

第 2 関 門 道 路 橋 耐 風 調 査
報 告 書

昭 和 43 年 3 月

土 木 研 究 所 構 造 研 究 室

序

我国最初の世界的長大吊橋である第二関門道路橋の予備設計の終了にともない、昭和42年10月日本道路公団福岡支社よりその耐風性の検討を依頼された。衆知の如く長大吊橋は他の型式の橋梁に比較し耐風性に劣っており、設計に際しては耐風性、特に動的な安定性に関する検討が不可欠のものとされている。従って今回の調査では主として風洞模型実験による設計案の空力不安定現象の発現の有無を明らかにし、あわせて架橋地点の設計風速を調べたがその結果がまとまったのでここに報告する。

昭和43年3月

構造研究室長 大久保忠良

研究員 榎波義幸

目 次

序

1. 調査の目的と第二関門道路橋の概要	1
---------------------------	---

調査の目的, 第二関門道路橋の諸元, 第二関門道路橋の固有振動数

2. 第二関門道路橋の設計風速	4
-----------------------	---

まえがき, 風速の再現期待値, 風速の鉛直分布形状, 設計風速の推定

3. 風洞模型実験	14
-----------------	----

まえがき, 風洞および模型, 三分力の測定, パネ支持模型実験, 実験結果の検討と考察

4. む す び	80
----------------	----

§1 調査の目的と第二関門道路橋の概要

1-1 調査の目的

今回耐風調査を依頼された第二関門道路橋は本州と九州を結ぶ高速道路の一環として計画されている、主径間長 712 m、側径間長 178 m の長大吊橋である。もともと、吊橋は横方向の剛性が小さく、風の影響を受けやすい構造物とされ、風荷重に対する安全性に関しては十分な注意が払われて来たが、1940 年、当時世界第三位の長大吊橋であった Tacoma Narrows 橋が完成後半年を経ずしてわずか 19 m/s の風で激しい振動を惹起し落橋した事故は、長大吊橋の設計において静的設計の外に空力不安定現象についての検討が不可欠であることを認識させ、以後の長大吊橋の設計に大きな影響を与えた。したがって、長大吊橋の設計における耐風設計の重要性と、現在の「鋼道路橋設計示方書」の適用範囲が支間長 150 m 以下の橋梁に限定されていること等から第二関門道路橋の耐風性の調査は在来の桁橋等の剛性の大きな橋梁の場合とは全く異なった観点から進める必要がある。幸い昭和 34 年以来本州と四国を結ぶ連絡道路に関する調査の一環として超長大吊橋の設計および施工上の問題点についての検討がなされ、上部工の設計上に占める耐風安定性の重要性に鑑み、新たに主として長大吊橋を対象とした耐風設計指針が立案された。現在の設計基準や示方書が単位面積または単位橋長当りの風圧力の大きさと作用面積のとり方だけを規定して風荷重を与えているのに対して、この「本四連絡橋・耐風設計指針」では設計風速および空気力係数の求め方を規定し、これから風荷重を求めるよう指示しており、また、動的安定性に対する限界風速を定め、その検討の必要性を明記している。即ち、以下のような諸点にこの指針の特徴がある。

1. 構造物の耐用年数を考慮した再現期間における風速の期待値に基づき設計風速を求めるよう規定している。
2. 構造物の位置（高度）、規模に応じた設計風速の求め方を与えた。
3. 構造物の風荷重算出の基本となる空気力係数を風洞実験より求めるよう規定している。
4. 吊橋の風による弾性不安定現象および自励振動に対する限界風速の基準を定めている。
5. 吊橋の動的安定性に対する解析を風洞実験その他の方法で行なうよう規定している。

第二関門道路橋の設計は始めから「本四連絡橋設計指針」に準拠するよう予定され、基本設計における耐風設計もこの指針にしたがって行なわれたがこの段階においては設計風速についての詳細な検討がなされていなかったし、また最終設計に入る前に基本設計案に対する動的安定性、その他の点の検討が必要となった。今回の耐風調査は第二関門道路橋の基本設計におけるこのような問題点の解決を目的としたもので主として次の点について調査を実施した。

1. 架橋地点付近における既応の風速記録と、第二関門道路橋の耐用年数等から架設地点における基本風速を求め基本設計案の寸法を基準にして構造各部の設計風速を求めた。
2. 風洞模型実験により基本設計案の空気力係数を求めた。
3. 風洞模型実験により基本設計案およびその変更断面の自励振動の限界風速を調べた。

今回は上記の調査のうち、設計風速に関する調査と、トラス補剛吊橋に関して昭和 42 年度に実施した風洞実験の結果について報告する。

1-2 第二関門道路橋の諸元

第二関門道路橋は図-1 に示すような 3 径間吊橋である。その設計諸元の概要を以下に示す。

中央径間長	703.6 m
側径間長	165.6 m
主塔間隔	712.0 m
中央径間垂距	64.0 m
ケーブル断面積	0.2339 m ² /cable
補剛トラス高	6.0 m
補剛トラス巾	29.0 m
補剛トラス断面 2 次モーメント (中央径間)	0.792 m ⁴ /cable
〃 (側径間)	0.465 m ⁴ /cable
死荷重 (中央径間)	9.78 t/m/cable
〃 (側径間)	11.88 t/m/cable
風荷重強度 (ケーブル)	0.271 t/m/bridge
〃 (吊構造部)	1.460 t/m/bridge

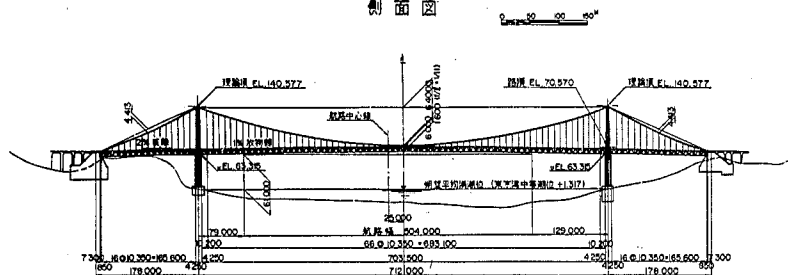
1-3 第二関門道路橋の固有振動数

第 3 章で説明するバネ支持模型実験においては実橋の撓み振動および捩れ振動の固有振動数を求めておかなければならない。

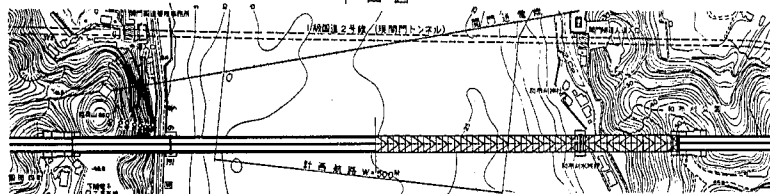
吊橋の固有振動数はエネルギー式から Ritz の近似法を用いて簡単に計算出来るがすでにこの計算は電子計算機で計算出来るようにプログラムされているのでここにはその結果だけを記す。

	撓み振動	捩れ振動
対称一次振動	0.188 c/s	0.472 c/s
対称二次振動	0.247 c/s	0.647 c/s
逆対称一次振動	0.147 c/s	0.403 c/s

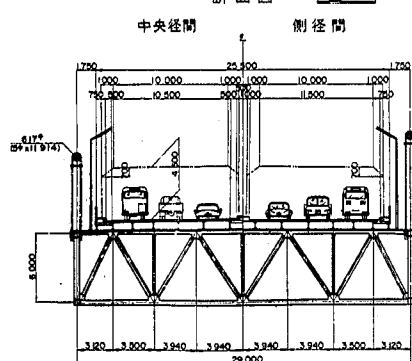
側面図



平面図

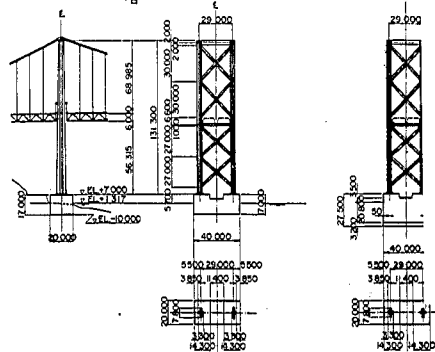


断面図



(注) 中央径間 1セーム版厚 15^{mm} 鋼骨 2^{mm}厚
側径間 R.C版厚 15^{mm} 鋼骨 5^{mm}厚

塔



- 注: (1) 本図は、建設省国土地院建設局の「土木建築設計図」に
依拠して昭和38年10月完成図を付したもので
本図は、其完成図に準拠する。
(2) 本図は、地上地中部分の図と、地下部分の図、昭和38年
〜昭和39年の間に測量及び設計したものである。
(3) 本図の位置は、1:2,500の地図により定められた
ものである。
(4) 本図に示した断面図は、第2次建設完了後の予定
図である。

第2 臨門道路主橋梁部	
(6) 単線シングルデッキ形式	
下部構造計算書	
部 名	橋道橋梁部
号 次	7180, 7000, 5300
分 割 部 分	1
計 算 月	昭和42年3月
設 計 者	九州地方建設局

図 1

§2 第二関門道路橋の設計風速

2-1 ま え が き

前にものべたごとく第二関門道路橋の耐風設計は、本州四国連絡橋耐風設計指針（以下耐風設計指針と呼ぶ）に準拠して行なうよう予定されている。耐風設計指針には設計風速・静的風荷重の算定方法、自励振動に対する限界風速値の基準、風による振動現象の検証方法などが規定されているが、中でも重要なのは、風による吊橋の自励振動の限界風速が、設計風速の1.2倍を超えるよう規定されている点である。すなわち、設計風速の値は、静的風荷重の大きさだけでなく、自励振動も含めた吊橋の耐風安定性の判断上、重要な要素となっている。したがって、設計風速の算定に当っては、第二関門道路橋の耐用年数、既往の風速観測資料、関門海峡の局地的自然条件を十分に考慮することが必要となる。

第二関門道路橋の設計風速に関しては、建設省は昭和40年度に、北九州市和布刈公園内の送電鉄塔に風車型発電式自記風向風速計（以下風車型風速計と呼ぶ）1台を設置して現地観測を開始するとともに、昭和41年度には気象庁に委託して、現地観測および既往資料の解析による関門海峡の風速の鉛直分布と風速の再現期待値に関する調査ならびに地形模型の風洞実験による海峡の気流に関する調査を行なった。これらのうち、地形模型の風洞実験をのぞいた調査は、昭和42年度以降他の諸調査とともに、日本道路公団関門架橋調査事務所に引継がれて実施されている。

建設省が気象庁に委託した調査結果は、「第二関門道路調査、気象調査」（気象庁、建設省：1967年3月）および「関門海峡の気流に関する風洞実験-追補-」（相馬清二、気象研究所：1967年11月）に報告されている。ただし上記の報告書に記載された現地観測の資料は1966年9月より11月までの3ヶ月分のみであって、その後の資料は関門架橋調査事務所に引継がれている。

耐風設計指針には、設計風速は構造物の耐用年数を考慮した再現期待値、風速の鉛直分布形状と構造物の高度および構造物の寸法を考慮して算定するよう定められているが、関門海峡は地形が複雑なため、風向によっては海峡における風の収束および岬部の山越え現象などにより、風速の鉛直分布が一般的なべき法則にしたがわないことが予想され、また上記の報告書にもそのような現地観測および風洞実験の結果が示されている。したがって関門吊橋の設計風速の算定には、架橋地点の局地的条件を十分に考慮することが必要である。

以下、風速の再現期待値、鉛直分布形状、水平分布形状の順に上記報告書の概要を紹介しつつ、関門吊橋の設計風速算定の経過を説明する。

2-2 風速の再現期待値

10分間平均風速の最大期待値は、関門海峡付近に散在する気象官署、官民の風速観測所合計13点における既往の観測資料を用い、重回帰分析法によって算出された。これらの観測所の所属、計測器の種類、風速観取方式、資料年数および観測値を表-1に示す。また観測所の配置は図-2に示すとおりであって、おおむね関門海峡から50km以内に位置している。

表一 関門海峡付近の風速観測資料

観測点 所	福岡 気象庁	下関 気象庁	防府 気象庁	小倉空港 気象庁	角島灯台 海上保安庁	刈田 運輸省	築城 航空自衛隊	吉見 海上自衛隊	若松 電源開発	八幡 八幡製鉄	戸畑 八幡製鉄	黒崎 三菱化成	小倉 九州電力
測器	4杯・ 3杯	4杯・ 3杯	3杯	3杯	3杯	エーロ・ ベーン	エーロ・ ベーン	コーシン・ ベーン	3杯	4杯 コーシン・ ベーン	4杯 コーシン・ ベーン	4杯	3杯
観取方式	平均	平均	平均	瞬間	平均	瞬間	瞬間	瞬間	瞬間	平均	平均	平均	瞬間
年数	37	37	15	8	17	13	7	6	5	16	9	8	5
1929	m/s 17.5	m/s 25.8	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s
30	32.8	35.8											
31	17.2	25.2											
32	14.2	24.7											
33	18.0	27.0											
34	16.3	30.7											
35	16.6	35.8											
36	28.1	26.8											
37	15.8	26.9											
38	15.4	27.2											
39	16.1	26.5											
40	21.8	20.0											
41	23.3	24.2											
42	23.3	34.2											
43	15.3	22.6											
44	21.2	22.5											
45	28.7	24.2											
46	19.3	23.0											
47	16.7	26.0			20.3								
48	16.7	21.7			23.3								
49	22.0	30.7			27.9								
50	27.2	29.5	25.4		20.8					21.1			
51	32.5	24.1	20.2		35.6					19.6			
52	21.1	18.0	23.9		21.1					16.5			
53	19.4	18.0	15.5		22.9	18.0				18.0			
54	25.5	23.5	20.8		29.2	21.5				22.0			
55	21.4	30.3	33.4		24.1	24.1				19.6			
56	30.2	29.8	33.6		22.6	26.7				23.5			
57	20.1	23.5	20.5		20.7	18.0				21.7	22.0		
58	18.7	18.4	18.2	31	23.7	11.6				19.0	18.0	19.6	
59	23.5	23.8	25.1	41	23.5	33.0	27.8			24.7	24.9	21.3	
60	16.8	27.0	18.5	38	23.3	15.0	20.7	31.8		15.8	20.2	19.6	
61	22.8	19.7	19.5	32	23.3	36.0	26.2	33.4	32.7	16.5	25.2	21.0	24.0
62	14.2	18.7	18.8	27	22.0	22.8	21.1	32.9	26.8	14.7	19.6	19.6	28.3
63	18.2	20.0	18.7	31	25.0	23.0	23.6	35.5	22.3	13.9	18.4	19.6	22.0
64	18.2	20.3	18.7	35		22.1	29.2	35.0	20.0	16.5	21.1	21.3	30.0
65	18.3	26.0		32		25.0	29.5	34.5	26.7	18.0	29.8	24.4	25.1

表-1にも示されているように、これらの観測値は、
測器、読取方式、資料年数が相違しているので、次に示
すところにより資料の均質化を行なった。

- ① 測器による風速値の差は強風時には小さくなるので、
最大値を問題とする今回の場合には、測器の機種によ
る風速値の修正は行なわない。
- ② 瞬間風速値は、菊地原の報告にしたがい、0.66倍し
て平均風速値に換算する。
- ③ 重回帰分析は、各観測所の最新5年間の資料により
実施し、一方下関気象台の資料から資料年数と再現期
待値の関係を求めておき、重回帰分析の結果を補正す
る。

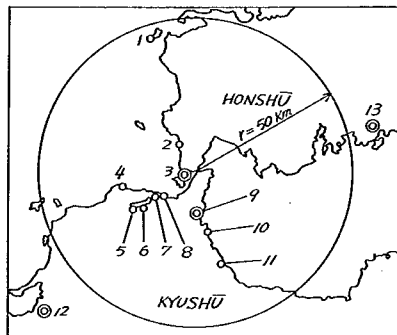


図2 観測点配置図

このようにして求めた下関気象台における資料年数による再現期待値の変化は表-2のとおりである。表中37
年資料の期待値は土木研究所で概算したもの、他は文献1より引用したものである。

また関門海峡の架橋地点における風速の5年期待値および20年期待値に対する回帰式および地形因子の値は
つぎのとおりである。

$$5 \text{ 年 } V_5 = -9.02 + 0.46 X_1 + 0.063 X_2 + 1.235 X_3 + 8.128 X_4 + 0.008 X_5 \dots\dots\dots (1)$$

$$20 \text{ 年 } V_{20} = -16.46 + 1.048 X_1 + 0.074 X_2 + 1.855 X_3 + 11.263 X_4 + 0.011 X_5 \dots\dots\dots (2)$$

X_1 : 測点を中心とした半径5 km の円内の海面度 (≈ 2.4)

X_2 : 測点を中心とした半径30 km の円内の開放度 (≈ 185)

表-2 資料年数による再現期待値の変化 (下関)

資料 年 数	再 現 期 待 値		比 率			
			資料5年値基準		資料13年値基準	
	5 年 値	20 年 値	5 年 値	20 年 値	5 年 値	20 年 値
5	24.8	30.0	1.00	1.00	0.91	0.90
6	26.1	32.1	1.05	1.07	0.96	0.96
7	26.1	31.7	1.05	1.06	0.96	0.95
8	25.5	31.0	1.03	1.03	0.94	0.93
9	25.5	30.5	1.03	1.02	0.94	0.91
10	27.0	33.0	1.09	1.10	0.99	0.99
13	27.2	33.4	1.10	1.11	1.00	1.00
16	27.3	33.5	1.10	1.12	1.00	1.00
20	27.7	33.5	1.12	1.12	1.02	1.00
30	28.8	34.9	1.16	1.16	1.06	1.04
37	29.1	34.8	1.17	1.16	1.07	1.04

X_3 : 測点より 200 m 高い障害領域の最短距離 ($\div 1.0$)

X_4 : 測点を中心とした半径 15 km の円内の収束度 ($\div 1.5$)

X_5 : 測点を中心とした半径 8 km の円内の最高点との標準差 ($\div 392$)

式(1)および(2)から求めた風速の 5 年および 20 年期待値はそれぞれ 20.3 m/s, 22.8 m/s となる。風速の年最大値が二重指数分布をするものとして, 5 年および 20 年の期待から推定した 100 年期待値は 25.5 m/s となる。

架橋地点は下関気象台と同じ資料年数による期待値の変化特性を有するものとし, 表-2 に示された 5 年資料値と 37 年資料値との比 1.17 を上記の値に乗じて修正すれば 100 年期待値は 29.8 m/s となる。

一方, 式(1)および(2)による推定値と, 表-1 に示した個々の観測点の資料による期待値 (直接期待値とよぶことにする) とを比較すると表-3 のようになり, 5 年値および 20 年値の誤差の標準偏差はそれぞれ 1.79 m/s, 2.83 m/s である。文献(1)においては, 100 年期待値における偏差を 5 m/s と推定し, 架橋地点における推定値は 29.8 ± 5 m/s としている。

これに対し, 5 年値および 20 年値に資料年数による修正をほどこした後 100 年期待値を求め, 偏差を考慮すると 29.5 ± 4 m/s となる。

一方地形因子を 3 因子としたときの回帰式は,

$$5 \text{ 年 } V_5 = 13.69 + 0.469 X_1 + 0.029 X_2 + 0.634 X_3 \dots\dots\dots(3)$$

$$20 \text{ 年 } V_{20} = 14.95 + 1.060 X_1 + 0.028 X_2 + 1.042 X_3 \dots\dots\dots(4)$$

地形因子の定義と値は式(1)と同じである。この式による 5 年値および 20 年値の推定値の誤差の標準偏差は, そ

表-3 推 定 値 の 比 較

地 点 名	5 年期待値	式(1)による推定値		20 年期待値	式(2)による推定値	
		計 算 値	誤 差		計 算 値	誤 差
若 松	22.1	21.88	0.22	28.1	26.89	1.21
黒 崎	21.5	20.93	0.57	24.7	23.98	0.72
戸 畑	28.1	24.17	3.93	36.2	30.02	6.18
八 幡	18.0	18.80	- 0.80	21.0	21.26	- 0.26
小 倉	19.4	23.45	- 4.05	23.2	29.26	- 6.06
苅 田	23.0	24.00	- 1.00	30.2	29.46	0.74
小 倉 空 港	22.4	20.85	1.55	25.8	24.72	1.08
築 城	24.1	23.64	0.46	29.2	29.02	0.18
下 関	23.0	23.23	- 0.23	27.9	27.15	0.75
吉 見	22.3	21.75	0.55	23.5	26.13	- 2.63
福 岡	20.4	20.12	0.28	25.5	23.74	1.76
防 府	18.6	19.75	- 1.15	19.6	22.33	- 2.73
角 島 灯 台	31.7	32.01	- 0.31	40.1	41.05	- 0.95
標 準 偏 差			1.79			2.83

れぞれ 3.28 m/s 、 3.17 m/s である。

式(3)および(4)による架橋地点の5年および20年の期待値は、それぞれ 20.8 m/s 、 23.7 m/s 、これらの値から推定した100年期待値は 27.0 m/s 、資料年数による修正と偏差を考慮して、式(1)および(2)の場合と同様の推定を行なえば文献1では $31.7 \pm 4 \text{ m/s}$ となっている。

これに対し、5年値および20年値に対する資料年数(補正を先に行なって求めると、 $31.1 \pm 3 \text{ m/s}$ という値が得られる。

以上4種の推定値を再記すると、100年期待値の上限値として 34.8 m/s 、 33.5 m/s 、 35.7 m/s 、 34.1 m/s となるので第二関門道路橋の基本風速としては 35 m/s 程度を考慮するのが適当であろう。

2-3 風速の鉛直分布形状

風速分布調査は、北九州市和布刈公園内に九州電力送電鉄塔(地盤高 $E1.20 \text{ m}$ 、塔高 93 m)の、地表上 24.7 、 34.6 、 52.2 および 69.7 m の4層の高さに設置した4台の3杯発電式自記風向風速計による現地観測と、縮尺 $1/3,000$ および $1/10,000$ の地形模型の風洞実験により実施された。これらの調査結果の概要は以下に示すとおりである。

2-3-1 現地観測

和布刈公園内における現地観測は昭和41年9月に開始され、現在も継続中であるが、文献1には昭和41年9月より11月までの3ヶ月間の観測資料の解析結果が示されている。その結果を要約すると、

- (1) 関門海峡においては、概して東西両方向の風が卓越する。
- (2) 風向の観測値は、塔の上層と中・下層とで異なる場合が多く、この傾向は弱風時に大きく、強風時には小さくなる。
- (3) 一般の場合と異なり、上層の風速が中下層よりも大きいとは限らず、下層の方が上層より大きい風速分布の出現回数は、逆の場合の半分に達する(図-3参照)。
- (4) 東成分の風においては、上層の風速が下層より小さい場合が、逆の場合より多いが、西成分の風においては、上層の風速が下層より大きい場合が圧倒的に多い。
- (5) 最下層の風速が 10 m/s をこえる強風時には、上層の風速が下層より大きくなる傾向が強いが、東成分の風では、風速の鉛直分布に関するべき法則の指数が小さく(7ケースの平均で約 $1/45$)、西成分の風では稍大きい(12成分の平均で約 $1/11$)。(図-4参照)

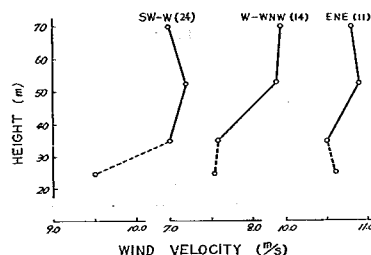


図3 風速の垂直分布

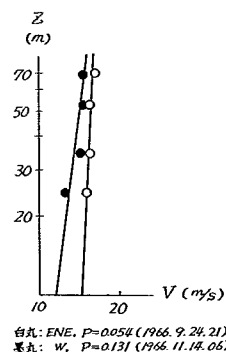


図4 風速の垂直分布

2-3-2 風洞実験

風洞実験は、 $1/10,000$ および $1/3,000$ の地形模型を用い、風洞風速 7 m/s で実施された。風向は、関門海峡の方向および橋軸線の方を考慮して、北東、東、南西の3方向が選ばれた。なお、地形による風速分布の特殊性を調査する一手段として、単純な形をもつ二葉双曲面からなる立体模型による測定も実施された。なお風速の測定は地表境界層をさけ、主として模型で海面より 3 cm 以上 (実物で 90 m 以上) の高層部につき行なわれた。

図-3に示すような、上層の風速が下層より小さい鉛直風速分布に関しては、二葉双曲面模型を用いて定性的な実験が行なわれ、図-5に示される結果を得ている。また、地形模型については海峡中央点と北九州市側海岸における鉛直分布が測定され、図-6のごとき結果を得た。

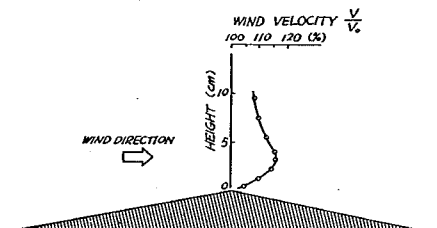
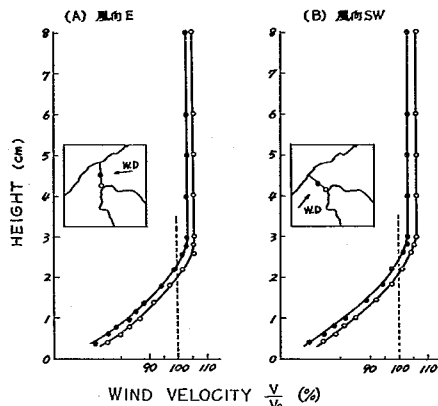


図5 山頂での風速分布 (風洞実験)

図6 風速垂直分布 V/V_0 (現地模型)

海峡部における風速の水平分布については、図-7-a, b, cに、また高度別の水平分布については、図-8-a, b, cに示す結果を得た。また海面に接する部分の気流の方向を知るため、風速を約 1 m/s として行なった煙による気流実験の結果を図-9-a, bに示す。

以上の図はいずれも文献1および2から再録したものである。

これらの結果を要約すると、

- (1) 海峡における風速の鉛直分布に関する定性的実験により、上層より下層の風速が大きくなることが確かめられた。
- (2) 地形模型による風速の測定値は、海峡中央点の方が海岸より幾分小さいが、両者とも標高約 60 m 以上では、風洞風速を超過しており、地形による収束のあることを示している。
- (3) 風速の水平分布をみると、東および西南の風の場合には風洞風速を上回り、東北の風の場合は下回る。前者は海峡における風の収束を、後者は下関側火の山の後流効果を示すものと推定される。
- (4) 東および西南風の場合、水平風速は架橋地点に近づくにつれて大きくなる。海峡中央部にくらべると和布

刈側の風速増加が著しい。

- (5) 海面に接する気流は海峡に沿って、橋軸線にほぼ直角に流れる。

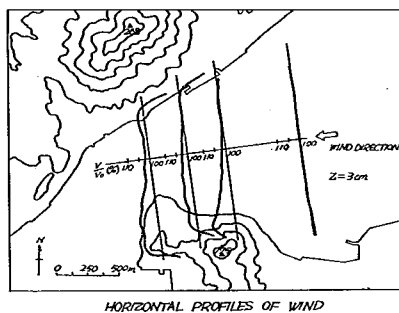


図7-a 風速水平分布
(現地模型による風洞実験)

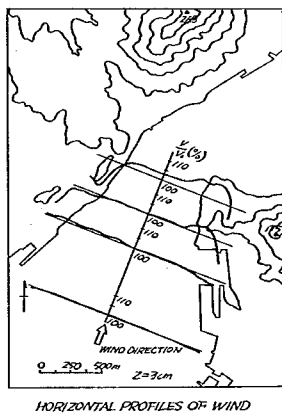


図7-b 風速水平分布
(現地模型による風洞実験)

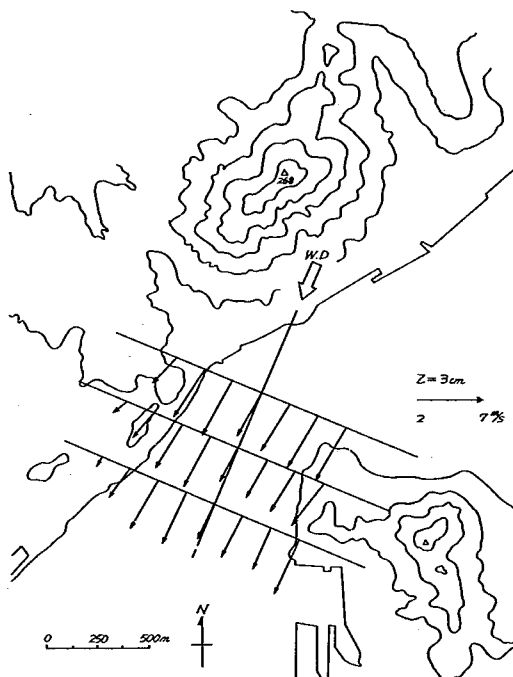
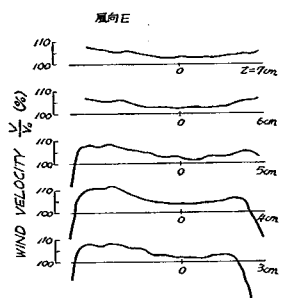
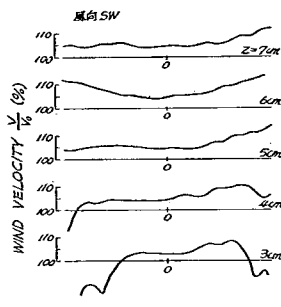


図7-c 風速水平分布



HORIZONTAL PROFILES OF WIND

図8-a 高度別の風速水平分布
(現地模型による風洞実験)



HORIZONTAL PROFILES OF WIND

図8-b 高度別の風速水平分布
(現地模型による風洞実験)

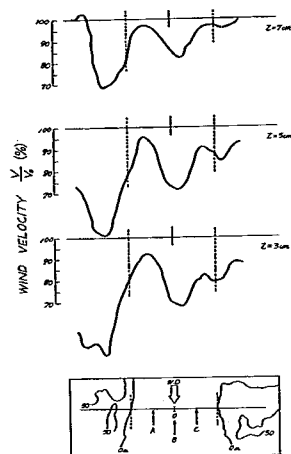
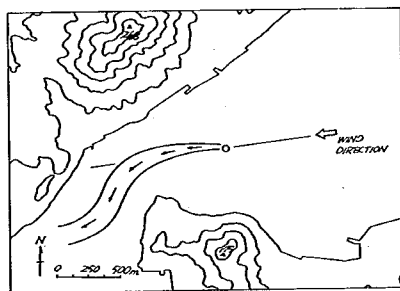
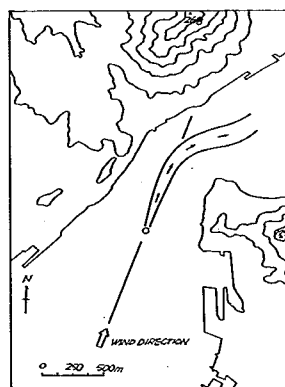


図8-c 高度別の風速水平分布
(現地模型による風洞実験)



STREAM PATTERN ON SURFACE

図9-a 煙による気流の観測



STREAM PATTERN ON SURFACE

図9-b 煙による気流の観測

2-4 設計風速の推定

関門海峡の中央における基本風速の100年期期待値は、2-2に述べたように35m/sと仮定して十分であろう。

風速の鉛直分布は地形の影響をうけて複雑な分布をなすものと思われるが資料がはなはだ少ないので、ここでは地形模型の風洞実験の結果をもとにして推定を試みる。

前節に紹介した結果によれば、海峡部の風速は東風の場合が最も強くなるようであるが、吊橋としては、橋軸直角方向の風が最も好ましくない影響を与えるものと推定されるので、この方向について考える。

橋軸直角方向の風には、南西風と北東風があるが、地形模型実験の結果では、後者は下関側山体の後流に影響されて、海峡部の風速が風洞風速より平均的に減少するのに対し、前者は地形による収束現象のため、風洞風速より増加することが知られている。したがって、ここでは南西風の風速分布にもとづいて、基本風速に対する高度補正を行なうものとする。

計算に当っては、補剛げた、主塔、ケーブルおよびハンガーの基準高をそれぞれ67m、90m（塔高138mの65%）および103mと仮定した。

図-6-bおよび図-8-bにもとづいて、関門吊橋を含む鉛直面における風速分布を、風洞風速に対する百分率でコンター状にあらわせば図-10のごとくなる。この図を用いて中央径間の補剛げたならびにケーブルおよびハンガーの基準高における風速の水平分布形状を求めると図-11のごとくなり、平均値としてそれぞれ風洞風速の98.5%および104.4%をうる。一方、図-6-bから海峡中央の海上10mの高さにおける風速を求めると、風洞風速の68%となる。よって、補剛げたとケーブルおよびハンガーに対する風速の高度補正係数を $98.5/68=1.45$ および $104.4/68=1.54$ とする。これらの値は、指数を $1/6$ とした場合のべき法則による補正係数にくらべて、それぞれ約1.06倍および1.04倍である。

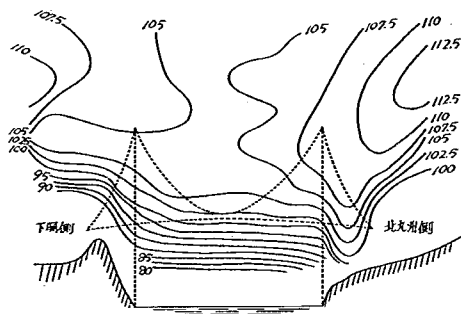


図-10 関門海峡における風速分布
(地形模型による南西風の実験)
(図中の数字は風洞風速の百分率)

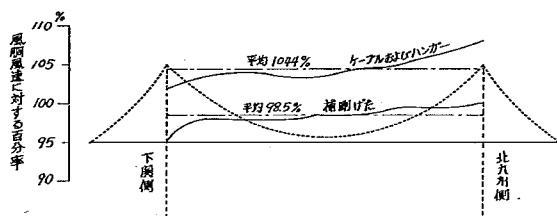


図-11 補剛げたとケーブルおよびハンガー位置における風速分布
(地形模型による南西風の実験)

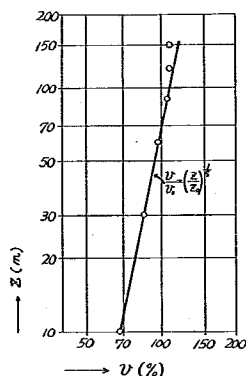


図-12 北九州橋主塔位置における鉛直分布
(地形模型による南西風の実験)

つぎに主塔については、模型実験結果でより大きな風速をうける北九州市側主塔に着目し、風速と高さの関係を求めると図-12のごとくなる。この図により、120 m以上の高度では稍はずれるが、90 m以下の高度では風速の鉛直分布が、指数 $1/5$ のべき法則によくしたがうことが見出される。一方、現地観測の結果では西成分の風のべき指数は約 $1/11$ となっている(図-4)が、観測期間も短いので、ここでは安全側の値を与える $1/5$ 乗則を用いる。主塔の基準高90 mに対する補正係数は1.552となる。

水平長あるいは鉛直長による補正係数は、耐風設計指針の値をそのまま用いることとすれば、吊橋各部の設計風速としてつぎの値を得る。

補剛げた	$35.0 \times 1.45 \times 1.092 \div 53.5 \text{ (m/s)}$
ハンガーおよびケーブル	$35.0 \times 1.54 \times 1.092 \div 59.0 \text{ (m/s)}$
主塔	$35.0 \times 1.552 \times 1.173 \div 63.5 \text{ (m/s)}$

以上の推定にもとづき、補剛げた、ケーブルおよびハンガーならびに主塔の設計風速は、それぞれ、55 m/s、59 m/s および 63 m/s程度と考えてよいであろう。

§3 風洞模型実験

3-1 ま え が き

第1章でものべた如く第二関門道路橋の耐風設計において準拠すべき「本四連絡橋耐風設計指針」の特徴の一つは風荷重を設計風速と構造物の大きさおよび構造物の形だけから定まる係数（空気力係数、正確には抗力係数）から求めるよう規定したことおよび吊橋の弾性不安定現象と自励振動の限界風速の基準を与えたことにある。

構造物に対する設計風速は第2章で行なった方法で推定することが出来るし、構造物の大きさは設計によって定まるが構造物の空気力係数はその形状に固有のものであって特に吊構造のような複雑な構造物の空気力係数は理論的に求めたり、構成部材の個々の空気力係数から推測することが出来ず風洞模型実験から求める以外に方法がない。特に長大吊橋においては主要な構造部材の断面積が風荷重で決定されることも少なくなく、したがって空気力係数の正しい値を知る必要がある。また、吊橋の弾性不安定現象や自励振動、特に後者は理論的取扱いが全く不可能でその限界風速の推定は風洞実験以外に確実な方法が見出されていない。したがって、長大吊橋の耐風設計の良否の判断は風洞模型実験による検討を経ずしては不可能であり、今回の耐風調査の主目的も風洞実験による設計案の空気力係数の測定と自励振動に対する限界風速の測定を行なって第二関門道路橋の耐風性を判定しようとするものである。

3-2 風洞および模型

3-2-1 風 洞

今回の実験に使用した風洞は建設省土木研究所の橋梁試験用風洞であってその形状は図-13および写真-1に示すように横回流型単回路風洞、いわゆる Göttingen 型風洞で吹出口寸法は $1.8\text{ m} \times 3.0\text{ m}$ である（写真-2）。

この風洞は特に橋梁試験用に作られたものであり低風速領域での実験に便利のように設計されている。

この風洞はほとんど吊橋吊構造部の耐風安定性を調べる部分模型実験に使用しているため2次元風洞としての性能を考慮して測定部を閉鎖装置〔写真-3〕で覆い、更に模型の取付および境界層の発達や気流の模型に対するまわり込みを防ぐため閉鎖装置の内壁の内側に高さ 2 m 、長さ 1.5 m の隔壁をとりつけ使用模型の長さを $1,600\text{ mm}$ としている。この風洞の風の特性は土研所報に詳しく報告されているが速度分布もほとんど一様でまた時間的変動も非常に小さく優れた特性を有している。しかしながら実際の構造物に作用する風は多小の迎角をもち、また空間的風速分布も一様ではなく、かつ時間的にも変動しており当然風洞風の中におかれた模型と自然風にさらされる実橋では作用する風の条件が異なる訳であるが一般に乱れた風に較べて定常な風はより危険な場合と考えられるので実験結果は安全側の値を示していると云えよう。以下風洞の概要を記す。

形 式：水平単回路回流式風洞（開放・閉鎖併用可能）

寸 法：吹出口 $3,000 \times 1,800\text{ mm}$ （角切辺長 300 mm ）

測定部 $2,000\text{ mm}$

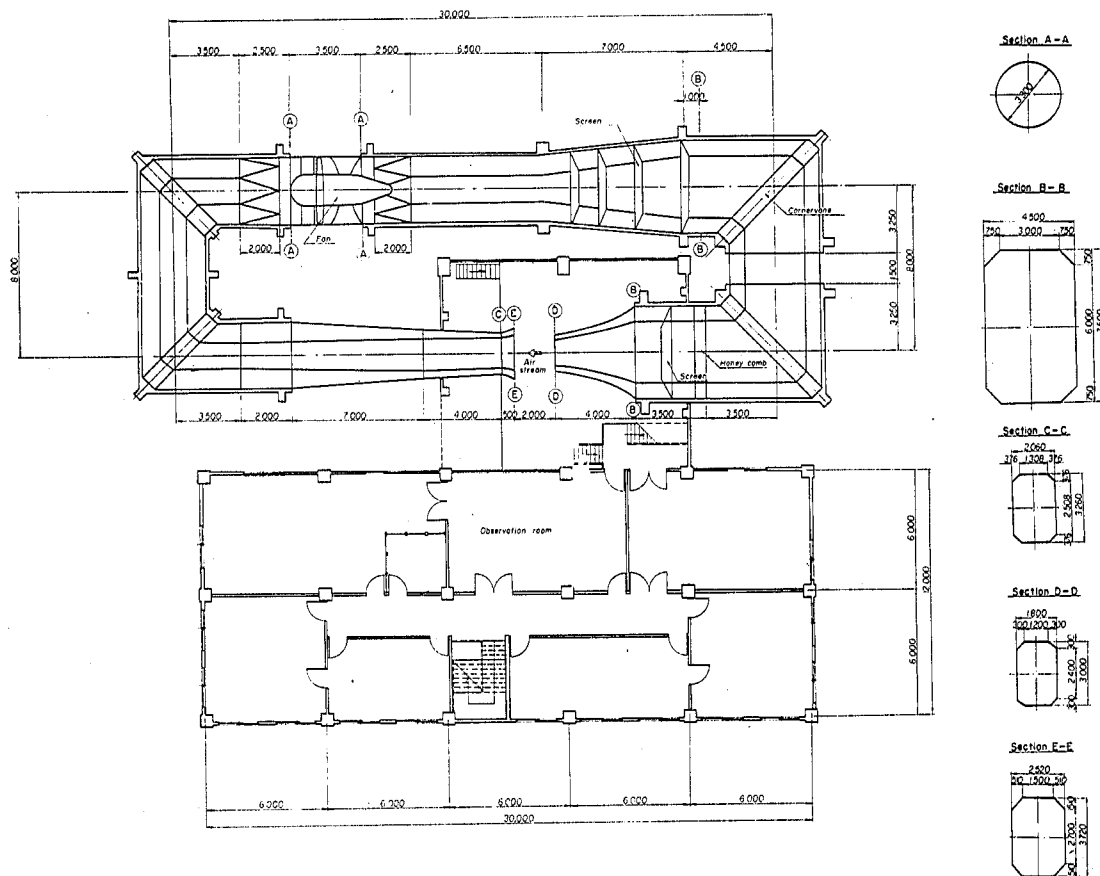


图 13

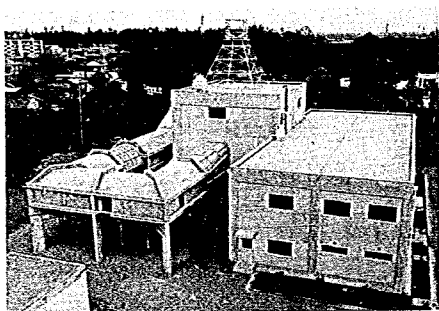


写真1 全 景

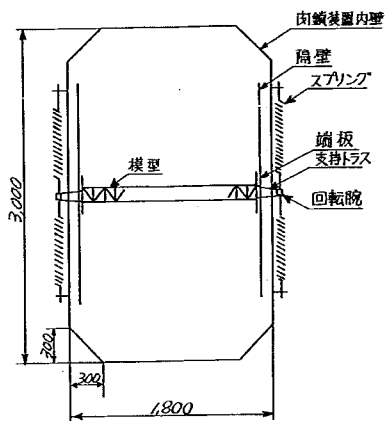


図 1 4

風 路 76,000 mm

絞り比: 1 : 6.25

送風機: 直径 3,300 mm

出力 100 kW

風 速: 最大 20 m/s (開放時)

最大 21 m/s (閉鎖時)

3-2-2 風洞模型

風洞模型は幾何学的形状が実橋と相似でなければなら
ないことから出来るだけ大きく作ることが望ましいが一
方風洞の大きさその他の制約を受けておのずから最大寸

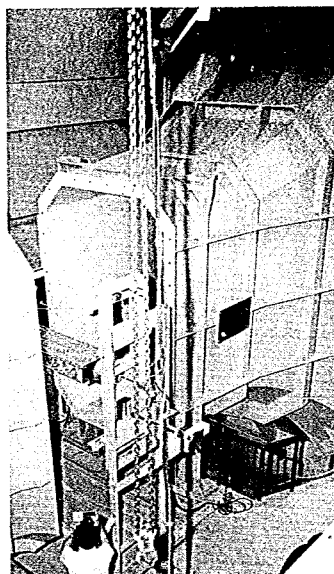


写真2 開放型測定部

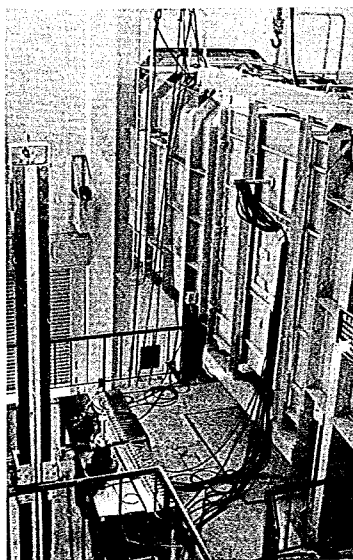


写真3 閉鎖型測定部

法は定まる。まず風胴の測定部の大きさは隔壁内側間隔で1,620 mm なので模型の長さは1,600 mm〔端板を含めて1,610 mm〕とした。また模型の巾は風路の閉塞効果および部分模型実験における2次元性を保つために必要とされている縦横比(=全長/巾)等から考えて500 mm 程度以下におさえることが望ましいので今回は模型縮尺を75分の1とした。原設計に対する模型の概略寸法を図-15に示す。

この模型の場合縦横比が4.1となり2次元模型実験用模型としてはいくらか小さいとも考えられるが測定部が閉鎖型であり、更に内側に隔壁をもうけ、また模型に端板をつけて気流の廻り込みによる三次元効果を防いでいるので模型に作用する空気力はほぼ2次元のであると考えてよいであろう。今回の実験のために使用した模型は全て三分力測定とバネ支持模型実験とに共用したため、模型は単に桁の形状寸法を忠実にうつしかえるだけでなく、バネ支持模型実験の際に相似則から要求される重量、回転慣性モーメントを満足させるため出来るだけ軽く作り不足分を模型の支持装置および附加重錘で調節出来るようにしなければならなかった。そのため模型材料としては主として木材(檜およびバルサ)を用いその他成形の困難なところにはアクリル系樹脂および針金を用いた。

次に実験に用いた模型の図面を図-16以下に模型の特徴については表-4に示す。なお、写真4以下は模型である。

なお模型で採用したような断面を用いればそれらの重量および剛性は原設計の重量および剛性に較べ当然変化するはずで、模型実験においてもこの点を考慮して実験条件を定めるべきものであるが種々の都合により今回の実験では幾何学的な形状は変っても力学的特性は原設計のそれと同じとしている点を附記しておく。

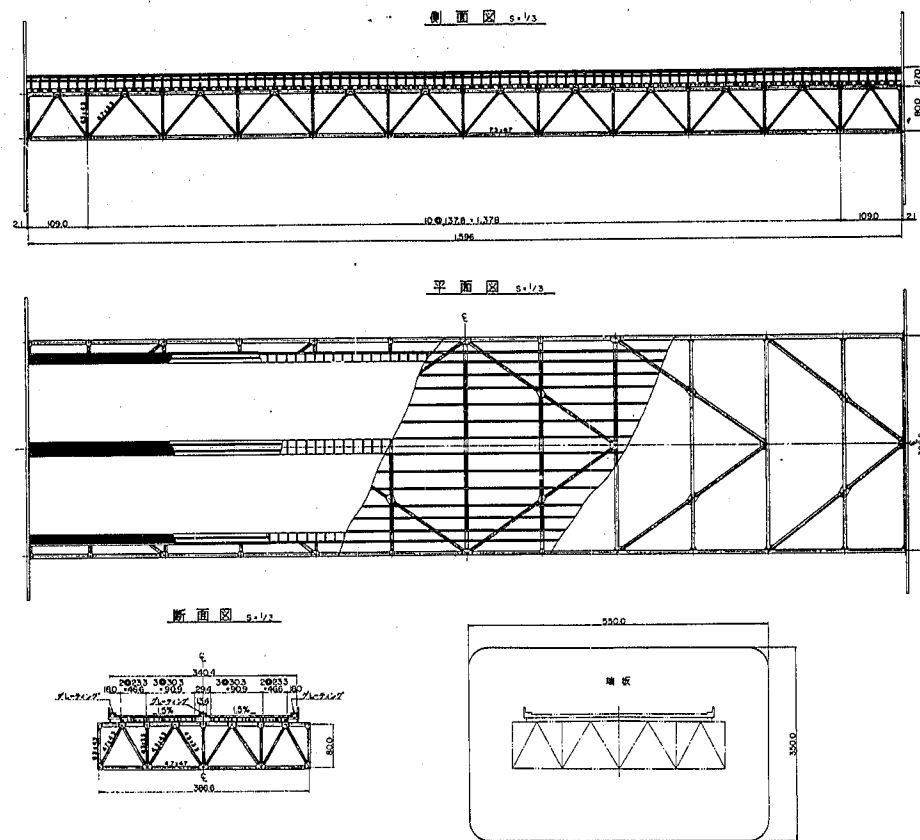
表-4 模型の形状

模 型 名	形 状
KK-3S-67 75 A	原設計案 床組 床版+縦桁 グレーチング 3条
KK-3S-67 75 A1	KK-3S-67 75 Aの床版のグレーチングを5条に変更
KK-3S-67 75 B	改良案1 床組 床版+横桁〔桁高30 cm〕+縦桁 グレーチング 3条
KK-3S-67 75 B1	KK-3S-67 75 Bの床版のグレーチングを5条に変更
KK-3S-67 75 C	改良案2 床組 床版+横桁〔桁高60 cm〕+縦トラス〔主構上弦材より下に設置〕 グレーチング
KK-3S-67 75 C1	KK-3S-67 75 Cの床版のグレーチングを5条に変更

3-3 三分力の測定

3-3-1 ま え が き

流体中におかれた静止物体には図-21に示すように、流れ方向の抗力、流れに直角方向の揚力およびこれらの合力の物体の弾性中心に関するいわゆる空力モーメントの3つの力が作用する。これらは三分力と呼ばれているがこれら三分力と物体の迎角の間には物体の形状により種々な特性を示す。この関係を明らかにすることが物体



名称	原钢梁墩用模型
类型	第2号门道路桥 (6号架)
规格	KK-3S-67 75 A
用途	三分二制度 在力端最侧度
尺寸	1:75
年月日	昭和42年11月 日
设计者	京都省土木研究所 構造研究室

图 15

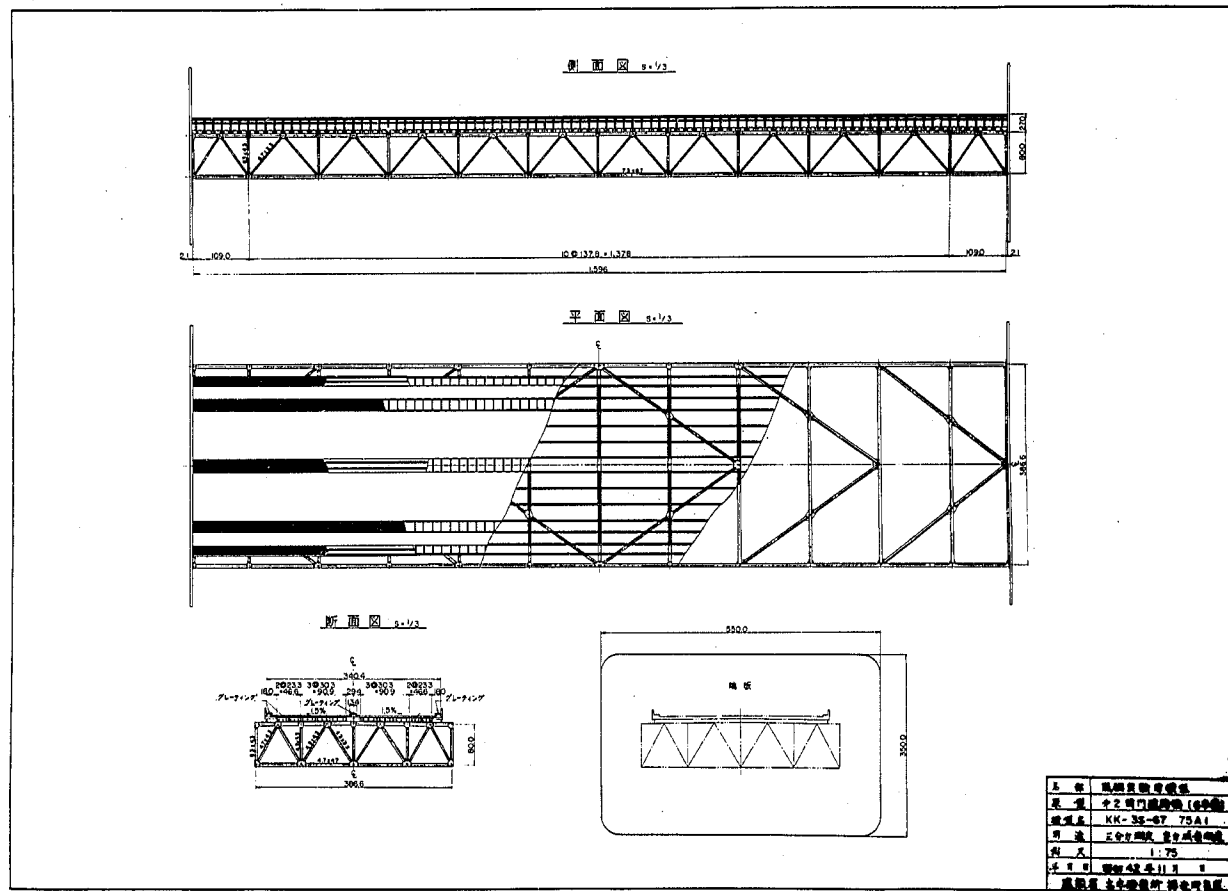
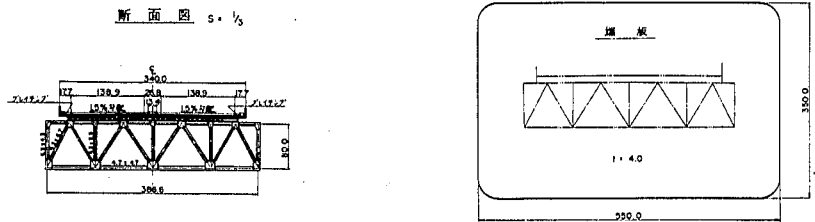


図 16



名 称	颧颞关节用模型
原 型	牙2前门道牙模(区实1)
模 型 名	KK-3S-67 75 B
用 途	三分力测定 空力减套测定
缩 尺	1:75
年 月 日	昭和42年11月 日
建设省土木研究所 横浜研究室	

图 17

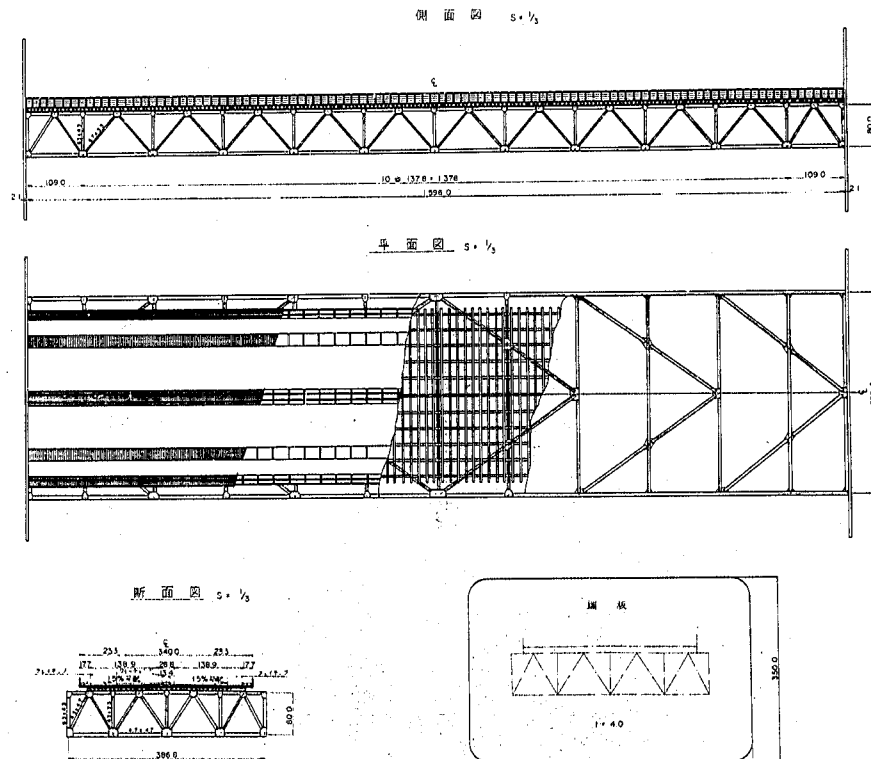
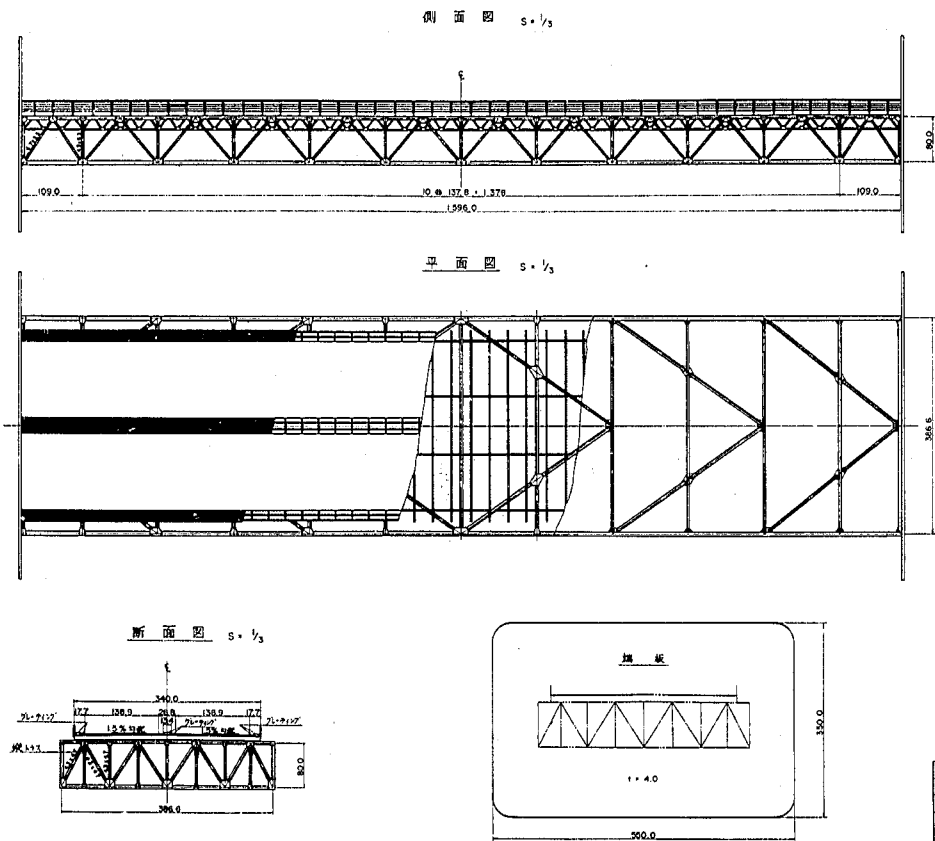
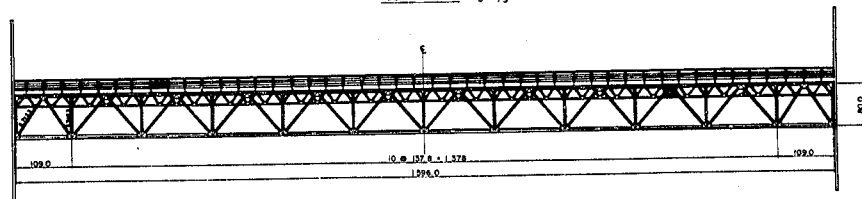


图 18

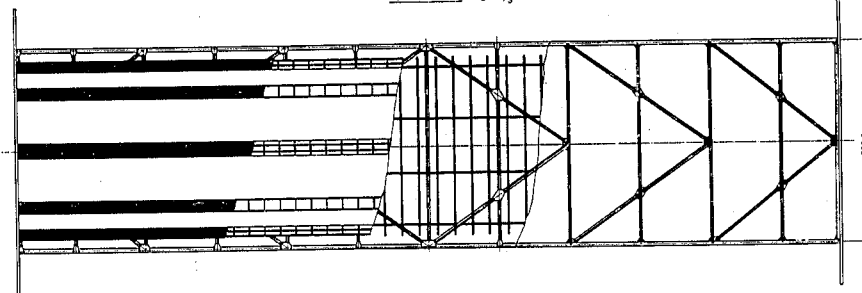


名 稱	風洞試驗用模型
原 型	才2間門道兩橋(臥泉)
模 型 名	KK-3S-67 75C
用 途	三合力測定 空力減衰測定
縮 尺	1:75
年 月 日	昭和42年11月 日
建設省土木研究所 構造研究室	

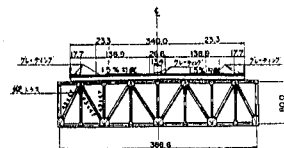
图 19



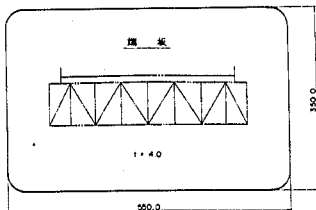
平面图 $s = 1/3$



断面図 S. 1/3



爐板



名称	五福貝勒府遗址
地址	牛200米路(西)
编号	KM-35-67 78C1
用途	已令拆除
面积	1.75
年月日	昭和42年11月
爱媛县土木部所	

图 20

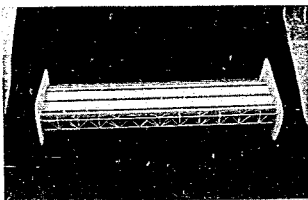


写真4 模型KK-35-67 75A1

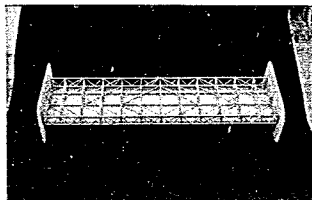


写真5 模型KK-35-67 75A1

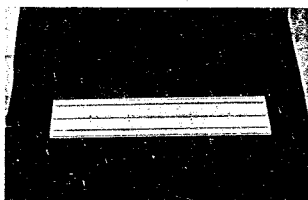


写真6 模型KK-35-67 75B1

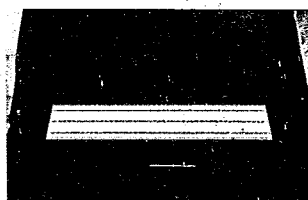


写真7 模型KK-35-67 75C1

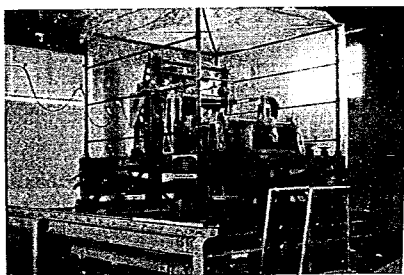


写真8 天秤

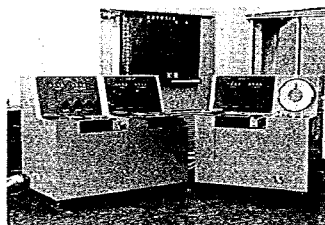


写真9



の空力特性を判断するための重要な指針となり更には、ここで測定される抗力がいわゆる風荷重を与える。

3-3-2 測定方法

模型の三分力は三分力天秤を用いて測定した。三分力天秤は抗力天秤、第一揚力天秤、第二揚力天秤からなっているが、この三台の天秤に模型を図-22に示すようにピアノ線で吊す。模型の下に取り付けた重錘 $W_1 \sim W_4$ は気流中での模型の動揺を防ぐためのもので気流の外におかれている。

このように支持された模型に風が作用した面の空気力は図-23からも明らかのように抗力 D は力 H と釣合うことから、抗力天秤で測定された力 H がそのまま抗力の大きさを示す。また揚力 L は力 F_1 および F_2 と釣合うから第一天秤および第二揚力天秤で測定される力の和であらわされる。同様にして空力モーメント M は H 、 F_1 、 F_2 と模型の弾性中心から各力までの距離との積であらわされる。

これら三分力と迎角の関係を調べる為には風洞風が常に水平にしか吹かないので模型を傾けて測定しなければならないが、模型の迎角は第二揚力天秤を上下することにより変えることが出来る。またこのようにして測定された抗力の中には模型の抗力だけではなく模型を吊しているピアノ線の抗力も含まれているので、実際にはピアノ線だけの抗力を測定して値を修正する必要がある。

なお今回用いた天秤(写真8~9)は差動トランスを検出器とした零位法が採用されておりその特性の概略は以下のとおりである。

	抗 力 天 秤	第一揚力・第二揚力天秤
秤 量	50 kg	50 kg
測 定 範 囲	25 kg	± 25 kg
感 度	1 g	1 g
分銅速隔加 除 範 囲	0 ~ 24 kg (1 kg とび)	0 ~ ± 24 kg (1 kg とび)
	0 ~ 900 g (100 g とび)	0 ~ ± 900 g (100 g とび)
自 動 平 衡	± 25 kg	± 25 kg
指 示 範 囲	± 5 kg	± 5 kg
	± 1 kg	± 1 kg
	± 0.1 kg	± 0.1 kg
同 上 精 度	フルスケールの 1/100	フルスケールの 1/100

3-3-3 風速の測定

実験時の風洞風速の測定は、風洞の測定部前縁におかれたピトー静圧管(写真-11)に作用する動圧をベッツ型マノメーター(写真-12)で測定し計算で求めた。即ち、ピトー管に作用する動圧が水柱で h mm とすれば風速は次式で与えられる。

$$V = \sqrt{\frac{2h}{\rho}} \text{ m/sec}$$

但し ρ は空気密度で大気圧を H 、気流温度を t °C、空気中の水蒸気圧を α とすれば次式であらわされている。

$$\rho = 0.13186 \times \frac{273}{273 + t} \times \frac{H - 0.3782\alpha}{760} \frac{\text{kg} \cdot \text{sec}^2}{\text{m}^4}$$

しかし α の影響は小さいので実際には相対湿度を 80 % として空気密度を計算している。

実験では θ を水銀晴雨計で, t を熱電対型温度計で測定した。

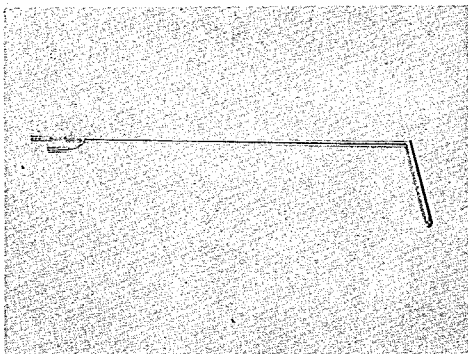


写真 11

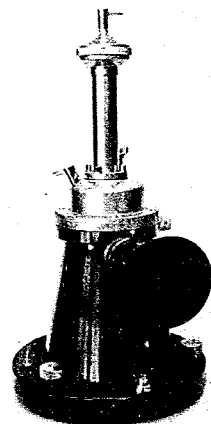


写真 12

3-3-4 三分力係数の計算

1. 抗力係数

D_0 をある迎角における無風時の読みとり値, D_1 を通風時の読みとり値, D_s を同じ風速での吊線の抗力値とすれば模型の抗力は

$$D = D_1 - D_0 - D_s$$

したがって抗力係数は

$$C_D = \frac{D}{\frac{1}{2} \rho V^2 \cdot A \cdot \ell}$$

但し A : 模型の単位長当りの曝露面積

ℓ : 模型長

2. 揚力係数

L_{10} , L_{20} をそれぞれある迎角での第一揚力天秤, 第二揚力天秤の無風時の読みとり値, L_{11} , L_{12} を通風時の読みとり値とすれば模型に作用する揚力は

$$L = (L_{11} - L_{10}) + (L_{21} - L_{20})$$

したがって揚力係数は

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

但しB:橋巾

3. 空力モーメント係数

模型の弾性中心まわりのモーメントは図-23からも明らかのように次式で与えられる。

$$M = (L_{11} - L_{10}) V_1 \cos \varphi - (L_{21} - L_{20}) V_2 \cos \varphi + D_{V1} \sin \varphi$$

したがって空力モーメント係数は

$$C_m = \frac{M}{\frac{1}{2} \rho V^2 \cdot B^2 \cdot \ell}$$

3-3-5 実験結果

実験は+15° ~ -15°の迎角に対して行なった。測定結果から計算して求めた三分力係数と迎角の関係を図-24に示す。

3-4 バネ支持模型実験

3-4-1 まえがき

ここで云うバネ支持模型実験とは補剛桁の一部の剛体模型をスプリングで吊して風洞測定部に設置し、風の作用を受けたときの模型の挙動を観察する実験である。気流中におかれた構造物は風速が低い間は攪乱が与えられてその振動は時間とともに減衰してしまうのが普通であるが、風速が増大すると構造物の空力的特性と関連して空気力の作用が負減衰効果をおよぼし、与えられた攪乱による振動がそのまま持続したり、時には振巾が増大し発散したりすることがある。

このような風の中での構造物の振動性状を調べるには今のところ風洞模型実験以外に方法がないことはすでに説明したとおりであるが、この風洞実験の方法に2通りある。一つは全橋模型実験と呼ばれるもので実橋全体を慣性と弾性力および構造外形が相似するように作った模型についての実験である。

この場合、模型実験の精度を上げるためには模型縮尺に制限が加えられるから模型はかなり大がかりなものになる。したがって実験用の風洞も非常に大がかりなものになり普通の風洞では実験が出来ない。また、模型が大きくなりその製作や模型の挙動の測定も面倒になる。

このように全橋模型実験では特殊な風洞を必要とする他に実験に多くの時間と費用がかかるためこれに代って行なわれるのがバネ支持模型実験である。バネ支持模型実験は全橋模型実験に比較して模型の弾性変形その他の点で実橋との相似条件を満足していない等の欠点を有してはいるが、実験の簡単なことおよび次のべる理由により耐風安定性を十分検証できること等から現在一般に行なわれている方法である。即ちバネ支持模型と全橋模型の比較実験はWashington大学、英国国立物理研究所で実施されたが、その結果によればバネ支持模型実験の結果は全橋模型実験の結果とよく一致しており、バネ支持模型実験から十分原型の不安定振動に対する安全性が確認出来ると報告されているので今回はこの実験法によった。

3-4-2 相似則

模型実験は原型と模型の物理的・力学的現象が共通の方程式を満足するように模型の諸量を定め、模型に起った現象から実物において起るべき現象を推論しようとするものである。バネ支持模型実験の目的とするところは原型の風の中での挙動を調べ、その自励振動の限界風速を求めることであり、このために必要な、模型が原型に

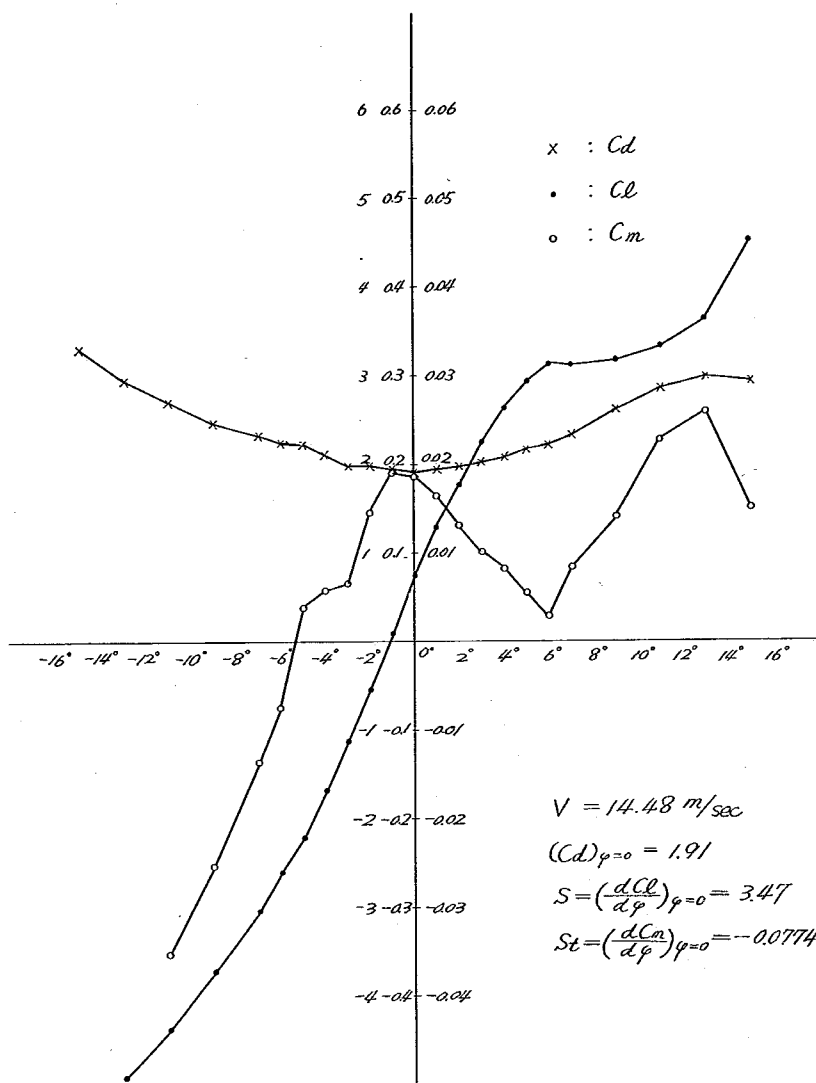


図 24.1

KK-3S-67 75Aの三分力曲線

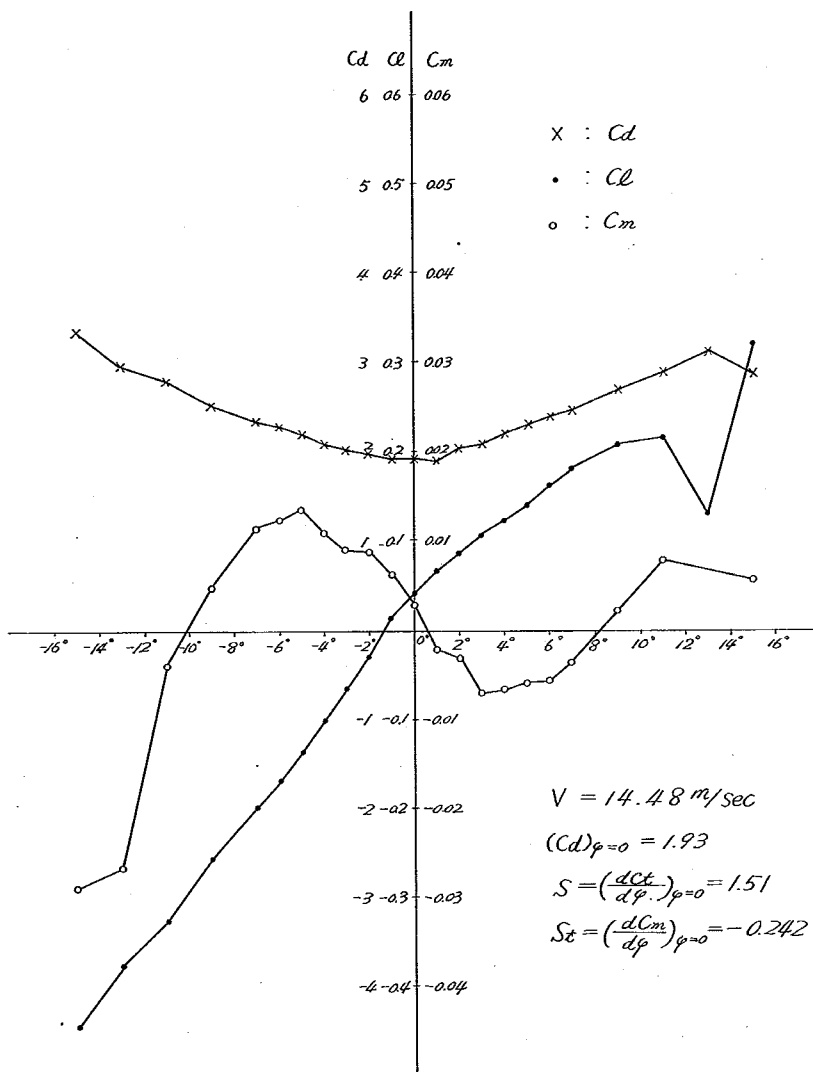


図 24.2

KK-3S-67 75A1の三分力曲線

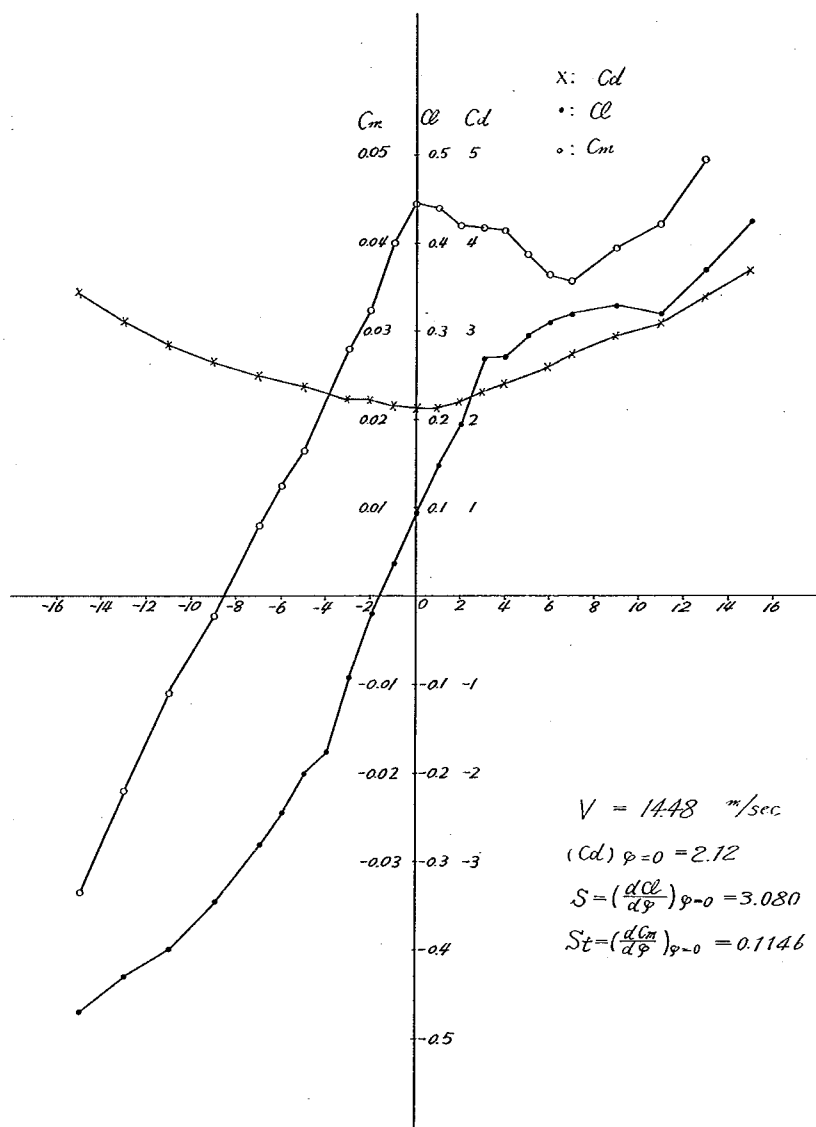


図 24.3

KK-3S-67 75Bの三分力曲線

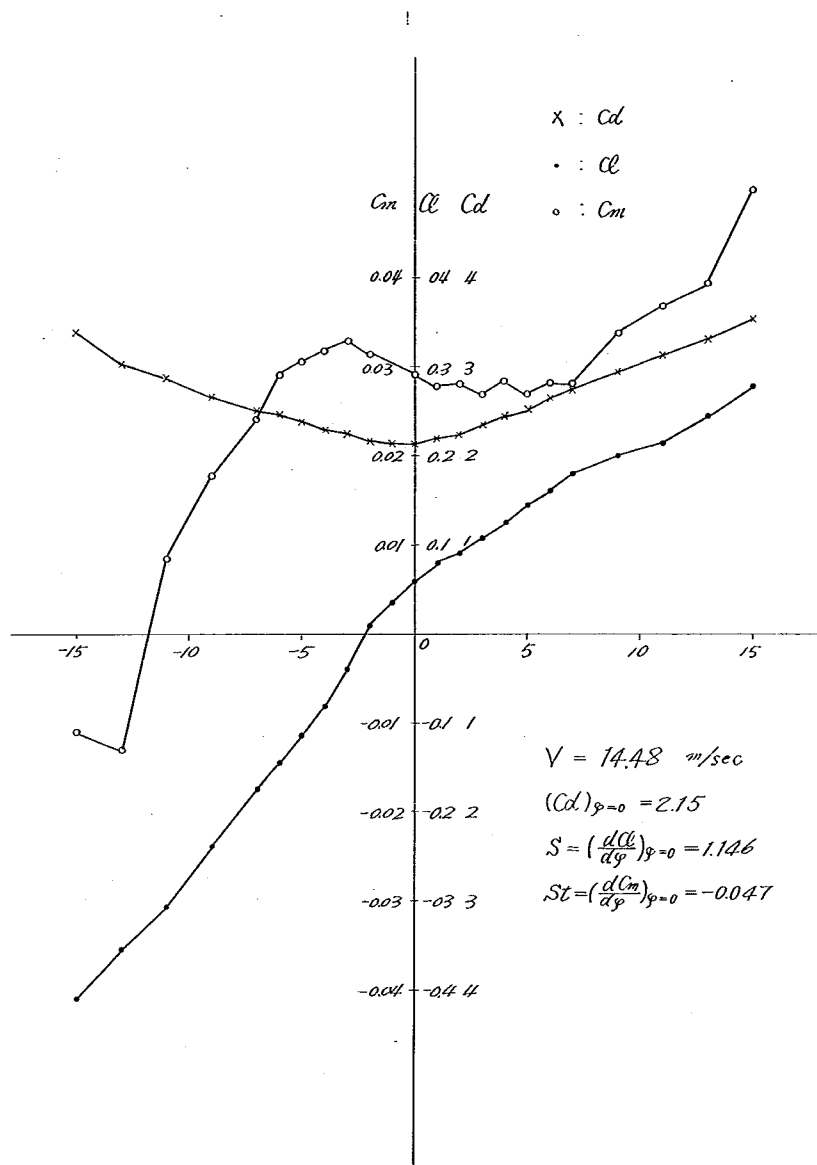


図 24.4

KK-3S-67 75B1の三分力曲線

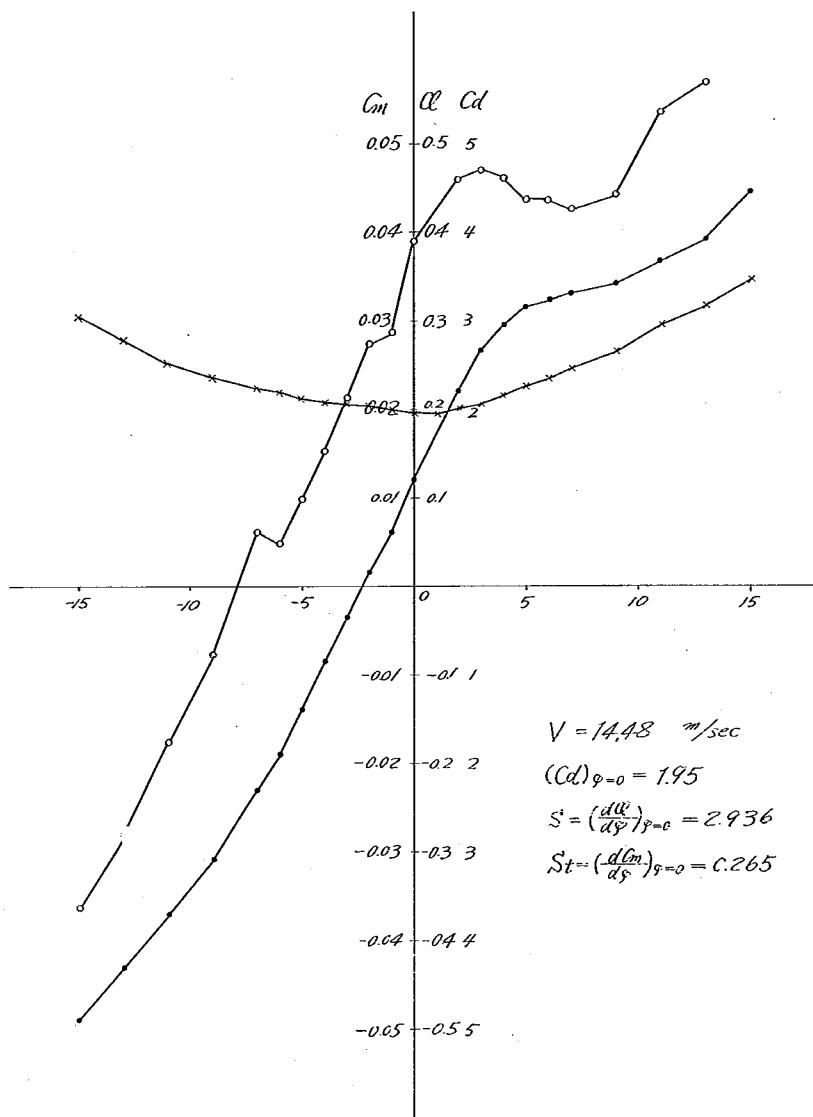


図 24.5

KK-3S-67 75°Cの三分力曲線

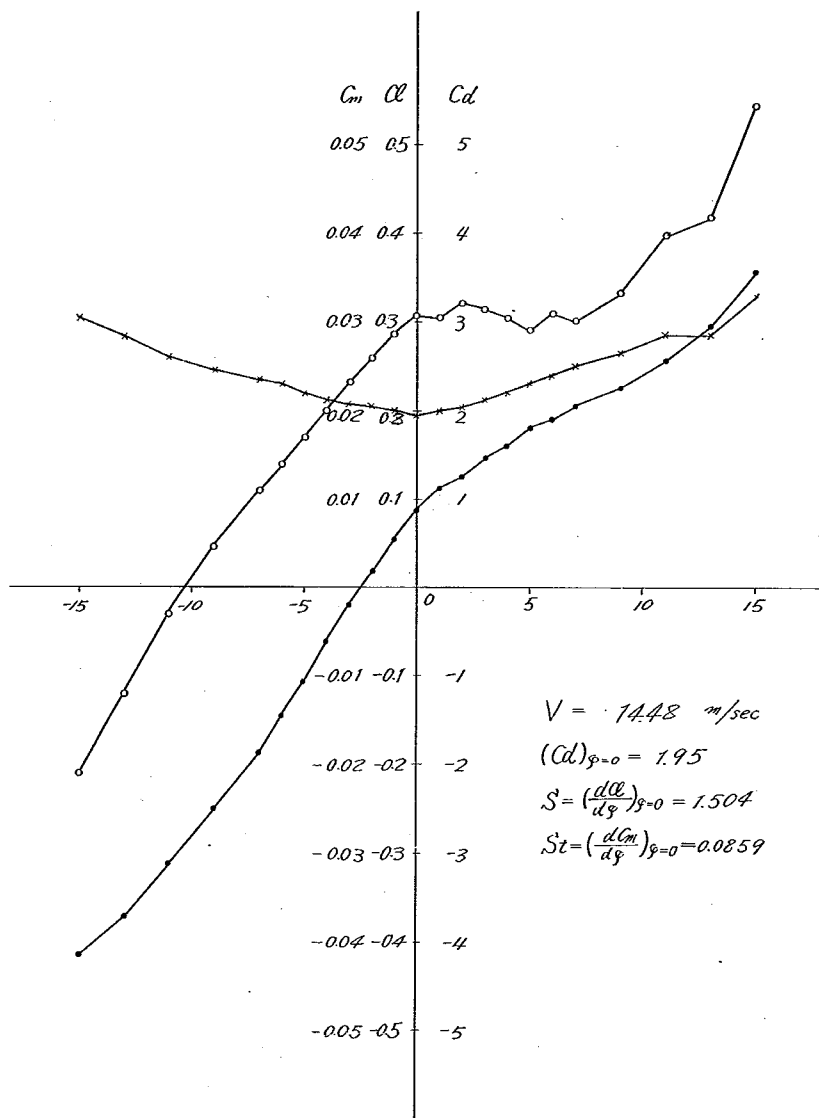


図 24 6
 KK-3 S-67 75 G1 の三分力曲線

対して相似すべき物理量は次元解析によって以下の如く定められる。

- i 慣性パラメーター $\frac{I\theta}{\rho B^4}, \frac{I_z}{\rho B^2}$
- ii 風速パラメーター $\frac{V}{N\theta B}, \frac{V}{N_z B}$
- iii 構成減衰を表わす定数 δ_z, δ_θ

但し

B : 代表長

$I\theta$: 吊構造部の回転中心について計算した極慣性モーメント、ケーブルの寄与を含む。

I_z : 吊材・ケーブルを含む吊構造部の質量

N : 振動数、添字 z および θ はそれぞれ撓み振動、捩れ振動を表わす。

V : 風速

δ : 構造減衰、添字は N の場合と同じ

これより N_θ / N_z が実物と模型で等しくなければならぬこと、模型を軽く作る必要のあることが了解されよう。

また V / NB はスプリング強度により相似させる。

模型の重量および極慣性モーメントは縮尺が定まれば一義的に定まる。模型の振動数は原型の振動数および原型において検証すべき風速と実験風速からその上限が与えられるからこれらを満足するようなスプリングを選ばねばならない。構造減衰については今のところ原型の構造減衰がはっきりしないことおよび模型の構造減衰を調節する減衰器が出来上っていないこと等のため模型の振動系の構造減衰を出来るだけ小さくして安全側の実験を行なうよう心がけた。

3-4-3 実験装置

模型をスプリングで懸垂するにあたり、留意しなければならない要点は、

- (i) 気流に吹き流されることなく模型が上下振動および回転振動を独立または連成して行ないうること。
- (ii) 模型に初期迎角をつけて傾斜支持出来ること。
- (iii) 上下および回転の振動成分を独立に検出できること。
- (iv) 迎角、風圧により系の減衰性が変わらないこと。
- (v) 支持機構が構造的にも空力的にも模型の振動に悪影響を与えないこと。

などである。以下に測定装置の概略を説明する。

(a) 模型支持装置

模型両端には気流特性を良くするための端板を取りつける。模型は端板の外側に附した軽合金製の取付枠を介して回転腕と連結している。回転腕は上下より所要のバネ定数のコイルスプリング 8 本 (両側) により支持されている。撓み振動数はバネのバネ定数により、回転振動数はスプリングの間隔により決まる。模型が気流により吹き流されることを防止するため回転腕中心には横変位防止用ピアノ線を取りつけてある。更に、初期迎角を与えるためこれらの機構は回転フレームに取り付けられており風洞測定部中心のまわりに回転して模型に $-15^\circ \sim +15^\circ$ 任意の初期迎角が与えられる。

(b) 検出器

模型の振動の測定には可変インダクタンス型の加速度計を用いてこの出力を電氣的に2階積分して変位になおしペンオシログラフに記録した。なお加速度計は模型の上下振動が別々にとり出せるように配置した。

3-4-4 実験方法および実験条件

実験は任意の風速に対する模型の振動特性を調べるため模型の種類、迎角、振動の自由度をかえて行ない模型に対して外部から擾乱を与えてその後の模型の振動の挙動を調べた。迎角は本来は構造物に作用する風の作用方向の水平面となす角度をさすものであるが、風洞風は常に水平にしか吹かないのでここでは模型を傾けて迎角の影響を調べた。また橋の気流中での不安定振動としては、鉛直撓み振動、捩れ振動およびその連成振動の3つが考えられるが吊橋、特にトラス補剛の吊橋では上下振動が比較的起りにくいので模型実験においても模型の振動の自由度を上下振動(h-mount)、および上下振動と回転振動の連成振動(h- α mount)の2通りに変えて実験を行なった。

今回の風洞実験の実験条件をかかげると次のようになる(表-5)。

表-5 実験条件

実験 No.			No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8
模型名	原型	理論値	KK-3S-67 75A	KK-3S -67 75A	KK-3S -67 75 A1	KK-3S -67 75 A1	KK-3S -67 75 B	KK-3S -67 75 B1	KK-3S -67 75C	KK-3S -67 75 C1
重量	21.6 t/bridge	6144 g/model	6330 g/model	6400	6330	6400	6170	6130	6200	6200
慣性 モーメント	2017 t·m ² /m	1020 g·cm ² /model	1170 g·cm ² /model	1150	1170	1150	1065	1012	1090	1090
撓み振動数	0.1473 c/s		1.40 c/s	1.97	1.40	1.97	1.75	1.75	1.74	1.74
捩れ振動数	0.4031 c/s		3.06 c/s	4.30	3.06	4.30	3.90	4.00	3.85	3.85
振動数比	2.73		2.18	2.18	2.18	2.18	2.23	2.28	2.21	2.21
風速換算比			9.9	7.0	9.9	7.0	7.8	7.6	7.85	7.85
バネ強度			500 g	1000	500	1000	760	760	760	760
バネ間隔			29.5 cm	29.0	29.5	29.0	29.0	29.0	29.0	29.0
支持方法			h α , α	h α , α	h α , α	h α , α	h α	h α	h α	h α
迎 角			0, ± 3 , ± 6 ± 9	0, ± 3 , ± 6 , ± 9	0, ± 3 , ± 6 , ± 9	0, ± 3 , ± 6 , ± 9	0, ± 3 , ± 6 , ± 9	0, ± 3 , ± 6 , ± 9	0, ± 3 , ± 6 , ± 9	0, ± 3 , ± 6 , ± 9
風速零での 構造減衰			0.01 ~ 0.02	0.01 ~ 0.017	0.01 ~ 0.016	0.01 ~ 0.02	0.01 ~ 0.016	0.01 ~ 0.02	0.01 ~ 0.02	0.02
備 考										

3-4-5 実験結果

実験の結果を以下に示すがまず図の表わし方について説明する。

i v- δ 曲線

例えば図26-1は実験風速と模型の減衰の関係を示したもので零風速における縦軸の値が模型の構造減衰を示している。減衰は次式で定義される対数減衰率で表わしてある(図-25)。

$$\delta = \log \frac{A_N}{A_{N+1}}$$

一般に対数減衰率 δ は振動振幅によって異なるのでここでは片振幅 1° のときの δ を計算した。 $\delta > 0$ のときは時間と共に振幅が減少することを意味し模型に擾乱が与えられても振動がおさまるが、 $\delta < 0$ のときには模型に片振幅 1° 以下の擾乱が与えられても振幅は増大して片振幅 1° を越えて発達することを意味している。

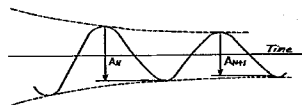


図25 減衰曲線

ii V-A- δ 曲線

V- δ 曲線が模型の振幅を 1° と限定したデータであるのに対して図26-2に示すV-A- δ 曲線 は実験風速と模型の振動振幅および減衰の関係を示したもので図中で対数減衰率が負の部分は不安定領域を示し、この領域で擾乱が与えられると振動は対数減衰率が零になるまで成長するのに対して、対数減衰率が正の場合は安定領域を意味し、もしこの領域まで擾乱が与えられても振動は対数減衰率が零になる振幅になるまで減衰することを意味している。ここでは実験結果の一部を示す。

KK-3S-67 75A の特性

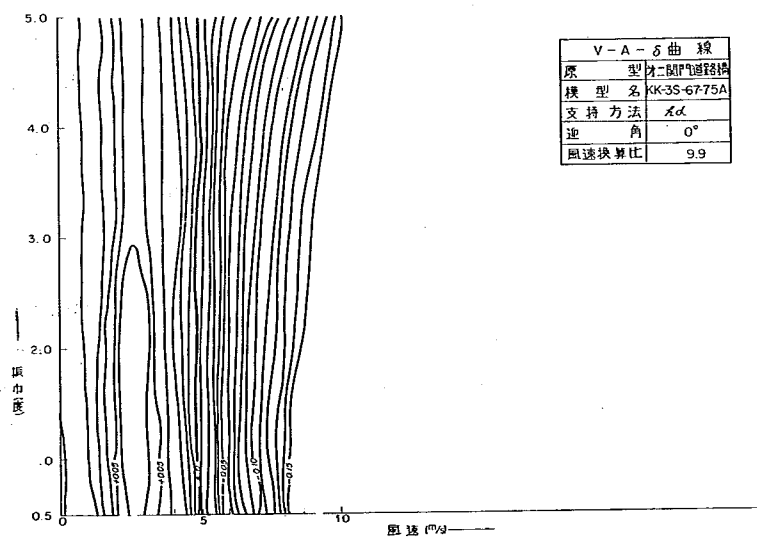
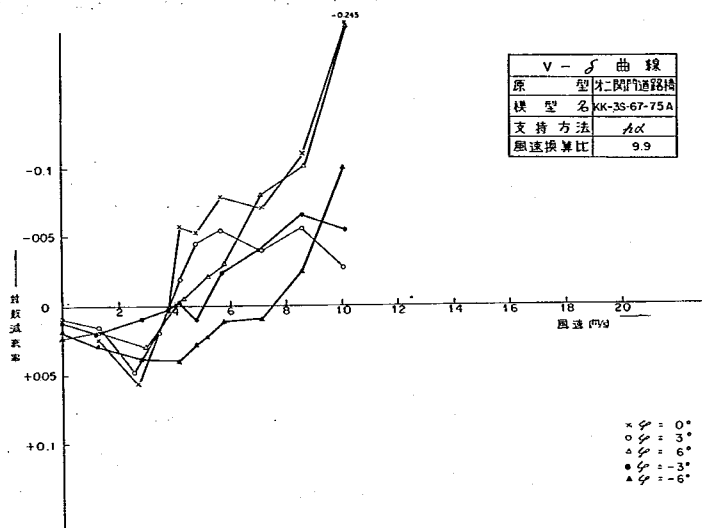
この模型は原設計に対するもので実験では模型を吊すバネを変えて500 g/cmと1000 g/cmのものを用いた。これは相似条件において、構造物の代表長をB、振動数をN、発振風速を V_c とした場合 V_c/NB の値は断面形が同一であれば構造物の寸法、振動数に無関係に一定であるとされているのを確認するために模型の振動数を変えて実験した場合の発振風速の変化がこの関係を満足するかどうかを調べたのである。その結果を図26, 27, 28および29に示す。実験結果からも明らかな如く、2, 3の場合を除いてバネを変えて行なった2つの実験はよく一致している。この模型に限らず、今回の実験であらわれた不安定振動は全て回転振動であるが、この模型の場合には迎角が $-3^\circ \sim +6^\circ$ の範囲で低風速ではげしい振動をひきおこしており空力特性はあまりよくない。

KK-3S-67 75A1 の特性

この模型はKK-3S-67 75Aの床版を一部開床としたものでその実験結果を図30, 31, 32および33に示す。この実験においても2種類のバネを使用したが発振結果はよく一致している。この模型においても迎角が $-3^\circ \sim +3^\circ$ でかなり低い風速ではげしい不安定振動をひきおこしており75Aに較べて空力特性の向上は認められなかった。開床構造の効果が明確でないのはグレーチングの面積が狭いことと、グレーチングの両側にある縦げたが気流を乱すためではないかと考えられる。

KK-3S-67 75B

この模型は床版まわりの気流が縦げたによって擾乱されることが不安定振動の一因ではないかと考え、床版まわりの空気の流れをよくするために床版と縦げたの間に実橋寸法で30 cmの横げたを挿入したものでその実験結



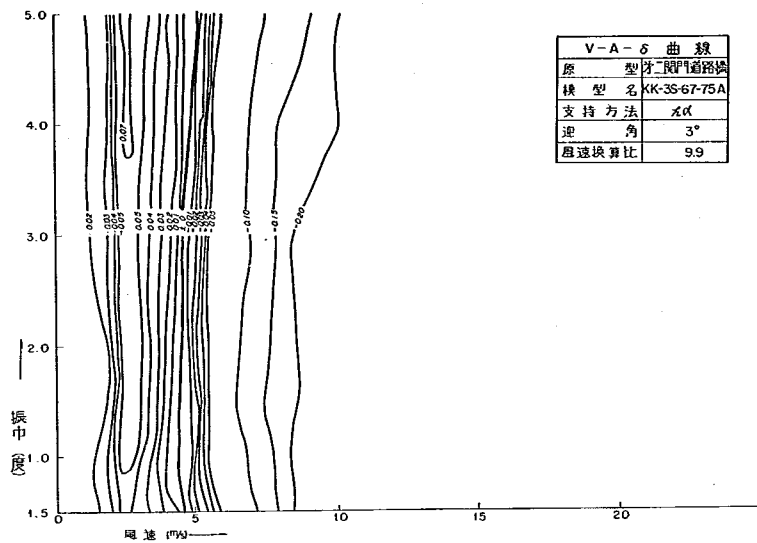


圖 26.2.2

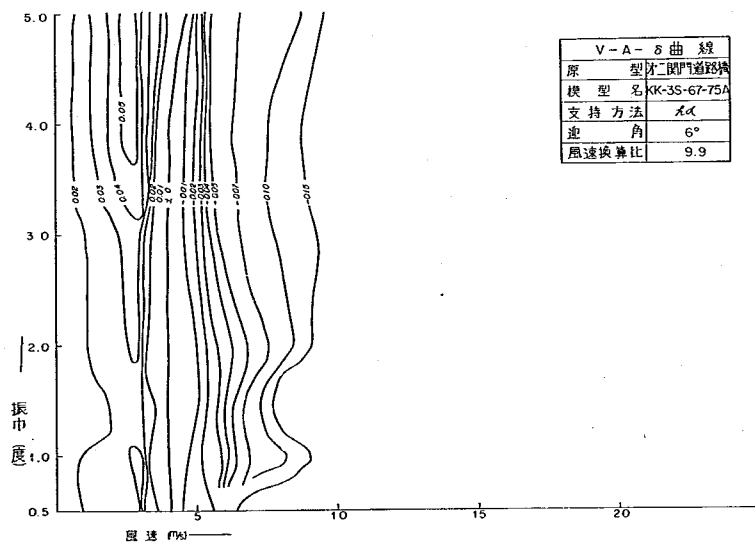


圖 26.2.3

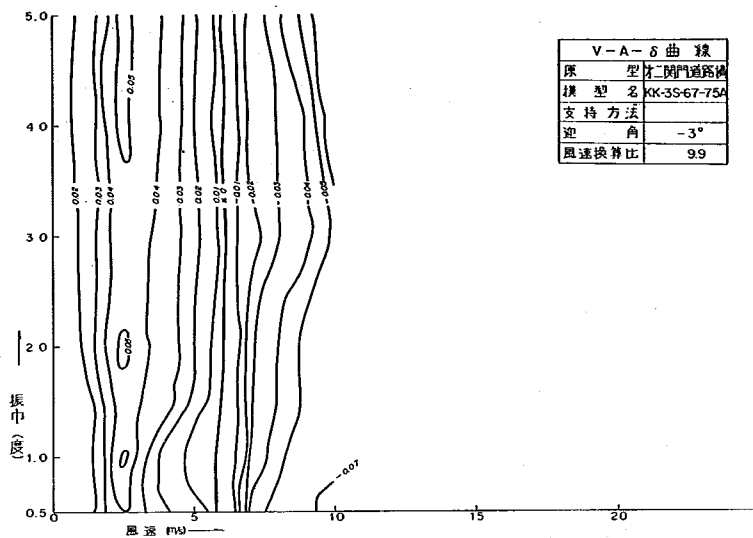


圖 26.2.4

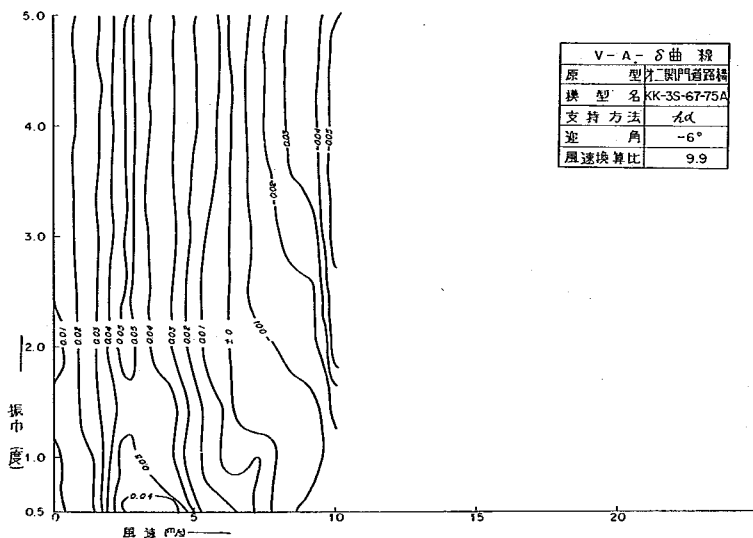


圖 26.2.5

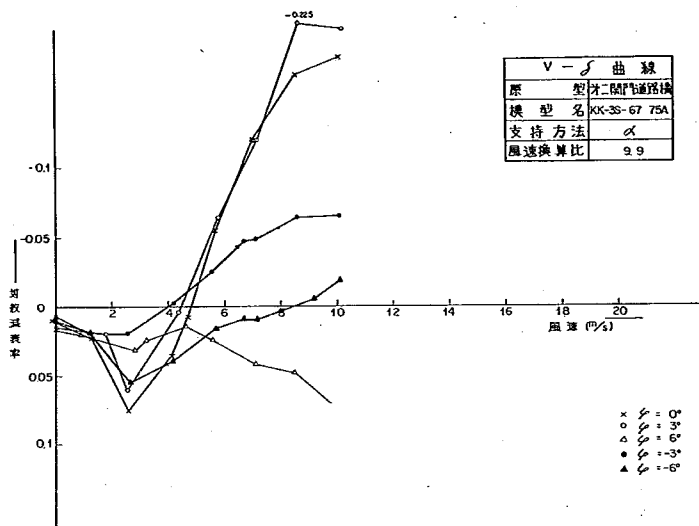


图 27.1

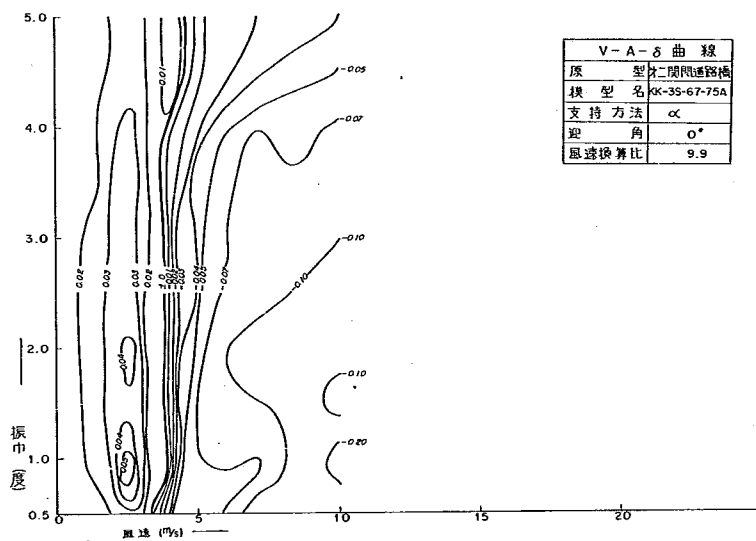
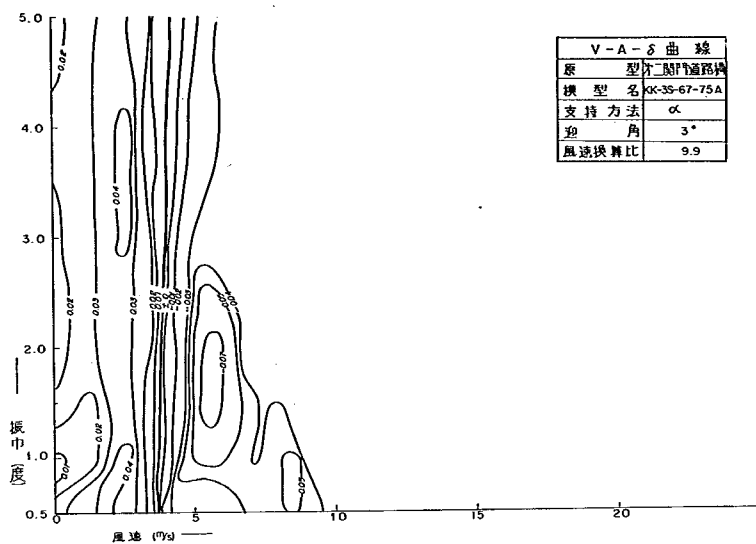
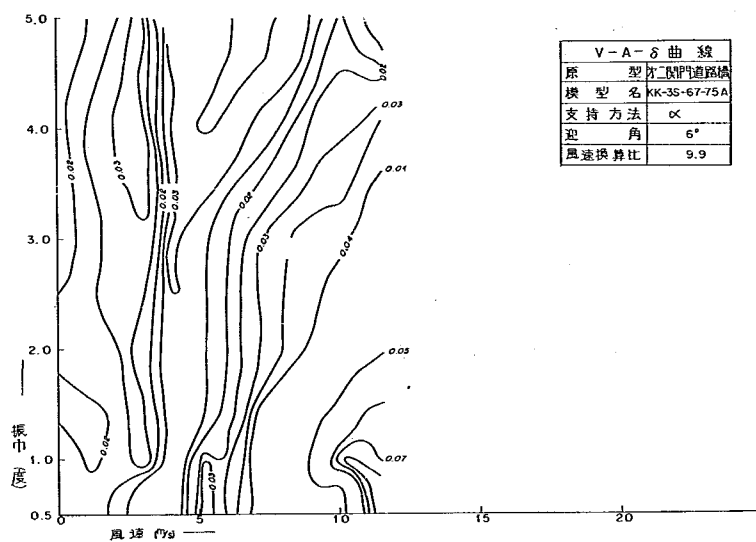


图 27.2.1



V-A- δ 曲線	
原 型	門道路橋
模 型 名	KK-3S-67-75A
支持方法	α
迎 角	3°
風速換算比	9.9

圖 27.2.2



V-A- δ 曲線	
原 型	門道路橋
模 型 名	KK-3S-67-75A
支持方法	α
迎 角	6°
風速換算比	9.9

圖 27.2.3

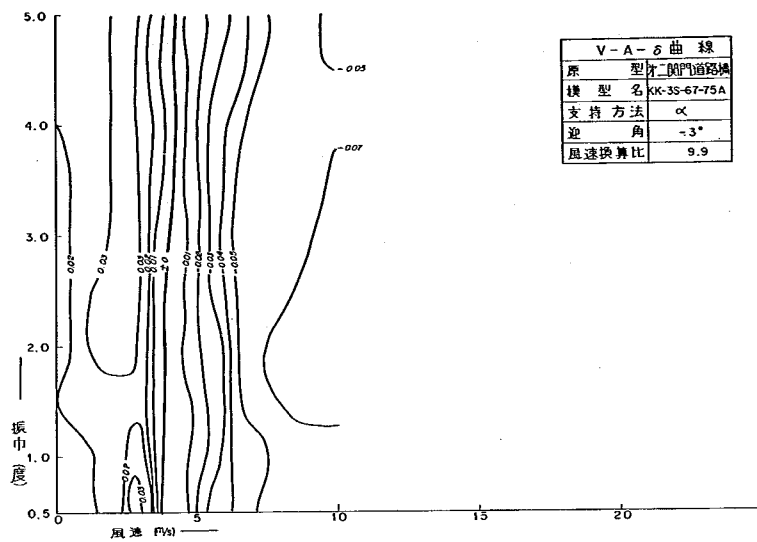


図 27.2.4

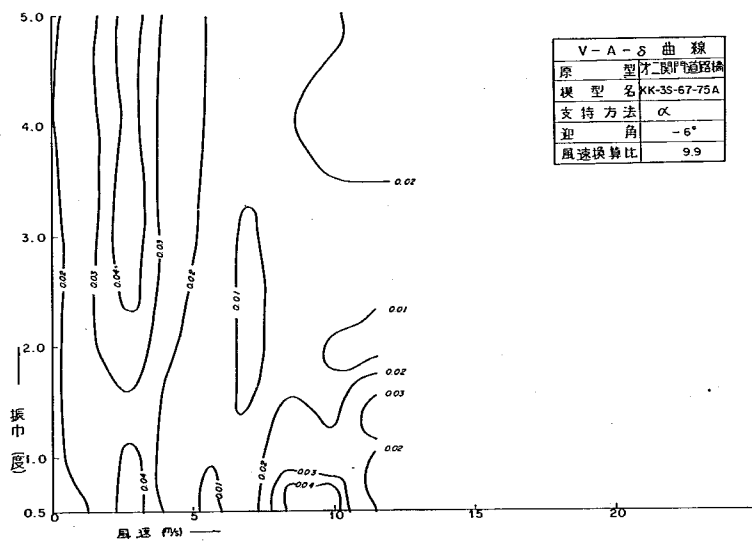


図 27.2.5

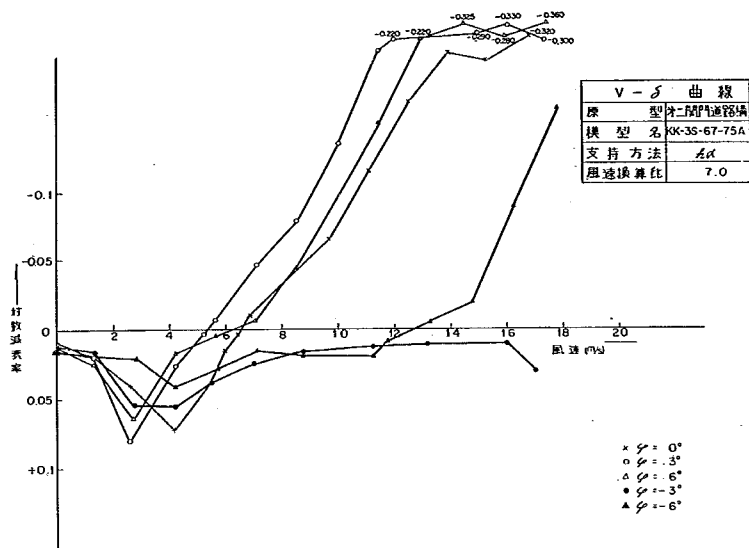


圖 28.1

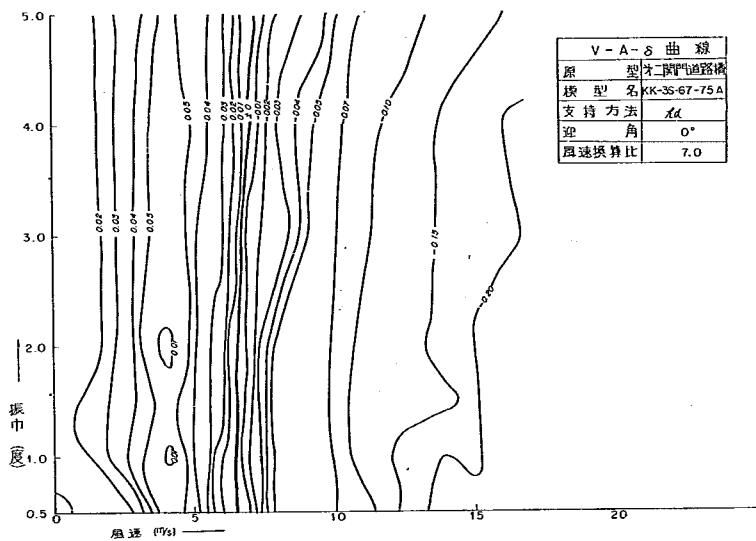


圖 28.2.1

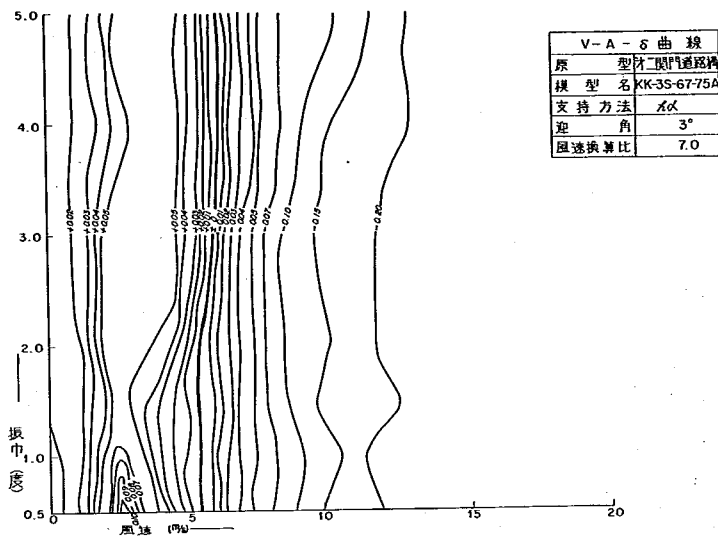


図 28.2.2

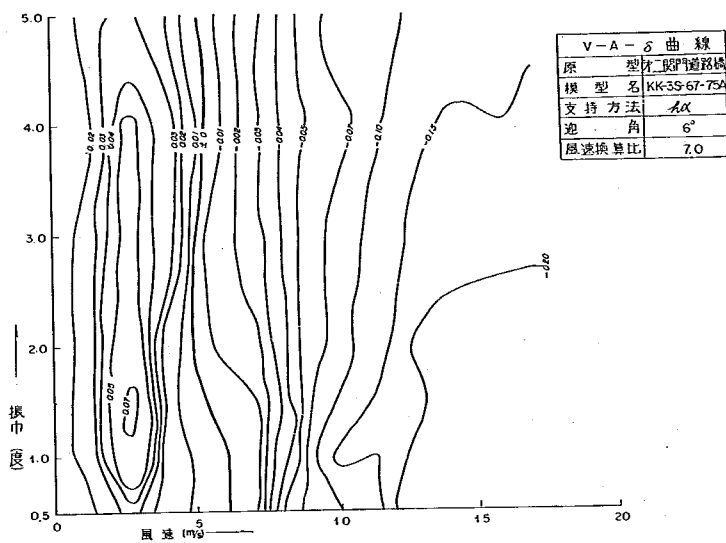


図 28.2.3

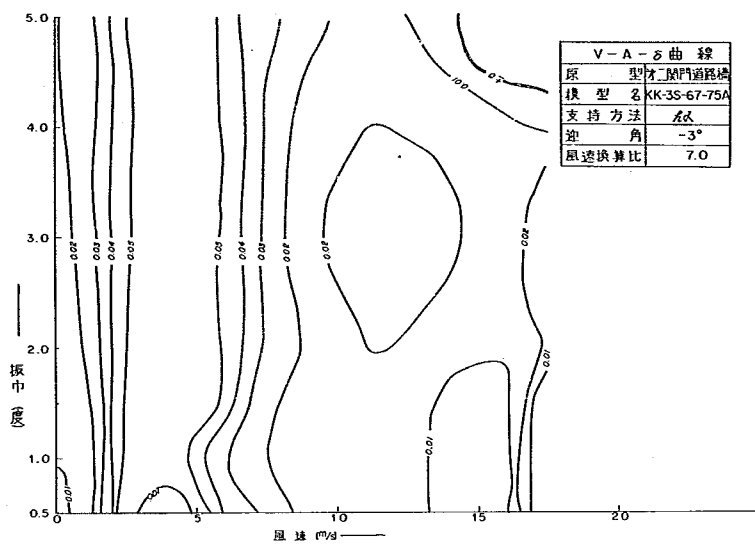


圖 28.2.4

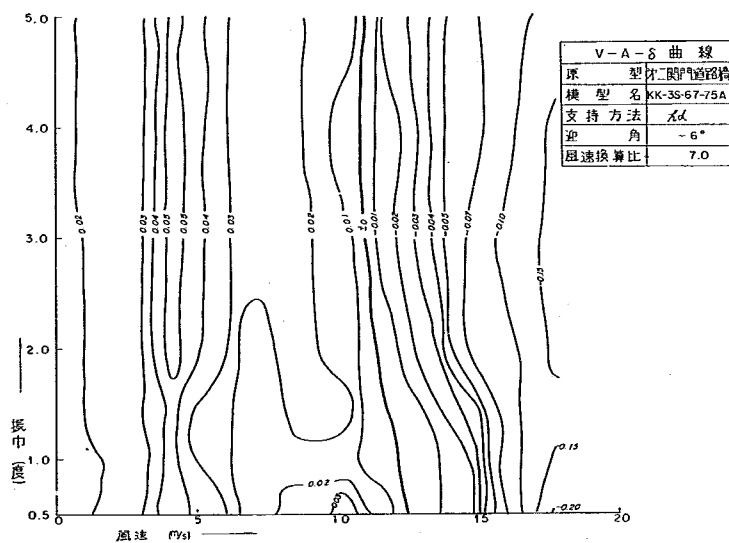


圖 28.2.5

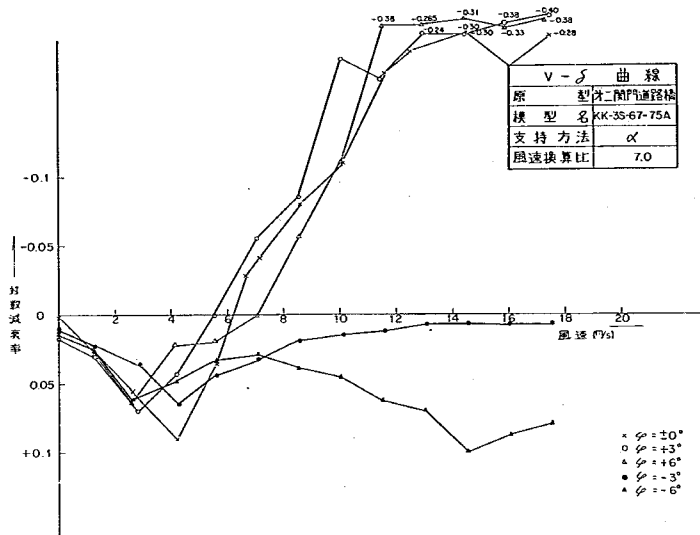


圖 29.1

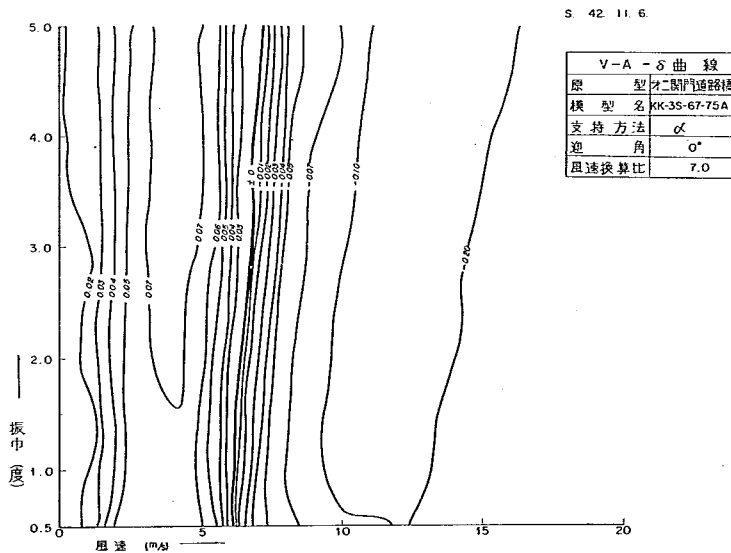


圖 29.2.1

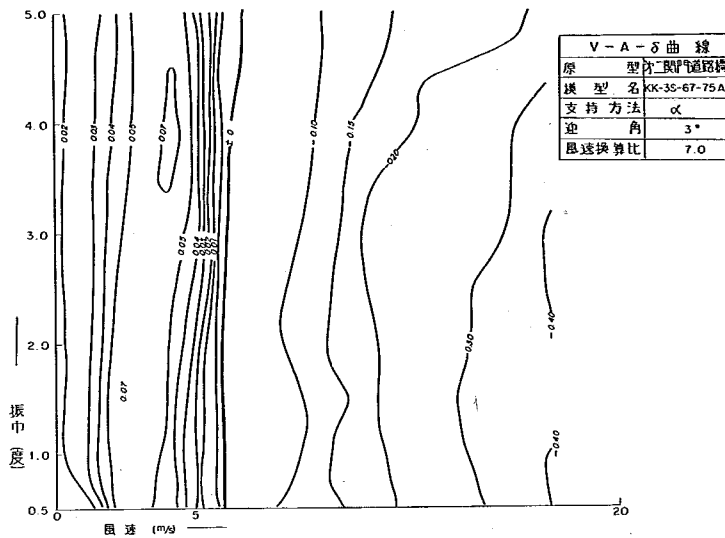


图 29.2.2

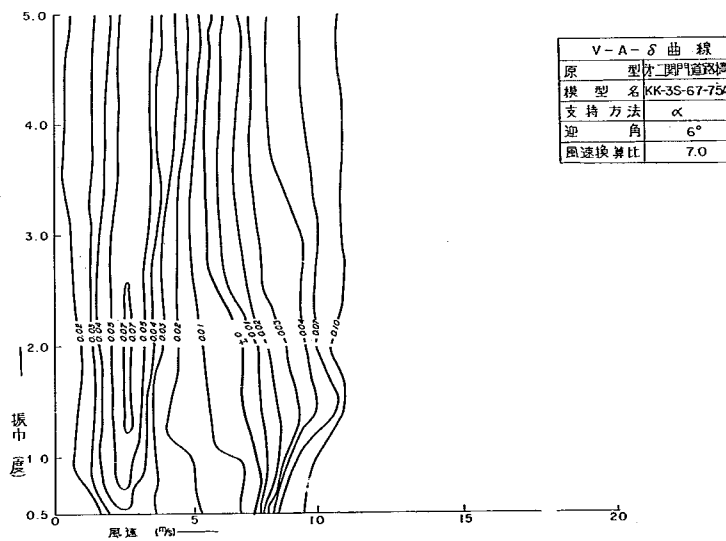


图 29.2.3

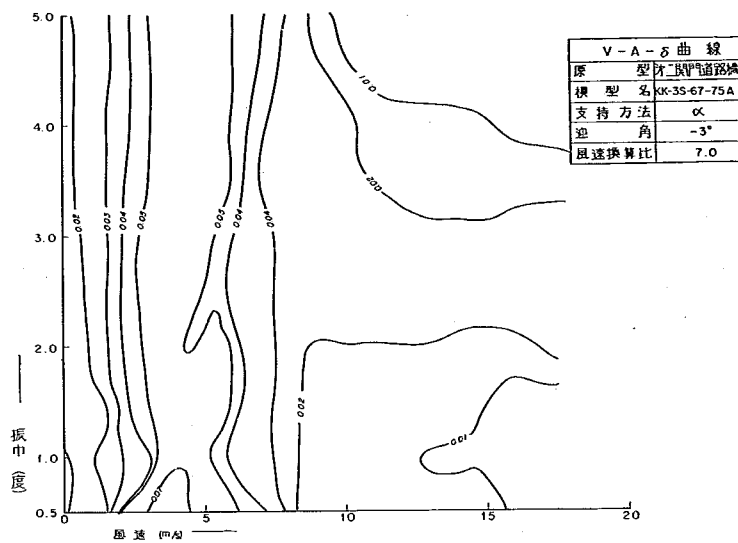


圖 29.2.4

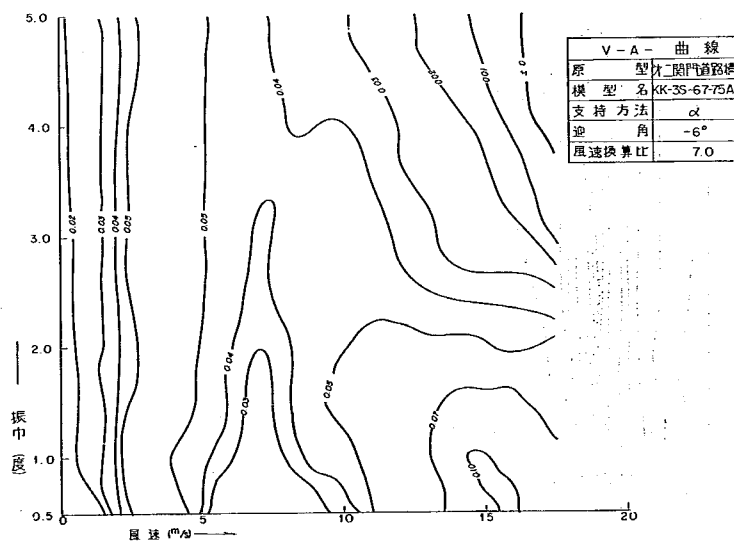


圖 29.2.5

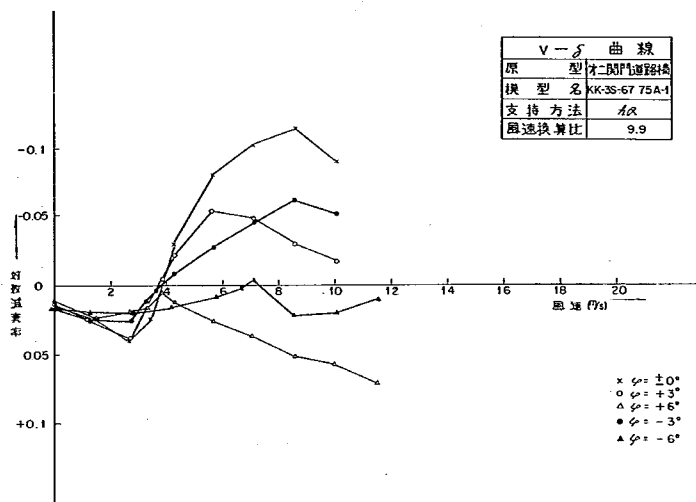


圖 30. 1

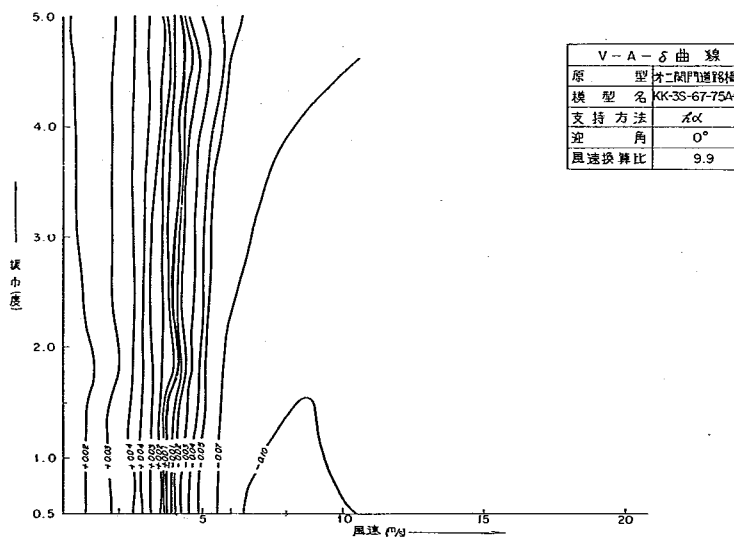


圖 30. 2. 1

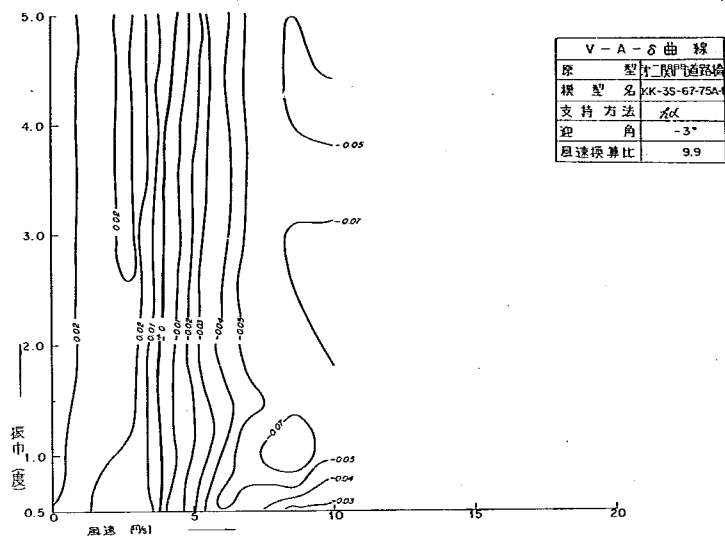


圖 30.2.4

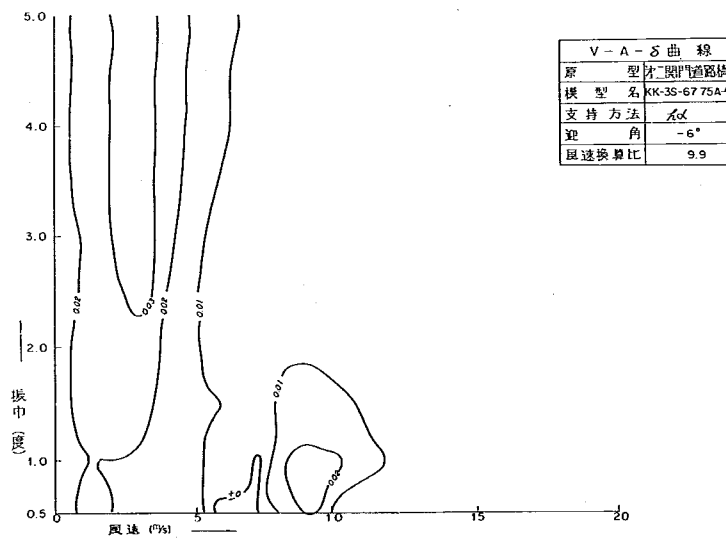


圖 30.2.5

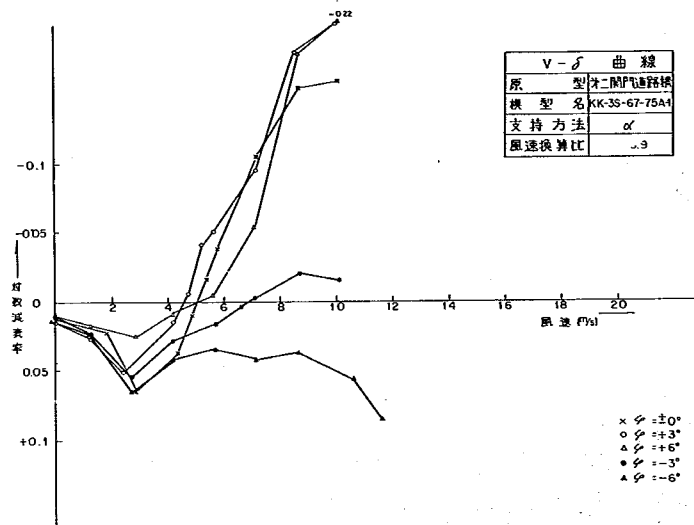


圖 31.1

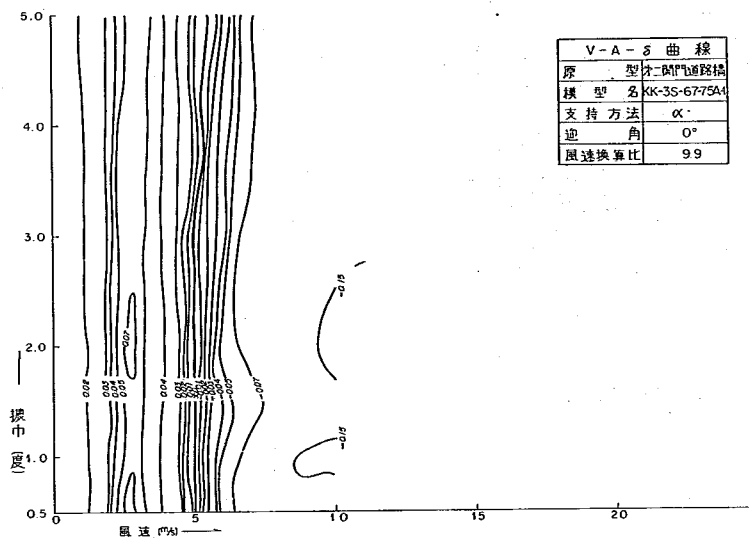


圖 31.2.1

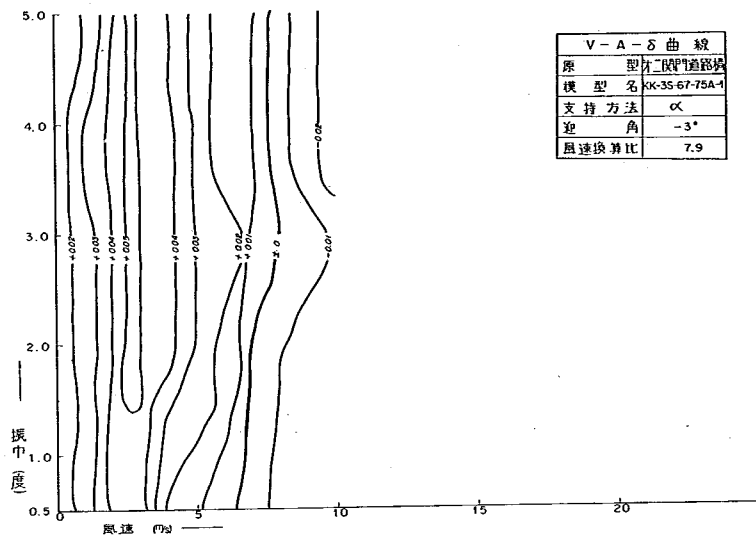


圖 31.2.4

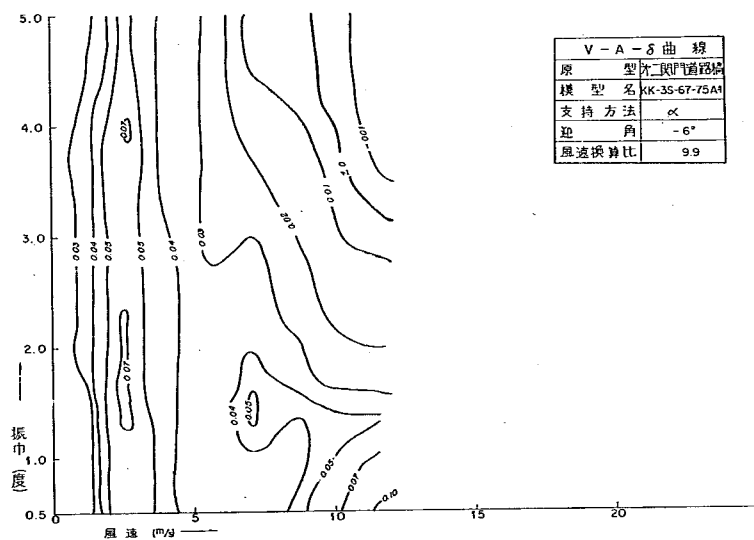


圖 31.2.5

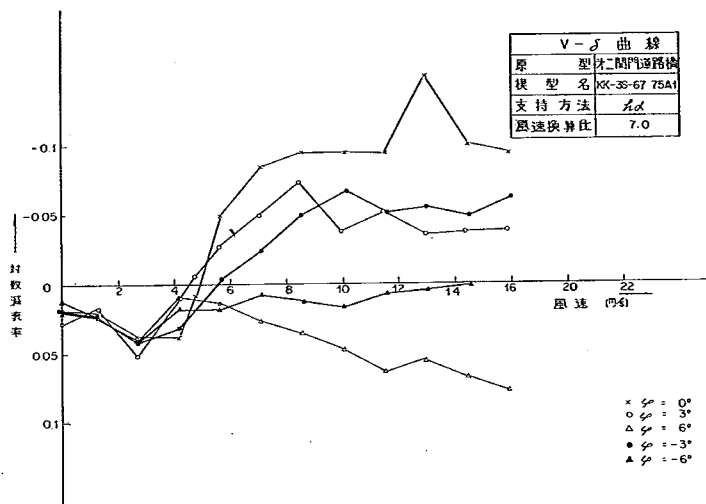


圖 32.1

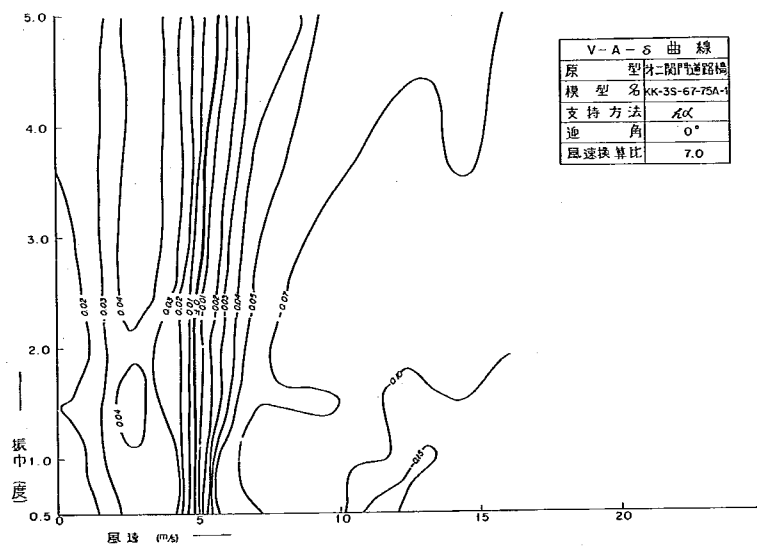
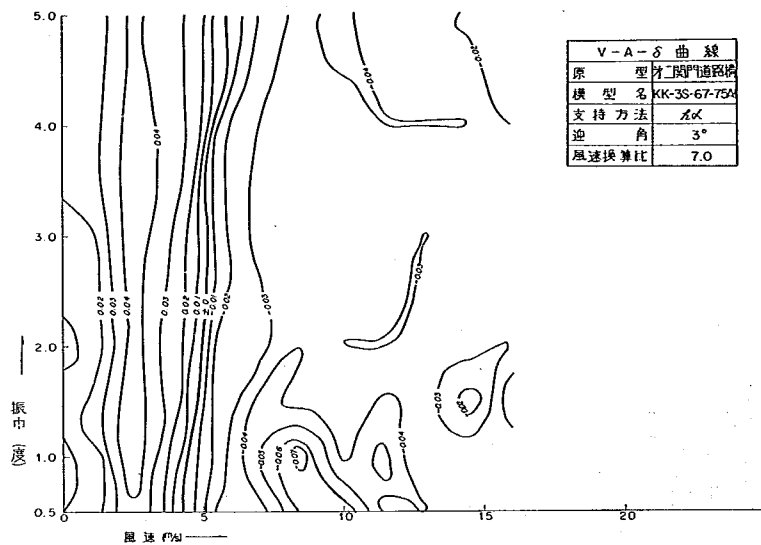
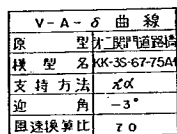


圖 32.2.1





V-A-δ 曲 線	
標 型	型 號
模 型 名	KK-35-67-75A
支 持 方 法	αα
迎 角	-6°
風速換算比	7.0

-58-

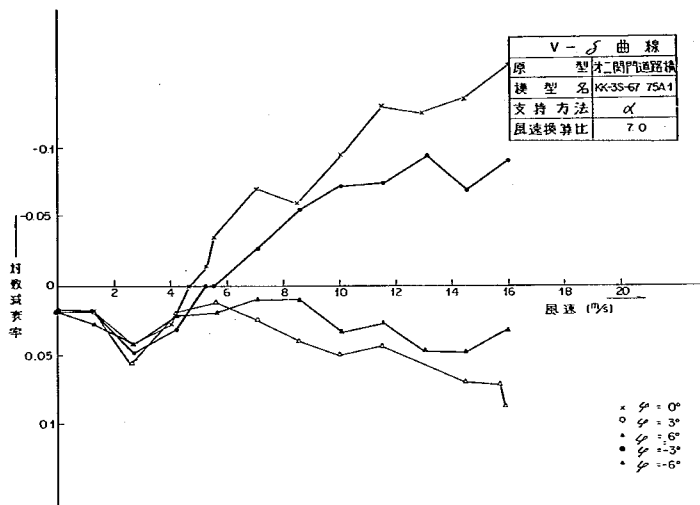


图 33.1

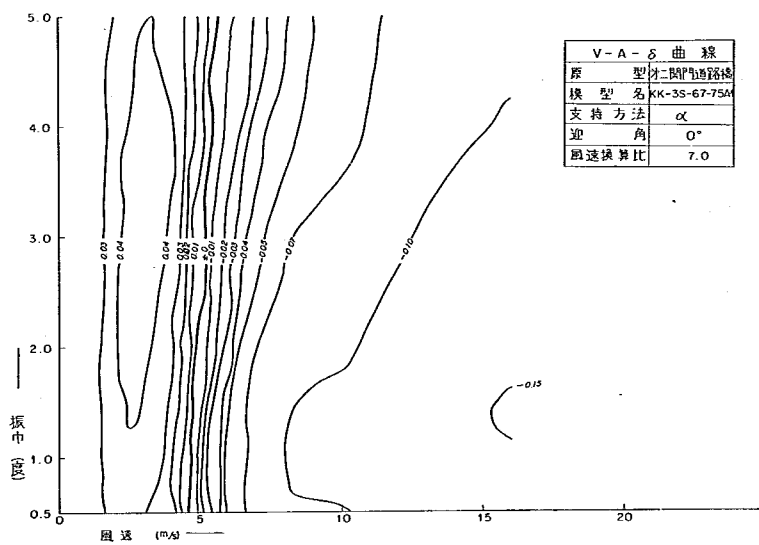


图 33.2.1

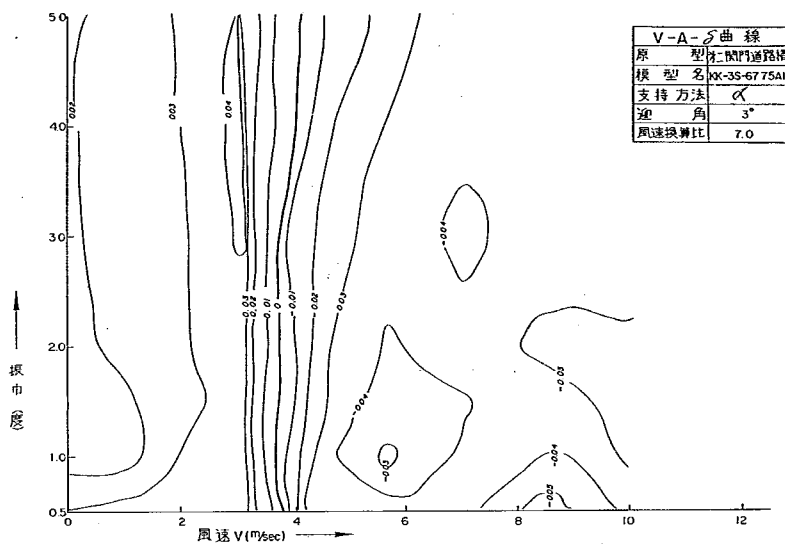


图 33.2.2

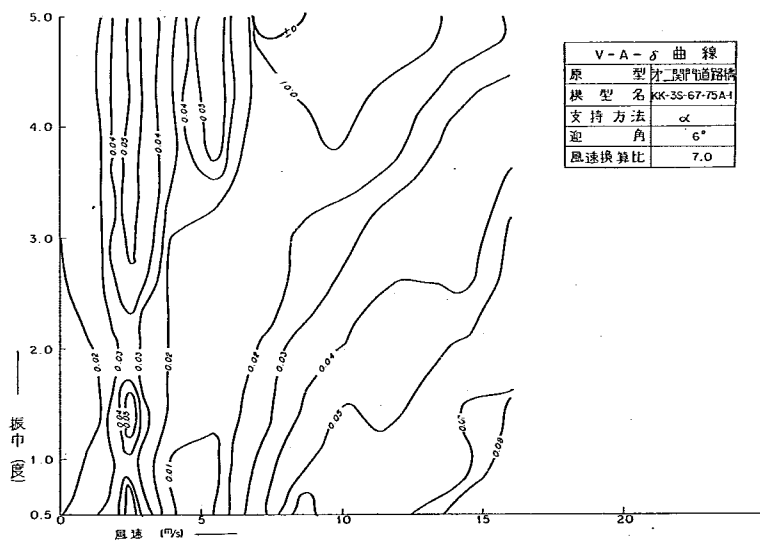


图 33.2.3

果を図 34 に示す。この模型では $-3^{\circ} \sim 0^{\circ}$ での空力特性は向上しているがその他のところではかなり低い風速で発振しており空力的に安定な断面とは考えられない。

KK-3S-67 75B1

この模型も KK-3S-67 75B の床版を一部開床にしたものでその実験結果を図-35 に示す。この場合でも開床構造の効果はあまり顕微でない。ただ、発振風速や、発振後の振動の成長の傾向等から負迎角での特性が多少改善されたように見うけられる。

KK-3S-67 75C

この模型では床版に対する縦げたの影響を更に少なくするために縦げたをトラス構造にして主構の上弦材より下におき縦トラスと床版の間に入れる横げたの高さを 60 cm としたものである。この床組を一般にマキノ型床組と呼び KK-3S-67 75A の床組をタコマ型床組と呼ぶ。この模型に関する実験結果を図 36 に示す。実験結果から明らかな如く迎角の小さい領域での空力特性はかなり向上しているが迎角の大きい部分では不安定振動が残っている。

KK-3S-67 75C1

75C の床版を開床としたこの模型の実験結果を図 37 に示す。この模型では $+3^{\circ} \sim +6^{\circ}$ での発振風速はかなり低い。他の部分では実験風速の範囲内では不安定振動があらわれていない。

3-5 実験結果の検討と考察

3-5-1 風 荷 重

第二関門道路橋の耐風設計は第 1 章に記したように、主ケーブルに対しては 0.271 t/m/bridge 、吊構造部に対しては 1.46 t/m/bridge の風荷重を仮定して各断面の設計を行なっている。この風荷重は主ケーブルの抗力係数を 1.6、吊構造部の抗力係数を 2.5 と仮定して算出したものである。このうち、主ケーブルの抗力係数は過去の実験結果から考えて妥当な値といえる。また、吊構造部の抗力係数は今回の実験で詳しく測定しその結果は図-24 に示したが、この実験結果によれば各設計案の抗力係数は $1.8 \sim 2.0$ となり、迎角の範囲として $\pm 5^{\circ}$ まで考えたとしても 2.1 を越えることはない。但し、図-24 の抗力係数は抗力として風向方向の力をとっているが設計に用いる抗力は橋軸直角方向に作用する考えるべきであるが迎角をつけた場合には両者の方向は一致しないから前者から後者を計算して設計に用いなければならない。以上の実験結果から今回仮定した抗力係数はかなり大きく、この設計案は静的風荷重に対しては充分すぎるほどの安全性を有しているものと考えられる。

3-5-2 バネ支持模型実験(実験結果の実橋への換算)

模型実験で求められた発振風速 V_c は相似関係

$$(V_c/NB)_m = (V_c/NB)_p$$

から直ちに実橋に換算することが出来る。こうして求められた実橋の発振風速と迎角の関係を図 38 の実線で示す。

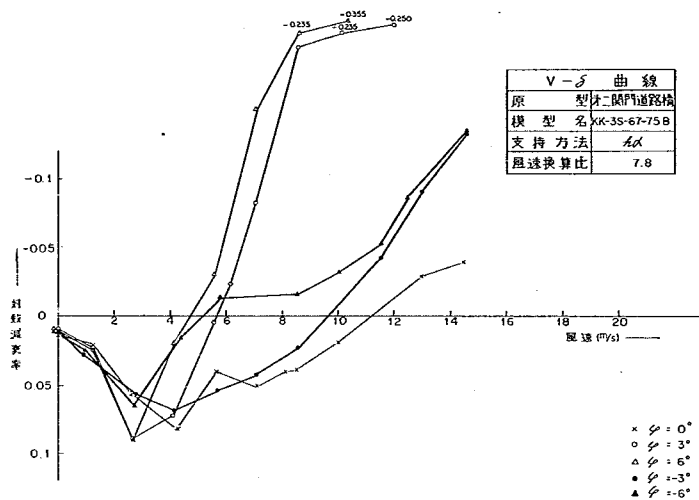


圖 34.1

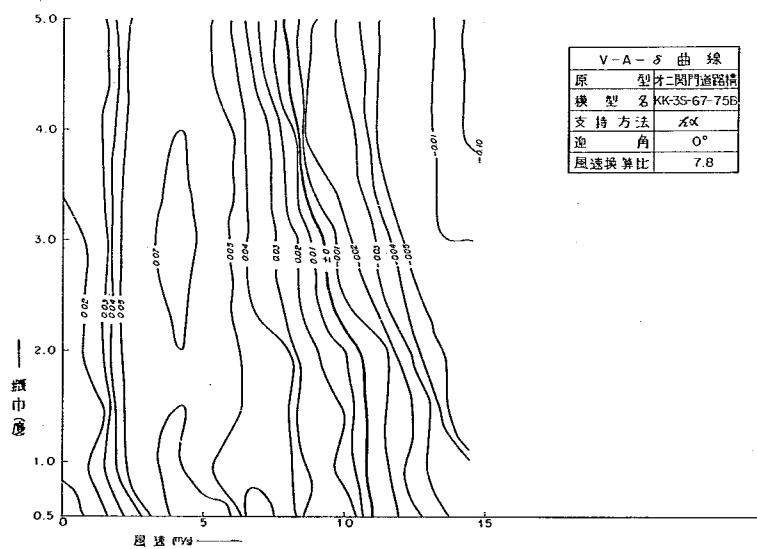


圖 34.2.1

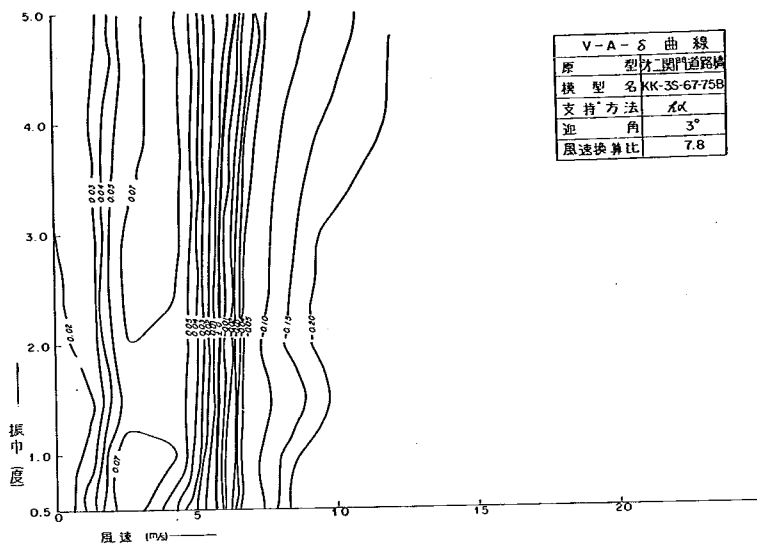


圖 34.2.2

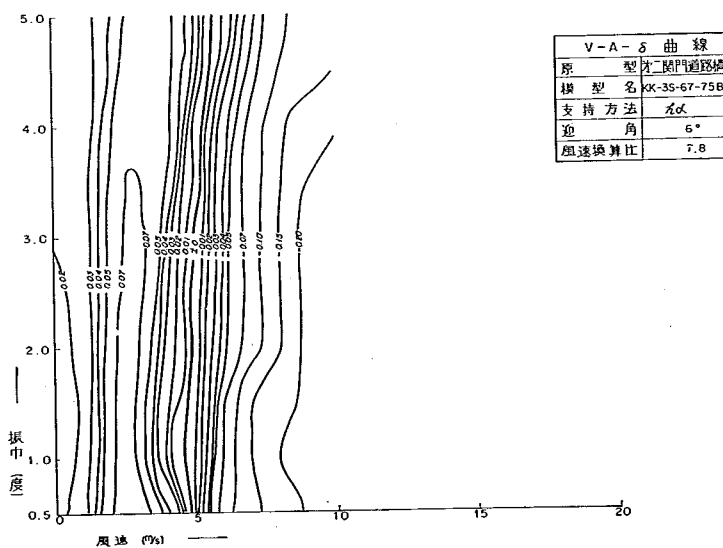


圖 34.2.3

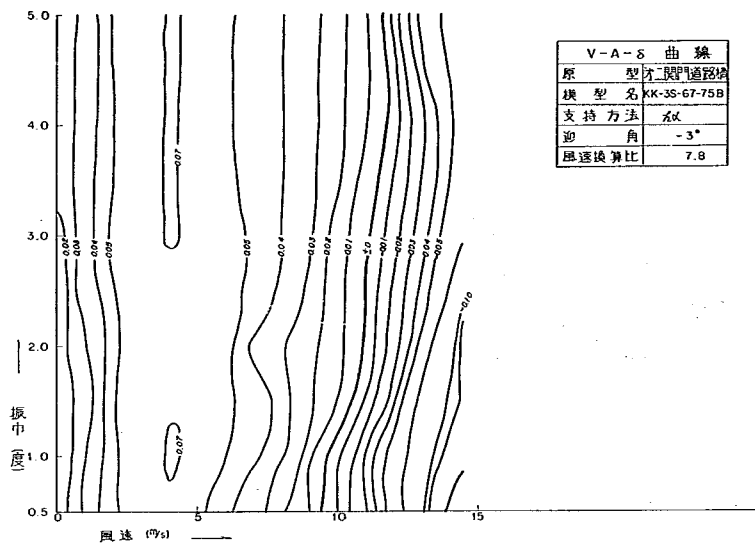


圖 34.2.4

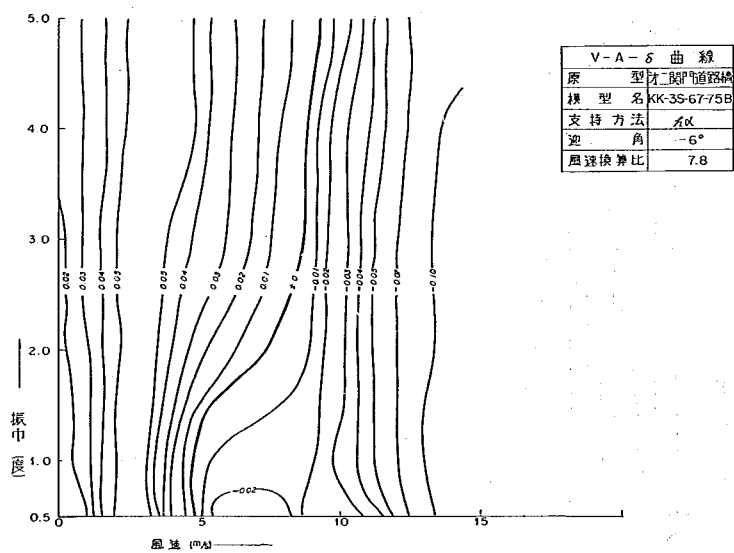


圖 34.2.5

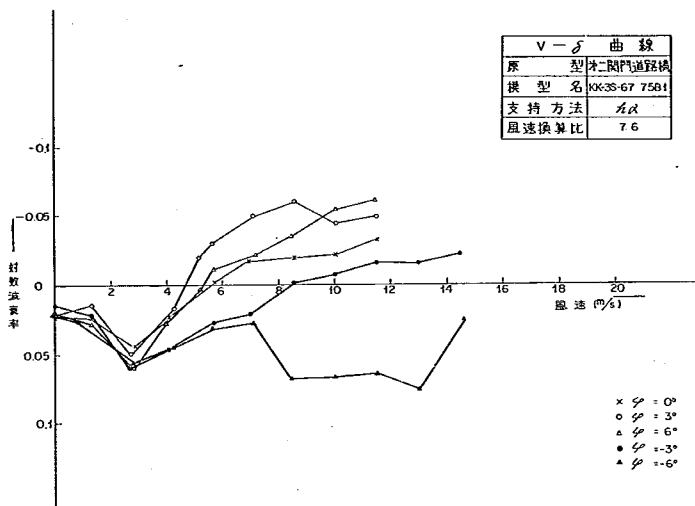


圖 35.1

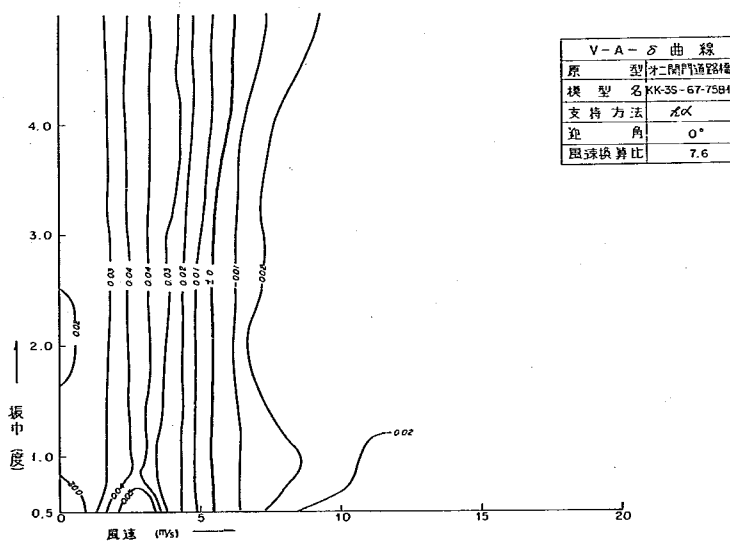
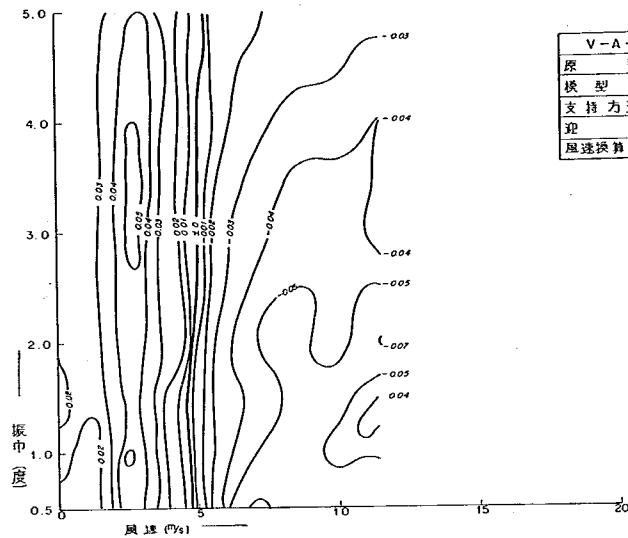
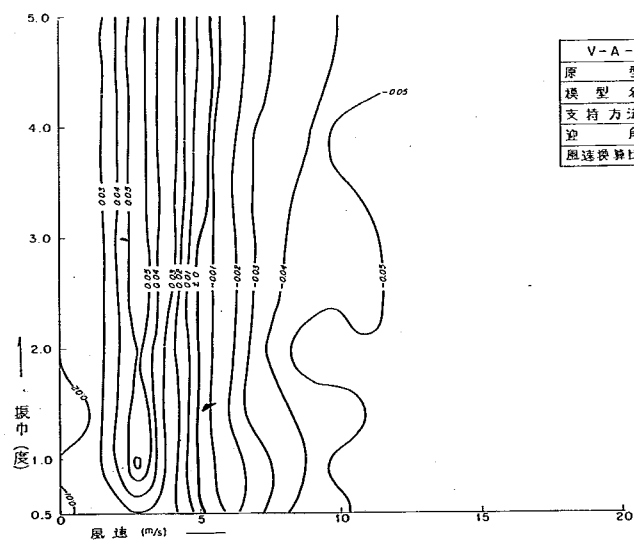


圖 35.2.1



V-A- δ 曲線	
原 型	門閘面路橋
模 型 名	KK-3S-67-75B-1
支 持 方 法	AK
迎 角	3°
風速換算比	7.6

圖 35.2.2



V-A- δ 曲線	
原 型	門閘面路橋
模 型 名	KK-3S-67-75B-1
支 持 方 法	AK
迎 角	6°
風速換算比	7.6

圖 35.2.3

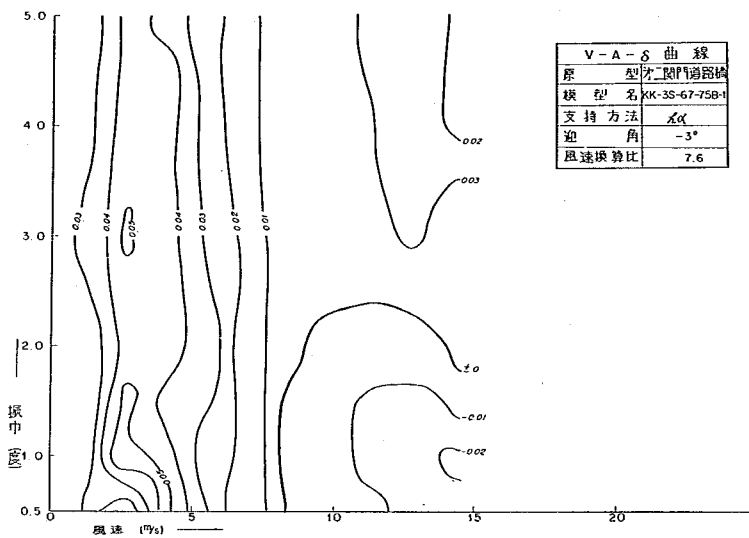


圖 35.2.4

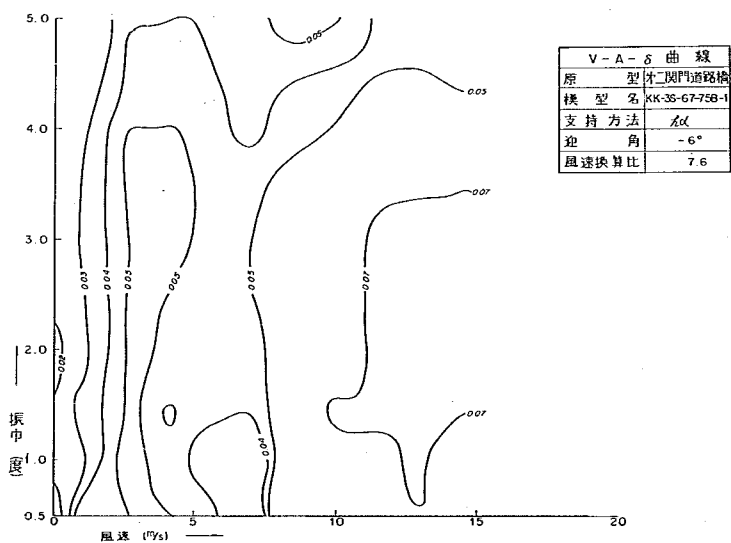


圖 35.2.5

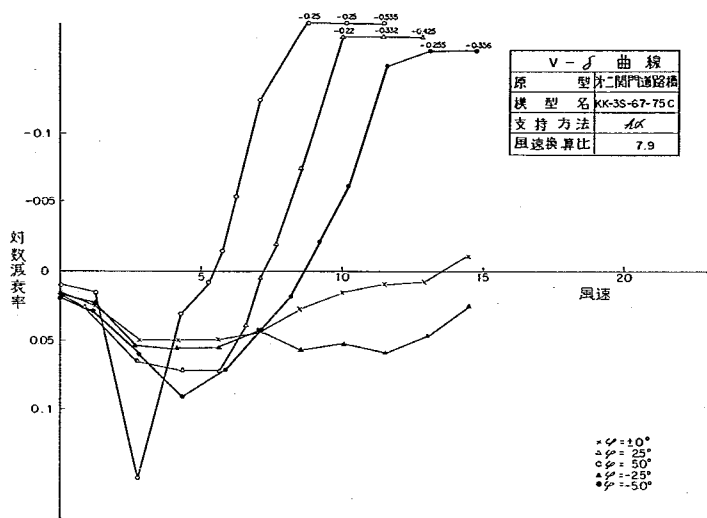


圖 36.1

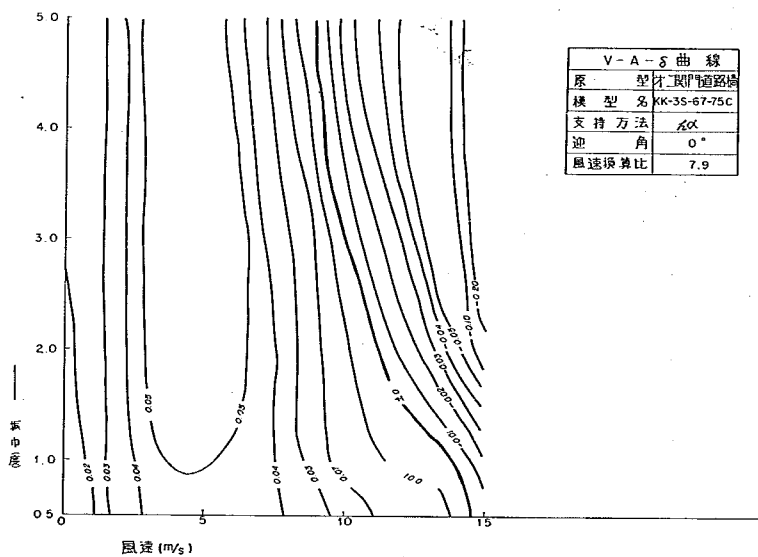


圖 36.2.1

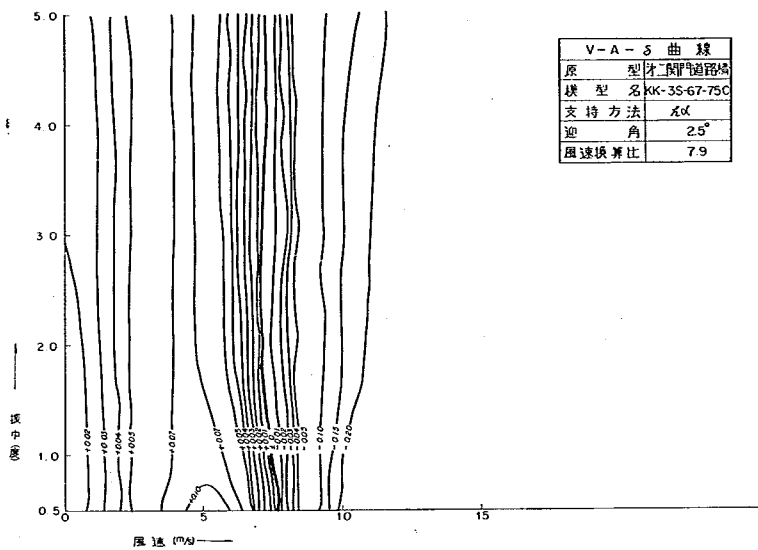


図 36.2.2

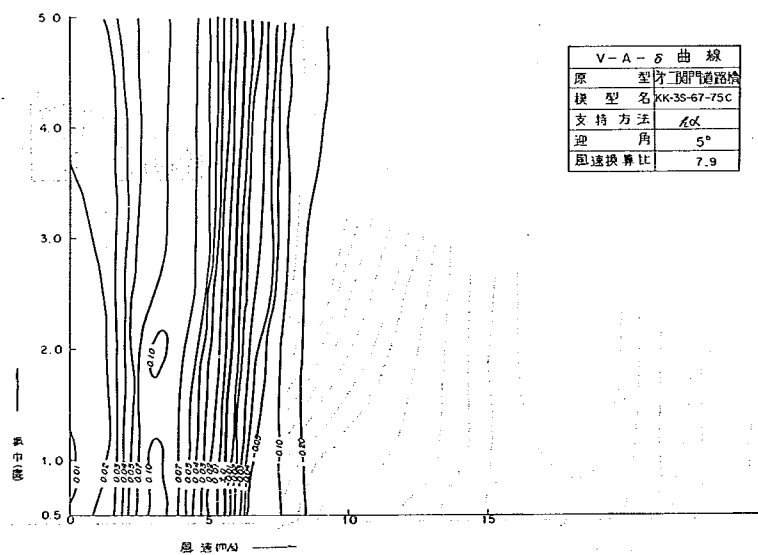


図 36.2.3

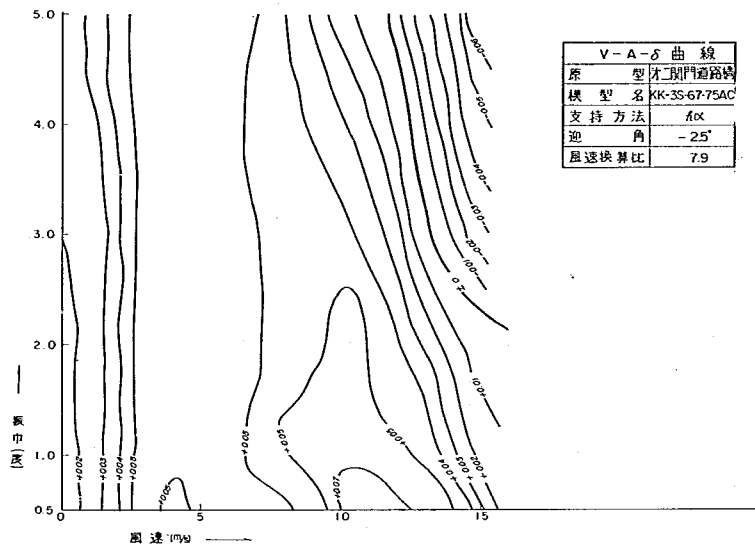


圖 36.2.4

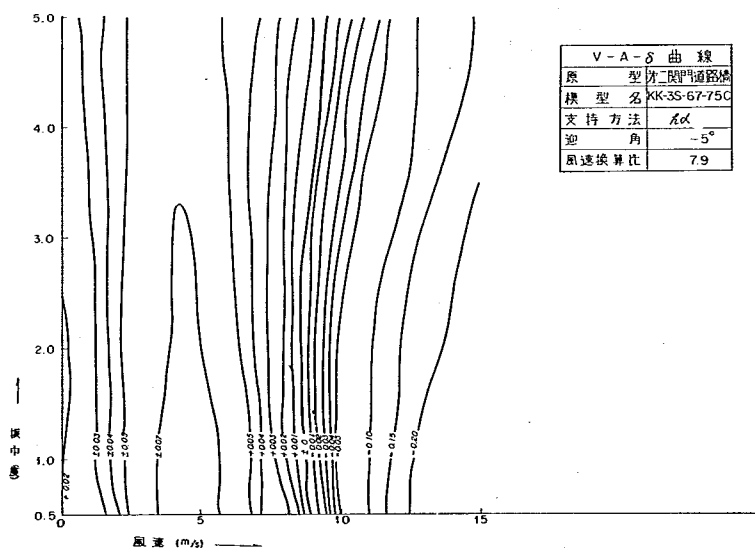


圖 36.2.5

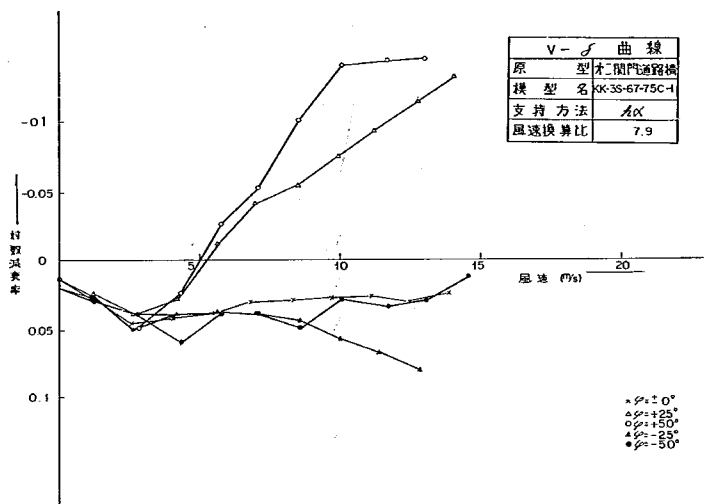


圖 37.1

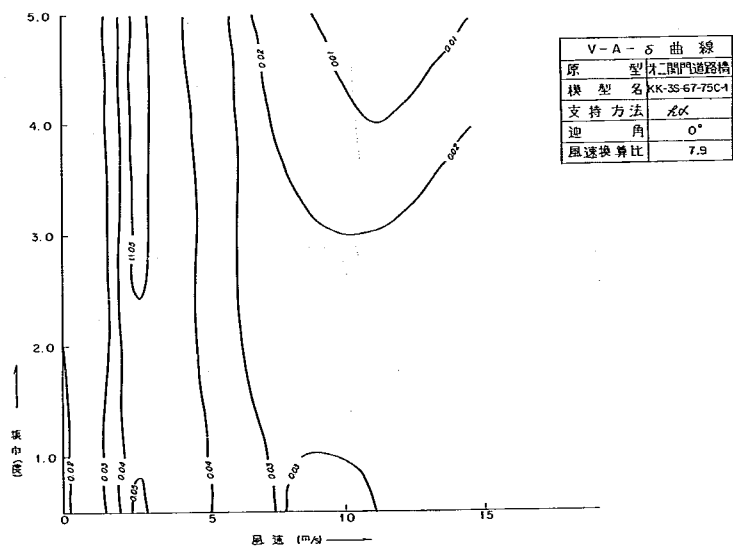


圖 37.2.1

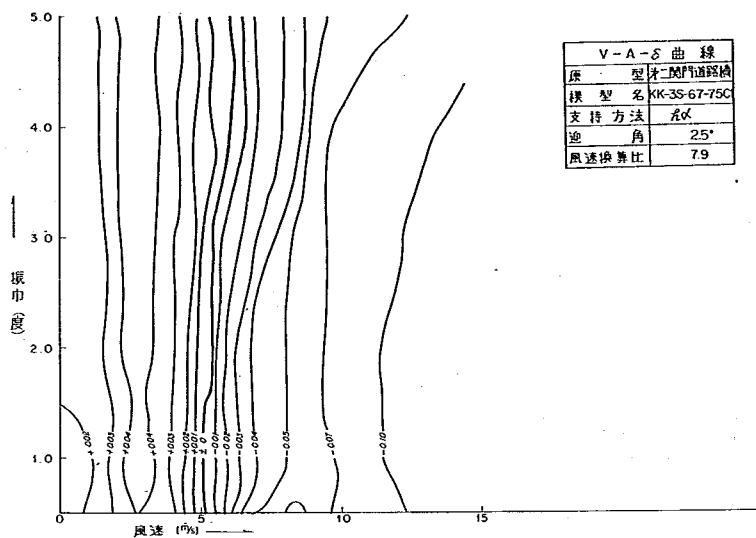


図 37.2.2

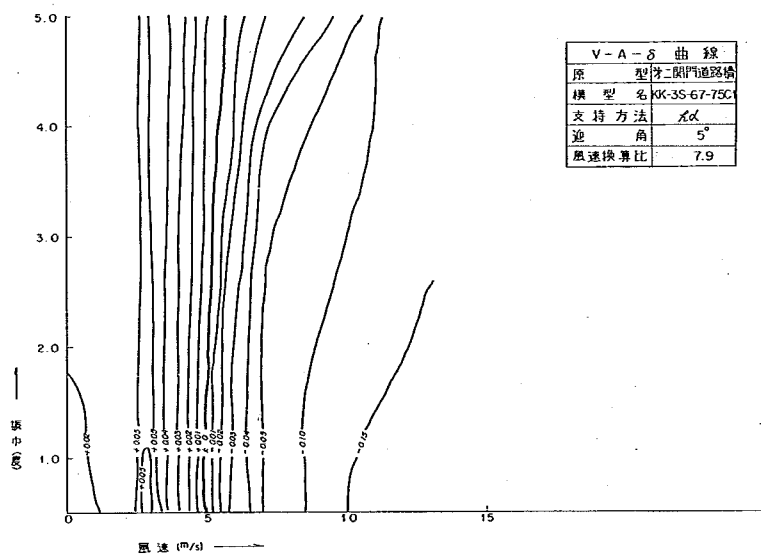
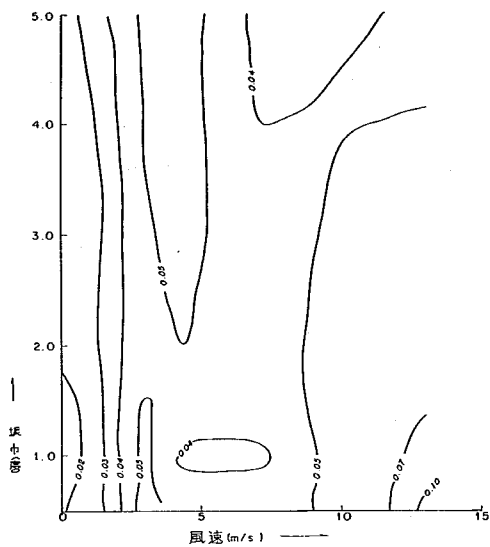
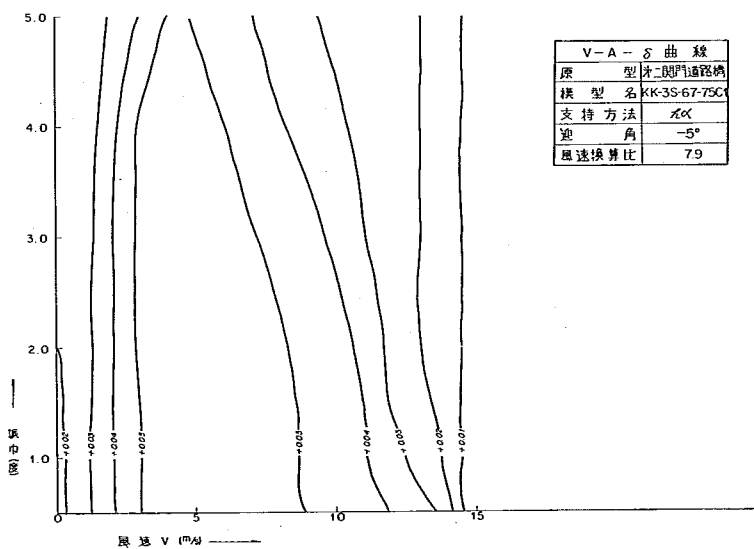


図 37.2.3



V-A- δ 曲线	
原 型	井-閘門道路橋
模 型 名	KK-3S-67-75C
支持方法	α
迎 角	-25°
風速換算比	7.9

图 37.2.4



V-A- δ 曲线	
原 型	井-閘門道路橋
模 型 名	KK-3S-67-75C
支持方法	α
迎 角	-5°
風速換算比	7.9

图 37.2.5

唯、ここで計算された発振風速がそのまま実橋の自励振動の限界風速とはならない。なぜなら今回の実験においては構造減衰に関する相似則を満足することができなかったので模型の構造減衰を出来るだけ小さくして安全側の実験を行っており、模型の発振風速は実際よりも低くなっている。この点については次節で考察する。

3-5-3 構造減衰と発振風速

風の中で構造物が自励振動を起すのは、気流から構造物に与えられるエネルギーの構造物の内部で消費されるエネルギー量を越えるためであって、したがって構造物の減衰能が大きければある程度自励振動の出現をおさえることが出来る。もし、気流の作用による空力減衰と構造物の構造減衰の重ねあわせが可能であれば、たとえ模型の構造減衰が相似則から要求される値を満足していなくても $V-A-\delta$ 曲線から簡単に実橋の限界風速は計算できる。例えば、実橋の構造減衰が対数減衰率で 0.05 であるのに対して模型のそれが 0.02 であったとする。この場合、構造減衰が 0.05 の模型の発振風速は構造減衰が 0.02 の模型についての実験で得られた $V-A-\delta$ 曲線上の $\delta = -0.03$ の曲線と与えられる。即ち、構造減衰が 0.02 の模型実験における $V-A-\delta$ 図での $\delta = 0$ の曲線は空力減衰が -0.02 となる振巾と風速の関係を示すものであり、同様に $\delta = -0.03$ の曲線は空力減衰が -0.05 となる振巾と風速の関係を示しており、一方構造減衰が 0.05 の模型は $\delta = -0.05$ までの空力減衰を消費しうることから、このことは簡単に説明できる。この考え方が正しいとすれば、実橋の構造減衰を 0.05 とした場合の実橋の発振風速と迎角の関係は図-38の破線と与えられる。

3-5-4 実橋の空力安定性の検討

図 38 から明らかなように各模型の性状は自励振動に対する限界風速-関門吊橋の場合には補剛桁の設計風速 55 m/s の 1.2 倍で 66 m/s を規定された迎角範囲 $-5^\circ \sim +5^\circ$ で満足していない。したがって今後更に実験を重ねて安定断面を追求する必要があるが今回の実験結果から次のことが結論づけられよう。

1. 床組はタコマ型よりもマキノ型が安定である。
2. タコマ型の床組でも床版と縦桁の間に横桁を入れれば空力特性が改善できる。
3. タコマ型床版の場合にはこの実験で採用した程度のグレーチングは効果がない。

以上の実験結果から考えて、今後の補剛桁の設計では次のことを考慮してその耐風性の向上に努める必要がある。

1. 床版の直下には横桁を用いる。また横桁の高さは出来るだけ高い方が好ましい。
2. 主構の桁高を大きくし、吊構造部の充実率を小さくする。
3. 主構の間隔を広げる
4. 充分広いグレーチングを採用する。

もちろん上記の改良を行なった断面の耐風性の検討は最終的には風洞実験によらなければならない。

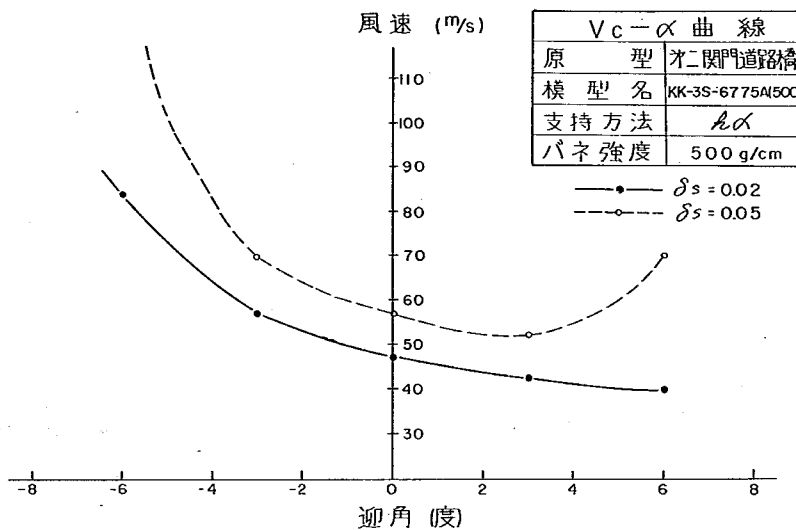


図 38.1

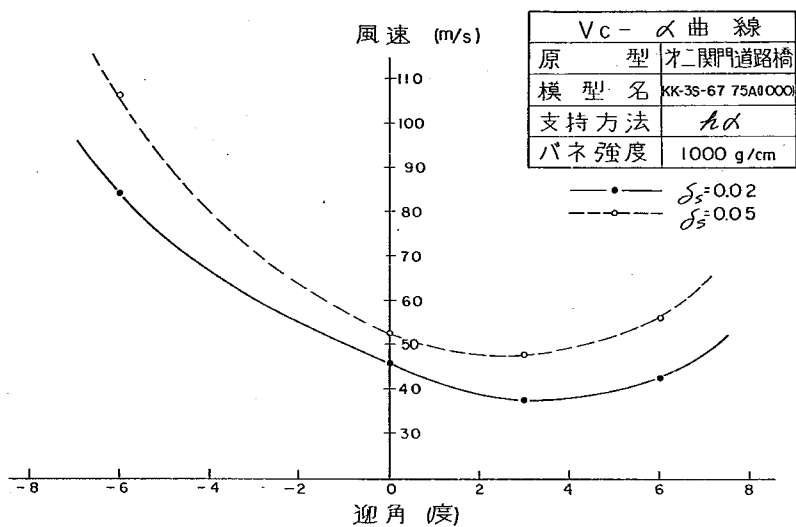


図 38.2

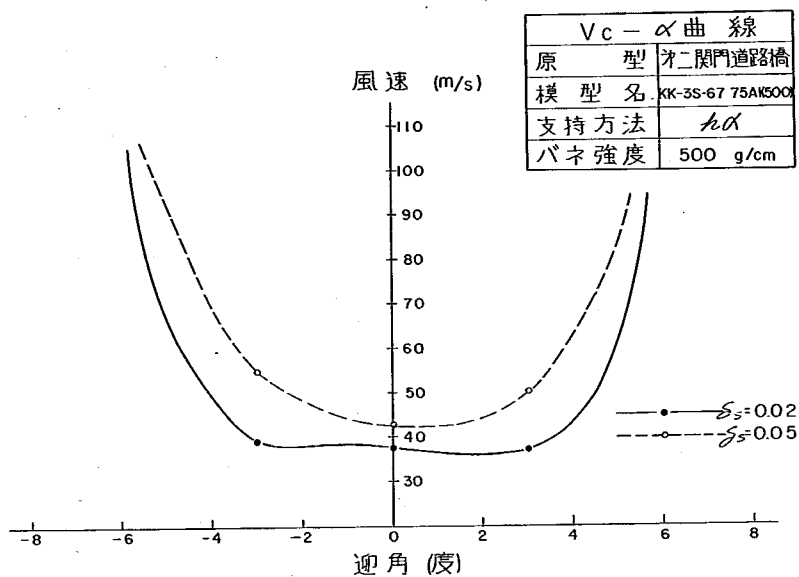


図 38.3

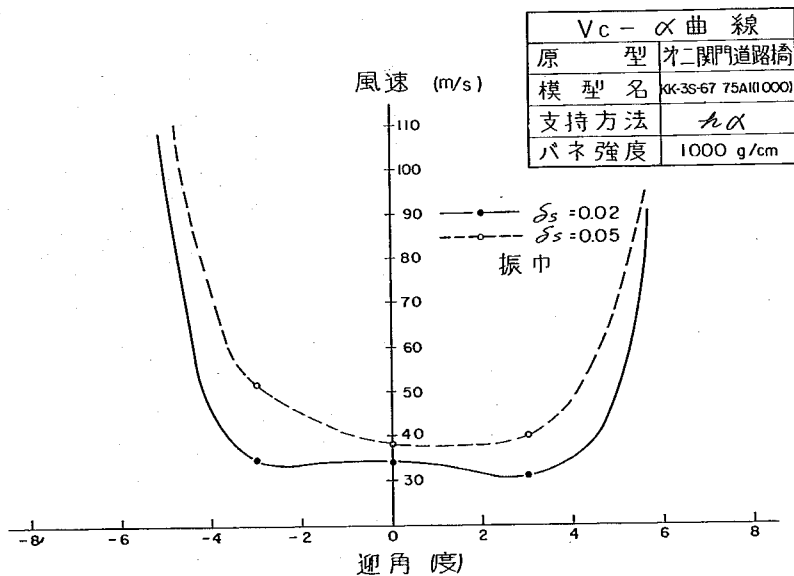


図 38.4

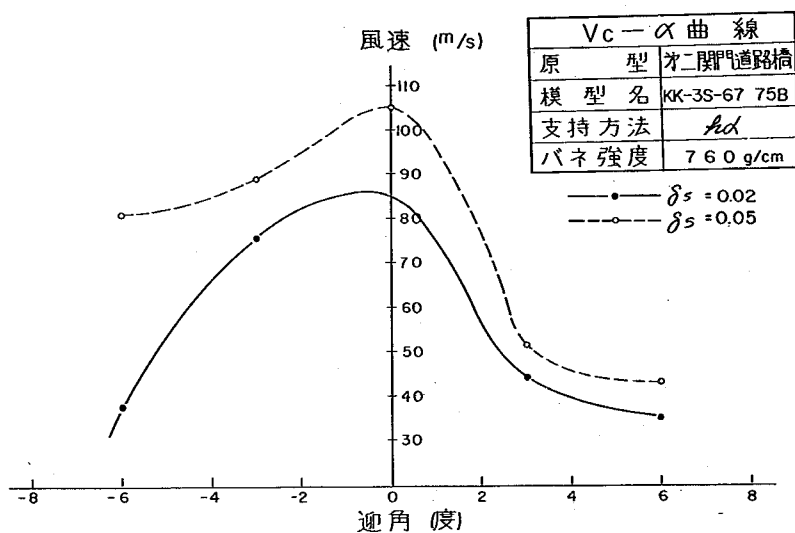


図 38.5

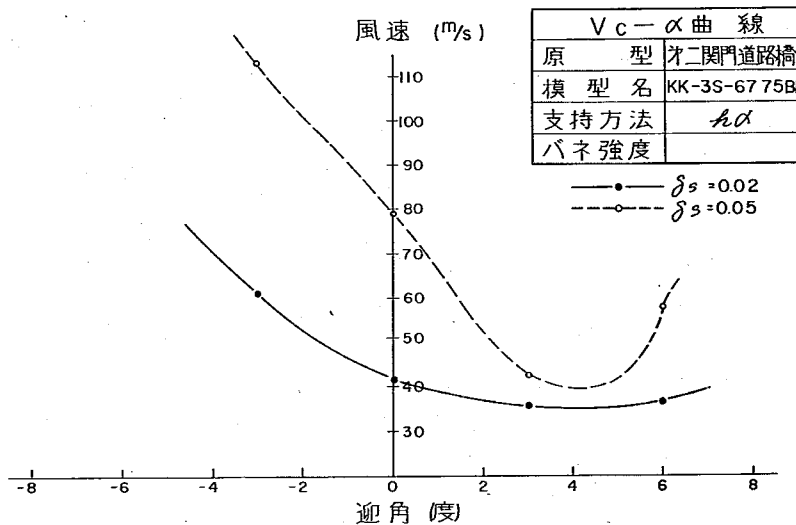


図 38.6

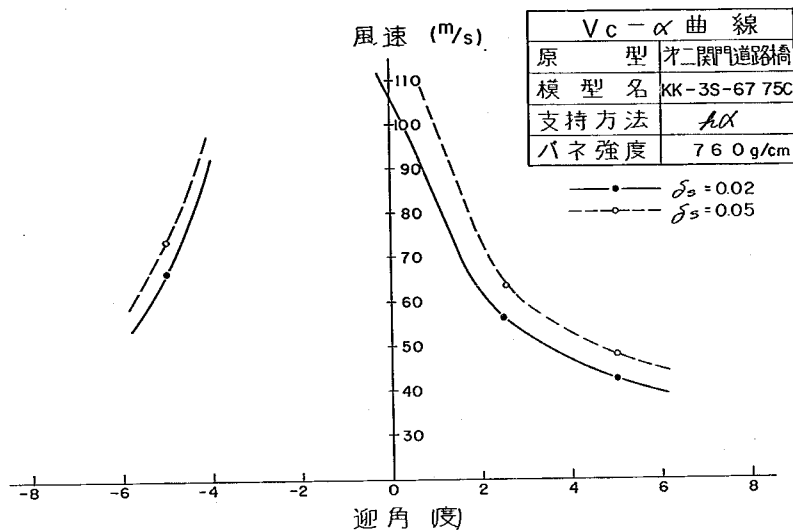


図 38.7

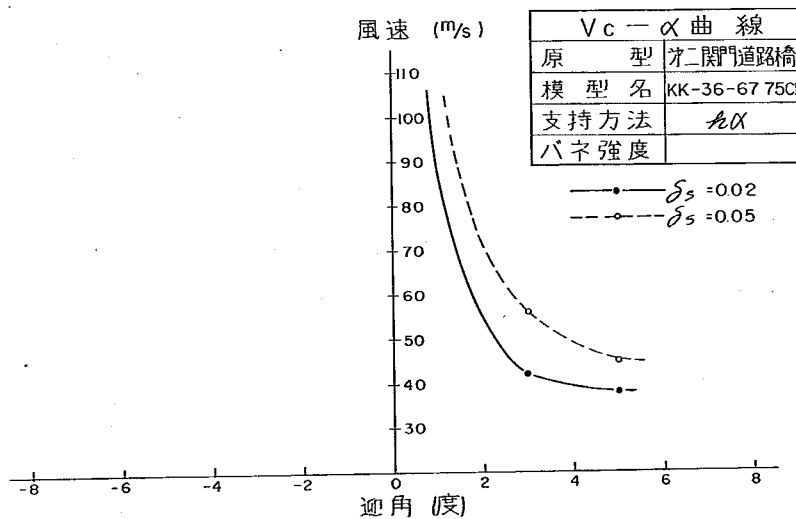


図 38.8

§4 結 び

第二関門道路橋の設計風速およびトラス補剛げたの空気力学的安定性に関し、昭和 42 年度に実施した調査の結果は上記のとおりであるが、実施された模型実験の範囲内では、残念ながら空気力学的に安定な断面を見出すことができていない。本橋の設計は日本道路公団関門架橋調査事務所が行なっているので、今後同事務所とも協議の上、3.5.3 に示した今後の設計改善の方向にしたがって昭和 43 年度に改良断面の風洞実験を実施し、安定な断面の発見に努めたい。

なお今回の実験ならびにデータの解析には、下記の構造研究室員が当たったことを付記する。

構造研究室	建設技官	川	島	美	治
"	"	奥		繁	美
"	"	檀	浦	満	郎
"	"	近	江	幸	雄