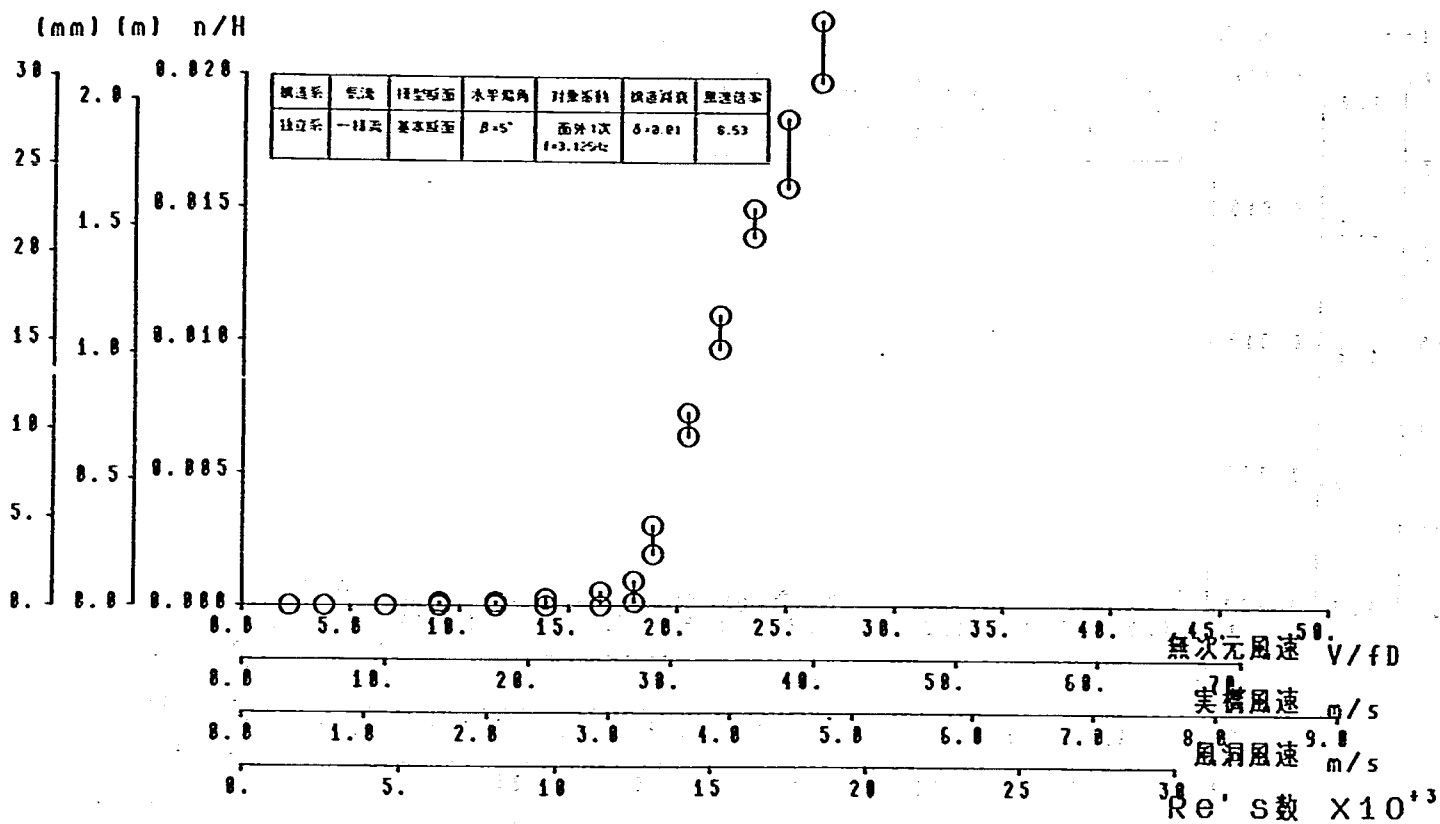
付図-1.22 振幅-風速曲線 <実験ケース14>



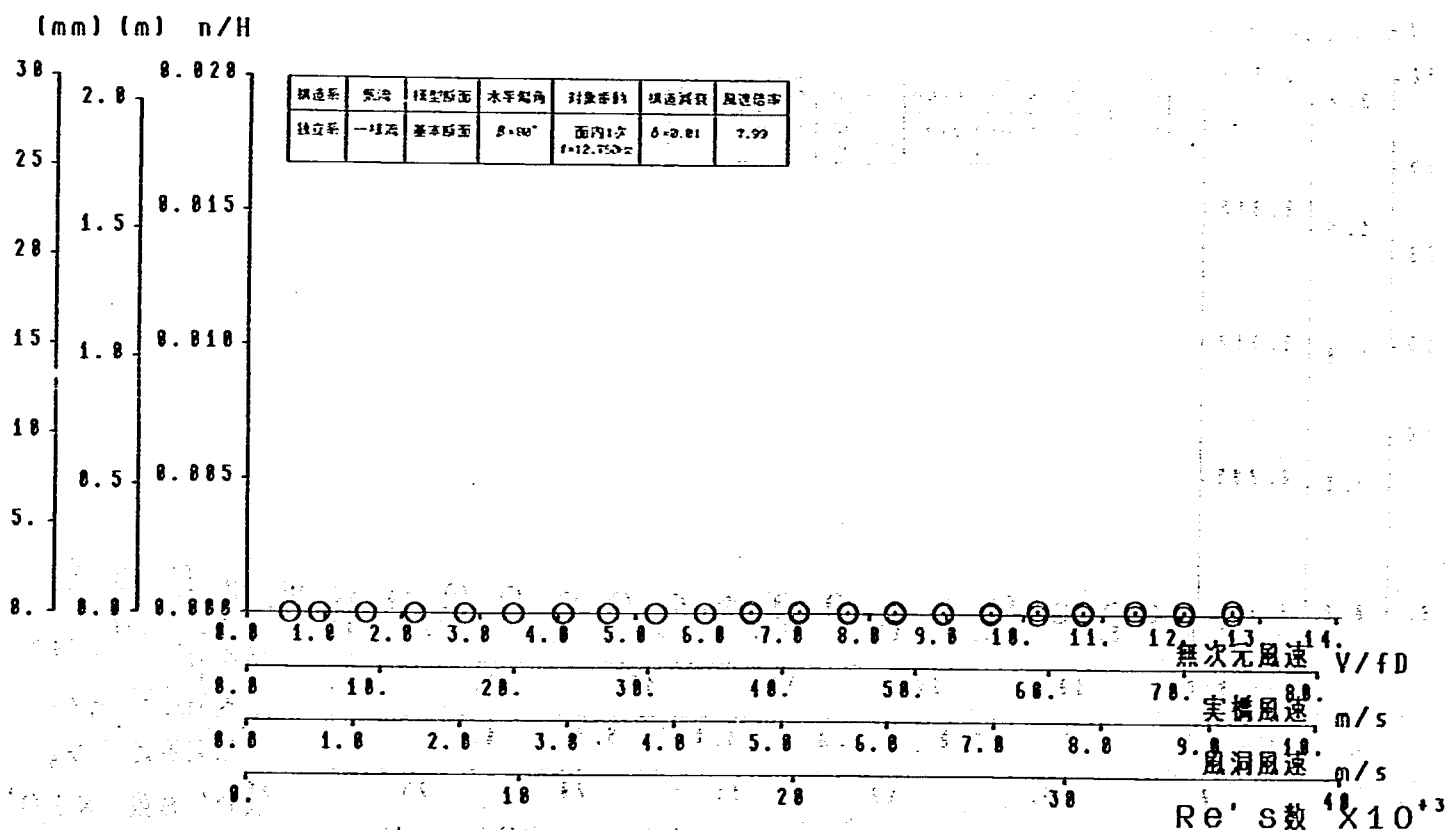
付図-1. 23 振幅-風速曲線 <実験ケース15>



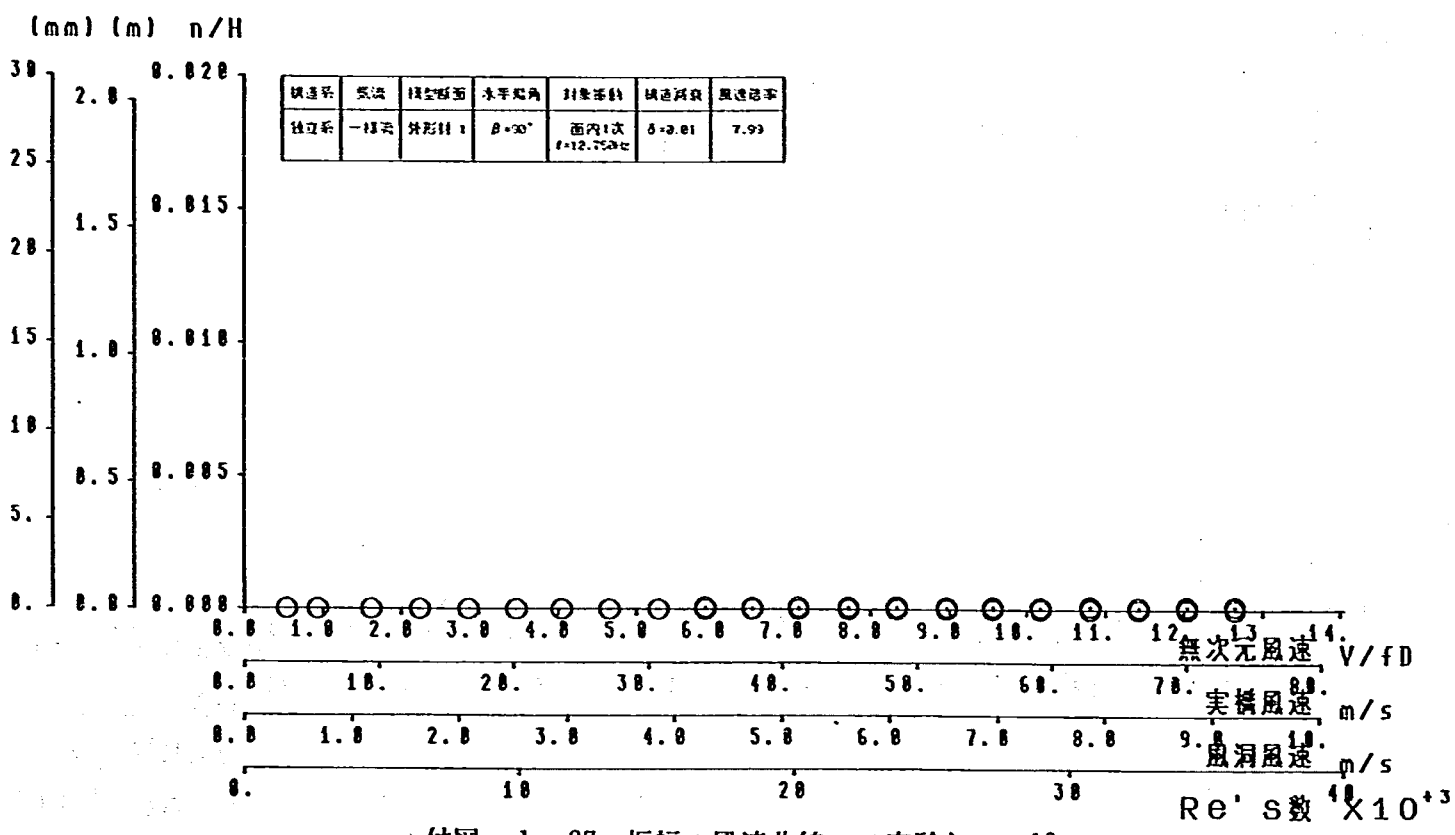
付図-1. 24 振幅-風速曲線 <実験ケース16>



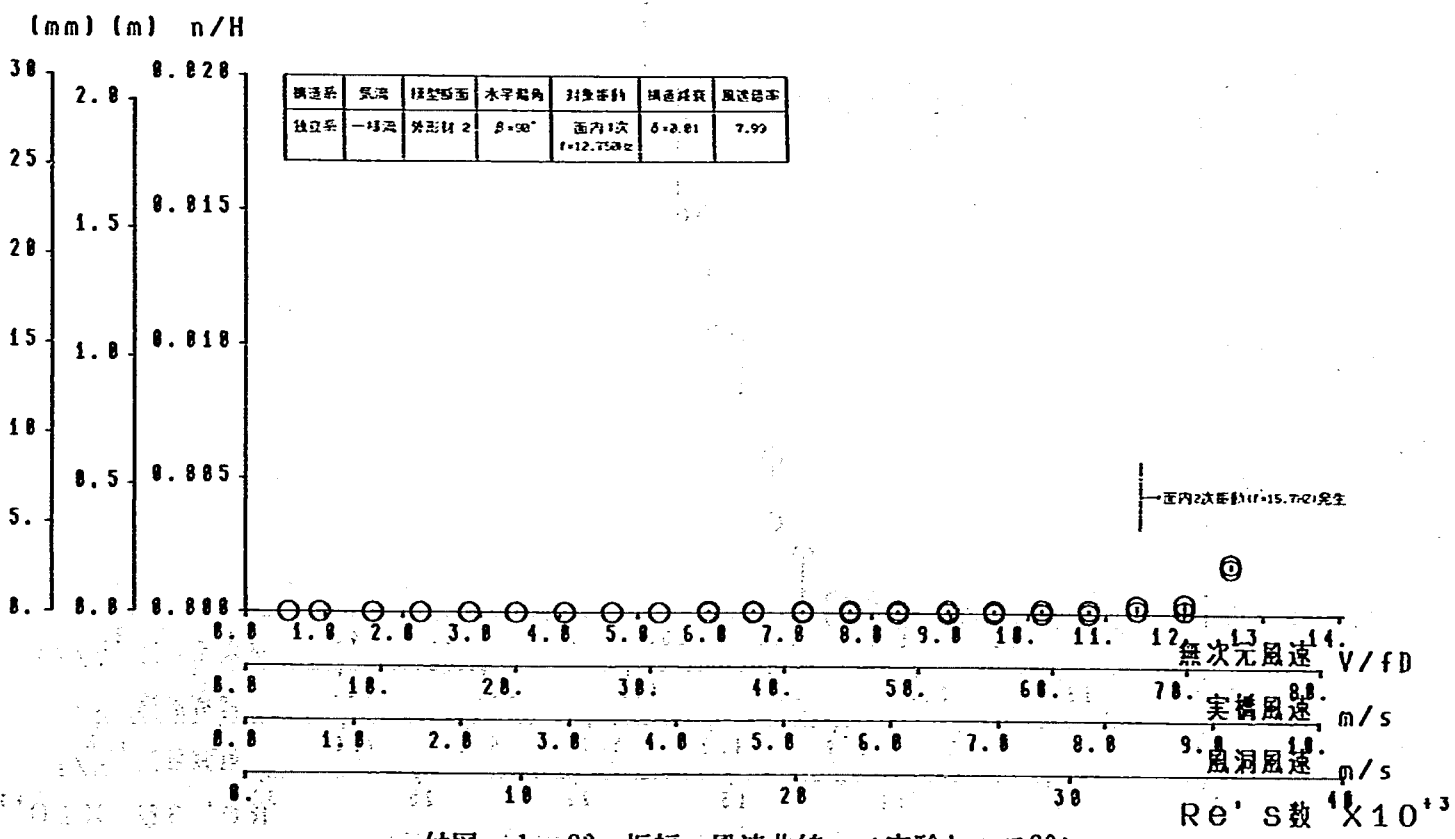
付図-1. 25 振幅-風速曲線 <実験ケース17>



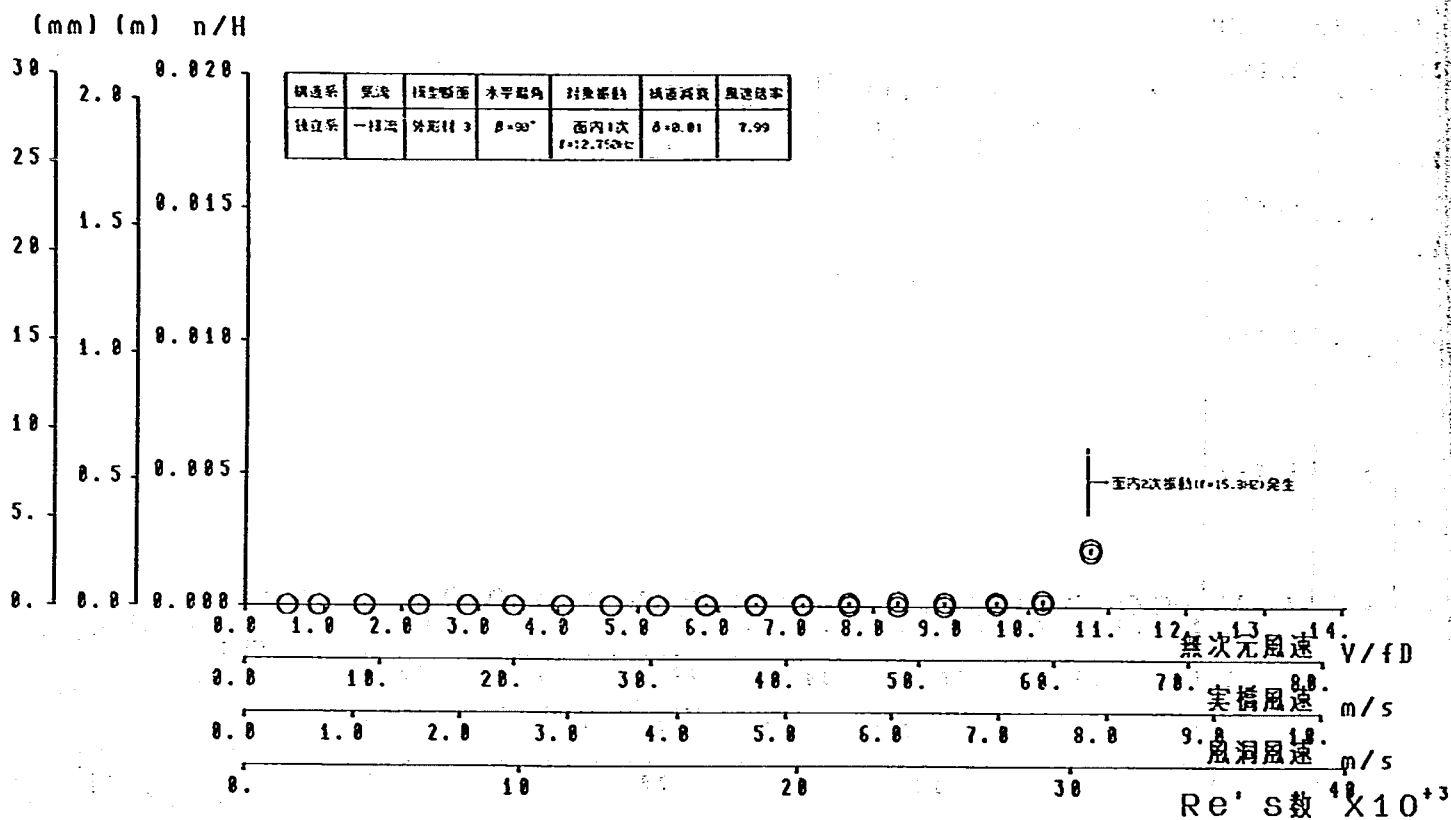
付図-1. 26 振幅-風速曲線 <実験ケース18>



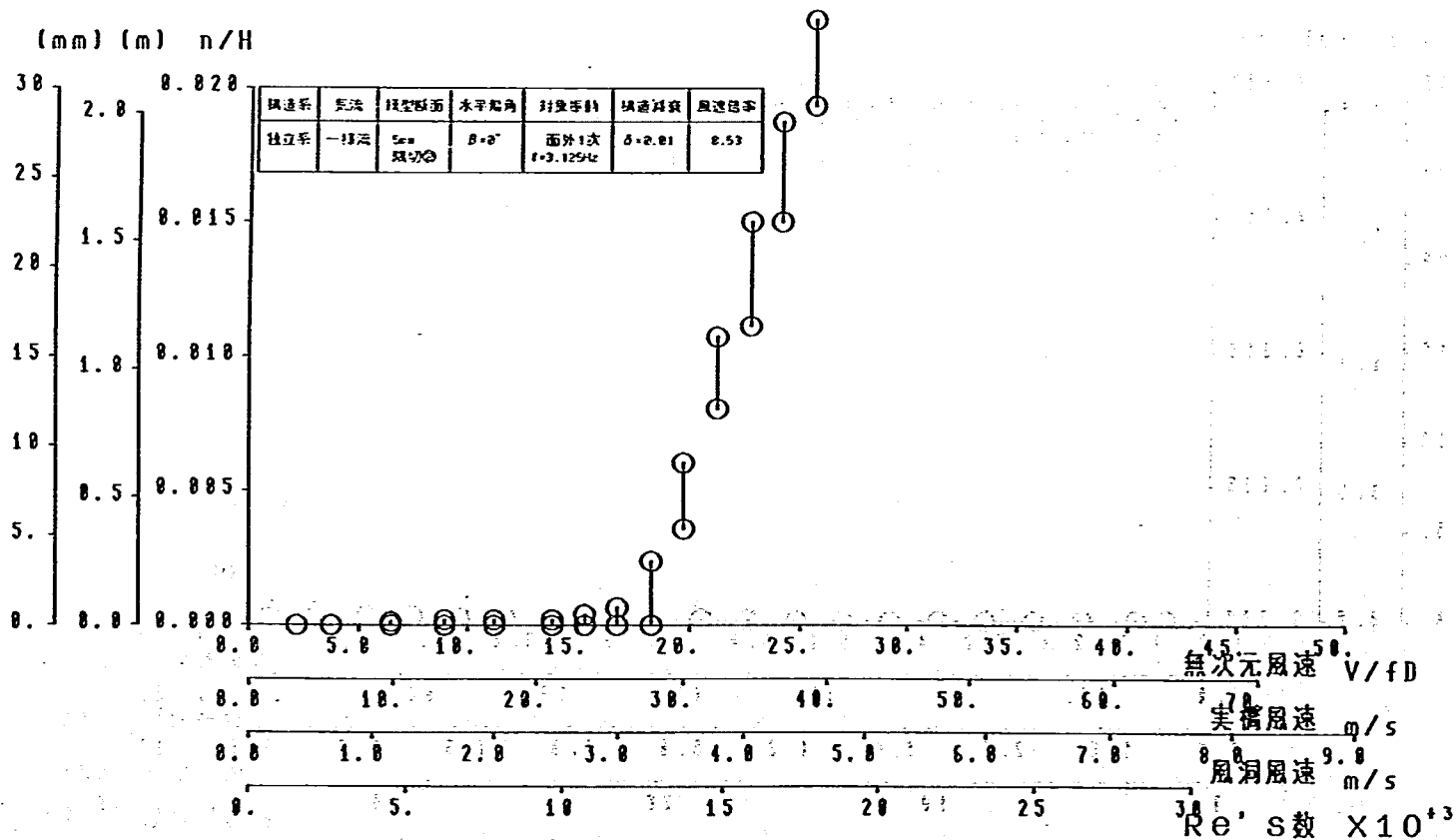
付図-1. 27 振幅-風速曲線 <実験ケース19>



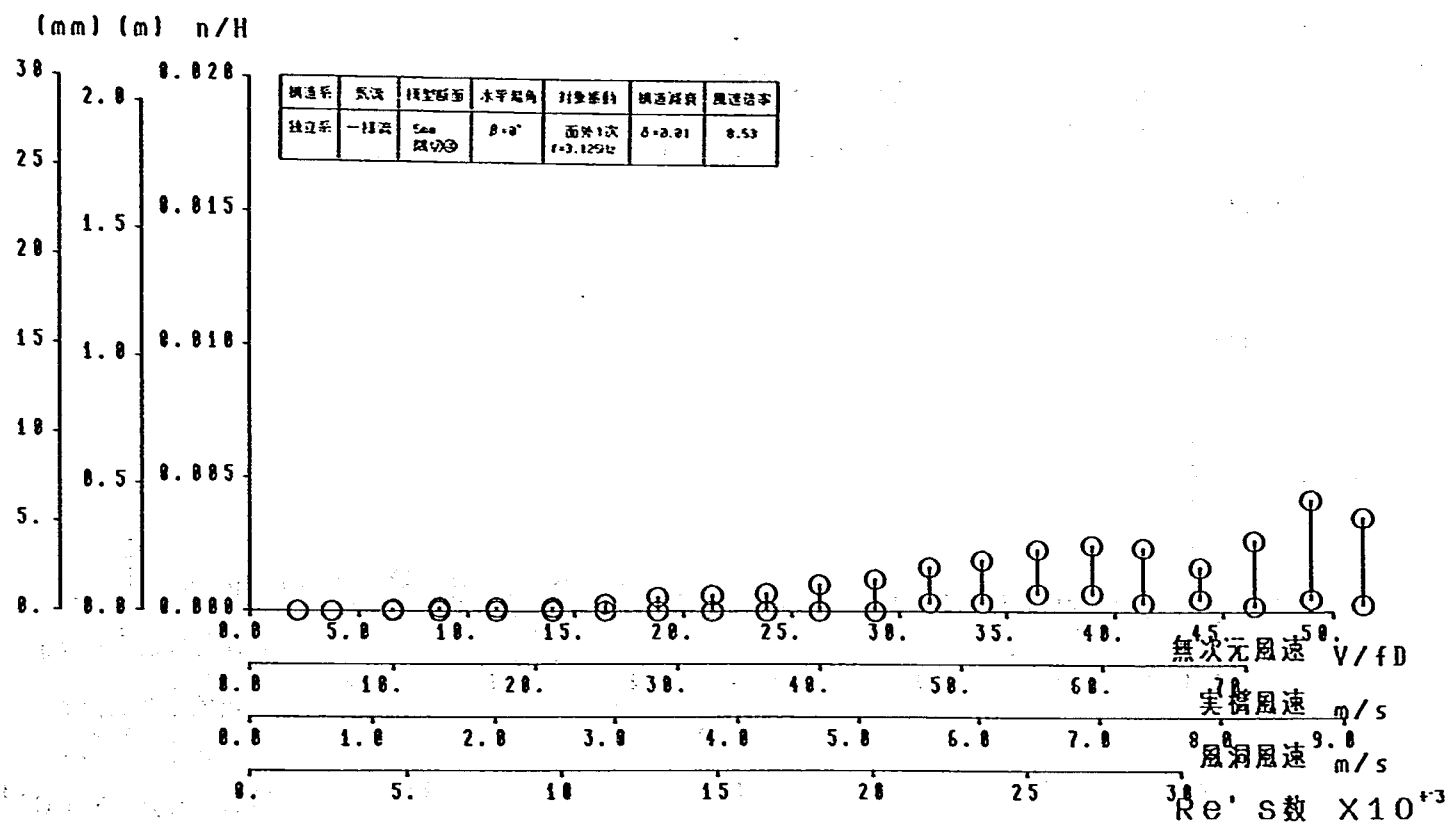
付図-1. 28 振幅-風速曲線 <実験ケース20>



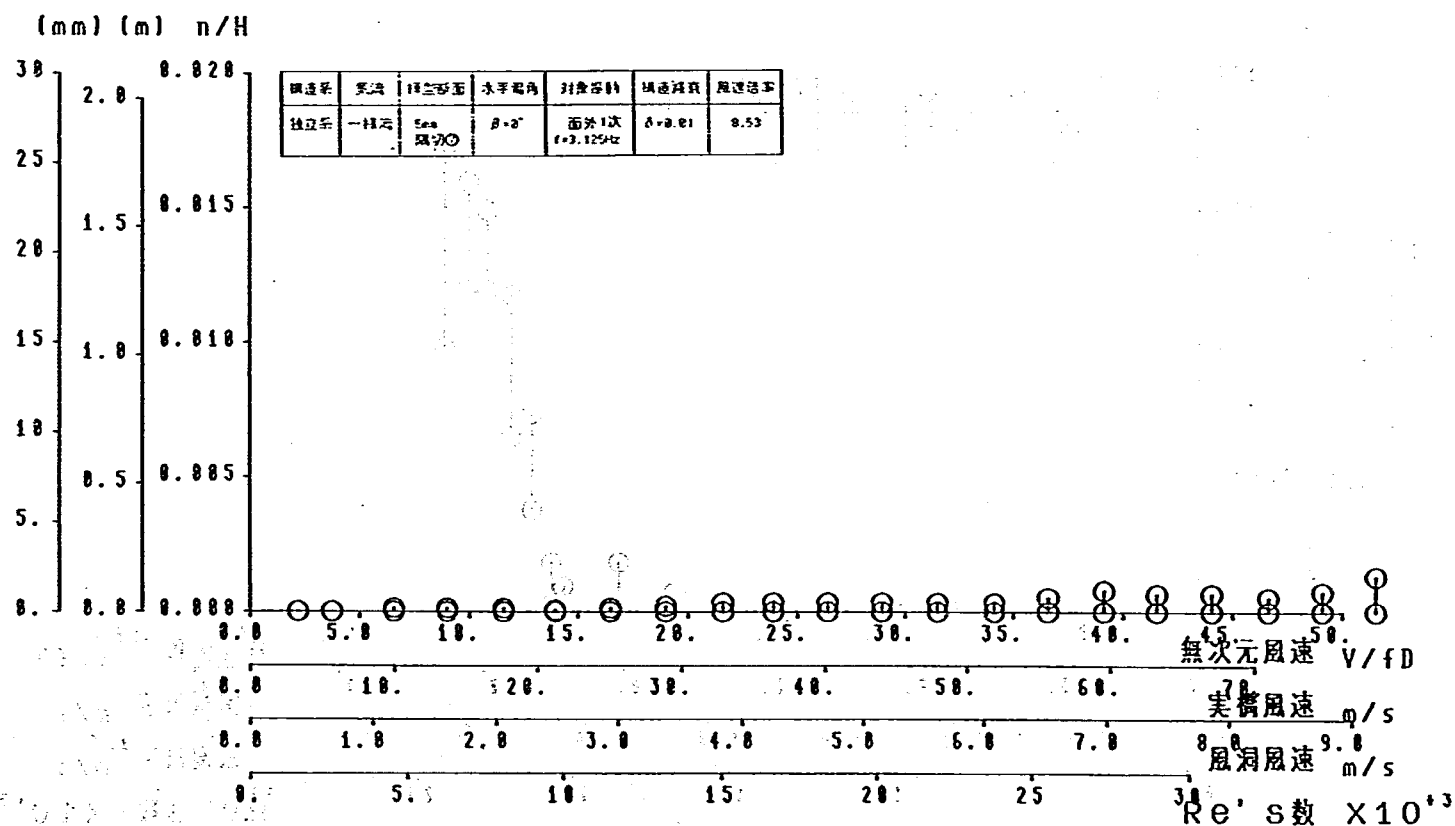
付図-1.29 振幅-風速曲線 <実験ケース21>



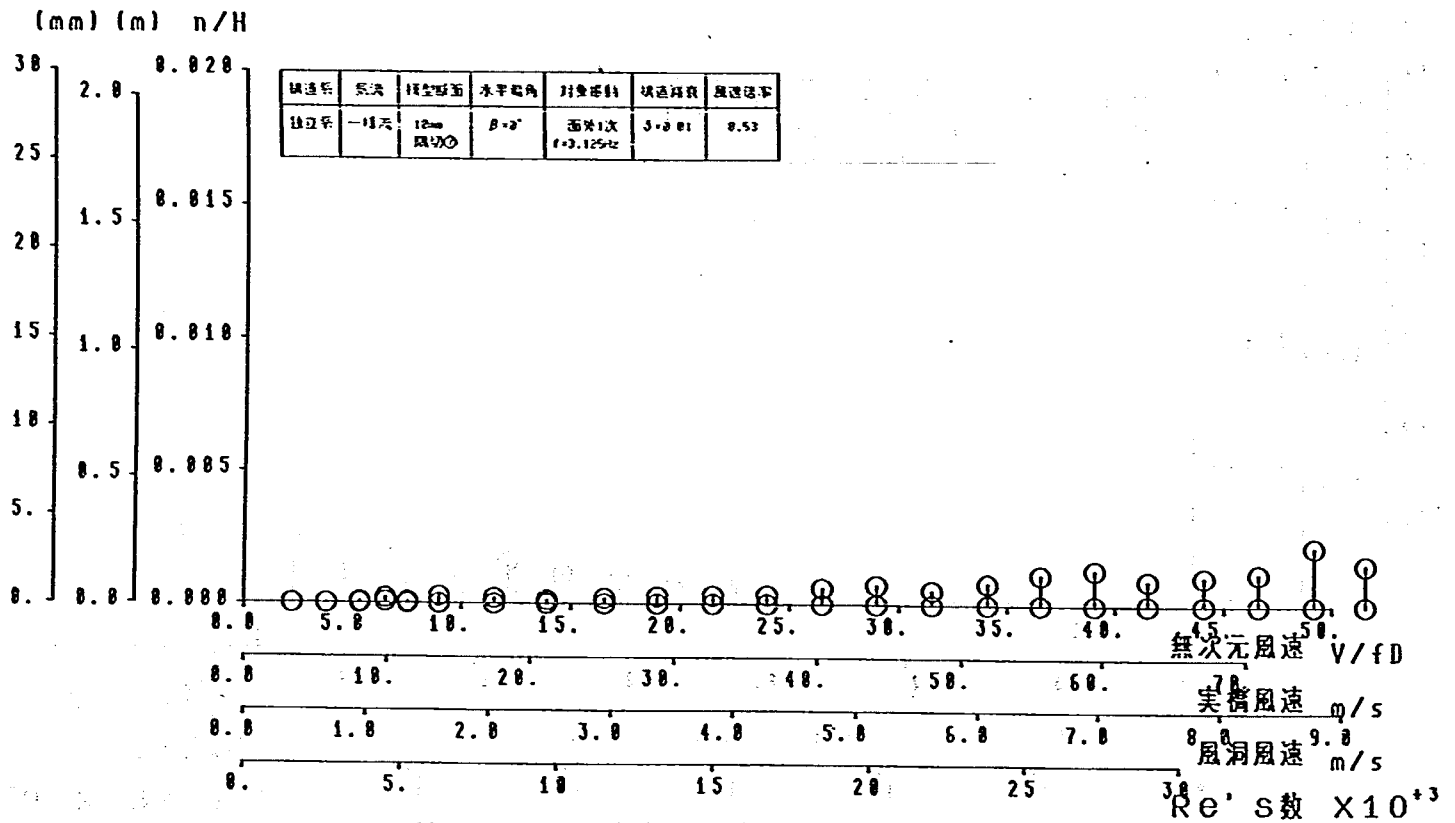
付図-1.30 振幅-風速曲線 <実験ケース22>



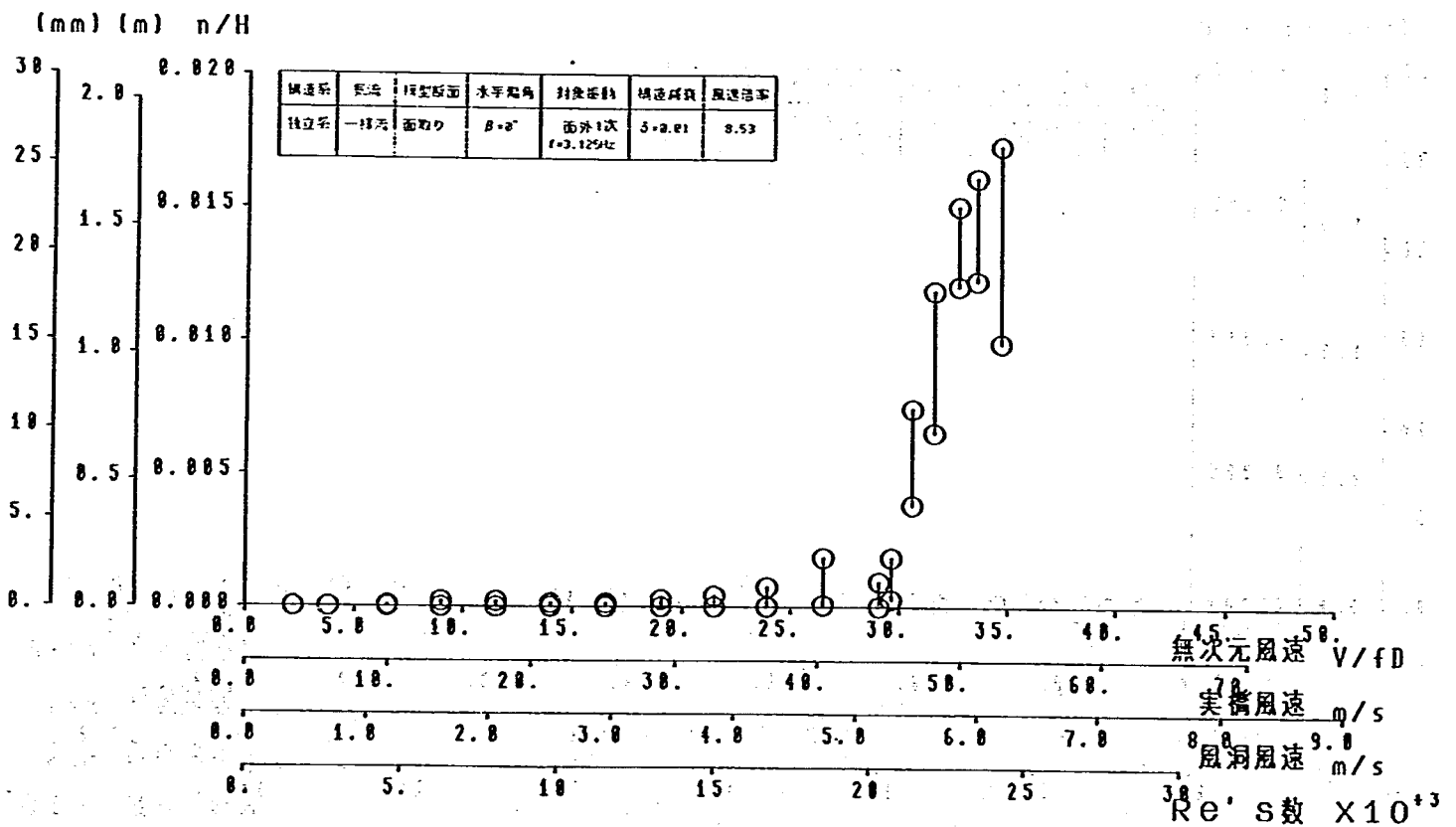
付図-1.31 振幅-風速曲線 <実験ケース23>



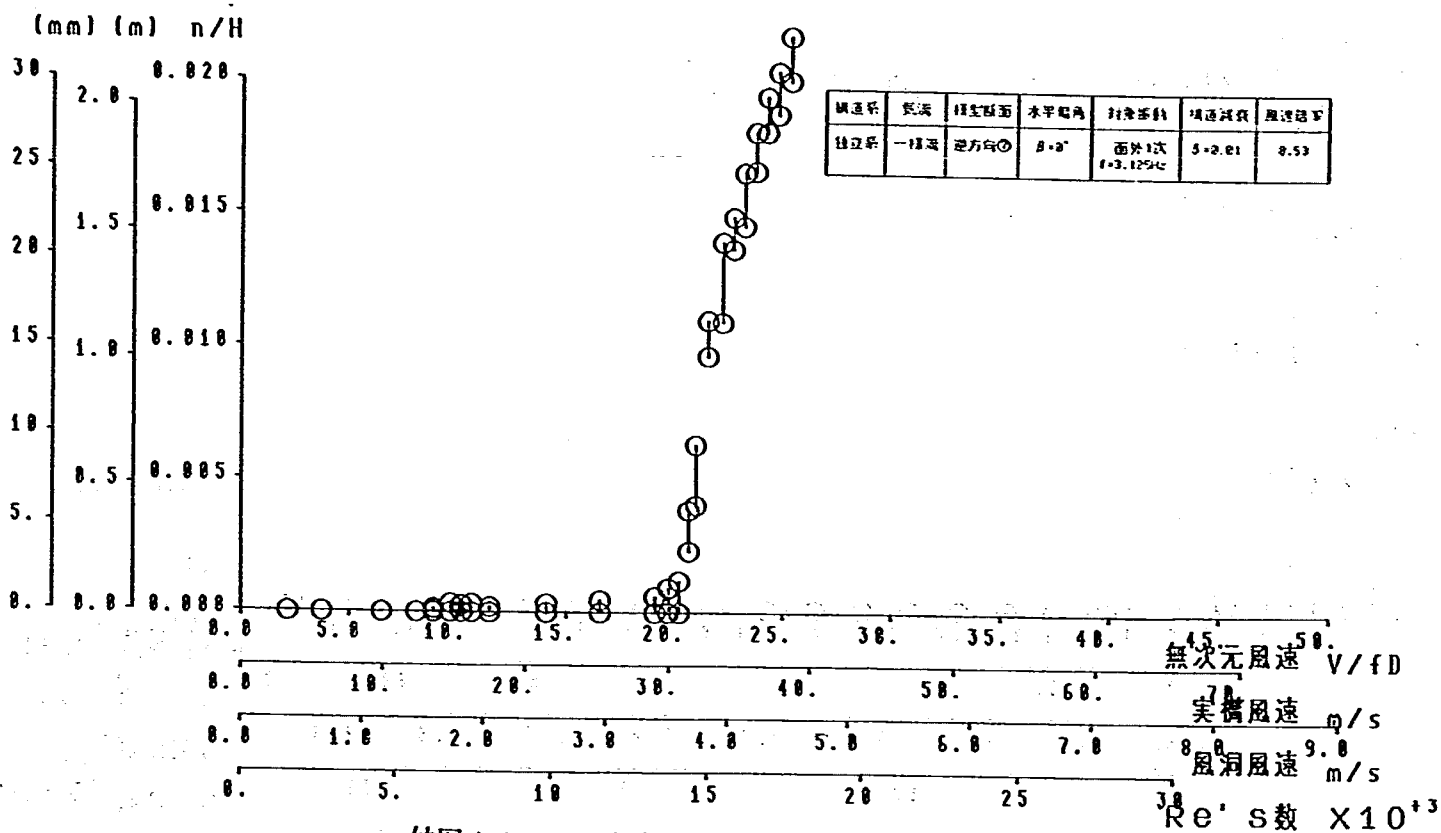
付図-1.32 振幅-風速曲線 <実験ケース24>



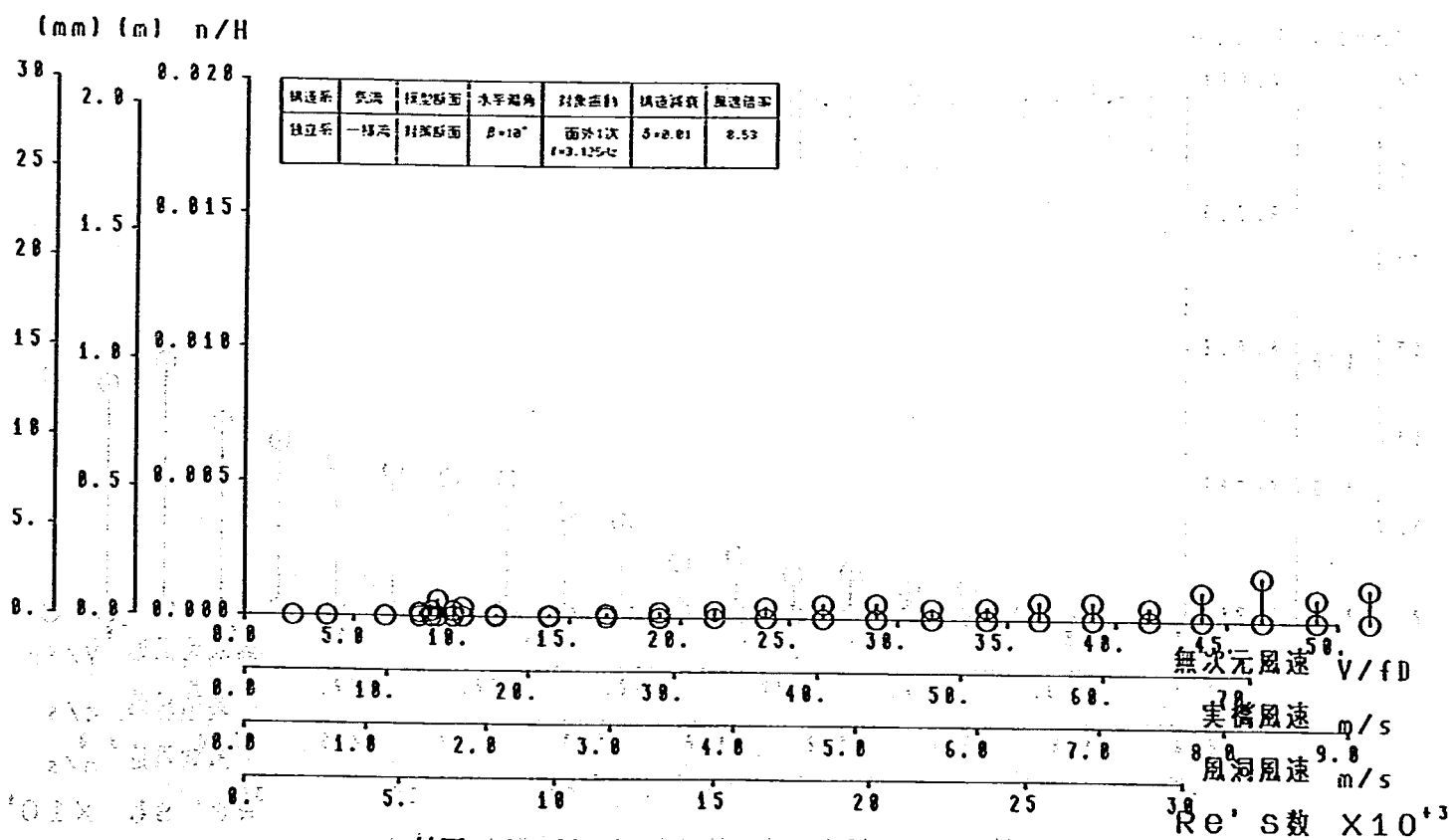
付図-1.33 振幅-風速曲線 <実験ケース25>



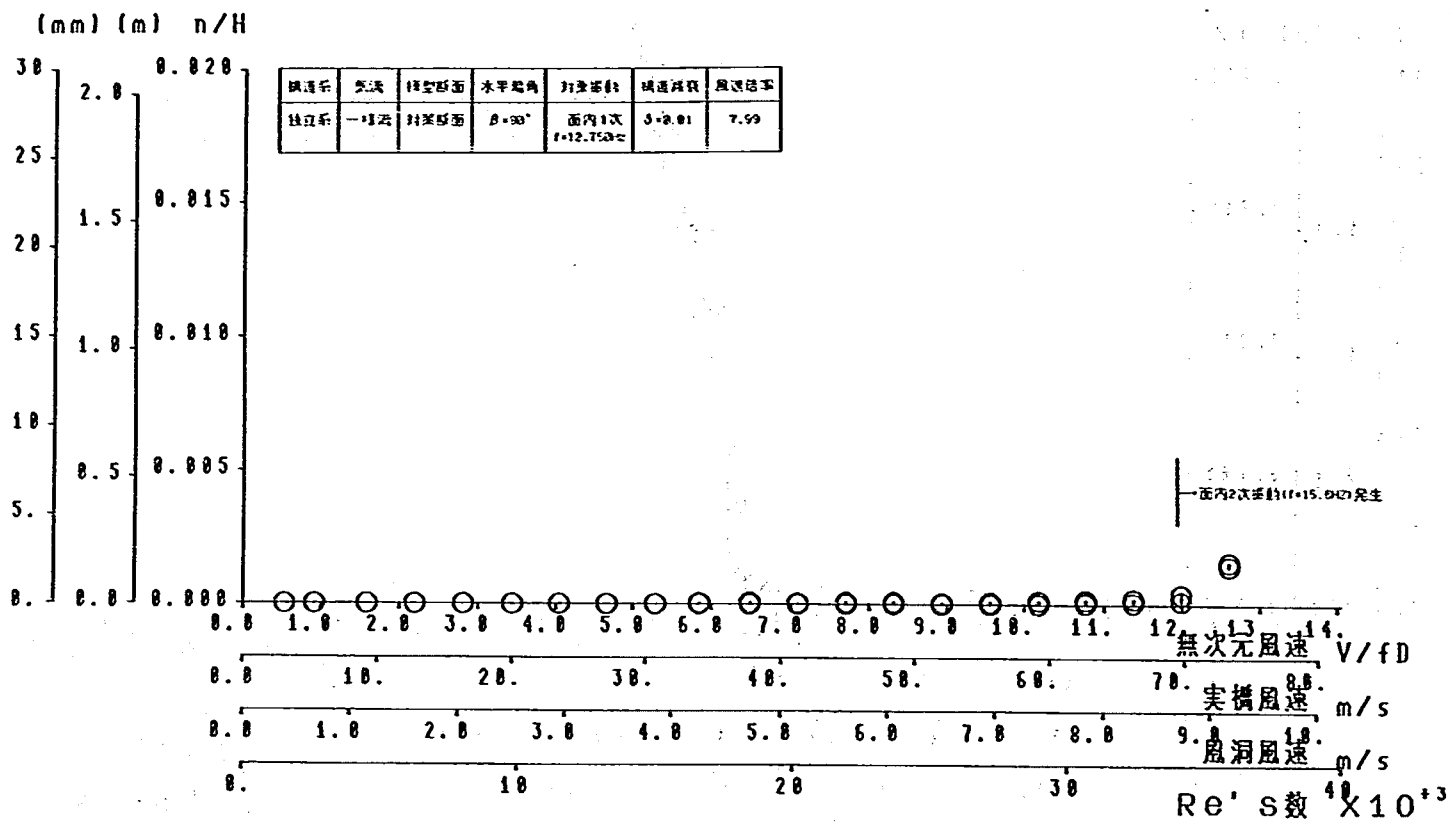
付図-1.34 振幅-風速曲線 <実験ケース26>



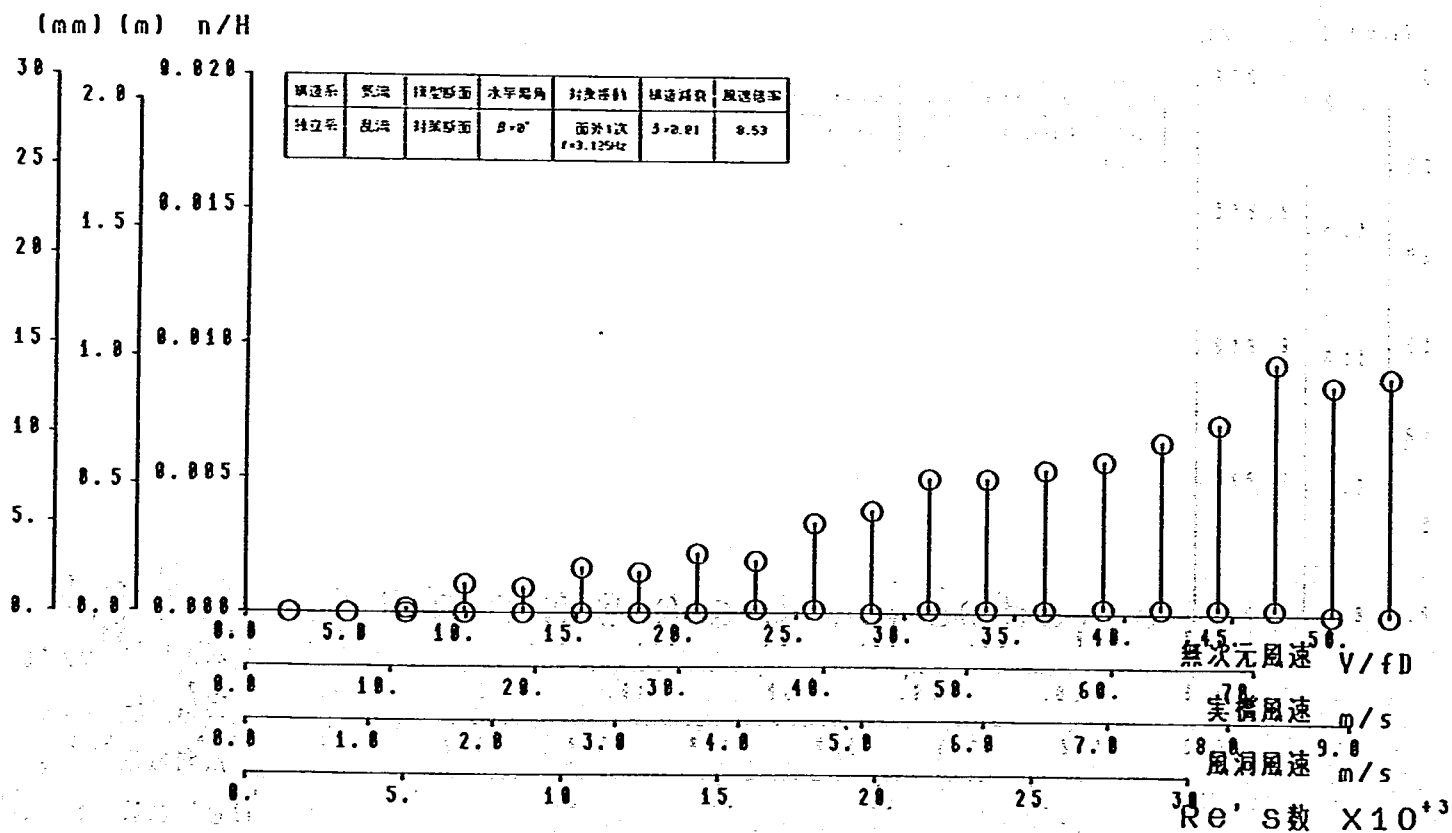
付図-1. 35 振幅-風速曲線 <実験ケース27>



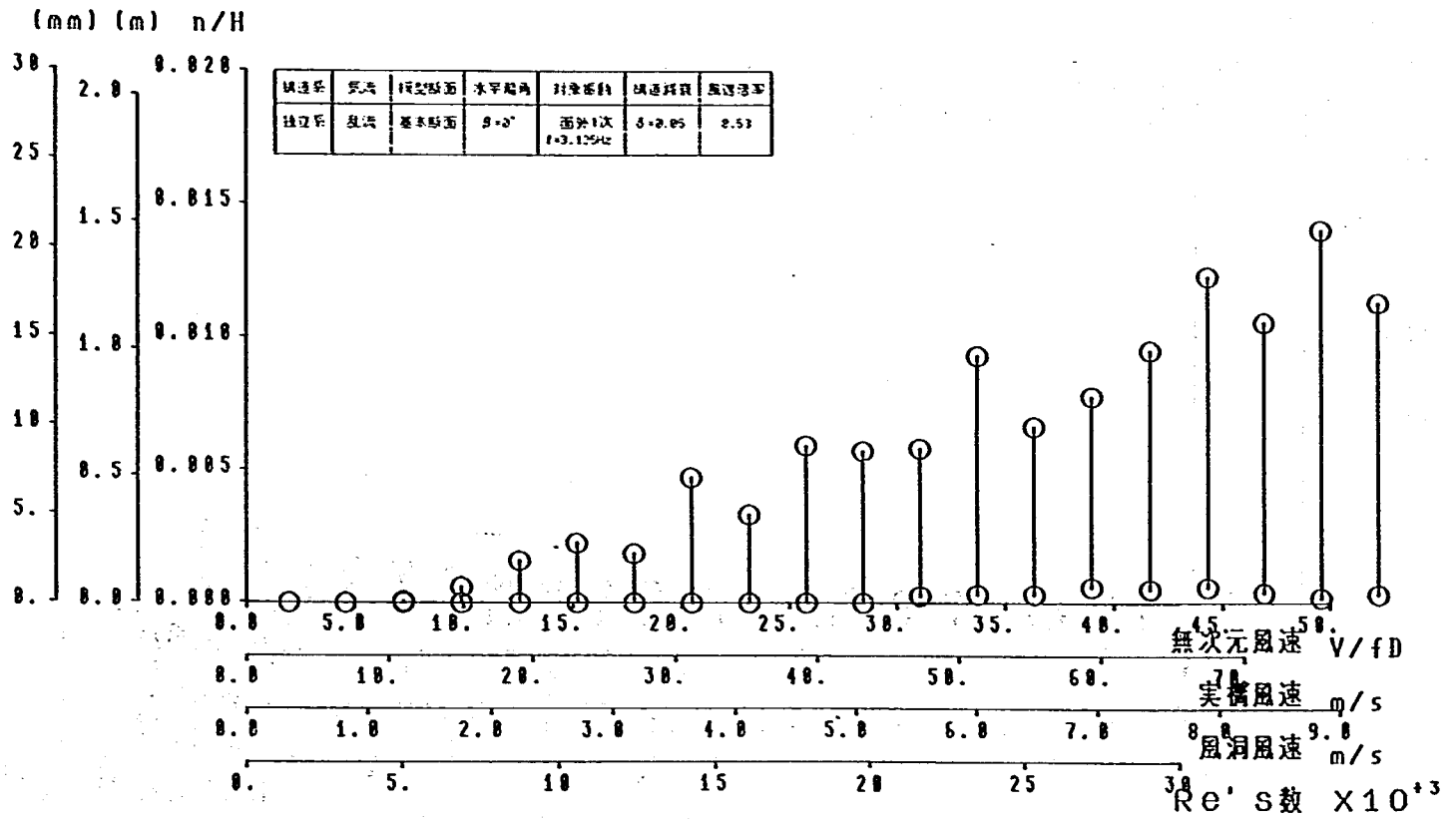
付図-1. 36 振幅-風速曲線 <実験ケース28>



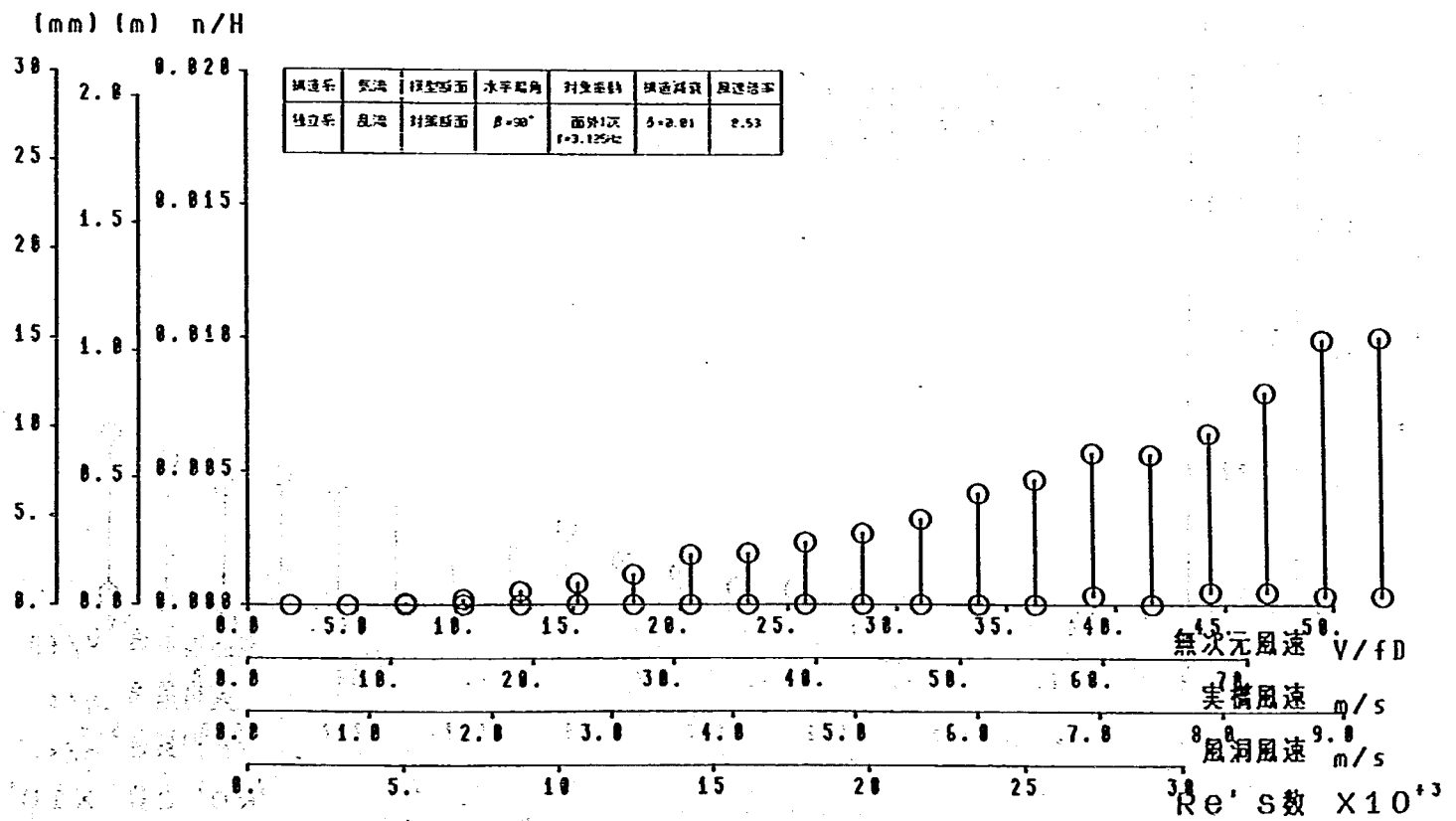
付図-1. 37 振幅-風速曲線 <実験ケース29>



付図-1. 38 振幅-風速曲線 <実験ケース30>

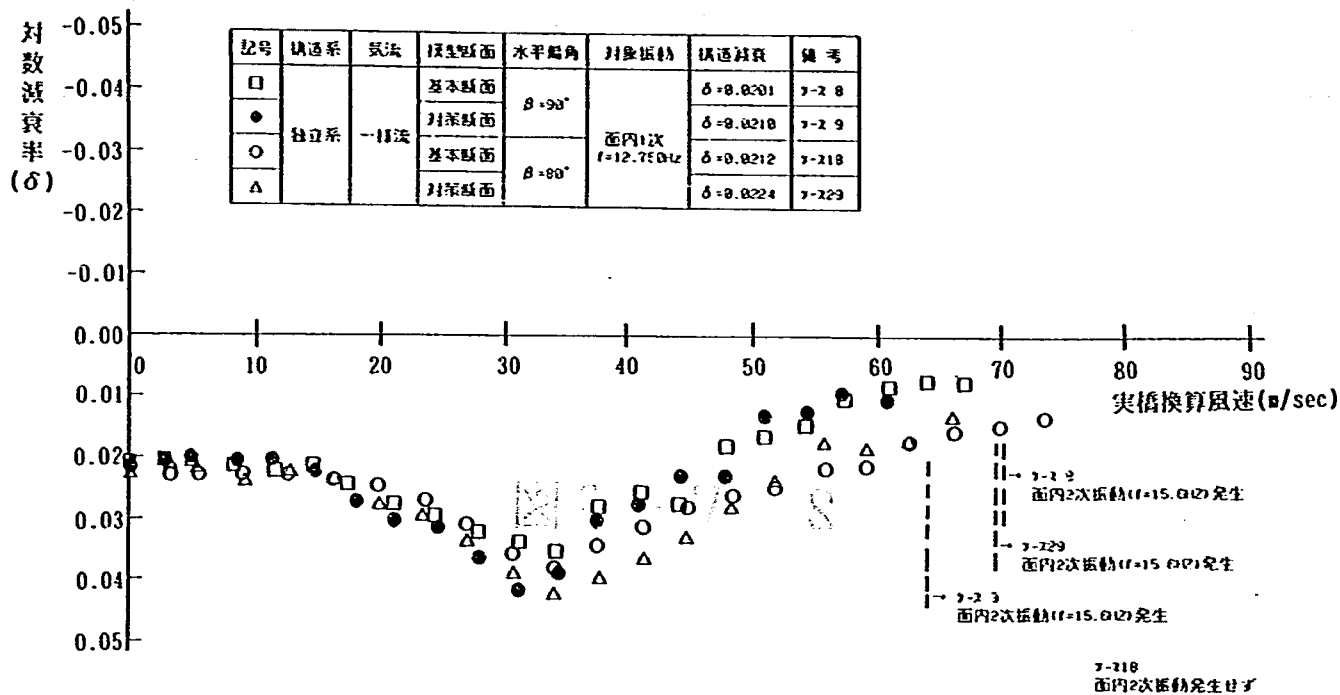


付図-1. 39 振幅-風速曲線 <実験ケース31>

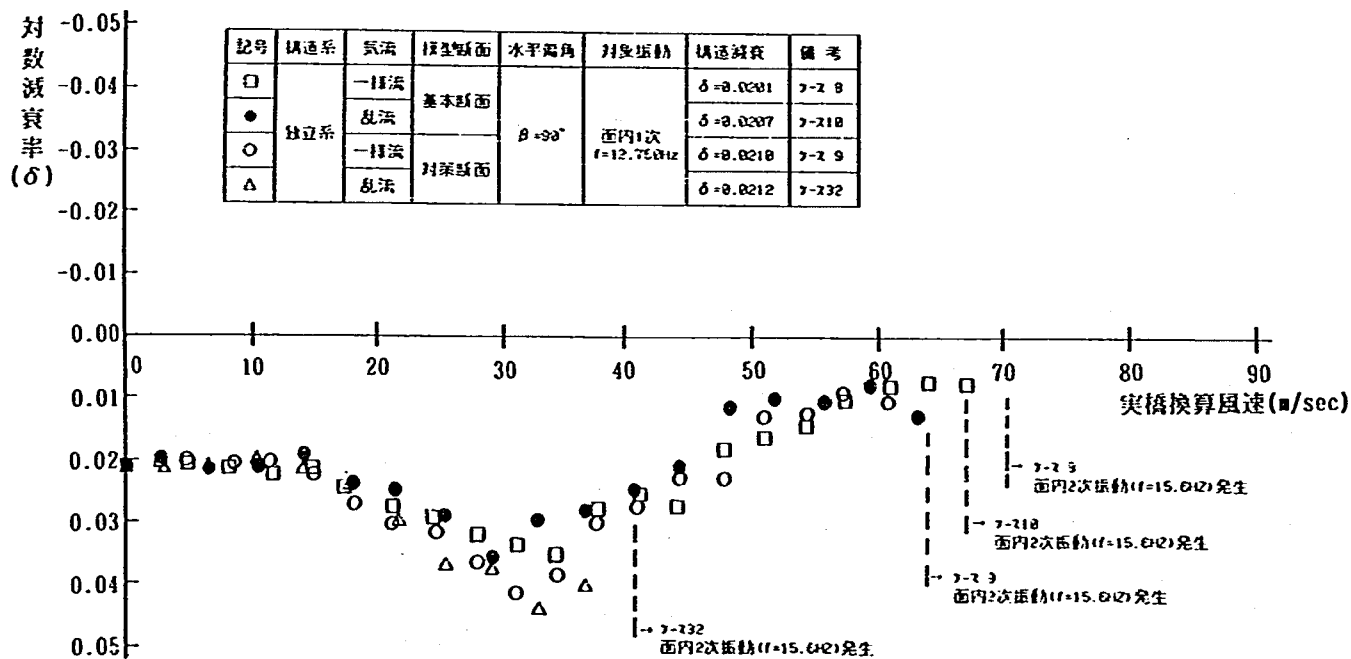


付図-1. 40 振幅-風速曲線 <実験ケース32>

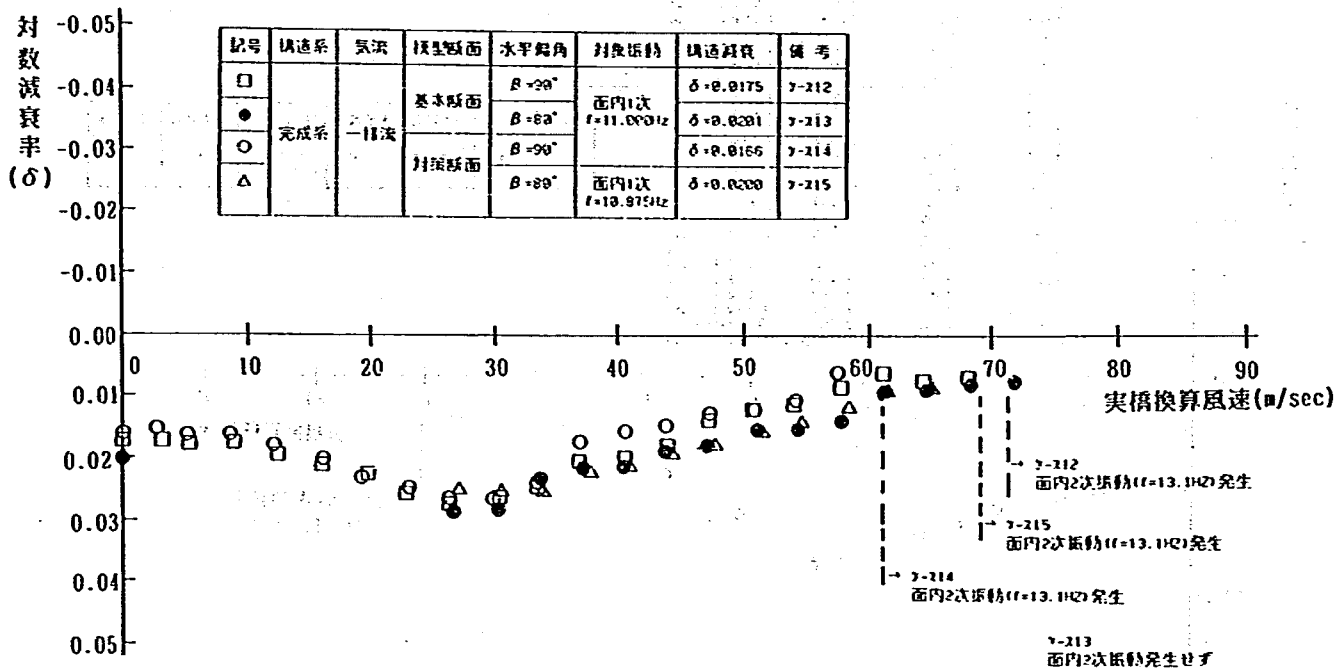
2. $V - \delta$ 図



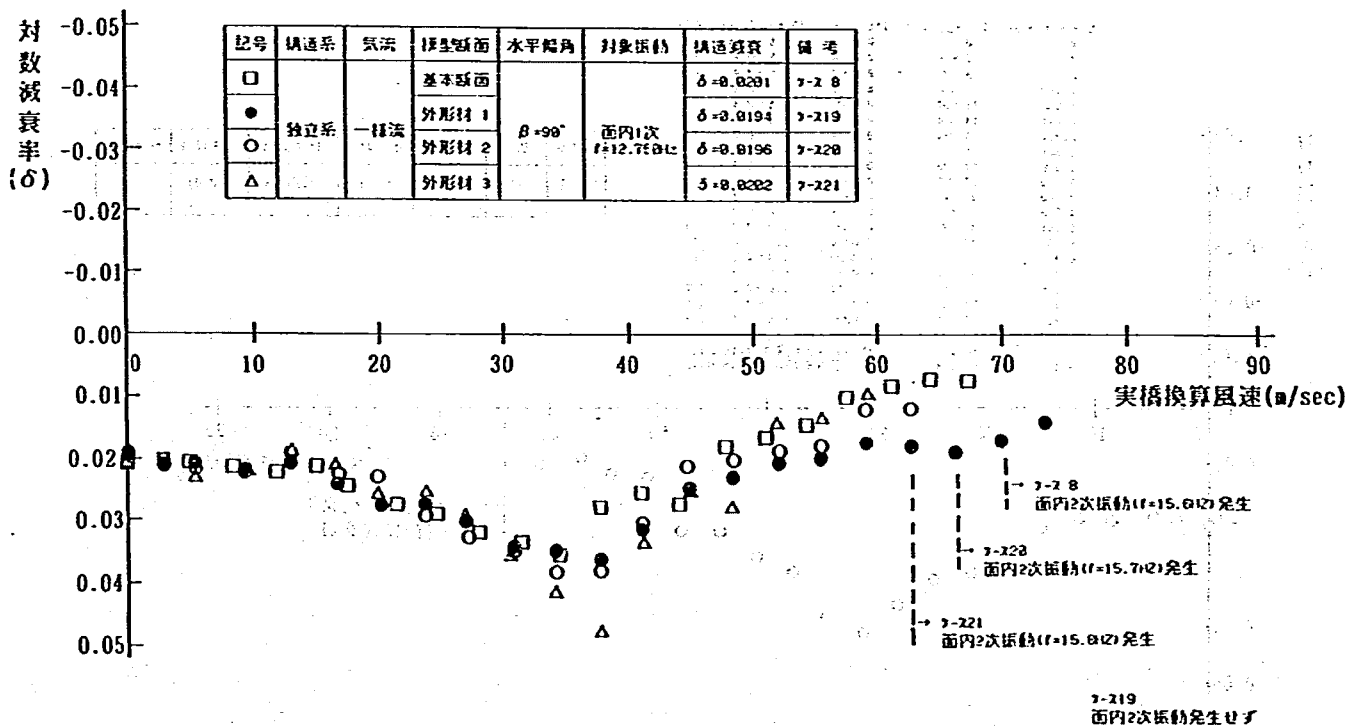
付図-2.1 振幅-風速曲線 <空力対策・水平偏角の影響>



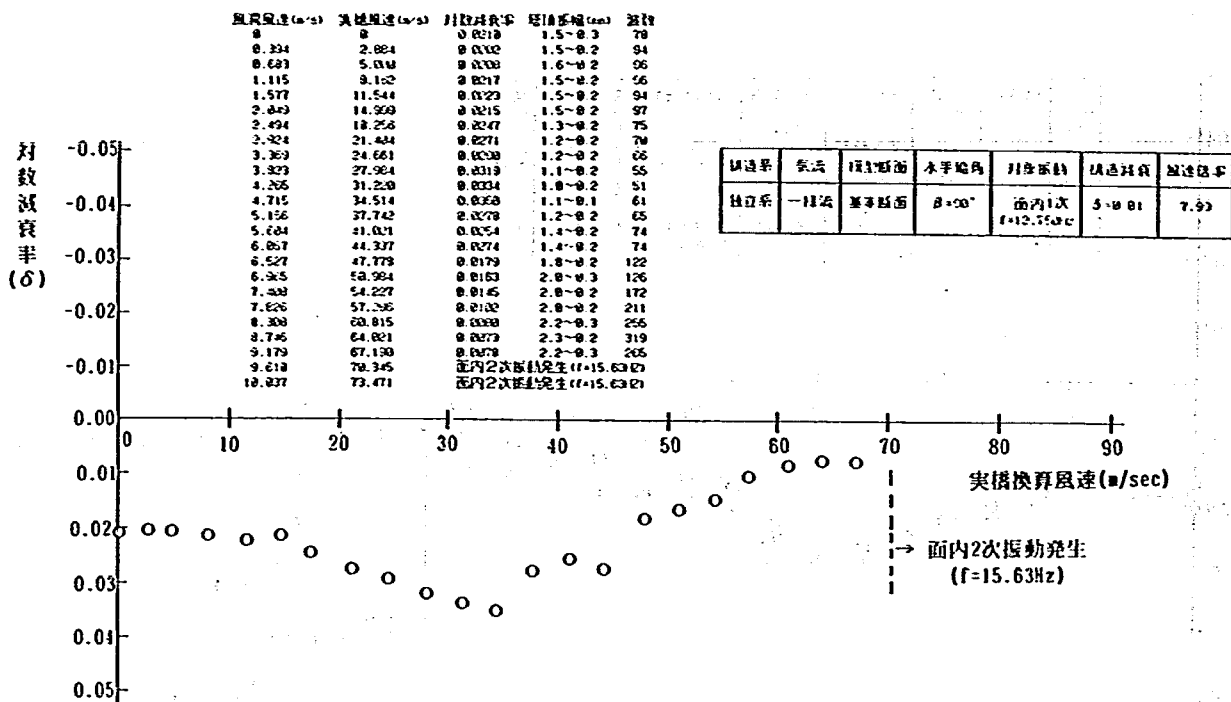
付図-2.2 振幅-風速曲線 <気流の影響>



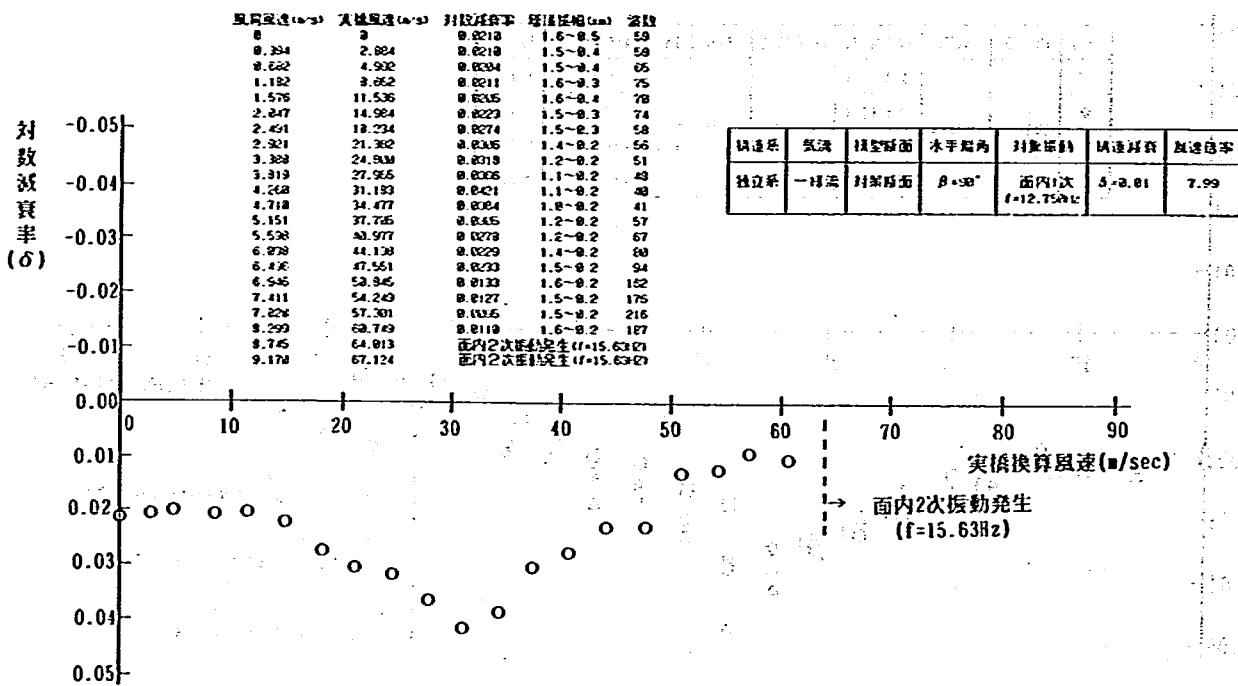
付図-2.3 振幅-風速曲線 <外形材の影響>



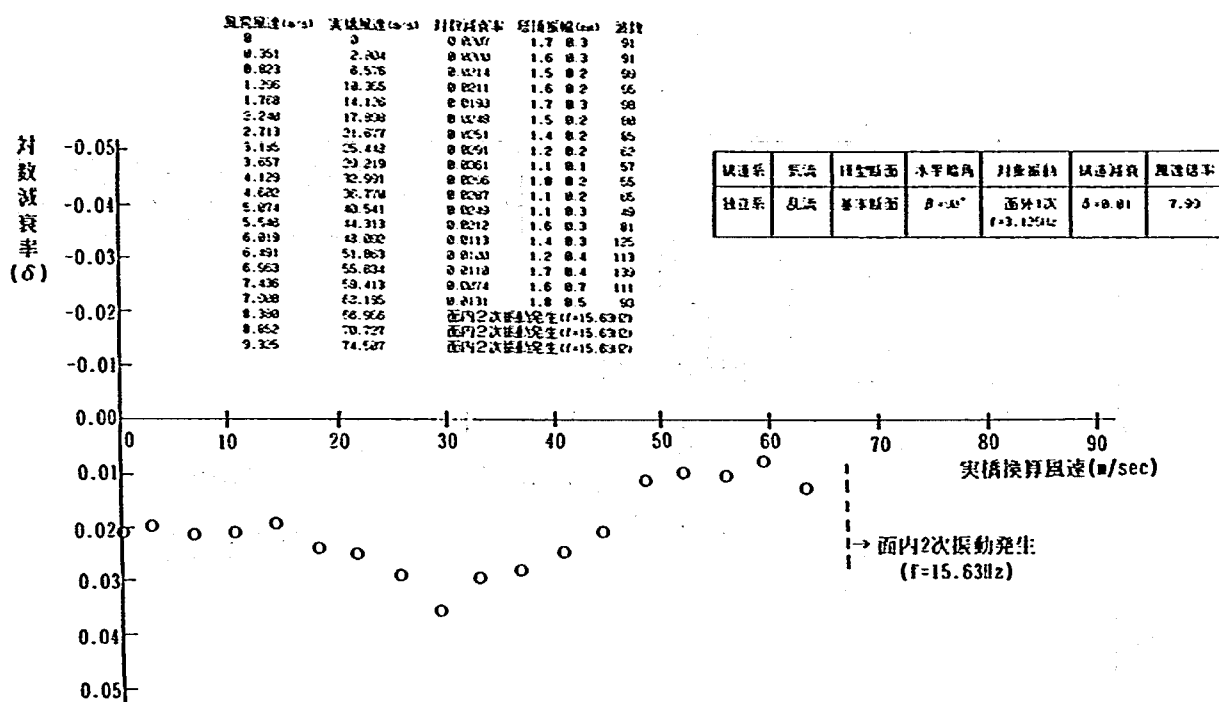
付図-2.4 振幅-風速曲線 <空力対策・水平偏角の影響>



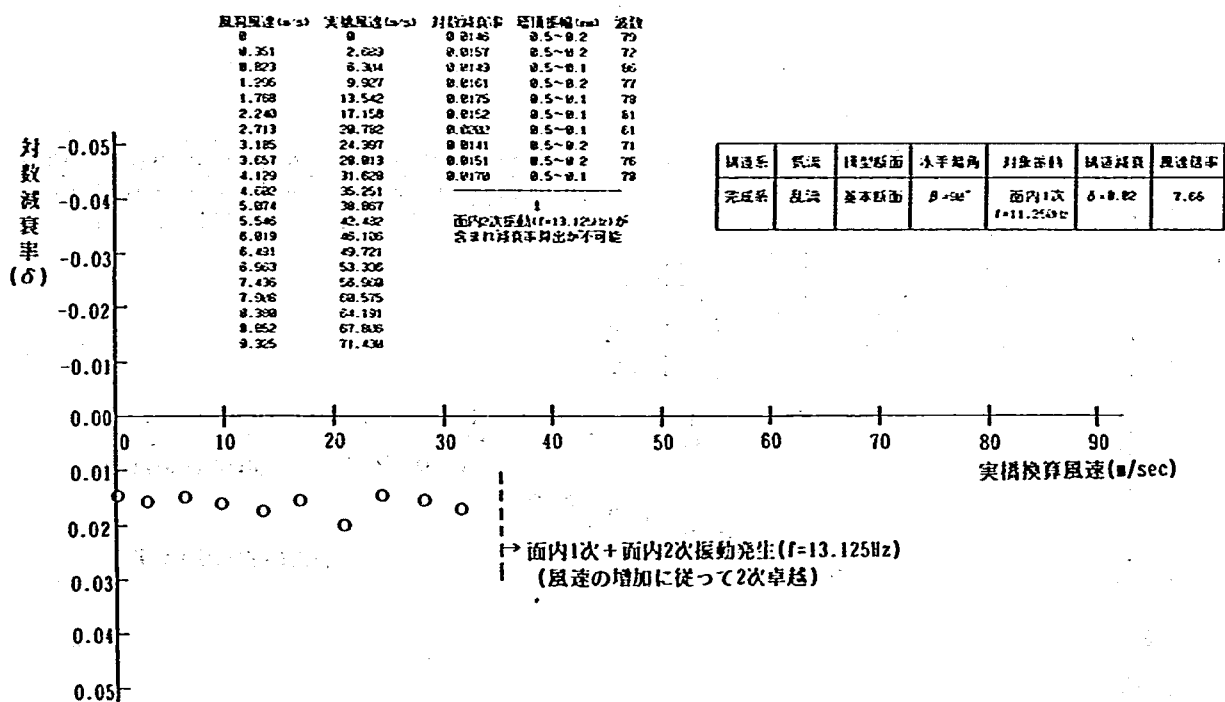
付図-2.5 振幅-風速曲線 <実験ケース8>



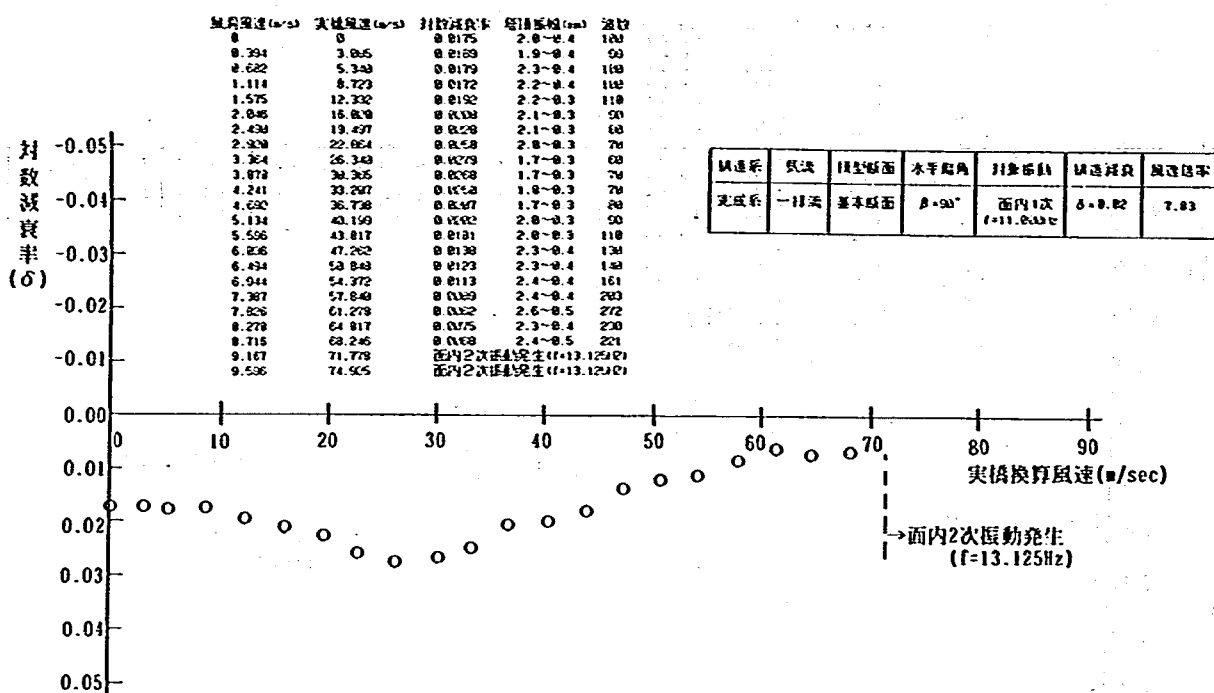
付図-2.6 振幅-風速曲線 <実験ケース9>



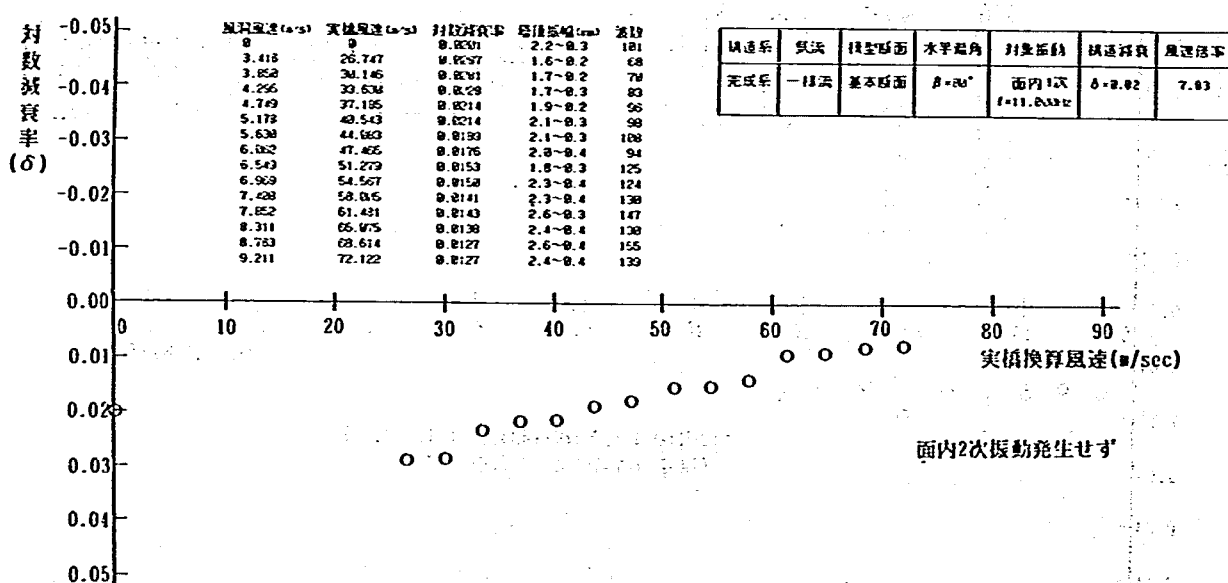
付図-2.7 振幅-風速曲線 <実験ケース10>



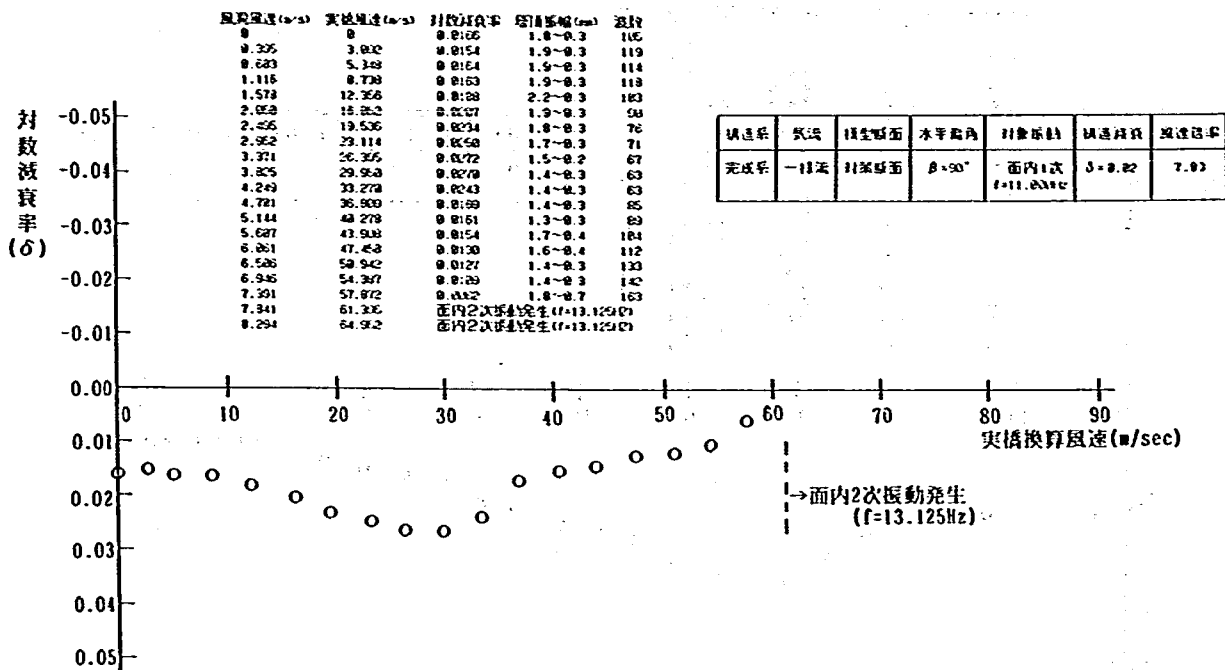
付図-2.8 振幅-風速曲線 <実験ケース11>



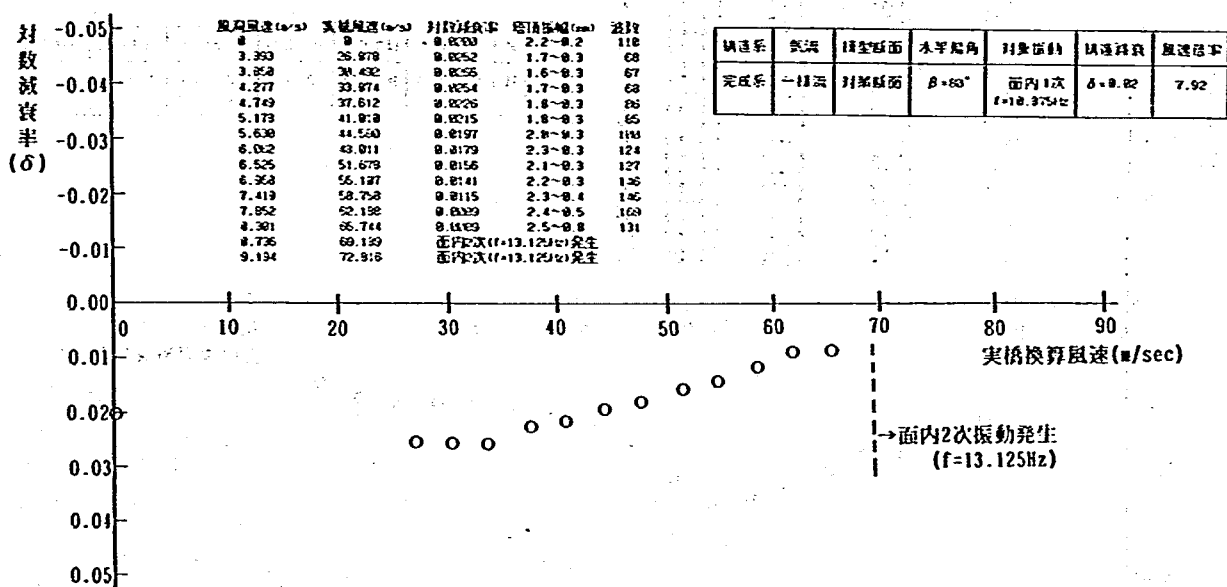
付図-2.9 振幅-風速曲線 <実験ケース12>



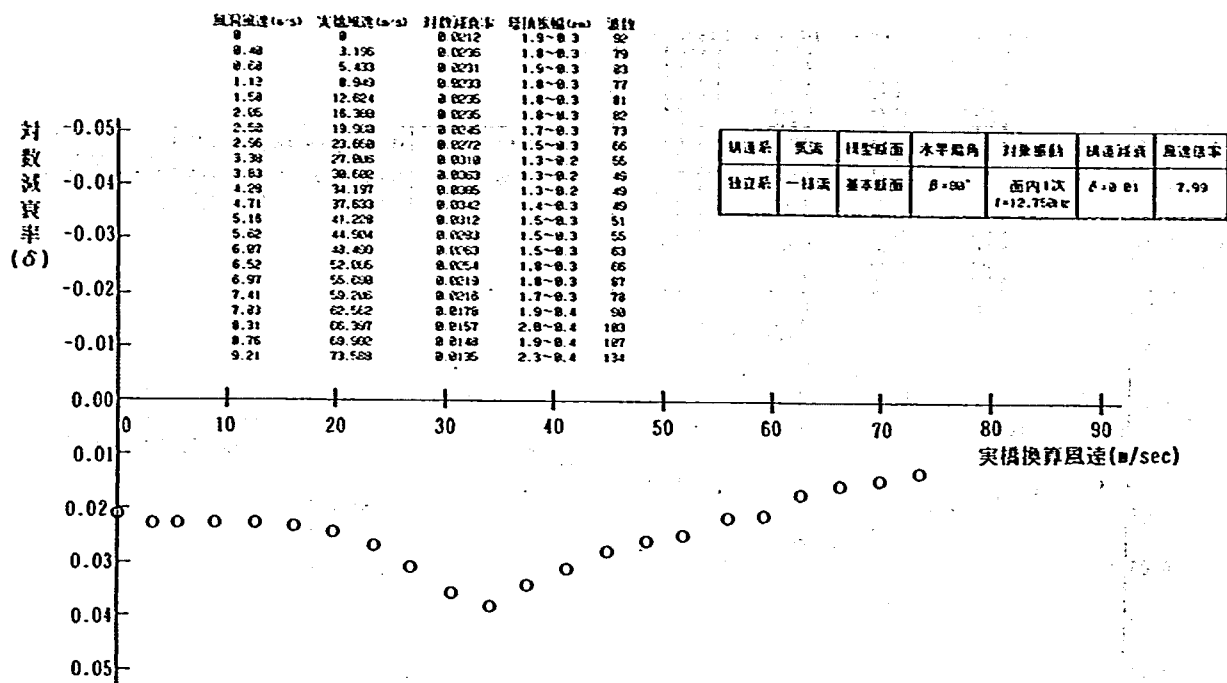
付図-2.10 振幅-風速曲線 <実験ケース13>



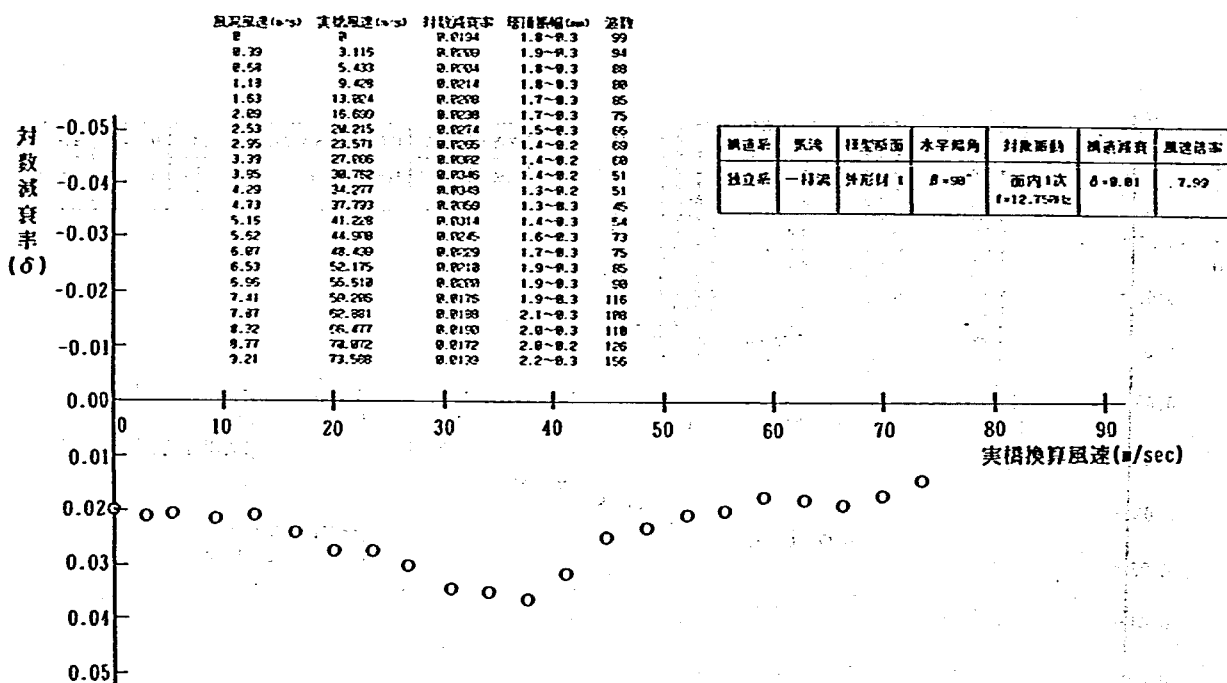
付図-2.11 振幅-風速曲線 <実験ケース14>



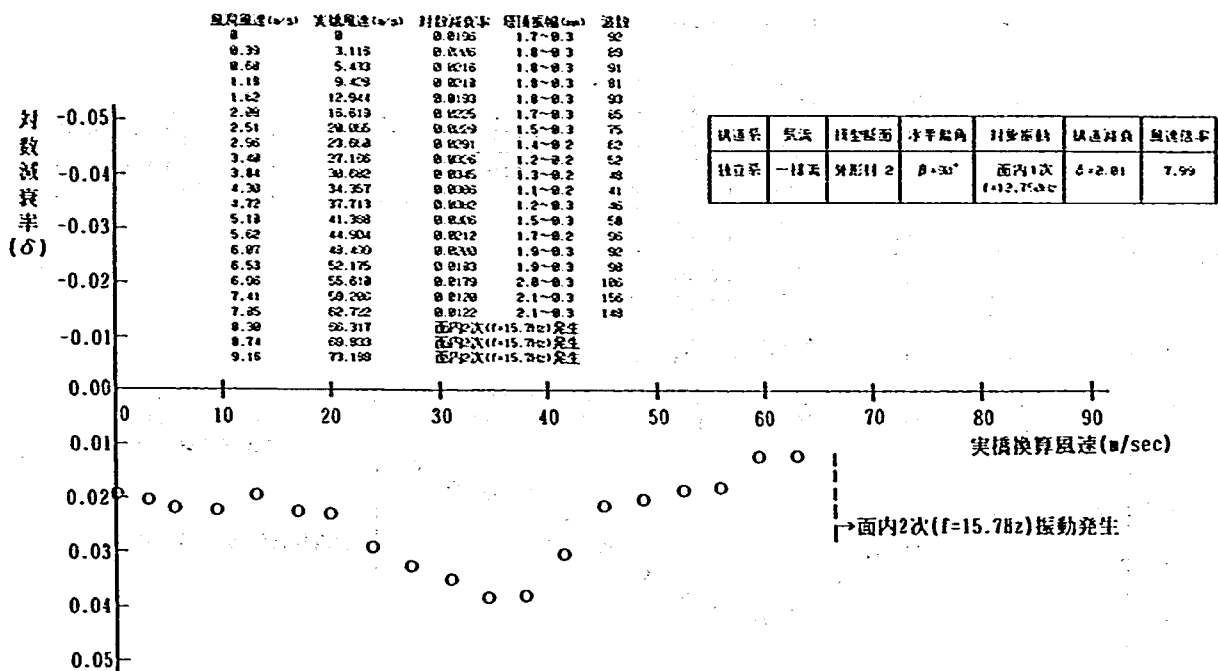
付図-2.12 振幅-風速曲線 <実験ケース15>



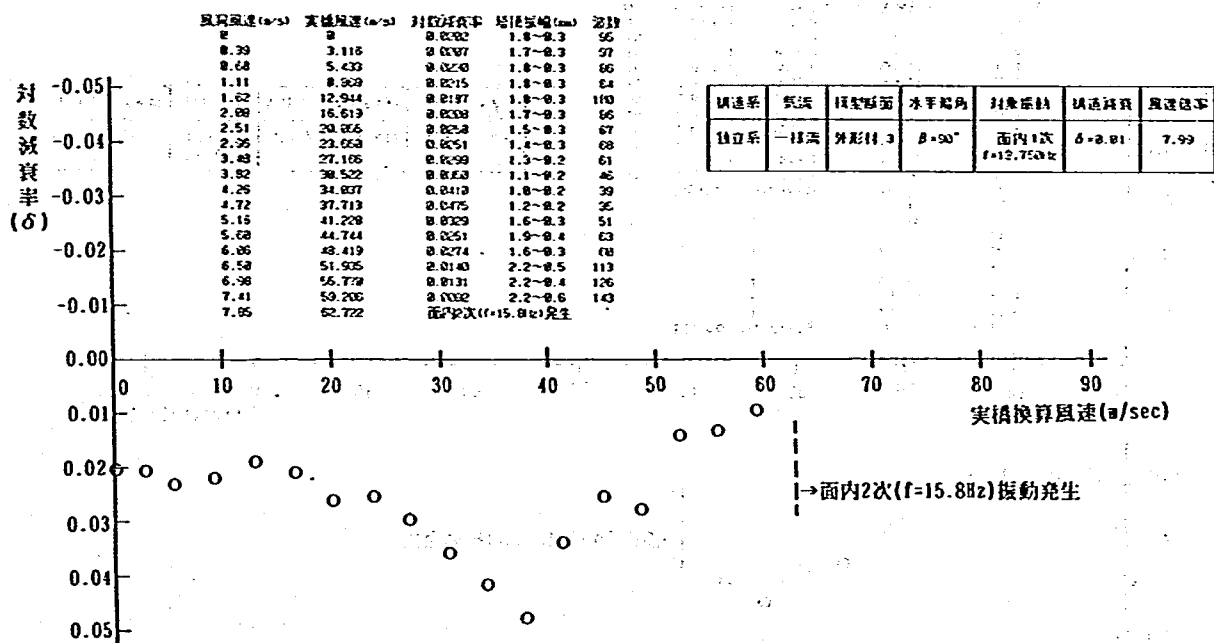
付図-2.13 振幅-風速曲線 <実験ケース18>



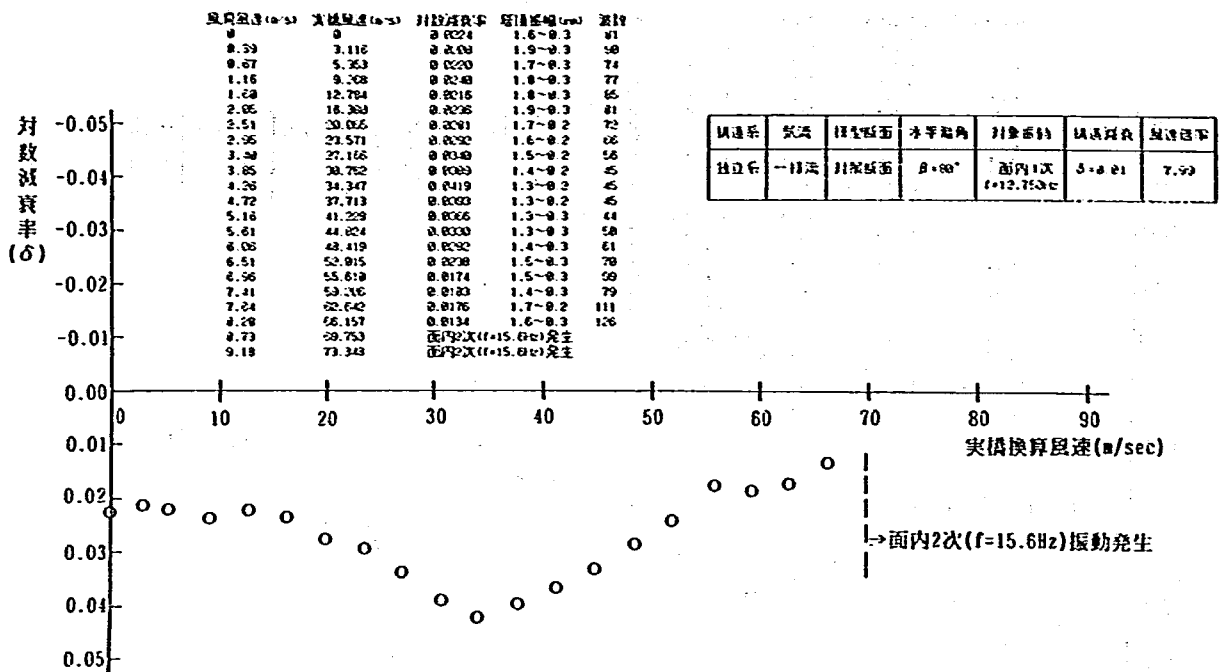
付図-2.14 振幅-風速曲線 <実験ケース19>



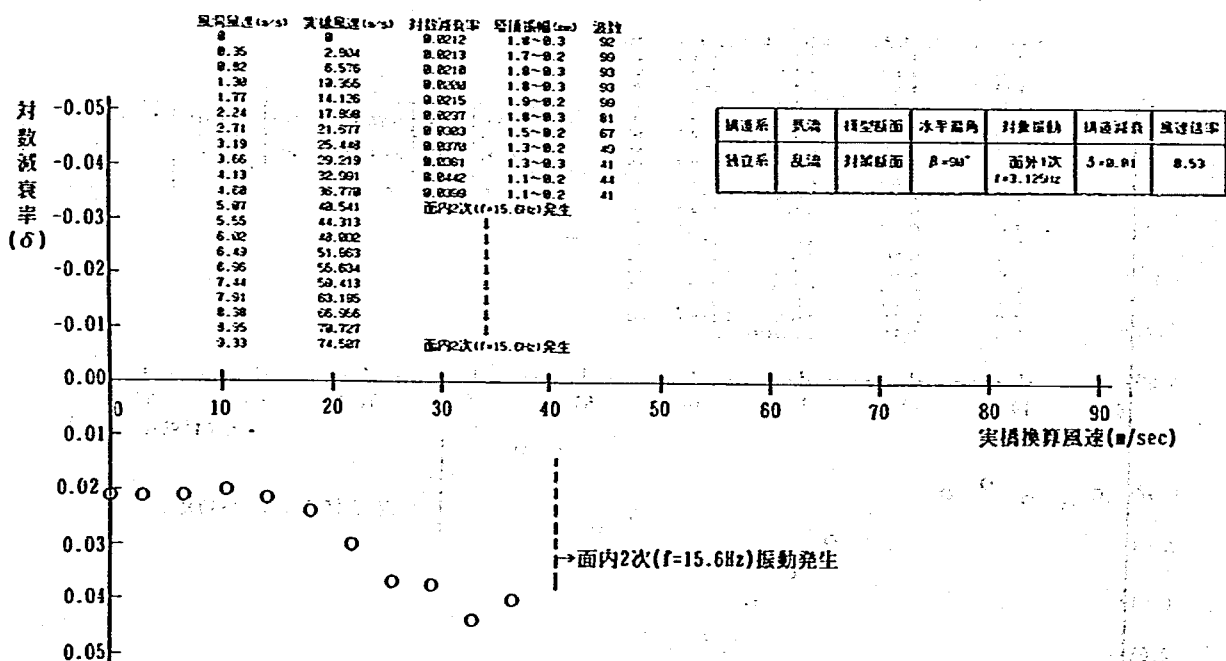
付図-2. 15 振幅-風速曲線 <実験ケース20>



付図-2. 16 振幅-風速曲線 <実験ケース21>



付図-2.17 振幅-風速曲線 <実験ケース29>



付図-2.18 振幅-風速曲線 <実験ケース32>

的利率政策, 是农村金融改革中的一项重要内容。农村金融改革中利率政策的变化, 对农村金融的发展产生了深远的影响。在计划经济时期, 农村金融实行的是低利率政策, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在改革开放以后, 农村金融实行了利率市场化改革, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在 2008 年金融危机以后, 农村金融实行了利率管制政策, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在 2015 年以后, 农村金融实行了利率市场化改革, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在 2020 年以后, 农村金融实行了利率管制政策, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在 2025 年以后, 农村金融实行了利率市场化改革, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在 2030 年以后, 农村金融实行了利率管制政策, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在 2035 年以后, 农村金融实行了利率市场化改革, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在 2040 年以后, 农村金融实行了利率管制政策, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在 2045 年以后, 农村金融实行了利率市场化改革, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在 2050 年以后, 农村金融实行了利率管制政策, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在 2055 年以后, 农村金融实行了利率市场化改革, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在 2060 年以后, 农村金融实行了利率管制政策, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在 2065 年以后, 农村金融实行了利率市场化改革, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在 2070 年以后, 农村金融实行了利率管制政策, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在 2075 年以后, 农村金融实行了利率市场化改革, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在 2080 年以后, 农村金融实行了利率管制政策, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在 2085 年以后, 农村金融实行了利率市场化改革, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在 2090 年以后, 农村金融实行了利率管制政策, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在 2095 年以后, 农村金融实行了利率市场化改革, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。在 2100 年以后, 农村金融实行了利率管制政策, 这有利于农村金融的发展, 但也导致了农村金融的长期亏损。

3. 模型图

本文构建了一个农村金融发展的模型, 该模型描述了农村金融发展的过程。模型中, 农村金融的发展受到政策、市场、技术、人才、资金等因素的影响。政策因素包括利率政策、信贷政策、监管政策等; 市场因素包括农村金融市场的竞争程度、农村金融市场的开放程度等; 技术因素包括农村金融技术的应用程度、农村金融技术的创新能力等; 人才因素包括农村金融人才的培养程度、农村金融人才的知识水平等; 资金因素包括农村金融资金的来源、农村金融资金的使用效率等。模型中, 农村金融的发展是一个动态的过程, 随着时间的推移, 农村金融的发展会不断发生变化。模型中, 农村金融的发展是一个系统工程, 需要政策、市场、技术、人才、资金等因素的协同作用。模型中, 农村金融的发展是一个长期过程, 需要持续不断的投入和改革。模型中, 农村金融的发展是一个复杂过程, 需要深入的研究和探索。模型中, 农村金融的发展是一个充满挑战的过程, 需要克服各种困难和障碍。模型中, 农村金融的发展是一个充满希望的过程, 需要坚定信心, 勇往直前。模型中, 农村金融的发展是一个充满机遇的过程, 需要抓住机遇, 乘势而上。模型中, 农村金融的发展是一个充满活力的过程, 需要激发活力, 增强动力。模型中, 农村金融的发展是一个充满创造力的过程, 需要激发创造力, 增强创新能力。模型中, 农村金融的发展是一个充满韧性的过程, 需要增强韧性, 提高抗风险能力。模型中, 农村金融的发展是一个充满包容性的过程, 需要增强包容性, 促进社会公平正义。模型中, 农村金融的发展是一个充满责任的过程, 需要增强责任感, 履行社会责任。模型中, 农村金融的发展是一个充满使命的过程, 需要增强使命感, 为实现中华民族伟大复兴的中国梦而努力奋斗。

在模型中, 农村金融的发展是一个动态的过程, 随着时间的推移, 农村金融的发展会不断发生变化。模型中, 农村金融的发展是一个系统工程, 需要政策、市场、技术、人才、资金等因素的协同作用。模型中, 农村金融的发展是一个长期过程, 需要持续不断的投入和改革。模型中, 农村金融的发展是一个复杂过程, 需要深入的研究和探索。模型中, 农村金融的发展是一个充满挑战的过程, 需要克服各种困难和障碍。模型中, 农村金融的发展是一个充满希望的过程, 需要坚定信心, 勇往直前。模型中, 农村金融的发展是一个充满机遇的过程, 需要抓住机遇, 乘势而上。模型中, 农村金融的发展是一个充满活力的过程, 需要激发活力, 增强动力。模型中, 农村金融的发展是一个充满创造力的过程, 需要激发创造力, 增强创新能力。模型中, 农村金融的发展是一个充满韧性的过程, 需要增强韧性, 提高抗风险能力。模型中, 农村金融的发展是一个充满包容性的过程, 需要增强包容性, 促进社会公平正义。模型中, 农村金融的发展是一个充满责任的过程, 需要增强责任感, 履行社会责任。模型中, 农村金融的发展是一个充满使命的过程, 需要增强使命感, 为实现中华民族伟大复兴的中国梦而努力奋斗。

那珂川橋主塔の模型設計について

主塔独立時の実験において対象としたモードは、主塔の面内および面外方向の振動である。相似パラメータについては、本文の2.2.1においても述べたが、模型の設計に対し、縮尺および、振動数についてはレイノルズ数が 1×10^4 となるように配慮し、風速倍率を決定した。模型の設計において、振動数およびモード形状については、固有値解析により求めたが、入力として必要な剛性（曲げ剛性、伸び剛性、ねじり剛性）については相似則より決定される。しかしながら、剛性棒の断面を矩形にする限りにおいては、各剛性を同時に所要値に合わせることはできない。そのため、剛性を決定する各断面諸元（断面2次モーメント、断面積、ねじりモーメント）について感度分析を行った結果、次のような諸元が振動数、振動モードに影響することが明らかになった。

面外振動：断面2次モーメントが大きく影響する。ねじりモーメントもやや影響する。

面内振動：断面2次モーメントおよび断面積が大きく影響する。

従って、面外振動に対しては断面2次モーメントを所要値に合わせることでにより模型の振動特性をほぼ満足することができたが、面内振動に対しては断面積および断面2次モーメントを同時に所要値に合わせることはできず、断面2次モーメントのみを所要値に合わせると断面積が必要以上に大きくなってしまふ。そのため、所要の振動数、モード形状とは大きく異なる結果となり、剛性棒の断面に対し、何らかの補正を施す必要が生じた。

那珂川橋主塔の固有値解析においては、主塔形状を付図-3.2のようにモデル化しており、このうち部材②および④の曲げおよび伸び剛性を無限大としている。このため、これらの部材について断面積および断面2次モーメントを小さくすることにより部材③の断面積の影響を補うこととした。これはかなりの試行錯誤を必要としたが、主として1次モードを一致させようとしたため、1次と2次の風速倍率が異なる結果となり、特に完成系の1次と2次の振動数が近くなってしまった。従って、模型の設計において部材②および④の断面決定に際しては、より配慮が必要であったと思われる。

完成系については、面内方向の振動のみを対象としている。模型の質量については、主塔の外形材に新たに重りを付加することにより、完成系主塔面内1次モード（完成系7次モード）の等価質量と相似させた。モード形状は、主塔の剛性棒より水平方向にピアノ線を引き出し、コイルバネを設置することにより一致させた。このバネの設置位置およびバネ乗数は、モード形状を確認しながら、固有値解析を試行錯誤して決定した。

主塔独立系

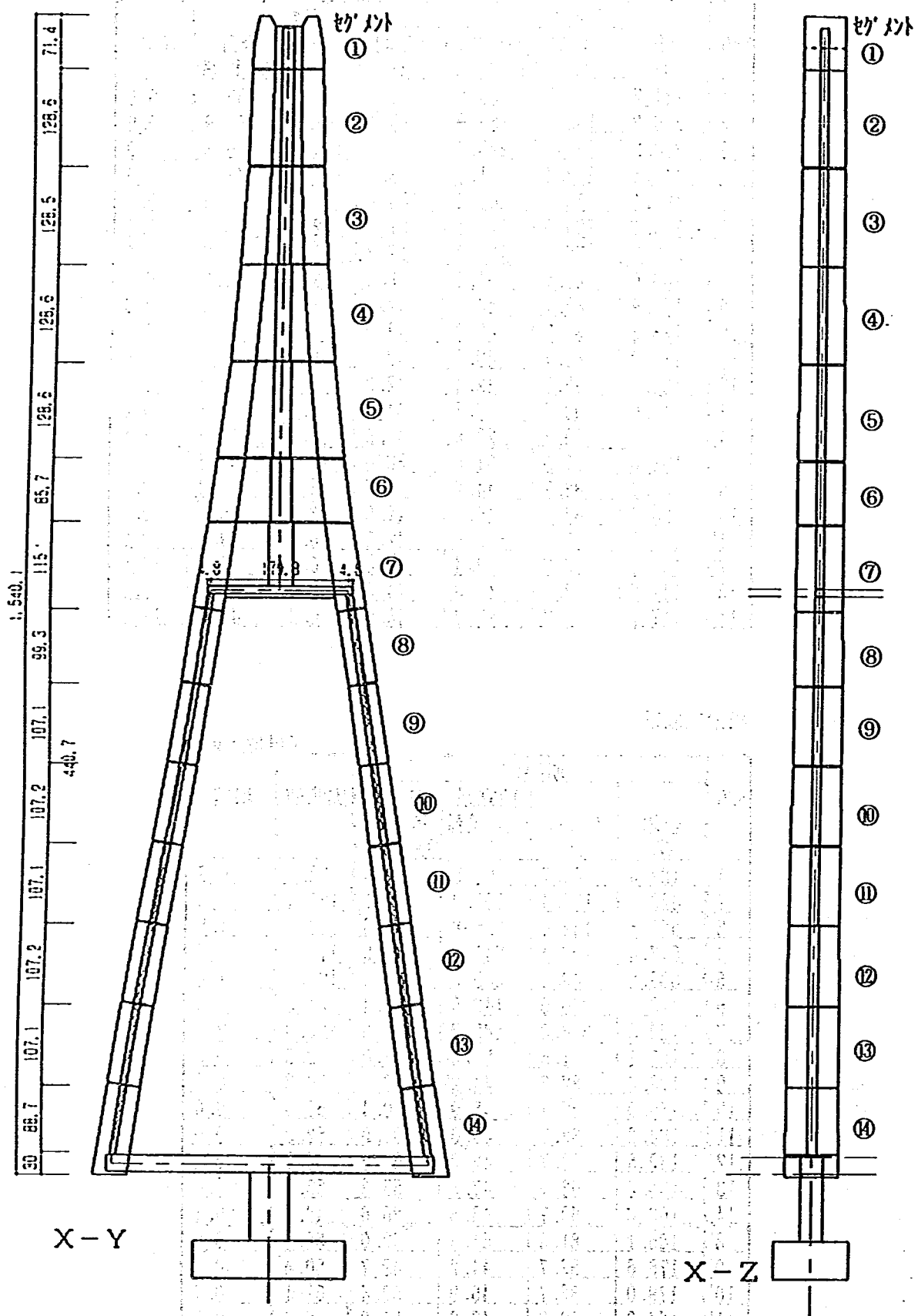
(単位: g)

SEG	所要値			実測値			誤差
	全体 ①	剛性棒 ②	付加重量 ③=①-②	外形材 ④	鉛 ⑤	合計 ⑥=④+⑤	
1	131.2	65.7	65.5	65.2	0.3	65.5	0.0
2	306.3	152.4	153.9	86.4	67.5	153.9	0.0
3	378.2	152.4	225.8	90.0	135.8	225.8	-0.0
4	443.5	202.4	241.1	98.9	142.2	241.1	0.0
5	495.1	249.6	245.5	106.9	138.6	245.5	0.0
6	340.1	200.0	140.1	97.3	42.7	140.0	-0.1
7	560.7	378.0	182.7	117.3	65.4	182.7	0.0
8	133.0	81.5	51.5	38.2	13.4	51.6	0.1
9	126.9	82.7	44.2	42.6	1.6	44.2	-0.0
10	128.6	82.7	45.9	42.9	3.0	45.9	-0.0
11	132.3	82.7	49.6	43.6	6.0	49.6	-0.0
12	136.1	93.7	42.4	42.3	0.0	42.3	-0.1
13	141.0	93.7	47.3	44.8	2.5	47.3	-0.0
14	117.7	90.7	27.0	46.5	0.0	46.5	19.5
8'	133.0	81.5	51.5	38.0	13.6	51.6	0.1
9'	126.9	82.7	44.2	41.2	3.0	44.2	-0.0
10'	128.6	82.7	45.9	42.0	3.9	45.9	-0.0
11'	132.3	82.7	49.6	42.9	6.7	49.6	-0.0
12'	136.1	93.7	42.4	42.4	0.0	42.4	-0.0
13'	141.0	93.7	47.3	44.3	3.0	47.3	-0.0
14'	117.7	90.7	27.0	46.9	0.0	46.9	19.9

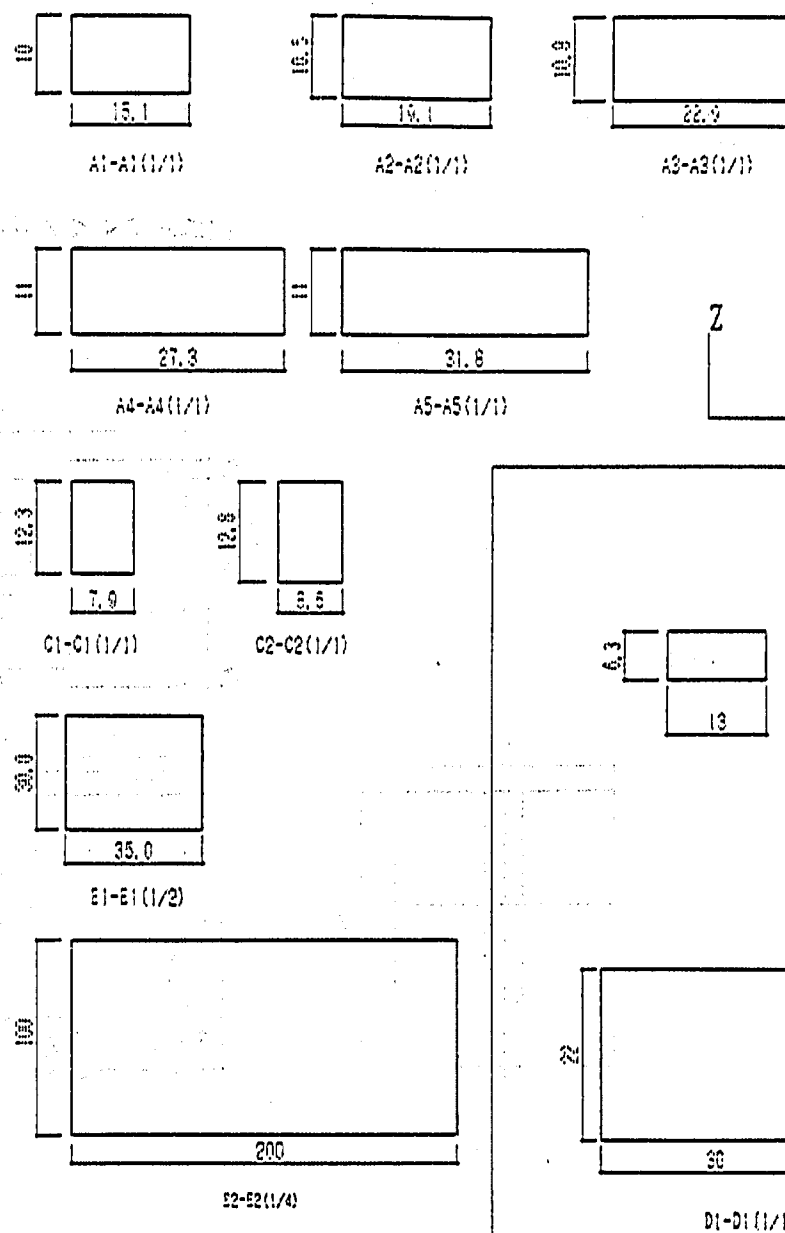
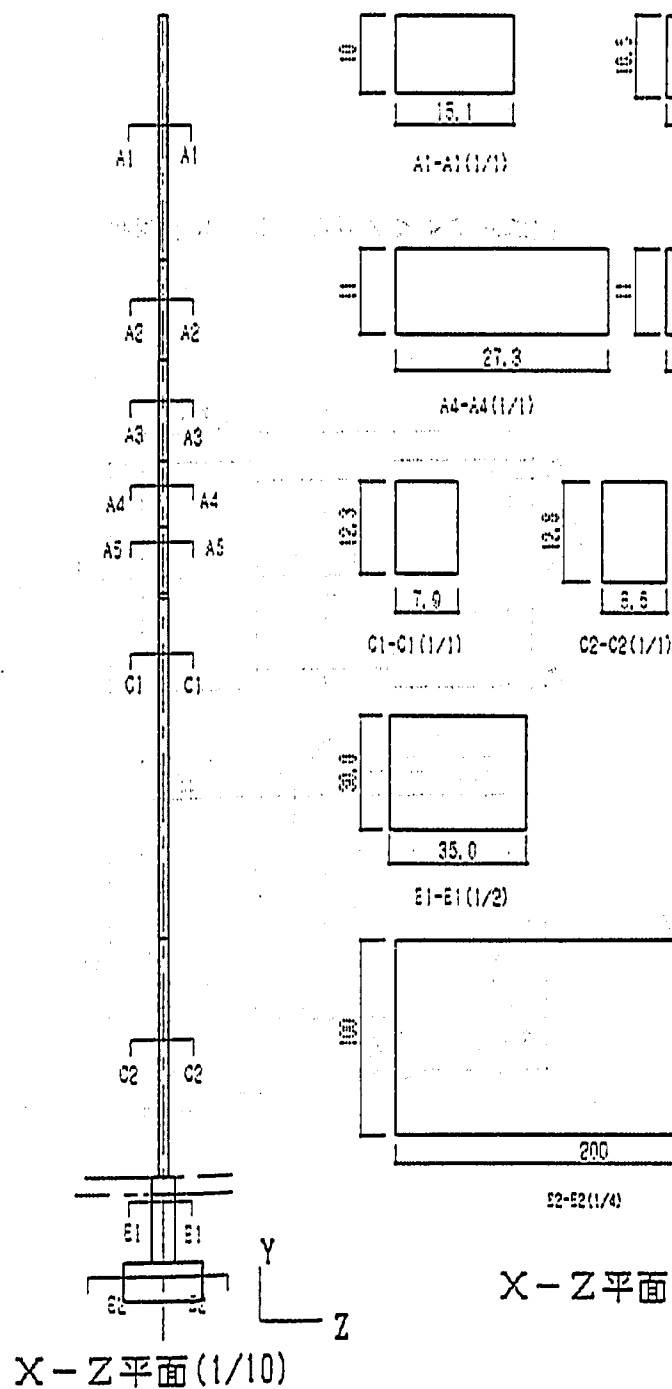
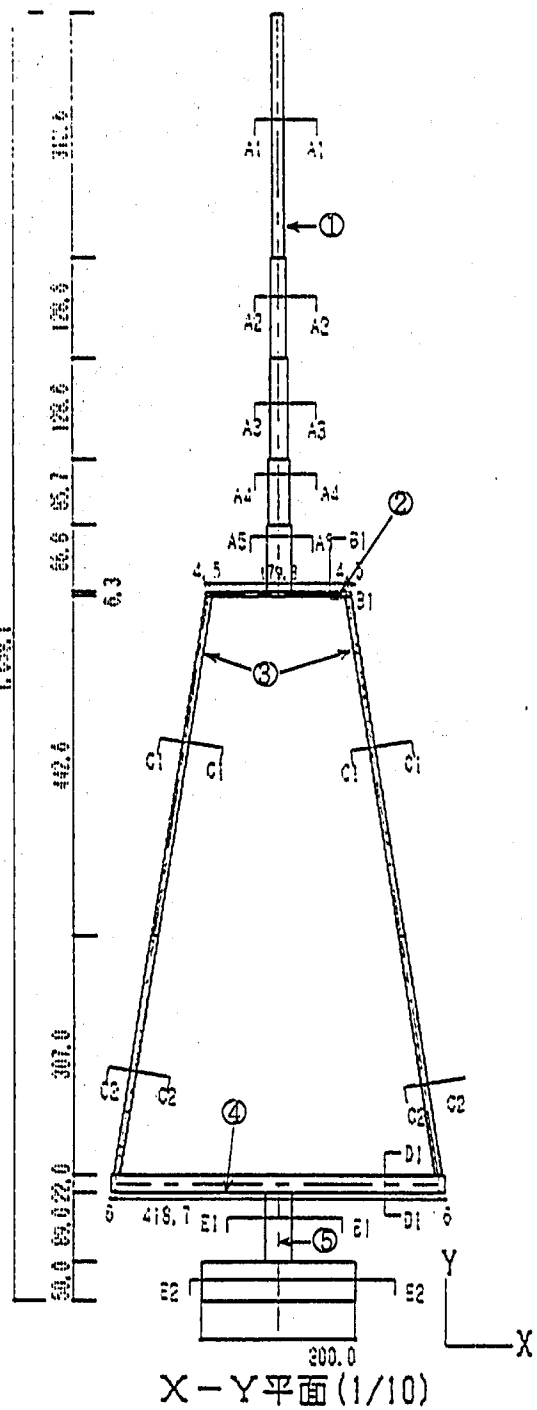
橋梁完成系

(単位: g)

SEG	所要値				実測値	誤差
	全体 ⑦	剛性棒 ②	独立系 付加重量 ③	完成系 追加鉛 ⑦-②-③		
1	182.6	65.7	65.5	51.4	52.2	0.8
2	426.4	152.4	153.9	120.1	121.4	1.3
3	526.5	152.4	225.8	148.3	149.8	1.5
4	617.4	202.4	241.1	173.9	175.7	1.8
5	689.2	249.6	245.5	194.1	195.9	1.8
6	473.4	200.0	140.0	133.4	134.9	1.5
7	780.5	378.0	182.7	219.8	222.0	2.2
8	185.1	81.5	51.6	52.0	52.8	0.8
9	176.6	82.7	44.2	49.7	50.3	0.6
10	179.0	82.7	45.9	50.4	51.0	0.6
11	184.2	82.7	49.6	51.9	52.5	0.6
12	189.5	93.7	42.3	53.5	53.9	0.4
13	196.3	93.7	47.3	55.3	55.9	0.6
14	163.8	90.7	46.5	26.6	46.7	20.1
8'	185.1	81.5	51.6	52.0	52.9	0.9
9'	176.6	82.7	44.2	49.7	50.4	0.7
10'	179.0	82.7	45.9	50.4	51.1	0.7
11'	184.2	82.7	49.6	51.9	52.4	0.5
12'	189.5	93.7	42.4	53.4	53.8	0.4
13'	196.3	93.7	47.3	55.3	55.8	0.5
14'	163.8	90.7	46.9	26.2	46.5	20.3

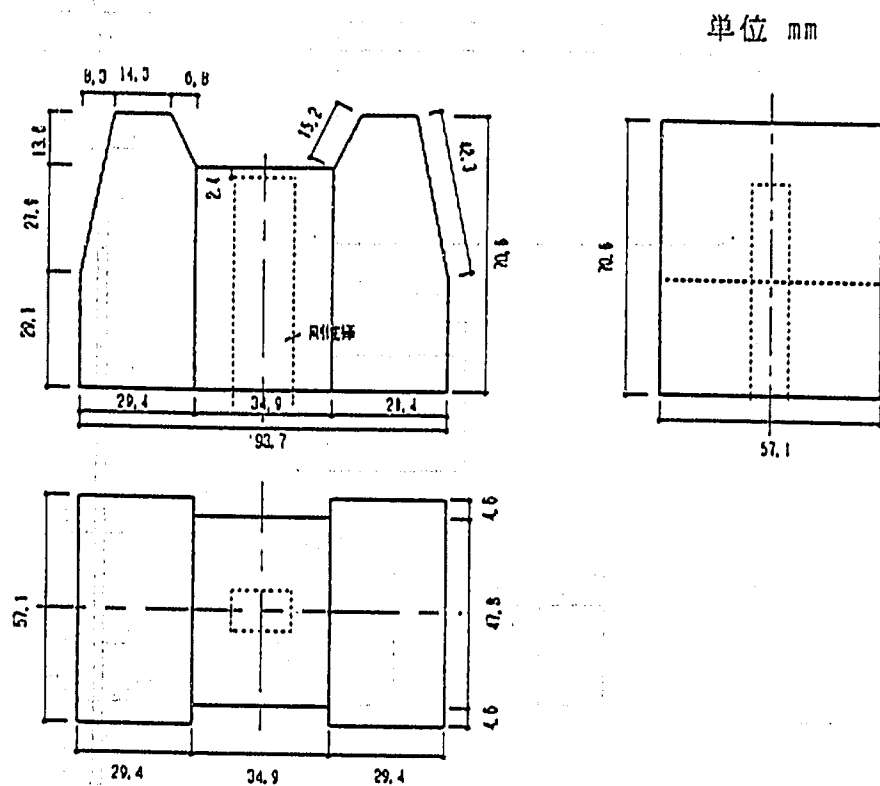


付図-3. 1 外形材配置図

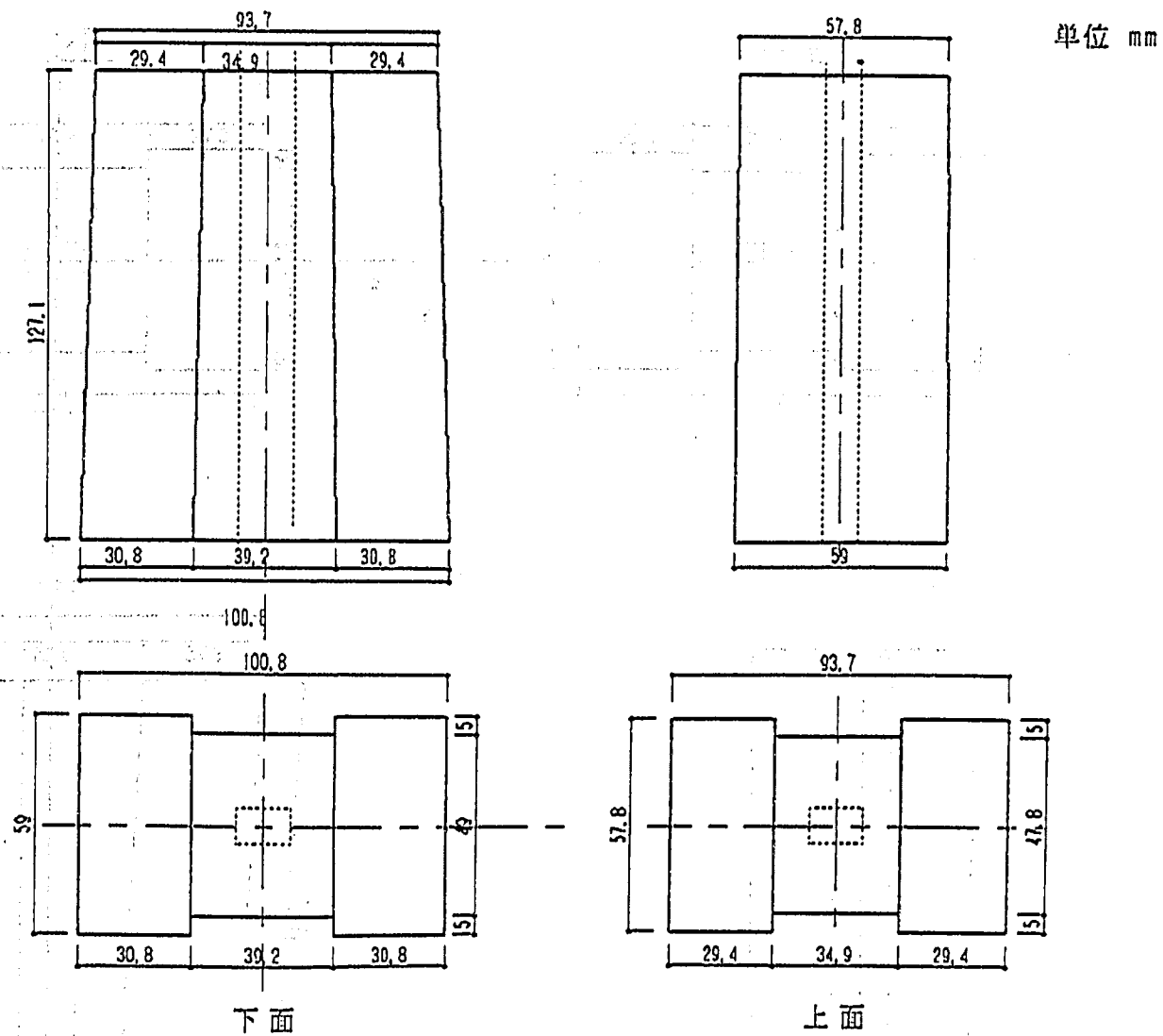


刚性棒断面

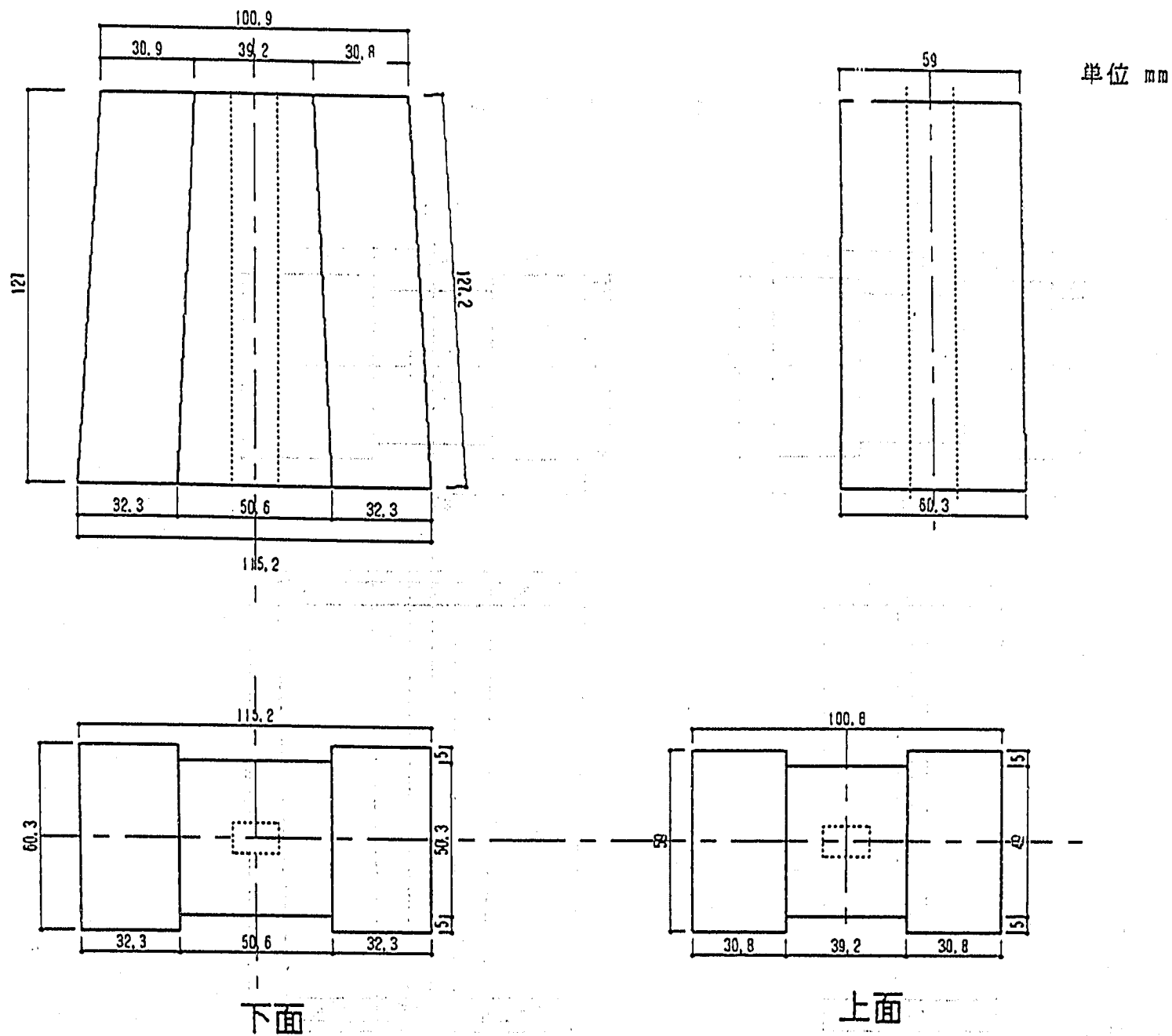
付图-3.2 刚性棒设计图



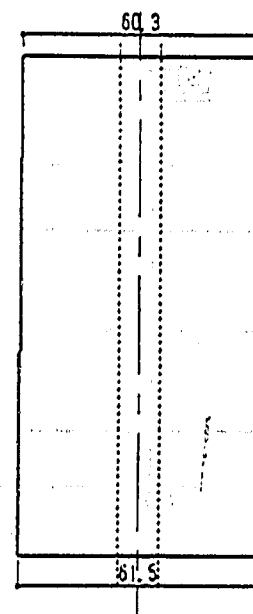
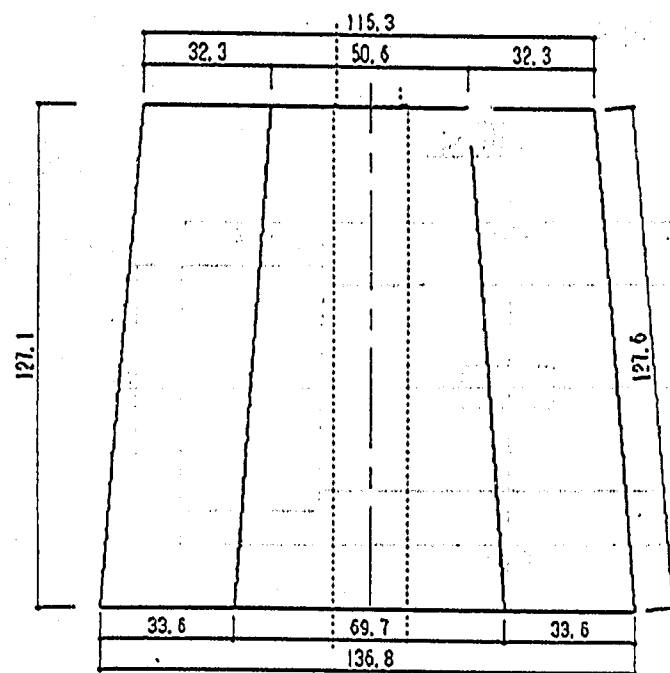
付図-3.3 セグメント①寸法図



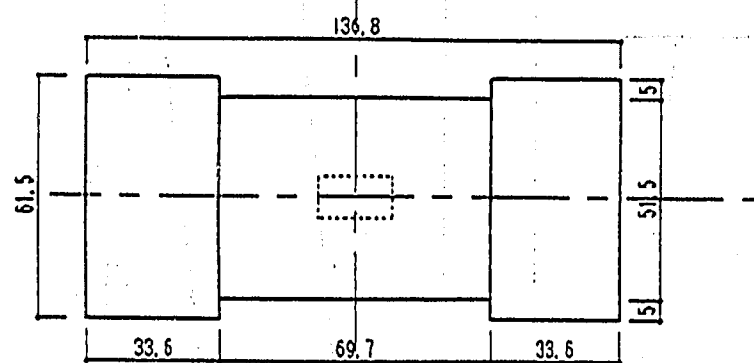
付図-3. 4 : セグメント②寸法図



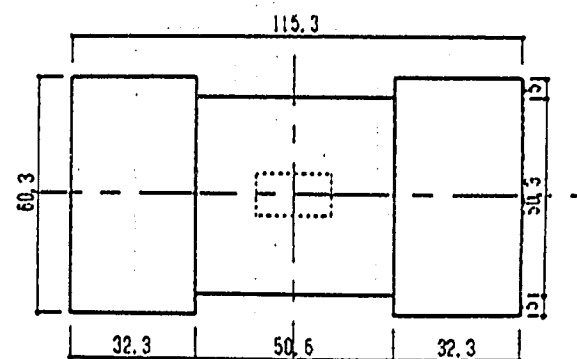
付図-3. 5 セグメント③寸法図



単位 mm

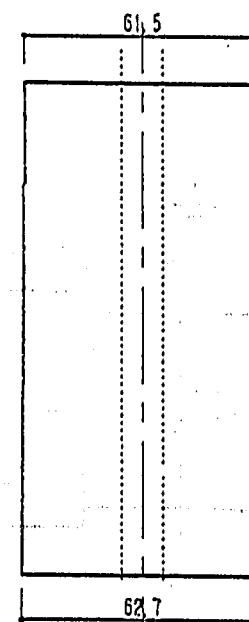
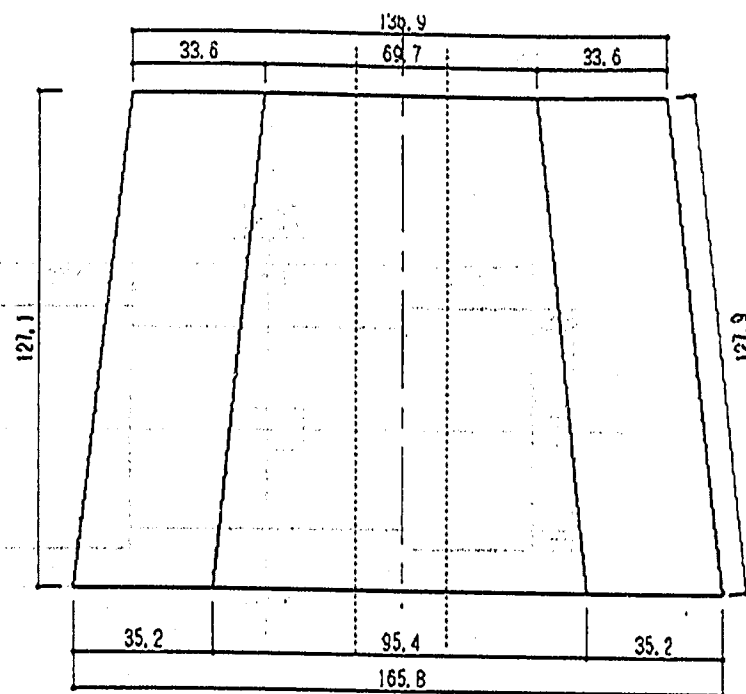


下面

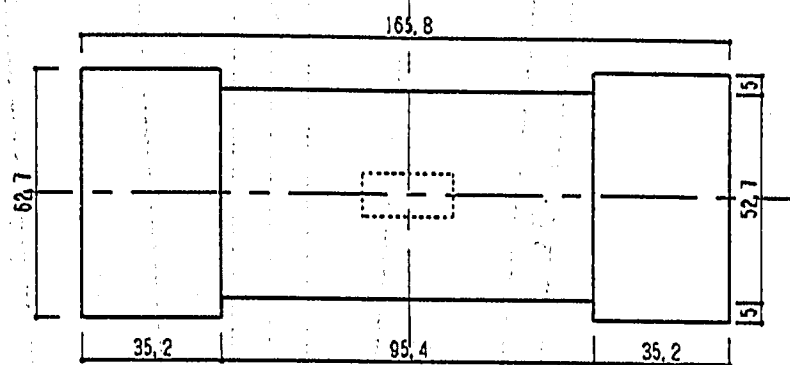


上面

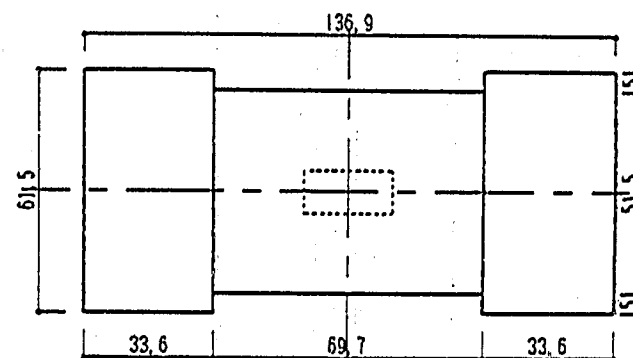
付図-3. 6 セグメント④寸法図



単位 mm

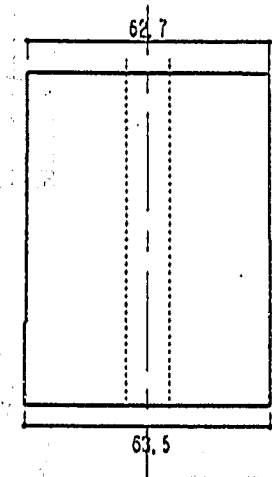
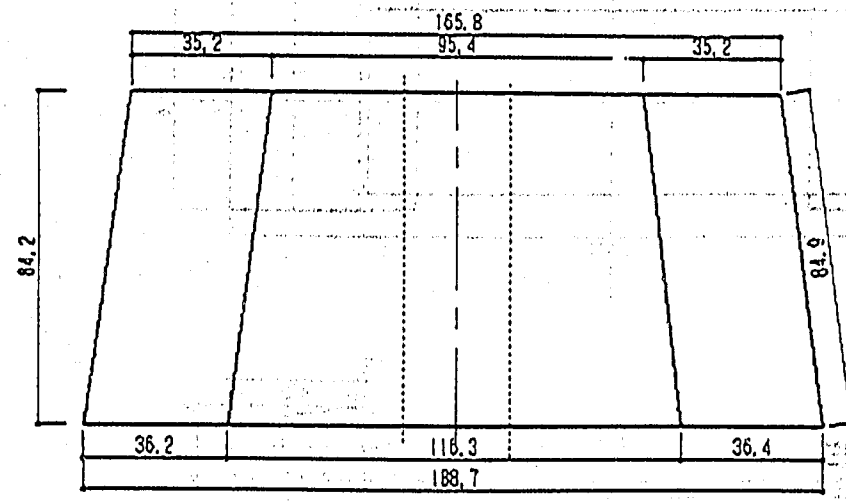


下面

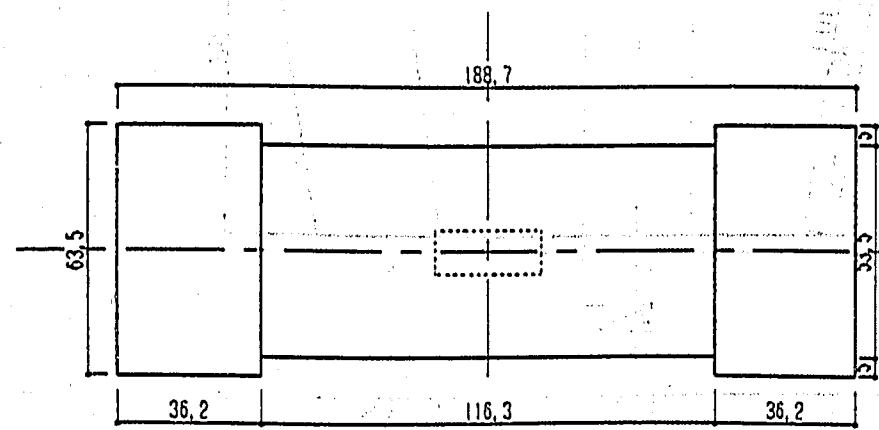


上面

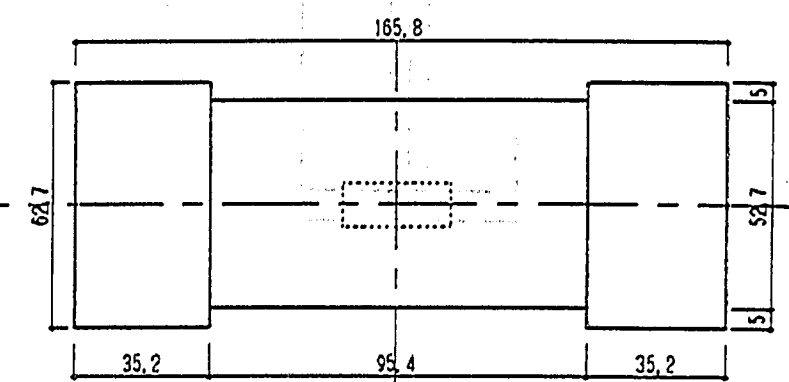
付図-3. 7 セグメント⑤寸法図



単位 mm

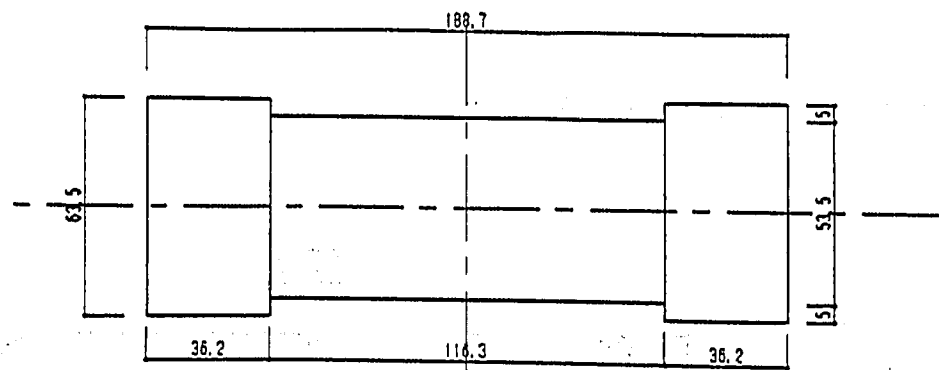


下面



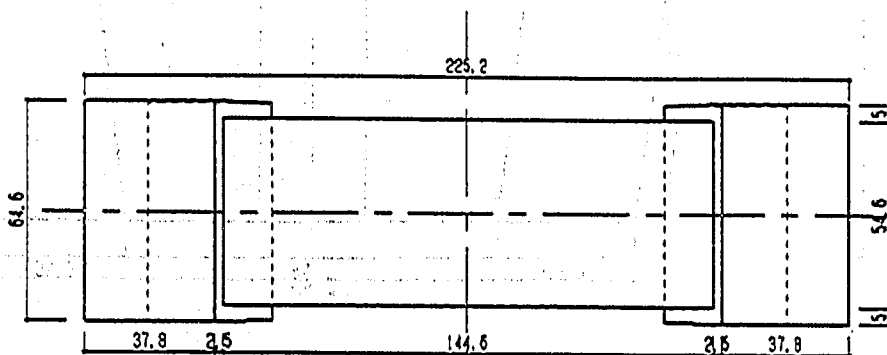
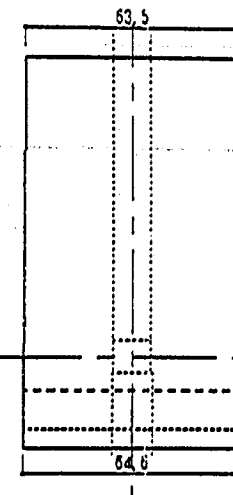
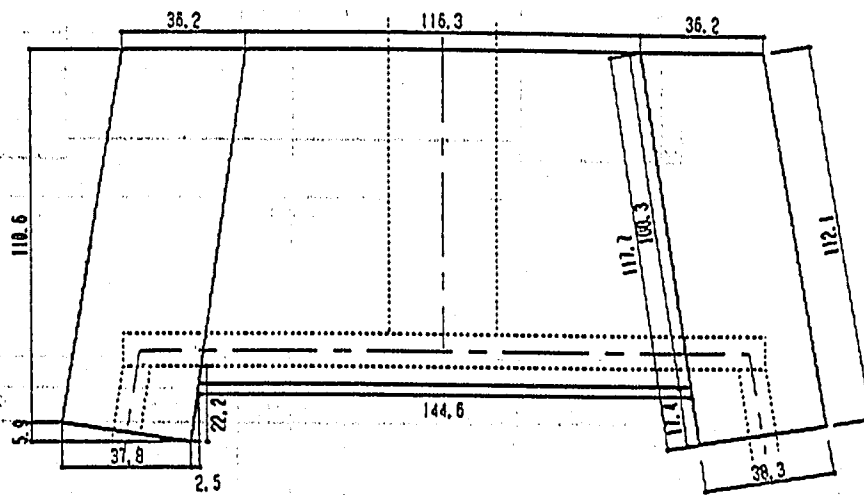
上面

付図-3.8 セグメント⑥寸法図



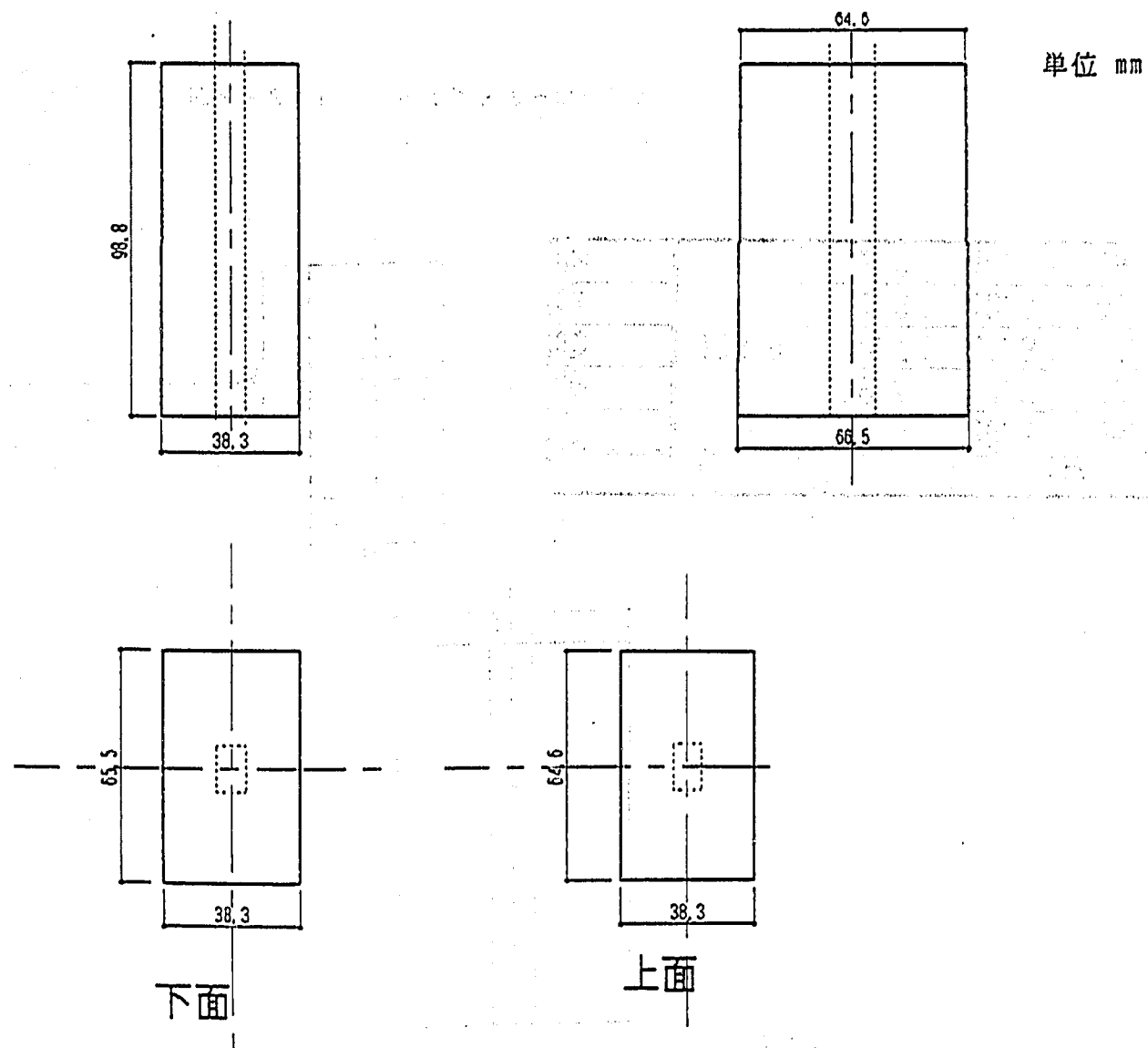
単位 mm

上面

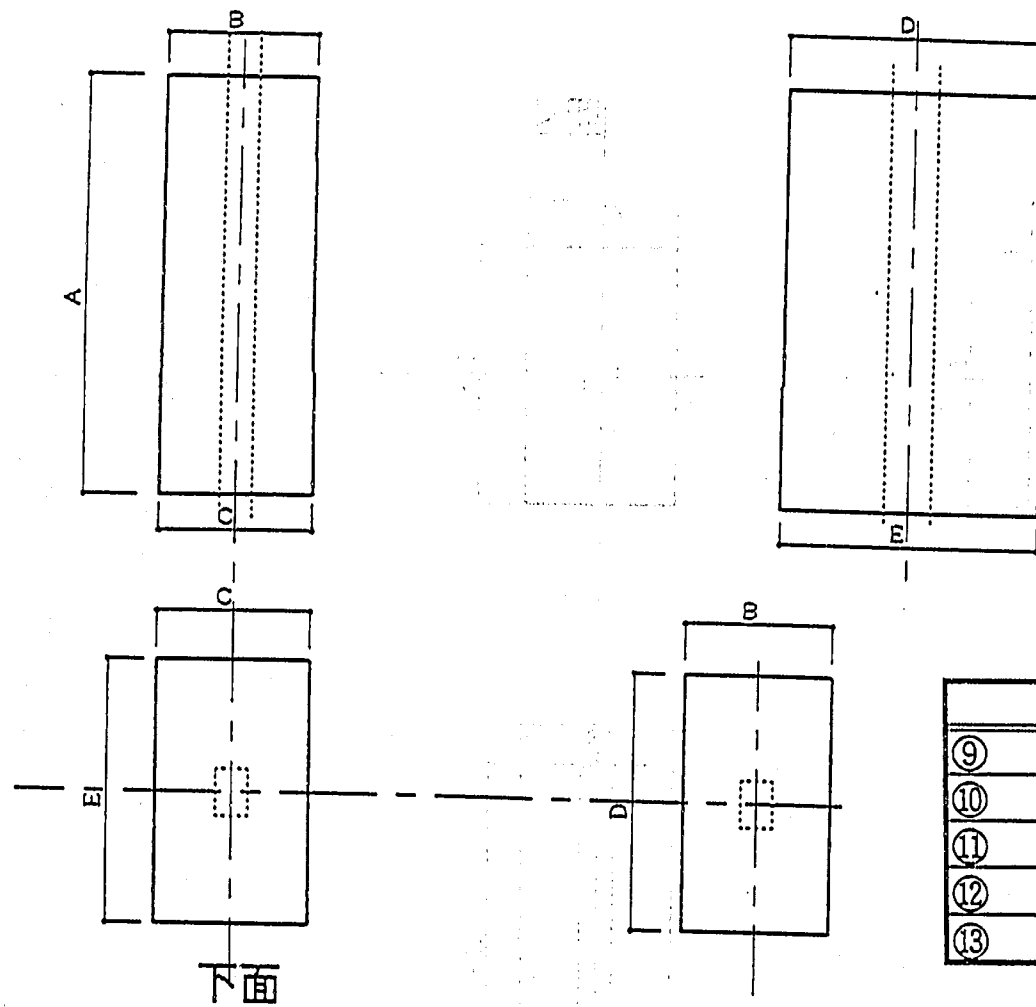


下面

付図-3. 9 セグメント⑦寸法図



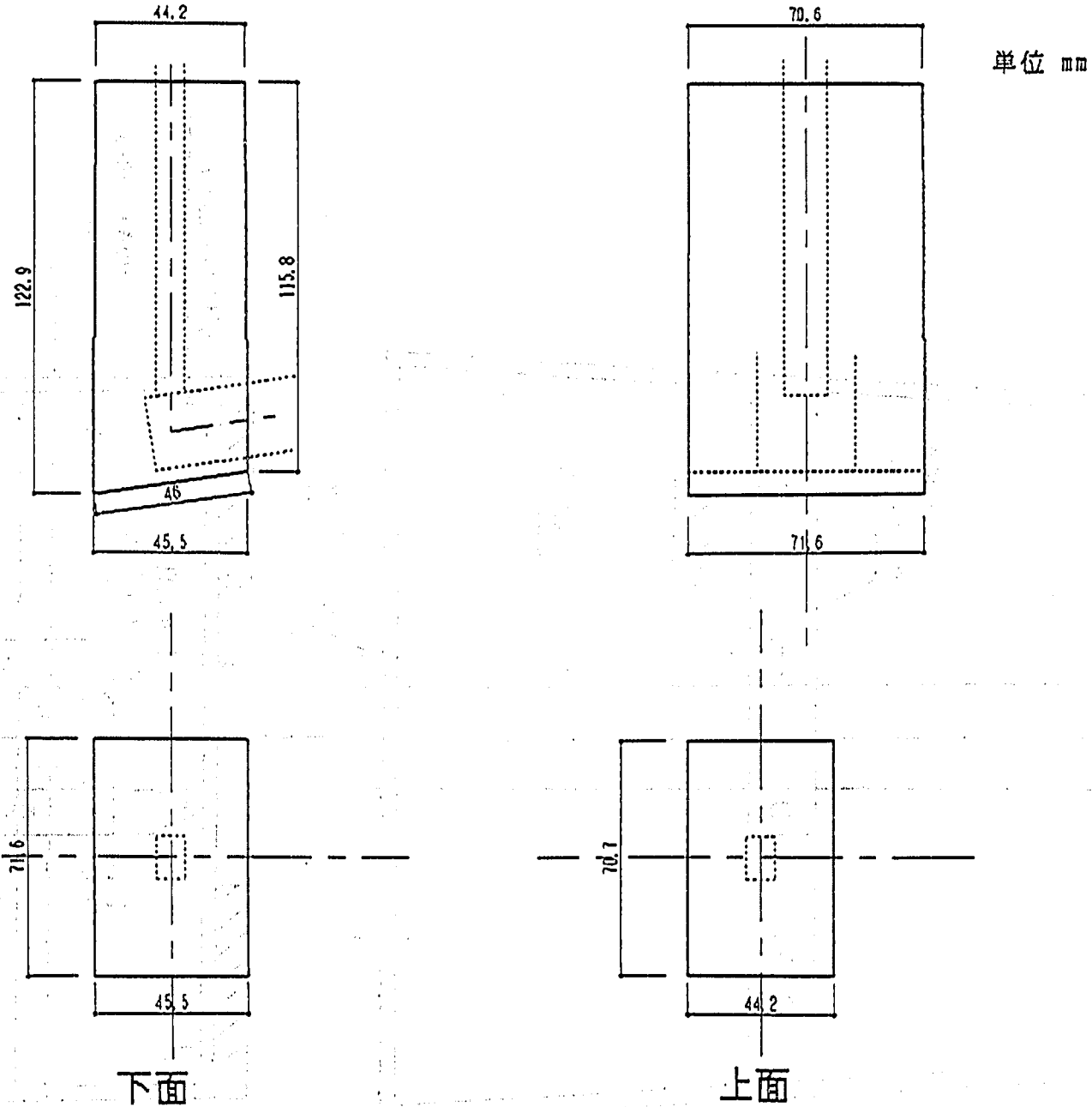
付図-3.10 セグメント⑧寸法図



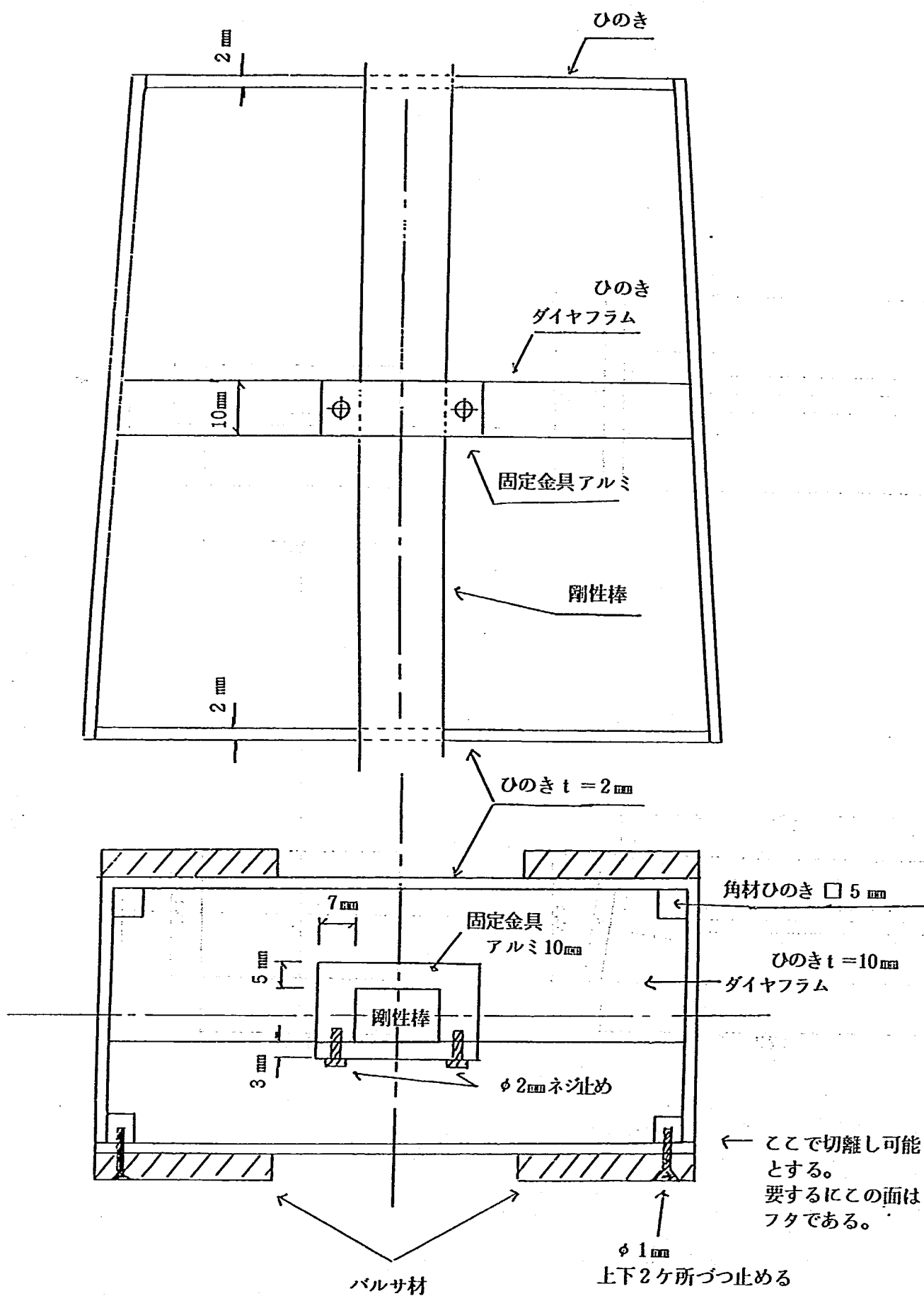
単位 mm

	A	B	C	D	E
⑨	106.9	38.3	39.5	65.5	66.5
⑩		39.5	40.7	66.5	67.5
⑪		40.7	41.8	67.5	68.6
⑫		41.8	43.0	68.6	69.6
⑬		43.0	44.2	69.6	70.6

付図-3. 11 セグメント⑨～⑬寸法図



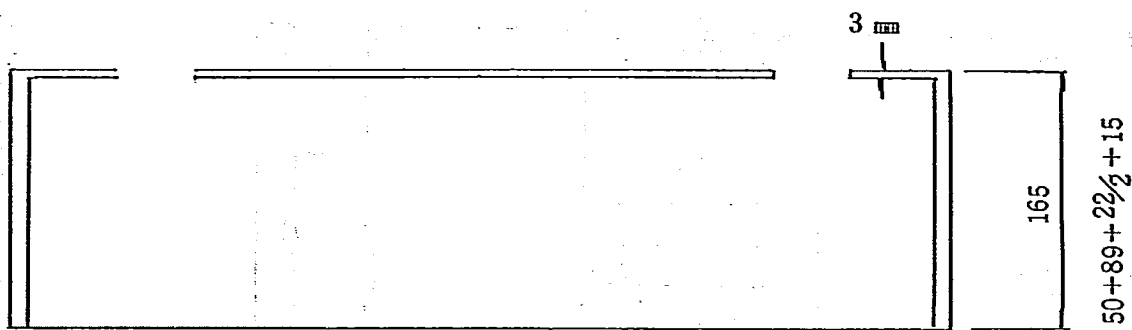
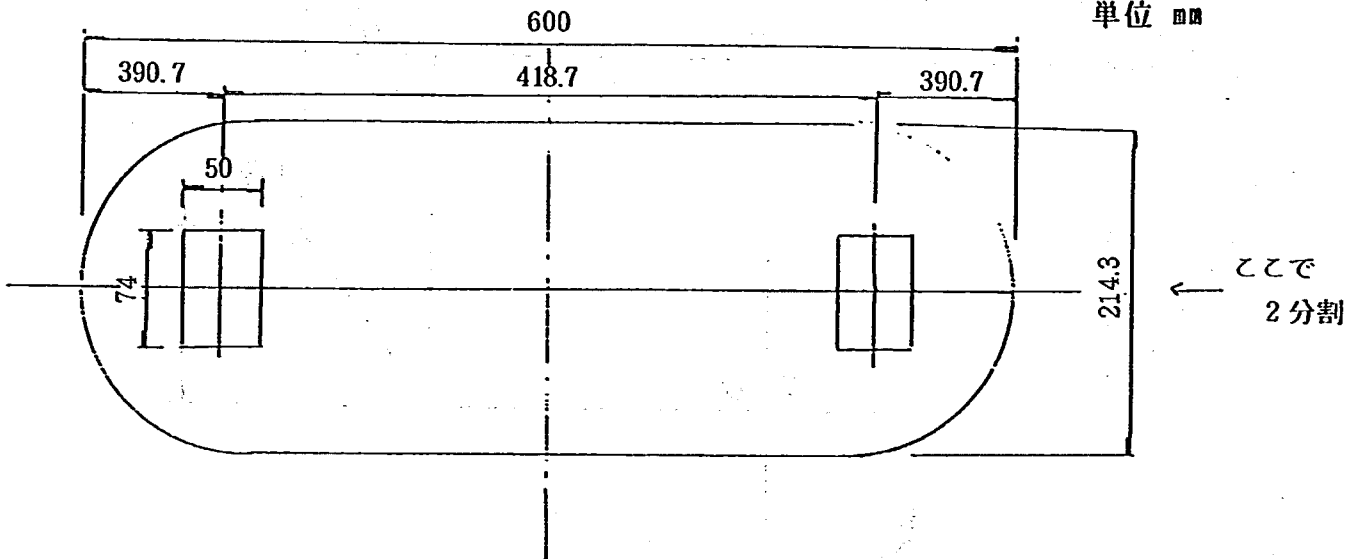
付図-3.12 セグメント⑭寸法図



付図- 3. 13 剛性棒と外形材の固定方法

材質はひのき

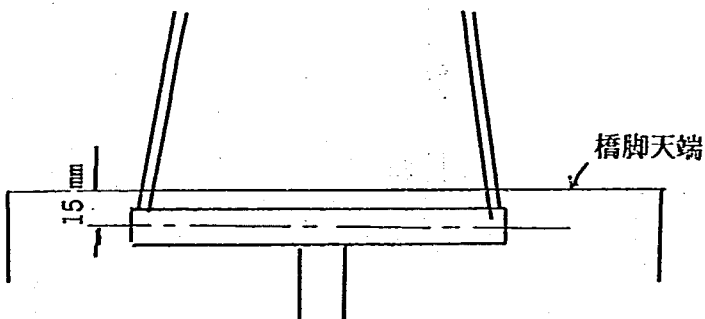
単位 mm



側板は、加工等を考えた
適当な厚さとする。

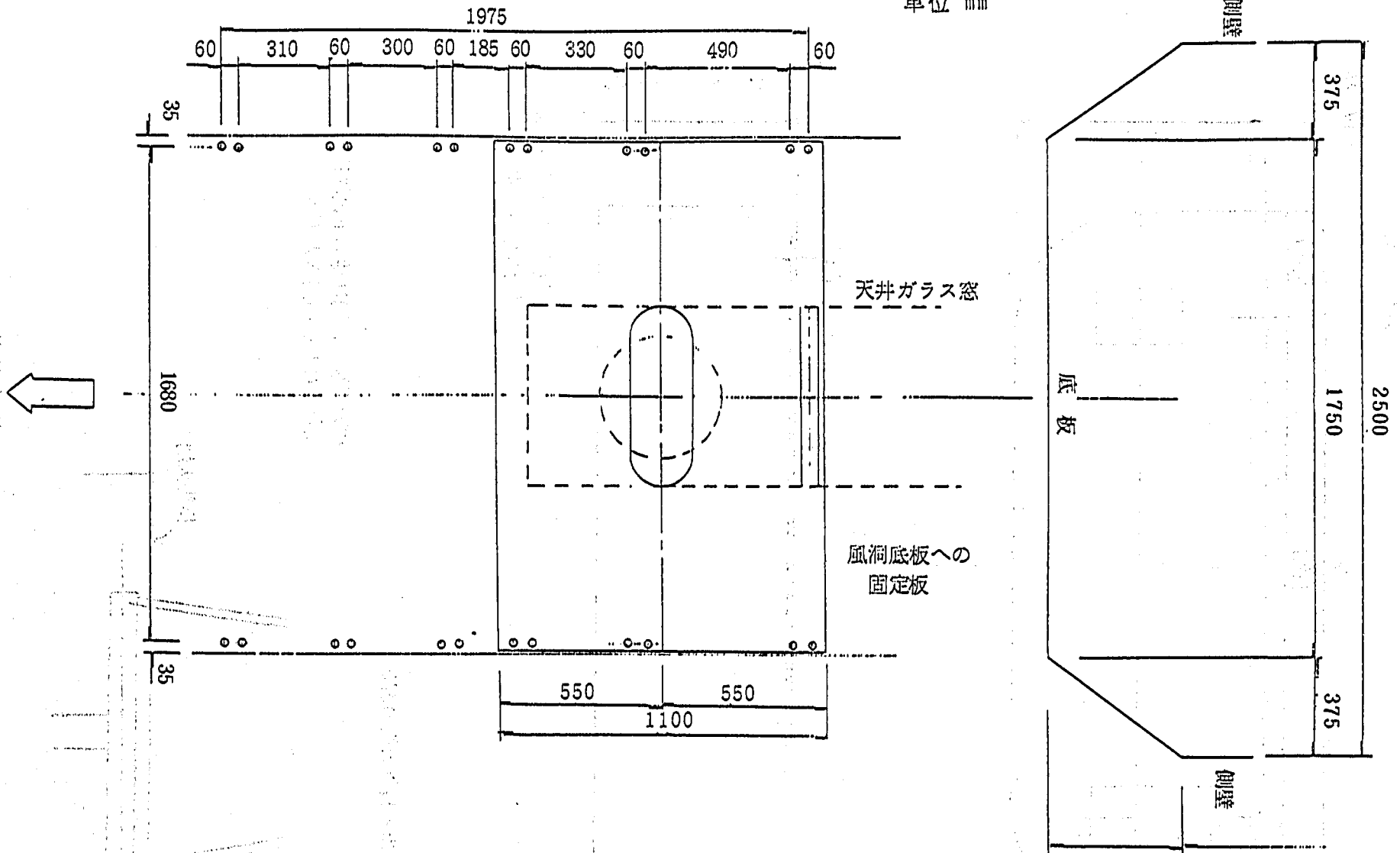
剛性棒と橋脚天端の関係

橋脚天端は、剛性棒の下段横棒
より上に15mmの高さとする。



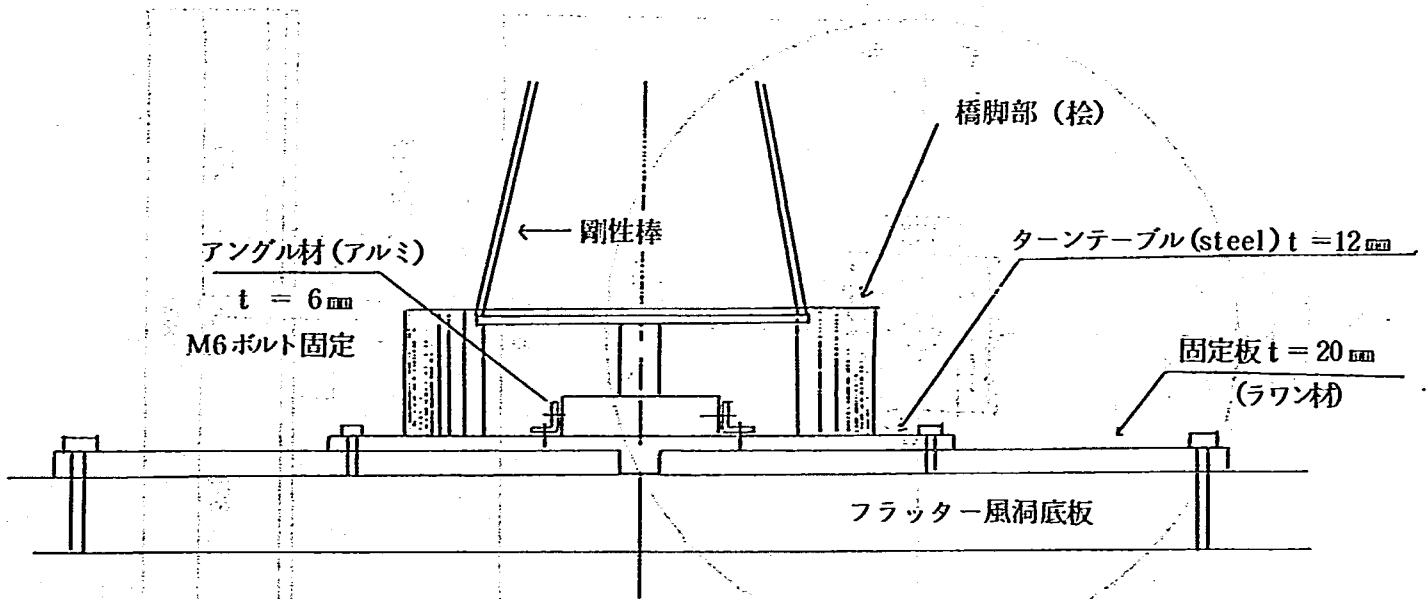
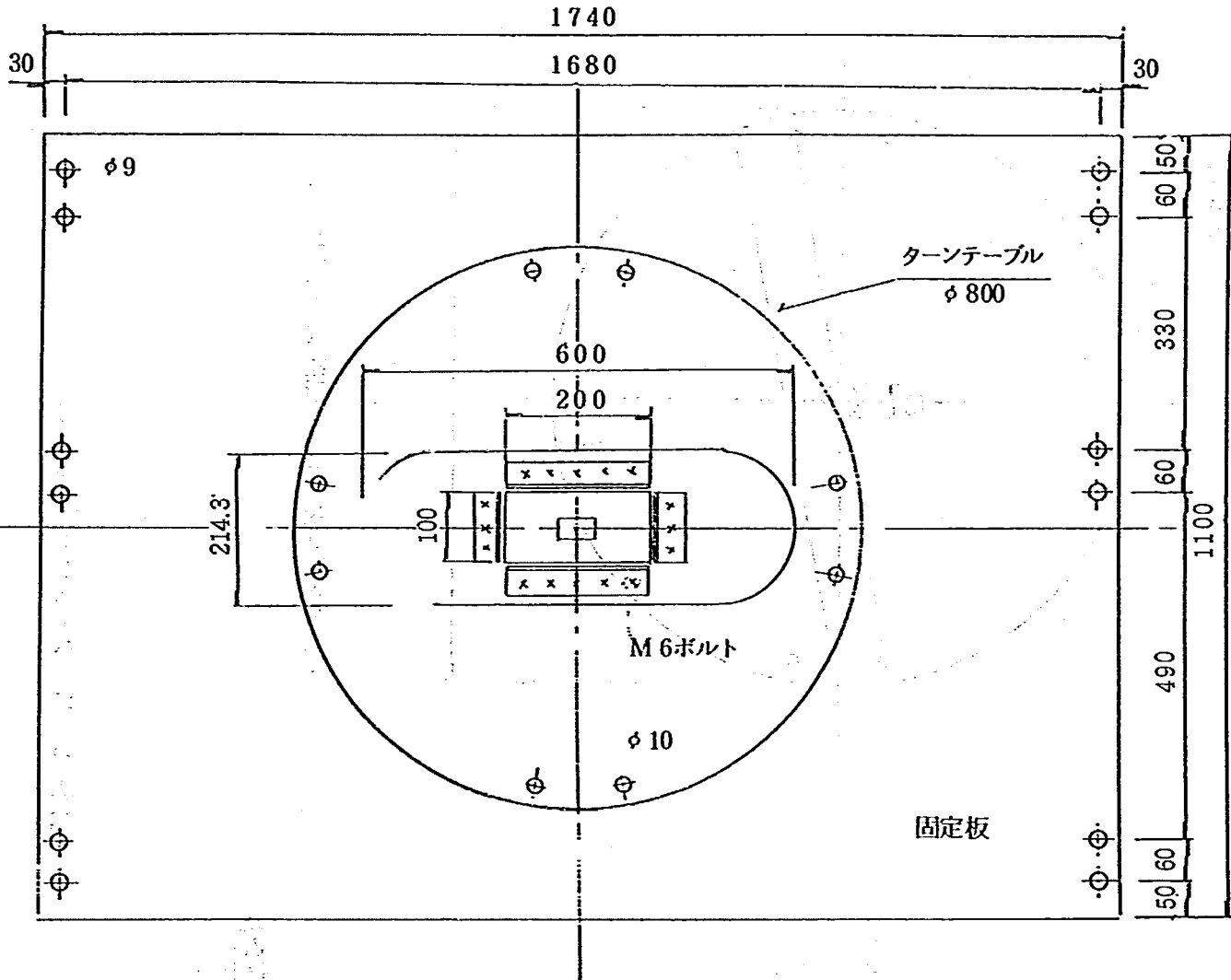
付図－3. 14 橋脚部外形材

単位 mm

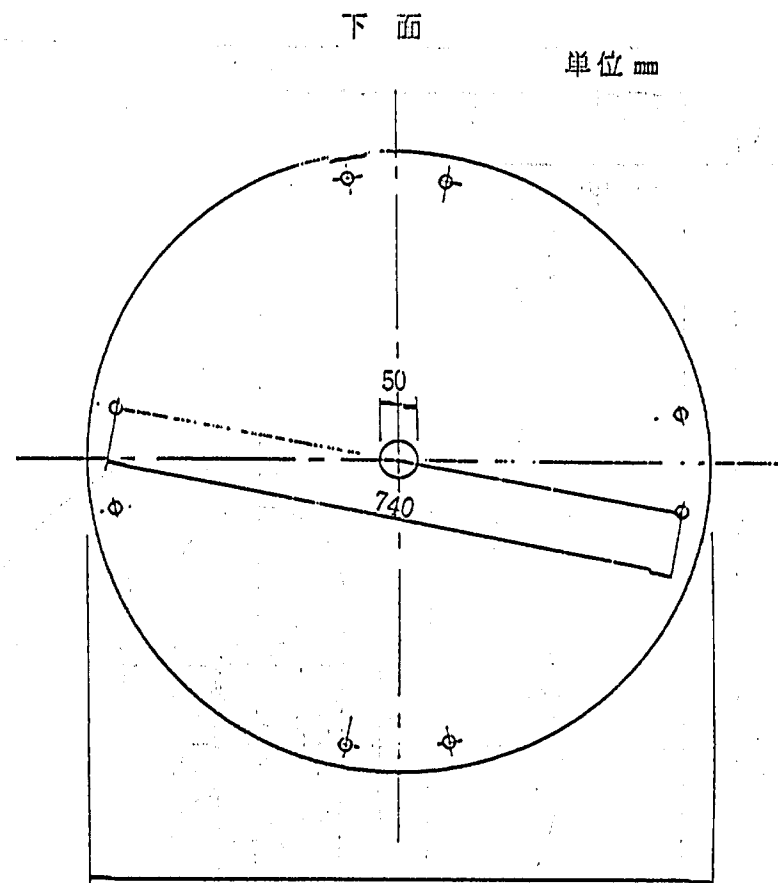
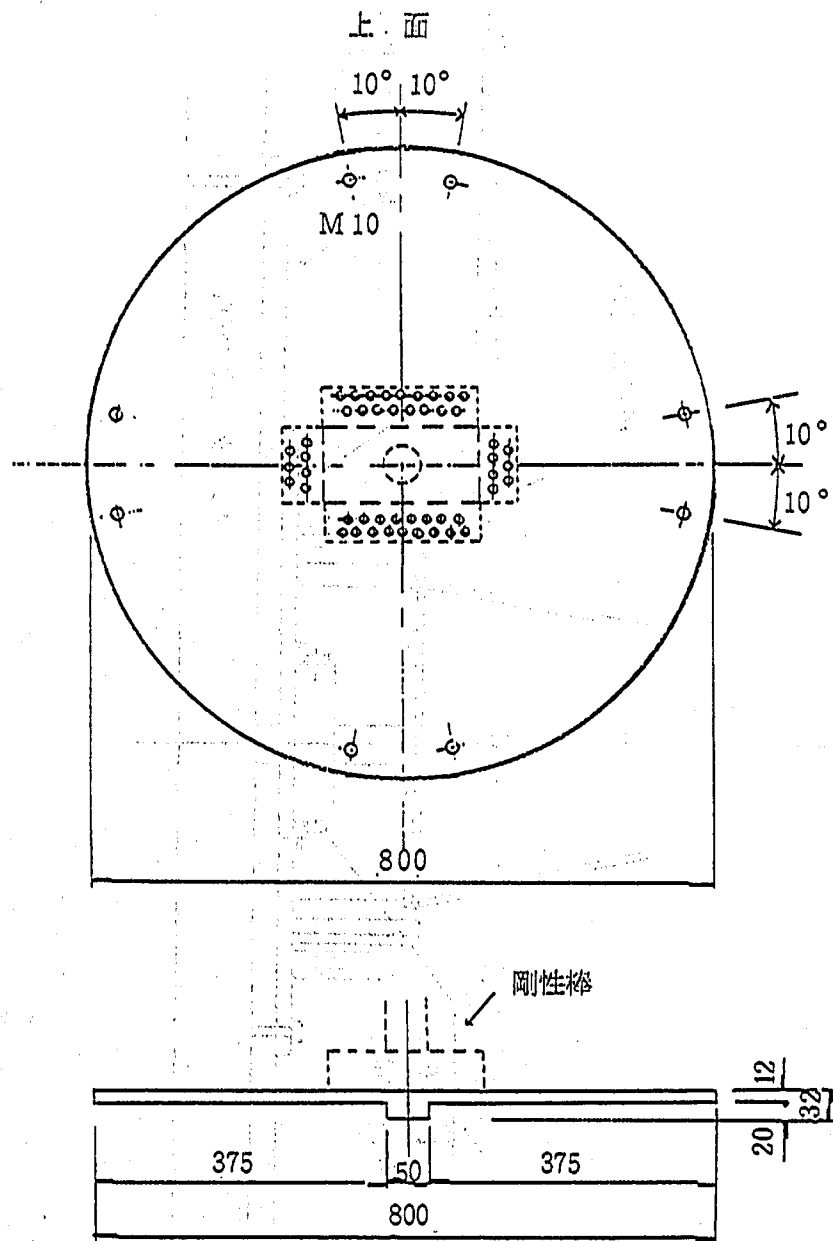


付図-3.15 模型固定板の配置図

単位 mm



付図- 3. 16 ターンテーブルと剛性棒の固定方法



*) アングル材 ボルト配置は別紙参照のこと

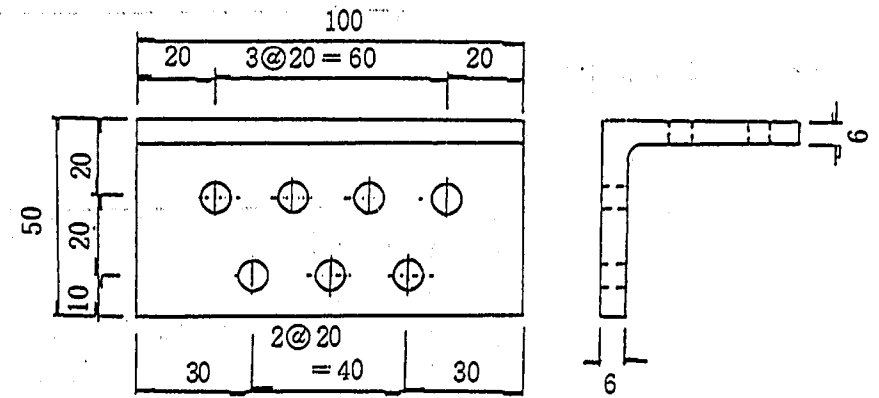
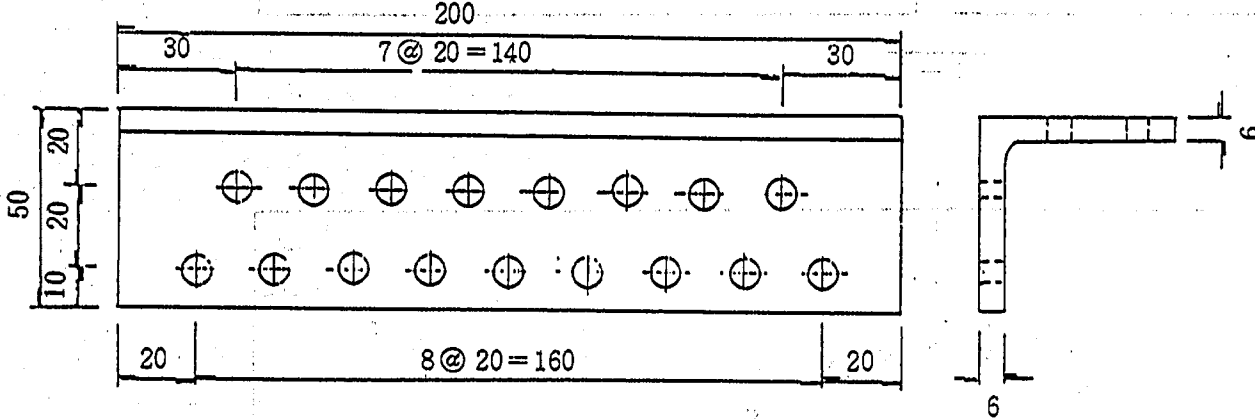
付図-3.17 ターンテーブル構造図

材質は、アルミ

単位 mm

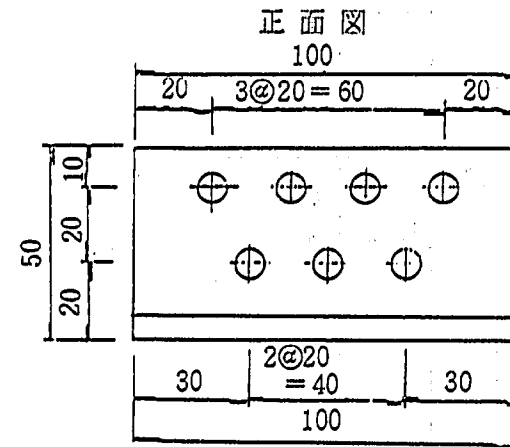
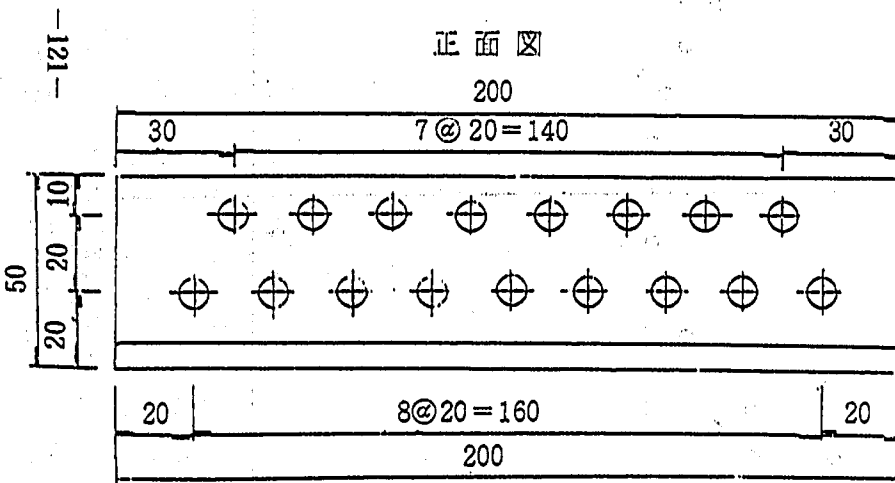
平面図

平面図

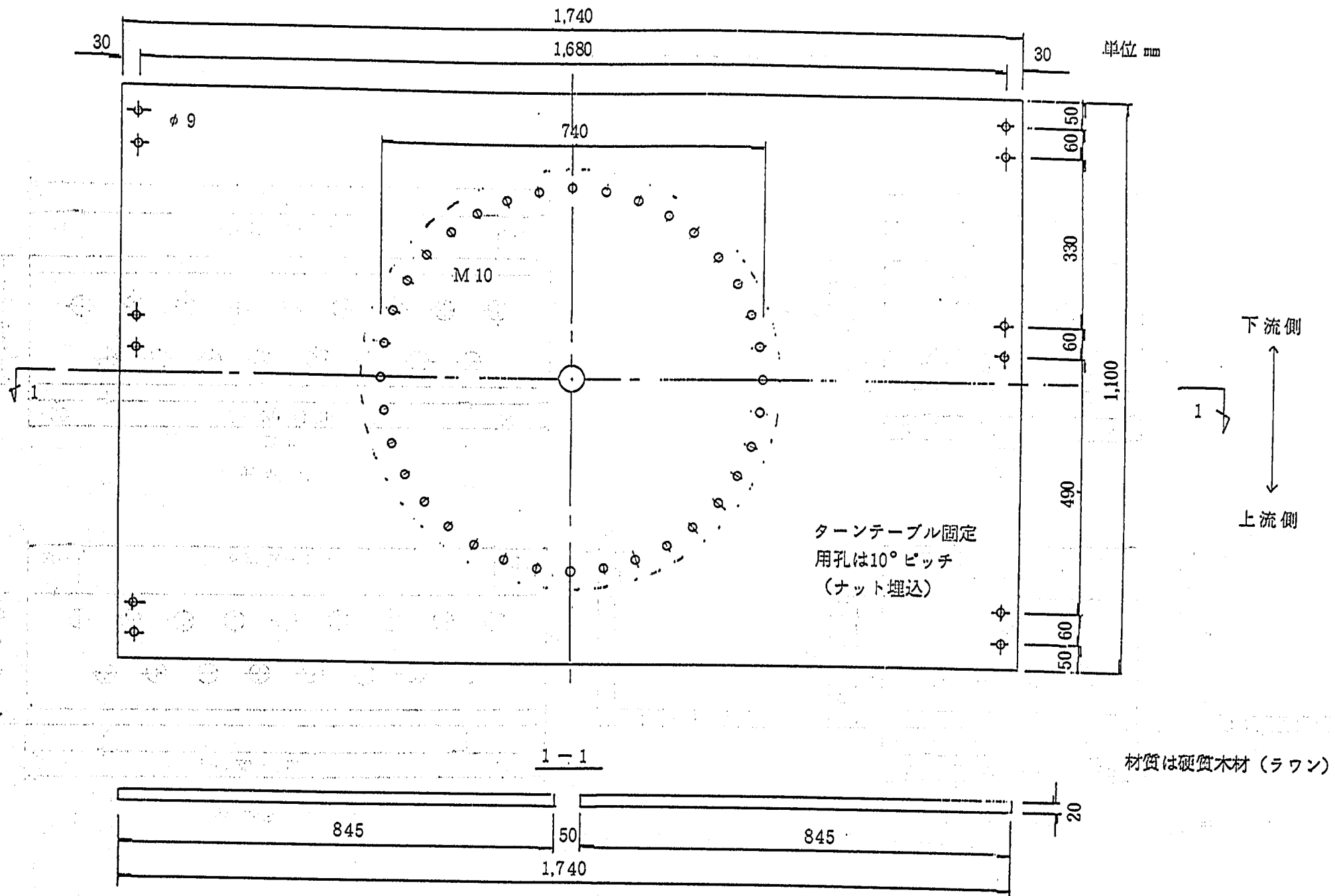


正面図

正面図



付図-3.18 アングル材構造図



付図-3.19 模型固定板構造図

4. 主桁の動的耐風設計要領詳細

「道路橋の動的耐風設計要領」記入用紙

記入要領：本用紙の項目に付した番号は「道路橋の動的耐風設計要領」のそれに対応している。利用者は要領を参照のうえ、本用紙の空欄に必要事項を記入することにより、要領に示される動的耐風設計を実行できる。

橋梁名：那珂川橋

1. 総 則

1.2 基本条件

(1) 最大支間長 L ：285.0 m 準用

(2) 高度 z ：13.9 m

(3) 総幅 B ：22.9 m

(4) 有効高 d ：3.20 m

2. 動的耐風設計に用いる風の特徴の推定

(1) 設計基準風速

1) 基本風速 U_{10} ：30 m/s (要領図-2.1 基本風速の地域区分)

2) 地表粗度区分：I (要領表-2.1)

地表粗度区分の決定に関する説明

3) 補正係数 E_1 ：1.24 (要領表-2.2)

4) 設計基準風速 $U_d = U_{10} \times E_1$ ：37.2 m/s

(2) 乱れ強さ

I_u ：0.14

3. 橋げたの動的耐風設計

3.1 動的耐風設計の必要性の判定

$$L \times U_d / B = 463.0$$

(1) 吊橋・斜張橋

1) トラス

ねじれ発散振動の照査： $L \times U_d / B =$ _____ ($>$, $<$) 350

ねじれ発散振動の照査が必要

ねじれ発散振動の照査は不要

(2) 充張げた

① ねじれ発散振動の照査： $L \times U_d / B = 463.0$ ($>$, $<$) $\begin{matrix} 350 \text{ (開断面)} \\ 520 \text{ (閉断面)} \end{matrix}$

ねじれ発散振動の照査が必要

○ ねじれ発散振動の照査は不要

② たわみ発散振動の照査

$$L \times U_d / B = 463.0 \quad \begin{matrix} > & < \end{matrix} \quad 330$$

$$B/d = 7.16 \quad \begin{matrix} < & > \end{matrix} \quad 5$$

$$I_u = \text{_____} \quad \begin{matrix} < & > \end{matrix} \quad 0.15$$

けたは (鋼けた, その他)

たわみ発散振動の照査が必要

○ たわみ発散振動の照査は不要

③ 渦励振の照査： $L \times U_d / B = 463.0 \quad \begin{matrix} > & < \end{matrix} \quad 200$

$$I_u = 0.14 \quad \begin{matrix} < & > \end{matrix} \quad 0.2$$

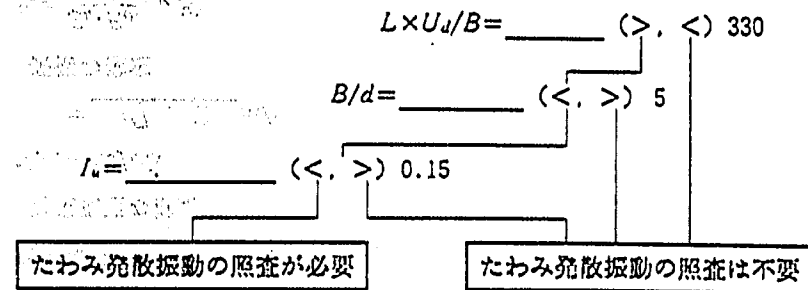
○ 渦励振の照査が必要

渦励振の照査は不要

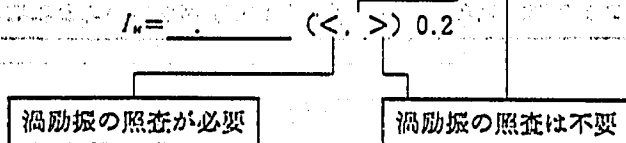
以上から、本橋では (ねじれ発散振動, たわみ発散振動, 渦励振) の照査が必要となる。

(2) 鋼けた橋

① たわみ発散振動の照査



② たわみ渦励振の照査: $L \times U_d / B = \underline{\hspace{2cm}} (> , <) 200$



以上から、本橋では(渦励振、たわみ発散振動)の照査が必要となる。

3.2 動的耐風設計に必要な諸量の計算

(1) 照査風速

1) ねじれ発散振動

$E_{r1} = \underline{\hspace{2cm}}$ (要領表-3.2)

したがって、

$U_{r1} = 1.2 U_d \times E_{r1} = \underline{\hspace{2cm}}$ m/s

2) たわみ発散振動

$U_{r2} = 1.2 U_d = \underline{\hspace{2cm}}$ m/s

(2) 構造減衰 δ

$\delta = \underline{0.02}$ (要領表-3.3)

(3) 固有振動数 f

$f_h = \underline{0.372}$ Hz

$f_o = \underline{1.235}$ Hz

計算手法 全体系固有値解析

※固有値解析による計算値がない場合(渦励振だけに用いることができる)

1) 最低次たわみ振動数 f_h

① 活荷重変位が求められている場合

けたの死荷重 $W_D = \underline{\hspace{2cm}}$ kgf/m

活荷重たわみ $\eta_L = \underline{\hspace{2cm}}$ m

換算等分布活荷重 $W_L = q(1 + 8P/(5qL))$

$= \underline{\hspace{2cm}} \times (1 + 8 \times \underline{\hspace{2cm}} / (5 \times \underline{\hspace{2cm}} \times \underline{\hspace{2cm}}))$

$= \underline{\hspace{2cm}}$ kgf/m

最長支間の数: $\underline{\hspace{2cm}}$ (要領図-解 3.1)

$f_h = 0. \underline{\hspace{2cm}} \times \sqrt{W_L / (\eta_L \cdot W_D)}$

$= \underline{\hspace{2cm}}$ Hz

② 活荷重変位が求められていない場合

$f_h = 100 / L = \underline{\hspace{2cm}}$ Hz

2) 最低次ねじれ振動数 f_o

$f_o = \begin{cases} 2f_h = \underline{\hspace{2cm}} \text{ Hz} & \text{トラスげた, 閉断面充腹げた} \\ 3f_h = \underline{\hspace{2cm}} \text{ Hz} & \text{閉断面充腹げた} \end{cases}$

(4) 単位長さあたりけた質量 m およびけた極慣性モーメント I_p

1) けた質量 m

$m = \underline{1953.7}$ kgf·s²/m² ($143.6 \text{ t} / 7.5 \text{ m} = 19.15 \text{ t/m}$)

2) けた極慣性モーメント I_p

① 精度のよい算定が別途行われた場合

$I_p = \underline{49255.8}$ kgf·s² ($3620.3 \text{ t} \cdot \text{m}^2 / 7.5 \text{ m} = 482.7 \text{ t} \cdot \text{m}$)

② 精度の良い算定が行われていない場合

$I_p = (0.3B)^2 m$

$= \underline{\hspace{2cm}}$ kgf·s²

3.3 振動の照査

(1) 発散振動(ねじれ)

1) 発現風速の推定

$U_{cf} = 2.5 f_o B$

$= \underline{\hspace{2cm}}$ m/s

2) 安全性の照査

$$U_{cl} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ m/s } (<, >) U_{rl} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ m/s}$$

安全性は十分と判断できないため要領3.4を参照する

安全性は十分と判断してよい

要領4.および5.参照

(2) 発散振動(たわみ)

1) 発現風速の推定

① 海上のように周辺地形が平坦ではほぼ水平の風が吹く場合

$$U_{ek} = 8 f_h B$$

$$= \underline{\hspace{2cm}} \text{ m/s}$$

② 橋梁の背後に半島岬などがあり、吹き上げの風が吹く場合

$$U_{ek} = 4 f_h B$$

$$= \underline{\hspace{2cm}} \text{ m/s}$$

2) 安全性の照査

$$U_{ek} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ m/s } (<, >) U_{rk} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ m/s}$$

安全性は十分と判断できないため要領3.4を参照する

安全性は十分と判断してよい

要領4.および5.参照

(3) 渦励振(たわみ)の照査

1) 発現風速の推定

$$U_{evh} = 2.0 f_h B$$

$$= \underline{17.0} \text{ m/s}$$

2) 振幅の推定

$$h_c = \frac{E_h \cdot E_{th}}{m \cdot \delta} \rho B^3$$

$$E_h = 0.065 \beta_{ds} / (B/d)$$

$$\beta_{ds} = \begin{cases} 2 \text{ (ブラケット長が有効高 } d \text{ の } 1/4 \text{ 以下でウェブが垂直な場合)} \\ \textcircled{1} \text{ 上記以外の場合} \end{cases}$$

$$\text{したがって } E_h = \underline{0.00908}$$

$$5.45 > \frac{3.2}{4} = 0.8$$

$$E_{th} = \underline{0.3} \text{ (要領表-3.4)} \quad I = 0.14, \quad B/d = 7.16$$

以上より、

$$h_c = E_h \cdot E_{th} \cdot \rho B^3 / (m \times \delta)$$

$$= \underline{0.00908} \times \underline{0.3} \times 0.125 \times \underline{22.9}^3 / (\underline{1963.7} \times \underline{0.02})$$

$$= \underline{0.105} \text{ m}$$

3) 安全性の照査

$$\text{振動発現風速 } U_{evh} = \underline{17.0} \text{ m/s } (<, >) \text{ 設計基準風速 } U_d = \underline{37.2} \text{ m/s}$$

$$h_o = 0.04 / f_h$$

$$= \underline{0.108} \text{ m } (<, >) h_c = \underline{0.105} \text{ m}$$

安全性は十分と判断できないため要領3.4を参照する

安全性は十分と判断してよい

要領4.および5.参照

(4) 渦励振(ねじれ)の照査

1) 発現風速の推定

$$U_{evs} = 1.33 f_{\theta} B$$

$$= \underline{37.6} \text{ m/s}$$

2) 振幅の推定

$$\theta_c = \frac{E_{\theta} \cdot E_{t\theta}}{I_p \cdot \delta} \rho B^4$$

$$E_{\theta} = 17.16 \beta_{ds} / (B/d)^3$$

$$\beta_{ds} = \begin{cases} 2 \text{ (ブラケット長が有効高 } d \text{ の } 1/4 \text{ 以下でウェブが垂直な場合)} \\ \textcircled{1} \text{ 上記以外の場合} \end{cases}$$

$$\text{したがって } E_{\theta} = \underline{0.0468}$$

$$E_{t\theta} = \underline{0} \text{ (要領表-3.5)}$$

以上より,

$$\theta_c = E_o \cdot E_{io} \cdot \rho B^4 / (I_p \times \delta)$$

$$= \underline{\quad\quad} \times \underline{\quad\quad} \times 0.125 \times \underline{\quad\quad}^4 / (\underline{\quad\quad} \times \underline{\quad\quad})$$
$$= \underline{0.0}^\circ$$

3) 安全性の照査

$$\text{振動発現風速 } U_{cvo} = \underline{37.6} \text{ m/s } (< \bigcirc) \text{ 設計基準風速 } U_d = \underline{37.2} \text{ m/s}$$

$$b = \underline{\quad\quad} \text{ m (要領図-3.1)}$$

$$\theta_s = 2.28 / (b \cdot f_o)$$

$$= \underline{\quad\quad}^\circ (< , >) \theta_c \underline{\quad\quad}^\circ$$

安全性は十分と判断できないため要領 3.4
を参照する

安全性は十分と判断してよい ○

要領 4. および 5. 参照

計算結果の要約

橋名: 那珂川橋

1) 基本条件

最大支間長 L : 285.0 m

高度 z : 13.9 m

総幅 B : 22.9 m

有効高 d : 3.20 m

B/d 7.16

けた質量 m : 1953.7 kgf·sec²/m² けた慣性 I_p : 49256 kgf·sec²

振動数 f_h : 0.372 Hz

f_o : 1.235 Hz

基本風速 U_{10} : 30 m/s

粗度区分: I

設計基準風速 U_d : 37.2 m/s

乱れ強さ I_w : 0.14

2) 現象の推定

ねじれ発散振動発現風速 m/s

たわみ発散振動発現風速 m/s

渦励振発現風速 たわみ 17.0 m/s

 ねじれ 37.6 m/s

渦励振最大振幅 たわみ 0.105 m

 ねじれ 0.0 .

3) 耐風性評価

ねじれ発散振動	☒ 安全と評価できる	☐ より詳細な検討を要する
たわみ発散振動	☒ 安全と評価できる	☐ より詳細な検討を要する
渦励振 たわみ	☒ 安全と評価できる	☐ より詳細な検討を要する
渦励振 ねじれ	☒ 安全と評価できる	☐ より詳細な検討を要する

[illegible]

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

5. 文献調査資料

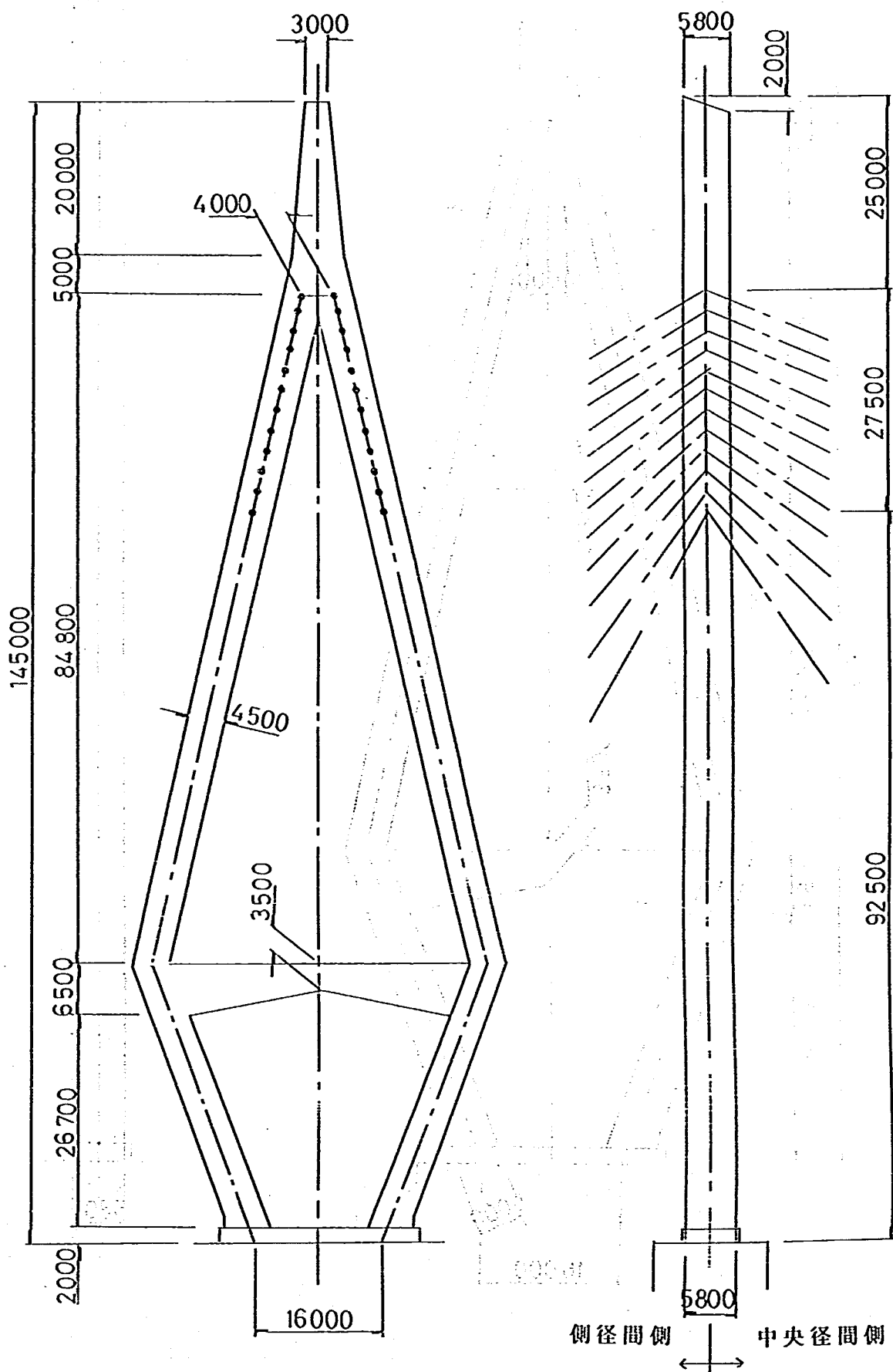
正 面 图



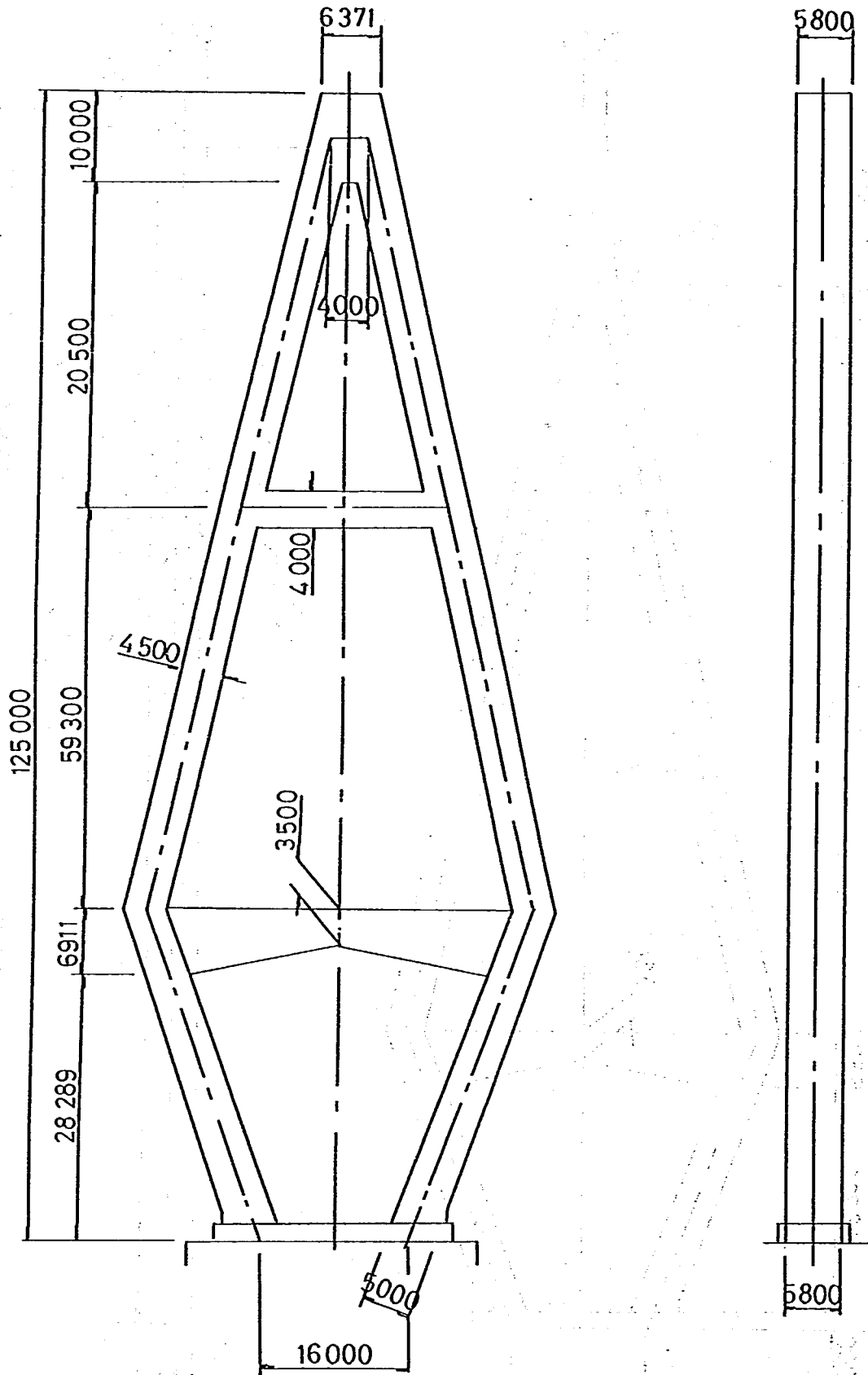
側 面 图



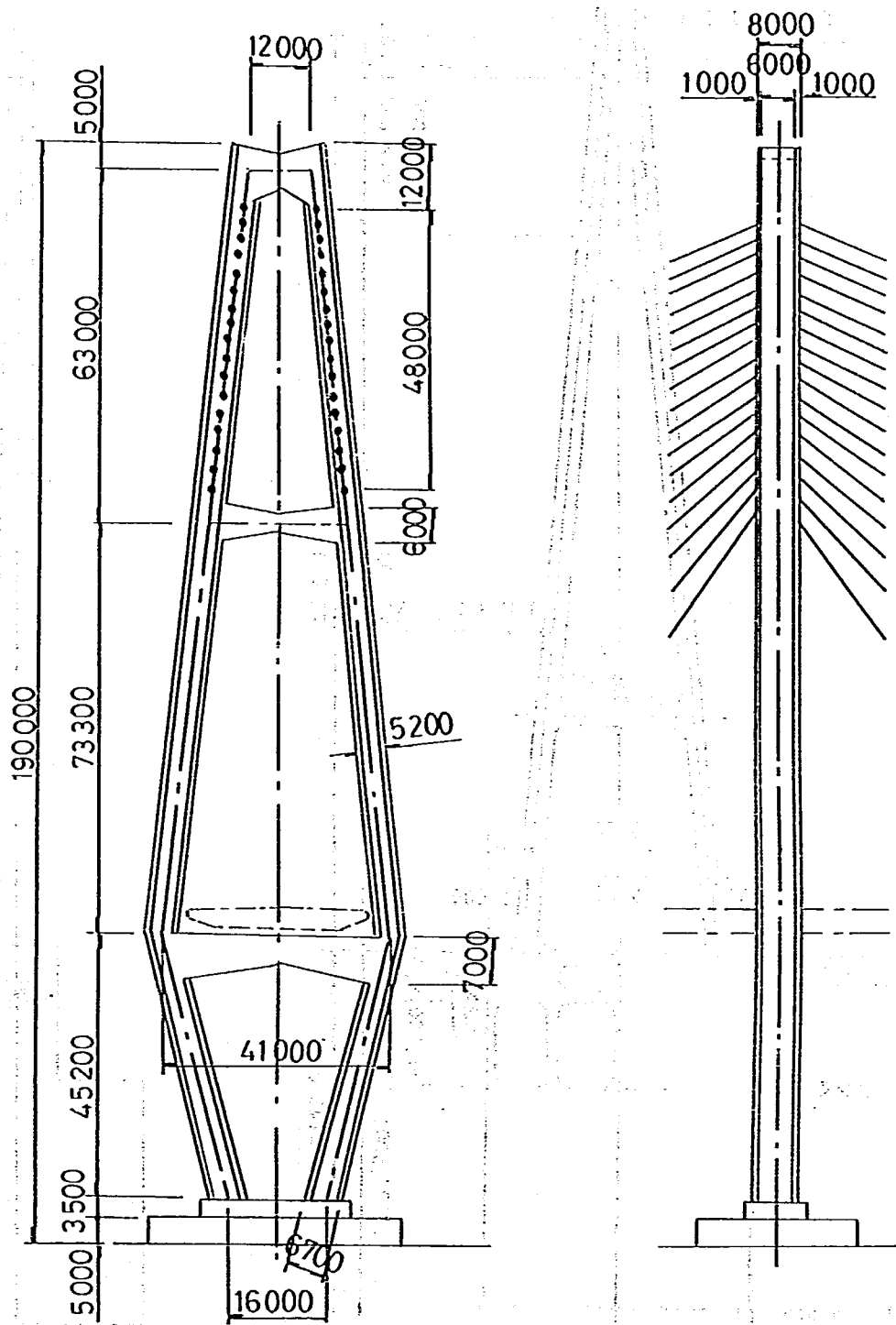
付图-5.1 那珂川橋 主塔一般図



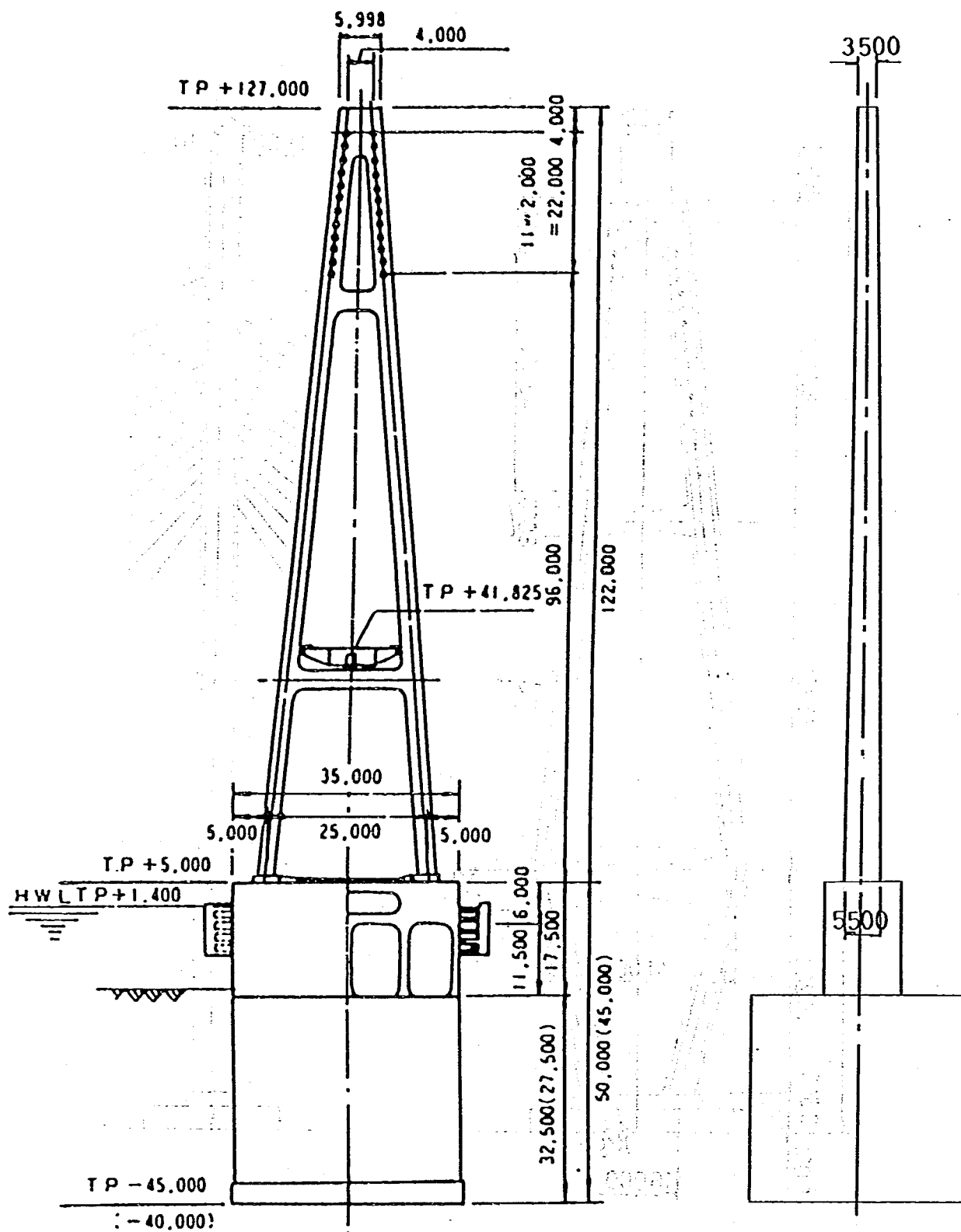
付図 5. 2 名港東大橋（逆Y型塔案）主塔一般図



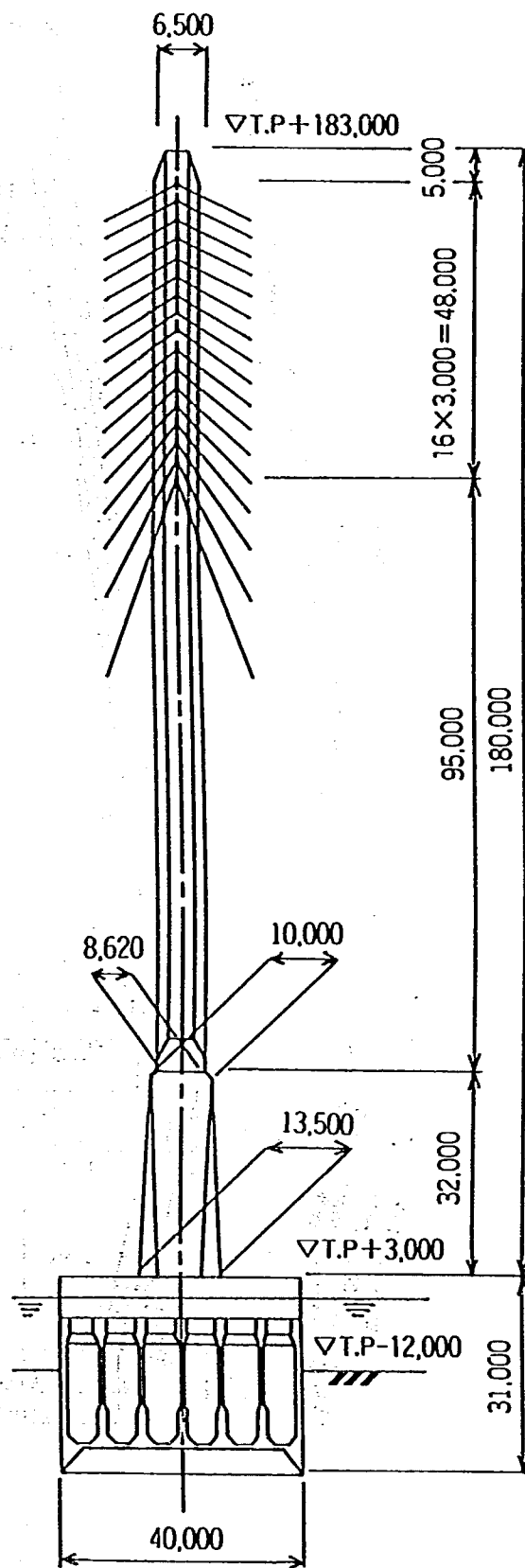
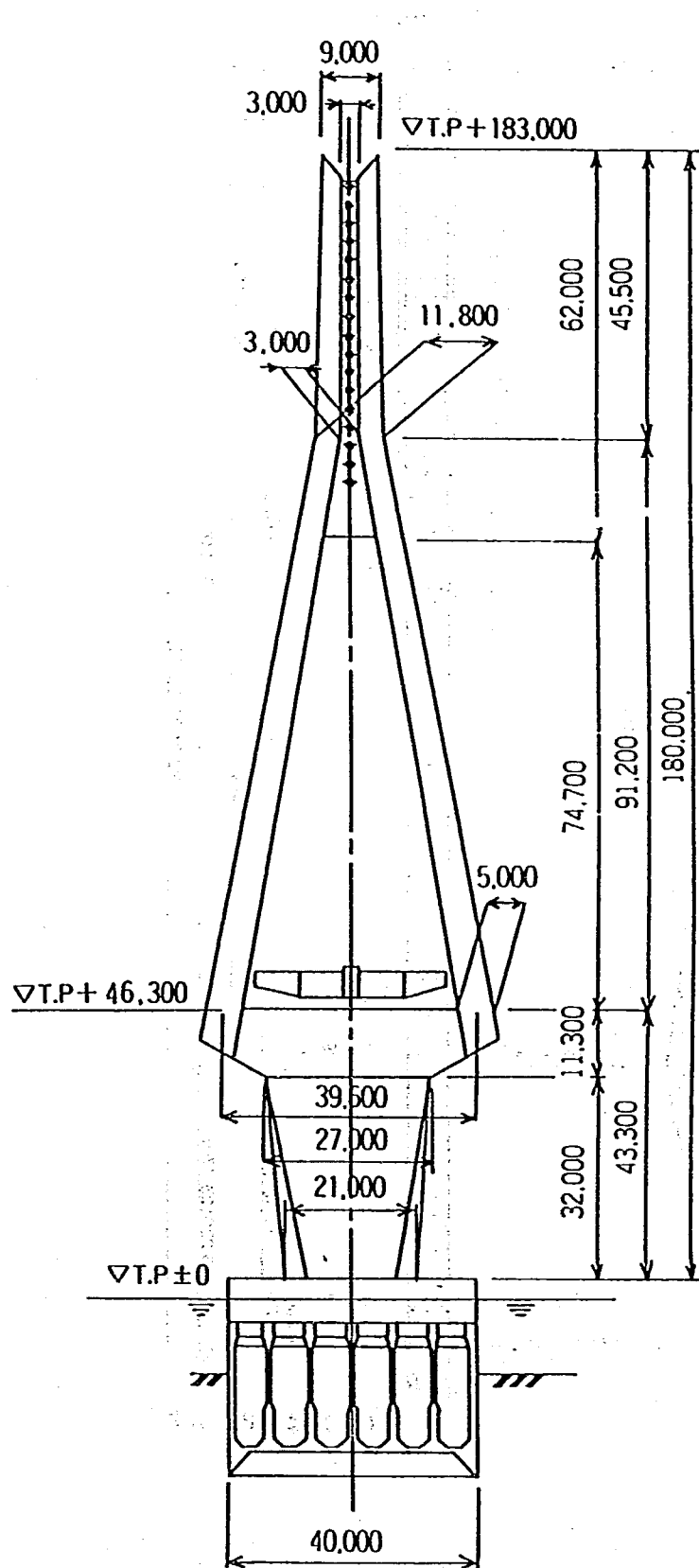
付図-5. 3 名港東大橋 (A型塔案) 主塔一般図



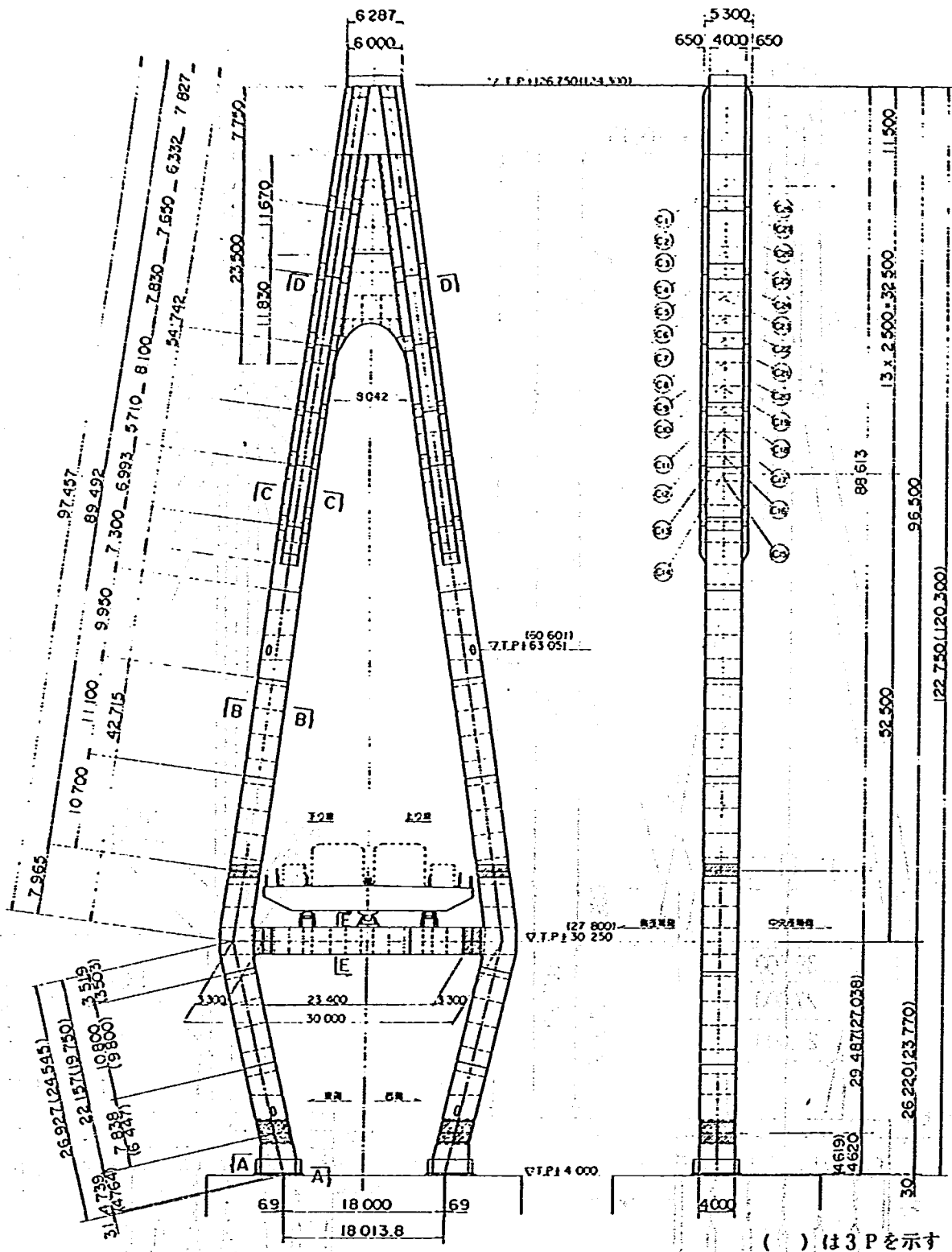
付図-5.4 名港中央大橋 主塔一般図



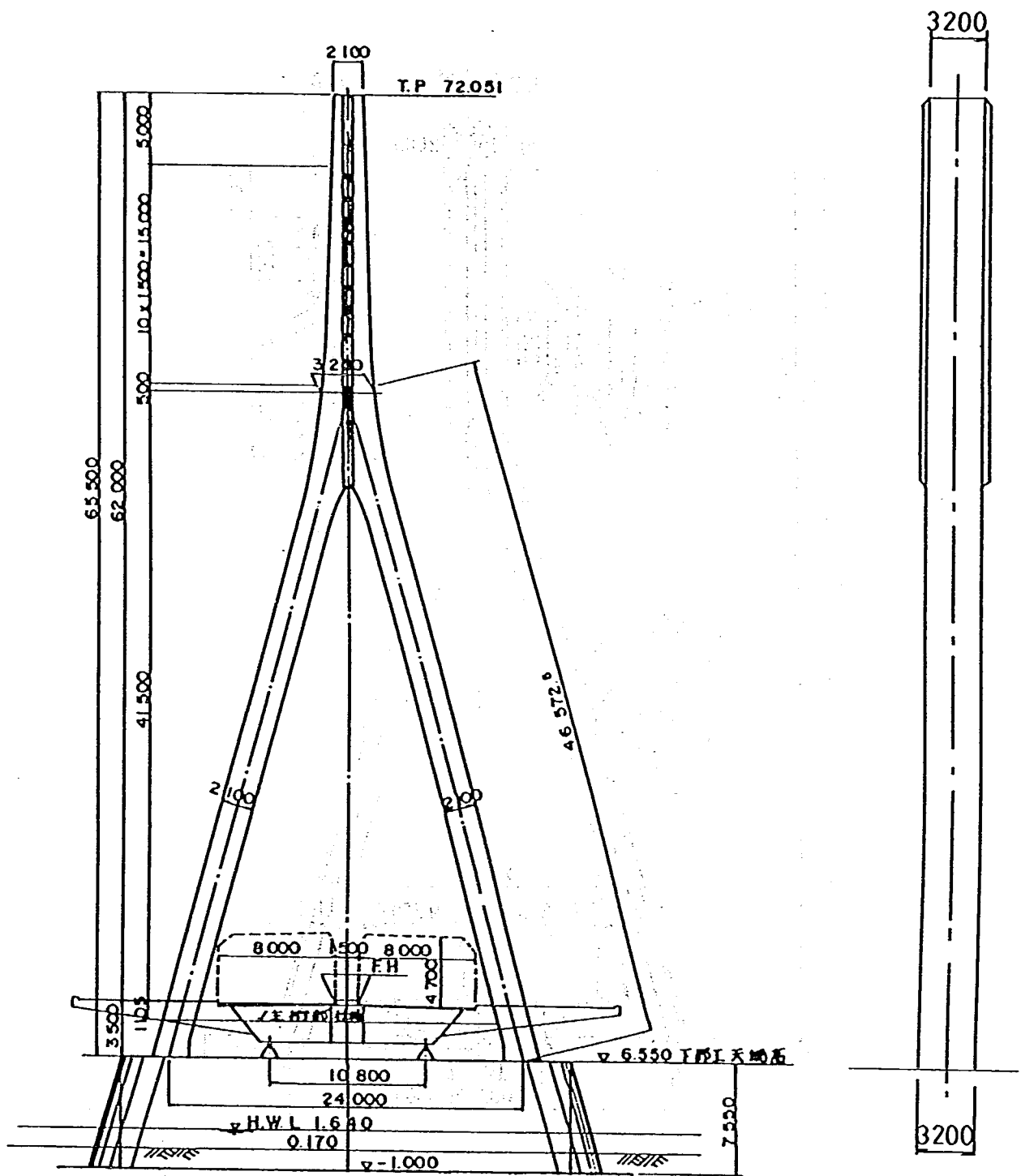
付図-5.5 名港西大橋 主塔一般図



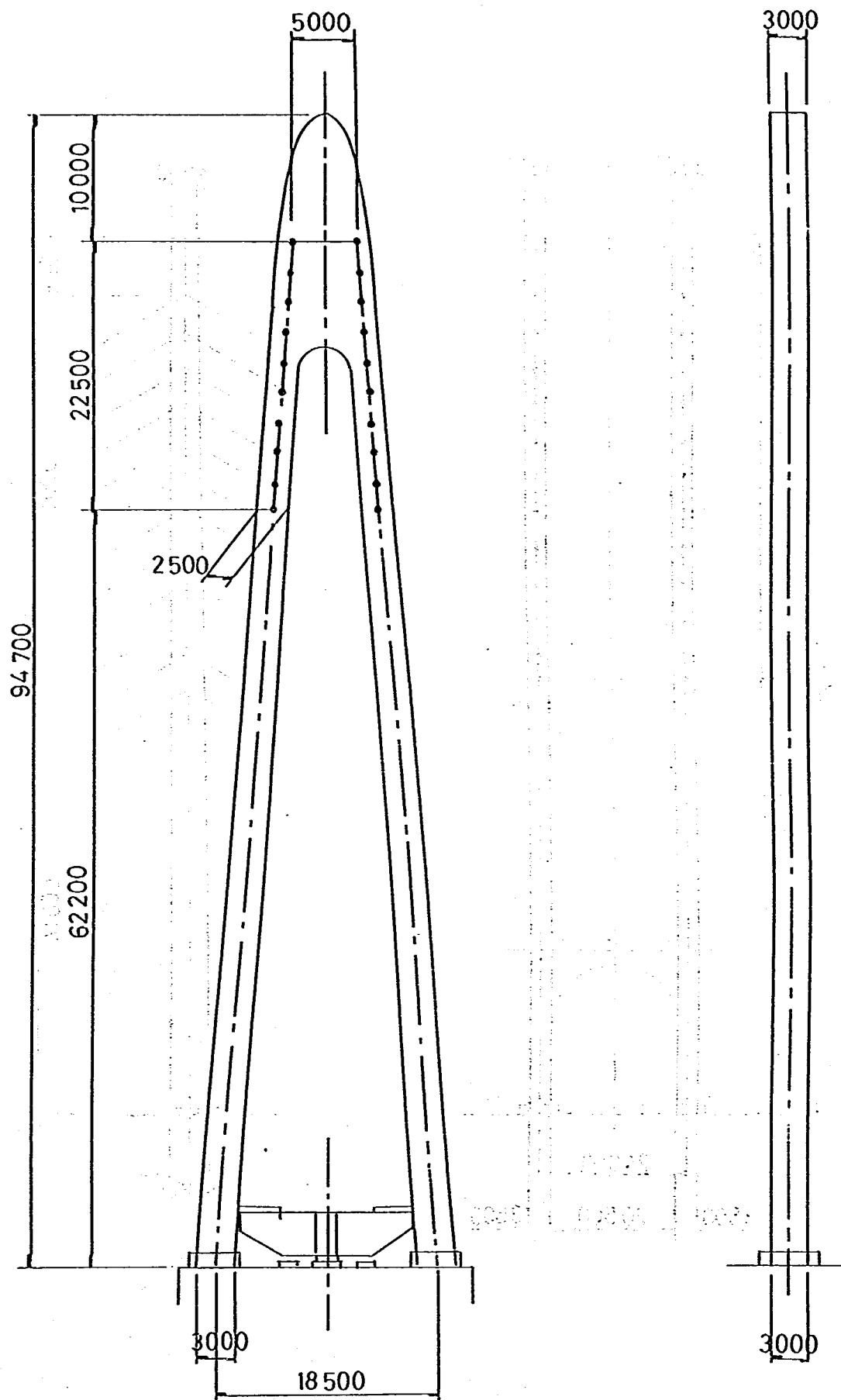
付図- 5. 6 鶴見つばさ橋 主塔一般図



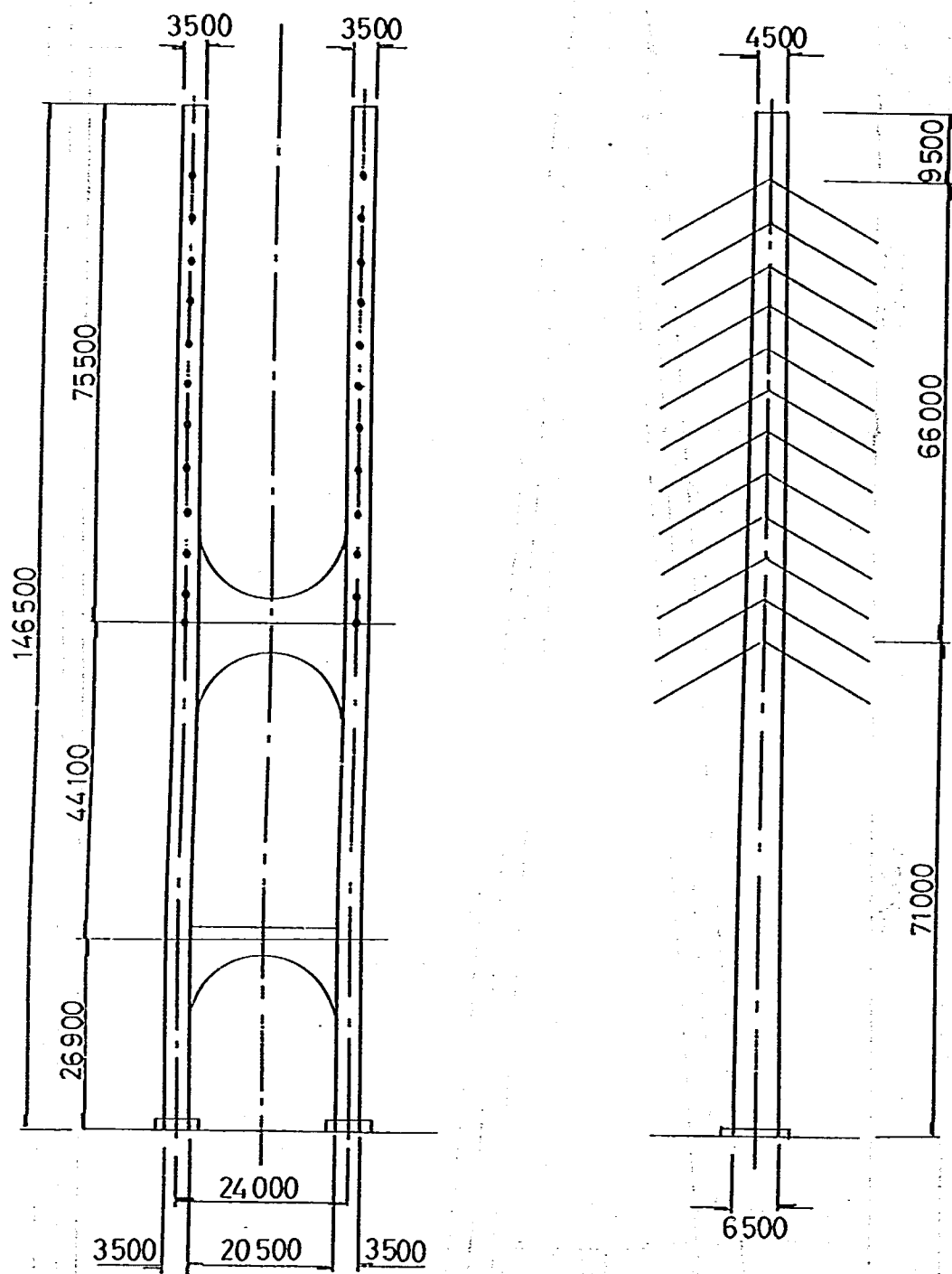
付図-5. 7 生口橋 主塔一般図



付図-5. 8 とよみ大橋 主塔一般図



付図-5.6 毛見一号线桥梁 主塔一般図



付図-5.6 東神戸大橋 主塔一般図

付表-5. 1 斜張橋データ

橋梁名	完成年度	種別	橋長	支間数	最大支間	主塔形状	主塔高	ケーブル形式	主桁形状	幅員	所在地	管理者	施工者
松ヶ山橋	1977	PC	96.5	1	96.0	門型	37.0	ファン	箱桁	4.20	神奈川県	神奈川県	鹿島
一本杉公園橋	1981	PC	84.9	2	84.9	H形	24.4	ファン	2主桁	6.60	東京都	東京都	ビーエス
勝本ダム大橋	1981	PC	55.0	2	27.0	独立1本	17.0	ファン	2主桁	5.00	長崎県	長崎県	富士ビ-エス
錦岡3号橋	1982	PC	82.5	2	52.5	独立1本	24.8	ハーブ	箱桁	11.60	北海道	JH	住友
一ノ瀬橋	1985	PC	89.8	2	44.4	中間型	22.9	ファン	和-スラフ	7.20	兵庫県	兵庫県	住友、フジタ
新門司大橋	1987	PC	77.0	1	74.4	H形	30.0	ファン	箱桁	23.80	福岡県	北九州市	PS
並木大橋	1987	PC	80.9	2	40.4	独立1本	24.8	ハーブ	PCホロー	7.00	茨城県	住都公団	鹿島
新綾部大橋	1988	PC	240.0	3	110.0	A形	43.0	ファン	箱桁	10.75	京都府	京都府	住友
屋那大橋	1989	PC	67.0	2	51.0	H形	24.3	ファン	PC床版	6.00	島根県	島根県	ビ-シー橋梁
日中大橋	1989	PC	204.0	2	101.0	H形	54.5	ファン	箱桁	4.70	福島県	農水省	大成、鹿島
清雲橋	1990	PC	108.0	2	53.5	A形	26.5	ハーブ	2主桁	5.40	北海道	札幌市	ド-ビ-
上妻橋	1990	PC	121.7	1	103.0	H形	45.4	ファン	逆台形	10.75	群馬県	群馬県	住友
白屋橋	1991	PC	225.0	2	124.3	H形	50.0	ファン	箱桁	8.20	奈良県	建設省	鹿島
ワイ・ハーブ橋	1991	PC	280.0	3	140.0	独立1本	40.0	ハーブ	箱桁	28.00	北海道	北海道	住友、鹿島、ド-ビ-
ミュンヘン大橋	1991	PC	171.7	2	107.7	独立2本	53.6	ハーブ	箱桁	28.60	北海道	札幌市	岩田、大成、住友他
米場公園橋	1992	PC	151.0	2	97.0	H形	51.6	ファン	箱桁	25.00	東京都	東京都	大成、新日本
青森ベイBr.	1992	PC	498.0	3	240.0	逆Y形	91.6	ファン	箱桁	25.00	青森県	青森県	鹿島、鉄建、大林、住友
磯水橋	1992	PC	222.0	2	110.2	逆Y形	63.5	ファン	逆台形	21.40	群馬県	JH	PS、鹿島
滝野パークブリッジ	1992	PC	168.0	3	80.0	独立1本	27.5	ハーブ	逆台形	14.60	北海道	北海道開発局	住友、リエンケル
洲本大橋	1993	PC	149.0	2	73.9	A形	40.4	ハーブ	箱桁	17.00	兵庫県	洲本市	ビーエス
飯大明神橋	1993	PC	170.0	2	84.4	A形	42.6	ファン	逆台形	9.20	鹿児島県	鹿児島県	リエンケル
秩父公園橋	1994	PC	391.9	2	195.0	H形	87.8	ファン	箱桁	19.00	埼玉県	埼玉県	鹿島、川田
松川浦大橋	1994	PC	286.6	3	145.0	H形	37.0	ファン	箱桁	12.95	福島県	福島県	川田、リエンケル
八戸ポートアイランド連絡	1995	PC	165.5	2	99.1	独立1本	62.1	ファン	箱桁	24.30	青森県	青森県	五洋、東洋、ド-ビ-
伊唐島大橋	1997	PC	588.2	5	260.0	H形	62.3	ハーブ	箱桁	11.00	鹿児島県	鹿児島県	鹿島、小牧
新猪名川大橋	1997	PC	400.0	2	200.0	逆Y形	93.5	ファン	箱桁	20.70	大阪府	阪高	鹿島、真柄
新渡橋	1995	PRC	189.8	2	93.8	H形	42.0	ハーブ	エッジカーガー	12.55	佐賀県	佐賀県	鹿島、松尾、稲富
八田原大橋		鋼	230.0	2	144.2	A形	52.0	ファン	箱桁	9.50	広島県	建設省	横河、片山
富原城北大橋		鋼	476.0	3	238.0	独立1本	47.7	ファン	逆台形	26.50	大阪市	大阪市	日立、松尾、三菱、横河
勝瀬橋	1958	鋼	128.0	1	128.4	門型	15.3	ファン	箱桁	5.50	神奈川県	神奈川県	横河
神納橋	1963	鋼	160.0	2	80.0	門型	21.3	ファン	箱桁	6.80	北海道	北海道	松尾
摩耶大橋	1966	鋼	210.0	2	140.0	独立1本	33.8	ファン	箱桁	14.70	兵庫県	神戸市	三菱
園分川水管橋	1968	鋼	185.0	3	84.5	A形	21.0	ファン	逆三角トラス	2.90	高知県	高知市	
豊里大橋	1970	鋼	377.0	3	216.0	A形	34.8	ファン	逆台形	20.30	大阪市	大阪市	日立、三菱
大黒大橋	1974	鋼	265.9	2	165.4	門型	43.7	ファン	箱桁	20.20	横浜市	横浜市	三菱
新大橋	1976	鋼	170.0	2	103.8	独立2本	41.0	ハーブ	箱桁	25.50	東京都	東京都	IHI
川崎橋	1977	鋼	129.2	2	87.5	H形	29.3	ファン	六角形	5.80	大阪市	大阪市	栗本
川原橋	1979	鋼	72.8	2	42.9	A形	15.6		I桁		岩手県	岩手県	IHI
でんでん大橋	1980	鋼	203.0	3	112.0	A形	37.7	ファン	箱桁		北海道	NTT	NKK
折鶴橋	1980	鋼	136.0	3	67.0	独立1本	36.0	ファン	六角形	7.80	大阪市	大阪市	春本
セントラル・ブリッジ	1982	鋼	83.5	3	53.8	逆Y形	17.9	ファン	箱桁	5.64	名古屋市	名古屋市	IHI、大成

外大東歩道橋	1984	鋼	63.6	3	26.3	A形	26.8	一面吊	逆台形	4.50	兵庫県	神戸市	三菱
ニハ-ワ-ト記念歩道	1984	鋼	77.5	2	50.1	独立1本	25.5	ファン	逆台形	5.30	兵庫県	神戸市	川重
雪吊橋	1985	鋼	140.1	3	57.0	H形	23.5	ファン	箱桁	5.90	石川県	石川県	NKK
岩黒島橋	1988	鋼	790.0	3	420.0	H形	152.3	ファン	トラス	27.50	香川県	本四公団	IHI、横河、松尾、住重、駒井
西羽賀大橋	1989	鋼	194.8	2	116.0	H形	43.7	ファン	箱桁	10.75	福島県	福島県	川田
不動窟	1989	鋼	75.0	2	44.5	H形	21.0	ファン	扁平箱桁	8.75	奈良県	奈良県	松尾
引原1号橋	1990	鋼	124.0	1	123.0	逆Y形	48.0	ファン	逆台形	9.70	兵庫県	建設省	IHI
花畔大橋	1990	鋼	230.0	2	140.4	独立1本	45.0	ハープ	逆台形	36.00	北海道	北海道開発局	横河、宮地、松尾、川重
エイト連絡橋	1990	鋼	177.0	2	88.5	独立2本	37.0	ハープ	逆台形		東京都	運輸省	横河、IHI
平成大橋	1991	鋼	215.0	2	124.3	A形	45.0	ファン	扁平箱桁	22.80	群馬県	前橋市	川田
奥和歌大橋	1991	鋼	165.0	2	105.0	A形	40.5	ファン	逆台形	10.60	和歌山県	和歌山県	日立、三井
幸魂大橋	1991	鋼	681.2	2	190.0	独立1本	80.0	ファン	逆台形	27.40	埼玉県	建設省	
さねき府中湖橋	1991	鋼	196.7	2	130.0	独立1本	53.0	ファン	扁平逆台形	23.30	香川県	JH	川重、三井
周防大橋	1992	鋼	180.0	3	99.4	逆Y形	60.8	ファン	箱桁	11.50	山口県	山口県	三菱、宇部興産
中央大橋	1993	鋼	210.7	2	137.7	A形	78.6	ファン	箱桁	25.00	東京都	東京都	IHI
東神戸大橋	1993	鋼	885.0	3	485.0	H形	119.6	ハープ	トラス	17.00	兵庫県	阪商	三菱、川重
新万代橋	1993	鋼	317.4	3	162.0	I形	40.0	ファン	逆台形	24.50	茨城県	茨城県	宮地、東鉄
毛見1号線橋	1993	鋼	410.0	2	240.0	逆V形	94.7	ファン	扁平六角形	14.30	和歌山県	和歌山県	川重、住重、栗本
岩津橋	1993	鋼	175.0	1	175.0	独立2本	55.0	ファン	逆台形	11.25	徳島県	徳島県	NKK、日本車輛、高田
とよみ大橋	1994	鋼	300.0	2	150.0	逆Y形	62.0	ファン	扁平逆台形	25.30	沖縄県	沖縄県	横河、川田
鶴見航路橋	1994	鋼	1020.0	3	510.0	逆Y形	136.7	ファン	扁平六角形	38.00	神奈川県	首都公	宮地、住重、ヒール、NKK、日立、松尾
しらこぼと橋	1995	鋼	145.1	2	80.9	A形	51.5	ファン	箱桁	17.70	埼玉県	埼玉県	川田、三菱
弓削大橋	1996	鋼	325.0	3	175.0	A形	36.5	ファン	逆台形	10.75	愛媛県	愛媛県	
名港中央大橋	1997	鋼	1170.0	3	590.0	A形	141.3	ファン	扁平六角形	37.50	愛知県	JH	三菱、住重、横河他
名港東大橋	1997	鋼	700.0	3	410.0	A形	89.3	ファン	扁平六角形	46.20	愛知県	JH	NKK、駒井、川田、日立
大和橋	1974	複合	192.0	3	83.0	独立1本	15.0	モノ	箱桁	10.30	大阪市	戸田競艇	IHI
戸田公園大橋	1988	複合	179.0	2	134.0	独立1本	61.4	ファン	扁平六角形	7.85	埼玉県	民間	新日鐵、大成
仲良橋	1989	複合	110.0	2	65.0	門型	30.0	ファン	合成桁	10.00	静岡県	民間	川田
生口橋	1991	複合	790.0	3	490.0	A形	95.0	ファン	逆台形	24.10	広島県	本四公団	日立、瀧上、住友、川田

那珂川橋主塔耐風性調査報告書

I S S N 0386-5878

土 研 資 料 第3335号

平成7年9月(1995)

構造研究室 室 長 佐藤 弘史

研 究 員 松野 栄明

部外研究員 星加 益朗*

*部外研究員在職期間(平成6年4月から)

要 旨

那珂川橋は、一般国道6号東水戸道路の一部として計画されている橋長533m、最大支間285mの4径間連続鋼床版斜張橋である。その主塔は105mと比較的高く、立面形状は二次曲線で構成されかつ大きな充腹部を有するという従来にないものであるため、耐風安定性についての調査が必要と考えられた。そのため、計画案に対して主塔3次元弾性模型による風洞実験を実施し、基本的な耐風応答特性を把握するとともに、制振対策の検討を行った。その結果、無対策時には橋梁完成系については問題ないが、主塔独立系については塔面外方向にギャロッピングが発生することがわかった。さらに制振対策について検討した結果、構造減衰の付加または隅切り部材取付による断面形状の変更により耐風安定性が確保されることが明らかになった。

キーワード：那珂川橋、弾性模型型実験、隅切り断面

○

郵便はがき

50円切手
をはって
下さい。

305-□□

建設省土木研究所

構造研究室

御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 48

No. 48

配布先氏名

配布先住所

○

○

土木研究所資料 第3335号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

土木研究所資料第3335号

○