



土 木 研 究 所 資 料

第750号

平戸大橋設計施工調査
耐風調査

昭和 47 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所
構造橋梁部 構造研究室

ま え が き

平戸大橋の耐風性調査が昨年度に引き続いて構造研究室の担当で実施された。昨年度は、(1)設計風速の決定、(2)計画案の耐風性調査、の2項目について調査・実験が行なわれ、その結果、設計基本風速は41.7 m/s、計画案-Bはほぼ十分な耐風性を具備する等の結論が導かれた。

本年度は主として計画案-Bの橋床部を変更した計画案-Cについて風洞実験を行ない、計画案-Cが実施設計としてほぼ十分な耐風性を有することを確認した。

この報告書では前半に昨年度実施した調査結果の概要を紹介し、後半に本年度の調査結果を詳述している。

昭和47年3月

室 長 成 田 信 之

研 究 員 横 山 功 一

研 究 室 員 近 江 幸 雄

同 宮 沢 宏

＊ 平戸大橋基本調査（耐風調査）報告書昭和46年3月土木研究所構造研究室
土研資料-650, Aero-13, ST. Section

目 次

ま え が き

(昭和45年度調査結果の概要)	1
1. 設 計 風 速	1
2. 設計案-A, Bとその模型	6
3. 設計案A, Bの風洞実験結果	22
4. 結 論	30
(昭和46年度調査結果)	31
5. 目 的	31
6. 模 型 の 種 類	32
7. 実 験 条 件	33
8. 実 験 結 果	35
9. 考 察	43
10. 結 論	48

あ と が き

資料：1. 図 面

2. 表

(付) 設計案-Cについて

〔昭和45年度調査結果の概要〕

1. 設 計 風 速

(基 本 風 速)

本橋の耐風設計は「本州四国連絡橋耐風設計指針(1967)」にもとづいて実施するよう定められている。したがって、設計風速を求めるためには、その基礎となる基本風速を決めることが必要となる。昨年度においては、近隣(半径100Km以内)の気象官署すなわち、平戸、佐世保、佐賀、長崎、福岡、雲仙、厳原の各官署の気象観測資料を収集し、これをもとに、基本風速の推定を行なった。(図-1参照)

各地の年最大10分間平均値と平戸測候所の観測値との単相関を求めたが、いずれも満足な特性は示さなかつた。これは測器の設置位置の地形因子が大きく影響しているためと考えられる。そのため、最終的には平戸測候所の29年間の観測値のみを用い、この観測値が2重指数分布に従うものと仮定して、再現期間と風速期待値の関係を求めた。即ち、近似式は

$$y = 4.99x + 18.78 \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 $x = e \times p(-e \times p(-p))$ 、 $P = 1 - \frac{1}{R}$ 、 R は再現期間、 y はそれに対応する風速の期待値、をそれぞれ表わす。上式の関係を図-2に示す。

次に、再現期間 R と構造物の耐用年数 a 、更に非超過確率 q の関係は次式で表わされる。

$$R = \frac{1}{1 - q^{1/a}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

平戸大橋の場合、耐用年数を50年、非超過確率を0.6とすると再現期間は98.4年となり、基本風速は41.7 m/sと定められた。

(設 計 風 速)

「本州四国連絡橋耐風設計指針(1967)」では、設計風速および設計風荷重は次式により算出するよう定められている。

$$\begin{cases} V_D = V_F \times M_H \times M_L \quad \dots\dots\dots (3) \\ W_D = \frac{1}{2} S V^2 C_D \cdot A \end{cases}$$

ここで、 V_F : 基本風速(m/s) $\dots\dots\dots (4)$

M_H : 構造物の高度による補正係数

M_L : 構造物の水平長または鉛直長による補正係数

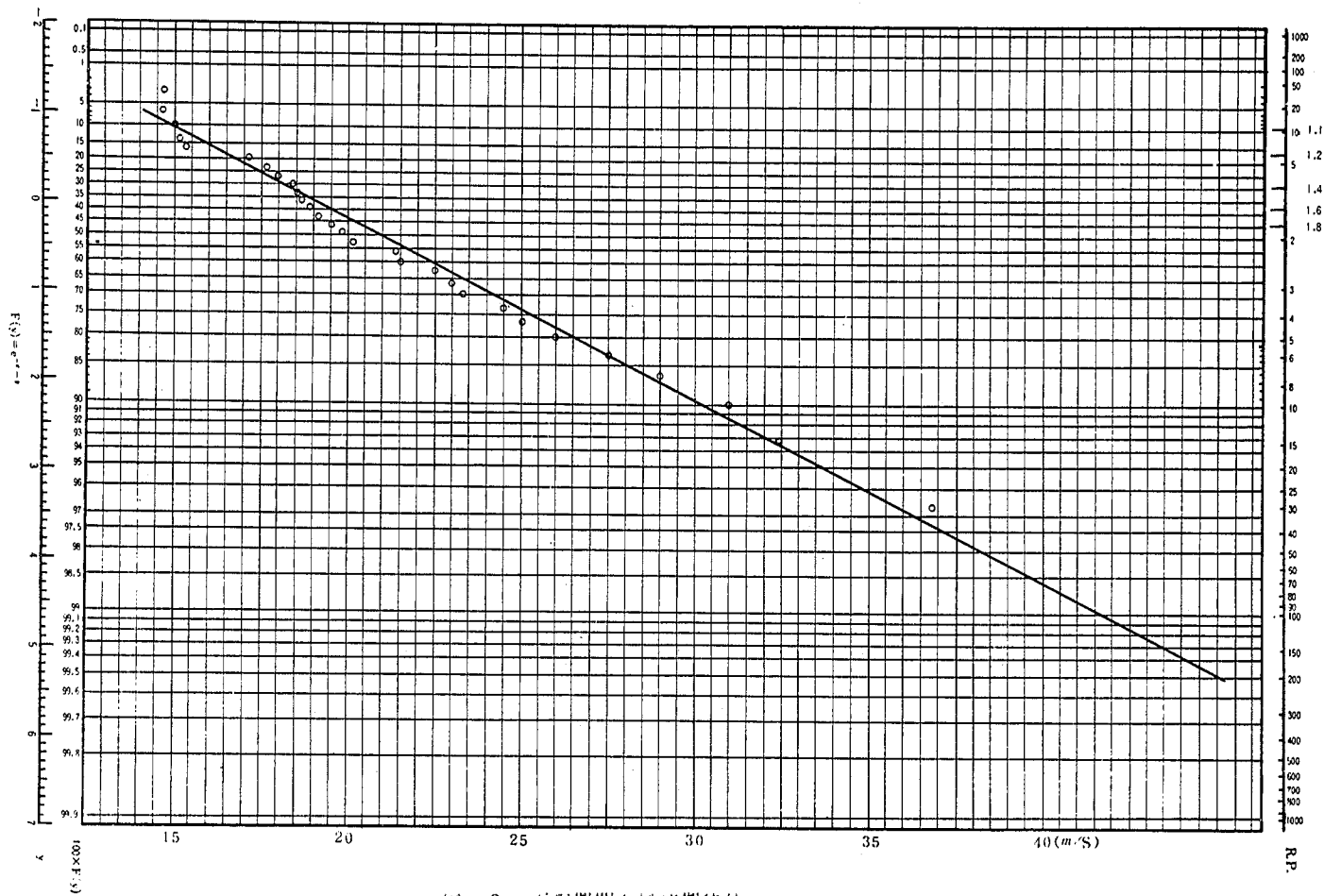


図-3 再現期間と風速期待値

V_D : 設計風速 (m/s)

ρ : 空気密度 ($\text{Kg} \cdot \text{sec}^2 / \text{mf}$)

C_D : 抗力係数

A : 水平ばく露面積 (m^2 / m)

(3)式によつて求められた設計風速は次の通りである。

補剛桁	5 8.7 m/s
ケーブル・ハンガー	6 4.8
主 塔	7 4.4

但し、支間は4 4 8.5 m, 補剛桁高は3 2.3 3 m, ケーブルハンガー高は5 9.1 5 m, ベキ指数は $\frac{1}{2}$ として算出された。あとで述べるように設計案はA, B, の2種作成されたが、設計案-Aに対しては、諸般の事項からここで求められた設計風速は用いられず、設計案-B以降に採用された。

(風 向)

風向特性は平戸測候所の資料より図-3のごとく風配図としてまとめられた。これによると冬季は季節風のため北西風が、又、夏季には南風が卓越していることが判つた。しかしながら、年間最大風速は海峡の方向に沿つた南風、又は、北風に近い角度よりの吹き込みが卓越し、設計風速は橋軸直角方向に定義するのが最適であると考えられる。

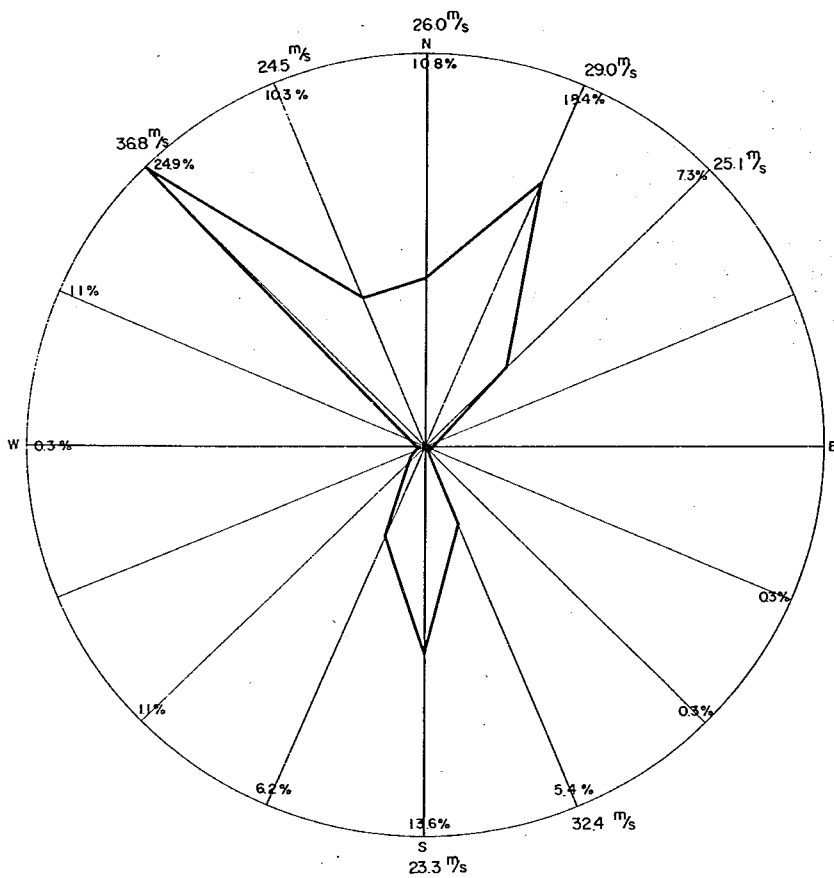


図-3 風配図(平戸)

(注) 風向は%表示
風速は年最大値風速より
抽出

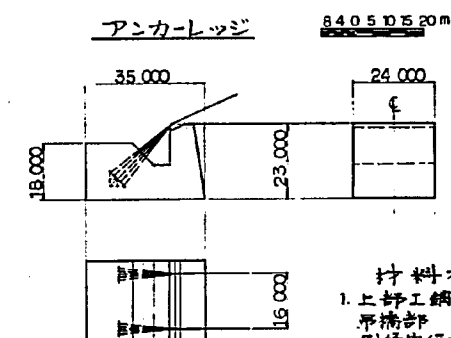
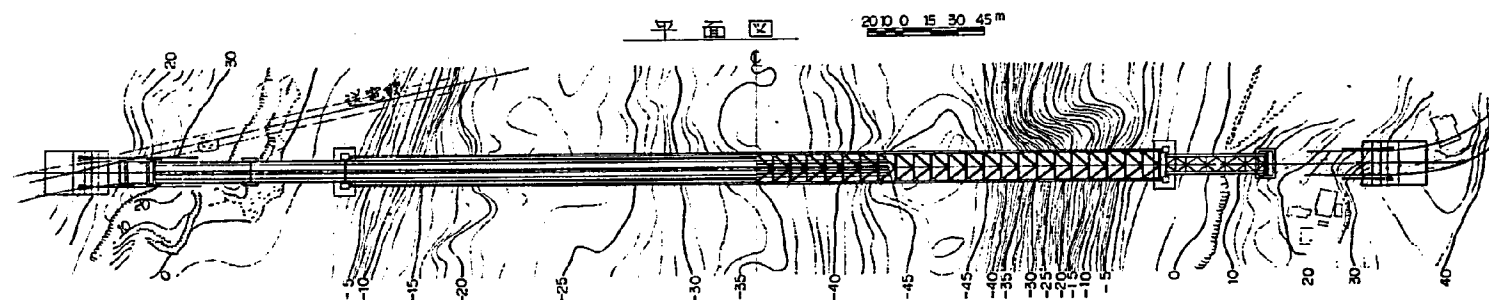
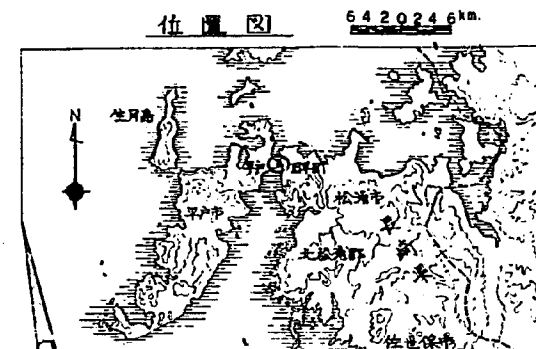
2. 設計案 - A, B とその模型

昨年度調査した設計案は A, B の 2 種であつた。図 - 4 および表 - 1, に見られるごとく, 両者の主要な差は主構間隔×主構高が A 案で 16.0×7.0 m, B 案で 14.5×6 m であることである。このような断面の縮小は A 案についての風洞実験の結果を参考に経済性などの考慮から行なわれたものである。

風洞模型は縮尺率 $1/36654$ の部分模型として製作された。図 - 5 に模型の製作図を示す。この時期においては高欄, 地露, 自動車防護柵などについての詳細は不明であつたので, 模型では既往の資料から適当な形状・寸法を選んで用いた。また, 橋床の開床は耐風性に大きく影響するため模型では図 - 6 に見られるように各設計案に対して 4 種の変形模型を製作し, 実験に供した。

表 - 1 設 計 案 諸 元

名 称	単 位	設 計 案 - A	設 計 案 - B
主 塔 間 隔	m	453.500	455.400
理 論 支 間	m	448.500	450.000
垂 距	m	44.000	44.000
バ ッ ク ス テ イ 水 平 本 島 側	m	115.000	115.000
平 戸 島 側	m	140.000	140.000
バ ッ ク ス テ イ 鉛 直 本 島 側	m	54.367	54.364
平 戸 島 側	m	66.182	66.182
ケ ー ブ ル 断 面 積	$m^2/bridge$	0.16714	0.17012
弦 材 断 面 積	$m^2/chord$	0.03528	0.05008
全 死 荷 重	$t/m/bridge$	11.910	11.548
床 組 部 死 荷 重	$t/m/bridge$	7.348	7.440
主 構 部 死 荷 重	$t/m/bridge$	2.982	2.550
ケ ー ブ ル ・ ハ ン ガ ー 死 荷 重	$t/m/bridge$	1.580	1.558
主 構 間 隔	m	16.000	14.500
主 構 高	m	7.000	6.000
主 構 パ ネ ル 間 隔	m	4.875	4.875
横 構 パ ネ ル 間 隔	m	9.750	9.750
斜 材 断 面 積	$m^2/cable$	0.0110	0.011148
横 構 断 面 積	$m^2/lateral$	0.0116	0.010638
床 版 部 隔	m	12.800	12.800
ケ ー ブ ル 弾 性 係 数	t/m^2	20.0×10^6	20.0×10^6
主 構 の 断 面 2 次 モ ー メ ン ト	$m^4/bridge$	1.7287	1.774



材料表	
1. 上部工鋼骨	
吊橋部	5194 ^t
側径間(平方)	274 [・]
(田平)	140 [・]
Σ	5608 ^t
2. 下部工コンクリート	
主塔基礎(2基)	8424 ^m
アンローラシ(2基)	28464 [・]
Σ	36888 [・]

設計条件

- 1.形式:単径間2ヒンジ鋼脚トラス吊橋
2.荷重:

- 1) 活荷重。
a. 床組床トラス、ハガークに対して
車道: T-20
歩道: 500 kg/m^2
b. 補脚トラス、ケーブル、塔、アウターに対して
車道: L-20, R-20 中央部トラス、ケーブル、
鉄桁13t。
歩道: 350 kg/m^2
- 2) 衝撃係数。
床組床トラス、ハガークに対しては、鋼道系
補脚トラス、ケーブル、塔、アウターに対しては考慮しない。
- 3) 風荷重。
鋼道系トラス、ケーブルの風圧係数は0.7/本とする。
- 4) 地震荷重。
 $K_H = 0.15$ $K_V = 0.1$ と震度5で行う。
- 5) 温度変化の影響。
+20°C と基準値に、±30°C とする。

3. 游客心理力度

- 1) ケーブル (平均線ケーブル) :
- ・ 単径係数 : 2 000 000 %/cm²
 - ・ 許容心力度 : 5 600 %/cm²
- 2) ハンガー :
- ・ 単径係数 : 400 000 %/cm²
 - ・ 安全率 : 4.0
- 3) 鋼材 :
- ・ 許容引張心力度
- | | | |
|-------|---|-------------------------|
| SS41 | = | 1 400 %/cm ² |
| SM50 | = | 1 900 " |
| SM50Y | = | 2 100 " |

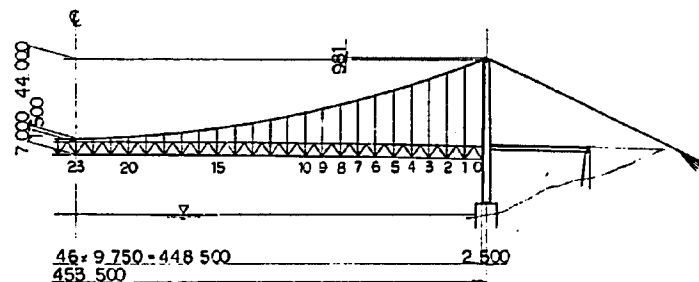
4. 地盤許容支持力
1) 平均島側レ対レ
鉛直方向: 320 t/m^2
横方向: 160 t
地震時増加率: 50%
2) 田町町側レ対レ
鉛直方向:
横方向:
地震時増加率 50%
5. 下部構造物の安定レ対レ安全率

5. 下部構造物の安定に対する安全率

- 1) 転倒
常時: 2.0
地震時: 1.5
2) 滑動
常時: 2.0
地震時: 1.5

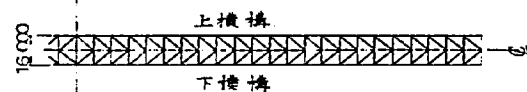
図-4(その1) A案諸元図

工事名	一般道平戸・同平戸大開闢工事			
圖面名	橋梁一般平戸 -			
図面番号	全 16 巻の中第 1 号 巻 101 - 01			
縮尺	1/500 1/500 1/500			
作成年月日	昭和 44 年 10 月 日			
製	図	監	検	認
長崎県土木部道路課				

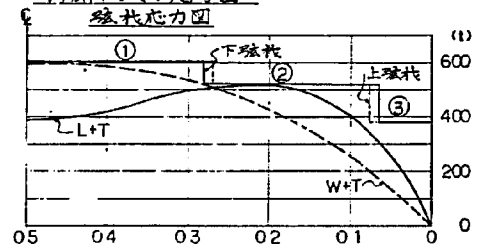


縦げた断面

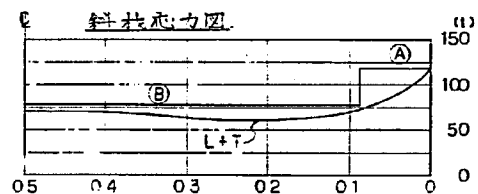
1-PI. 220 x 16
1-PI. 700 x 9
1-PI. 200 x 16
断面積 98.7cm²
枕 貫 SM50Y



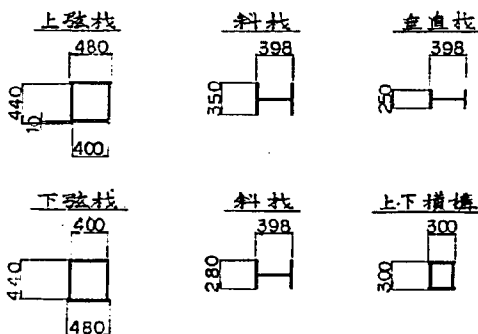
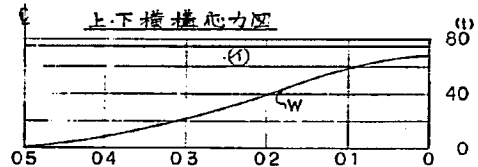
補剛トラスの応力図
弦材の応力図



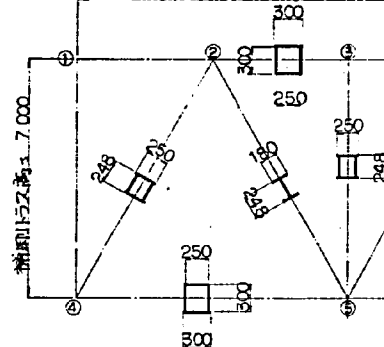
斜材の応力図



上下横構の応力図



補剛トラスの断面



床トラス主要断面

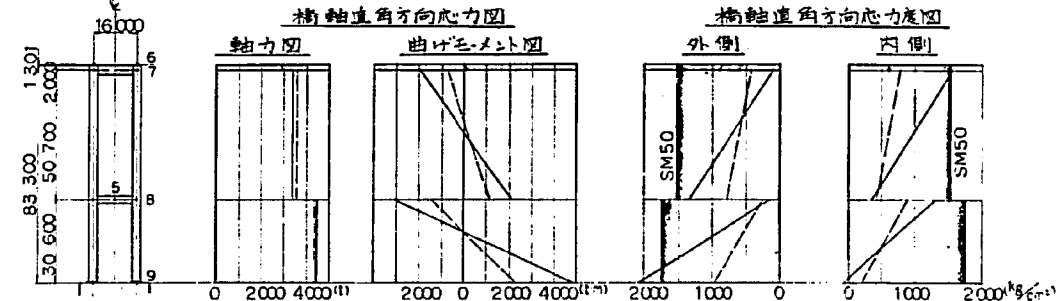
格点	断面	断面積(cm ²)	枕貫
①~③	1-PI. 300 x 15 2-PI. 300 x 9 1-PI. 250 x 15	146.50	SM50
④~⑤	1-PI. 250 x 9 2-PI. 300 x 9 1-PI. 300 x 9	103.50	SS 41
②~④	2-PI. 250 x 13 2-PI. 222 x 13	122.72	SS 41
②~⑤	2-PI. 180 x 9 1-PI. 230 x 9	53.10	SS 41
③~⑤	2-PI. 250 x 9 2-PI. 230 x 9	68.40	SS 41

補剛トラス主要断面

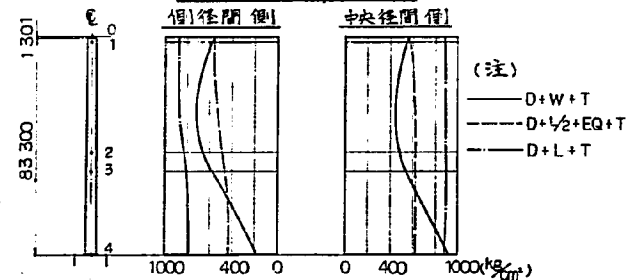
種別	断面	断面積(cm ²)	枕貫
補剛トラス	① 1-PI. 480 x 22 2-PI. 440 x 22 1-PI. 400 x 22	387.20	SM50Y
	② 1-PI. 480 x 19 2-PI. 440 x 19 1-PI. 400 x 19	334.40	SM50Y
	③ 1-PI. 480 x 14 2-PI. 440 x 14 1-PI. 400 x 14	246.40	SM50Y
	④ 2-PI. 350 x 15 1-PI. 368 x 10	141.80	SS 41
	⑤ 2-PI. 310 x 13 1-PI. 374 x 10	117.80	SS 41
変直材	0~23 2-PI. 250 x 9 1-PI. 380 x 9	79.20	SS 41
	上下横構 ① 2-PI. 300 x 10 2-PI. 280 x 10	116.00	SS 41

*は構造上より上横構は 2-PI. 295 x 10 使用。
下横構は 2-PI. 289 x 10 使用。

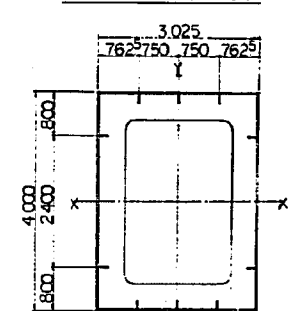
塔の応力図



橋軸方向応力図



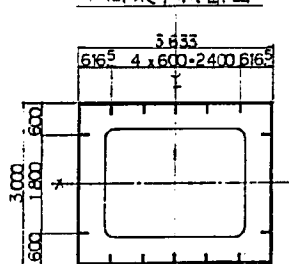
上部水平板断面



I

2-PI. 2985 x 20
2-PI. 4000 x 20
断面積 2794cm²
枕貫 SS 41

中間水平板断面



I

2-PI. 3593 x 20
2-PI. 3000 x 20
断面積 2637.2cm²
枕貫 SM50

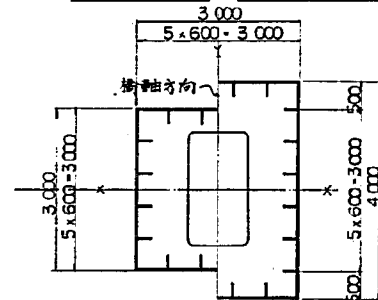
図-4(その2) A案諸元図

工事名	一般国道平戸・四平線平戸大橋新橋工事
図面名	上部構造概略図
図面番号	全16張の中第11号 101-07
縮尺	
作成年月日	昭和44年10月11日
設計	長崎県土木部道路課

材料表

平ケーブル鋼材	1742t
補剛トラス鋼材	1959t
橋台鋼材	1493t
平鋼鋼材	5194t
平鋼鋼材	274t
鋼材合計	5608t

塔頂断面 塔基部断面



2-PI. 3000 x 22
2-PI. 2956 x 28
16-PI. 200 x 18
断面積 3551.36cm²
枕貫 SM50

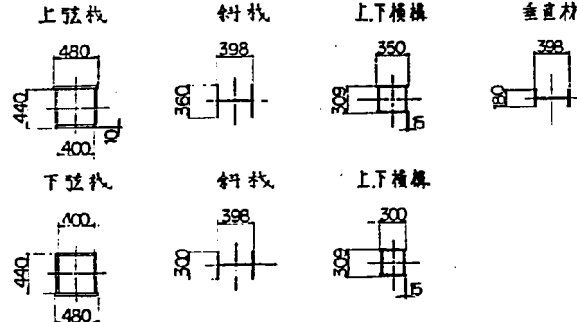
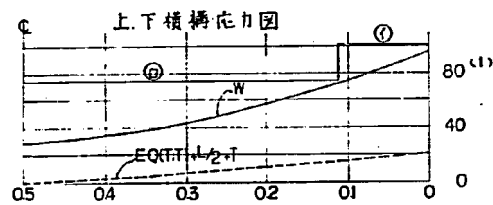
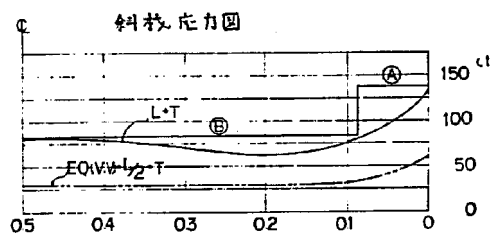
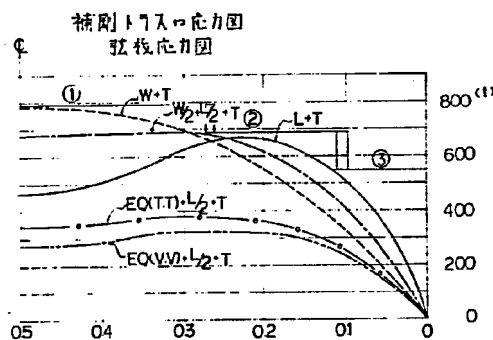
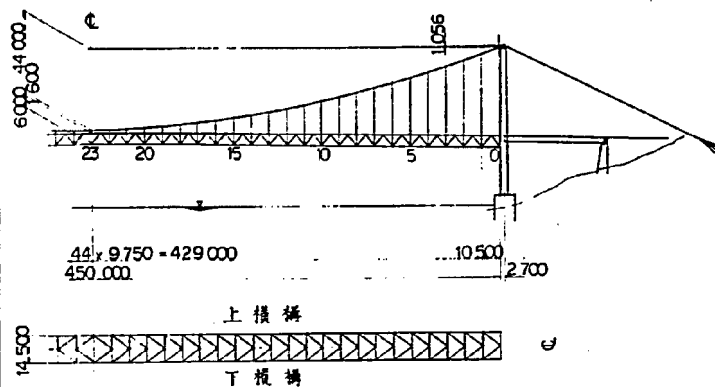
2-PI. 3000 x 22
2-PI. 3956 x 28
20-PI. 200 x 18
断面積 4255.36cm²
枕貫 SM50

主ケーブル (平行線ケーブル)

最大張力(t)	4670
ケーブル径(mm)	365
ケーブル構成	19 x 224 = 4256
巻線径(mm)	5
巻線径(mm)	4
断面積(cm ²)	0.8357
空け込み率	19
ケーブル長(m)	788.2

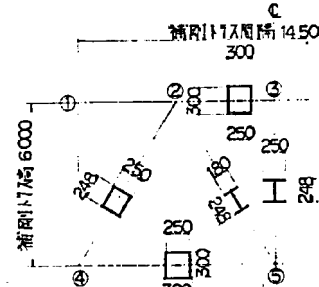
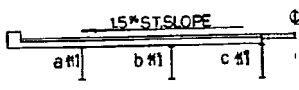
ハンガー (I.W.R.C.)

ハンガー張力(t)	87.71
ロープ径(mm)	52
ロープの本数	2
保証張力(t)	172



縦断面

	a 桁	b 桁	c 桁
1-PI	230×15	230×15	230×15
断面2-PI	145×9	160×9	17×9
1-PI	210×15	210×15	210×15
断面積 cm^2	92.1	94.8	81.75
材質	SM50Y	SM50Y	SM50Y



床トラス主要断面

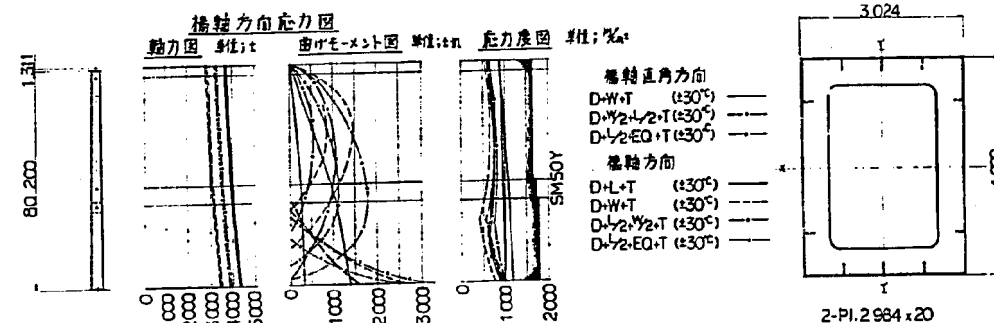
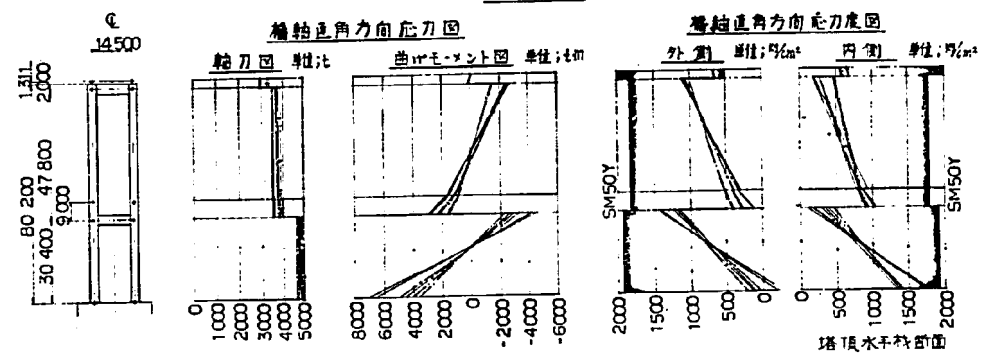
格点	断面 (mm)	断面積 cm^2	材質
①-③	1 PI. 300×15 2 PI. 300×9	136.5	SM50
④-⑤	1 PI. 250×15 2 PI. 250×9	103.5	SS41
②-④	2 PI. 250×11 2 PI. 225×9	95.68	SS41
②-⑤	2 PI. 180×9 1 PI. 230×9	53.1 (44.1)	SS41
③-⑤	2 PI. 240×10 1 PI. 228×9	68.52	SS41

() 内数値は先列と異なる箇所がある。

補剛トラス主要断面

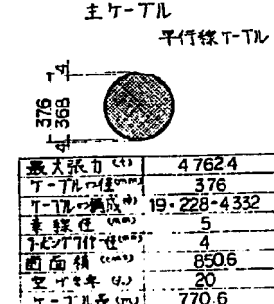
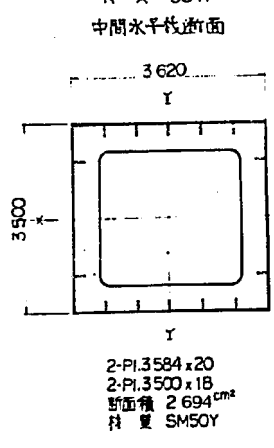
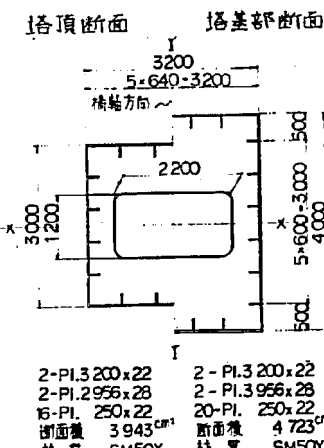
種別	断面 (mm)	断面積 (cm ²)	材質
補剛トラス	① 1 PI. 480×28 2 PI. 440×28	500.8	SM50Y
	1 PI. 400×30 1 PI. 480×25 2 PI. 440×25	440.0	SM50Y
	② 1 PI. 480×20 2 PI. 440×20 1 PI. 400×20	352.0	SM50Y
	③ 2 PI. 360×16 1 PI. 366×9	148.14	SS41
	④ 2 PI. 300×13 1 PI. 372×9	111.48	SS41
	⑤ 2 PI. 180×10 1 PI. 378×9	70.02 (60.02)	SS41
	⑥ 2 PI. 350×13 2 PI. 288×9	141.94	SS41
	⑦ 2 PI. 300×9 2 PI. 291×9	106.38	SS41
	⑧		
	上下横構	①	

塔応力図



鋼重表

品名	単位	重量
ケーブル関係	1773	
吊橋部関係	1901	
塔関係	1563	
予力関係	5237	
鋼重合計	5651	



ハンガー

品名	単位	重量
ハンガー	96.66	
ロ-7	56	
ロ-7の長さ	2	
ハンガーの長さ	197	

図-4(その4) B案諸元図

工事名	一般国道平戸・田平線平戸大橋補修工事
図面名	上部構造概要図
図面番号	全3張の第2号
縮尺	
作成年月日	昭和44年 月 日
設計	長崎県土木部道路課

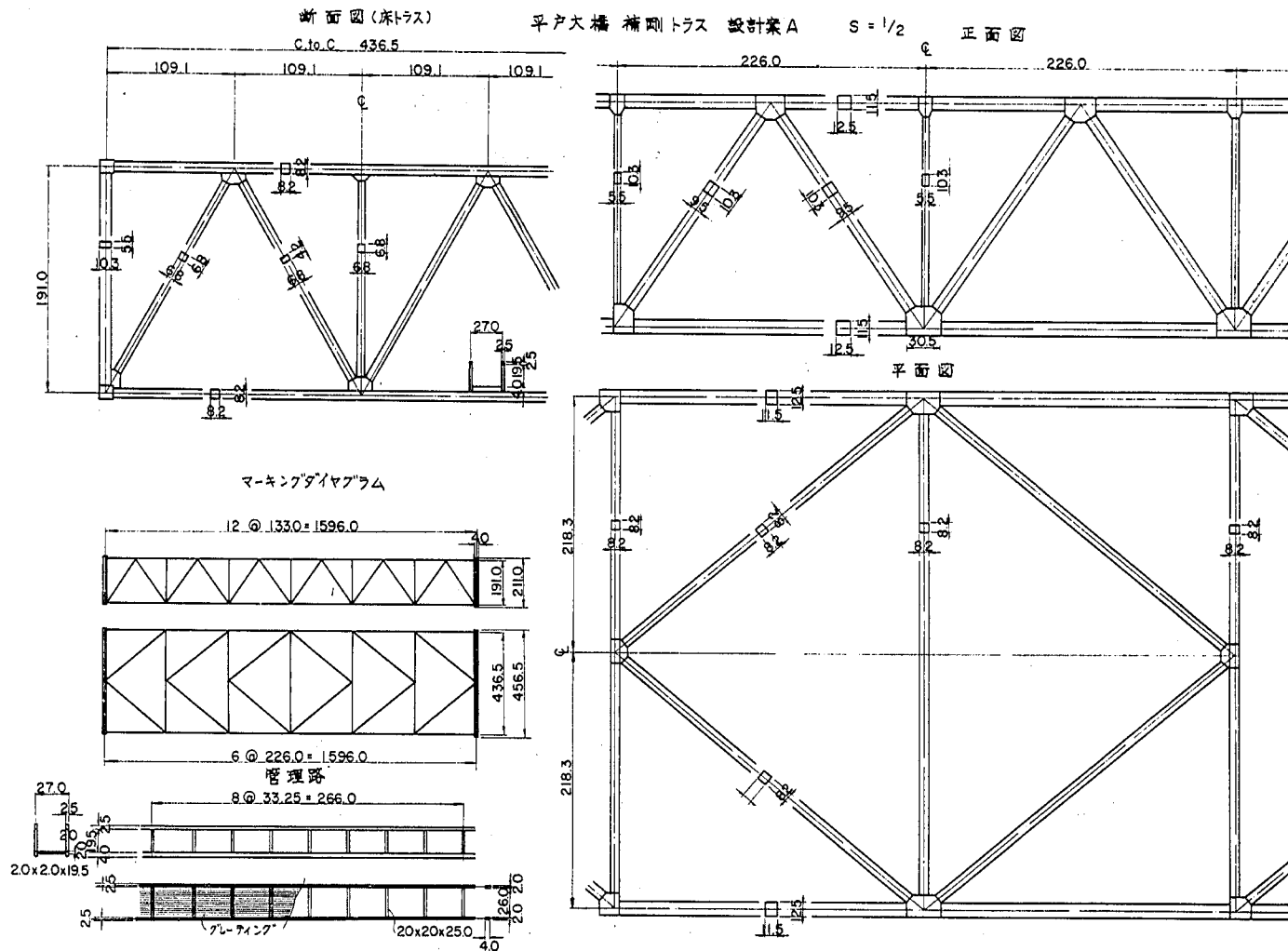
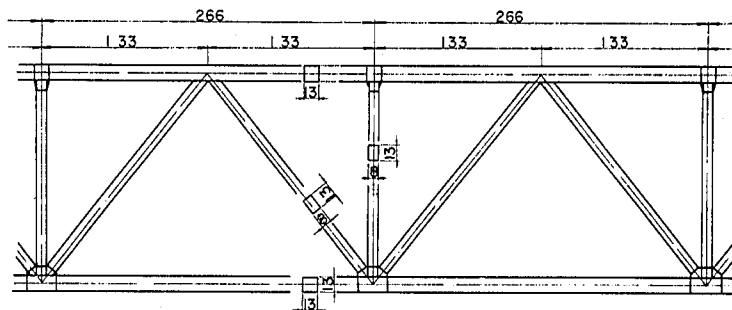
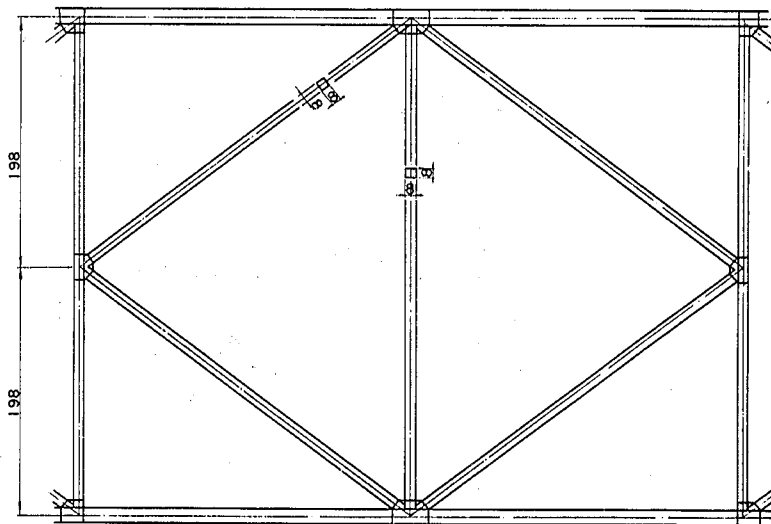


図 - 12 模型図 (A 案) (その 1)

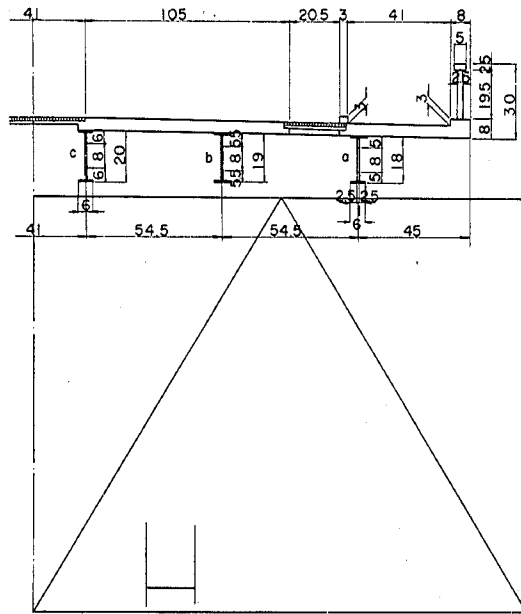
正面圖



平面图



- 図-5(その3) 模型図(B案)



棧實

- ・床版の部分は バルサ材 を用いる。
- ・床 縦 材 は アフリル とする。
- ・その他の部分は ひのき とする。

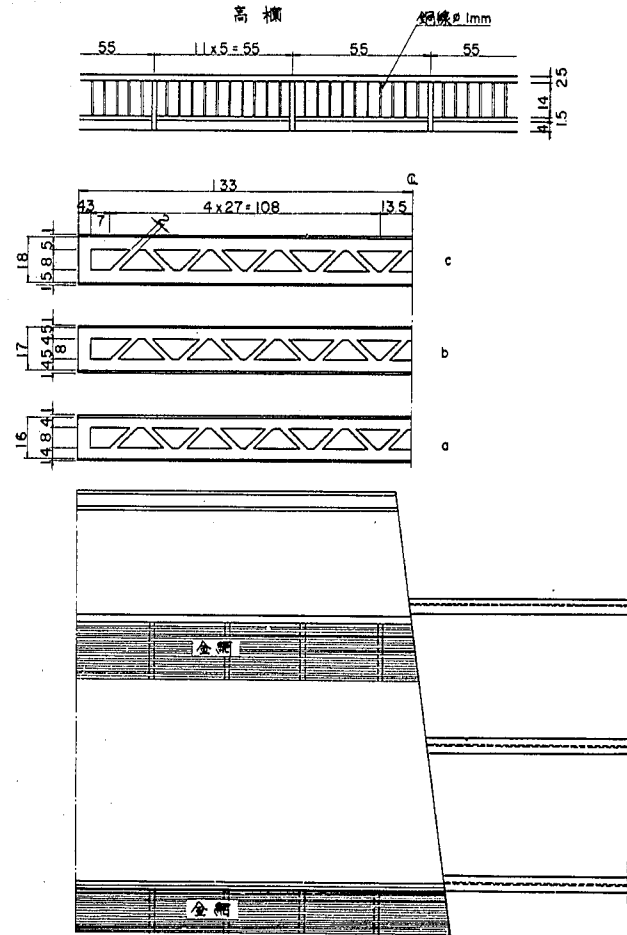


図-5(その4) 模型図(B案)

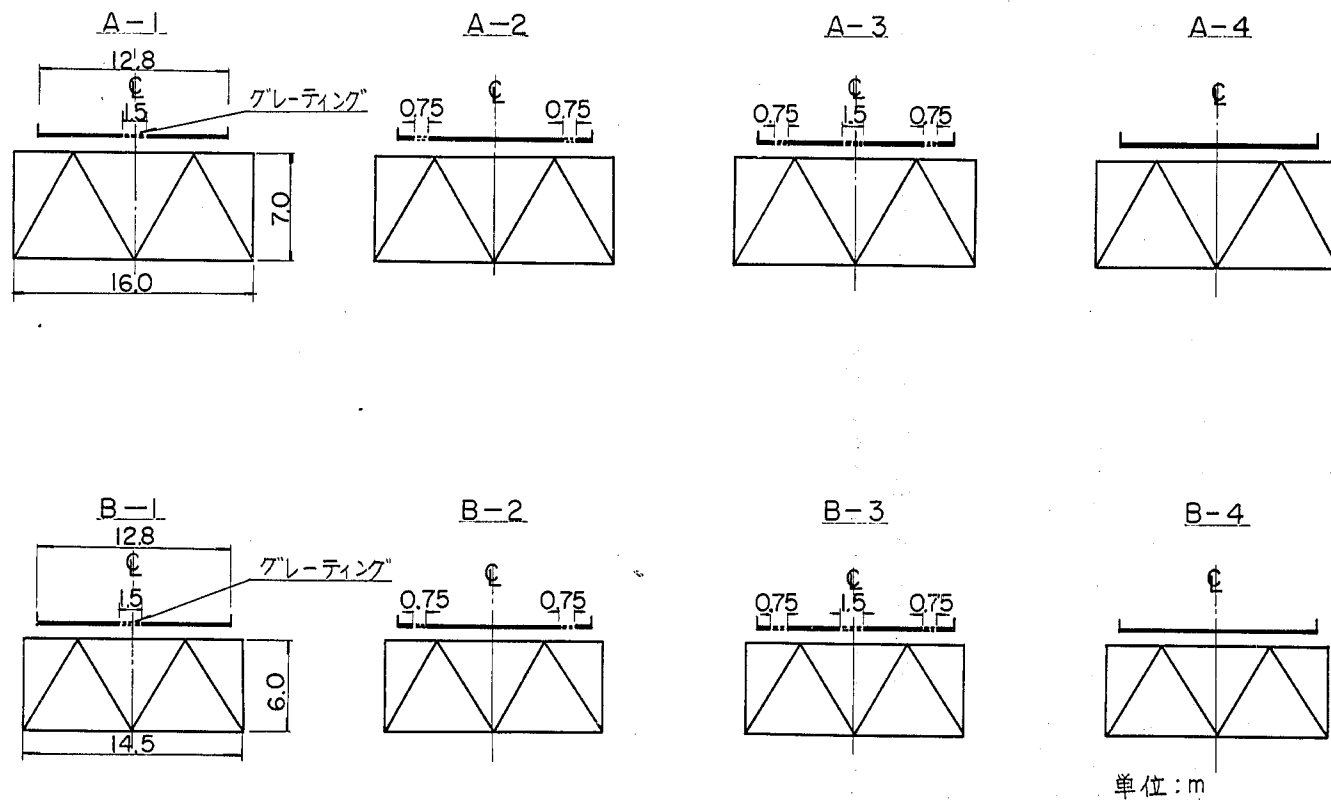


図-6 模型の種類

3. 設計案・A・Bの風洞実験結果

(設計風荷重)

設計風荷重を決める基本となる空気力係数の測定値のうち迎角 $-3^{\circ} \sim +3^{\circ}$ の範囲の値とそれより求められた設計風荷重を表-2, および表-3に掲げる。実験値は風荷重は $1.28 \sim 1.33 \text{ t/m}$ で, 設計案-Aでは設計値とほぼ等しい値を与えたが, 設計案-Bでは可成り安全側の値を与えていることが判った。

(安定性)

ばね支持部分模型による安定性実験の実験条件および実験結果を表-4, 図7に再録しておく。また, 実験に先立つて計算した固有振動数を表-5に掲げる。

表-2(その1) 模型-A 空気力係数(橋体軸)

空気力 係 数	模型 迎風 角 速	A - 1		A - 2		A - 3		A - 4	
		7.06m/s	14.36 $\frac{m}{s}$	7.03 $\frac{m}{s}$	14.31 $\frac{m}{s}$	7.03 $\frac{m}{s}$	14.36 $\frac{m}{s}$	7.03 $\frac{m}{s}$	14.34 $\frac{m}{s}$
抗 力	3	2.06	2.07	2.11	2.10	2.14	2.11	2.12	2.01
	2	2.04	2.05	2.10	2.07	2.13	2.09	2.17	2.03
	1	2.00	2.07	2.08	2.07	2.12	2.08	2.13	2.05
	0	2.05	2.09	2.14	2.10	2.13	2.09	2.14	2.09
	-1	2.09	2.13	2.14	2.11	2.16	2.11	2.17	2.12
	-2	2.14	2.16	2.15	2.14	2.19	2.13	2.20	2.15
	-3	0.19	2.20	2.18	2.18	2.22	2.17	2.22	2.16
揚 力	3	0.155	0.158	0.145	0.142	0.108	0.104	0.213	0.211
	2	0.131	0.134	0.127	0.125	0.098	0.094	0.173	0.164
	1	0.100	0.107	0.100	0.107	0.081	0.081	0.119	0.115
	0	0.068	0.073	0.076	0.082	0.063	0.066	0.068	0.069
	-1	0.027	0.035	0.037	0.050	0.040	0.045	-0.004	0.010
	-2	-0.028	-0.010	-0.007	0.008	0.015	0.017	-0.062	-0.048
	-3	-0.060	-0.052	-0.058	-0.044	-0.025	-0.017	-0.120	-0.111
空 力 モ ー メ ン ト	3	0.0277	0.0275	0.0260	0.0240	0.0210	0.0190	0.0395	0.0406
	2	0.0291	0.0289	0.0238	0.0237	0.0190	0.0194	0.0389	0.0358
	1	0.0287	0.0287	0.0241	0.0225	0.0183	0.0182	0.0357	0.0363
	0	0.0279	0.0283	0.0185	0.0204	0.0172	0.0162	0.0279	0.0268
	-1	0.0281	0.0255	0.0163	0.0176	0.0163	0.0155	0.0158	0.0191
	-2	0.0316	0.0247	0.0117	0.0130	0.0113	0.0134	0.0069	0.0103
	-3	0.0187	0.0181	0.0054	0.0055	0.0121	0.0112	0.0013	0.0005

表-2(その2) 模型-A 風 荷 重

風 荷 重	A - 1	A - 2	A - 3	A - 4
抗 力	1.28 t/m	1.30	1.30	1.30
揚 力	0.250 t/m	0.281	0.229	0.241
空力モーメント	1.63 t・m/m	1.13	0.98	1.39

表-3(その1) 模型-B 空気力係数(橋体軸)

空気力 係 数	模型 迎風 角 速	B - 1		B - 2		B - 3		B - 4	
		9.38m/sec	19.10m/sec	9.43m/sec	19.31m/sec	9.45m/sec	19.10m/sec	9.42m/sec	19.14m/sec
抗 力	3	2.191	2.152	2.212	2.152	2.255	2.245	2.062	2.065
	2	2.189	2.148	2.200	2.141	2.233	2.218	2.073	2.095
	1	2.189	2.148	2.214	2.134	2.199	2.199	2.109	2.124
	0	2.186	2.153	2.188	2.129	2.163	2.179	2.110	2.152
	-1	2.208	2.165	2.182	2.124	2.140	2.167	2.147	2.166
	-2	2.205	2.164	2.172	2.117	2.156	2.159	2.159	2.155
	-3	2.193	2.170	2.199	2.132	2.179	2.178	2.156	2.156
揚 力	3	0.216	0.216	0.170	0.173	0.110	0.116	0.306	0.310
	2	0.184	0.185	0.146	0.148	0.091	0.095	0.249	0.256
	1	0.147	0.148	0.120	0.122	0.074	0.081	0.187	0.190
	0	0.100	0.103	0.083	0.089	0.051	0.060	0.113	0.121
	-1	0.048	0.050	0.043	0.049	0.026	0.036	0.036	0.040
	-2	-0.014	-0.011	-0.007	-0.005	-0.002	-0.001	-0.047	-0.049
	-3	-0.078	-0.080	-0.062	-0.056	-0.037	-0.034	-0.1345	-0.139
空 力 モ ー メ ン ト	3	0.0301	0.0286	0.0189	0.0191	0.0092	0.0101	0.0483	0.0489
	2	0.0308	0.0317	0.0195	0.0195	0.0106	0.0093	0.0503	0.0503
	1	0.0313	0.0333	0.0175	0.0193	0.0094	0.0120	0.0443	0.0466
	0	0.0311	0.0341	0.0183	0.0185	0.0116	0.0130	0.0388	0.0373
	-1	0.0288	0.0317	0.0152	0.0169	0.0125	0.0139	0.0275	0.0291
	-2	0.0239	0.0275	0.0132	0.0130	0.0138	0.0135	0.0131	0.0137
	-3	0.0178	0.0177	0.0120	0.0139	0.0169	0.0186	-0.0007	-0.0020

表-3(その2) 模型-B 風 荷 重

風 荷 重	B - 1	B - 2	B - 3	B - 4
抗 力	1.33 t/m	1.32	1.33	1.30
揚 力	0.153 t/m	0.129	0.0840	0.175
空力モーメント	1.578 t·m/m	0.891	0.595	1.844

表 - 4 実 験 条 件

		設 計 案 - A			設 計 案 - B		
		原 型	模 型		原 型	模 型	
			所 要 値	実 験 値		所 要 値	実 験 値
縮 尺 率		-	1:36.65	1:36.65	-	1:36.65	1:36.65
重 量		t/m/br 11.91	Kg/model 14.18	13.51	t/m/br 11.55	Kg/model 13.73	12.93
回 転 慣 性		t·sec ² m/m 38.36	Kg sec m/model 34.00	32.9	t·sec ² m/m 34.14	Kg sec cm ² /model 3.026	2.99
振 動 数	対 称 1 次 鉛 直 た わ み	Hz 0.313	Hz 2.17	2.17	Hz 0.313	Hz 2.19	2.18
	対 称 1 次 ね じ れ	Hz 0.826	Hz 5.73	5.88	Hz 0.774	Hz 5.40	5.27
振 動 数 比		2.64	2.64	2.71	2.47	2.47	2.42
構 造 減 衰		0.05	0.05	≐ 0.05	0.05	0.05	≐ 0.05
風 速 換 算 比		-	5.28	5.14	-	5.42	5.38
ス プ リ ン グ 間 隔		-	81.0cm	83.0	-	72.7 cm	72.7

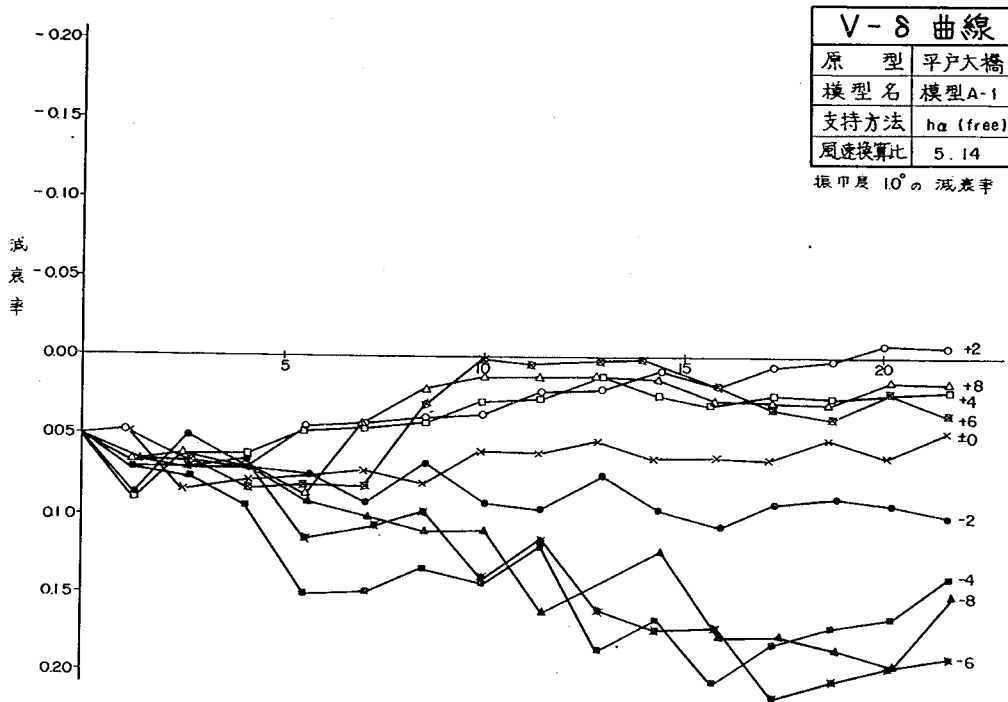


図-7(その1) 風速・減衰率曲線

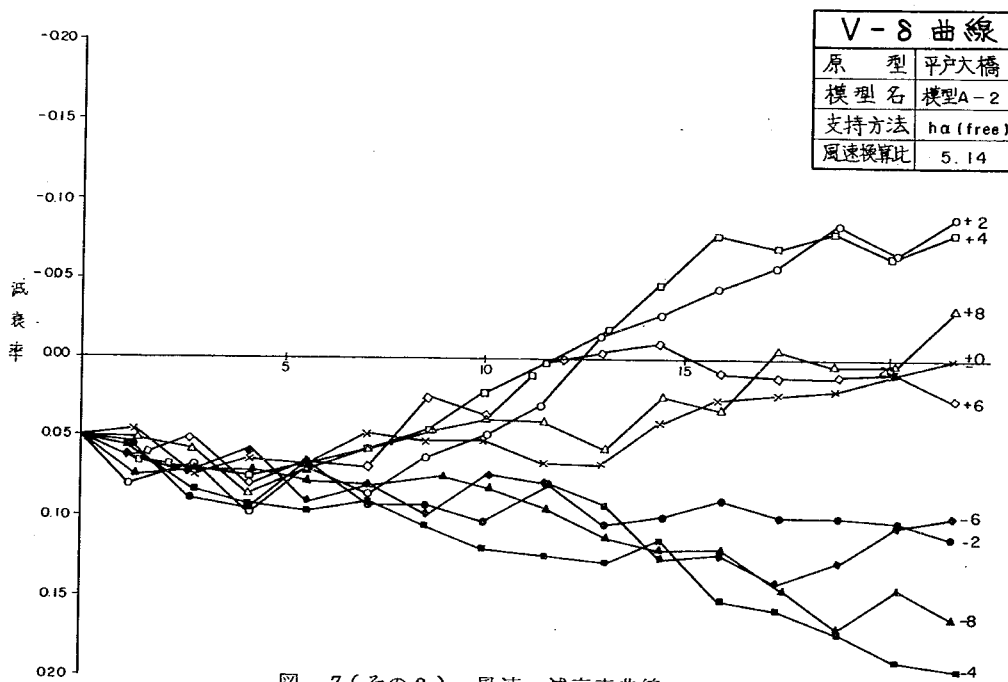


図-7(その2) 風速・減衰率曲線

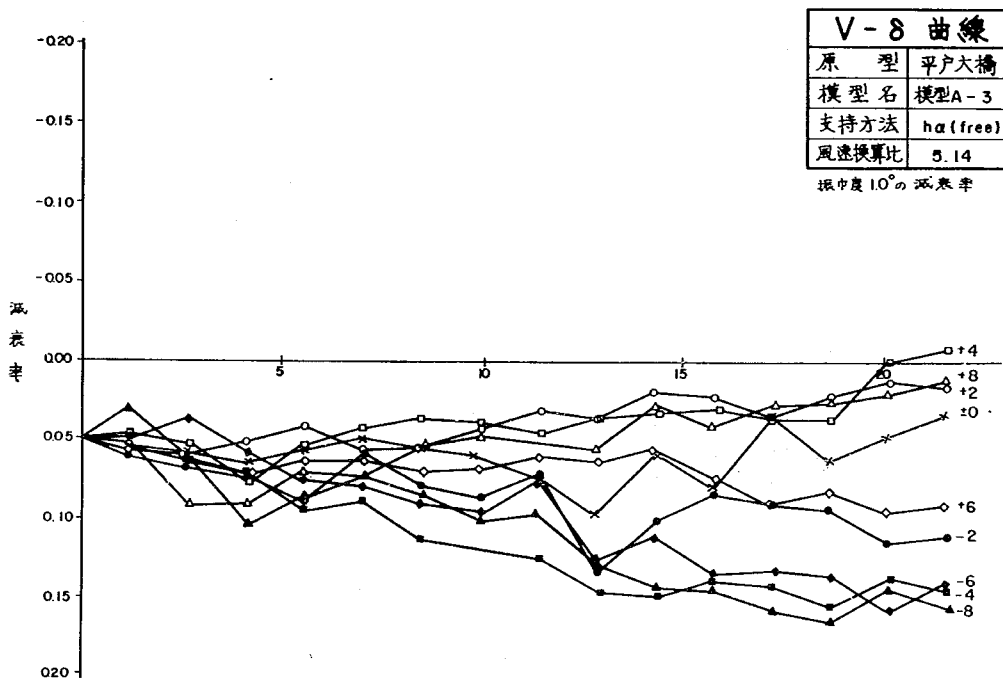


図-7(その3) 風速・減衰率曲線

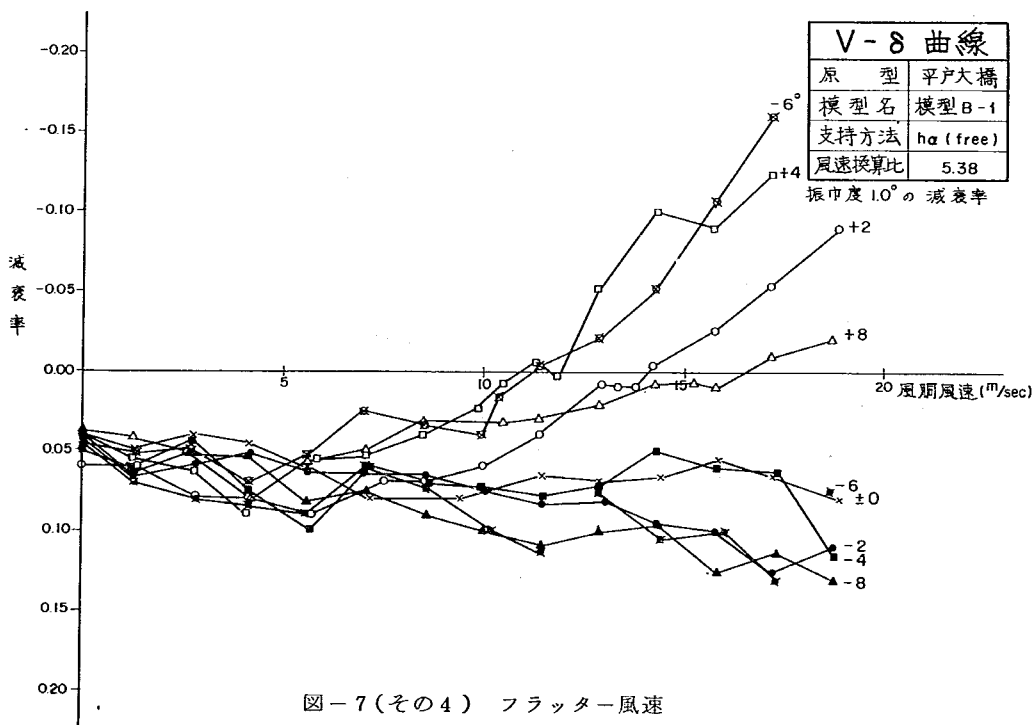


図-7(その4) フラッター風速

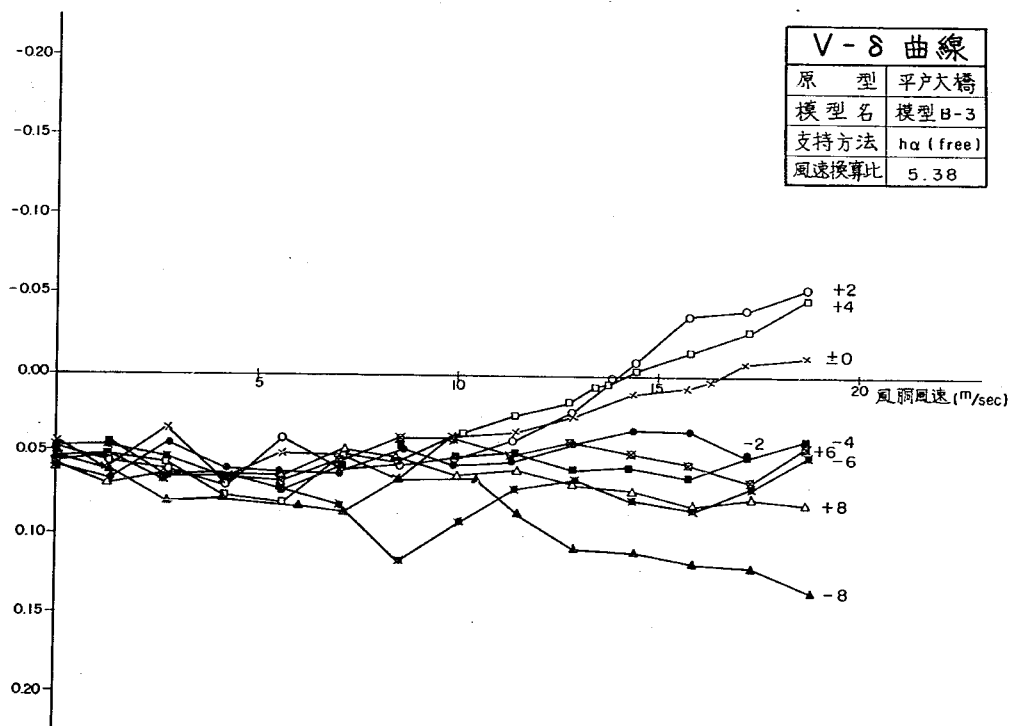
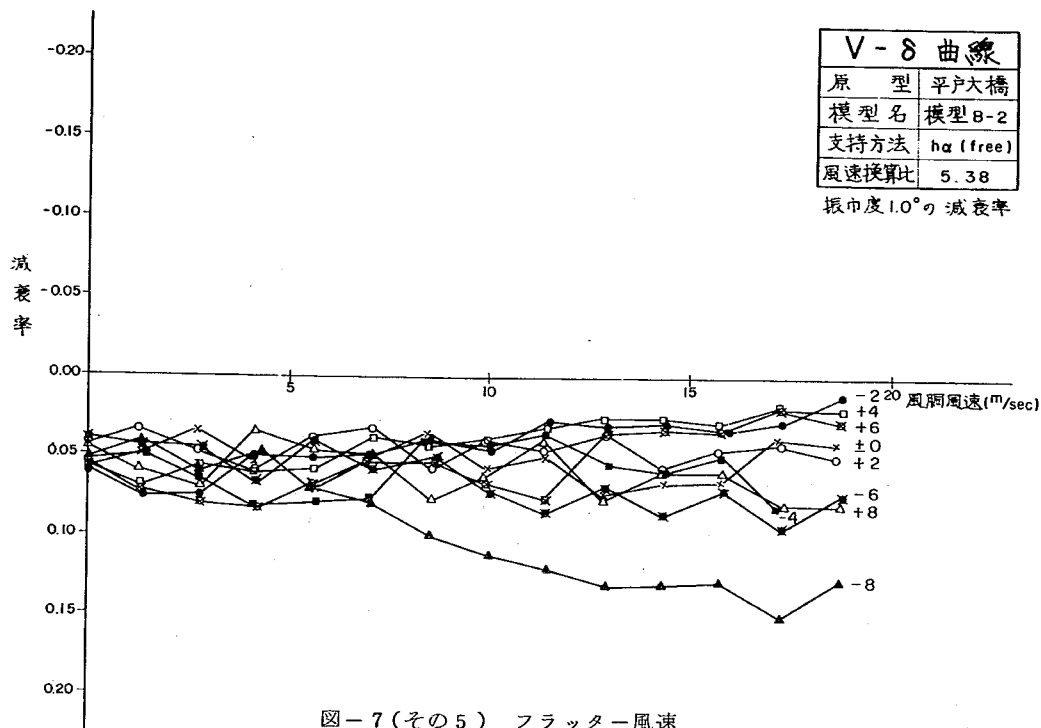


表 - 5 固 有 振 動 数 計 算 値

モード	対称性	次 数	波 形	設 計 案 - A				設 計 案 - B			
				周期(sec)	振動数(Hz)	a_1	a_2	周期(sec)	振動数(Hz)	a_1	a_2
鉛直たわみ振動	対称	1		3.192	0.313	1.000	-0.227	3.192	0.313	1.000	-0.251
		2		2.012	0.497	1.000	4.402	2.060	0.486	1.000	3.983
	逆対称	1		4.059	0.246	1.000	0	4.142	0.241	1.000	0
		2		1.253	0.798	1.000	0	1.293	0.774	1.000	0
		3		0.586	1.706	1.000	0	0.607	1.648	1.000	0
	対称										
ねじれ振動	対称	1		1.211	0.826	1.000	-0.018	1.291	0.775	1.000	-0.021
		2		0.474	2.106	1.000	4.519	0.514	1.945	1.000	7.669
	逆対称	1		0.720	1.389	1.000	0	0.783	1.277	1.000	0

4. 結 論

- (1) 風荷重：採用された風荷重は妥当である。あまり大きな充実率の変化がないかぎり抗力係数 2.2 として設計風荷重を算出してよい。
- (2) 安定性：設計案 A, B 共, 迎角 0° においては十分の耐風性を有するものと判断される。地形による風の傾斜角に特異性がないかぎり, 迎角 $+2^\circ$ 付近で見られる不安定は無視できると思われる。

〔昭和46年度調査結果〕

5. 目 的

昭和45年度調査結果の概要でも述べたごとく設計案-Bはほぼ十分な耐風性を有することが判つた。橋床部分に開床部を設けることは耐風性を向上するために有効であり、本橋の場合も従来の研究成果を取り入れ、橋床部中央には車線間に1.5 mの開床部を設けたことは有効であつた。しかしながら、開床部を設けることは経済性・維持管理の見地からは必ずしも得策とは云えない。そこで、本年度は橋床面に開床部を設けない場合に、その耐風性が主構間隔と橋床幅との関係でどのように推移してゆくかを見ることに重点を置き、風洞実験を継続した。また、設計案では検査廊は橋軸線に非対象に設置されており、これまでの実験では常に検査廊を下流側に置いて実験したが、風向が耐風性に与える効果を見るために、一種の模型のみについてであるが、実験を行なつた。

6. 模 型 の 種 類

今年度実験に供した模型は図-6 および図-8 に示した B-4, C-1, C-2, C-3 の4種である。これら4種の模型のトラス部分の構成は設計案-Bと同じであるが, 橋床部の全幅は 12.8 m (B-4), 12.3 m (C-3), 11.8 m (C-2), 11.3 m (C-1) と漸次 50 cm ずつ短縮されている。

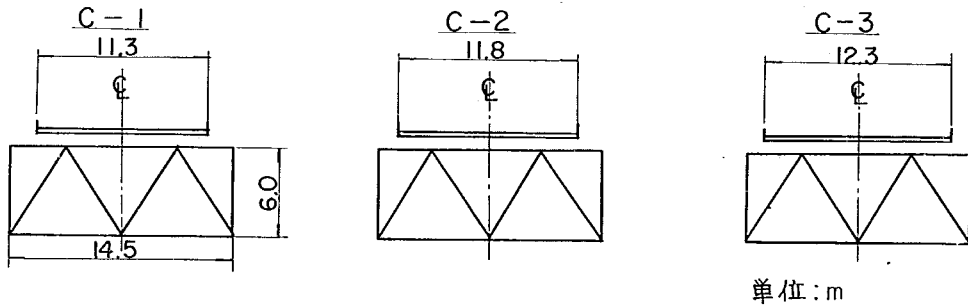


図-8 模 型 の 種 類

7. 実 験 条 件

本年度の実験は長崎県における実施設計に先立つて行なわれたため、模型-C-1~C-3の原型はない。そこで、模型-C-1については橋床幅の短縮分だけ死荷重が減少したものと見做して諸元を定めこれを用いて、ばね支持実験の実験条件を導びいた。また、模型-C-2および模型-C-3については、模型-B-4と同じ諸元を用い、橋床幅のみの効果を見ることとした。模型C-1の固有振動数の計算値を表-6に、また、実験条件を表-7に示す。

表-6 固 有 振 動 数

設 計 案 - C - 1

				設 計 案 C-1			
モード	対称性	次 数	波 形	同 期 _s	振 動 数 _{Hz}	α_1	α_2
鉛直たわみ振動	対 称	1		3.089	0.324	1.000	-0.258
		2		2.004	0.499	1.000	3.870
	逆 対 称	1		4.065	0.246	1.000	0
		2		1.255	0.797	1.000	0
		3		0.587	1.704	1.000	0
ねじれ振動	対 称	1		1.210	0.826	1.000	-0.021
		2		0.482	2.074	1.000	7.545
	逆 対 称	1		0.735	1.361	1.000	0

表 - 7 実 験 条 件

		模 型 C - 1		模 型 C - 2		模 型 C - 3		模 型 B 4 a	
		所 要 値	実 験 値	所 要 値	実 験 値	所 要 値	実 験 値	所 要 値	実 験 値
縮 尺 率		1:36.654	1:36.654	1:36.654	1:36.654	1:36.654	1:36.654	1:36.654	1:36.654
重 量		$\frac{Kg}{model}$ 12.79	12.83	$\frac{Kg}{model}$ 13.73	12.93	$\frac{Kg}{model}$ 13.73	12.93	$\frac{Kg}{model}$ 13.73	12.93
回 転 慣 性		$\frac{Kg \cdot cm^2}{model}$ 2.813	2.817	$\frac{Kg \cdot cm^2}{model}$ 3.03	2.99	$\frac{Kg \cdot cm^2}{model}$ 3.03	2.99	$\frac{Kg \cdot cm^2}{model}$ 3.03	2.99
振 動 数	対 称 1 次 鉛 直 た わ み	$\frac{HZ}{2.195}$	2.192	$\frac{HZ}{2.19}$	2.17	$\frac{HZ}{2.19}$	2.17	$\frac{HZ}{2.19}$	2.24
	対 称 1 次 ね じ れ	$\frac{HZ}{5.596}$	5.587	$\frac{HZ}{5.40}$	5.37	$\frac{HZ}{5.40}$	5.35	$\frac{HZ}{5.40}$	5.25
振 動 数 比		2.549	2.543	2.47	2.47	2.47	2.47	2.47	2.34
構 造 減 衰		0.05	$\div 0.05$	0.05	$\div 0.05$	0.05	$\div 0.05$	0.05	$\div 0.05$
風 速 換 算 比		5.41	5.42	5.42	5.28	5.42	5.30	5.42	5.40
ス プ リ ン グ 間 隔		748 ^{cm}	748	72.7 ^{cm}	72.7	72.7 ^{cm}	72.7	72.7 ^{cm}	72.7

8. 実験結果

(空気力係数)

空気力係数は橋床幅の最も小さい模型-C-1についてのみ計測し、模型-B-4と比較することとした。空気力係数の測定値を図-9に、また、迎角 $-3^{\circ} \sim +3^{\circ}$ の範囲における係数値を表-8に掲げておく。

表-8 模型C-1 空気力係数(橋体軸)

迎風 角	抗 力		揚 力		空 力 モ ー メ ン ト	
	7.14m/s	14.36m/s	7.14m/s	14.36m/s	7.14m/s	14.36m/s
3°	2.073	2.075	0.189	0.193	0.0376	0.0405
2°	2.116	2.106	0.155	0.198	0.0371	0.0407
1°	2.127	2.132	0.108	0.113	0.0365	0.0401
0°	2.171	2.188	0.056	0.073	0.0300	0.0325
-1°	2.221	2.220	-0.005	0.017	0.0209	0.0274
-2°	2.232	2.251	-0.071	-0.047	0.0146	0.0187
-3°	2.120	2.272	-0.131	-0.111	0.0044	0.0090

(安 定 性)

5種の模型についての実験結果を図-10に掲げる。模型-B-4aは模型-B-4の検査廊を風上側に置いたものである。

平戸大橋
模型C-I

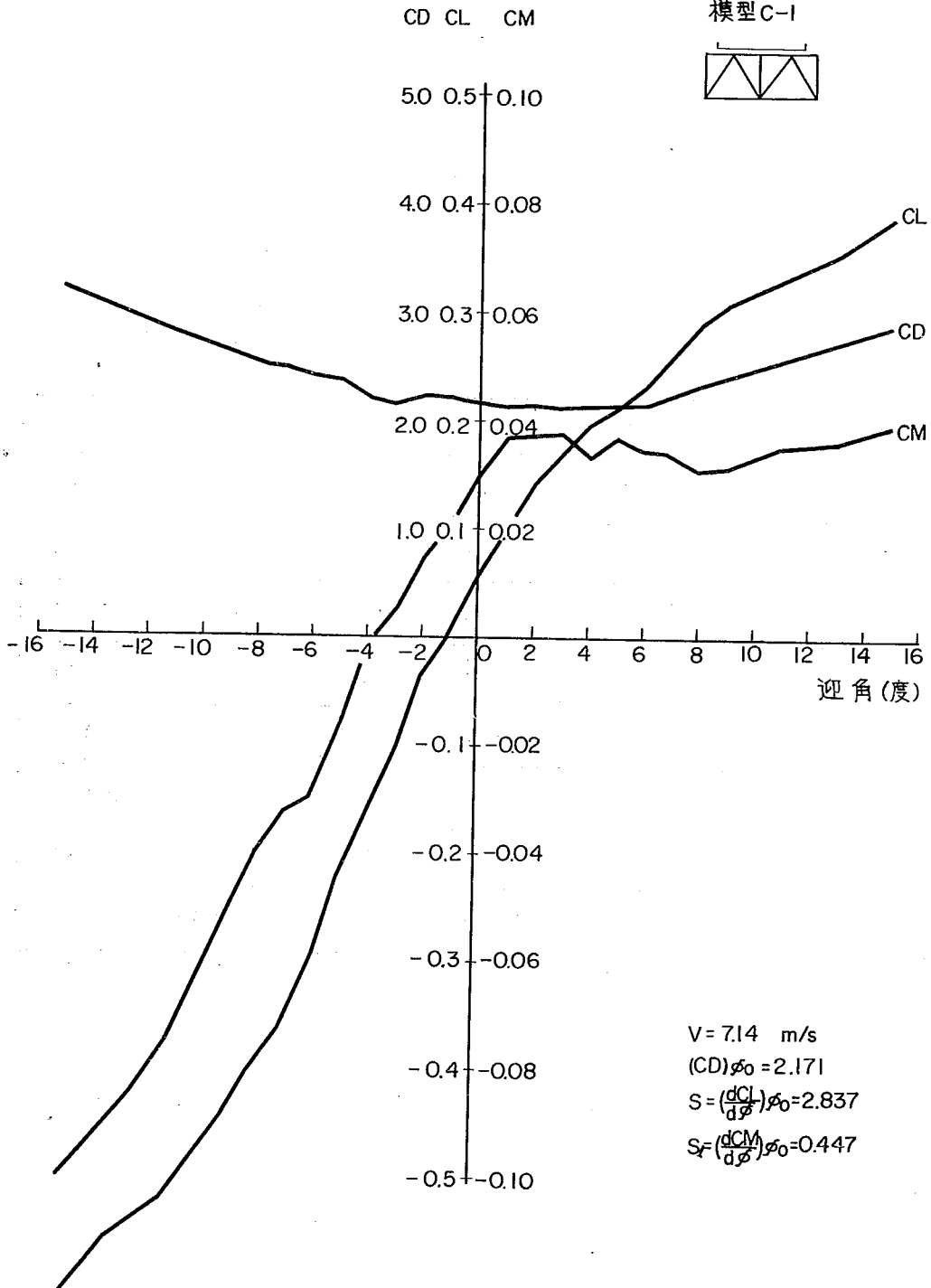
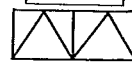


図-9 三分力系数(その1)

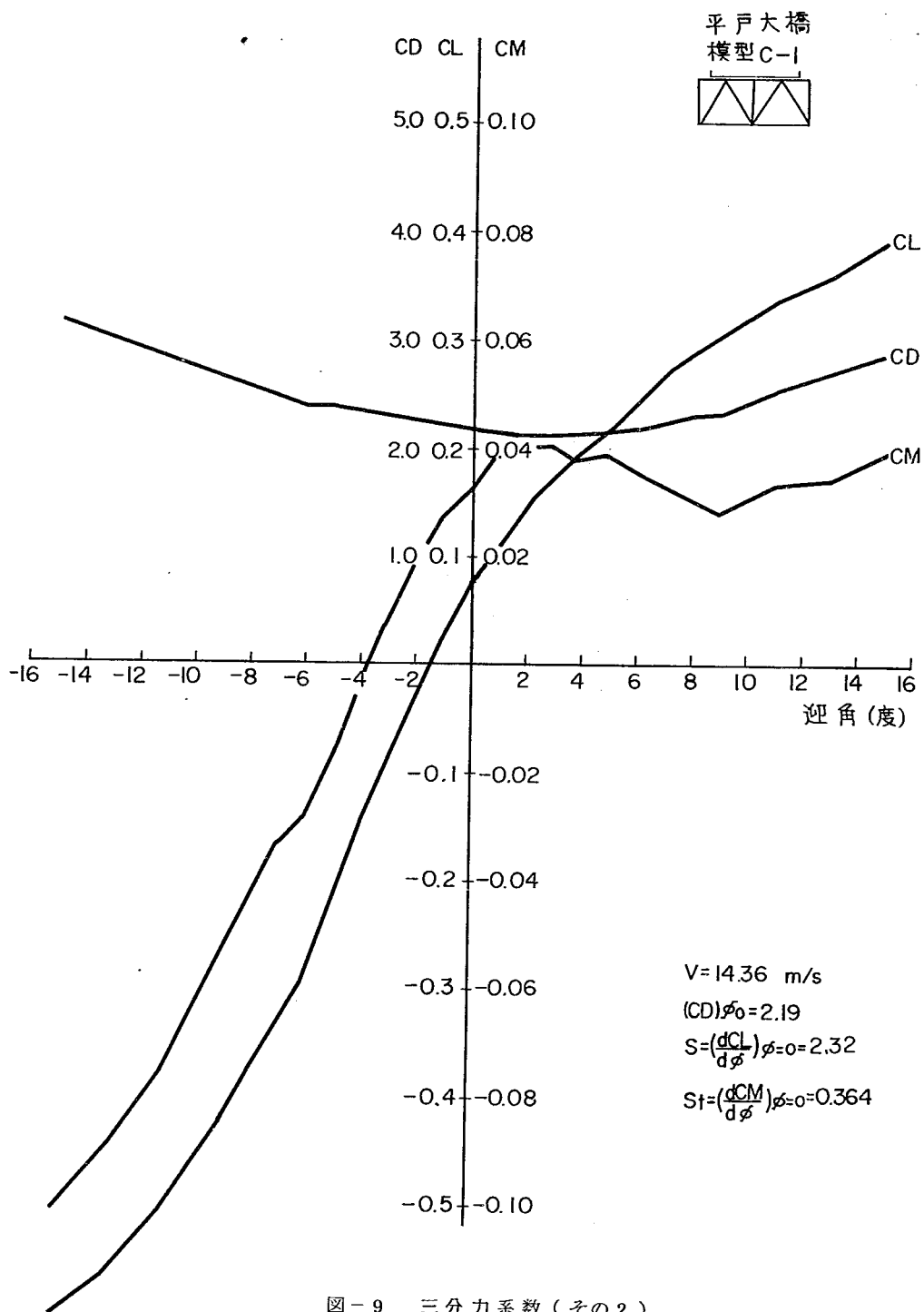


図-9 三分力系数(その2)

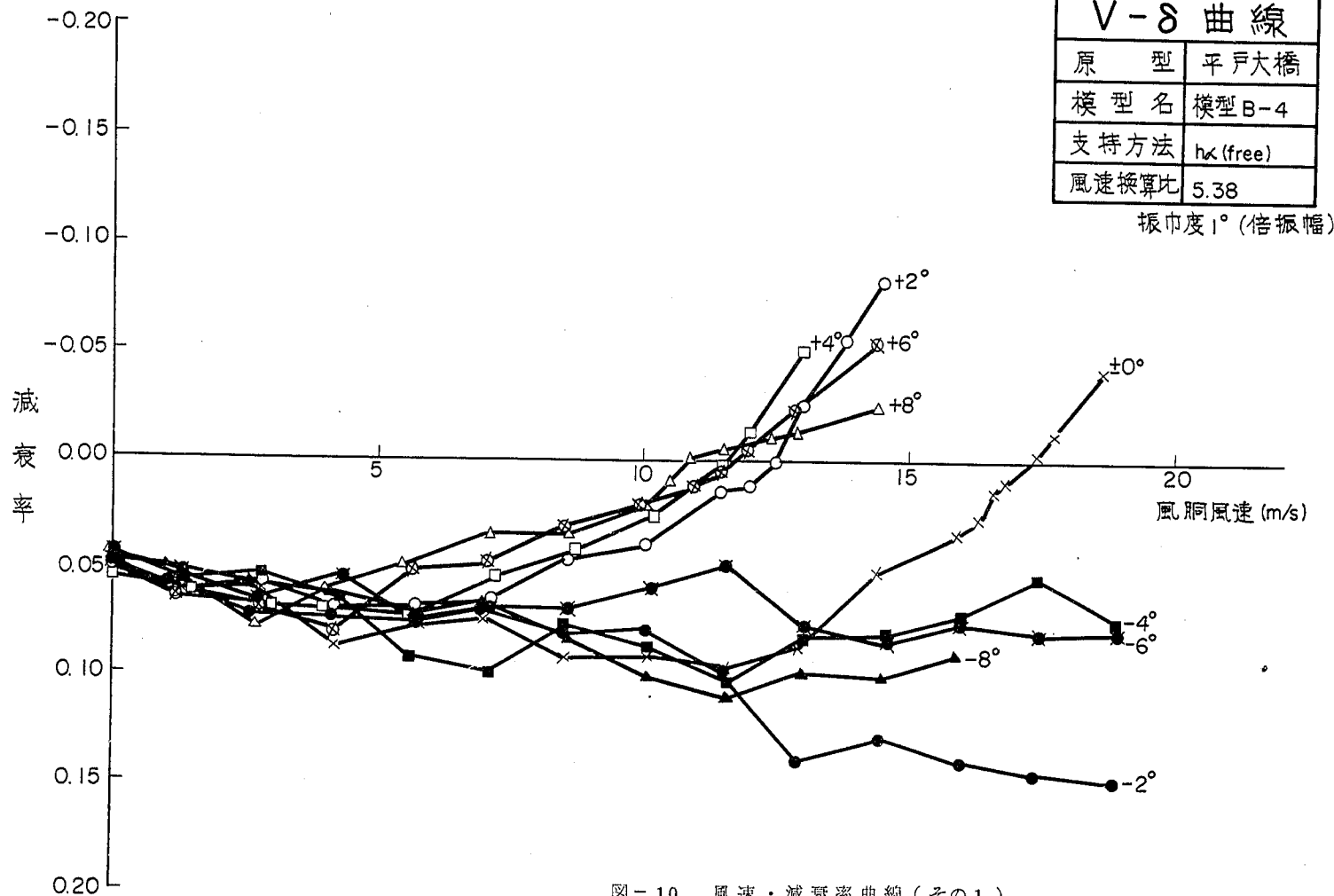
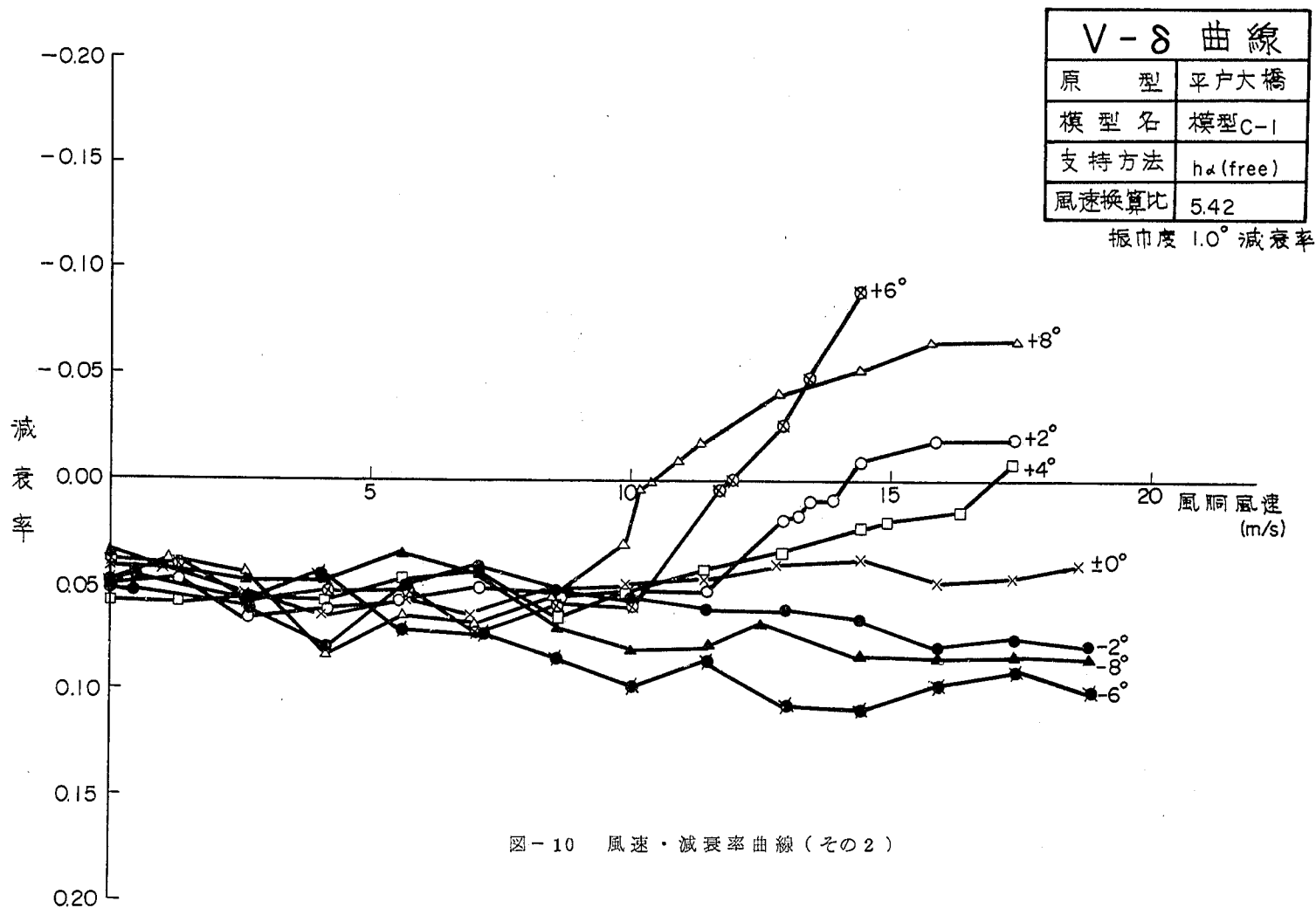


図-10 風速・減衰率曲線 (その1)



V- δ 曲線	
原 型	平戸大橋
模 型 名	模型C-2
支持方法	h ∞ (free)
風速換算比	5.28

振巾度1.0°減衰率

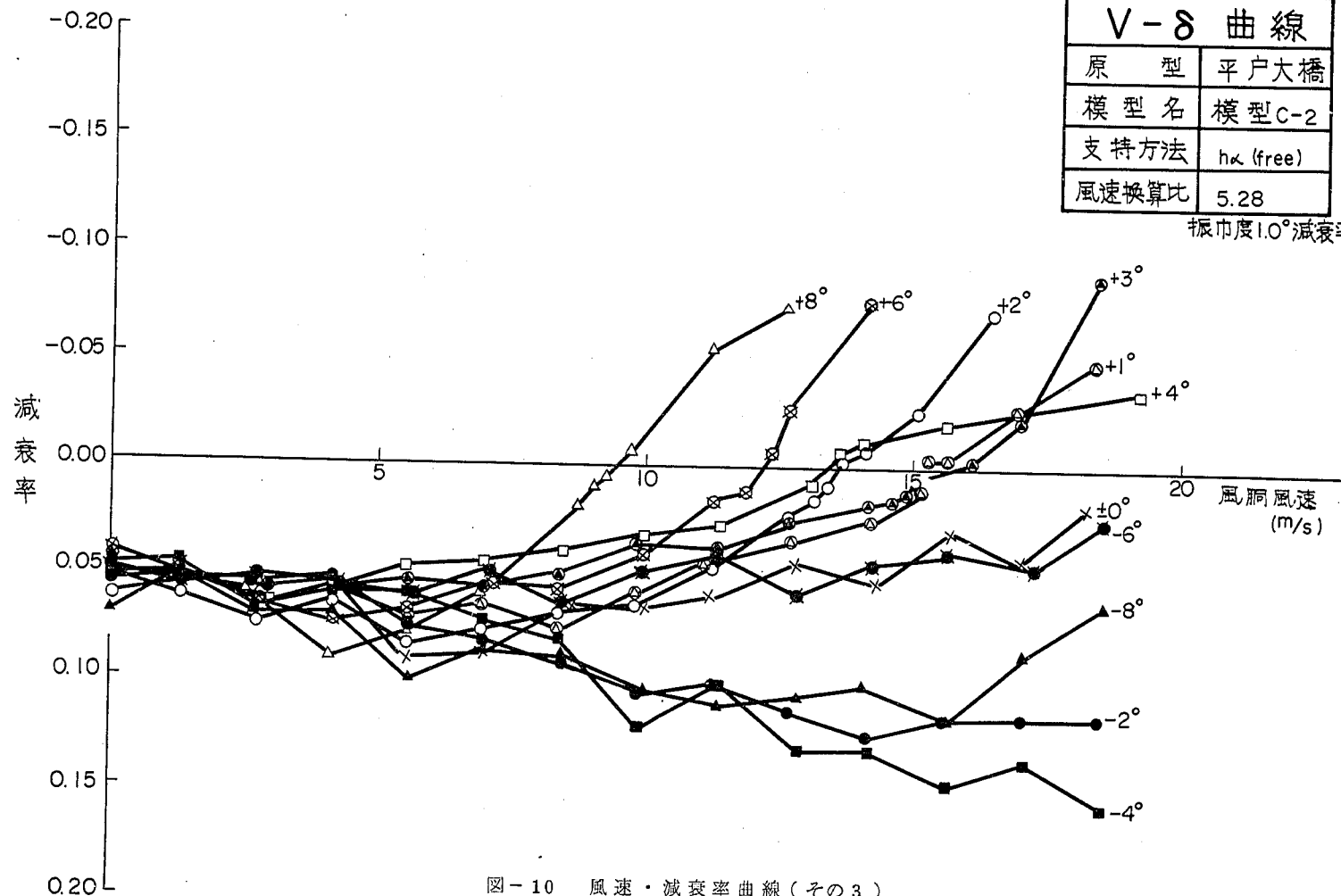
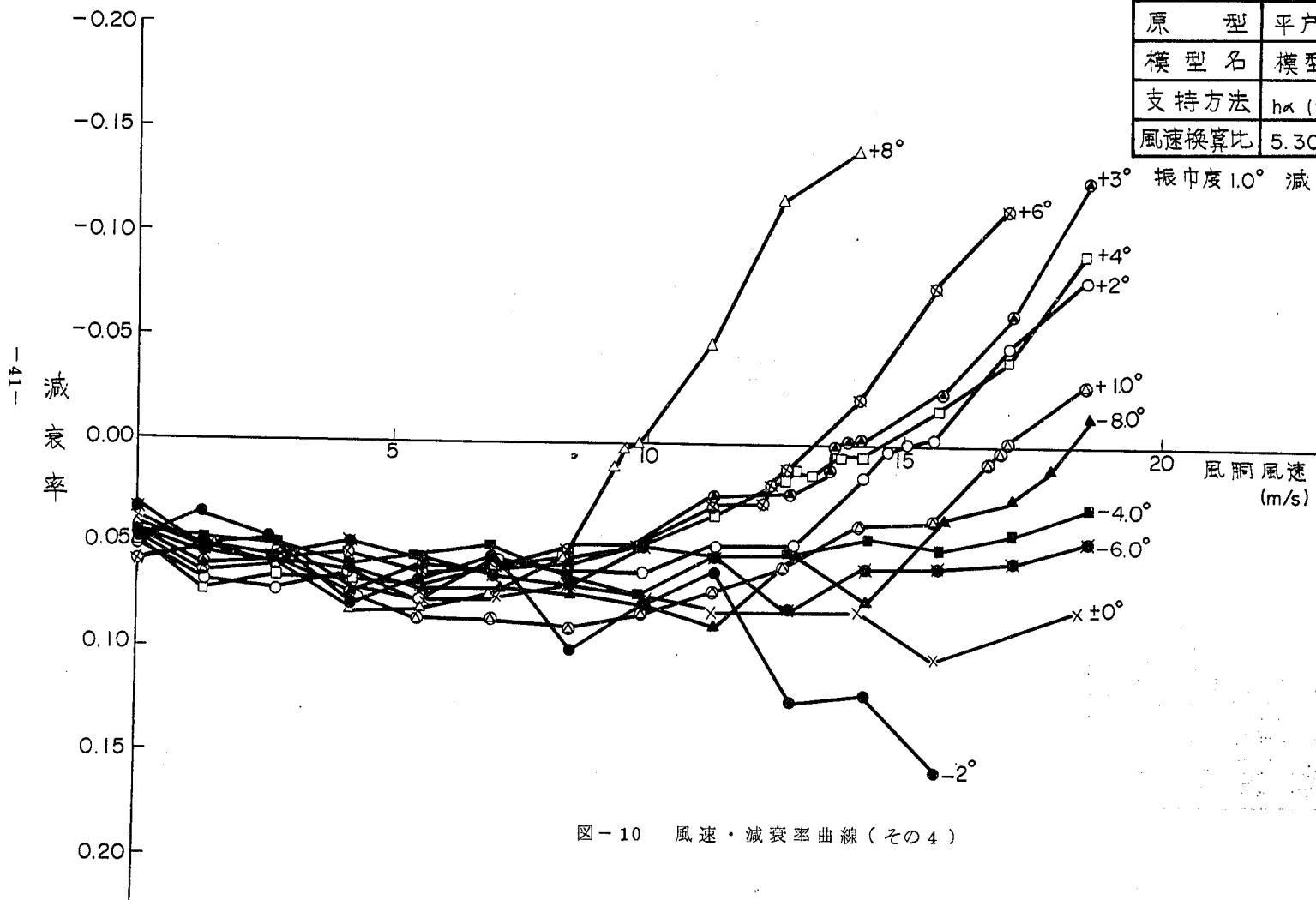


図-10 風速・減衰率曲線(その3)



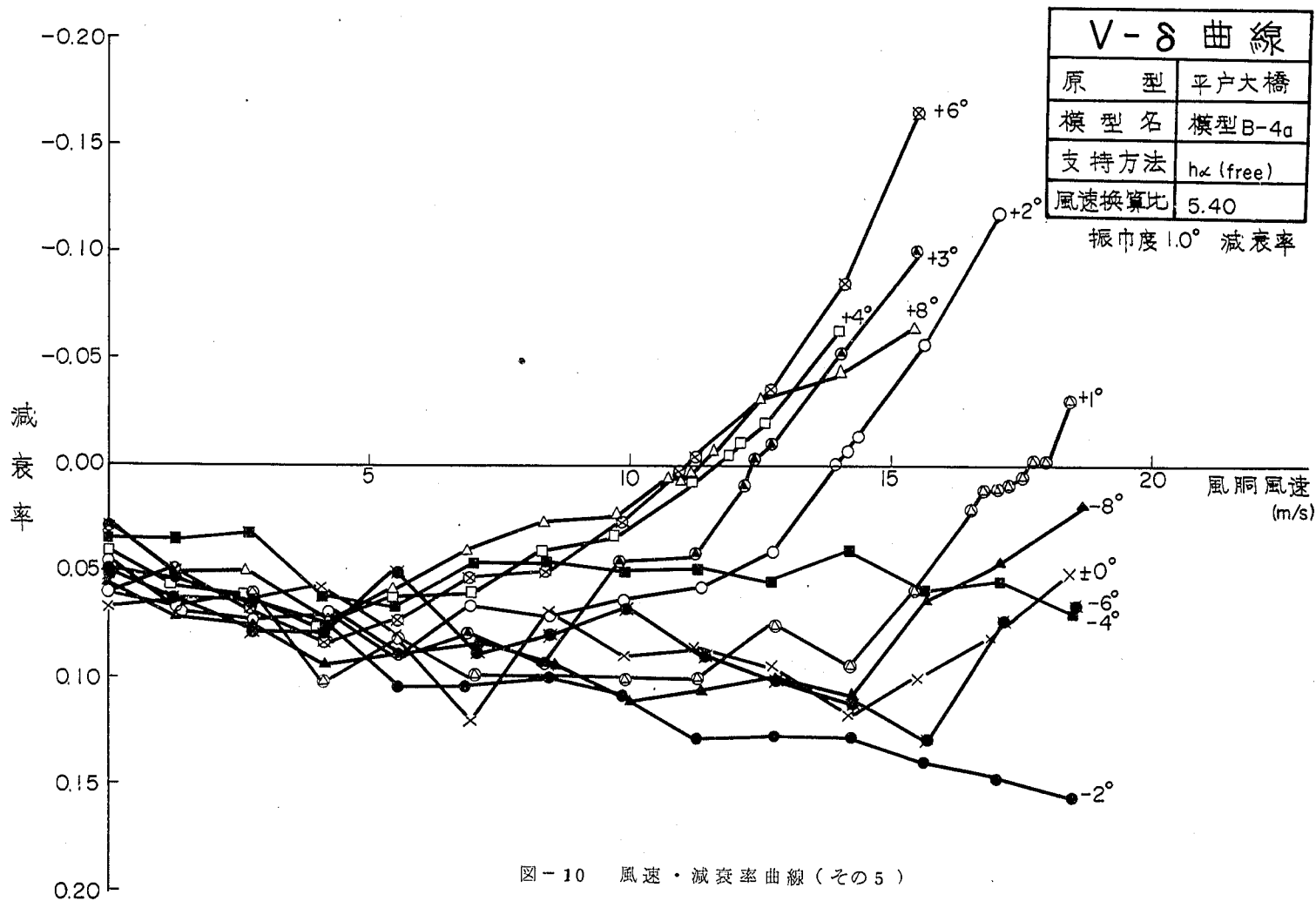


図-10 風速・減衰率曲線(その5)

9. 考 察

(設計風荷重)

設計案-C-1についての設計資料が間に合わず、設計案-Bの橋床幅をグレーティング部の1.5m分を短縮したのみで設計案-C-1の原型としたことはすでに述べた。したがって、模型-C-1は原型を忠実に模したものであるが、橋床部の僅かな断面の相違は空気係数値にはそれ程大きな影響は与えないと考えられる。このような観点で表-8から設計風荷重の算出には抗力係数は2.2としてもよいと思われる。而して設計風荷重は抗力で1.32 t/m、揚力で0.197 t/m、空力モーメントで1.386 t・%として求められる。

(安定性)

「本州四国連絡橋耐風設計指針(1967)」では、吊橋の全体系に対して構造減衰率は対数減衰率で $\delta = 0.05$ とよいと定められており、風洞実験でもこの値を採用した。しかしながらその後行なわれた数橋の橋梁についての振動実験の結果から、構造減衰率は $\delta = 0.03 \sim 0.035$ 程度であることが推定され、耐風指針の改訂に際しては吊橋系全体に対して $\delta = 0.03$ と定められる予定である。表-9では、各模型について $\delta = 0.05$ と $\delta = 0.03$ の場合の迎角と限界風速の関係をまとめてある。ここで $\delta = 0.03$ に対応する限界風速は風速・減衰率曲線で構造減衰率と空気減衰率とは代数的に加え得るものと考えて、横軸を $S=0.02$ だけ移動することにより求めたものである。図-11はこの関係を図化したものである。

図-11によると、橋床部の幅が小さくなるにしたがって、迎角が 0° より増加するにつれて単調に減少していた限界風速が迎角 $3^\circ \sim 5^\circ$ 程度で一旦増加し、再び減少するような傾向が大きくなって来ることが判る。周知のように「本州四国連絡橋耐風設計指針(1967)」では限界風速は図中の点線内で生じてはならないことを定めており模型C-1はこの条件を満たすことが判る。このような特性は $\delta = 0.03$ の場合は満足されない。しかしながら、耐風指針(1972)の改訂(案)ではその領域は図中の1点鎖線で示された領域にせよめられるので、模型C-1はこの条件を満足することとなる。また、検査廊を風上側に置いた場合と風上側に置いた場合の限界風速に与える効果は模型-B-4と模型-B-4aの結果の比較から求められる。図-11によると、両者の差は迎角が 4° 以上の範囲ではあまり大きくないが、それ以下の迎角では模型B-4aの方が大きな限界風速値を与えることが判る。

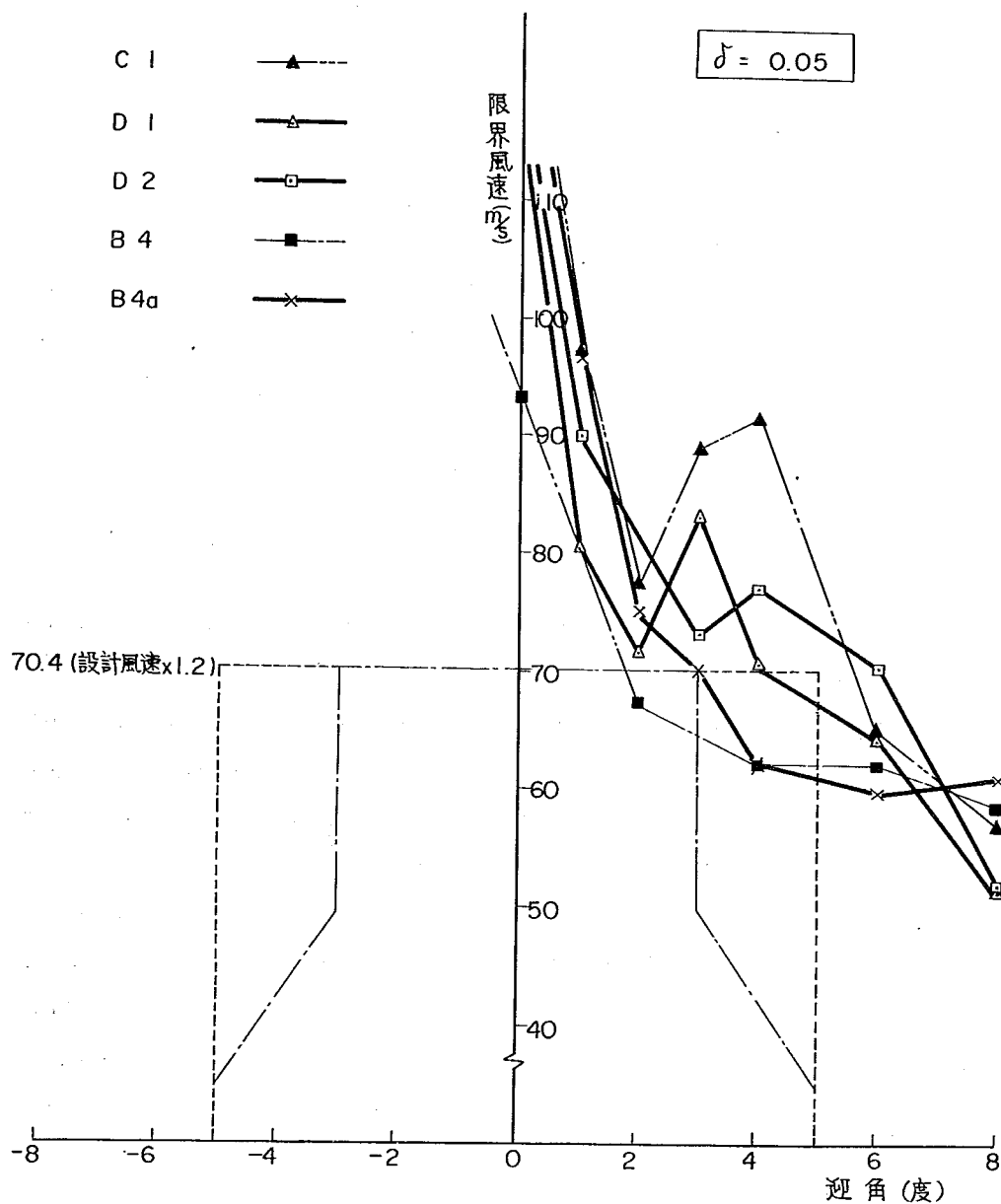


図-11 (その1) 迎角と限界風速

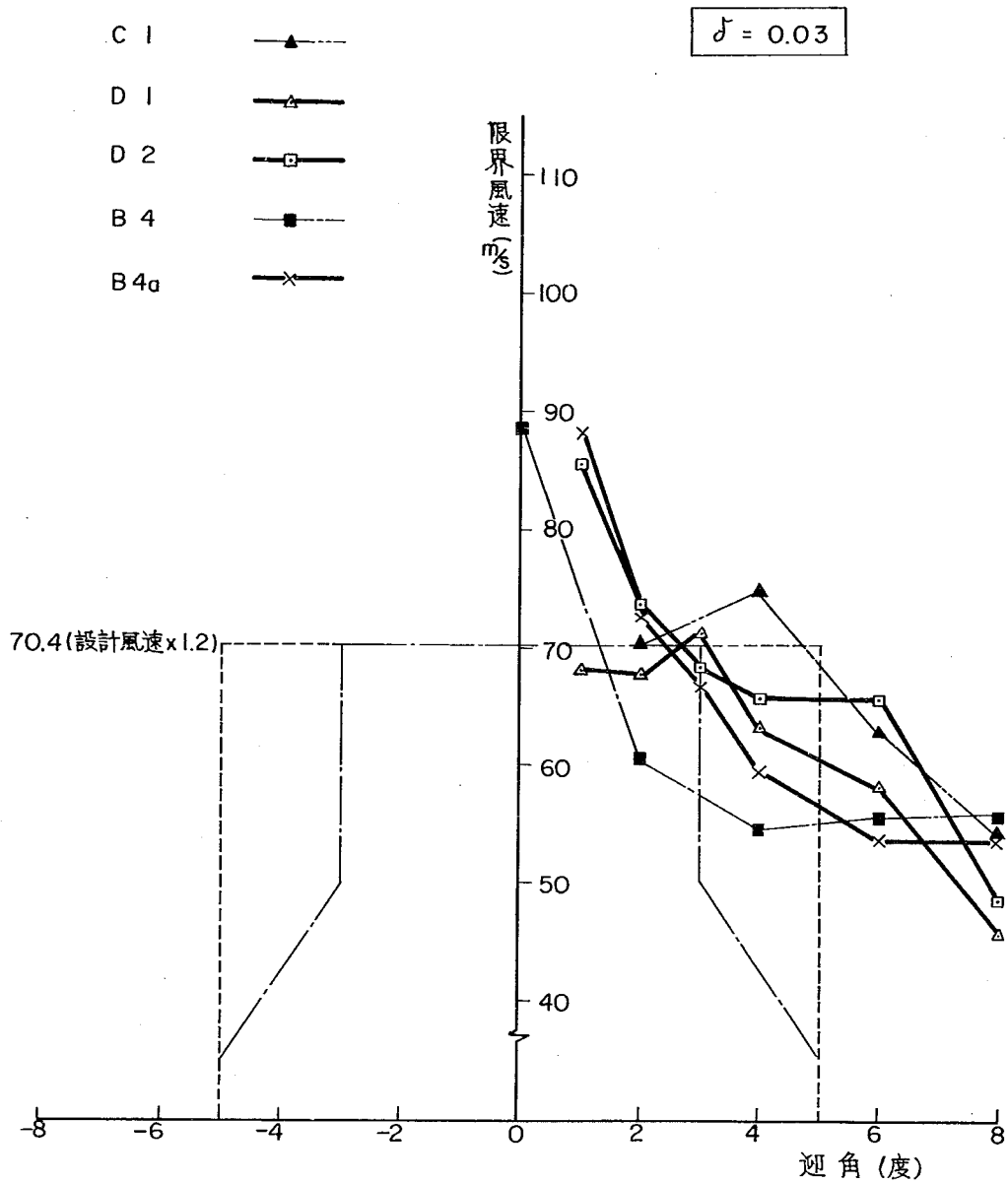


図-11 (その2) 迎角と限界風速

表 - 9 限 界 風 速

模 型	δ 迎 角 (°)	0.05			0.03		
		風洞風速 (m/s)	実風速換算値 (m/s)	傾 き (s/m)	風洞風速 (m/s)	実風速換算値 (m/s)	傾 き (s/m)
B 4	0	17.3	93.2	-0.028	16.52	88.88	-0.033
	2	12.5	67.2	-0.039	11.23	60.42	-0.017
	4	11.5	62.0	-0.023	10.16	54.66	-0.015
	6	11.6	62.4	-0.015	10.35	55.68	-0.013
	8	10.9	58.7	-0.019	10.38	55.84	-0.025
	他の迎角では安定						
C 1	2	14.2	77.0	-0.032	12.95	70.19	-0.025
	4	16.9	91.5	-0.025	13.75	74.53	-0.007
	6	12.0	65.0	-0.025	11.58	62.76	-0.031
	8	10.5	56.9	-0.021	10.05	54.47	-0.075
	他の迎角では安定						
D 1	1	15.22	80.36	-0.081	12.90	68.11	-0.007
	2	13.56	71.60	-0.038	12.85	67.85	-0.019
	3	15.77	83.27	-0.008	13.52	71.38	-0.006
	4	13.41	70.80	-0.023	12.00	63.36	-0.012
	6	12.20	64.42	-0.043	11.05	58.34	-0.019
	8	9.51	50.21	-0.026	8.70	45.94	-0.026
	他の迎角では安定						
D 2	1	16.93	89.73	-0.0225	16.13	85.49	-0.0275
	2	15.03	79.66	-0.021	13.95	73.94	-0.025
	3	13.77	72.98	-0.017	12.91	68.42	-0.014
	4	14.48	76.74	-0.015	12.40	65.72	-0.013
	6	13.25	70.23	-0.025	12.40	65.72	-0.031
	8	9.80	51.94	-0.031	9.17	48.60	-0.042
	-8	18.20	96.45	-0.035	17.50	92.75	-0.022
	他の迎角では安定						
B 4 a.	1	17.90	96.66	-0.023	16.33	88.18	-0.038
	2	13.89	75.00	-0.080	13.50	72.90	-0.033
	3	13.00	70.20	-0.073	12.38	66.85	-0.042
	4	11.53	62.26	-0.020	11.03	59.56	-0.020
	6	11.08	59.83	-0.024	9.95	53.73	-0.017
	8	11.32	61.13	-0.023	9.97	53.84	-0.019
	他の迎角では安定						

・傾き・は、風速減衰率曲線の減衰率0に於ける平均勾配を表わし、風洞風

速の増加に伴い、減衰率が正から負に変わるときの変化率を示す。

(実施設計断面)

上に述べたように模型-C-1は十分な耐風性を有していると判断される。しかしながら、高欄・自動車防護柵・検査廊などの設計資料は未だ整っていないため、仮の形状・重量を用いて風洞実験に供した。これらの諸施設は耐風性に大きな影響を与える要素を内蔵しているものであるから、実施設計に際しては十分の注意を払う必要があると考えられる。

10. 結 論

- (1) 模型-C-1は十分の耐風安全性を有し実施設計に用いる最適断面と判断される。
- (2) 設計風荷重の算出に用いる抗力係数は2.2としてよい。
- (3) 高欄・自動車防護柵・検査廊・公共添加物などの形状・寸法・配置については耐風性を低下させないよう十分の配慮をする必要がある。

あ と が き

以上で昭和46年度の調査報告を終る。長崎県庁土木部の方々には昨年度に引き続き種々お世話になった。心からお礼を申し上げる次第である。また、データの整理には構造研究室の職員および臨時職員の協力があつたことを記し感謝の意を表する。

(付) 設計案 - C について

本報告書の原稿を印刷にまわした後、長崎県より設計案 - C の資料を入手した。提示された設計案は実験時に想定したものと大差はないが、耐風性に直接影響する固有振動数のみを算出し、両者の差と、それが耐風性に与える影響を調べることにした。

付表は設計案 C から抽出した固有振動数計算のための入力データである。

その結果得られた固有振動数は次の通りである。

	模型 - C - 1 (計 算 値)	設計案 - C (計 算 値)	比
対称 1 次たわみ振動	0.324 c/s	0.316 c/s	0.976
対称 1 次ねじれ振動	0.826	0.812	0.985

限界風速はねじれ固有振動数と比例するので、表 - 9 の限界風速は約 1.5 % 減少する。
しかしながら、これが耐風性に及ぼす効果は無視しうるものと判断される。

付 表 C-1

主 塔 間 隔	4 6 5.4	m
理 論 支 間	4 6 0.0	m
垂 距	4 5.0	m
バックステイ (水平) 右……田平側	1 0 5.0	m
左……平戸側	1 3 9.0	m
バックステイ (鉛直) 右……田平側	5 3.5 1 2	m
左……平戸側	5 3.5 1 2	m
ケーブル断面積	0.1 6 7 1 4	$m^2/bridge$
弦 材 断 面 図	0.0 5 2 8	$m^2/chord$
全 死 荷 重	1 1.0 2 6	t/m/bridge
床 部 死 荷 重	6.9 6 4	t/m/bridge
主 構 部	2.4 5	i/m/bridge
ケーブルハンガー死荷重	1.4 7 6	t/m/bridge
主 構 間 隔	1 4.5	m
主 構 高	6.0	m
主構パネル間隔	5.0 0	m
横構パネル間隔	1 0.0 0	m
斜 材 断 面 積	0.0 1 0 8 8	$m^2/cable$
横 構 断 面 積	0.0 1 0 6 4	$m^2/cable$
床 版 部 幅	1 1.3 0	m
ケーブル弾性係数	2 0,0 0 0,0 0 0	t/ m^2
主構の断面二次モーメント	1.9 0 1	m^4

平戸大橋設計施工調査耐風性調査報告書

土研資料第750号
昭47.10(1972)

成田信之・横山功一
近江幸雄・宮沢 宏

キーワード
風洞実験, フラッター

要 旨 平戸大橋の設計案-Bの床版幅を縮小して風洞実験を行なった。
この断面ではグレーチングがなく も十分な耐風安定性があることが確認された。



郵便はがき

十四切手を
はつて下さ

2 8 0 - □ □

千葉県千葉市穴川
四丁目十二番五二号
建設省土木研究所
構造研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 7 5 0 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印