



Aero. 27
ST. Section

1

土 木 研 究 所 資 料

第 1014 号

耐風調査報告書(Ⅲ)

昭和 50 年 3 月

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室

土木研究所資料 第一〇一四号

耐風調査報告書(Ⅲ)

昭和五十年三月

建設省土木研究所

序

昭和49年度に実施した耐風調査の結果を報告する。調査項目は次の通りである。

- (1) 横浜航路横断橋の耐風性調査
- (2) トラスの立体解析に関する文献調査
- (3) 新水郷大橋の耐風性調査
- (4) 箱桁斜張橋の耐風性調査

本報告書作成にあたっては、各方面で多数の方々のお世話になった。(1)については建設省関東地方建設局東京湾岸道路調査事務所の大橋調査課長、(2)については快く資料をお貸し下さった本州四国連絡橋公団設計第一部の方々、また(3)については現場でお世話になった建設省関東地方建設局千葉国道工事事務所調査課の小山技官、並びに新水郷大橋架設現場の太田監督官、利根下流工事事務所の方々はじめ、御協力いただいた皆様に深く感謝いたします。

昭和50年3月

構造研究室	室長	成田信之
	研究員	横山功一
	研究員	桂樹正隆
	室員	宮沢 宏
	室員	河野良次
	室員	野村一夫

目 次

1. 概 説	1
2. 横浜航路横断橋の耐風性調査	3
2.1 まえがき	5
2.2 横浜航路横断橋の概要	5
2.3 トラス斜張橋の耐風性上の問題点	5
2.4 風洞模型実験	7
2.5 結 論	9
3. トラスの立体解析について	35
3.1 まえがき	37
3.2 トラスの立体解析手法	37
3.3 横浜航路横断橋梁の主構ねじり剛性の推定における問題点	44
3.4 今後の問題点	44
4. 新水郷大橋の耐風性調査	51
[A] 風洞模型実験	53
4.1 前年度の調査の概要	53
4.2 風洞模型実験	53
4.3 結論と問題点	55
[B] 架橋地点風観測	55
4.4 まえがき	55
4.5 観測方法	56
4.6 データ解析と結果	57
4.7 来年度の方針	59
5. 箱桁斜張橋の耐風性に関する研究	103
5.1 まえがき	105
5.2 箱桁斜張橋の現況調査	106
5.3 風洞実験	107
5.4 結 論	113

1. 概 説

近年、吊橋・斜張橋は年と共により長大化する傾向にあるが、それに伴って耐風設計の重要性が益々増加する。中経間橋梁として多く建設されるようになってきた斜張橋も、トラス斜張橋という新しい構造型式が検討され、より長経間橋梁として計画されるようになってきた。また、静的設計でも、自然風の空間的・時間的変動とこれらによる構造物の不規則応答を考慮に入れるなど、より厳密な方向へと進んでいる。

今年度は、長大斜張橋設計案の耐風性の検討と現地風観測、トラス桁のねじり特性、箱型断面の非定常空気力について調査を実施した。以下にその概要を記す。

(1) 横浜航路横断橋の耐風性調査

横浜航路横断橋として計画されている中央経間 450 m の長大トラス斜張橋案の耐風性を検討するために風洞実験を実施した。その結果、原設計案はたわみおよびねじりの限定振動、ねじれフラッターなどの発現が予想され、耐風性の悪い断面と考えられた。その後、耐風性を改善させるために、風洞実験が追加され、高欄形状、床版幅および形状、床版の高さなどの影響について調べた。最終的に、限定振動および自励振動に対し、設計基準を満足する断面が得られた。

(2) トラスの立体解析に関する文献調査

ダブルデッキートラス構造では対傾構を充分剛に組むことができないため、対傾構のせん断変形（断面変形）の影響が憂慮される。この点を説明するために、断面変形を考慮に入れたトラスの立体解析手法について文献調査を行なったので、小松理論を中心にその幾つかを紹介し、さらに、横浜航路横断橋のねじり剛性推定における問題点を指摘した。

(3) 新水郷大橋の耐風性調査

(A) 風洞模型実験

前年度に引き続き、新水郷大橋の実施設計案を決定するための風洞実験が実施された。実験は、実験条件を満足させること、中央分離帯形状の影響を調べることで、最適な端部補助部材形状を決定することを目的とした。その結果、長さ 1 m 傾き 0° の三角形部材を桁端部に取りつけるのが耐風性を向上させ、設計断面として最適であることが分った。しかし、この場合でも風の傾斜角が $+5^\circ$ の場合には限定振動の発生が予測されるという問題点が残った。

(B) 架橋地点風観測

(A)の実験結果をうけて、実際に現場ではどのような特性の風が吹くかを明らかにする必要が生じたため、架橋地点で自然風観測を行なった。3成分 Gill 風速計を用いた観測であ

るが、現在までに得られたデータが少なく、一般的な傾向を見出すまでには至っていない。本年度は、観測体制と解析法を中心に報告し、解析結果は数ケースを例示する。また、前年度と同様に利根下流工事事務所での風観測記録の整理も行なった。

(4) 箱桁斜張橋の耐風性調査

箱桁を構桁に用いた斜張橋の耐風安定性を検討するための風洞実験を実施した。実験に先き立って各国で架設された斜張橋の断面形状、構造特性を比較し、模型の形状および実験条件を設定した。今回の実験では上下たわみ振動風琴振動領域での非定常空気力計測に主眼が置かれ、新しく考案した天秤式の揚力測定装置が用いられた。実験結果は換算風速と非定常空気力係数(実部および虚部)の関係でとりまとめられた。

2. 横浜航路横断橋の耐風性調査

2.1 まえがき

2.2 横浜航路横断橋の概要

2.3 横浜航路橋（トラス斜張橋）の耐風性上の問題点

2.4 風洞模型実験

2.4.1 風洞および風洞実験法

2.4.2 風洞模型と実験項目

2.5 結 論

2. 横浜航路横断橋の耐風性調査

2.1 まえがき

我が国で斜張橋が建設されたようになってから10数年の歳月が流れ、その数も10数橋を数えるようになった。その規模も年と共に長大化の一途をたどり、現在徳島県が建設中の末広大橋は中央支間長250mで、完成の暁には我が国最大の斜張橋となる予定である。しかし、東京湾岸道路、伊勢湾岸道路、大阪湾岸道路、新潟県などには更に長大な斜張橋の計画がある。現在までに建設された斜張橋が桁には箱桁などの充腹断面を用いたものであったのに対し、これらの中にはトラス斜張橋が計画されている(阪神高速道路公団が計画中の安治川橋では、箱桁・トラスの両案が比較検討され、現在箱桁斜張橋案で設計が進められている。)

斜張橋は可撓性に富む構造物であり、風の影響を受け易いことから、設計に際しては風洞実験により設計案の耐風安全性を確認することが望ましい。トラス斜張橋は建設例が少ないため、その耐風性は未だ不確かな点が多い。そこで今回は東京湾岸道路の横浜航路横断橋のトラス斜張橋案に対して風洞模型実験を実施し、トラス斜張橋の空力特性を明らかにすると共に、その耐風安全性上好ましい設計断面を得るための対策について検討した。

2.2 横浜航路横断橋の概要

横浜航路横断橋は、東京湾岸道路の一環として、横浜港への入口である横浜航路を横断し、大黒埠頭と本牧埠頭A突堤を結ぶ長大橋梁である。当初トンネル案も検討されたが、現在はゲルバ一橋と斜張橋の二案で、計画が進められている。斜張橋は、昭和47年度中に概略設計されたが、それによると、本橋は三径間連続トラス桁に両中間支点に設置された塔よりマルチ・ケーブルを放射状に配置した斜張橋型式となっている。その一般図、位置図を図-2・1、2・2に、また諸元を表-2・1に示す。本橋は上路6車線、下路6車線のダブルデッキ型式であり、下路の車線空間を確保するため対傾構を組むことができないため、横桁を箱型断面とし、骨組構造として考えている。またトラスのケーブル碇着点を斜材内部に設けることにしているため、その部材はかなり太いものとなっているのが特徴である。

2.3 横浜航路橋(トラス斜張橋)の耐風性上の問題点

一般に、斜張橋の動的耐風設計に際し検討すべきことは、自励振動と限定振動であろう。自励振動は、構造物に作用する空気力と構造物の応答との間の位相差により空気力が正の仕事をするという不安定振動であり、構造物の破壊につながるため、設計に際しては限界風速以下で自励振動が生じないように配慮しなければならない。また、比較的低風速領域で問題となる限定振動は、ある風速領域だけで振動を生じ、その振動振幅も無限に増大することはない振動ととどまる

のが特徴である。限定振動は、自励振動と違って直接構造物の破壊に結びつかないが、発生する回数が多くなれば構造物の疲労、交通車両の走行上の支障、歩行者の不快感の誘起などの問題が生じると考えられる。

現在までに建設された斜張橋の多くは桁に充臍断面を用いていたために、自励振動の発現風速は比較的高く、設計上問題となることは少なかった。たゞし、風琴振動とも言われるたわみの限定振動の発生が風洞実験により予測され、その対策に関連した多くの調査が行なわれた。

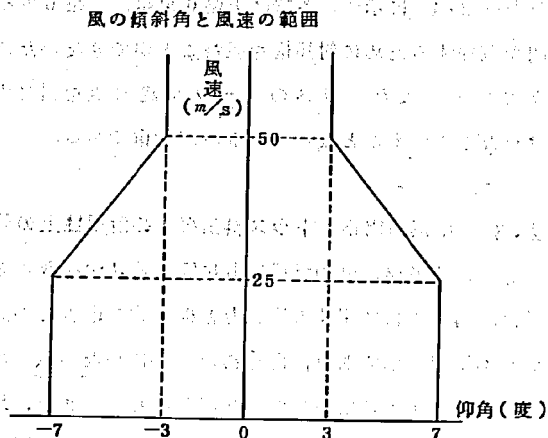
今回の調査の対象とした横浜航路横断橋は、(Ⅰ)中央径間長が現在我が国最大の斜張橋(250m)よりもはるかに大きいこと、(Ⅱ)トラス桁を用いていること、(Ⅲ)複橋床であること、(Ⅳ)充臍率がかなり高いこと(約49%)などが特徴である。

またトラス斜張橋の耐風性上固有の問題として、ケーブル碇着点の問題を挙げることができる。図-2・1の一般図に示されるように、トラス斜張橋ではトラスにケーブルを碇着させるために斜材を非常に大きな断面としている。これは充臍率を高め、耐風設計上その特性を悪くする方へ作用するのではないかと考えられる。更に、現在まで設計案検証には二次元模型を用いた風洞実験が多く行われているが、この碇着点での断面形状の変化の影響を実験にどのように取り込んで行くのがよいかを検討する必要があると思われる。今回の実験ではこの影響についても調べる計画であったが、時間的制約のために行なうことができず次回に廻すこととした。

以上より、トラス斜張橋の空力特性は、斜張橋といっても従来の箱桁斜張橋とは大きく異なり、またトラス桁を用いているといっても充臍率がかなり高くトラス吊橋とも違ってくると予想される。

従って今回の実験の目的は、第1に概略設計された設計断面を忠実に模型化し、風洞実験を行なって設計案の空力特性を調べることで、第2にもし第1段階の実験で設計案の耐風性が悪いことが明らかになった場合には、耐風性を向上させ設計案として充分安全な耐風性を有する断面とするために何らかの対策を求めることとした。

なお自動振動の限界風速は、本州四国連絡橋耐風設計基準(172)に準拠し、次のような手順で求められた。



V_{10} : 基本風速……………海面上 10 m の高さにおける 10 分間平均風速, 東京湾岸道路橋
梁では 41 m/s (1)

ν_1 : 高度補正係数…………… $(\frac{Z}{10})^\alpha$ で算出する。 α は $1/7$, 基準高度 (Z) は 67 m

$$V_{cr} = V_{10} \cdot \nu_1 \cdot 1.3 = 41.0 \times (\frac{67}{10})^{1/7} \times 1.3 = 69.9 \text{ m/s}$$

また, 風の傾斜角と風速の範囲は前ページの図の通りである。つまり, 設計では図の折線で囲まれた領域内で, かつ上記限界風速以下で自励振動が生じてはならない。

2.4 風洞模型実験

2.4.1 風洞および風洞実験法

実験に使用した風洞は土木研究所構造研究室所属の橋梁試験用風洞で, その概略を示せば次の通りである。

型式 ゲッチングン型

測定部寸法 $3.0 \text{ H} \times 1.8 \text{ W} \text{ m}$

測定部風速 $0 \sim 25 \text{ m/s}$ (連続)

行った実験はバネ支持模型実験と呼ばれるもので, 模型を風洞内にバネで吊り実橋の振動特性を相似させ, 風速と模型の応答 (振動振幅) との関係を求めるものである。バネ支持模型実験の実験方法, 実験装置, 相似則については既に他で詳しく述べられているので, ここでは触れない²⁾。相似則より計算されたバネ支持模型実験の実験条件を表-2.2に示す。実験装置の制約から, 実験はねじれ振動とたわみ振動とは別々に実験している (たわみ・ねじれ二自由度で模型を支持した場合, たわみ振動の構造減衰が所要値よりもかなり大きくなっている)。しかし, たわみ振動とねじれ振動の固有振動数の比は約 1.9 で連成振動が考えられないのでこれで充分であるとした。

2.4.2 風洞模型と実験項目

風洞実験は第1段階として東京湾岸道路調査事務所より提示された概略設計案に対して行ない, 原設計案の耐風特性を把握することを目的とした。模型は中央径間中央部を取り出し縮尺 $1/72$ で製作した。原設計案の模型図を図-2.3(1)~2.3(3)に示す。原設計案は, トラス補剛吊橋に比較して部材幅が大きく充実率もかなり大きいこと, 高欄に充実高欄を用いていることなどから, その耐風性は良好ではないのではないかと予想された。

以下に述べるように原設計案に対する風洞実験の結果より, 原設計案はそのまま実施設計案とするには多くの耐風性上の問題を含んでゐることが明らかになった。そのため第2段階として原設計案の断面形状を変更し耐風性の優れている改良案を求めるための風洞実験が行な

われた。断面の変更としては、主構トラスの形状、主構間隔は変えないことを基本条件とし、トラス桁の耐風性に影響を及ぼす因子と考えられる、(1)高欄および中央分離帯部形状、(2)上路床版の幅と形状および(3)上路床版と主構トラスとの高さ方向の位置関係などについて模型を改造して、実験を行なった。図-2・3(4)~2・3(5)に改造案模型を示す。

行なった実験は表-2.3 に示されている通りである。

4.4.3. 実験結果と考察

原設計案に対する実験結果のうち、 $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線が図-2・4(1)~2・4(2)、 $V \sim \delta$ 曲線が図-2・5(1)~2・5(2)に示されている。これらの結果より次のような原設計案の空力特性が明らかになった。

(1) ねじれ振動については、迎角 $-3^\circ \sim +5^\circ$ で、風速約 $2.0 \sim 3.0 m/s$ の範囲でねじれ限定振動を生じており、その振幅は倍振幅で $1^\circ \sim 1.2^\circ$ 程度となる。また高風速域でねじれフラッターを生じており、その発現風速は限界値 $7.0 m/s$ (図-2・4(1)の破線)を超えてはいるが非常に低い。

(2) たわみ振動については、自励振動は生じていないが、低風速域の迎角 $-5^\circ \sim +5^\circ$ 、風速 $1.5 \sim 2.5 m/s$ の範囲でたわみ限定振動を生じており、その振幅もかなり大きくなること予想される。

(3) $V \sim \delta$ 曲線から迎角が変っても、たわみ・ねじれ振動ともにその空力特性は極く僅かしか変化しない。原設計案は充実率もかなり高いことから、その空力特性は矩形断面柱に近いのではないかと考えられる。

以上の結果をまとめると、原設計案は充分の耐風性は具備してはいないと判断された。

次に、主に限定振動に注目し、改造案の有効性について検討することにする。図-2・4(3)~2・4(14)に $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線を示した。対策として効果のある改造案を求めることを実験の目的としている関係上、有効でないものは実験を途中で打ち切っている。

(1) Newport 橋に関する風洞模型実験で遮光板を着けることにより耐風性(特にねじれフラッター)が向上されることが報告されており³⁾、また土木研究所が行なった本州四国連絡橋に関する実験でもその有効性が確められていることから⁴⁾、実験No.2~4は上下路の中央分離帯部に遮光板と呼ぶ実橋換算高さ $2m$ の充実板を設けることの有効性について検討したものである。しかし、遮光板を設けることはねじれフラッターに対してはその発生風速を高めることができ有効な対策と考えられるが、ねじれ限定振動に関しては優れた対策とはなり得なかった。遮光板の上路、下路の置く位置の違いによる実験結果を比較すると、上路に置くことはやや有効であるが、下路に置く場合は逆に耐風性を悪くする方向に働くと考えられる。

(2) 原設計案では高欄として充実高欄を用いていること、床版にはグレーチングが無いことなどが耐風性を悪くしていると考えられるので、実験No.5~6では下路床版の形状は変えずに上

路の高欄、中央分離帯を取り除き、床版端部と中央部にグレーチングを設けた場合について検討した。原設計案は迎角 0° においてかなり優勢なねじれ限定振動を生じており、この実験結果から見ると上記のような断面変更は迎角 0° の場合の対策としてはほとんど効果がないという事が明らかになった。

- (3) 実験 $\#7$ では上下路とも充実率の低いポストタイプ高欄を用い、グレーチングを採用している。この実験結果から、限定振動については正の迎角では発生せず、零および負の迎角では発生していても原設計案と較べて振幅が減少しているなど耐風性はかなり向上していることが分る。しかし構造物にとって危険なフラッターの風速は限界値付近にある。
- (4) 実験 $\#8$ は床版の形状は変えずに上路床版の高さをトラス上弦材よりも高くあげた場合である。この改造案は、構造物の充実率を減少させることおよびトラスと床版端部の位置を離し大きな剝離を防ぐことなどにより耐風性の向上を計ろうとする考えに拠っている。実験結果をみると、ねじれフラッターの発現風速が非常に低下し、耐風性が極端に悪い断面となっている。
- (5) 実験 $\#9 \sim 10$ は基本としているトラス桁の形状を変えて、トラス上弦材と上路床版の高さ方向の位置関係の影響について検討した。この位置関係は土木研究所が実施した関門橋に関する風洞実験でその耐風性に与える影響が大きいことが明らかとなり、その結果は実施断面に反映されていることから行なったものである。また、下路床版は歩道の添加を取り止め、その分だけ床版幅を狭めている。実験結果を見ると、 $\#9$ 、 10 共に耐風性が向上し、特に中央にグレーチングを設けない $\#9$ は設計基準をはば満足できるものと考えられる。これらの実験結果から耐風性を向上させる原因として、床版高さや下路床版幅および形状の2項が考えられるので、実験 $\#11$ では上路床版高を原設計案の位置まで復帰させた実験を行っている。実験の都合上トラスは改造案をそのまま使用したため、スパーサーを用いて模型のように改造した。その結果はほぼ実験 $\#9$ の結果と一致しており、これらの結果より下路床版幅および形状が耐風性向上の原因と考えられる。

2.5 結 論

実験の結果より、原設計案は、たわみ・ねじれの限定振動およびねじれフラッターの発現の可能性があり、その耐風性は良いものではなく、何らかの対策が必要となることが明らかになった。耐風性の良好な設計案とするための対策として検討した結果を略記すると次の通りである。

- (1) 中央分離帯に設置した遮光板（高さ 2 m ）〔YO-SB-74-10, 11, 12〕は耐風性を改善する効果は小さい。
- (2) 上路の高欄・中央分離帯部の除去およびグレーチングの設置〔20, 21〕はそれほど効果はない。
- (3) 高欄は、充実〔00〕とポストタイプ〔30〕を比較すると、ポストタイプの方がよい。
- (4) 上路床版をトラスより高くする（約 1 m ）〔40〕のは、フラッター風速が下がって有効では

ない。

- (5) 下路床版幅を狭くする〔51, 52, 60〕のは非常に有効であり、ねじれの限定振動・自励振動に対してはば充分な特性を備えている。ただし、中央にグレーディングを設けない場合〔51〕の方が設けた場合〔52〕よりもよい。
- (6) 上路床版をトラス上弦材よりも低くする〔51〕のは、低くしない場合〔60〕と比較して、大きな差はない。ただし、ねじれの自励振動の風速はやや高くなるが、たわみの限定振動の特性は劣化する。

以上の結果から、最終的には模型〔YO-SB-74-60〕または〔51〕を設計基本案とするのがよいと思われる。この場合、ねじれフラッターに対しては充分安全であり、限定振動に対してもば充分な耐風性を有していると考えられる。しかし、今回は概略設計案に対する実験であり、更に詳細設計案に対する風洞実験を継続する必要があるが、その際には以下の諸点に関して検討する必要がある。

- (1) 模型〔60〕はスパーサーを用いて実験しているため、正規のトラスに床版を付け再実験をしてその耐用性の優れていることを確認する必要がある。
- (2) 模型〔51〕〔52〕のような構造を考える時には、充分なねじれ剛性を確保できるように構造設計的検討が必要である。
- (3) 今回の実験ではケーブル碇着点での断面形状の変化は考慮されていない。その耐風性に及ぼす影響について調べると共に、その影響を含める必要がある。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所；耐風調査報告書，土木研究所資料Ⅲ790，昭和48年3月
- 2) 例えば，建設省土木研究所；石狩川河口橋の耐風性に関する調査，土木研究所資料Ⅲ453，昭和44年3月
- 3) Hedefine, A and Silano, L.G.; Newport Bridge Superstructure, Proc. ASCE, ST 11, 1971, Nov.
- 4) 建設省土木研究所；本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告，土木研究所資料Ⅲ911，昭和49年3月

補 遺

実験およびデータの解析が完了してから実験条件に誤りがあることが発見された。表-2・2中の原型重量が 20 t/m/br. となっているが、正しくは 40 t/m/br. としなければならなかった。今回の実験は模型の弾性支持方法として、たわみ・ねじれ二自由度で振動できるようになっているが、相似条件（たわみの構造減衰）が合っていないために実質的には一自由度として考えていること、また問題としてねじれ振動の限定振動に対して注目していることなどからこの間違いの影響は小さいと考えられる。

更に、一つの補正方法*により、その影響度について調べた。その結果は次のとおりである。

つまり、模型の運動をたわみ1自由系系と考えること、質量 M' の模型のリミットサイクル（ $\delta' = 0$ ）は、質量 M の模型の $V-A-\delta$ 曲線の

$$\delta = -\delta_0 \left(\frac{M'}{M} - 1 \right)$$

に相当する。今回の場合 $M'/M = 2$ であるから、 $\delta = -\delta_0$ となり、実験は非常に安全側で行なわれていたことになる。

* “因島大橋風洞実験（その2）”，本州四国連絡橋公団・三菱重工株式会社，昭和48年11月

表 2.1 横浜航路横断橋 諸元

型 式	3 径間連続トラス型式補剛 2 重鋼床版斜張橋
橋 長	8 6 0 m
支 間 割	2 0 0 + 4 6 0 + 2 0 0 m
車 線	上下路各 6 車線
橋 格	1 等橋
縦 断 勾 配	4 % 放物線勾配
横 断 勾 配	1.5 %
主構トラス高	1 2.0 m
主 構 間 幅	3 0.5 m
桁 下 高	5 4 m
舗 装	アスファルト舗装 75 mm 厚

表2.2(1) 航路横断橋実験条件

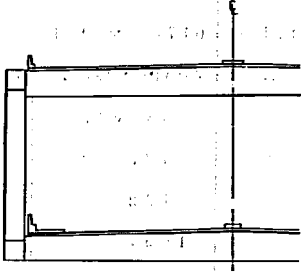
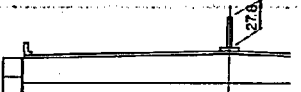
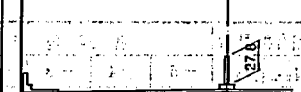
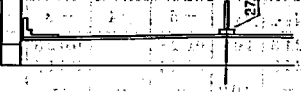
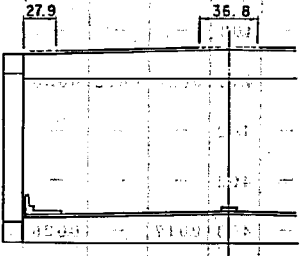
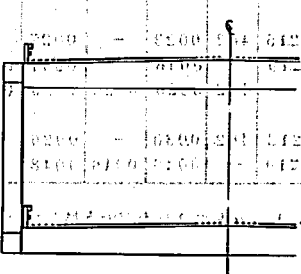
	原 型	所 要 値	ねじれ ($h\alpha$)		たわみ (h)
			所 要 値	実 験 値	実 験 値
縮 尺		1 : 7.2	1 : 7.2	1 : 7.2	1 : 7.2
重 量	20t/m/bridge	6173g/model		(6572g/model)	6274g/model
極慣性モーメント	565t $\cdot$ m $\cdot$ sec $\frac{2}{3}$ /m/bridge	3364g $\cdot$ cm $\cdot$ sec $\frac{2}{3}$ /model	3364g $\cdot$ cm $\cdot$ sec $\frac{2}{3}$ /model	3321g $\cdot$ cm $\cdot$ sec $\frac{2}{3}$ /model	
たわみ振動数	0.323c/s	2.20c/s		(2.13c/s)	2.18c/s
ねじり振動数	0.620c/s	4.22c/s	3.99c/s	4.02c/s	
振動数比	1.92	1.92		(1.89)	
風速倍率		1.057	1.119	1.110	1.067
構造減衰			0.025	0.023~0.029 (たわみ 0.146)	0.018~0.021

表2.2(2) 実験条件

物理 番号	模 型 名	支持 方法	固有振動数		各 迎 角 で の 構 造 減 衰 (対 数 減 衰 率)										
			N α m	N θ m	-5	-4	-3	-2	-1	0	+1	+2	+3	+4	+5
1	YO-SB-74	h α	2.13	4.02	0.028	—	0.028	—	0.027	0.026	0.026	—	0.027	—	0.026
	-00	h	2.18	—	0.024	—	0.019	—	—	0.019	—	—	0.019	—	0.020
2		h α	—	4.02	—	—	—	—	—	0.023	—	—	0.024	—	—
3		h α	—	4.02	—	—	—	—	—	0.024	—	—	0.018	—	—
4		h α	—	4.02	0.026	0.022	0.026	—	—	0.028	0.021	0.026	0.023	—	0.026
5		h α	—	4.02	—	—	—	—	—	0.027	—	—	0.027	—	—
6		h α	—	4.02	—	—	—	—	—	0.026	—	—	—	—	—
7		h α	—	4.03	0.017	—	0.026	—	—	0.025	—	—	0.030	—	0.029
8		h α	—	4.02	0.015	—	0.016	—	—	0.027	—	—	0.027	—	0.020
9		h α	2.15	4.02	0.023	—	0.027	—	—	0.024	—	—	0.024	—	0.020
	-51	h	2.19	—	0.046	—	0.047	0.046	—	0.046	—	—	0.046	—	0.046
10		h α	—	4.02	0.025	0.026	0.025	0.026	—	0.026	—	—	0.019	—	0.022
11		h α	2.12	4.02	0.030	—	0.026	—	—	0.024	—	—	0.021	—	0.019
	-60	h	2.19	—	0.048	0.048	0.048	—	—	0.049	—	—	0.048	—	0.049

注) h α 支持では、hと α との2自由度で支持しているがhの構造減衰の条件は満足していないので
 α のみに注目

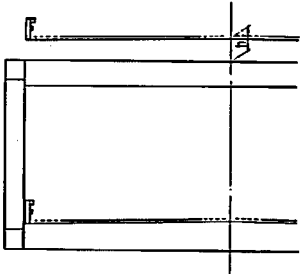
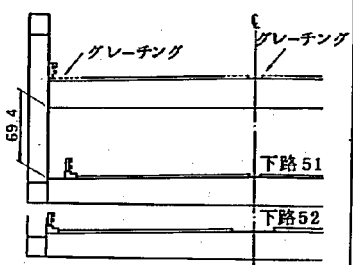
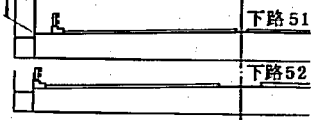
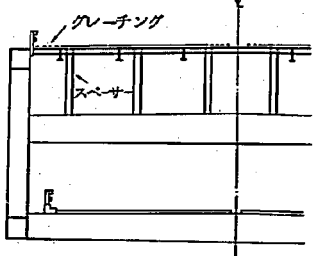
表 2 3 (1) 実 験 項 目

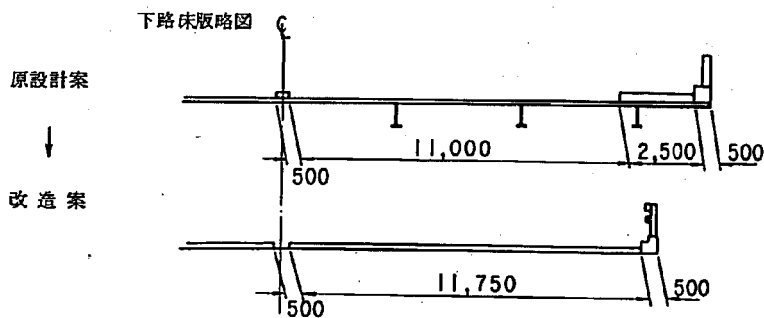
No	模型番号	模型の特徴	模型概略図	実験結果
1	YO-SB-74-00	原型模型 高欄は充実		$\alpha = -3^\circ \sim 5^\circ : \text{TR}$ $\alpha = -5^\circ \sim 5^\circ : \text{TR}$
2	YO-SB-74-10	○上下路分離帯上に遮光板をたてる (実橋換算 2.0 m)		$\alpha = 0^\circ : \text{TR}$
3	YO-SB-74-11	○遮光板 下路のみ		$\alpha = 0^\circ, 3^\circ : \text{TR}$
4	YO-SB-74-12	○遮光板 上路のみ		$\alpha = -3^\circ, 0^\circ, 1^\circ : \text{TR}$ $\alpha = -5^\circ \sim 5^\circ : \text{TR安定}$
5	YO-SB-74-20	○上路高欄を中央分離帯をとりはずし、上路床版端部、分離帯付近をグレーチングにする。		$\alpha = 0^\circ : \text{TR}$ $\alpha = 3^\circ : \text{TF}$
6	YO-SB-74-21	○上路の高欄をとりはずし上路床版端部をグレーチングにする。		$\alpha = 0^\circ : \text{TR}$
7	YO-SB-74-30	○床版端部、中央分離帯部をグレーチング ○高欄はOpen hand rail ○下路歩道なし(幅員は原型と同じ)		$\alpha = -5^\circ \sim, 0^\circ : \text{TR}$ $\alpha = -3^\circ, 3^\circ : \text{TF}$

TR : ねじれ限定振動

TF : ねじれフラッター

表 2.3(2) 実験項目

No	模型番号	模型の特徴	模型概略図	実験結果
8	YO-SB-74-41	○上路床版をトラスより上げる		$\alpha = -5^{\circ} \sim 0^{\circ} : TR$ $\alpha = -3^{\circ} \sim 3^{\circ} : TF$
9	YO-SB-74-51	○上路床版 41 に同じ、トラスより下げる ○下路床版 狭くする ○歩道なし		$\alpha = -5^{\circ} \sim 5^{\circ} : TR \cdot TF$ 安定 $\alpha = 5^{\circ}, -3^{\circ} : BR$
10	YO-SB-74-52	○上路 51 に同じ ○下路は中央を開け外側に拡げる		$\alpha = -1^{\circ} \sim +3^{\circ} : TF$ $\alpha = -4^{\circ}, -3^{\circ} : TR$
11	YO-SB-74-60	○ $\phi 7$ mm と $\phi 6$ mm のスペーサーを使用し、上路床版を原型の位置へ復帰		$\alpha = -5^{\circ} \sim +5^{\circ} : TR \cdot TF$ 安定 $\alpha = -5^{\circ} : BR$



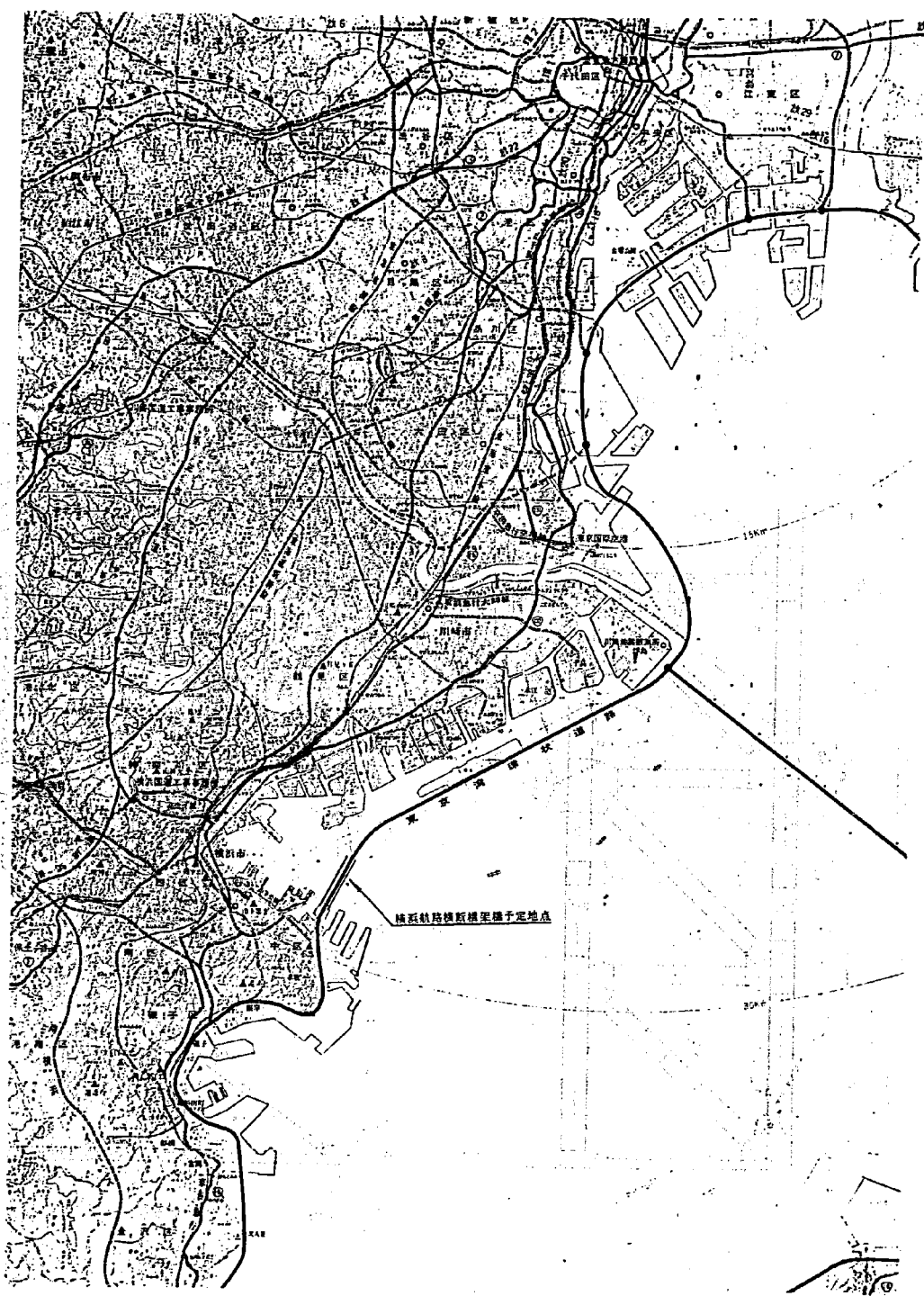


图 2.2 横浜航路横断橋位置图

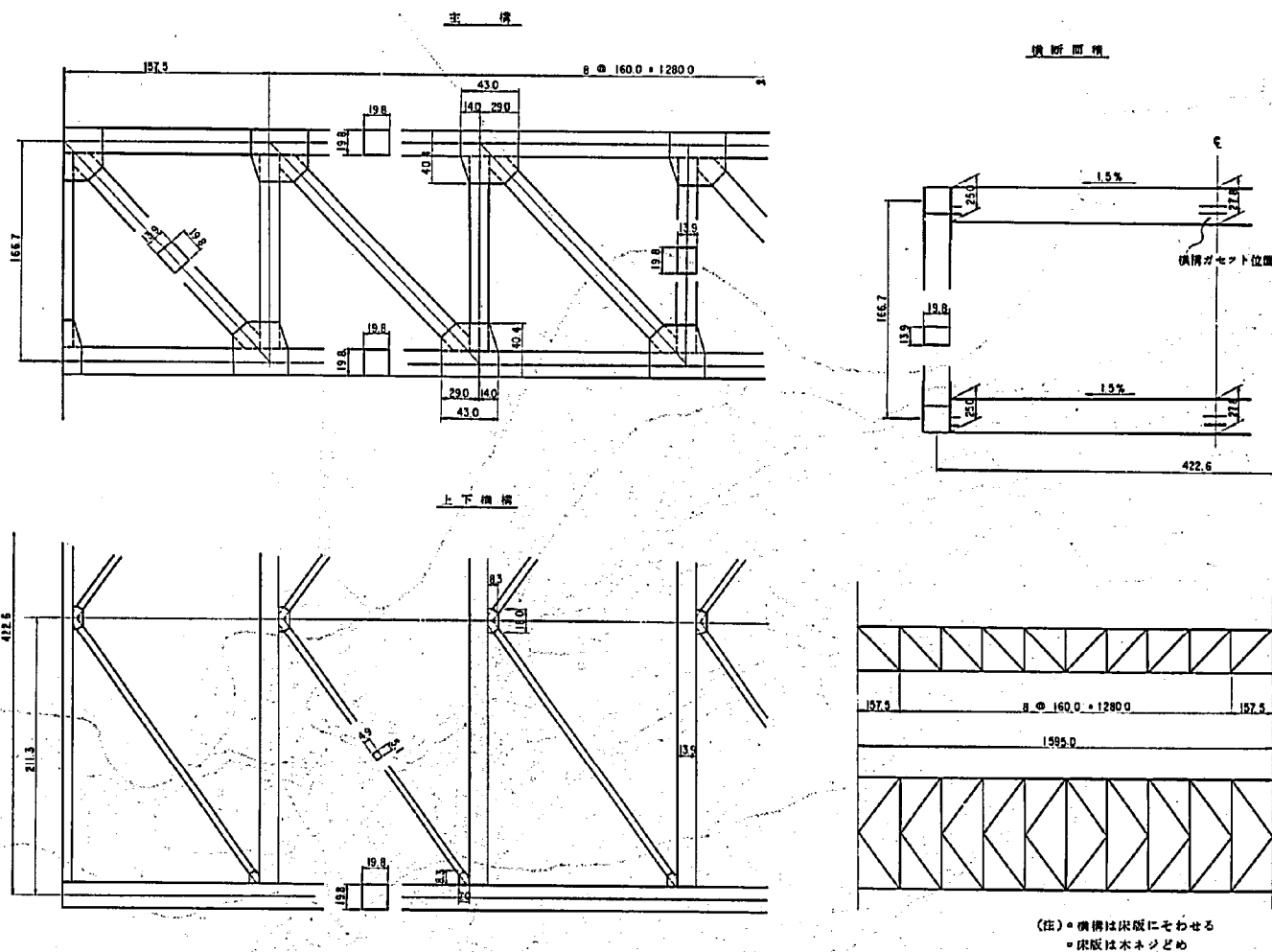


図 2.3(1) 横浜航路横断橋風洞模型 (原設計案)

上路床版

下路床版

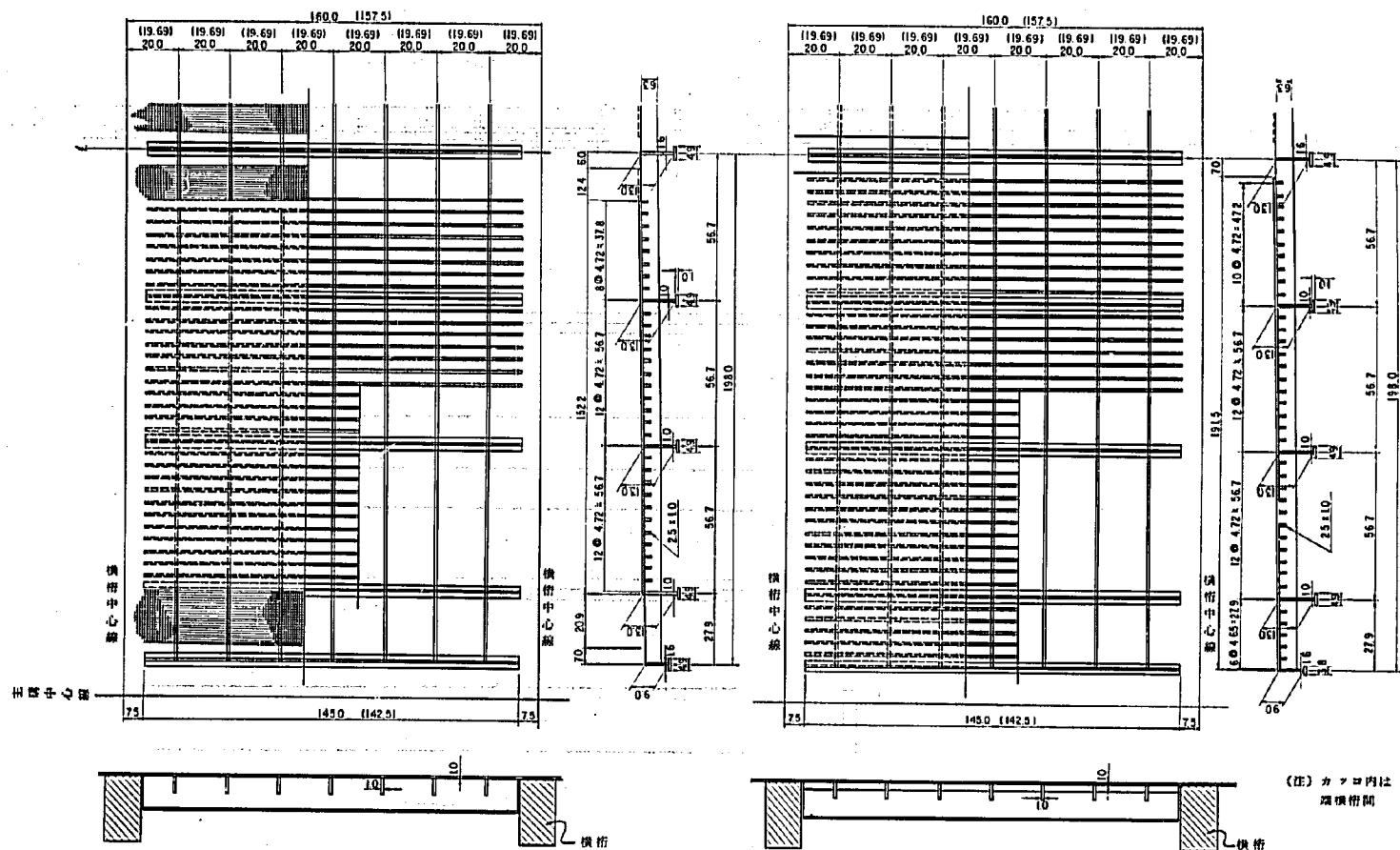
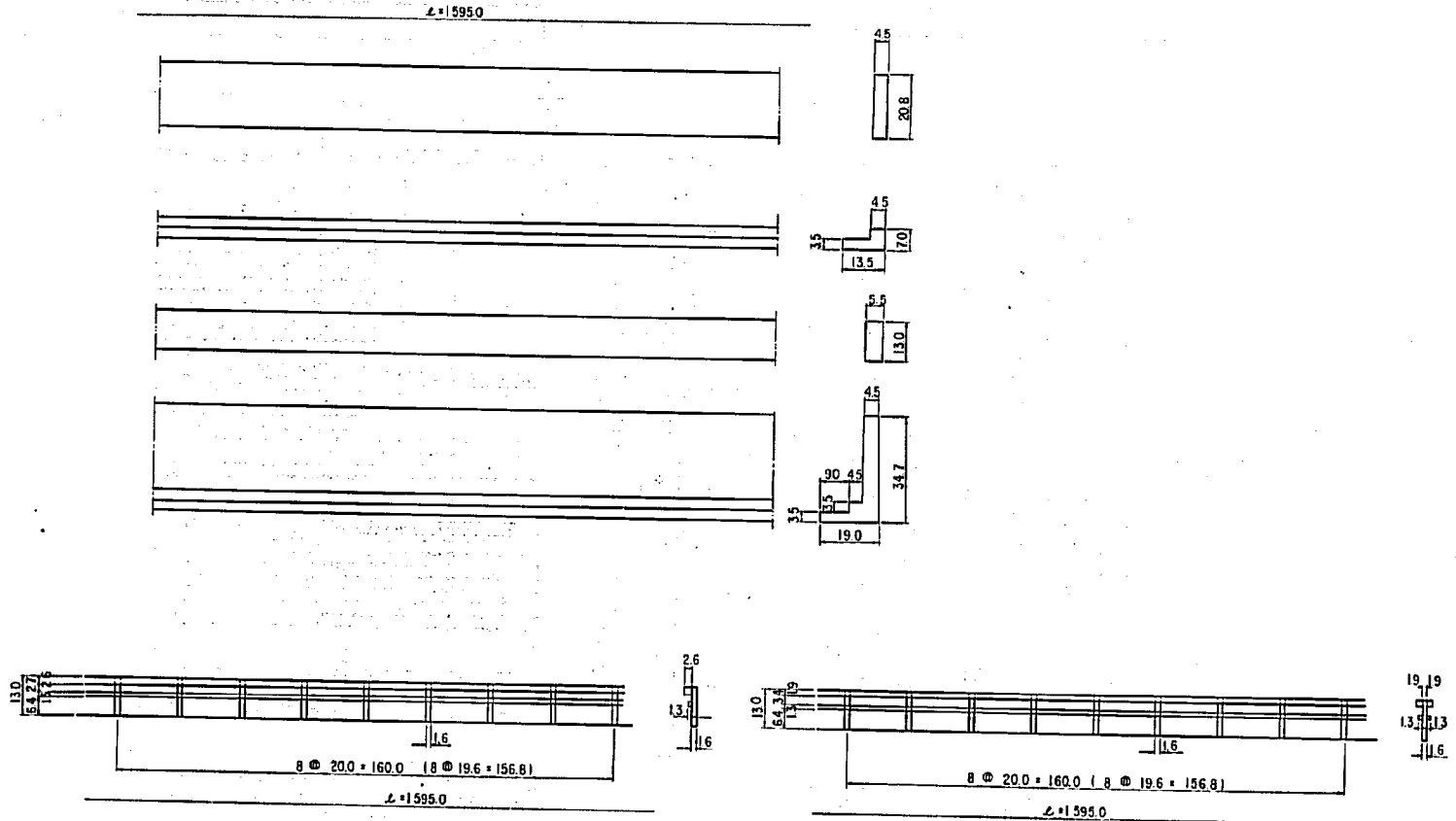


図 2.3(2) 横浜航路横断橋風洞模型 (原設計案)

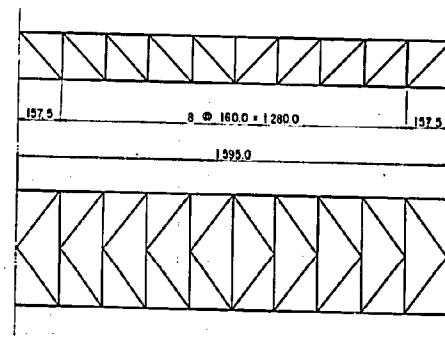
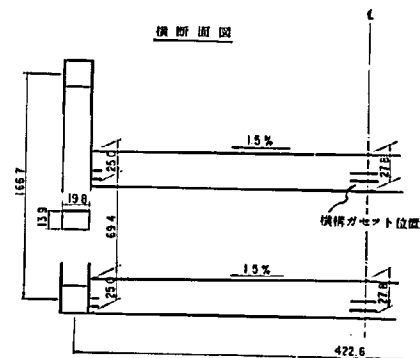
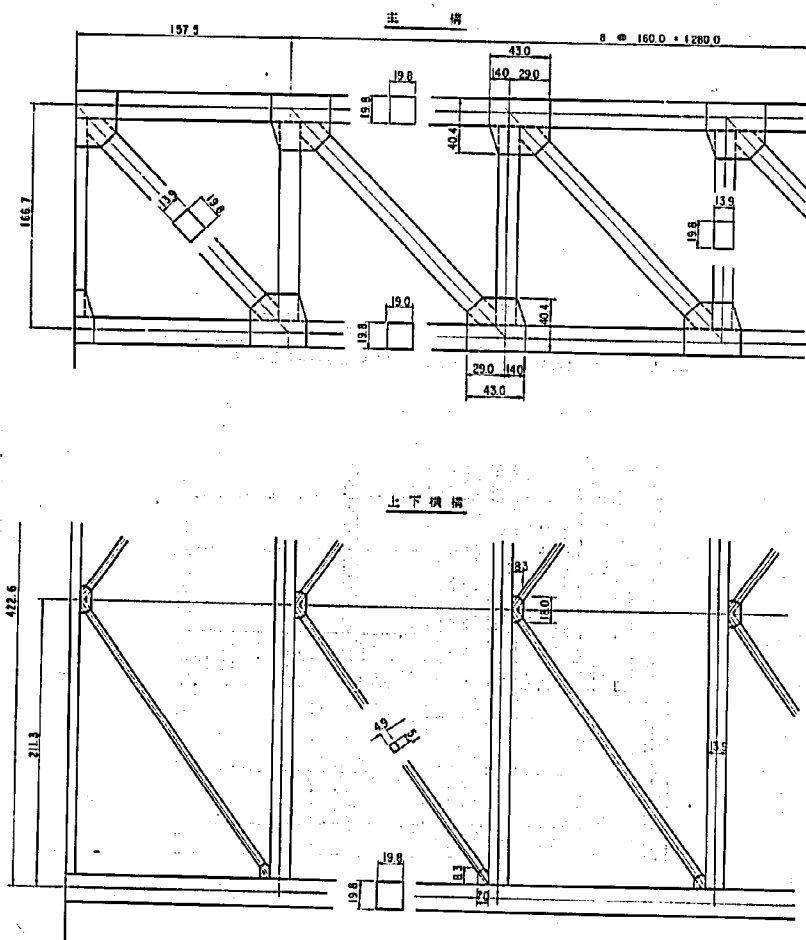
高欄・中央分離帯

-22-



(注) カッコ内は端横桁間

図 2.3(3) 横浜航路横断橋風洞模型 (原設計案)



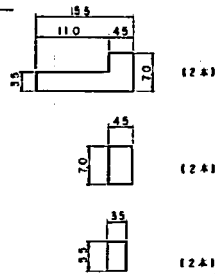
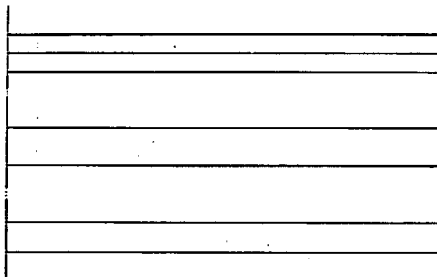
注)・床版は木ネジどめ

図 2 3 (4) 横浜航路横断橋風洞模型 (原設計案)

橋梁航路橋断橋
模型トラス
構造研究室

高橋・中央分離帯

L=15250



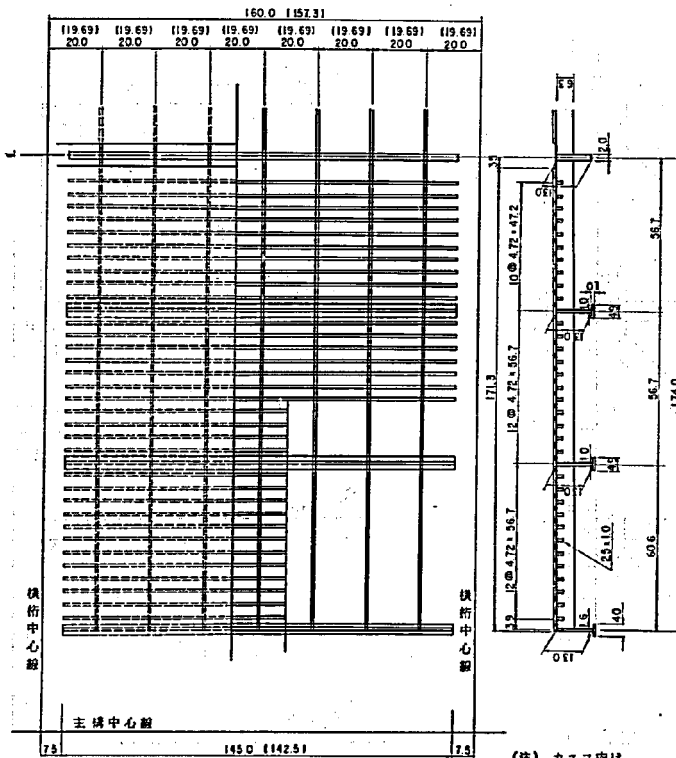
スペーサー



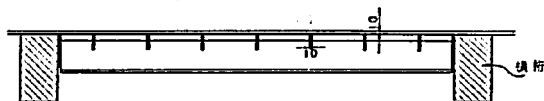
1. 材質は1mmのアクリル
2. $\Delta = 5, 10, 15$ mm の3種類
3. 各66個作成

下路床版

横浜航路横断橋
模型高橋・分離帯
構造研究室



(注) カッコ内は
増橋幅間



横浜航路横断橋
模型下路床版
構造研究室

図2.3(5) 横浜航路横断橋風洞模型(原設計案)

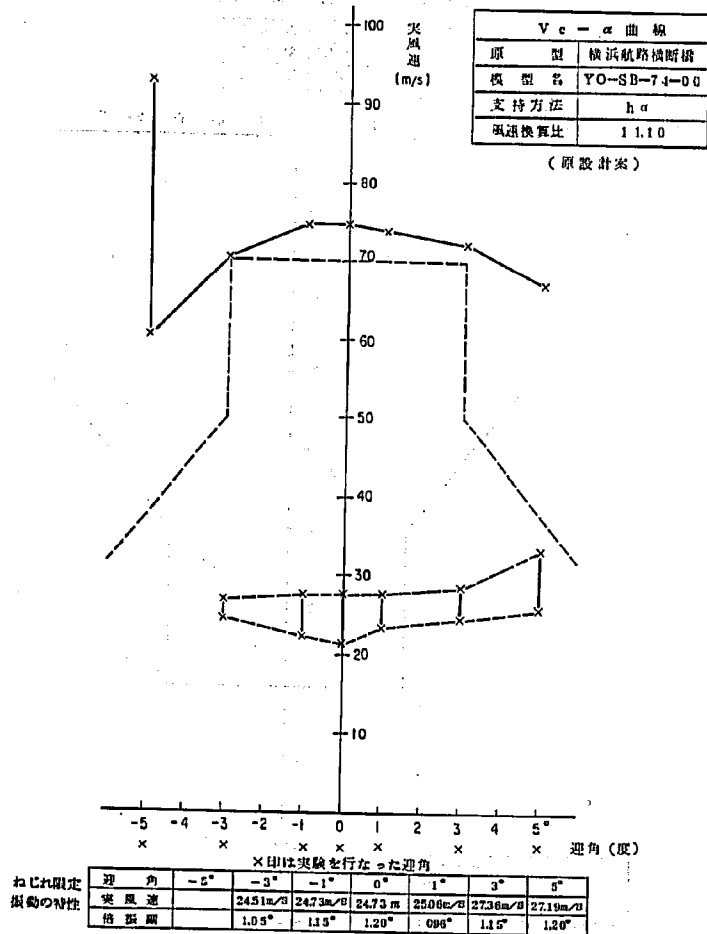


図 2.4(1) Vcr ~ α 曲線

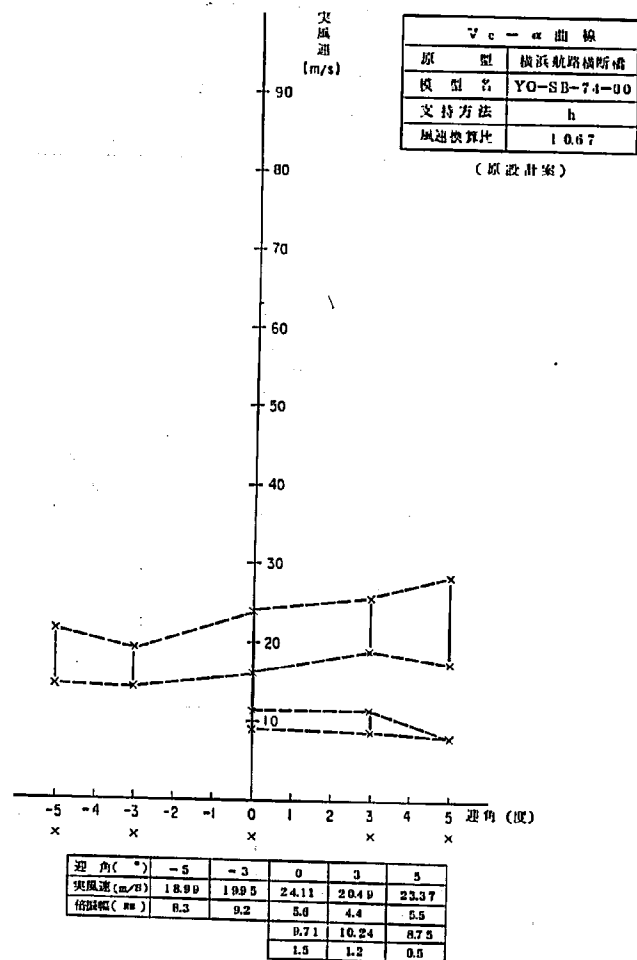


図 2.4(2) Vcr ~ α 曲線

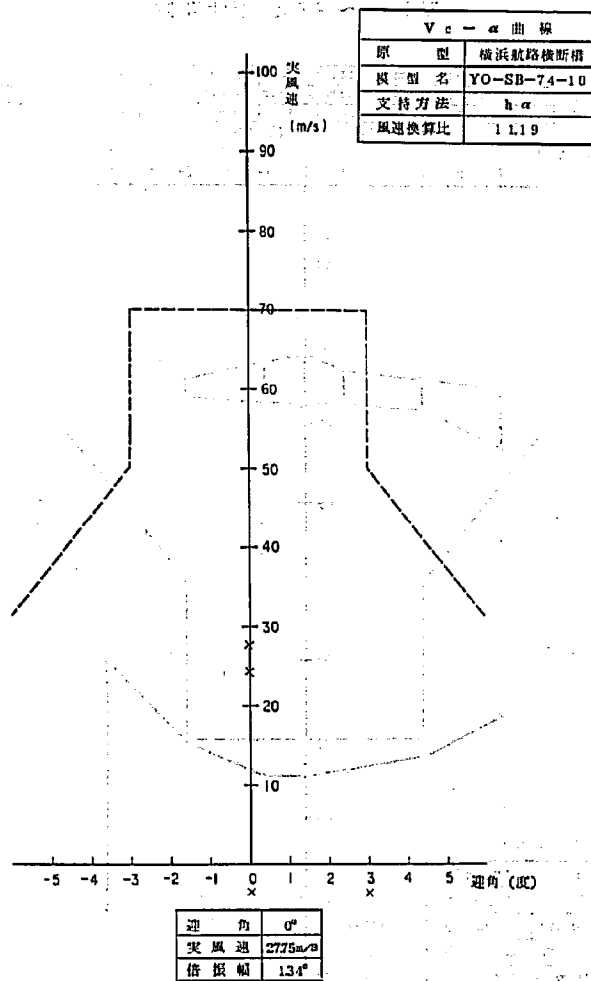


図 2.4(3) Vc ~ α 曲线

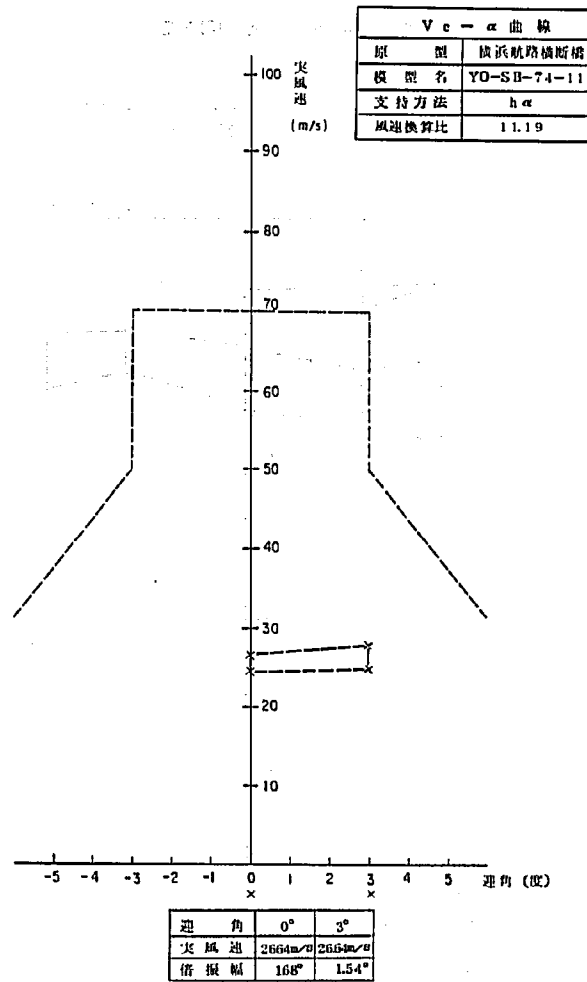


図 2.4(4) Vc ~ α 曲线

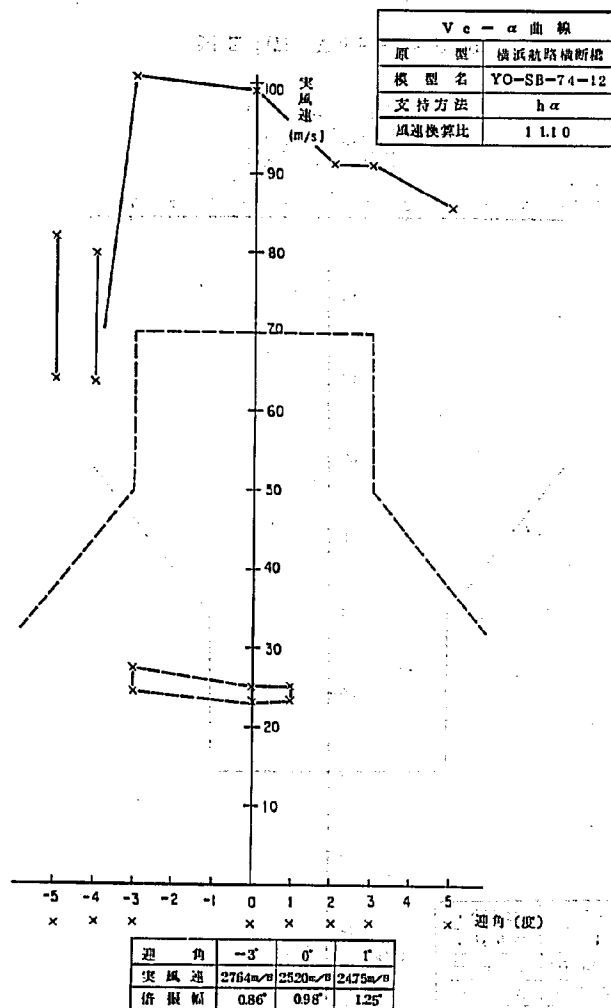


図 2.4 (5) $V_{cr} \sim \alpha$ 曲线

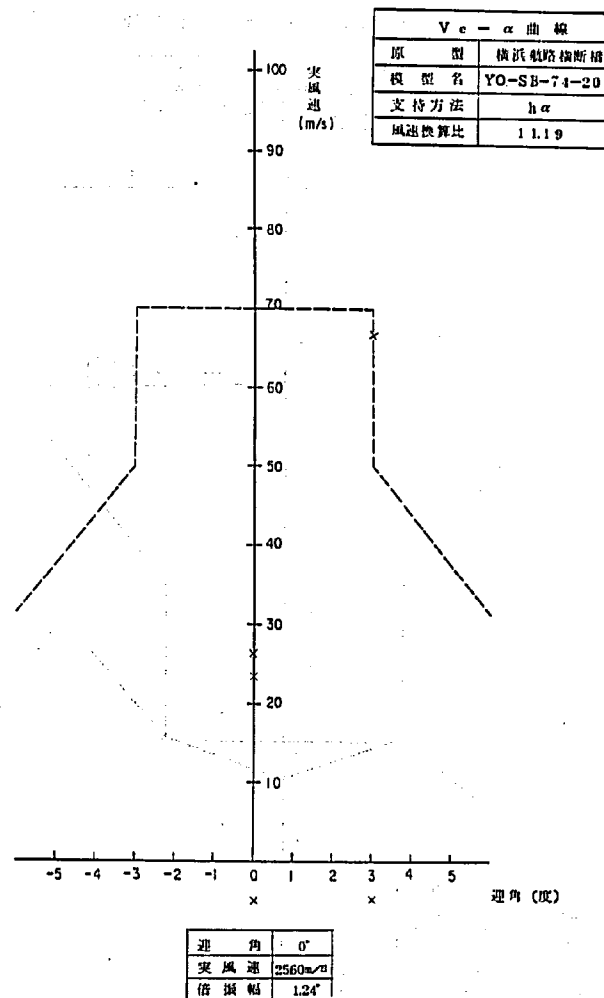


図 2.4 (6) $V_{cr} \sim \alpha$ 曲线

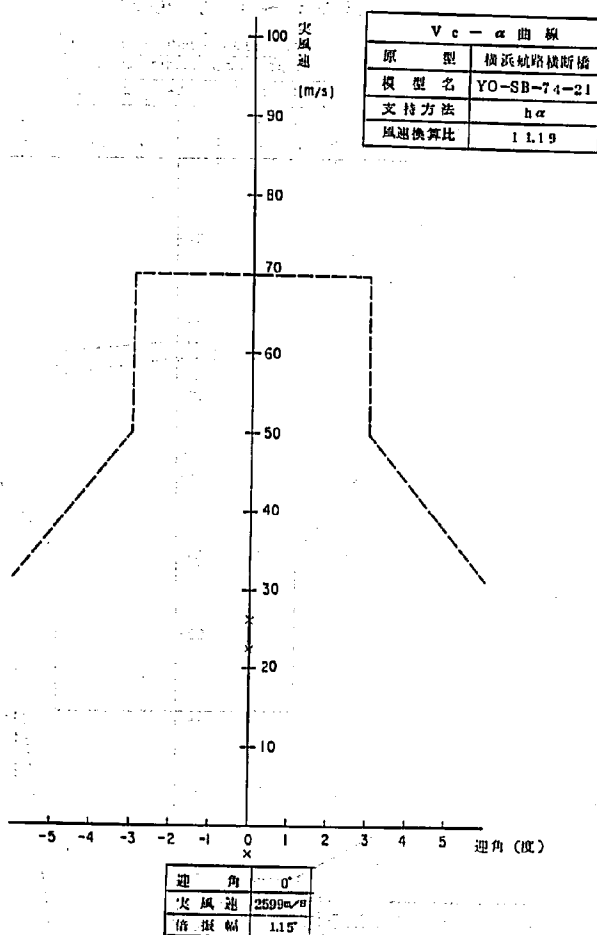


図 2.4(7) Vcr ~ α 曲线

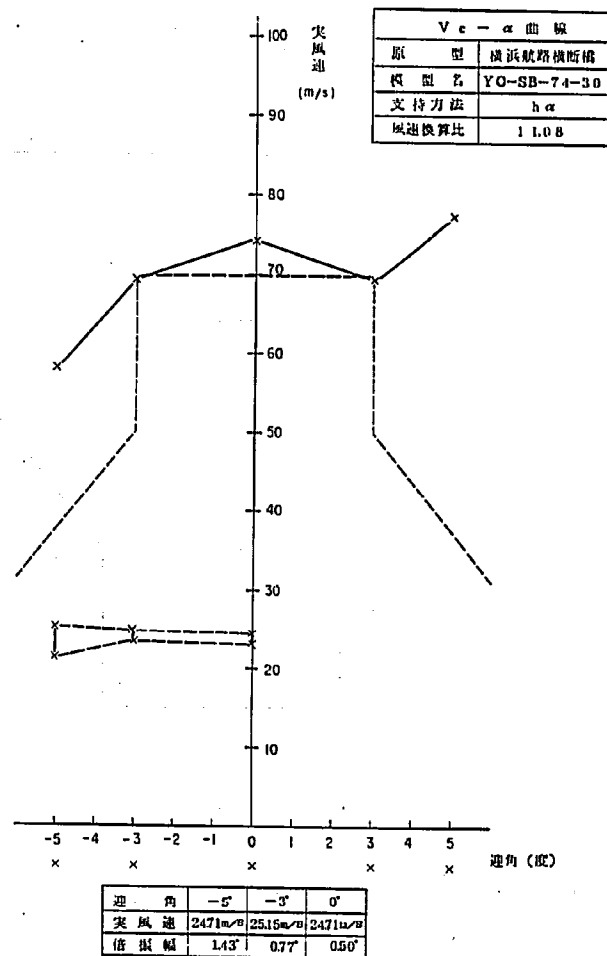
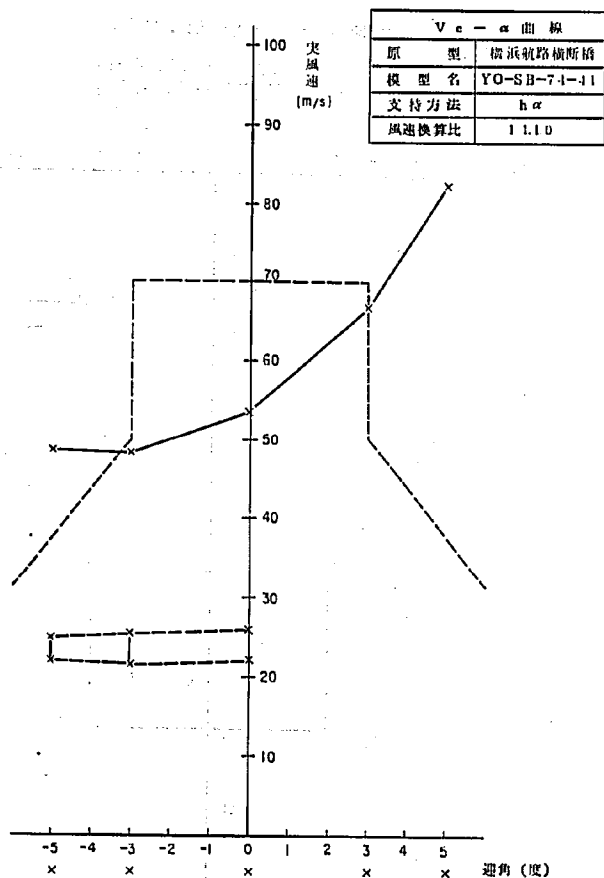


図 2.4(8) Vcr ~ α 曲线



迎 角	-5°	-3°	0°
実 風 速	2475m/s	2342m/s	2520m/s
倍 振 幅	1.65	1.43	0.77

図 2.4 (9) $V_{cr} \sim \alpha$ 曲线

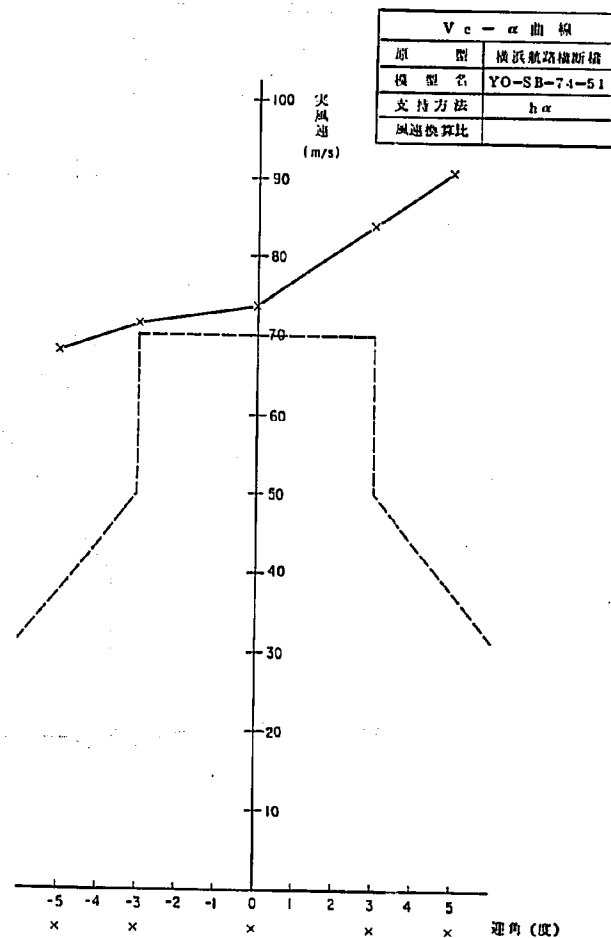
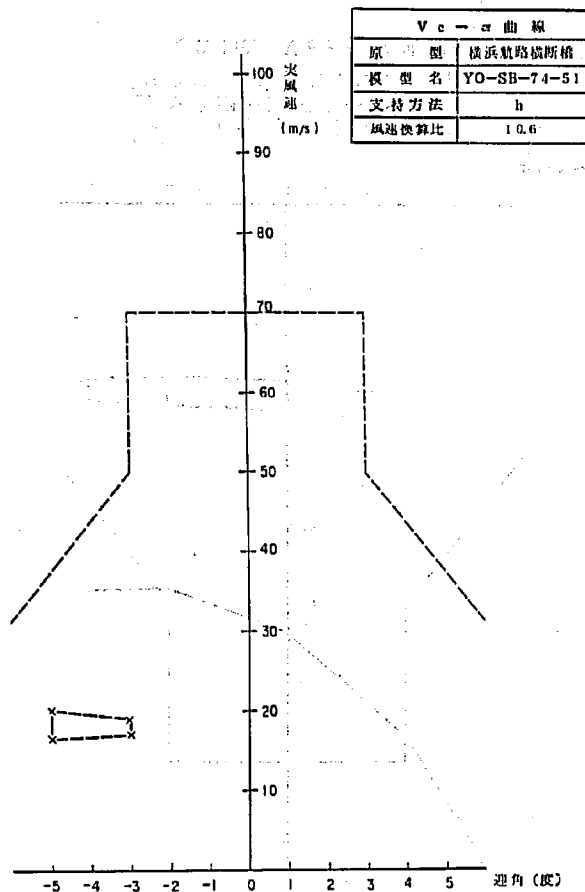
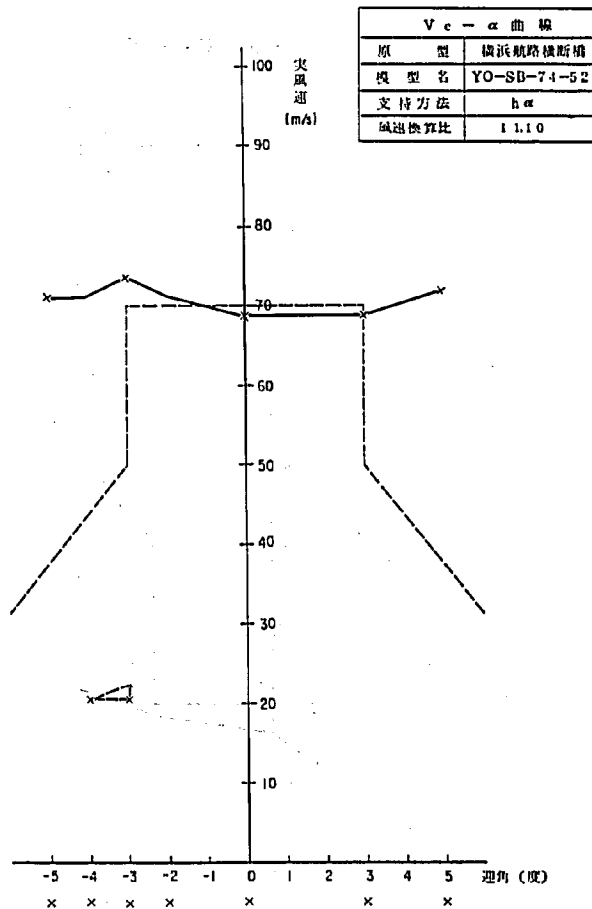


図 2.4 (10) $V_{cr} \sim \alpha$ 曲线



迎 角	-5°	-3°
実 風 速	1732m/s	1843m/s
倍 風 幅	1.81'	3.11'

図 2.4(1) Vcr ~ α 曲線



迎 角	-4°	-3°
実 風 速	2053m/s	2053m/s
倍 風 幅	0.35'	0.60'

図 2.4(2) Vcr ~ α 曲線

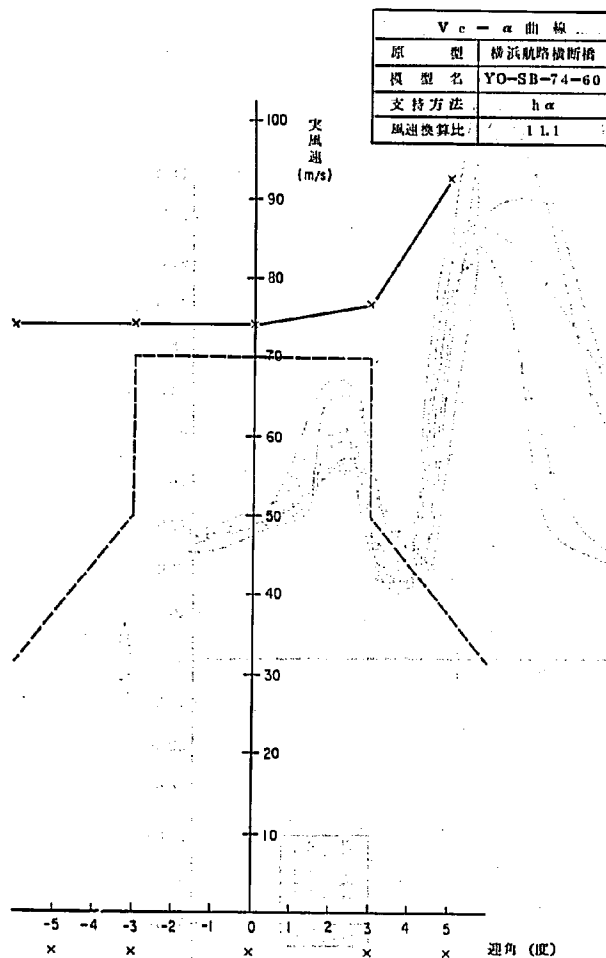


図 2.4 (13) Vc ~ α 曲線

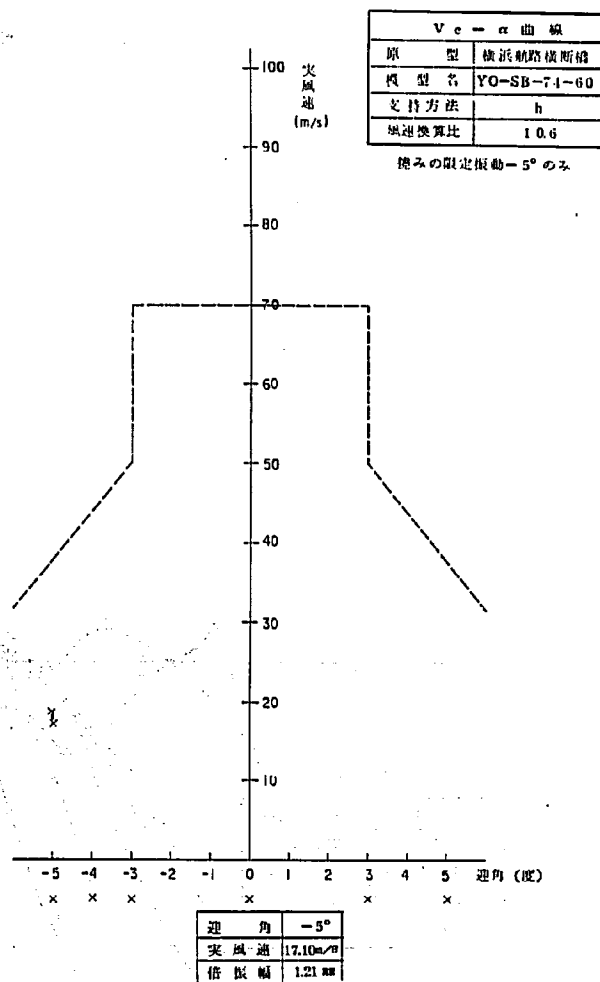


図 2.4 (14) Vc ~ α 曲線

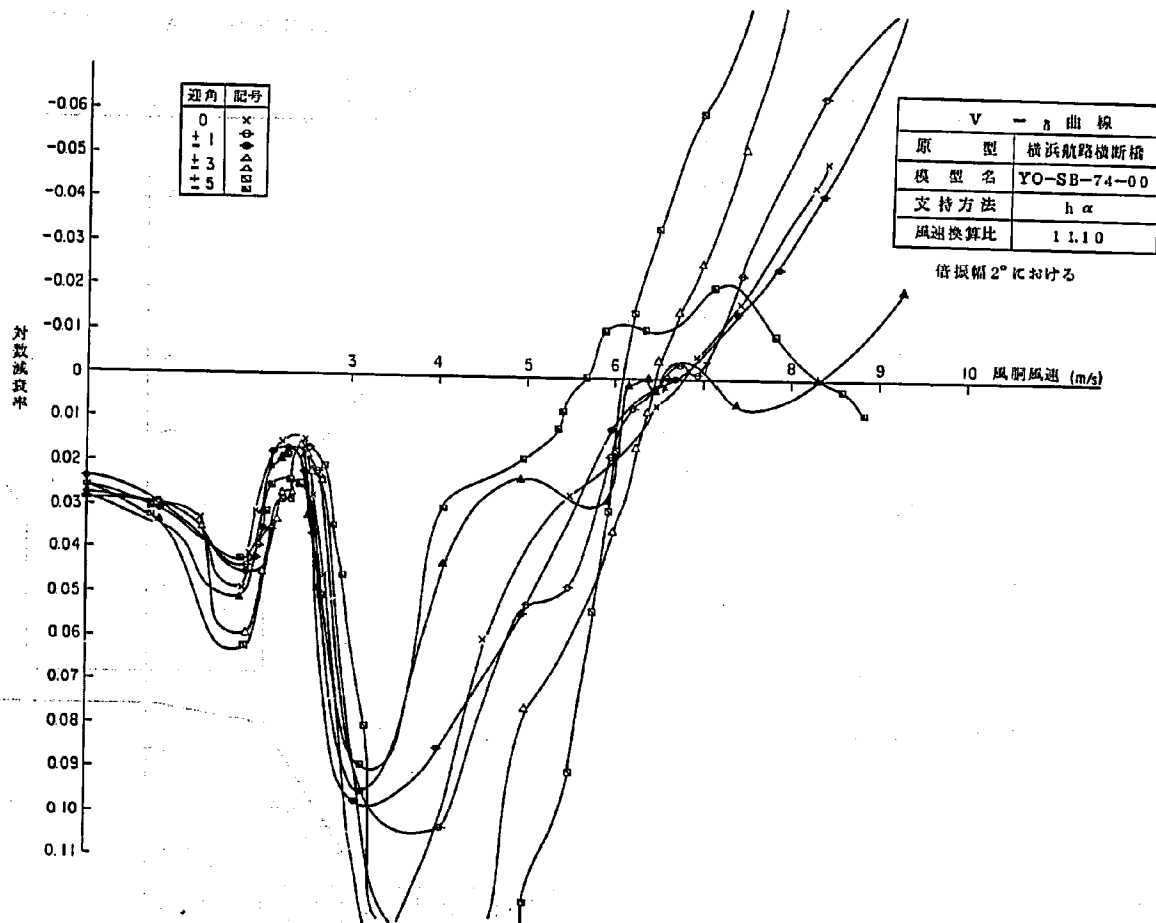


図 2.5(1) V ~ δ 曲線

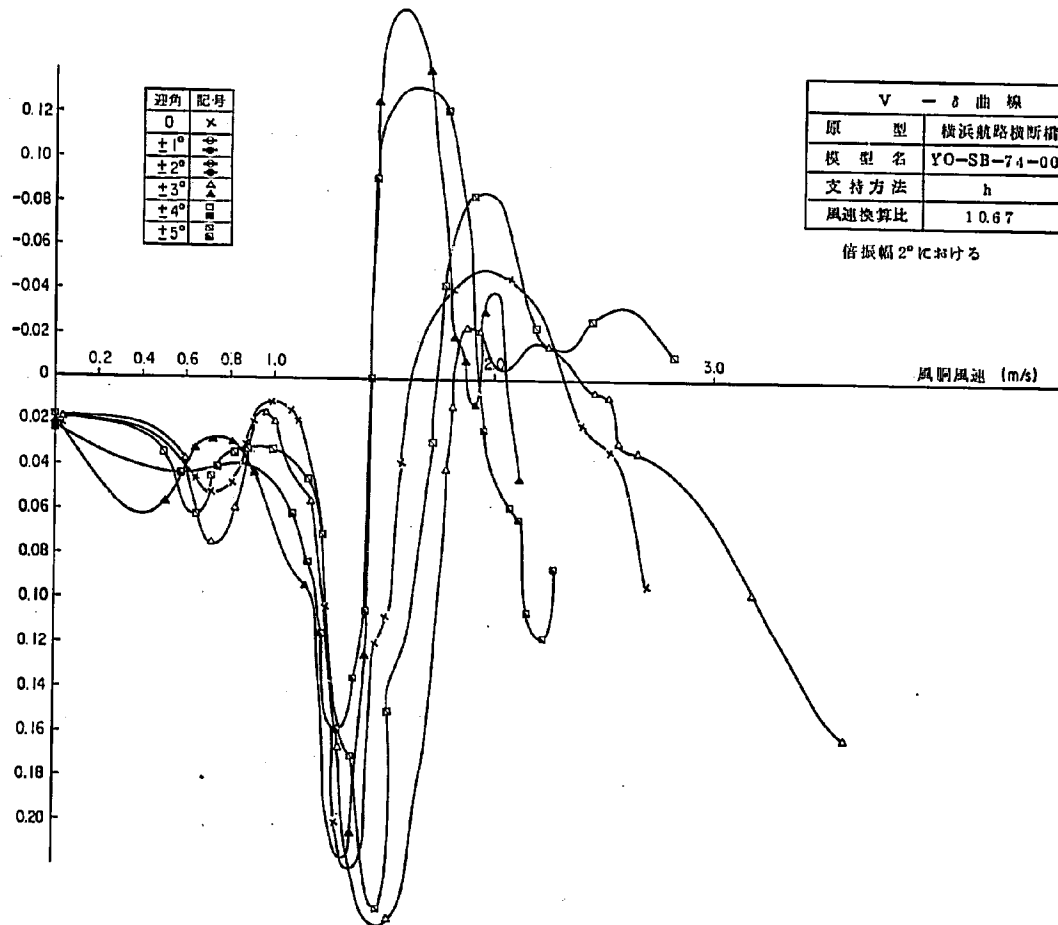


図 2.5(2) V ~ δ 曲線

3. トラスの立体解析に関する文献調査

3.1 まえがき

3.2 トラスの立体解析手法

3.2.1 小松理論（薄肉弾性ばり理論によるトラスのねじり解析）1) 2) 3) 4)

3.2.2 薄肉せん断場理論によるトラスのねじり解析
1) 5)

3.2.3 Batho の方法によるねじり解析 1) 6) 7)

3.2.4 変形法を用いたトラスのねじり解析

3.3 横浜航路横断橋梁の主構ねじり剛性の推定における問題点

3.4 今後の問題点

3. トラスの立体解析に関する文献調査

3.1 ま え が き

現在のトラスの一般的な慣用計算法では、鉛直面内に対しては横桁を主構支点で支えられた単純梁とみなして、支点反力の影響線を利用して外荷重を片側主構当りの荷重に分配（いわゆる1-0分配法）し、その荷重に対して平面トラス解析を行なっている。風・地震・車両走行に伴う横荷重などの水平横荷重に対しても、上下の横構をそれぞれ上下弦材と共に平面トラスとして計算されている。対傾構の役割りとしては、橋の立体的機能の確保、剛性の保持等が考えられるが、主構・床組・横構をおのおの独立に分離して設計を行なう慣用設計法では、応力の面から対傾構の部材を定めることができず、道路橋示方書においても、「トラスの各格点には対傾構を設けるのを原則とする。上路トラスには床げたと下弦材との間の全高にわたってトラスを組むことを原則とする。上路トラスの支点上の対傾構はとくに理由がないかぎりトラスを組んで十分な剛性を確保し、かつ上弦材に作用する横荷重の全反力を支点に伝える能力をもたなければならない。」と定めているだけで、細長比から定まる部材を用いて、経験的に設計がなされているのが現状である。

現在計画中の本州四国連絡橋、東京湾岸道路や伊勢湾岸道路には、ダブルデッキトラス形式の橋梁が含まれているが、これらの橋梁には、下路デッキに鉄道あるいは道路を配置するために、空間的な制限から床げたと下弦材との間に全高にわたる充分な対傾構を組むことができず、対傾構のせん断剛性の低下が心配される。特に本州四国連絡橋のように列車荷重が偏心載荷する場合には、せん断剛性の低下による横断面形状の変形が起こると考えられ、トラス各部の各種力学量に及ぼす影響が憂慮される。このような断面変形の影響は従来の平面解析では取り扱い不可能であり、しかもねじれに伴う力学諸量が設計の際に支配的因子となる可能性もあるので、トラス全体について立体解析を行ない、その立体的力学特性を明らかにしておく必要がある。

土木学会・本州四国連絡橋綱上部構造研究小委員会・解析分科会では、このような問題に対して種々の検討がなされたが、この中で提出された資料からトラスの立体解析法に関して小松理論を中心に紹介し、さらに東京湾岸道路の一部として設計が進められている横浜軌路横断橋（ダブルデッキトラス補剛斜張橋）のねじり剛性推定における問題点を指摘した。

3.2 トラスの立体解析手法

3.2.1 小松理論（薄肉弾性ばり理論によるトラスのねじり解析）¹⁾²⁾³⁾⁴⁾

この理論は、本来離散的なトラスを換算剛性を用いて薄肉断面ばりに置換し、ウラソフが展開した薄肉弾性ばり理論によって、変形および部材力を連続解として求め、再び離散

的力学量としての部材力に還元する方法である。この方法は、トラスを立体骨組構造としてマトリックス構造解析を行なう方法に比して、計算機の記憶容量、計算時間の制約を受けない、部材数・節点数にほとんど関係なく、極めて短時間で計算ができる利点をもっている。またこの理論は微分方程式で表現されるために、トラスの立体的構造特性を支配する重要な無次元パラメーターを見出すことができ、パラメーター解析によってトラスの立体特性を把握することができる。ここで展開したウラソフの一般化座標を用いた薄肉弾性ばり理論は、断面変形、断面のそりを考慮に入れており、対傾構のせん断剛性の低下が問題となる場合には極めて有効である。

この理論には次の仮定が用いられている。

- (1) 左右の主構・上下横構とも同一である二軸対称断面である。
- (2) 主構腹材と横構は、それらの面内のせん断変形だけに抵抗する板場に置換しうる。
- (3) 対傾構も同様にせん断変形に抵抗する板場に置換しうるが、その間隔は支間に比して小さく配置されているものとし、対傾構応力は橋軸方向に分布力として取り扱う。

(a) 基礎方程式の誘導

図-3・1(a), (b), (c)に示すように、せん断力 Q が作用するトラス構面の1パネルに着目して、その間に生じるせん断変形と等価な変形を生ずる平板の板厚をトラス構面の換算板厚と称する。ねじりモーメントを受ける場合、構面のせん断力 Q によって生ずる B 点の A 点に対する相対変位 η は、図-3・1(d)のように骨組構成の影響を受け、せん断流が弦材を流れる場合と、流れない場合とで異なる。またワレン形式の斜材を有する場合と、ハウ・プラット形式の斜材を有する場合とは垂直材の影響の有無が相違する。 η を次式で表わす。

$$\eta = \zeta Q \quad (3 \cdot 1)$$

縦横の辺長が s 、 λ で厚さ t なる板のせん断力 Q による相対変位量 η は、

$$\eta = \frac{Q \lambda}{G t s} \quad (3 \cdot 2)$$

式 (3・1), (3・2) を等置して、換算板厚式は、

$$t = \frac{\lambda}{G \zeta s} \quad (3 \cdot 3)$$

となる。図-3・2に代表的なトラス構面の板厚式を示す。

対傾構のせん断剛性については、図-3・3に示すようなせん断力 Q によって生ずる対傾構のせん断変形の半分で定義される断面変形（ずれ角） θ と、せん断力 Q の構成する

断面変形に関係する偶力 $T_\theta = 2Qb$ の間に次の関係を与える。

$$r\theta = 2Qb \quad (3.4)$$

トラス橋では、スパン長に対して比較的短い間隔で密に対傾構が配置されているものと考え、式(3.4)で定義される対傾構剛性 r をトラスの橋軸方向に分布した抵抗力とするために、格間長 λ で割って

$$r = \frac{r}{\lambda} \quad (3.5)$$

r を平均化した対傾構のせん断剛性と呼ぶ。

一般的な対傾構について、 r 値を求めるためには、図-3.4のように対傾構の左端A、Dを単純支持し、右端BまたはC点に集中荷重 Q を作用させたときのB点、C点の鉛直たわみの平均を δ として次式に代入する。

$$r = \frac{4Qb^2}{\lambda \delta} \quad (3.6)$$

図-3.5のような対傾構に対して r 値の実用式は次式で与えられる。

$$(a) \quad r = \frac{8EAs h^2 \sin^2 \phi}{\lambda b} \quad (3.7)$$

$$(b) \quad r = \frac{48E \left(\frac{b}{I_1} + \frac{6h}{I_2} + \frac{b}{I_3} \right)}{\lambda \left(\frac{3h^2}{I_2^2} + \frac{2bh}{I_1 I_2} + \frac{2bh}{I_2 I_3} + \frac{b^2}{I_1 I_3} \right)}$$

トラスにねじり荷重が作用した時、図-3.6に示す3つの変形の自由度を与える。即ち、軸方向にそり、断面内には回転角と断面変形を考える。任意点の軸方向変位 $u(z, s)$ と薄肉中心線方向の変位 $v(z, s)$ を次式のように変数分離形で表わす。

$$\begin{aligned} u(z, s) &= w(z) \phi(s) \\ v(z, s) &= \varphi(z) \psi_1(s) + \theta(z) \psi_2(s) \end{aligned} \quad (3.8)$$

ここで $\phi(s)$, $\psi_1(s)$, $\psi_2(s)$ は上記3つの変位成分に対応する断面内の基本モードであり、 $w(z)$, $\varphi(z)$, $\theta(z)$ はそれぞれ対応するスパン方向分布である。

$u(z, s)$, $v(z, s)$ から任意点の応力 σ , τ を求め、薄肉要素に作用する応力間のつり合い条件式に仮想変位の原理を適用すると、次の微分方程式が得られる。

$$aw''(z) - b_1 w(z) - b_2 \varphi'(z) - b_3 \theta'(z) = 0$$

$$b_2 w'(z) + b_1 \varphi'(z) + b_2 \theta''(z) + m_t = 0 \quad (3 \cdot 9)$$

$$b_1 w'(z) + b_2 \varphi''(z) + b_1 \theta''(z) - r \theta(z) + m_\theta = 0$$

ここに

$$a = \frac{1}{4} E A c b^2 h^2$$

$$b_1 = \frac{G(b t_1 + h t_2) b h}{2}$$

$$b_2 = \frac{G(b t_1 - h t_2) b h}{2}$$

$t_1 (t_2)$: 主構 (横構) 換算板厚 $A c$: 弦材断面積

b : トラス幅

h : トラス高

新しい関数 $f = f w(z) dz$ を導入すると, 式 (3・9) より

$$w = f'$$

$$\theta = \frac{a}{r} f' N + \frac{m_\theta}{r} \quad (3 \cdot 10)$$

$$\varphi = -\frac{b_1}{b_2} \cdot \frac{a}{r} \cdot f' N + \frac{a}{b_2} f'' - \frac{b_1}{b_2} f' - \frac{b_1}{b_2 r} m_\theta$$

式 (3・9) の第 2 式に式 (3・10) を代入して f のみで表わすと, 断面変形を考慮し

た 2 軸対称箱型トラスの曲げねじりに関する基礎方程式が得られる。

式 (3・10) の第 1 式に式 (3・10) を代入して f のみで表わすと, 断面変形を考慮し

$$f^{VI} - 2r^2 f^{IV} + S^4 f'' - \frac{b_2 r}{a(b_1^2 - b_2^2)} m_t + \frac{1}{a} m_\theta = 0 \quad (3 \cdot 11)$$

$$r^2 = \frac{b_1 r}{2(b_1^2 - b_2^2)} ; S^4 = \frac{r}{a} \quad (3 \cdot 12)$$

断面力を f で表わすと,

ねじれモーメント

$$T = -\frac{a}{r} \cdot \frac{b_1^2 - b_2^2}{b_2} f' + a \cdot \frac{b_1}{b_2} f''' - \frac{b_1^2 - b_2^2}{b_2} f' - \frac{b_1^2 - b_2^2}{b_2 r} m_\theta$$

$$\text{ずれモーメント} \quad T_\theta = a f''' \quad (3 \cdot 12)$$

$$\text{バイモーメント} \quad M_W = -a f''$$

(b) 基礎方程式の解

式(3・11)の一般解は r と s の大小によって、以下の3通りに分けられる。

(i) $r > s$ の時

$$f = C_1 \cosh az + C_2 \sinh az + C_3 \cosh \beta z + C_4 \sinh \beta z \\ + C_5 z + C_6 + \frac{b_2 m t}{2(b_1^2 - b_2^2)} z^2 \quad (3 \cdot 13)$$

$$\alpha = \sqrt{r^2 + \sqrt{r^4 - s^4}}, \quad \beta = \sqrt{r^2 - \sqrt{r^4 - s^4}}$$

(ii) $r = s$ の時

$$f = C_1 \cosh az + C_2 \sinh az + C_3 z \cosh az + C_4 z \sinh az \\ + C_5 z + C_6 + \frac{b_2 m t}{2(b_1^2 - b_2^2)} z^2 \quad (3 \cdot 14)$$

(iii) $r < s$ の時

$$f = C_1 \cosh az \sin \beta z + C_2 \cosh az \cos \beta z + C_3 \sinh az \cos \beta z \\ + C_4 \sinh az \sin \beta z + C_5 z + C_6 + \frac{b_2 m t}{2(b_1^2 - b_2^2)} z^2 \quad (3 \cdot 15)$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{s^2 + r^2}{2}}, \quad \beta = \sqrt{\frac{s^2 - r^2}{2}}$$

境界条件から積分定数を定め、解(15)が決定すると式(3・12)に代入して、連続体としての断面力を得る。この断面力をトラスとしての部材力に還元する際には、骨組構成の影響をうけるので、計算式の詳細は文献¹⁾にゆずる。

(c) 妥当性の検証

この理論の妥当性を検証するために、縮尺模型を用いたねじりに関する実験が大阪大学で行なわれた。模型は2種類用いられたが、それぞれ木四連絡橋明石-鳴門ルート of 1500 m 級吊橋の補剛トラスとして基本設計されたもの(トラス高 12 m, 主構間隔 36 m)と、兎島-坂出ルート of 吊橋アプローチ部の箱型トラス橋の一試案(トラス高 15 m 主構間隔 21 m)として計画されたものを 1/10 に縮小したもので、橋軸方向に 10 パネル分取り出して、大規模な実験が実施された。吊橋トラス模型については、逐次対傾構を取り外して8種類の端対傾構・中間対傾構の組合せを作り、ねじり変形に対する対

傾構剛性 r の影響が調べられた。

その結果、ウラソフの薄肉弾性ばり理論を適用したこの解析法は、変形量、部材力ともに実験結果によく一致することが確かめられた。また一連の実験から、充分な対傾構剛性を有するトラスでも、ずれ角 θ はねじれ角 φ の 20% にも達することも明らかとなった。

(d) パラメーター解析

小公理論の特徴の一つとして、微分方程式の解からトラスの立体的力学特性を表わす無次元パラメーターを見出し、数多くのパラメーター解析によって、トラス橋の立体特性を把握することができるが、その結果が文献¹⁾に報告されている。パラメーターとしては次の4つが用いられた。

- (1) $u\ell$: ねじり剛性と曲げねじり剛性の比とスパンに関係する量

$$u\ell = \sqrt{\frac{GJ}{a}} \cdot \ell \quad GJ = \frac{b_1^2 - b_2^2}{b_1}$$

- (2) $r\ell$: 対傾構剛性とねじり剛性の比とスパンに関係する量

$$r\ell = \sqrt{\frac{r}{2GJ}} \cdot \ell$$

- (3) ρ : 両構面の幅厚比関数

$$\rho = \frac{4 \frac{t_2 h}{t_1 b}}{\left(1 + \frac{t_2 h}{t_1 b}\right)^2}$$

- (4) C : 端対傾構と中間対傾構のせん断剛性比

$$C = \frac{r_0}{\lambda r} \quad r_0 : \text{端対傾構のせん断剛性}$$

これらのパラメーターを用いた解析結果から、ダブルデッキトラスに関係するものを以下にあげる。

- (1) ダブルデッキ構造では、 $r\ell$ 値は上路トラス程は大きくなく、 C 値は下路トラスのようには大きくならないので、等分布ねじり荷重を受ける場合には端部に生ずる変形を無視することができない。
- (2) 構面の傾斜角 $\varphi + \theta$ が問題となる場合、ずれ角 θ の影響を無視することは危険である。
- (3) 等分布横荷重を受ける場合、中間対傾構を通して上横構面に作用した横荷重の大部分が下横構に伝達されるために、下横構の支点付近せん断力は非常に大きくなる。

3.2.2 薄肉せん断場理論によるトラスのねじり解析¹⁾⁵⁾

この理論の仮定は、小松理論とほとんど同じであるが、上下横構と上下弦材が上下で異なる一軸対称断面についても解析できる特徴をもっている。

3.2.3 Batho の方法によるねじり解析¹⁾⁶⁾⁷⁾

ねじり荷重を受ける立体トラス橋の解析を平面トラスに帰着させて解く方法であり、相似な2枚の平面トラスを平行に配置して主構とし、両主構と直交するように配置された横構と橋門構によって立体的な構造物とした、いわゆるプリズム状トラスに適用されるものであって、理想化したトラスを考えているため部材の二次応力やねじり剛性の影響は無視される。

この方法には以下の仮定がもうけられている。

- (1) 主構は2枚であって、それぞれが安定な平面構造物である。
- (2) 左右の主構は構造力学的に相似であって、たがいに平行に配置されている。
- (3) トラスの全節点はすべてボールジョイントであり、部材端のあらゆる回転に対して拘束を加えない。したがって、主構は単独ではその面と交わる向きの外力に抵抗できない。
- (4) 両主構は、横構および対傾構によってたがいに結合されている。
- (5) 横構、対傾構はそれぞれ長方形平面トラスまたはその組み合わせであって、個々の平面は主構と直交する。
- (6) 支点は主構に取り付けられる。
- (7) 橋門構は横構の一部と見なされる。

3.2.4 変形法を用いたトラスのねじり解析¹⁾⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾¹³⁾¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾¹⁷⁾¹⁸⁾¹⁹⁾²⁰⁾²¹⁾²²⁾²³⁾²⁴⁾²⁵⁾²⁶⁾²⁷⁾²⁸⁾²⁹⁾³⁰⁾³¹⁾³²⁾³³⁾³⁴⁾³⁵⁾³⁶⁾³⁷⁾³⁸⁾³⁹⁾⁴⁰⁾⁴¹⁾⁴²⁾⁴³⁾⁴⁴⁾⁴⁵⁾⁴⁶⁾⁴⁷⁾⁴⁸⁾⁴⁹⁾⁵⁰⁾⁵¹⁾⁵²⁾⁵³⁾⁵⁴⁾⁵⁵⁾⁵⁶⁾⁵⁷⁾⁵⁸⁾⁵⁹⁾⁶⁰⁾⁶¹⁾⁶²⁾⁶³⁾⁶⁴⁾⁶⁵⁾⁶⁶⁾⁶⁷⁾⁶⁸⁾⁶⁹⁾⁷⁰⁾⁷¹⁾⁷²⁾⁷³⁾⁷⁴⁾⁷⁵⁾⁷⁶⁾⁷⁷⁾⁷⁸⁾⁷⁹⁾⁸⁰⁾⁸¹⁾⁸²⁾⁸³⁾⁸⁴⁾⁸⁵⁾⁸⁶⁾⁸⁷⁾⁸⁸⁾⁸⁹⁾⁹⁰⁾⁹¹⁾⁹²⁾⁹³⁾⁹⁴⁾⁹⁵⁾⁹⁶⁾⁹⁷⁾⁹⁸⁾⁹⁹⁾¹⁰⁰⁾

変形法による骨組構造物のマトリックス解析法は、材料の弾性と微小変形の仮定のもとにおいては、歴史もあり、ほぼ完成しているといえる。この方法では、対象とする構造物を直接解くので、使用できる計算機的能力や使用するプログラムなどの制限を受けるが、構造物の細部にわたって解析できる所に特徴があり、設計に直接役立つ資料を得ることができる。反面、構造物の全体的な挙動を把握するためには、適当な後処理が必要となる。

以上、小松理論を中心にして、残りの3手法についてはその特徴や用いられる仮定などを述べた。Bathoの方法は非常に特殊な解法であり、変形法を用いたマトリックス法は、すでに多種の汎用プログラムが開発されているが、長大トラスになると節点数、部材数の増加に伴って、計算機からの制約を受ける可能性がある。一方、小松理論は微分方程式で表現されており、計算時間は極めて短かく、また模型実験によってその妥当性が証明されている。

こと、パラメーター解析の有効性等を考慮すると、この理論がトラスの立体解析手法として現状では最も適しているものと思われる。

3.3 横浜航路横断橋梁の主構ねじり剛性の推定における問題点

横浜航路横断橋梁は東京湾岸道路の一部として計画されているダブルデッキ型式の斜張橋であり、その中間対傾構はラーメンタイプであるため、上路トラス橋ほどのせん断剛性は期待できない。したがって、ねじりに対して安全であるか十分に検討を加える必要がある。

この橋梁の概略設計⁸⁾に際して、橋の立体解析がなされている。この解析では、トラスはねじり剛性のみをもつ一本の棒に置換されており、トラスの立体特性を表わす曲げねじり剛性や中間対傾構剛性は考慮されていない。

概略設計検討書によれば、斜張橋の立体解析を行なうために、図-3・7に示すモデルに対して変位法による任意立体骨組構造物解析プログラムを用いている。この図のようにトラスを一本のねじり剛性 GJ を持つ棒と考えるのが報告書の解析法である。

図-3・7の一端固定の丸棒の自由端にねじりモーメント M_t を作用させた時の自由端のねじり角 φ は

$$\varphi = \theta \cdot \ell = \frac{M_t \ell}{GJ} \quad (3 \cdot 16)$$

であるので、図-3・8に示す骨組の自由端に M_t を作用させ、その時の φ から骨組の GJ が推定されている。ここで、 φ の計算には断面変形やそりを考慮に入れた変位法による立体骨組構造解析が用いられ、 $J=7.79\text{m}^4$ を得ている。また、もう一つの方法として、ねじりにより横断形状がゆがまない場合の疑似 BOX としての主構のねじり剛性の推定を行ない、その結果は $J=7.88\text{m}^4$ であった。ところが式 (3・16) で明らかなように、 GJ の値が与えられ M_t が一定の場合には、 φ と ℓ は比例関係にあることになるが、実際のトラスでは小松理論等に示されるように、 φ と ℓ は比例しない。そもそも、トラスの立体特性を表わすパラメータとしては、曲げねじり剛性、ねじり剛性、中間対傾構剛性などがあるが、概略設計検討書では、 GJ の推定には厳密な立体解析を行ないながら、トラスの立体特性を GJ というパラメータだけで表現しようとしたところに矛盾があり、したがって、全体系としての立体解析は信頼性が高いとはいえないと思われる。詳細設計の段階には厳密な立体解析を行なう必要があると考えられる。

3.4 今後の問題点

これまでに述べてきたトラスの立体解析手法は、主構、上下横構、対傾構のみで構成される単純な箱型トラスを対象としていたが、実際にはその上に床板、舗装が付加され、また種々の制約からトラスの組み方が変則になることがある。当研究室では昭和48年度に関門橋

で振動実験を行ない、ねじれ振動数に関して、対称1次モードは補剛トラスの有効高を7.8 mとし、吊構造部の回転中心をトラスの中心に仮定して求めた計算値にほぼ等しいが、高次振動では実測値は計算値に比べて4~6%程度小さく、トラスの有効高はさらに減少するように見受けられる、との結論を得た⁹⁾。吊橋・斜張橋の耐風安定性を考える際には、振動数の推定が重要となり、したがって、ねじり振動数計算には、ねじり剛性の正確な把握が必要であるが、関門橋の吊構造部は、床トラスの上弦材は補剛トラスの上弦材より1.2 m下がった位置に取り付けられており、それ故、補剛トラスのねじれ剛性における有効高さは、上下弦材間隔9 mよりも小さいことが予想される。このような形式のトラスに対して、前述の立体解析手法をそのまま適用することは不可能であり、何らかの工夫が必要と思われる。

また振動数計算に際しては、床版のねじりに対する影響は考慮に入れていないが、床版は縦桁を介してトラスと連結されている限り、トラスの変形とともに応力を持ち、ねじり剛性の一部を受けもつ。この点も実験と計算結果が一致しなかった要因の1つと考えられる。最近、橋梁の床組鋼床版とトラス弦材の合成作用を発揮させる構造が提案されているが、これも床版を積極的に抵抗部材として利用しようとするものであるが、ねじれ振動数計算において、どのようにして床版の影響を取り入れるかは今後明らかにされる必要がある。

参 考 文 献

- (1) 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会・解析分科会；本州四国連絡橋上部構造に関する調査研究資料
- (2) V. Z. Vlasov, 奥村敏恵外共訳；薄肉弾性ばりの理論，技報堂
- (3) 小松・西村・平山；対傾構の変形を考慮した箱型トラスの立体解析，第27回年次講演会 I-31
- (4) 小松・西村・平山；箱型トラス橋の立体的力学特性と強度設計に関する研究，第28回年次講演会 I-30
- (5) 倉方・藤井；箱型トラスのねじり解析について，第28回年次講演会
- (6) C. Batho ; Torsion Stresses in Framed Structures, The Calculation of Torsion Stresses in Framed Structures and Thin-Walled Prisms, Engineering, Oct., 1915
- (7) 伊藤；上路プレートガーダーおよびトラス橋のねじり応力，鉄道技術研究報告，№195 Apr., 1961
- (8) 関東地建東京湾岸道路調査事務所・日本技術開発株式会社；東京湾岸道路一横浜航路横断橋梁概略設計検討報告書
- (9) 建設省土木研究所構造研究室；関門橋振動試験報告書，土研資料931号，昭和49年3月

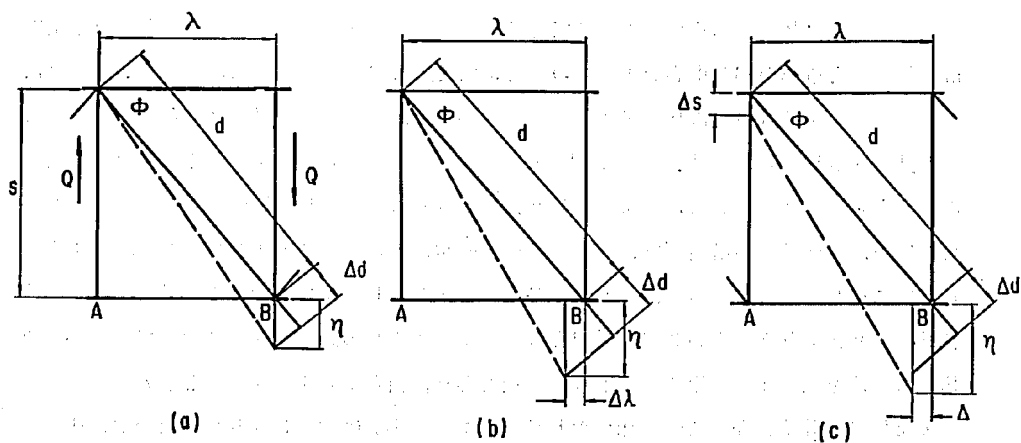
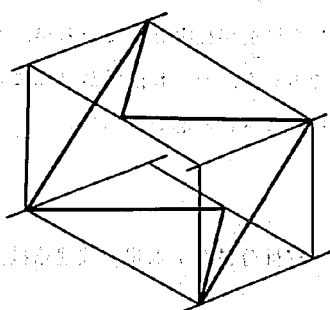
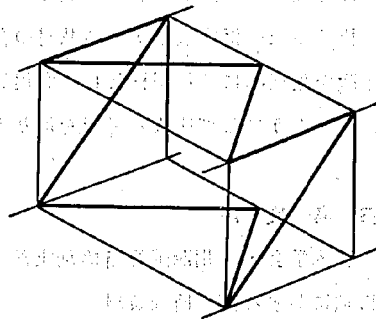


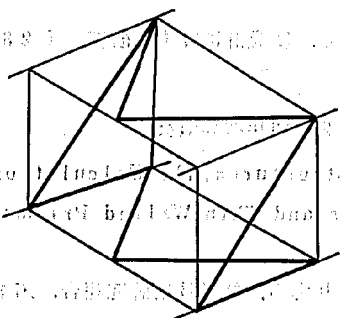
図 3.1 構面せん断変形



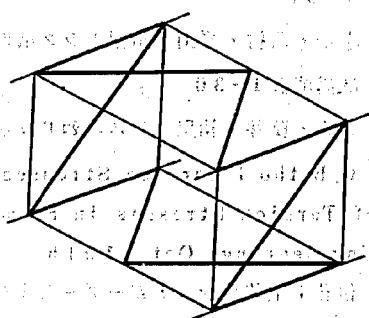
Type 1



Type 2



Type 3



Type 4

図 3.1(d) トラスの骨組構成

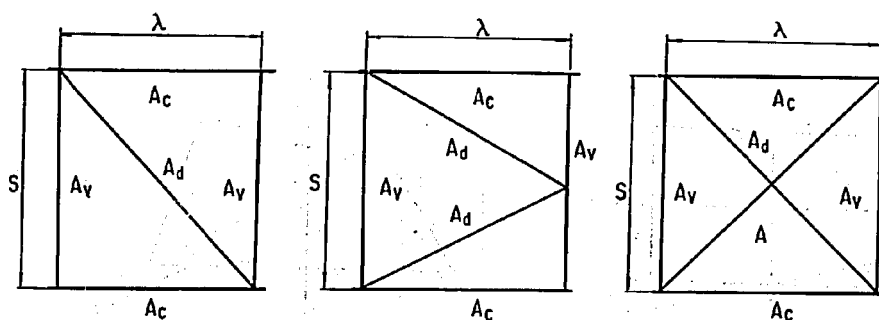


図 2 斜材形式			
	(1)	(2)	(3)
ワレンまたは ダブルワレン	$\frac{E}{G} \frac{s\lambda}{\frac{d^3}{Ad}}$	$\frac{E}{G} \frac{s\lambda}{\frac{2d^3}{Ad}}$	$\frac{E}{G} \frac{s\lambda}{\frac{d^3}{2Ad}}$
プラット、ハウ またはKトラス	$\frac{E}{G} \frac{s\lambda}{\frac{d^3}{Ad} + \frac{h^3}{Av}}$	$\frac{E}{G} \frac{s\lambda}{\frac{2d^3}{Ad} + \frac{h^3}{4Av}}$	

図 3.2 代表的構面の換算板厚

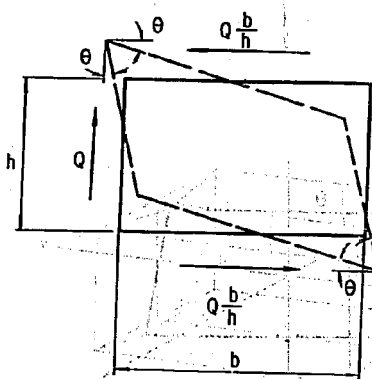


図 3.3 対傾構の変形

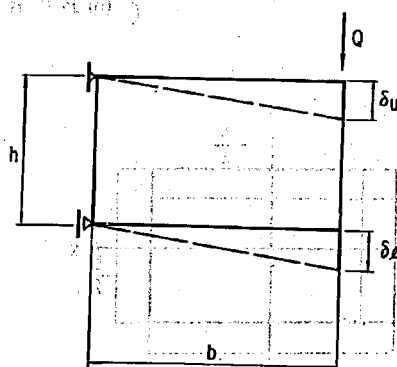


図 3.4 r 値を求める載荷法

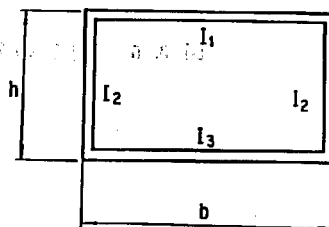
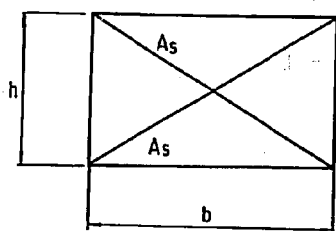
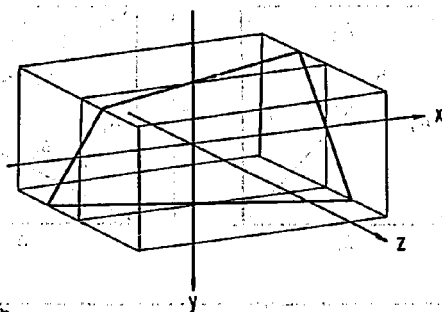
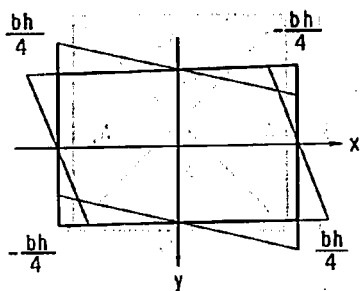
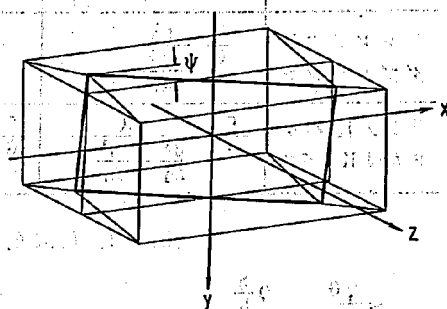
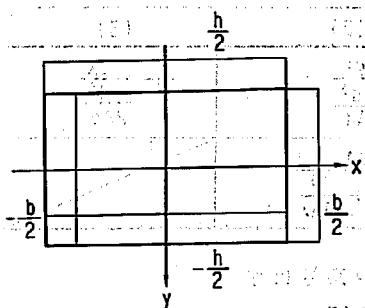


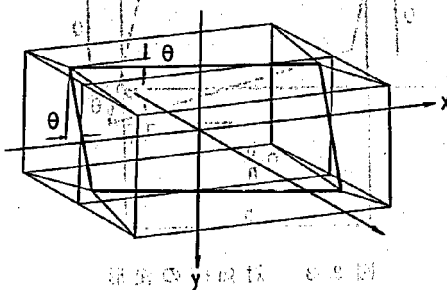
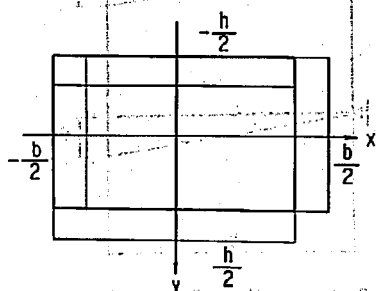
図 3.5 代表的な対傾構



(a) 断面そり

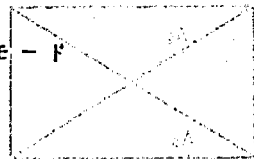
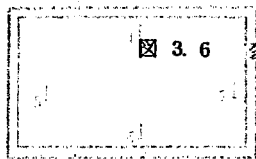


(b) ねじれ



(c) 断面変形 (ずれ)

図 3.6 変形の基本モード



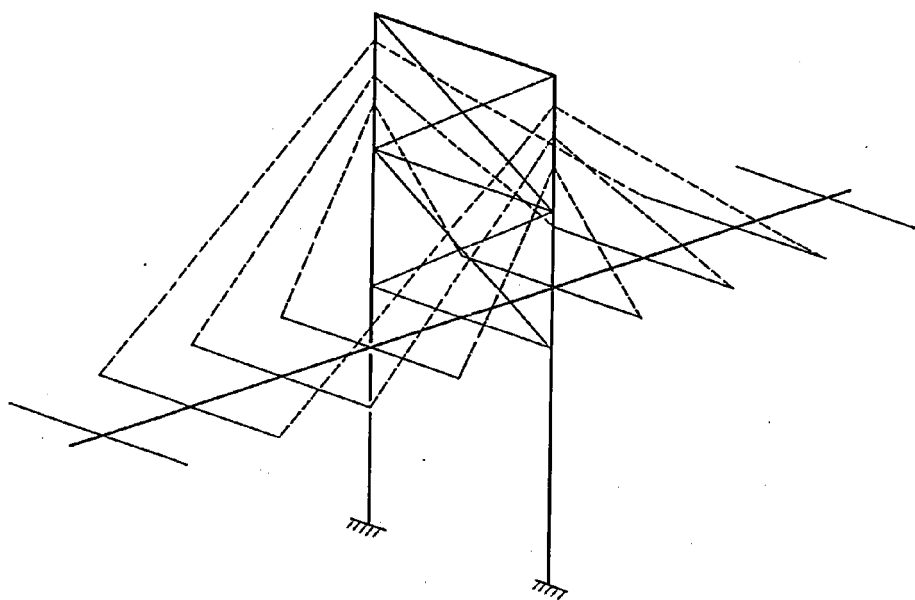


図 3.7 立体解析モデル

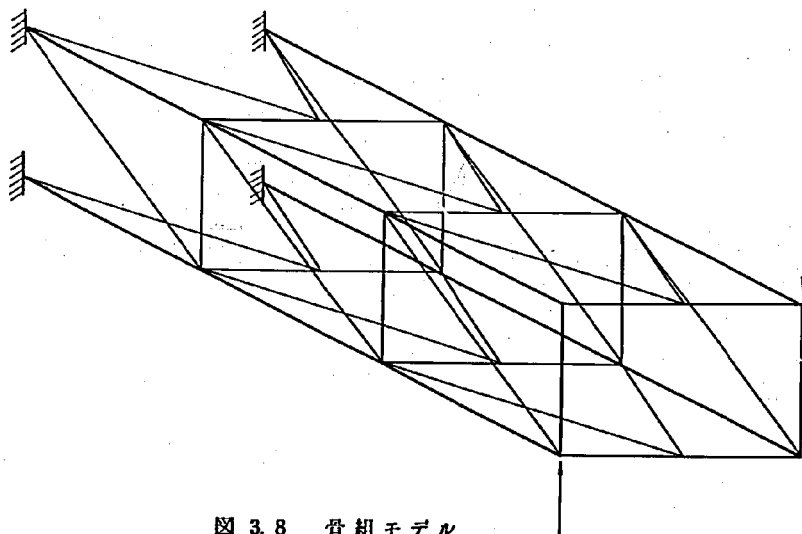


図 3.8 骨組モデル

4. 新水郷大橋の耐風性調査

〔A〕 風洞模型実験

4.1 前年度の調査の概要

4.2 本年度の調査

4.2.1 風洞模型と実験項目

4.2.2 実験結果と考察

〔B〕 架橋地点風観測

4.3 結 論

4.4 まえがき

4.5 観測方法

4.6 データ解析と結果

4.7 来年度の方針

4. 新水郷大橋の耐風性調査

〔A〕風洞模型実験

4.1 前年度の調査の概要

新水郷大橋は建設省千葉国道工事事務所が建設中の図-4.1に示されるような逆梯形断面橋桁の斜張橋である。斜張橋が風の影響を受け易い構造物であることから、設計の当初より現地の風の調査と風洞模型実験とによる設計案の耐風性の検討が行なわれ、その結果が報告されている。¹⁾

それによると、風速調査では架橋地点から約1.5 Km 離れた利根川下流工事事務所屋上で計測された約6年間の風速記録より次の点が明らかになった。

- (1) 15 m/s 以上の風速の頻度は少なく、6年間で 20 m/s 以上の風速を記録したのはわずかに1回であった。
- (2) 主たる風向はENEで、これは橋軸にはほぼ直交する。特に 10 m/s 以上の風速ではこの性質が顕著である。

また風洞模型実験は表-4.1に示すケースについて行なった。第1段階としては、逆梯形断面を基本断面とする第Ⅰ案と矩形断面を基本断面とする第Ⅱ案の予備設計案2案について風洞実験を実施した。その結果、第Ⅰ案・第Ⅱ案とも迎角 $+2^\circ$ 以上、風速 28 m/s 付近でたわみ限定振動を生じるが、発振の風速範囲と振動振幅を比較すると、やや第Ⅰ案の方が耐風性が良好であることが明らかになった。また2案とも高風速でねじれ限定振動を生じるが風速が高く振幅が小さいことから問題にならないと考えられ、更に実験を行った風速範囲(約 100 m/s)では自励振動は起らなかった。

第2段階として、第Ⅰ案・第Ⅱ案とも原案のままではたわみ限定振動に対し不満足であることから、耐風性の向上を計るため補助部材などを取りつけ断面を改造し、実験を継続した。この結果、6種の改造案のうち端整流板を付けた案を最終設計案の原案とすることになった。

第3段階としては、事務所より提示された設計基本断面に端整流板を取り込んだ最終設計案の検証実験を行なった。この実験の結果からは、実施設計案として端整流板を付した案を採用するのが良いのではないかと結論が得られた。ただし、この実験の実施に際しては実験装置の不調のため、構造減衰を $\delta = 0.01$ としたので、再度実験する必要があると考えられた。

4.2 本年度の調査

4.2.1 風洞模型と実験項目

実験手法および実験装置に関しては前年度の報告書に述べられているので、ここでは触れないことにする。前述のように前年度の最終案に対する検証実験では構造減衰の相似条件が満

れていなかった。そこで今年はこの点を改善すると共に、中央分離帯部形状の影響を調べること、および最適な端整流板の形状を決定することを目標に風洞実験を行なった。模型は中央分離帯部にはガードレールまたはガードケーブルを、緑端部には前年度の模型A-8、A-9に用いた端整流板（以後端整流板Ⅰ、Ⅱと呼ぶ）を取りつけてその効果を検討した。実験に使用した模型、実験条件ならびに実験ケースをそれぞれ図-4・2(1)~4・2(4)、表-4・2、表-4・3に示す。

4・2・2 実験結果と考察

パネ支持模型実験結果のうちで、迎角と限定振動の発現した風速との関係（ $V_{er} \sim \alpha$ 曲線）を図4・3(1)~4・3(7)に、風速と限定振動の振幅との関係（ $V \sim A$ 曲線）を図4・4(1)~4・4(7)に、また風速と減衰率の関係（ $V \sim \delta$ 曲線）を図4・5(1)~4・5(5)に示す。

(i) 最終設計原案の耐風性：

最終設計原案は迎角 $+4^\circ$ 以上、風速領域約 $2.1 \sim 3.2 \text{ m/s}$ でたわみの限定振動を生じ、その振幅は約 3.0 cm 程度となる。

(ii) 端整流板の効果：

端整流板Ⅱを用いると原案の耐風性はかなり改善され、迎角 4° では限定振動の発現を見なくなる。ただし、迎角 5° の場合には効果は期待できない。端整流板Ⅰを用いた場合には、限定振動の風速範囲は原案よりもやや狭くなるが、振幅はほとんど変わらずその効果はほとんどないと言えよう。

(iii) 迎角による特性：

$V \sim \delta$ 曲線より、設計基本断面は迎角が変化するにつれ、その空力特性は顕しく変化し、正の迎角を有する場合その空力特性は非常に悪くなる。この特性はかなり優勢で、端整流板の効果もこれによりかなり弱められてしまっていると考えられる。

(iv) ガードレールの影響：

模型A-14、A-15の実験により中央分離帯部ガードレールの存在が限定振動に及ぼす影響について調べた。模型A-15では高風速領域でも限定振動を生じているが、この点を除けばガードレールの有無は限定振動の発現風速および振幅ともにほとんど影響しないことが明らかになった。

(v) ガードケーブルの影響：

中央分離帯部ガードケーブルの存在により、限定振動発生の迎角範囲は変化しないが、その風速範囲は狭まり振動振幅もやや小さくなることがわかった。つまり最終設計案において中央分離帯部の形状はガードケーブルでもガードレールでも、耐風性に与える影響は極く僅かであり、むしろ耐風性を向上させる方向に働くといえる。

4.3 結 論

今回の実験結果より、端整流板として約1m、傾き 0° のものをを用いれば $-4^{\circ} \sim +4^{\circ}$ の迎角範囲で耐風安定性の良好な設計断面を得ることができると言えよう。中央分離帯部にはガードケーブル、ガードレールどちらを用いてもよい。ただし、迎角範囲については、限定振動が問題となる低風速領域での迎角の基準がないため、今回の調査では暫定的に、 $-5^{\circ} \sim +5^{\circ}$ の範囲について考えることにした。このため、今回の設計案では $+5^{\circ}$ の迎角に対して条件が満たされないことになる。

しかし、架橋地点は比較的開けた平坦な地形であり、風の傾斜角（水平に対する風の傾き）はそれほど大きくはないのであろうと予想されること、並びに限定振動の発生する風速が 20 m/s 以上の風に対してであり、最大振幅は 27 m/s という比較的高い風速で生じているのに対し、現地付近での6年間の風速調査では欠測がないけれども 20 m/s 以上の風はあまり多くないことなどから、昭和49年度冬期に現地での風観測を行ない、この結果を参考にして設計案に対する結論を下すこととした。次節以降に現地風観測について述べることにする。

(B) 橋架橋地点風観測

4.4 まえがき

新水郷大橋の耐風安定性に関しては、4.〔A〕で述べた様に既に風洞模型実験を終了し、最終設計案を用いても $+5^{\circ}$ の迎角時に風速領域 $23 \sim 29\text{ m/s}$ でたわみ限定振動発生の可能性があることが明らかとなった。したがって、架橋地点において自然風の立体特性（風速、風向、迎角等）の観測を行ない、風洞実験結果と合わせて本橋の耐風安定性の総合的評価を加えることが重要となってくる。前年度の調査では、風速・風向特性調査も行なわれ、 15 m/s 以上の風速の頻度は少なく、6年間で 20 m/s 以上の風速を記録したのは1度のみであると報告されているが¹⁾、自然風の迎角特性についての調査は行なわれなかった。

以上の観点から、建設省千葉国道工事事務所からの技術協力依頼に基づき、新水郷大橋架橋地点（図-4.6）（千葉県佐原市-利根川-）で自然風の迎角特性の測定を主目的として本観測を行なった。

しかしながら、現在までのところ、測器設置から約2ヶ月経過したが、測器の故障が頻発し得られたデータは非常に少なく、現場での自然風の立体特性を把握するまでには至っていない。したがって今回は観測方法・使用測器・データ解析法を中心に報告し、得られた解析結果については数ケースを例示するだけにとどめ、定量的な考察は次回にゆずることとする。

また、前年度と同様に、利根下流工事事務所での風観測記録の整理も行なったので合わせて報告する。

4.5 観測方法

(i) 概要

なるべく桁位置に近く、しかも他の構造物の影響を受けない位置に風速計を設置するために、利根川中央に施工された橋脚（P 3，図-4.1参照）上に高さ約8mのタワーを立て、その頂上に3成分Gill風速計（R.M.Young Co., 製 Model 27002）を1台取り付けた。そこからの出力は3成分別々に長時間データレコーダ（TEAC社製R912）にアナログ信号として記録した。その際、強風時のデータのみを記録するために、スタータ（エイクラ通信社製）を用いてデータレコーダの起動、停止を行なった。また、タイムコードジェネレータ（エイクラ通信社製）からの信号も同時記録した。

観測地点周囲の地形は写真-4.1に、観測状況は写真-4.2，4.3に、観測ブロック図を図-4.7に示した。

(ii) 3成分Gill風速計

従来風速の鉛直成分の測定には、パイペーンや超音波風速形が用いられてきたが、前者は測定精度が悪い等種々の問題点があり、後者は高精度の観測が可能であるが、非常に高価であるという難点がある。その点3成分Gill風速計は、比較的安価で、軽量で取扱いが簡単なことなど、成分風速の測定には実用的であるので、本観測にもこの風速計を用いた。

本風速計はプロペラ型風速計の一種で、プロペラ軸に超小型直流発電機を直結しており、25 m/sの風速で1 volt を出力するように調整されている。共通マスト上に3つのプロペラ型センサーが相互に直角を保って取り付けられており、それぞれがその回転軸に平行な風の分力、即ち、水平方向2成分 $U \cdot V$ 、垂直方向成分 W を直接測定することが可能である。主要性能は次の通りである。

測定範囲	0 ~ ± 2.5 m/s
起動風速	0.15 ~ 0.25 m/s
寸法	全長 3.9 インチ、プロペラ直径 9 インチ

(iii) スタータ

本装置は、風速測定値をデータレコーダに記録する際、収録風速値、収録時間、収録単位時間を決め、自動的にデータレコーダーを起動停止させるデータレコーダ制御装置である。その基本動作を図-4.8に示す。即ち、測定値が設定値（0 ~ 60 m/s の範囲で可変）を7秒以上超えた場合に、あらかじめ設定してある収録時間（0.5 ~ 30分）の間データを収録し、その後は収録単位時間までデータの収録は行なわない。

風琴振動発生の予想風速、気象庁における風速データ処理方法、風速頻度を考慮して観測は次の

条件で行なうこととした。

起動設定値	10 m/s
収録時間	15 分間
収録単位時間	15 分間

4.6 データ解析と結果

(1) データ解析

アナログ量として記録されたデータは、10分間を1RUNとして解析するためにサンプリング間隔0.1 secでA/D変換し、6000個のデータを用いて以下の解析を行なった。

風速計の水平方向センサーの1つを橋脚長手方向に合わせたので、風速の水平2成分は座標変換を行なって、橋軸直角方向成分 $u(t)$ (東風が正)、橋軸方向成分 $v(t)$ (北風が正)、鉛直方向成分 $w(t)$ (吹き下げが正) を求めた。主風速 $V(t)$ 、風向 $\theta(t)$ 、迎角 $\alpha(t)$ は次式で得る。

$$V(t) = \sqrt{u^2(t) + v^2(t)}$$

$$\theta(t) = \tan^{-1} \frac{v(t)}{u(t)} \times \frac{180}{\pi}$$

$$\alpha(t) = -\tan^{-1} \frac{w(t)}{V(t)} \times \frac{180}{\pi}$$

但し、 $\theta(t)$ は橋軸直角方向西からの風が 0° で、 $W \rightarrow N \rightarrow E \rightarrow S \rightarrow W$ の向きに $0^\circ \rightarrow 360^\circ$ で表われ、 $\alpha(t)$ は風洞実験との対応のため吹き上げを正とした。また橋軸は南北から約 5° $\theta(t)$ の正の方向に回転しているので $\theta(t) = 85^\circ$ が北風に相当する。得られた $V(t)$ 、 $\theta(t)$ 、 $\alpha(t)$ は平均値回りの時系列として図化すると同時に、変動成分の頻度分布を作成した。

パワースペクトルの計算には、Blackman & Tukeyの方法、Hammingの平滑化を用いた。 Δt 時間ごとに読取った n 個の値を $X_1, X_2, \dots, X_n$ とすれば、平均値 $\bar{X}$ 、自己相関関数 C_r フーリエの Cosine 変換 V_r 、平滑化によるスペクトルの値 $\hat{V}_r$ は次式で求まる。

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$$

$$C_r = \frac{1}{n-r} \sum_{i=1}^{n-r} (X_i - \bar{X})(X_{i+r} - \bar{X}) \quad r=0, 1, \dots, m$$

$$V_r = \left[C_0 + 2 \sum_{q=1}^{m-1} C_q \cos \frac{qr\pi}{m} + C_m \cos r\pi \right] \Delta t \quad r=0, 1, \dots, m$$

$$\hat{V}_r = \sum_{k=j}^j a_k V_{r+k}$$

$$r = 0, 1, \dots, m$$

$$j = 0, 1, 2, \dots$$

$$a_0 = 0.54, a_1 = a_{-1} = 0.23, a_2, a_{-2}, \dots \text{は } 0$$

$$V_r = V_{-r} \quad V_{m+r} = V_{m-r}$$

(4) 解析結果

まえがきで述べた様に、使用測器の故障が頻発し現在までに得られたデータは非常に少ないが風速3成分の記録が得られたものについて解析結果を例示する。しかしこれらのデータも、タイムコードジェネレータの故障で正確な時刻は不明であり、またスタータの調整不良のため約9分間の連続記録しか取れていない。したがってA/D変換に際しては $\Delta t = 70\text{ms}$ を用いてデータ数 $n = 6000$ を得た。

記録の一覧を表-4・4にまとめた。 $V(t)$, $\theta(t)$, $\alpha(t)$ の時系列変化は図-4・9(1)~4・9(8)に示した。表から明らかな様に、最大平均風速はRUN5の 11.3 m/s と低く、平均風向はRUN8を除いてW~WNWの範囲に入っている。平均迎角についてはRUN1~2とRUN3~8の値に大きな違いがある。ギル風速計W成分出力は高々 100 mV 位であり、観測期間中にデータレコーダの0点ドリフトの影響を顕著に受けると考えられるが、平均迎角のバラツキの原因がここにあるかどうかの判断は、さらに多量のデータの集積を持たねばならず、定量的な考察はここでは加えない。時系列変化は当初10分間の図化を行なう予定であったが、前述の理由により7分間しか図化していない。これらの図から、主流方向変動風速と迎角変動成分の間にかかなり強い相関関係のあることが予想される。従来から平均風速と平均迎角の相関については数多くの報告²⁾があり、平均風速の増加にともない平均迎角が小さくなることが知られているが、それぞれの変動成分の相関については報告例が少ない。また、風の傾斜角と鉛直成分はきわめて大きな相関関係にあり、風の鉛直成分の性質をあきらかにすることは、風の傾斜角の性質を知るために大きな助けとなるという報告³⁾⁴⁾もあり、この点も合わせて今後定量的に検討を進める必要があると思われる。図-4・10(1)~4・10(8)に $V(t)$, $\theta(t)$, $\alpha(t)$ の頻度分布を示した。 $\alpha(t)$ の頻度分布については各RUNとも平均値回りに正規分布と思われる左右対称の分布を示しているが、 $V(t)$ については、平均風速の増加とともに左右対称となる傾向がかわれている。また $\theta(t)$ に関しては、RUN1~7がほぼ同じ平均風向であるにもかかわらず、分布形状にバラツキが大きく、自然風のもつ複雑な性質を示唆しているものと思われる。

各RUNの各風速成分のパワースペクトルを求めたが、これらはよく似た形状を示したので、RUN1, 3, 5のパワースペクトルを図-4・11(1)~4・11(9)に示した。なお、Gill風速形にはその動特性から生じる高周波数側での感度の低下⁵⁾があるので、 3Hz 以上の部分は図示していない。風向は各RUNともほぼ西風であるので、U成分(橋軸直角方向)はほぼ主流方向と考

えてよく、1 Hz あたりからこの感度の低下が原因と考えられるパワーの低下が見られるが、V成分・W成分にはそのような傾向は見られない。またU成分の低周波領域、V成分、W成分の傾きは、ほぼ $-5/3$ に一致している。

また、前年度と同様に、利根下流工事事務所における風速、風向記録の整理も行なった。連続記録を1時間毎に区切り、その時間内の最大瞬間風速が 10 m/s を越えるものについて表-4.5にまとめた。やはり 20 m/s を超える強風の発生は一度もなく、最大瞬間風速は 16 m/s であった。

4.7 来年度の方針

以上述べてきたように、今年度得られたデータは数少なく、そこから一般的な傾向を見出し、新水郷大橋の耐風性に総合的評価を加えるまでには至らなかった。来年度は以下の方針で本観測を継続する予定である。

- 1) 早急に使用機器の総点検を行ない、観測体制の整備を計り多量のデータの集積を行なう。
- 2) 得られたデータを解析・整理し、新水郷大橋の耐風性に総合的評価を加える。
- 3) 自然乱流特性の基礎資料を得るため、乱れの強さ、乱れのスケールや迎角変動と風速変動の相互相関等についても解析を行なう。
- 4) 現場でのデータと利根下流工事事務所でのデータの相関について調査を行なう。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所、「新水郷大橋耐風性調査報告書」、土研資料932号、49年3月
- 2) 小西、白石他3名、「耐風工学における不規則事象の数値解析に関する一考察」、構造物の耐風性に関する第3回シンポジウム論文集、49年12月
- 3) 塩谷正雄、「暴風時における突風の構造(中間報告 その5)」、本州四国連絡橋公団依頼研究報告、日本大学理・工系習志野校舎(1971)
- 4) 塩谷正雄、「暴風時における突風の構造(中間報告 その6)」、本州四国連絡橋公団依頼研究報告、日本大学理・工系習志野校舎(1972)
- 5) 光田、蒲生他2名、「プロベラ型風速計の斜風に対する特性について」、京大防災研究所年報第15号B、47年4月

表 4.1 新水郷大橋実験ケース一覧表

実験 番号	模型の説明	支持 方法	固有振動数 (Hz)			構造減衰 (対数減衰率)					高橋・地震部概略	結 果 の 概 略	備 考
			N α m	N η m	-4	-2	0	2	4	-6			
1	A 1	h	—	2.60	0.022	0.028	0.020	0.022	0.027	0.020	設計案第 1 案 図 4-1 参照	$\alpha=2\sim6$ にて、たわみ・ねじれ共に 限定振動	$\alpha=1'$ (h)の構造減衰は 0.028 $\alpha=1'$ (h α)の構造減衰は 0.034
		h α	5.06	—	0.020	0.025	0.030	0.020	0.034	0.020			
2	B 1	h	—	2.66	0.028	0.033	0.0275	0.030	0.020	0.040	設計案第 2 案 図 4-2 参照	$\alpha=2\sim6$ にて、たわみ・ねじれ共に 限定振動	$\alpha=1'$ (h)の構造減衰は 0.0275 $\alpha=1'$ (h α)の構造減衰は 0.020
		h α	5.40	—	0.035	0.025	0.0175	0.015	0.025	0.016			
3	B 2	h	—	2.60	0.024	0.024	0.029	0.027	0.025	0.0285	第 2 案 (B 1) の突き出し部下側に板 を張った場合	$\alpha=4\sim6$ にて、たわみ限定振動	$\alpha=1'$ (h)の構造減衰は 0.026 $\alpha=1'$ (h α)の構造減衰は 0.013
		h α	5.20	—	0.033	0.027	0.025	0.012	0.025	0.025			
4	A 2	h	—	2.61	0.022	0.029	0.025	0.013	0.024	0.0225	第 1 案 (A 1) に端部流板 (0') 付加	$\alpha=5\sim6$ にて、たわみ限定振動	$\alpha=5'$ (h)の構造減衰は 0.026
		h α	—	—	—	—	—	—	—	—			
5	A 3	h	—	2.60	0.023	0.025	0.028	0.026	0.023	0.026	第 1 案 (A 1) に端部流板 (-20') 付加	$\alpha=6$ にて、たわみ限定振動	$\alpha=5'$ (h)の構造減衰は 0.018
		h α	5.40	—	0.021	0.020	0.024	0.025	0.028	0.029			
6	A 4	h	—	2.64	—	—	0.0225	0.027	0.025	—	第 1 案 (A 1) の歩道部に風通しを開 けた場合	$\alpha=4$ にて、たわみ限定振動以降中止	
		h α	—	—	—	—	—	—	—	—			
7	A 5	h	—	2.64	—	—	0.025	0.025	0.026	0.0225	第 1 案 (A 1) の歩道を下げ、ガード ケーブル付加	$\alpha=3\sim6$ にて、たわみ限定振動	$\alpha=3'$ (h)の構造減衰は 0.0215
		h α	—	—	—	—	—	—	—	—			
8	A 6	h	—	2.61	—	—	0.030	0.025	0.030	0.027	45 に端部流板 (-20') 付加	$\alpha=0\sim6$ にて安定	
		h α	—	—	—	—	—	—	—	—			
9	A 7	h	—	2.64	0.016	0.037	0.013	0.0165	0.016	—	最終案に端部流板 (0:12.3mm) を 付加	$\alpha=4$ にて、たわみ限定振動	$\alpha=3'$ (h)の構造減衰は 0.019
		h α	—	—	—	—	—	—	—	—			
10	A 8	h	—	2.65	0.015	0.0185	0.015	0.016	0.0175	—	最終案に端部流板 (-20', 12.3mm) を 付加	$\alpha=3\sim4$ にて、たわみ限定振動	$\alpha=3'$ (h)の構造減衰は 0.017
		h α	—	—	—	—	—	—	—	—			
11	A 9	h	—	2.63	0.021	0.0192	0.0195	0.0205	0.023	0.0205	最終案に端部流板 (0', 20.0mm) を 付加	$\alpha=5\sim6'-4$ にて、たわみ限定 振動	$\alpha=5'$ (h)の構造減衰は 0.0205
		h α	—	—	—	—	—	—	—	—			
12	A 10	h	—	2.63	0.0205	0.021	0.018	0.020	0.0185	—	最終案に端部流板 (-20', 20.0mm) を 付加	$\alpha=4\sim6'-1\sim4$ にて、たわみ 限定振動	迎 力 $\alpha=5'$ (h) 構造減衰 0.0185 $\alpha=1'$ (h) 0.020 $\alpha=3'$ (h) 0.0225
		h α	—	—	—	—	—	—	—	—			

表-4.2 実験条件

新水郷大橋最終案				
		原 型	模 型	
			所 要 値	実 験 値
縮 尺 率			1 : 50	1 : 50
重 量		13.440 t/m/br	5.322 kg/model	5.068 kg/model
回 転 慣 性		47.350 tms ² /m	0.750 kgms ² /model	—
振 動 数	対称1次 たわみ	0.465 Hz	2.68 Hz	2.62 Hz
	対称1次 たわみ	1.859 Hz	5.27 Hz	—
振 動 数 比		4.00	1.97	—
構 造 減 衰			0.025	≒ 0.025
風 速 換 算 比			たわみ 8.68 なじれ 17.64	たわみ 8.87 ねじれ
スプリング間隔			49.6 cm	49.6 cm

表-4.3 実験ケース一覧表

実験番号	基本断面	補助部材	中央分離帯	構 造 減 衰			検 討 項 目
				0°	4°	5°	
A11	最終案	なし	なし	0.0224	0.0288	—	補助部材を取付けないで耐風性を調べる
A12	"		なし	0.035	0.0275	—	補助部材の有効性の比較
A13	"		なし	0.0274	0.0255	0.0249	
A14	"	B2の模型	ガードレール	0.0222	0.0253	—	ガードレールを取付け耐風性を調べる
A15	"	B3の模型	"	0.0272	0.0262	0.0342	"
A16	"	B2の模型	ガードケーブル	0.0258	0.024	—	ガードレールを取付けたD1、E1に良い結果が得られなかった時ガードケーブルを取付け耐風性を調べる
A17	"	C3の模型	"	0.0269	0.0244	0.0253	

模型倍率幅5mm付近

表 4.4 観測記録一覧表

日	RUN NO	平均風速 $V(t)$	平均風向 $\theta(t)$	平均迎角 $\alpha(t)$	σ_u	σ_v	σ_w	σ_y	σ_z
5 0.1. 9 ~ 5 0.1.21	1	7.6 m/s	14.1°	2.7°	1.27	0.87	0.59	1.33	4.61
	2	7.4	9.1	-0.4	1.35	0.75	0.59	1.36	4.64
5 0.1.21 ~ 5 0.1.28	3	10.2	35.8.4	8.1	3.64	4.83	0.84	2.58	6.08
	4	8.8	9.3	7.4	0.98	1.06	0.63	1.02	4.43
	5	11.3	14.1	7.4	1.20	1.13	0.74	1.24	4.05
	6	9.6	7.4	9.3	1.41	1.29	0.64	1.42	4.20
	7	9.5	13.9	9.9	1.26	1.66	0.66	1.50	4.44
	8	10.5	29.7.4	10.9	1.81	2.22	1.12	2.11	6.83

表 4.5 利根川下流工事事務所での風観測記録

日時 年・月・日・時	年・月・日・時	最大瞬間風速	主 風 向
49・12・ 2・19	→ 49・12・ 3・ 1	1 3	SW
49・12・ 4・ 6	→ 49・12・ 4・10	1 5	SW
49・12・ 4・19	→ 49・12・ 4・22	1 2	WSW
49・12・ 6・ 9	→ 49・12・ 6・15	1 4	SSE
49・12・ 7・11	→ 49・12・ 7・16	1 4	SE
49・12・11・ 8	→ 49・12・11・12	1 5	WSW
49・12・14・18	→ 49・12・14・20	1 4	SSE
49・12・15・12	→ 49・12・15・13	1 4	SSE
49・12・26・ 8	→ 49・12・26・15	1 4	SSE
50・ 1・ 1・22	→ 50・ 1・ 2・15	1 5	SW
50・ 1・ 3・22	→ 50・ 1・ 3・24	1 2	S
50・ 1・ 5・ 2	→ 50・ 1・ 5・ 6	1 2	WSW
50・ 1・ 9・19	→ 50・ 1・ 9・20	1 2	SE
50・ 1・10・12	→ 50・ 1・10・17	1 2	W
50・ 1・13・ 9	→ 50・ 1・13・16	1 4	SE
50・ 1・14・10	→ 50・ 1・14・15	1 5	ESE
50・ 1・16・19	→ 50・ 1・16・21	1 4	SSW
50・ 1・17・ 9	→ 50・ 1・17・15	1 6	SSE
50・ 1・19・12	→ 50・ 1・19・14	1 2	SE
50・ 1・22・16	→ 50・ 1・22・22	1 6	ESE
50・ 1・23・ 9	→ 50・ 1・23・15	1 6	SE

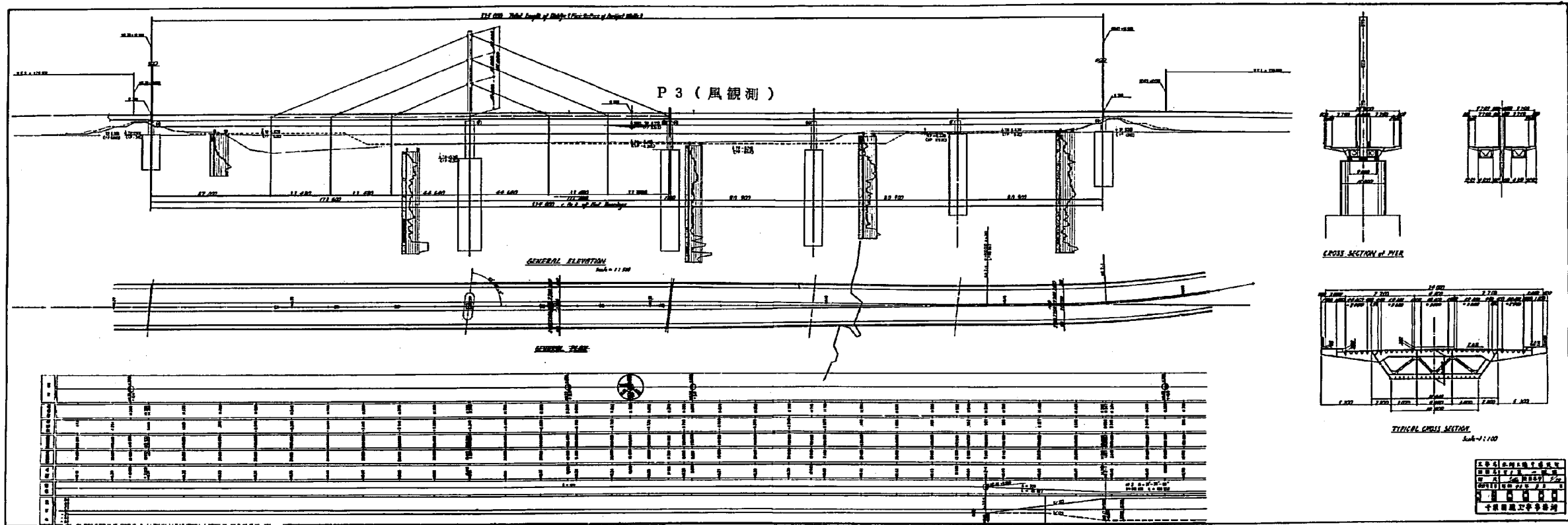


図 4.1 予備設計案第 I 案

新水郷大橋 フラッター用模型 (最終案)

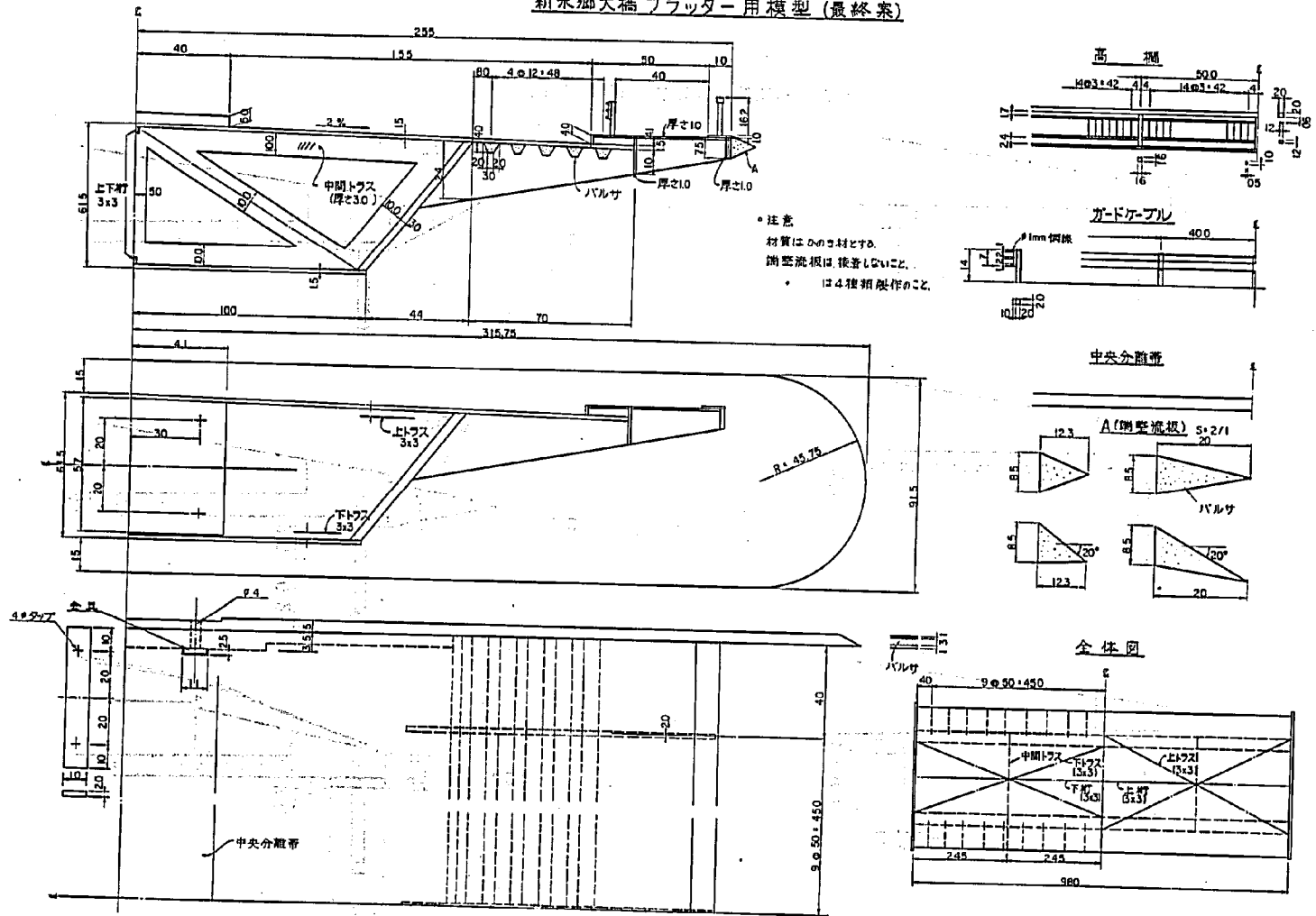


図 4.2 (1) 新水郷大橋風洞模型 (最終案)

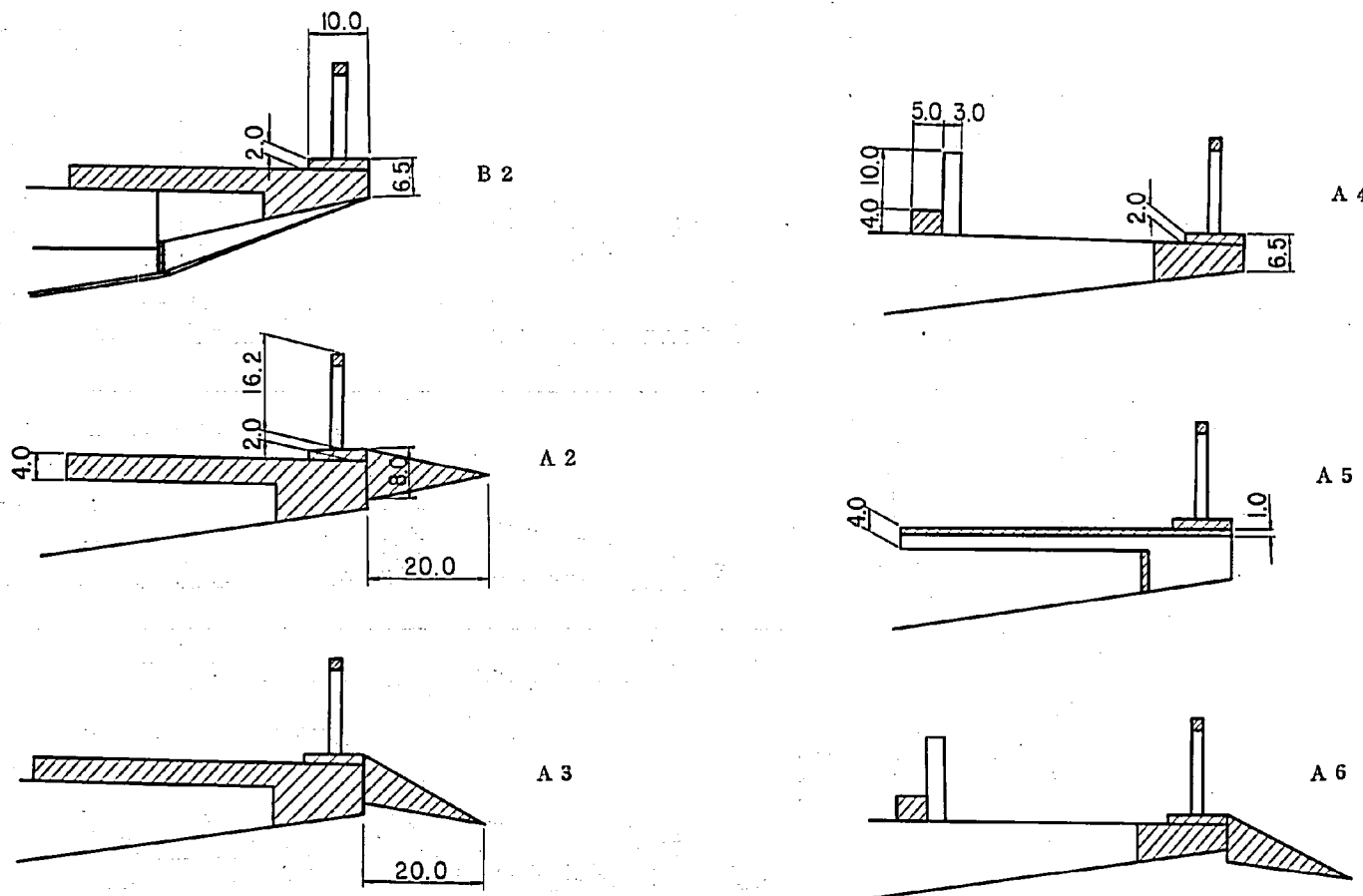
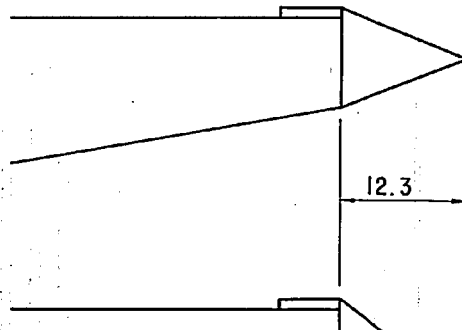


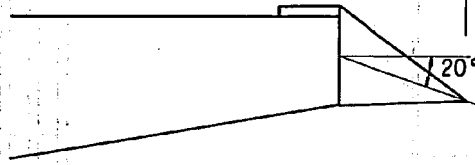
图 4.2 (2) 新水鄉大橋風洞模型

縮尺 2/1

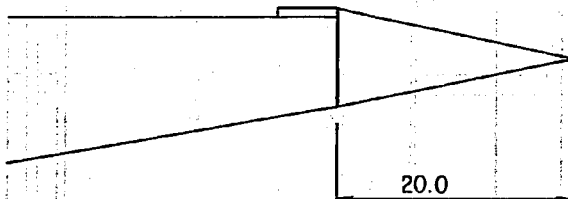
A-7



A-8



A-9



A-10

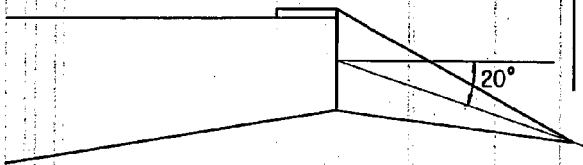


圖 4. 2 (3) 新水郷大橋風洞模型

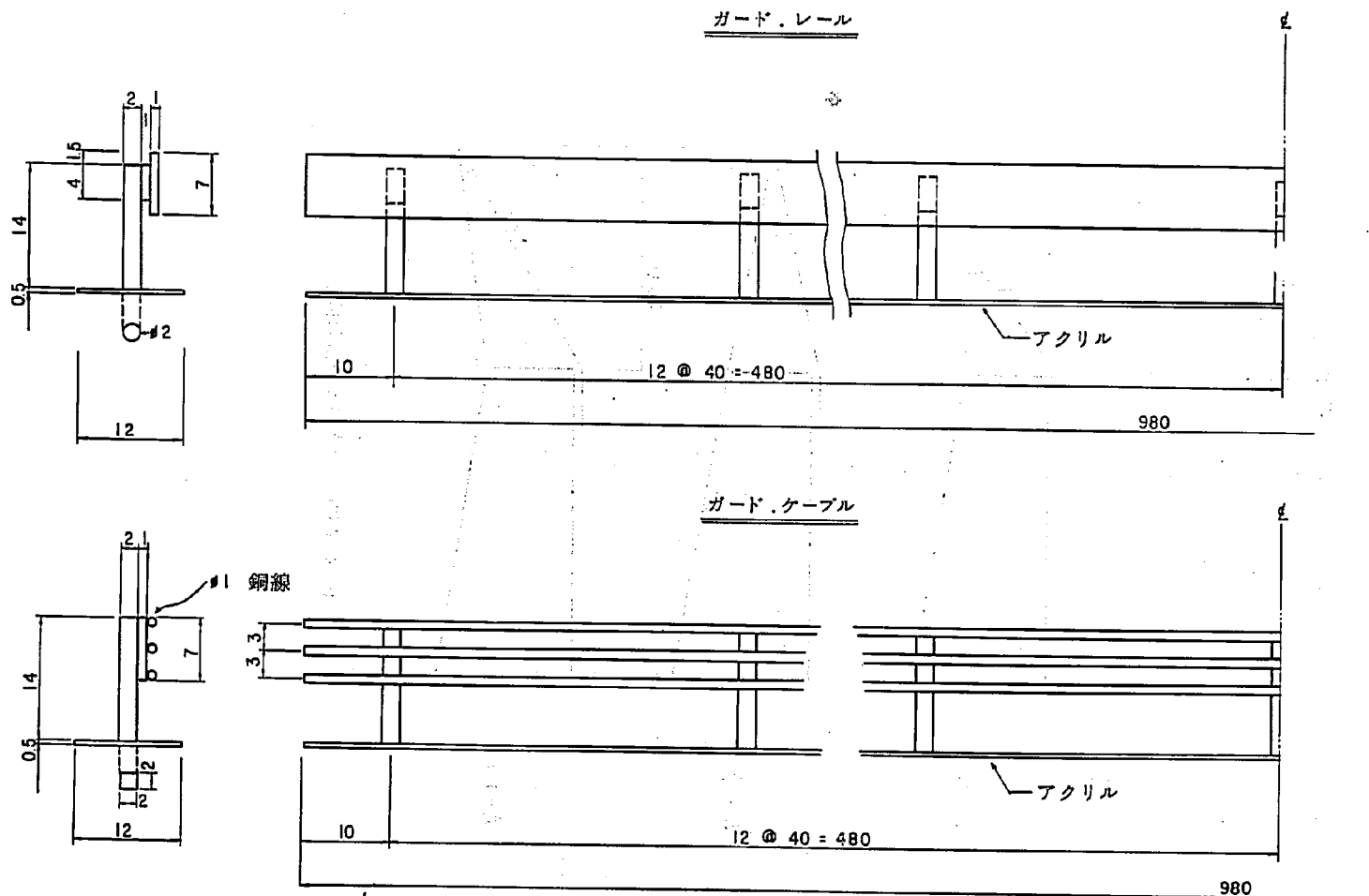
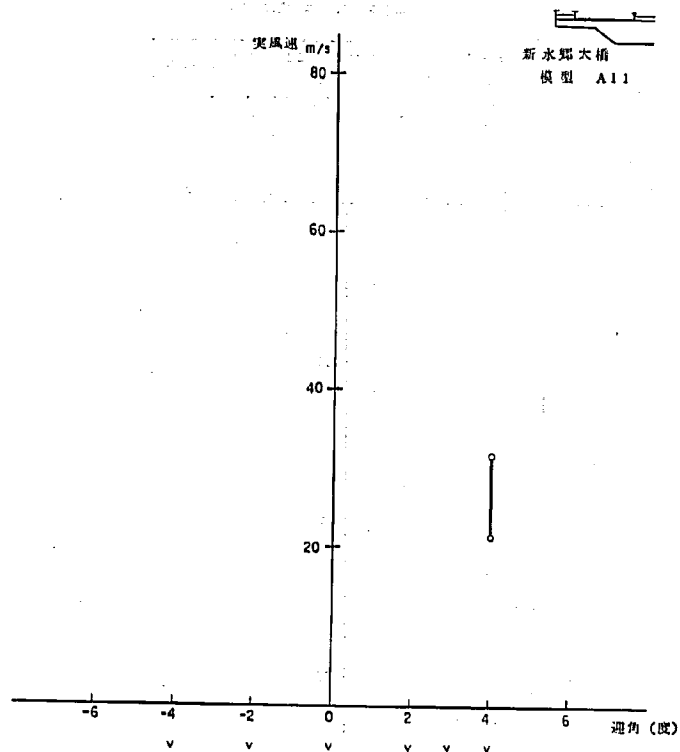


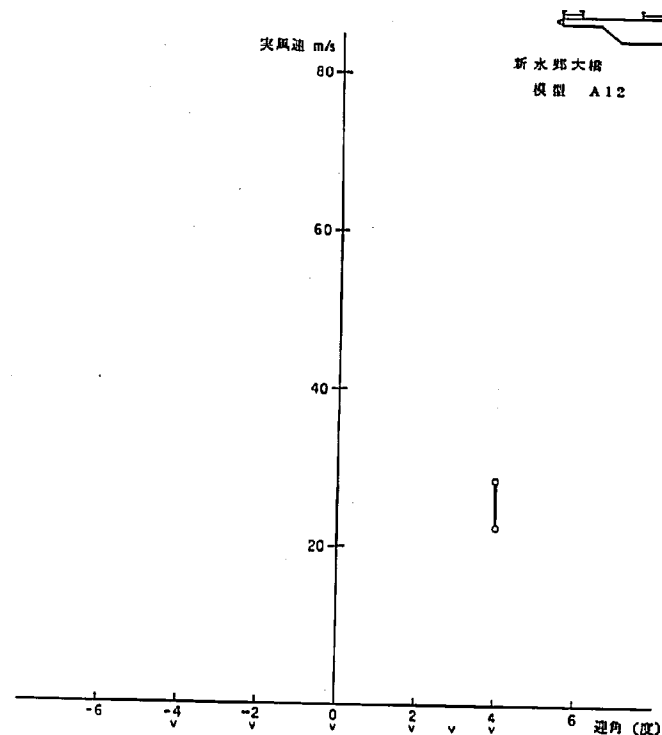
図 4.2 (4) 新水郷大橋風洞模型



	迎角	最大振幅		風速	
		模型	実橋	風制	実風速
たわみ	+4°	65	3250	m/s	m/s
				316	2803

V印は実験を行なった迎角

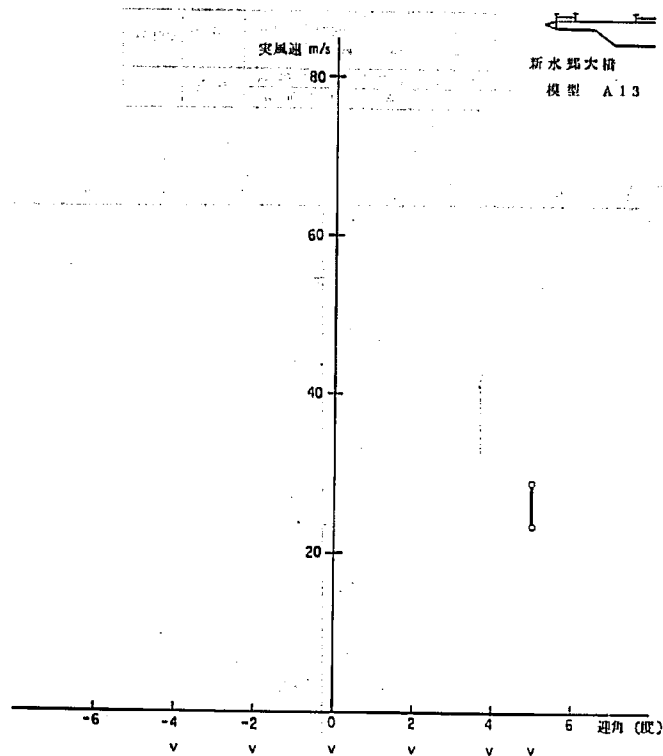
図 4.3(1) $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線



	迎角	最大振幅		風速	
		模型	実橋	風制	実風速
たわみ	+4°	62	3100	m/s	m/s
				309	2753

V印は実験を行なった迎角

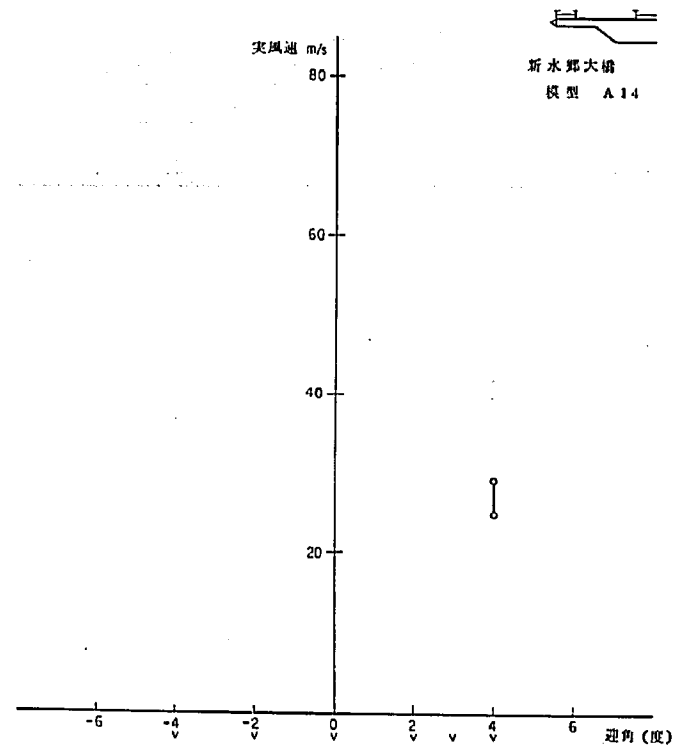
図 4.3(2) $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線



	迎角	最大風速		風速	
		模型	実橋	風速	実風速
たわみ	+5°	7.7	385.0	3.03	268.8

V印は実験を行なった迎角

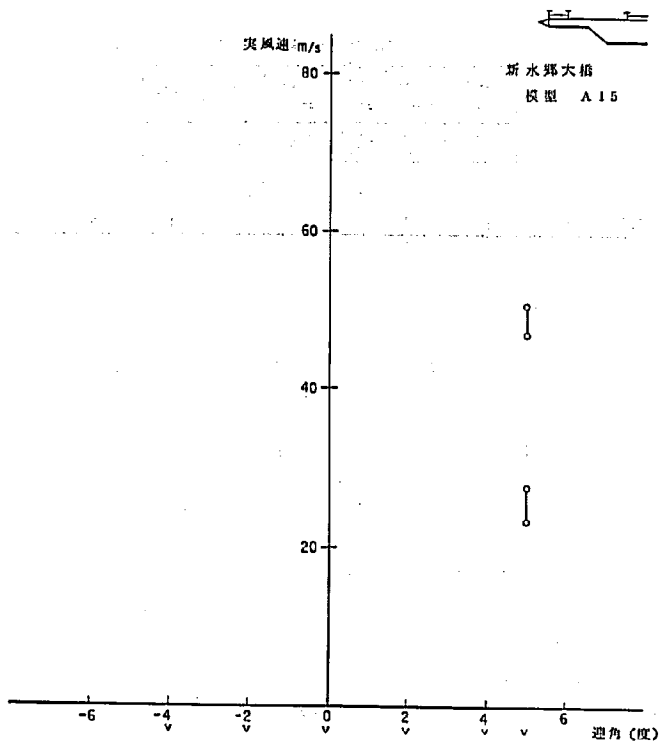
図 4.3 (3) $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線



	迎角	最大風速		風速	
		模型	実橋	風速	実風速
たわみ	+4°	3.1	155.0	3.07	272.3

V印は実験を行なった迎角

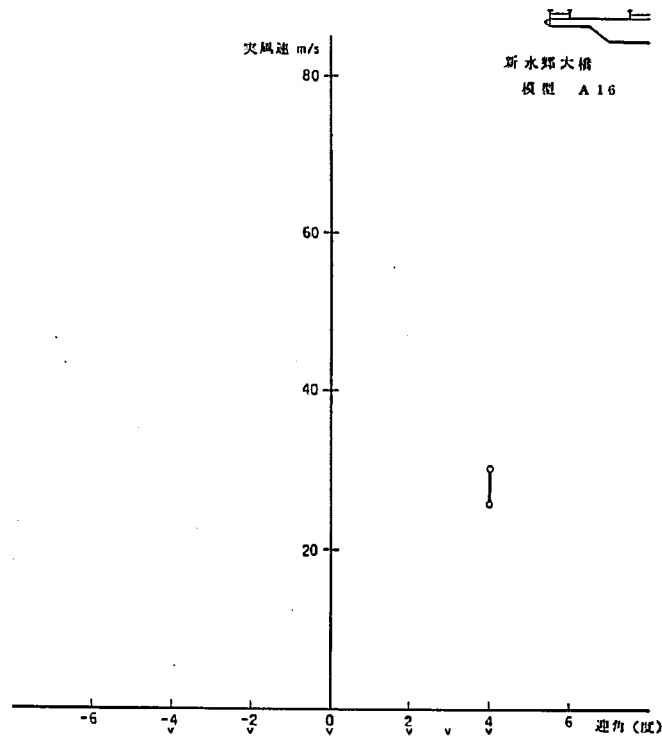
図 4.3 (4) $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線



	迎角	最大風速		風速	
		模型	実験	風速	実風速
たわみ	+5°	4.8	2400	m/s	m/s
		6.7	3350	3.05	27.18
				5.64	50.25

V印は実験を行なった迎角

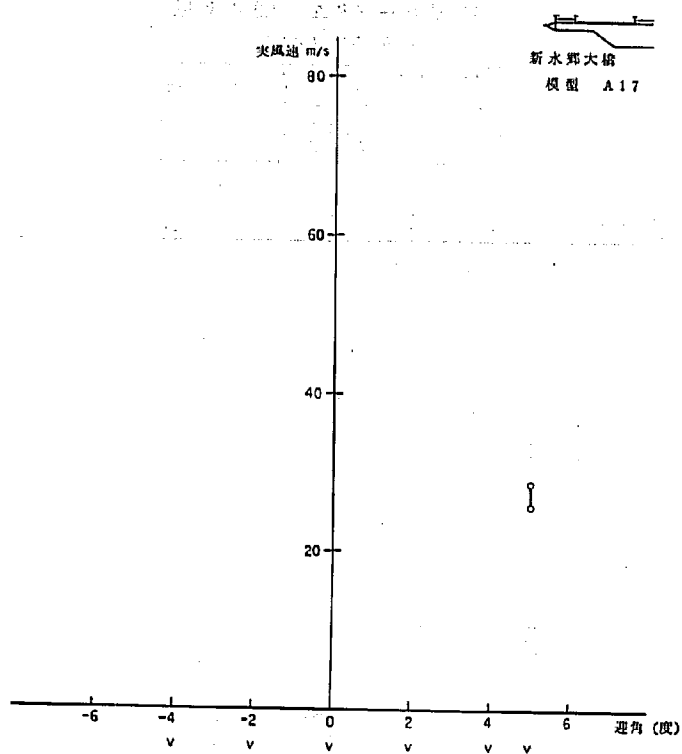
図 4.3 (5) $V_{cr} - \alpha$ 曲線



	迎角	最大風速		風速	
		模型	実験	風速	実風速
たわみ	+4°	4.6	2300	m/s	m/s
				3.35	20.95

V印は実験を行なった迎角

図 4.3 (6) $V_{cr} - \alpha$ 曲線



	迎角	最大値		風速	
		模型	実験	風速	実風速
たわみ	+5°	4.4	2200	m/s	m/s
				313	27.98

▽印は実験を行なった迎角

図 4.3 (7) $V_{cr} - \alpha$ 曲線

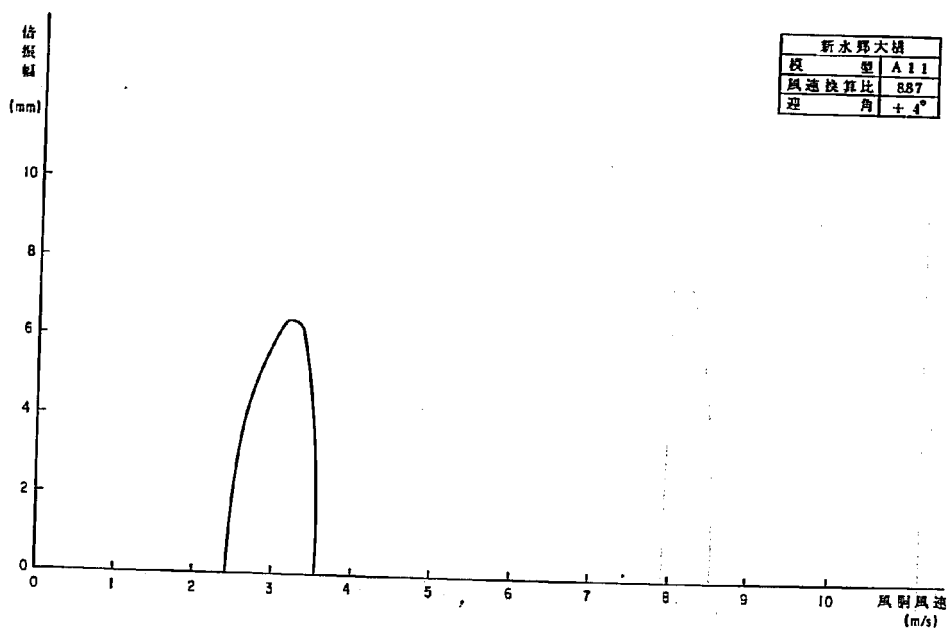


圖 4.4 (1) $V \sim A$ 曲線

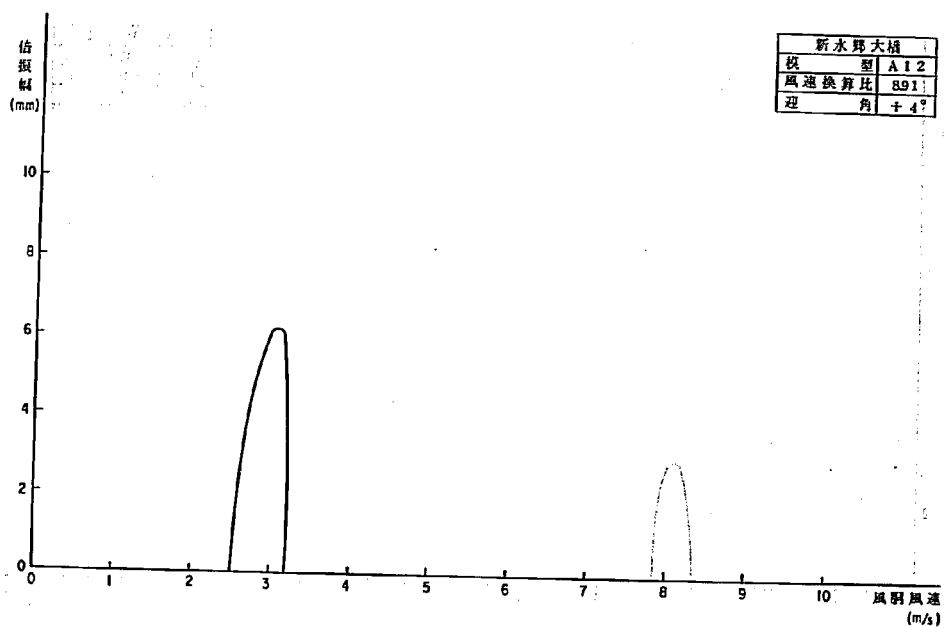


圖 4.4 (2) $V \sim A$ 曲線

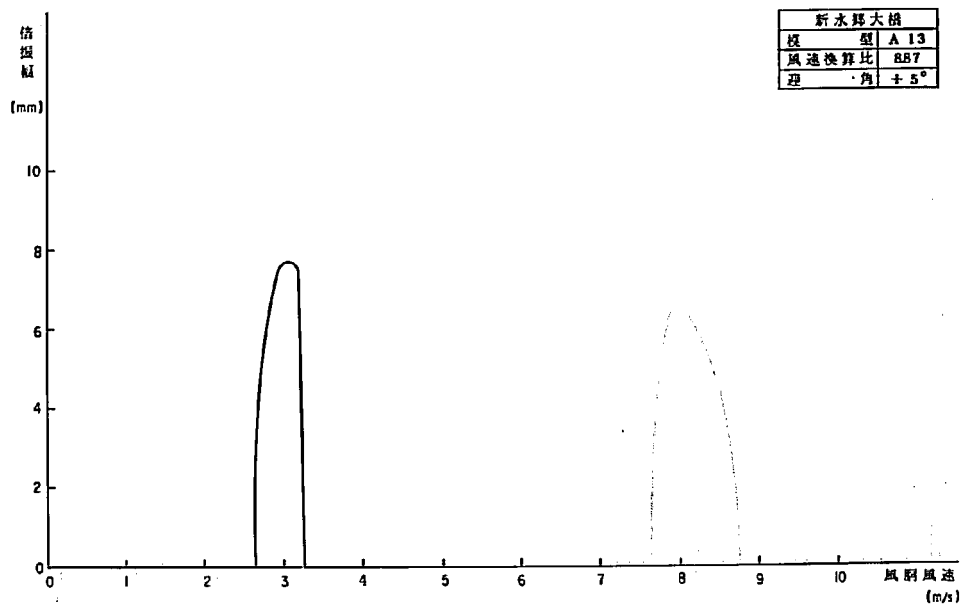


圖 4. 4 (3) $V \sim A$ 曲線

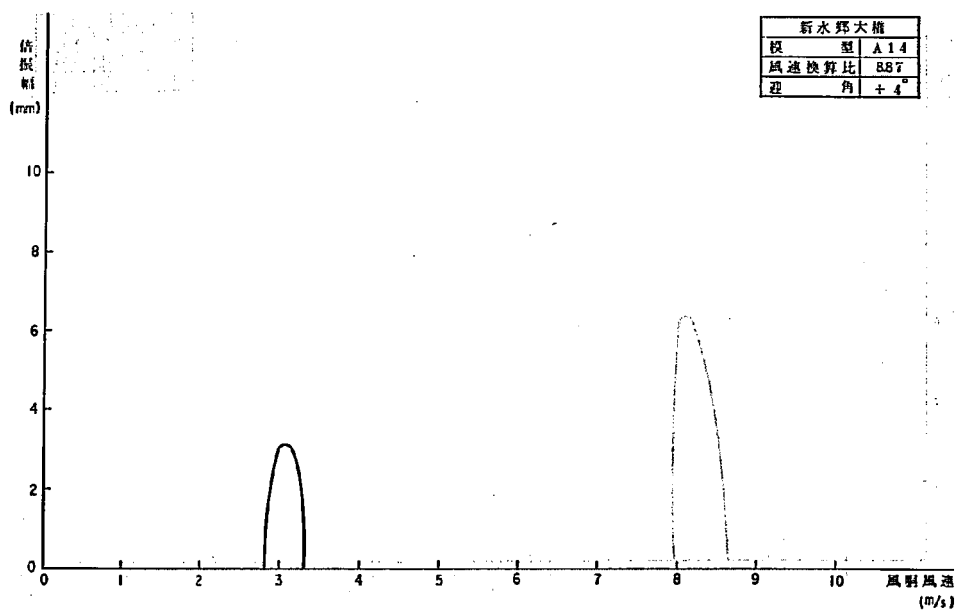


圖 4. 4 (4) $V \sim A$ 曲線

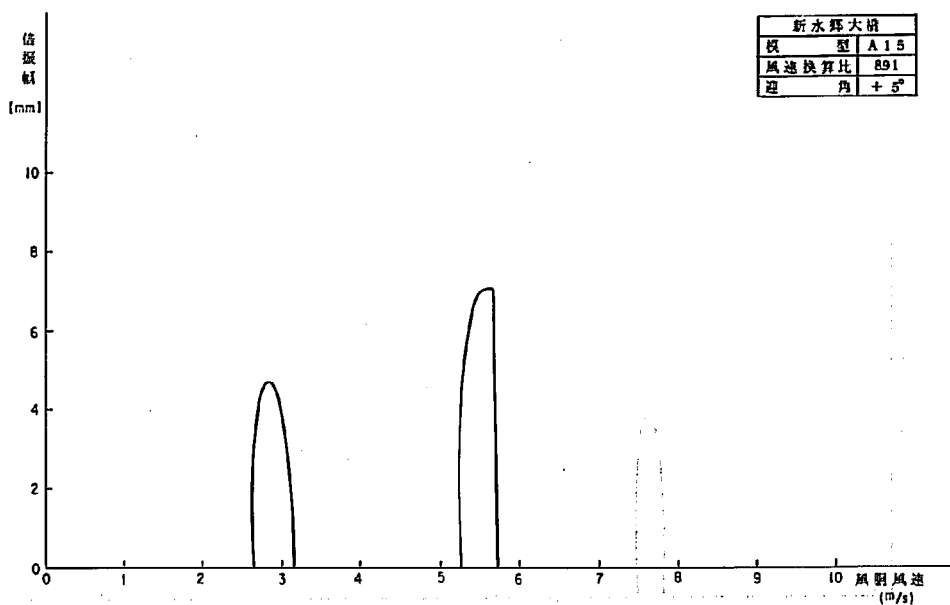


圖 4. 4 (5) $V \sim A$ 曲線

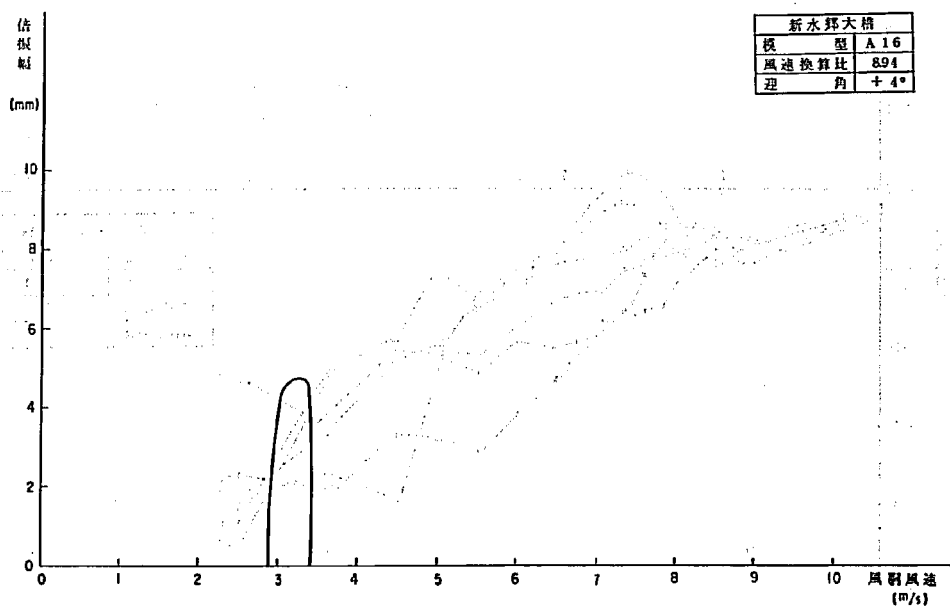


圖 4. 4 (6) $V \sim A$ 曲線

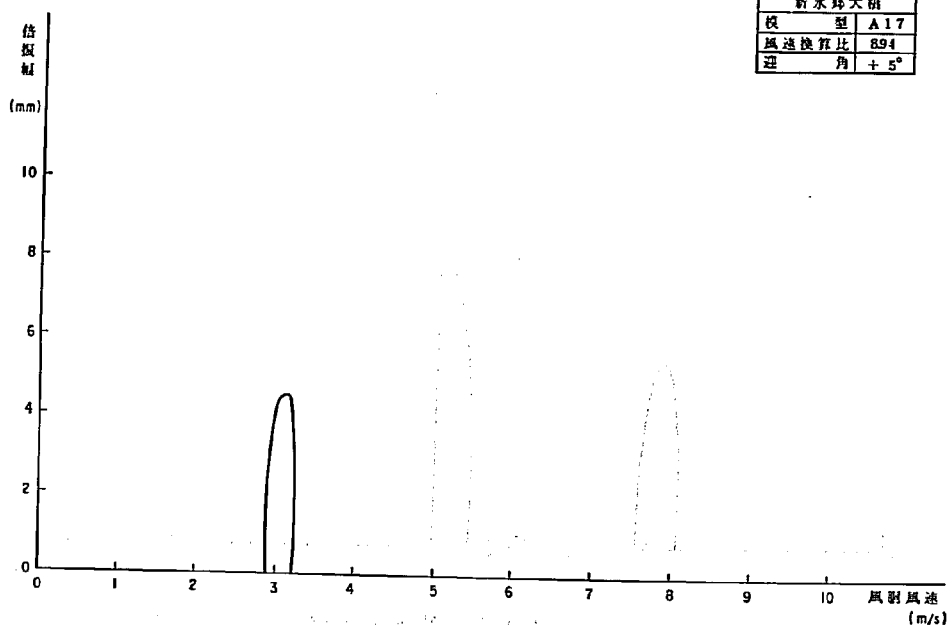


圖 4.4 (7) $V \sim A$ 曲線

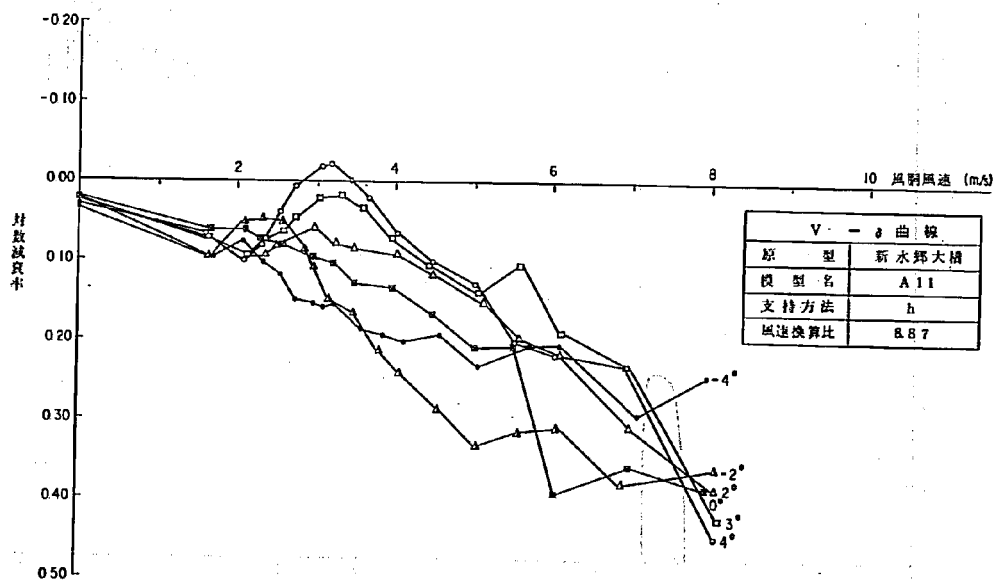


圖 4.5 (1) $V \sim \delta$ 曲線

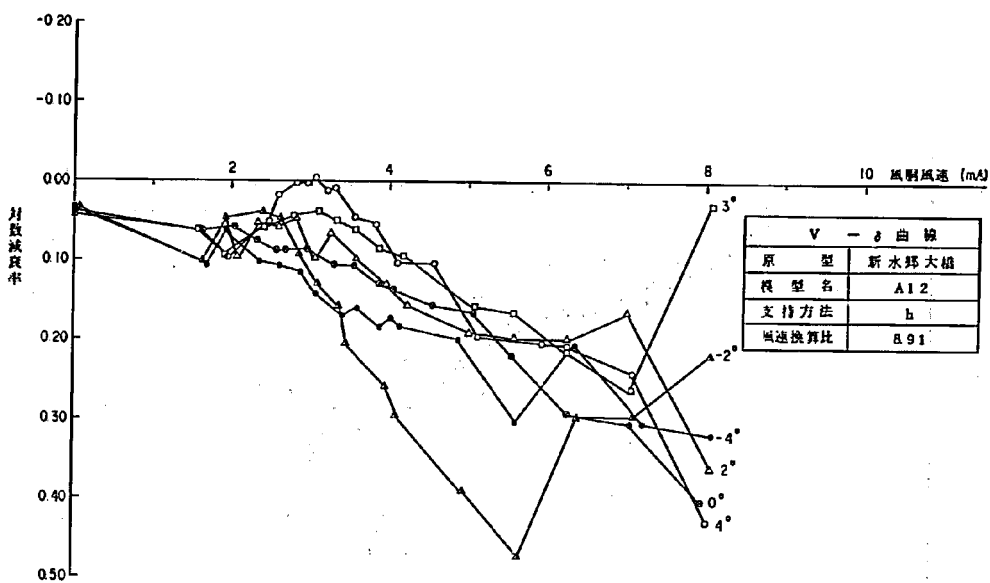


図 4.5(2) V ~ δ 曲線

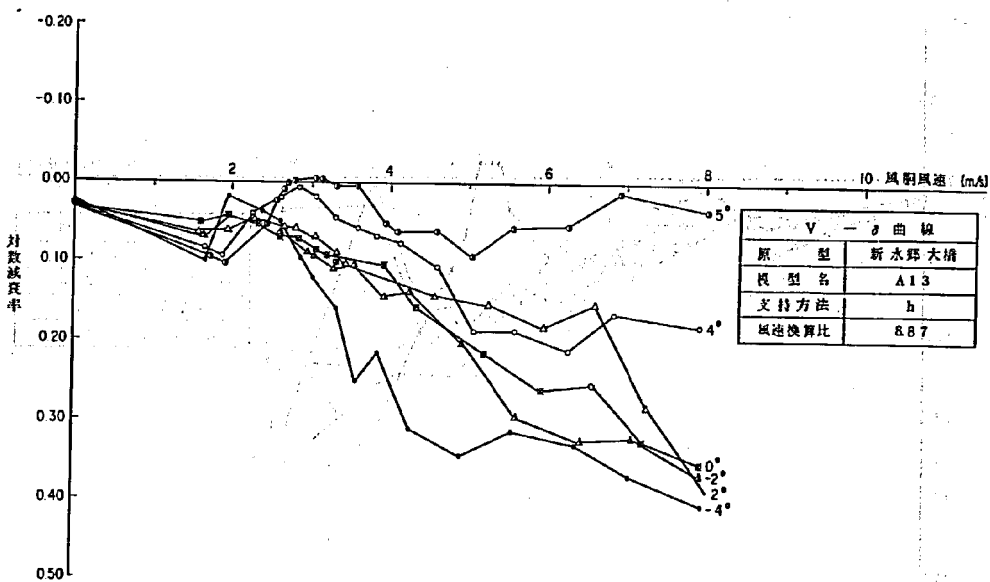


図 4.5(3) V ~ δ 曲線

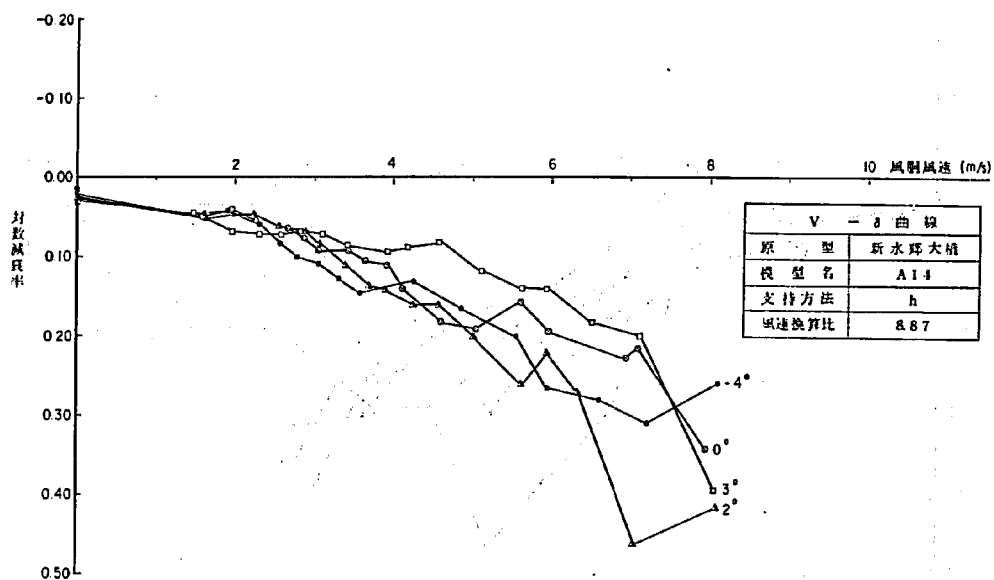


图 4.5(4) V ~ δ 曲线

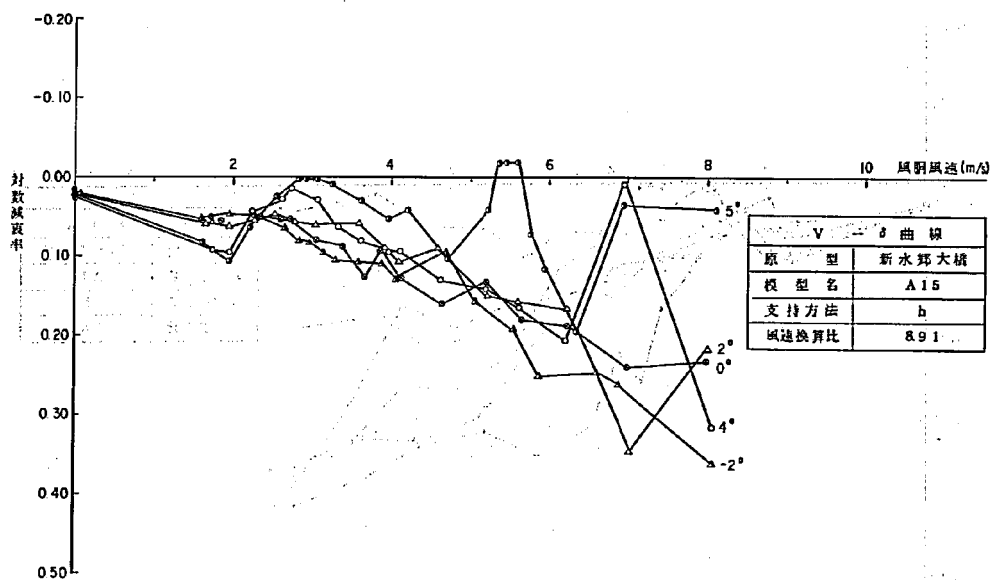


图 4.5(5) V ~ δ 曲线

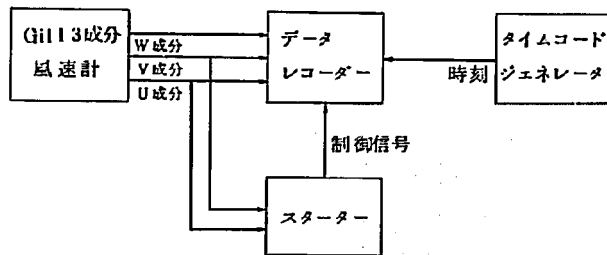


図 4.7 観測ブロック図

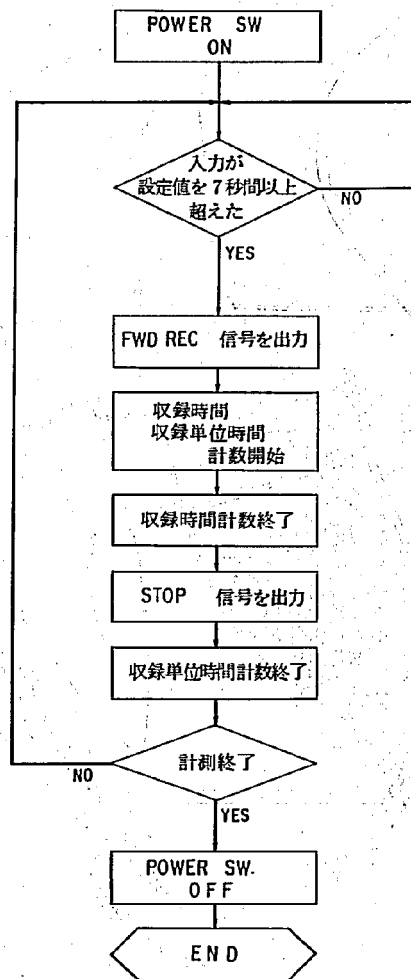


図 4.8 スターター動作フローチャート

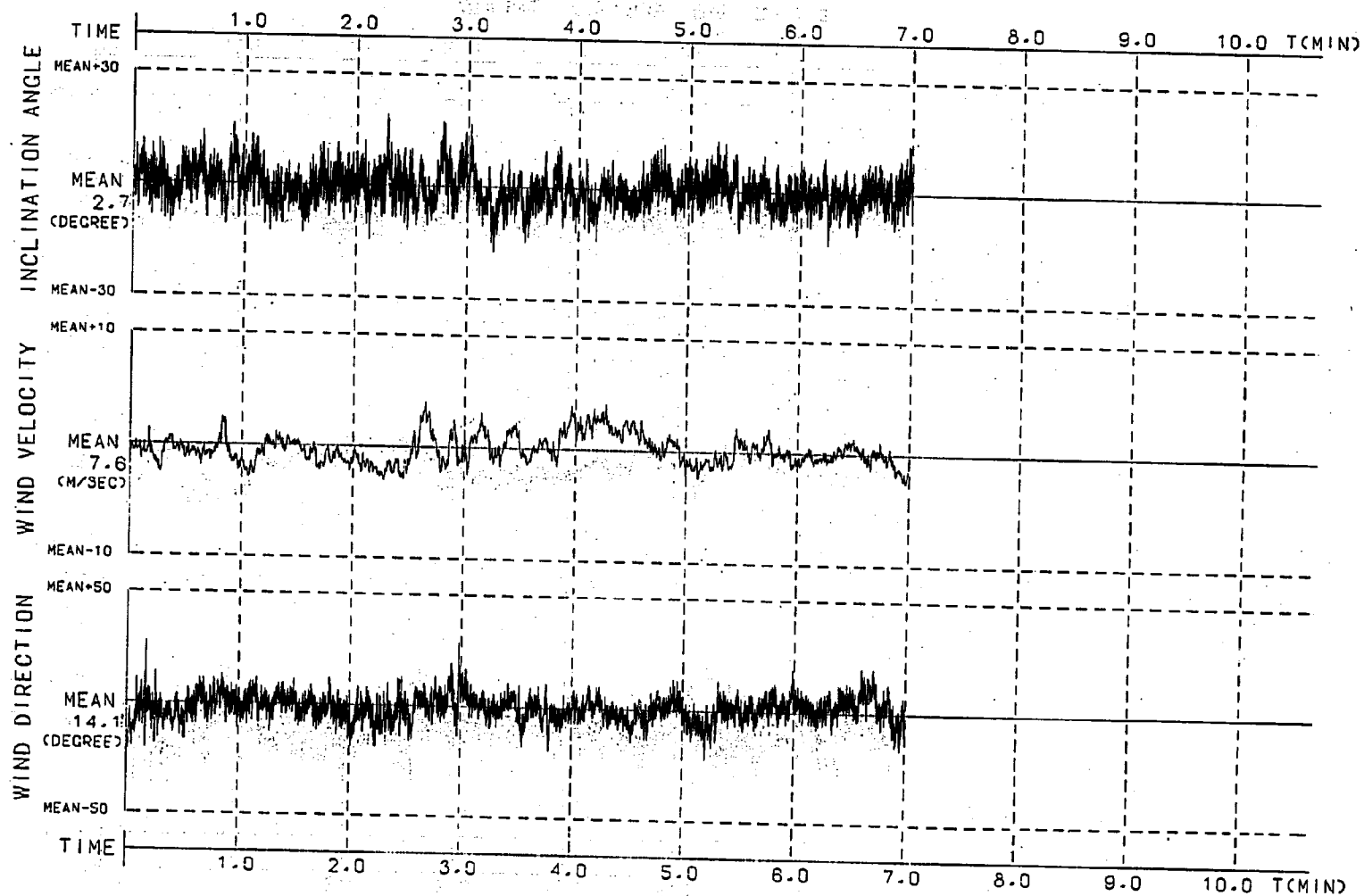


图 4.9 (1) 风向·风速·迎角 RUN 1

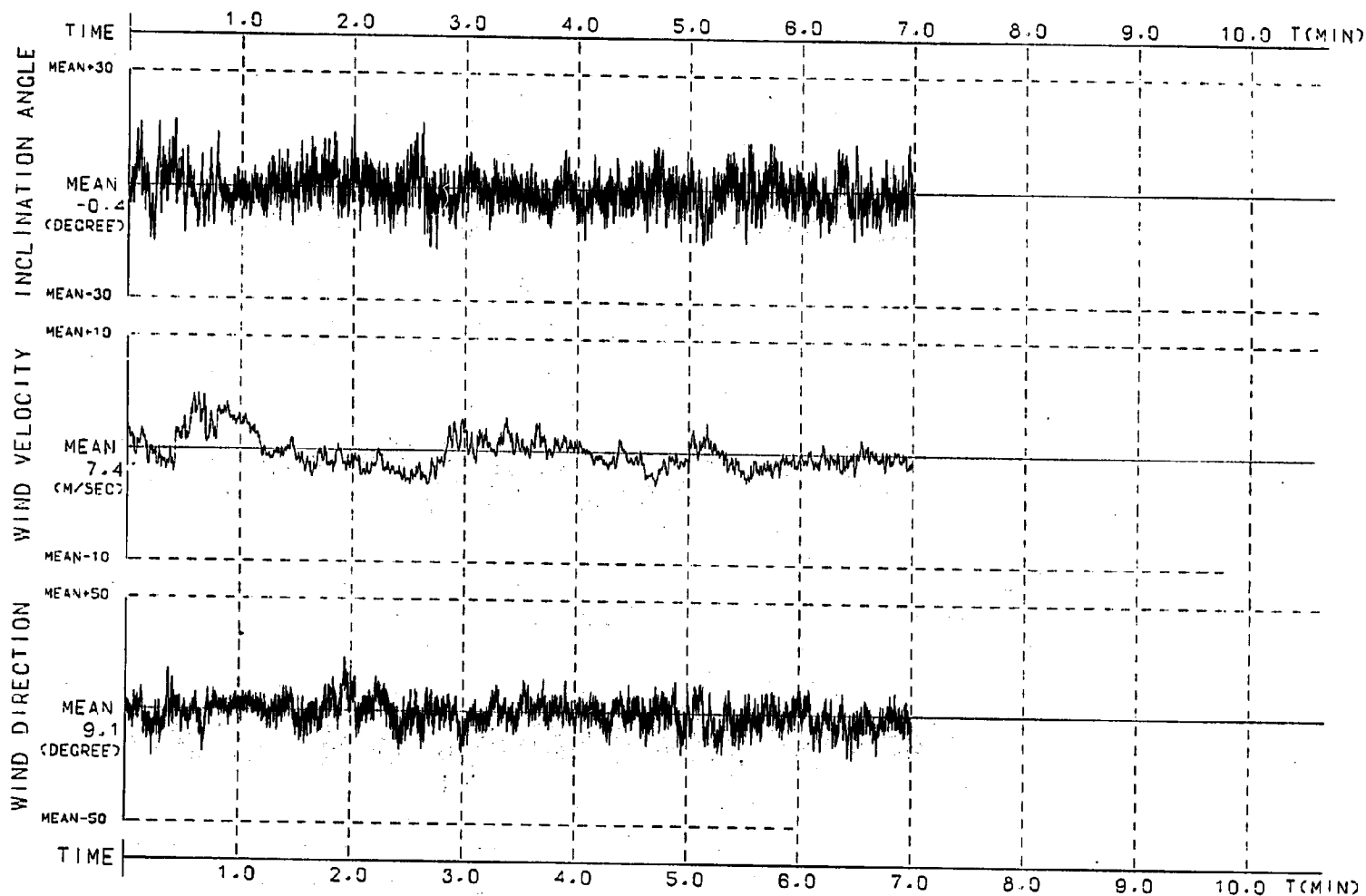


图 4.9(2) 风速・风向・迎角 RUN 2

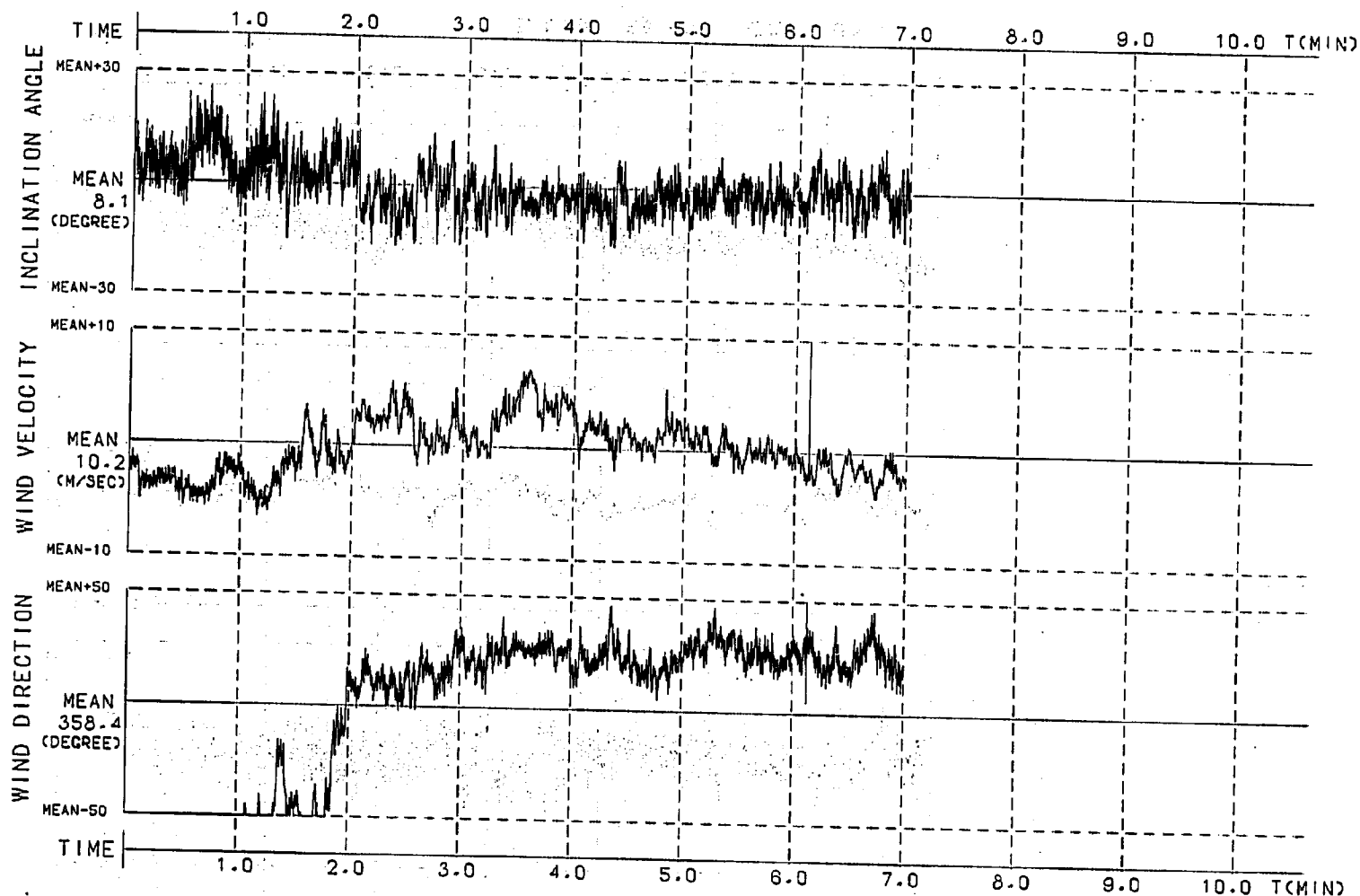


图 4.9 (3) 风速・风向・迎角 RUN 3

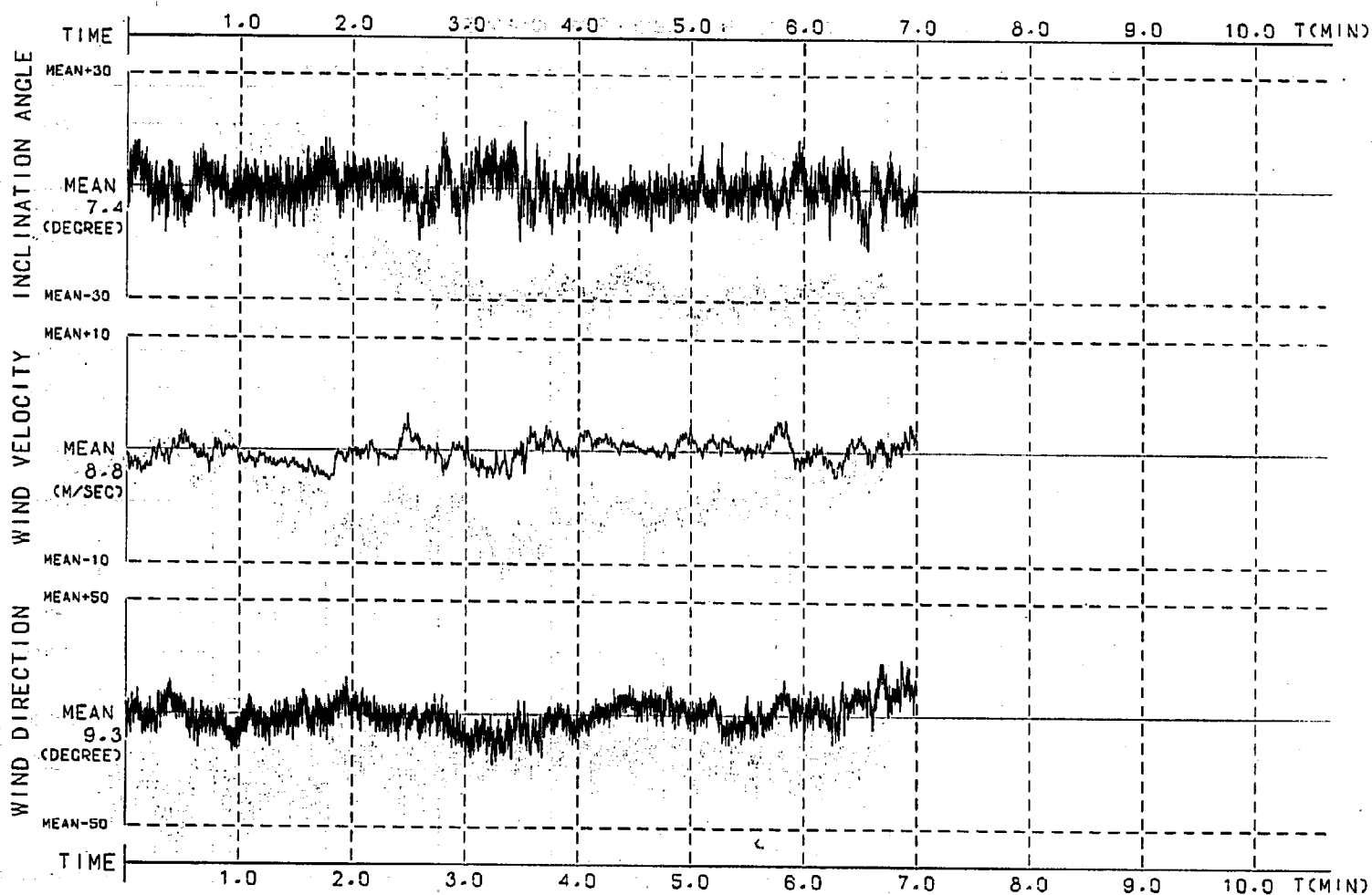


图 4.9 (4) 风速・风向・迎角 RUN 4

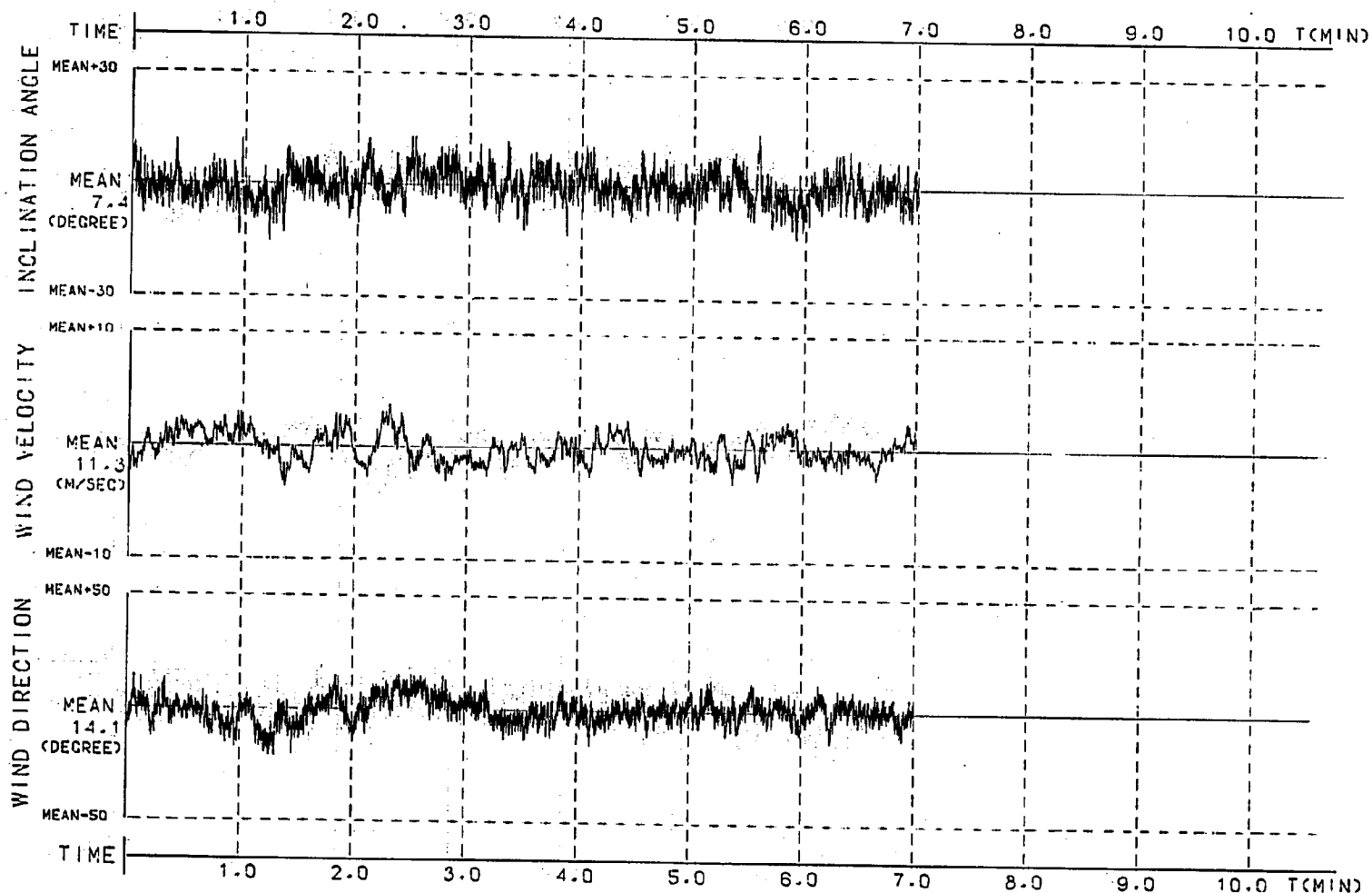


图 4.9 (5) 风速·风向·迎角 RUN 5

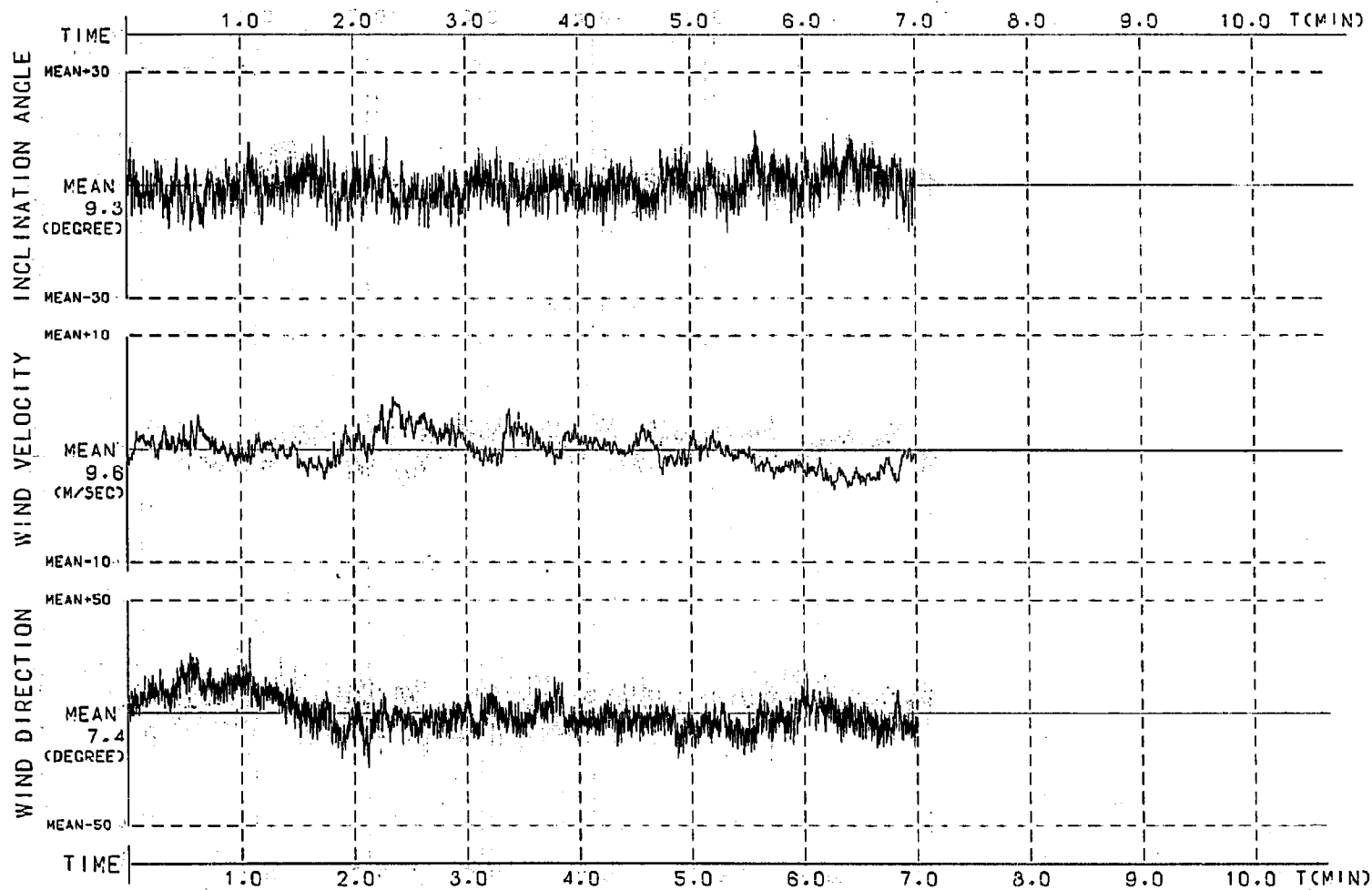


図4.9(6) 風速・風向・迎角 RUN 6

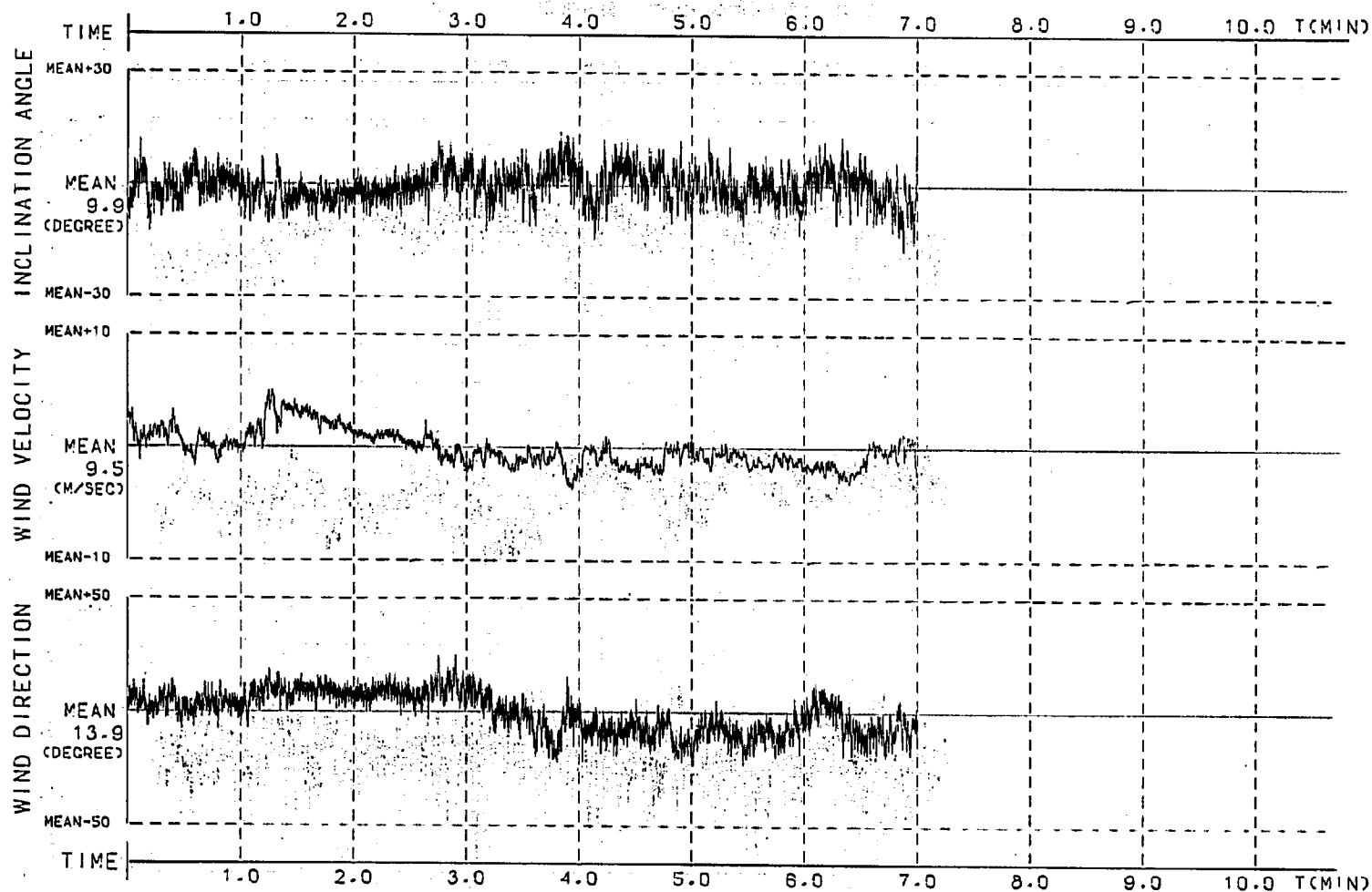


图 4.9 (7) 风速·风向·迎角 RUN 7

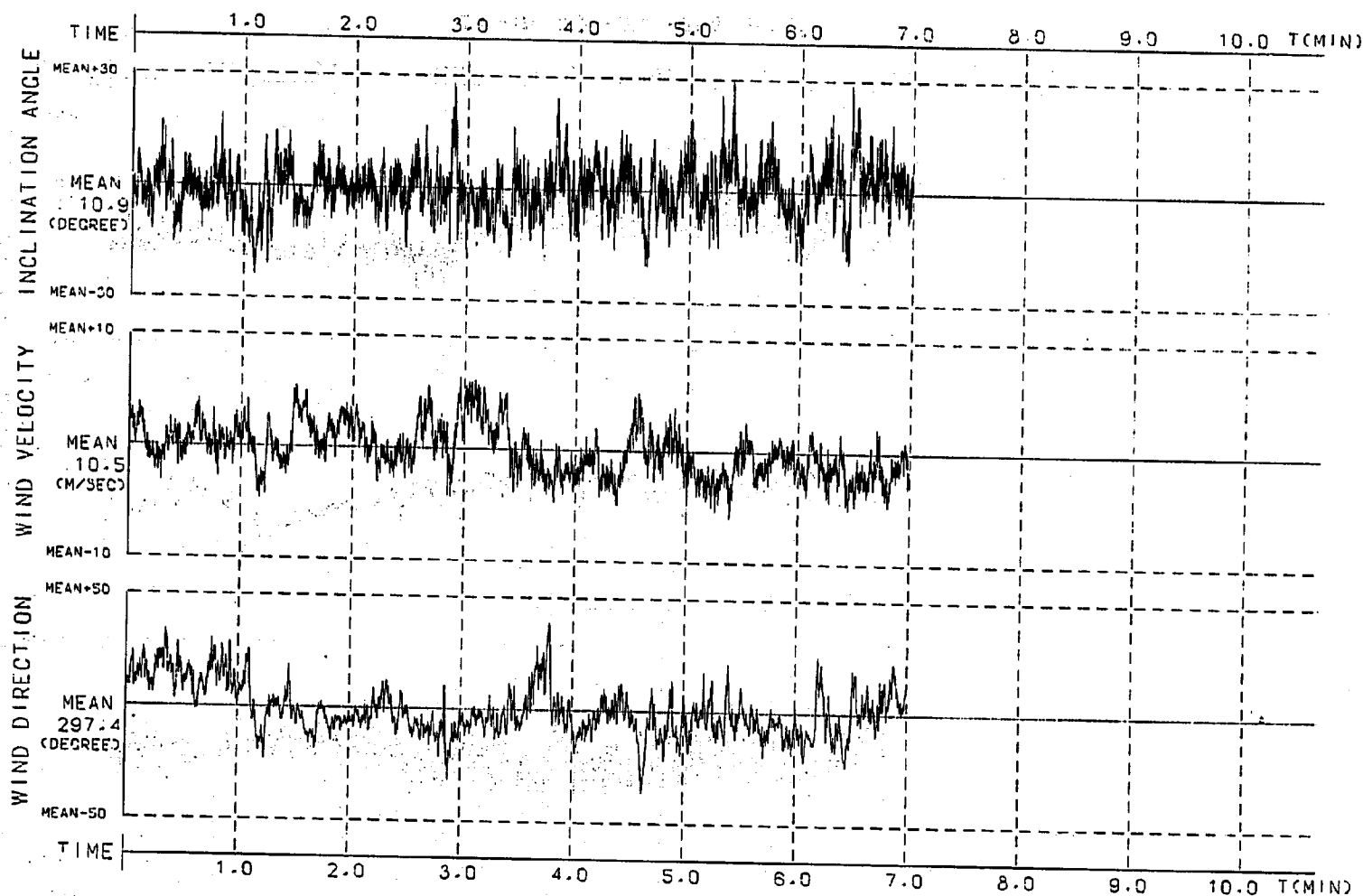


図 4.9 (8) 風速・風向・迎角 RUN 1

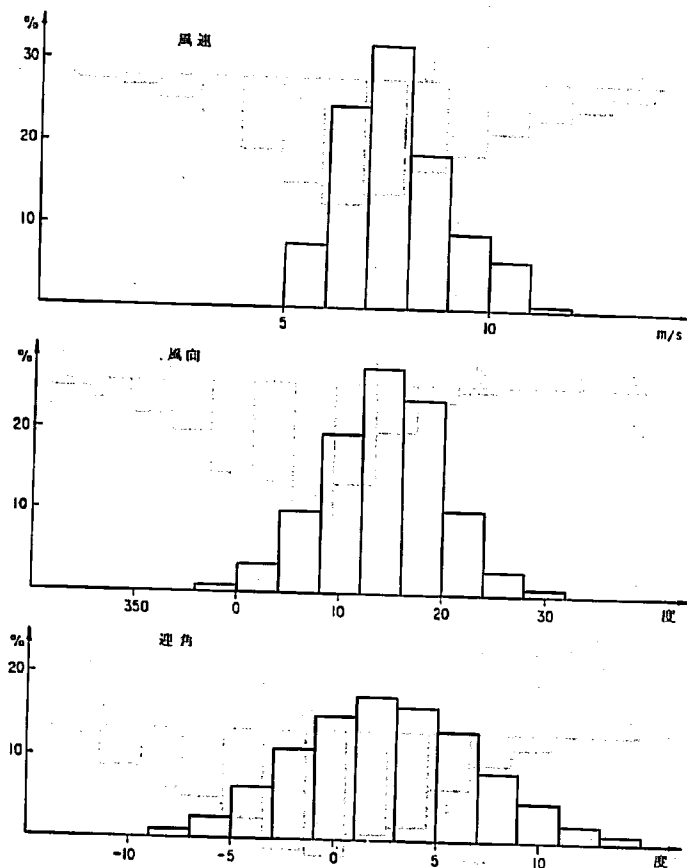


图 4.1 0(1) 频率分布 RUN 1

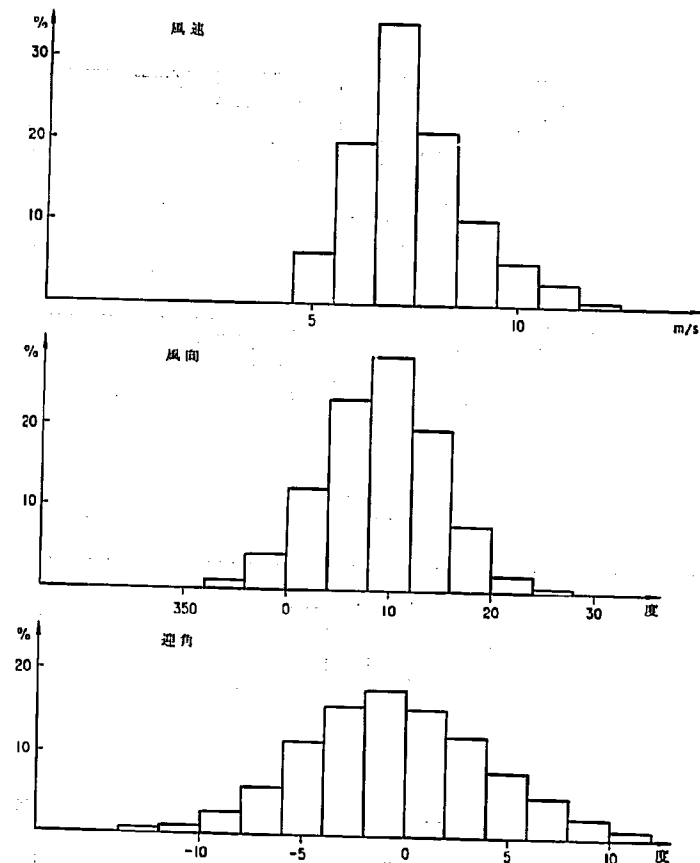


图 4.1 0(2) 频率分布 RUN 2

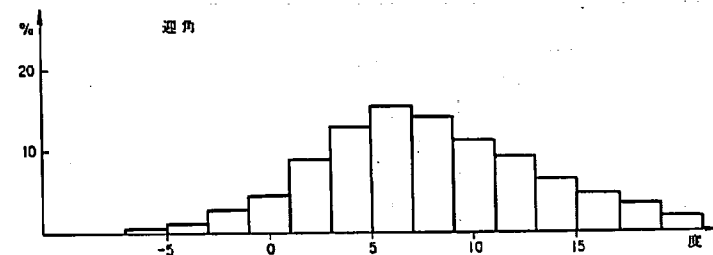
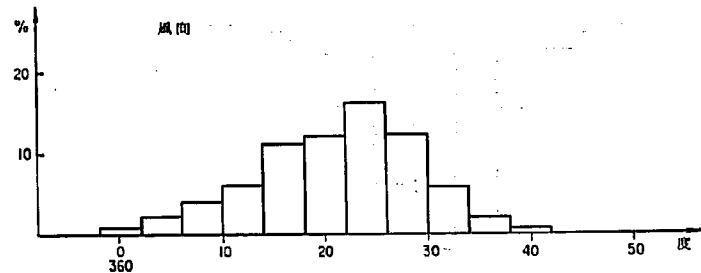
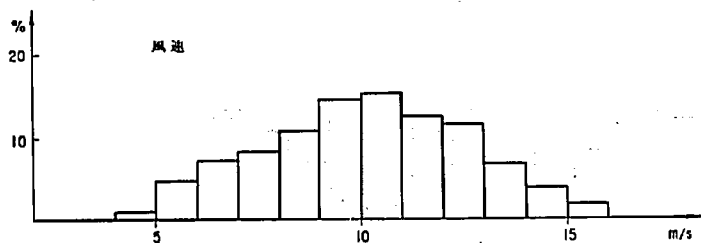


图 4.10(3) 频度分布 RUN 3

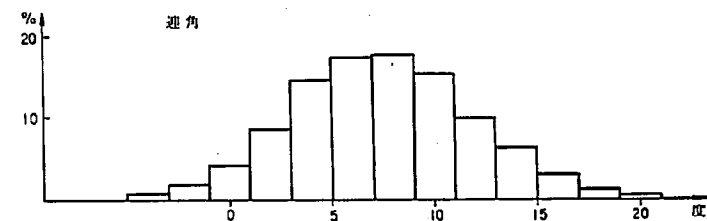
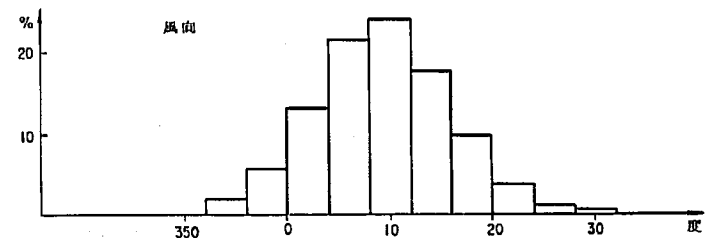
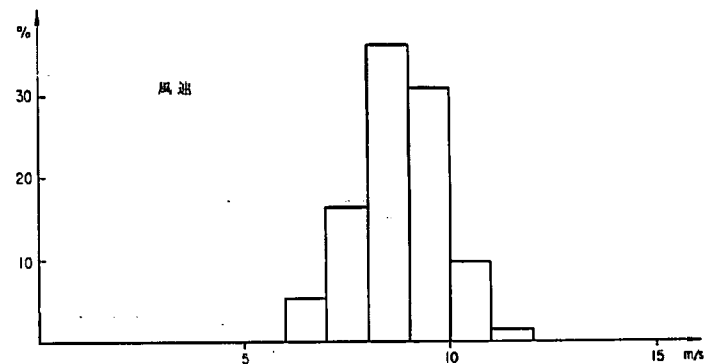


图 4.10(4) 频度分布 RUN 4

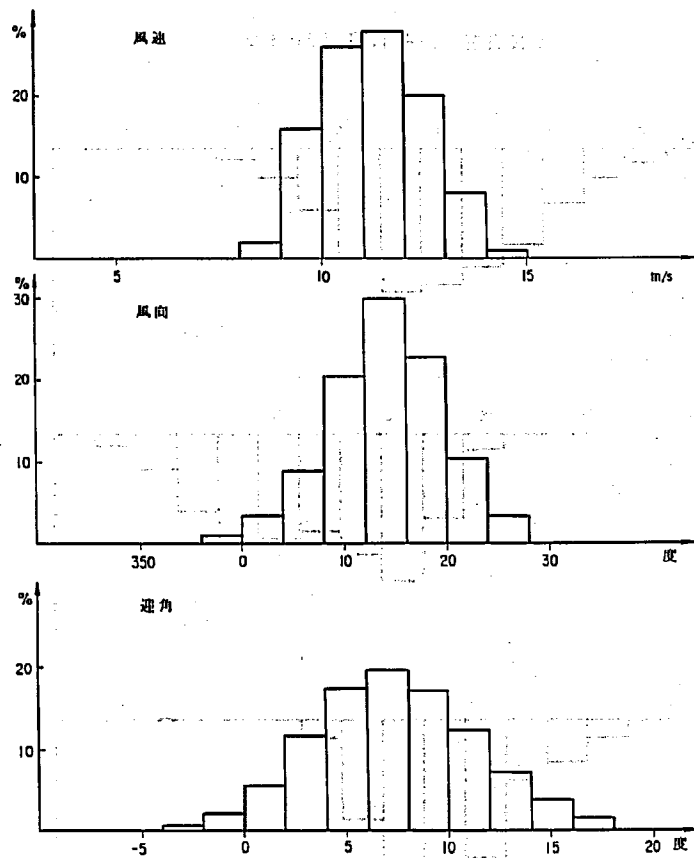


图 4.1.0(5) 频率分布 RUN 5

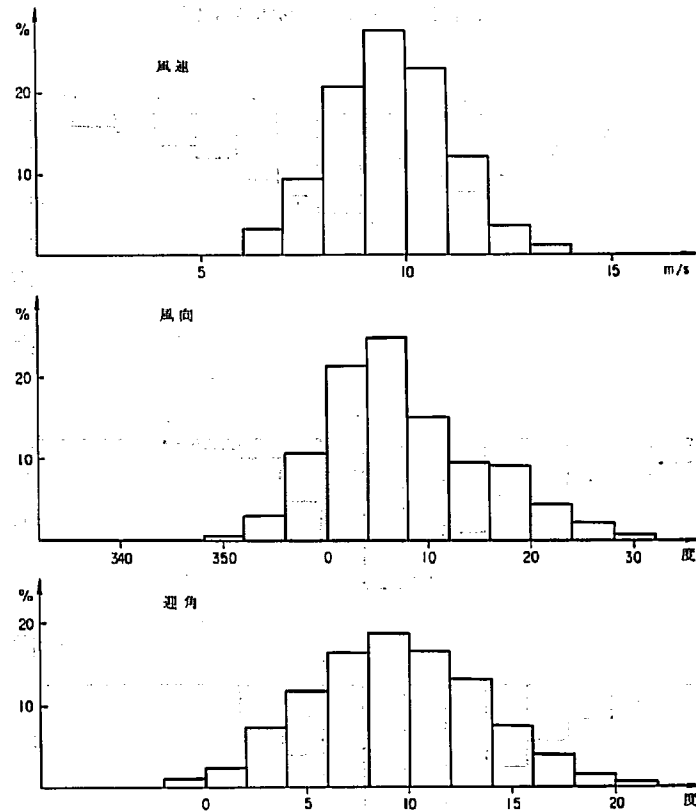


图 4.1.0(6) 频率分布 RUN 6

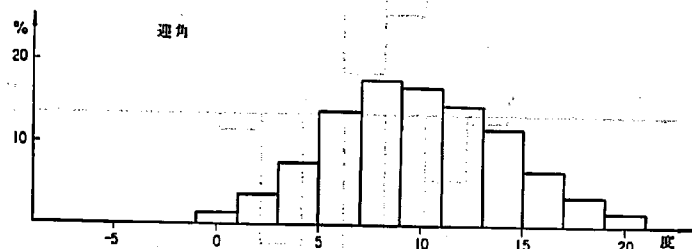
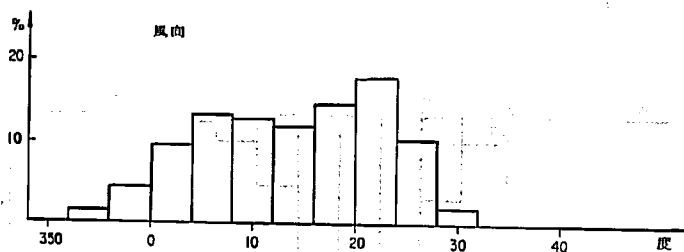
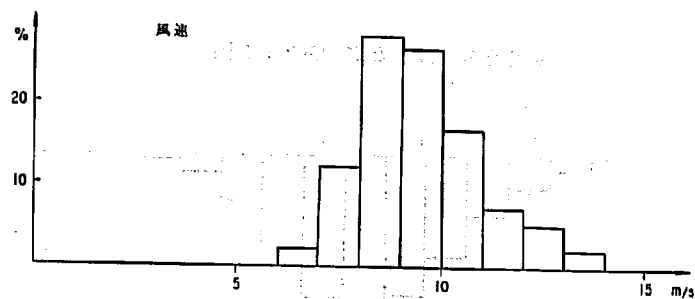


图 4.10(7) 频率分布 RUN 7

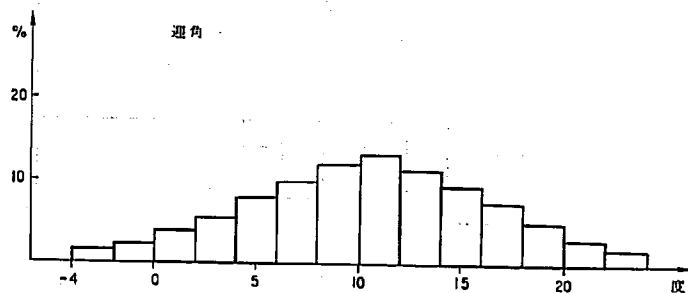
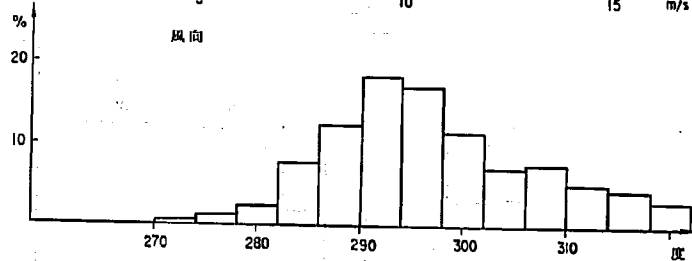
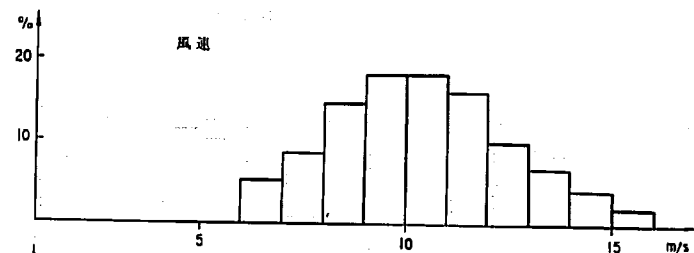


图 4.10(8) 频率分布 RUN 8

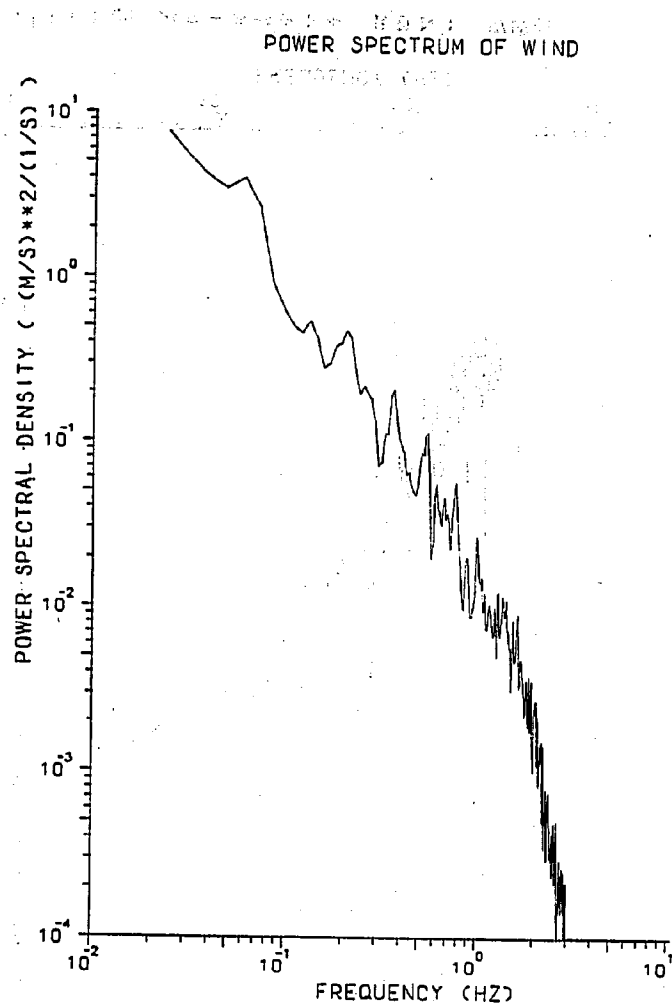


図 4・11(1) パワースペクトル RUN 1 U成分

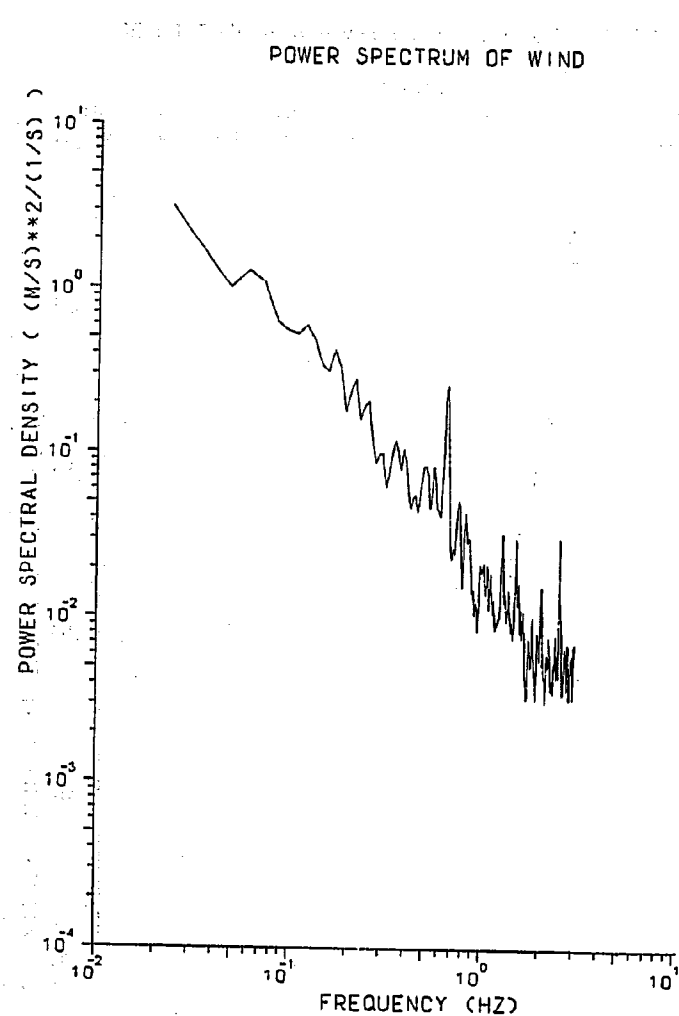


図 4・11(2) パワースペクトル RUN 1 V成分

-96-

POWER SPECTRUM OF WIND

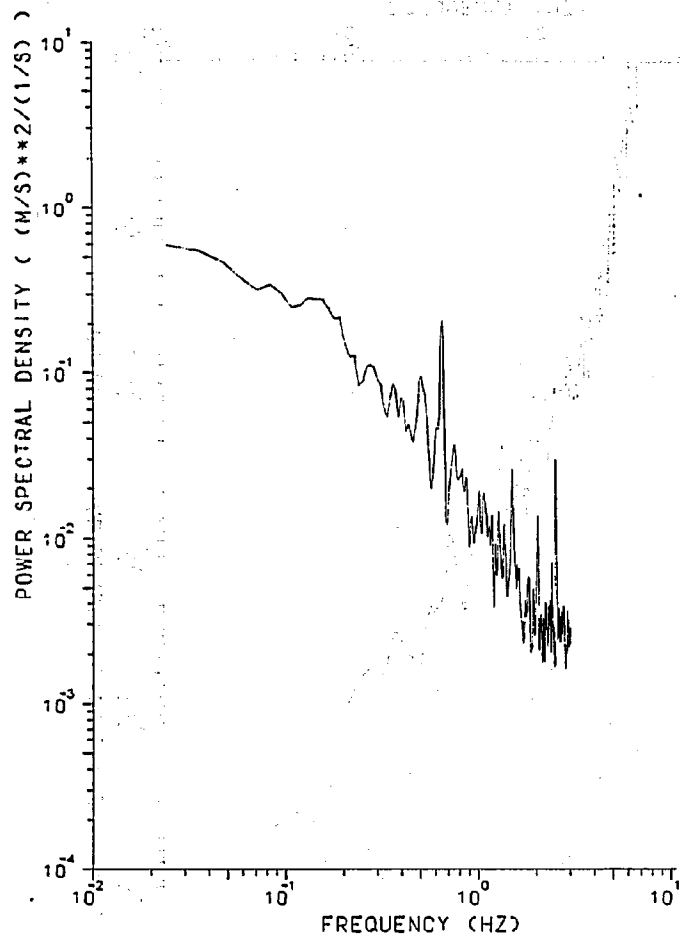


図 4.1.1 (3) パワースペクトル RUN 1 W成分

POWER SPECTRUM OF WIND

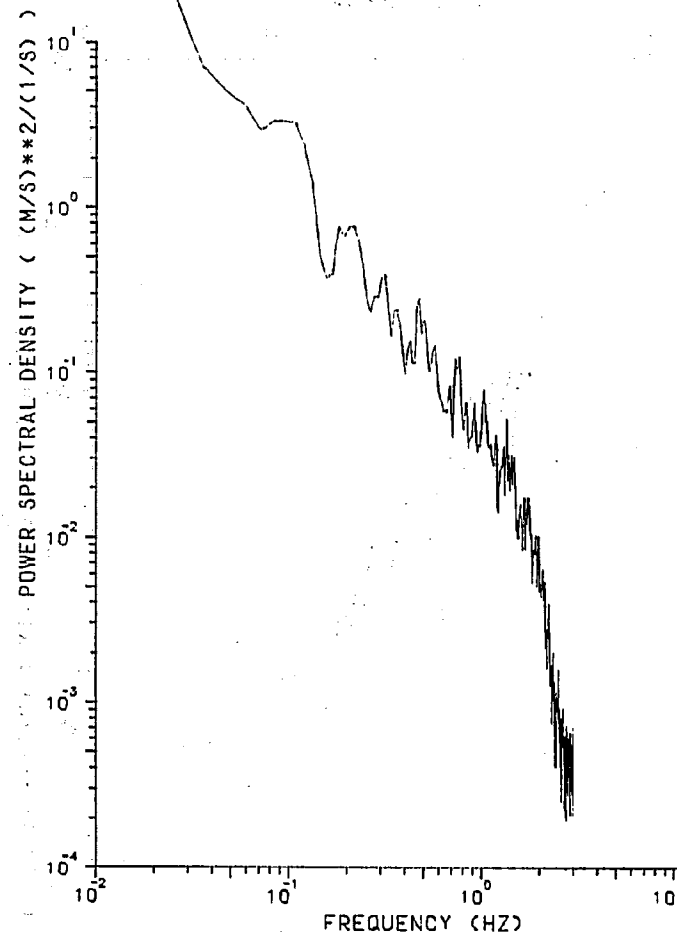


図 4.1.1 (4) パワースペクトル RUN 3 U成分

-26-

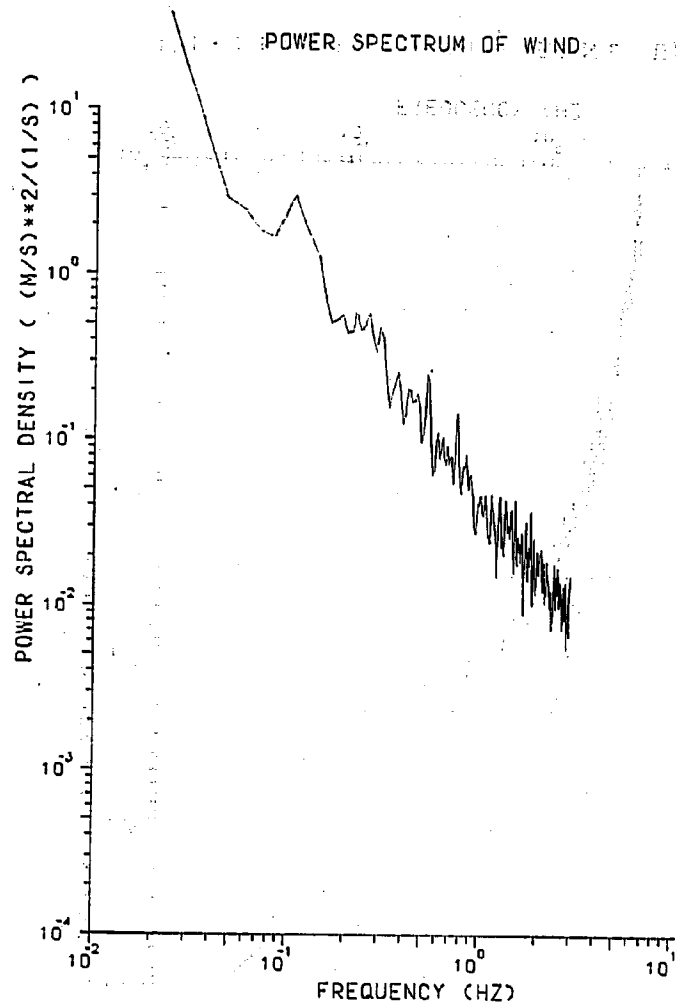


図 4・11(5) パワースペクトル RUN 3 V成分

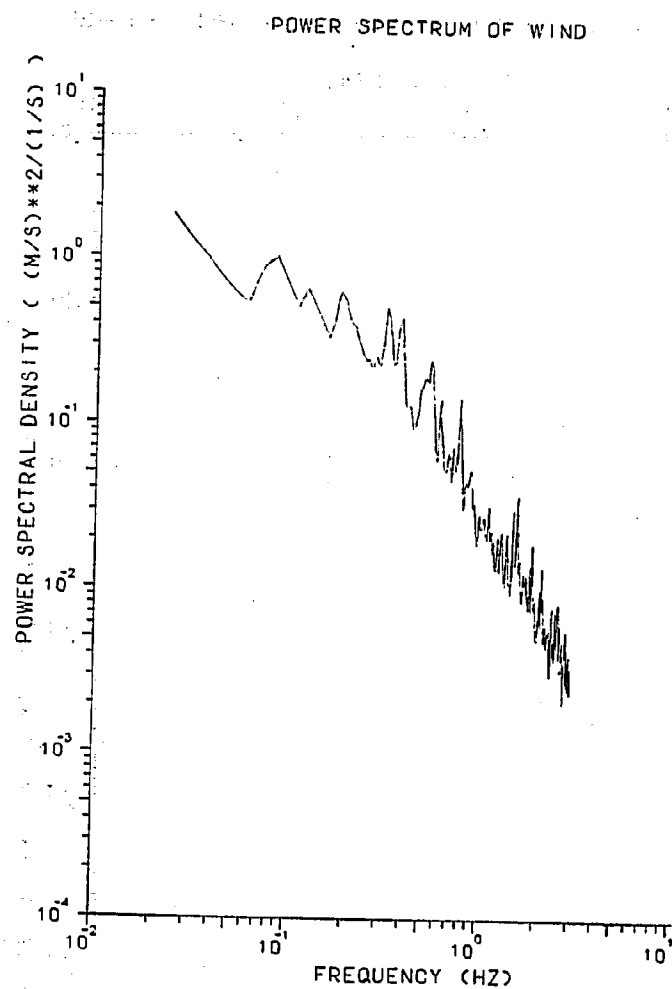


図-4・11(6) パワースペクトル RUN 3 W成分

POWER SPECTRUM OF WIND

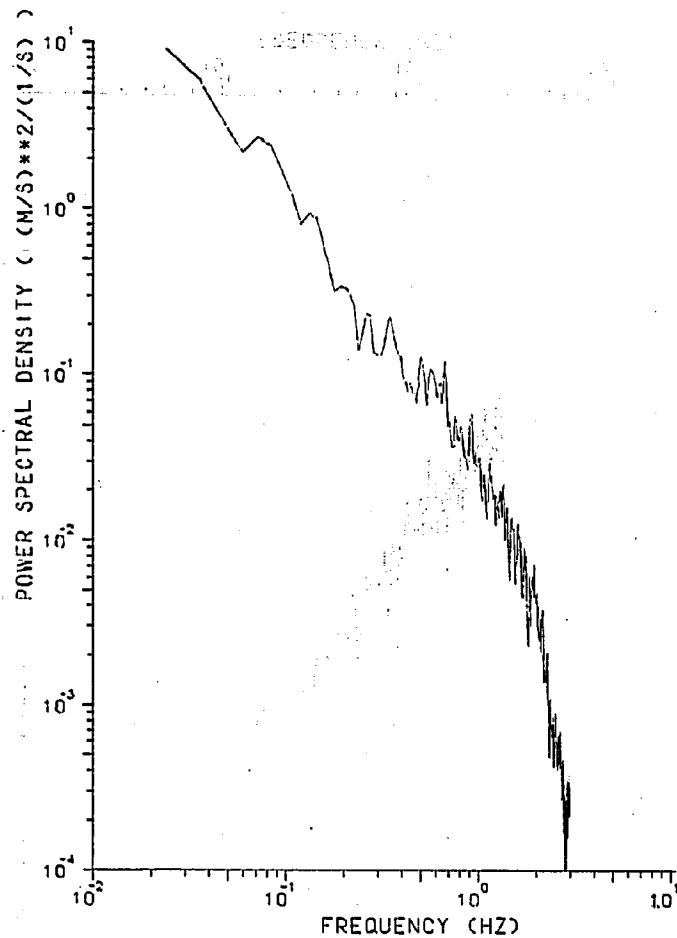


図 4・11(7) パワースペクトル RUN 5 U成分

POWER SPECTRUM OF WIND

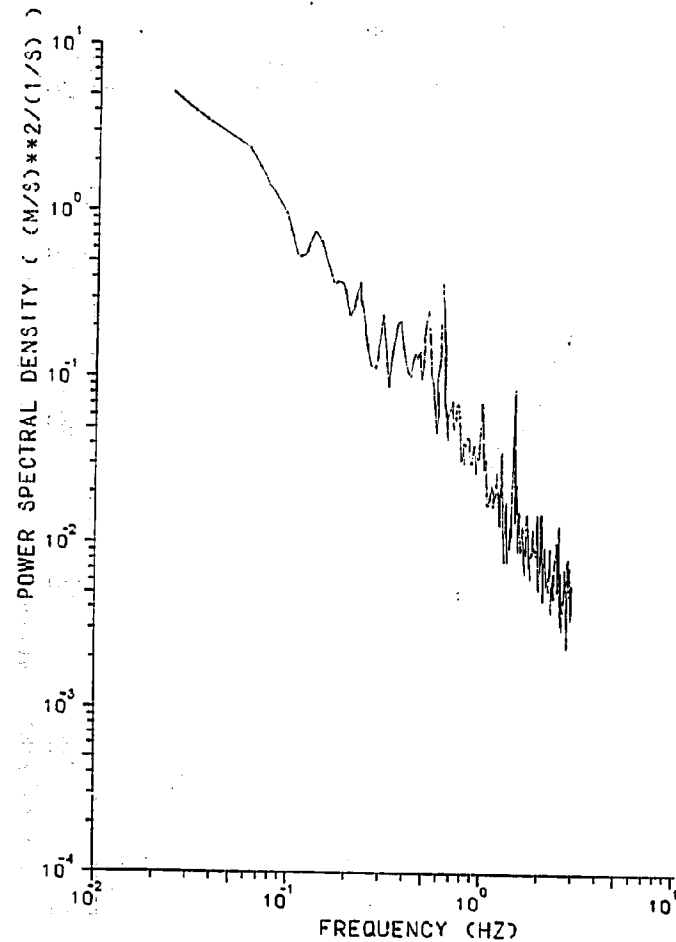


図 4・11(8) パワースペクトル RUN 5 V成分

POWER SPECTRUM OF WIND

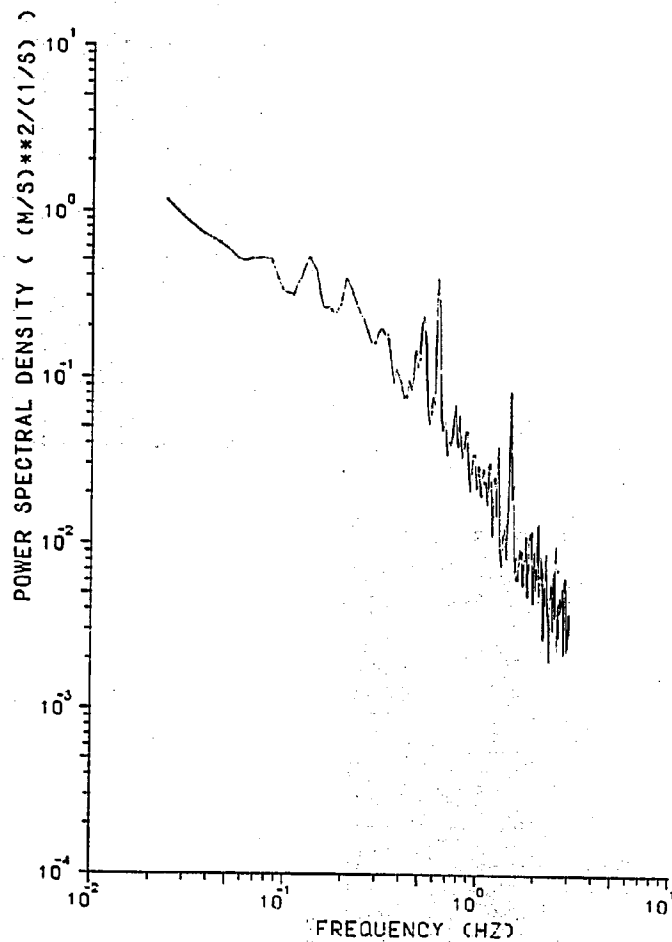
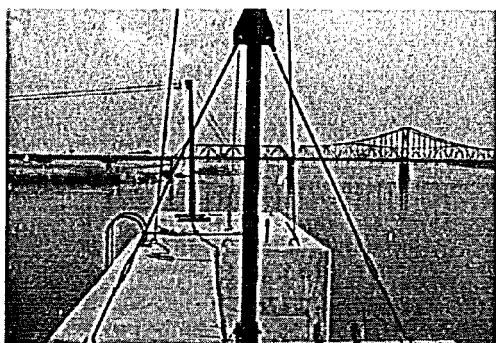
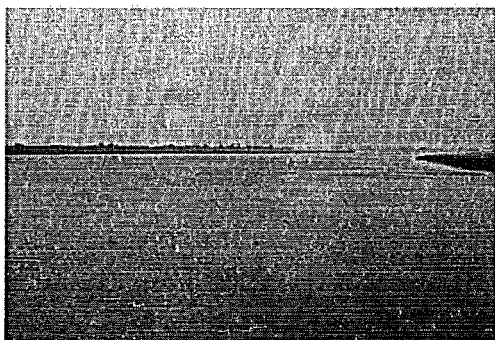


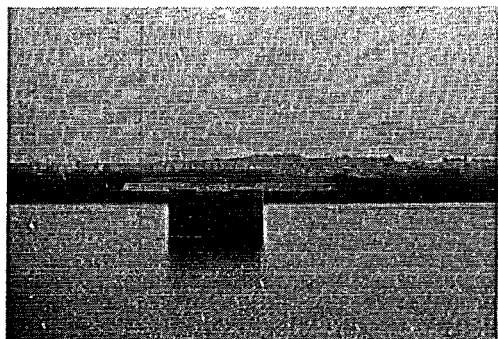
図 4・11(9) パワースペクトル RUN 5 W成分



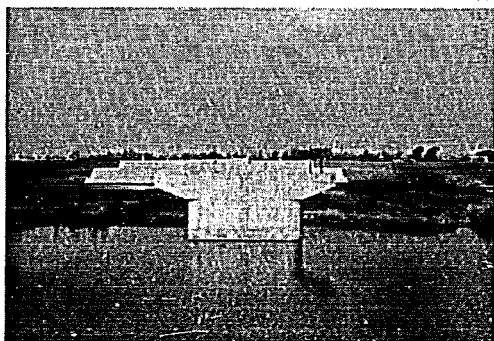
(1) 東方



(2) 西方



(3) 南方



(4) 北方

写真-1 観測地点周囲の地形

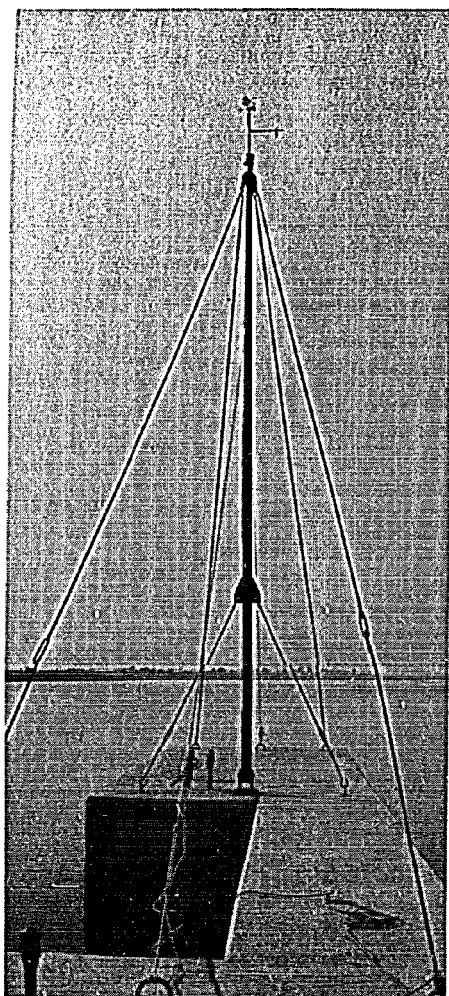


写真-2 観測タワーと風速計

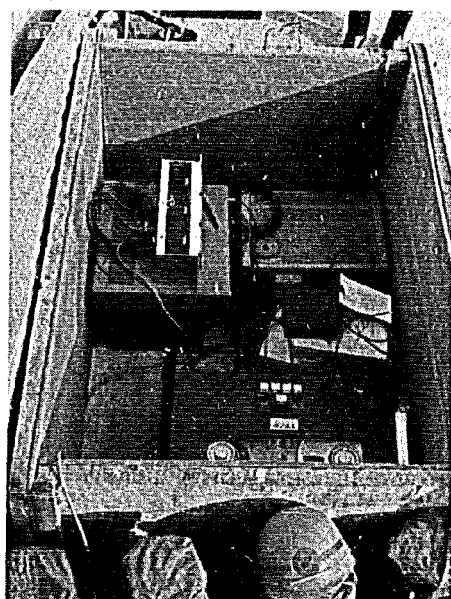


写真-3 測器類

5. 箱桁斜張橋の耐風性調査

5.1 まえがき

5.2 箱桁斜張橋の現況調査

5.2.1 単位面積当り鋼重

5.2.2 橋桁の断面二次モーメント

5.2.3 橋桁の捩り剛性

5.2.4 塔 高

5.2.5 鉛直たわみ振動数

5.2.6 捩れ振動数

5.3 風洞実験

5.3.1 実験模型

5.3.2 空気力の計測方法

5.3.3 実験条件

5.3.4 非定常空気力の算出

5.3.5 実験結果と考察

5.4 結 論

5. 箱桁斜張橋の耐風性調査

5.1 まえがき

橋桁を塔柱から斜めに張り渡したケーブルによって補剛した形式の橋梁—斜張橋—が我が国で最初に架設されたのは1957年である。以来、この種の橋梁は表—5.1および表—5.2に示したように代表的なものだけでも数十橋に及んでいる。更に現在架設中または計画中の橋梁を含めると可成りの数になることがわかる。このような趨勢は今後も継続すると思われるが、その理由には以下の事項が挙げられよう。

- (1) 斜張橋の適用支間が従来の吊橋とその他の形式の橋梁の中間的な位置を占め、我が国の長大橋梁の計画支間にその程度のものが多くなって来たこと。
- (2) 上記橋梁の計画位置の基礎地盤が吊橋の架設には不十分であり大規模な橋台の建設には不向きな場合が多いこと。
- (3) 高張力度でかつ疲労強度の高いケーブルの開発によりケーブルに大きな負担を期待する構造系の設計が可能になったこと。
- (4) 電子計算機の発達により高次不静定構造系の構造解析が精密かつ迅速に行なわれるようになったこと。

ところで、斜張橋という橋梁形式はケーブルの配置だけをとりに上げてみても1面吊り、2面吊り、また、主塔からのケーブルの展開法としては、Radiating, Fan, Harp, Starなど各種の方式が考案されており、未だ確たる構造形式は定まっていないうちにみられる。特に橋桁についてはケーブルの碇着の問題を考慮して桁形式橋床が用いられるが、それにも種々の形式が用いられている。

以上述べたように現状では斜張橋の最適な構造形式は確定してはいないが、吊橋と同様に柔形式橋梁であるためにその耐風性についての十分な配慮が必要となる。構造研究室ではこれ迄にも数橋の斜張橋について耐風性調査を実施して来たが、今後この形式の橋梁が架設されることを想定し、斜張橋の耐風性をより統一した見地から検討することを計画した。従って、本調査は特別な場合を除き、具体的な橋梁はその対象とせず、次の程度の橋梁を対象とした。

- (1) 中央支間100～300m程度の斜張橋
- (2) 箱桁形式の橋桁を有する斜張橋

このような大雑把な条件を満たす斜張橋で耐風性上考慮すべき事項としては、フラッター、ギャロッピング、渦励振の3種の空力弾性現象があるが、これ迄の経験では低風速における渦励振が最も重要な現象であると考えられる。そこで、本調査もこの点に主眼を置くこととした。調査の方法、結果、問題点等については以下に順を追って詳述することとし、ここでは調査全体の流れを紹介するに止めておく。

- (1) 既設の箱桁斜張橋の現況調査を行ない静的・動的な特性を明らかにし、より一般的な資料を得るための基本断面を定める。
- (2) 渦励振現象を解明するための有力な手段となる非定常空気力を実験的に求める手法を開発する。
- (3) 上記より定められた模型および実験装置を用いて非定常空気力を計測する。
- (4) 実験結果を総括し、箱桁斜張橋として耐風性の優れた橋桁断面を提案する。

なお、本調査は昭和50年度にも引き続いて実施する予定である。

5.2 箱桁斜張橋の現況調査

文献によると1971年現在で世界中に斜張橋は39橋架設されている。調査もれやその後の進展を考えると少なくとも50橋以上の斜張橋が供用されていると思われる。本調査ではそれらのうち資料の入手出来たものについて耐風設計に必要な資料をとりまとめることに努めた。(表-5.1 参照)

5.2.1 単位面積当り鋼重

中央支間長と上部工鋼重の関係を図-5.1に示す。それによると上部工鋼重は支間200mまでは400~480kg/m²、また、300m以上では550~600kg/m²程度であることが理解される。ただし、ドイツで架設された斜張橋の鋼重は我が国の場合よりも100~150kg/m²程度小さく、支間の伸張と共に逆に鋼重が減少する傾向さえ見られる。これはドイツの斜張橋が我が国のそれに比べて幅員が大きいことと地震力の小さいことなどにも原因があると思われる。さらに横軸を支間/幅員によって表わすと、その差は減少し関係式は次のように表わされることが判る。

$$\text{単位鋼重 (kg/m}^2\text{)} \doteq 2.5 \times (\text{支間/幅員}) + 1.75$$

5.2.2 橋桁の断面二次モーメント

中央支間長と橋桁の断面二次モーメント(縦曲げ剛性)の関係を図-5.2に示す。縦軸は断面二次モーメントの10倍を幅員で割った値を表わす。関係式は次式で表わされる。

$$\text{断面二次モーメント/幅員 (m}^4\text{)} \doteq 7.14 \times 10^{-4} \times \text{中央支間 (m)} - 8.857 \times 10^{-2}$$

5.2.3 橋桁の振り剛性

中央支間長と橋桁の振り剛性の関係を図-5.3に示す。縦軸は振り剛性を対数表示したものである。図に見られるように橋桁の構成によってその振り剛性には大きな差が見られることが理解されよう。関係式は次式で表わし得る。

$$\log_{10}(\text{橋桁の振り剛性 } m^4) \doteq 7.143 \times 10^{-3} \times \text{中央支間 (m)} - 1.429$$

5.2.4 塔 高

表-5.2を基に中央支間長と塔高の関係を示したものが図-5.4である。ケーブルの配置の仕方により可成りのバラツキが見られる。図中の直線はLeonhardtにより提案された関係式を表わす。

5.2.5 鉛直たわみ振動数

図-5.5は鉛直たわみ振動数(1次, HZ)と中央支間長の関係を表わす。鉛直たわみ振動数は支間の増加と共に漸減し, その関係は次式で支えられる。

$$1\text{次鉛直たわみ振動数 (HZ)} \approx -1.36 \times 10^{-3} \times \text{中央支間長 (m)} + 0.836$$

5.2.6 振れ振動数

図-5.6は振れ振動数(1次, HZ)と中央支間長の関係を表わす。資料とした橋梁はいづれもその耐風性を考慮して設計されたため, その振れ振動数は中央支間長にかかわらずほぼ一定値を示し, 平均値は1.65 HZであった。

5.3 風洞実験

すでに述べたごとく本調査では斜張橋断面形状と渦励振の関係を求めることに主眼が置かれた。周知のように橋梁断面の場合にはいわゆる平板空気力(Theodorsen)を適用できないためもっぱら風洞実験により非定常空気力を測定し, それよりパラメトリックな解析を行って最適な断面を選び出すこととした。以下に模型の種類, 計測方法, および計測結果の一例について述べることにする。

5.3.1 実験模型

今回の実験は特定の斜張橋を対象としたものではなく, その空気力特性の一般的傾向を考えようとするものである。そこで表-5.1に示した従来の施工例を参考にして実験断面を定めた。それによると, 最も多い桁断面は1箱桁(□, ▽, □など)であり, その他に2箱桁, プレートガーダなどの例が見られる。ただし, プレートガーダの採用は2面吊りのように桁自身に比較的振り剛度が低くともよい2面吊りのような構造の場合に限られているようである。また, それら各種断面の桁高Hと幅員Bの比は0.1~0.2程度となっている。我が国のような台風常襲国ではフラッタの発生を恐れて振れ剛性の大きい断面が選ばれる可能性が大きいことを考慮して本調査では表-5.3(1)に示した5種類とした。特に模型Eについては両縁端に直角2等辺三角形および半円形のフェアリングを取り付けた模型D'E, およびD'Eも考慮した。模型の高さ, 張り出し桁の寸法の組み合わせは表-5.4に示した通りとした。更に, 高欄と地覆は前縁における剝離を

左右して作用空気力に大きな影響を与えると考え、表-5.3(2)に示した4種類を製作した。T1は歩道付き、T2、T3は地覆高の違い、T4は板状の高欄を代表するものとした。模型の名称は次のように名付けた(表-5.3(1)、表-5.3(2)参照)。ただし、模型Eについては

(模型基本形)(100B/B)(100H/B)-(高欄地覆模型)

100B'/Bを100の代りに00と表示することとした。また、実験-Bは外注して行なったため名称が上述のものと異なっているが、対応する模型基本形は表-5.4により得られよう。風洞の規模により模型の寸法には自ら限度があり本実験ではその幅員をB=400mmに統一した。また、実物と模型の幾何学寸法比は一応1/60程度を想定した。模型は枳材を主体とし、一部にバルサ材を用いて製作し、その重量は端板を含めて800~900gr程度であった、支間は990mmに統一した。

5.3.2 空気力の計測方法

実験は構造研究室所属の非定常空気力風洞(1.0×2.0m)によって実施したが、その内容は上下たわみ振動(Pure translation)時の非定常揚力の測定を中心とし、他に一部フラッター実験、3分力係数の測定も実施した。非定常空気力の測定に用いた実験装置は従来のものと異なるので以下にその概要を説明しておく。

従来、振動物体に作用する非定常空気力の計測技法は主として航空機翼に関する分野で広く開発されてきた。それらは自由振動法と強制振動法に大別されるが、ここでは代表的な手法を紹介するに止めておく。

<自由振動法>

この方法はScanlanにより解析的に導かれた手法で、Old Tacoma 橋の模型実験に適用されてよい結果を得たとされているものである。この方法では2自由度で振動する模型系の運動方程式を

$$\begin{cases} \ddot{h} + 2\zeta_h \omega_h \dot{h} + \omega_h^2 h = H_1 \dot{h} + H_2 \ddot{\alpha} + H_3 \alpha = L_h/m \\ \ddot{\alpha} + 2\zeta_\alpha \omega_\alpha \dot{\alpha} + \omega_\alpha^2 \alpha = A_1 \dot{h} + A_2 \ddot{h} + A_3 \alpha = L_\alpha/I_p \end{cases}$$

と置き、係数 $H_1, H_2, \dots, A_2, A_3$ を実験的に求めるのである。

(1) H_1 の測定

Pure translation では、その運動方程式は

$$\ddot{h} + 2\zeta_h \omega_h \dot{h} + \omega_h^2 h = H_1 \dot{h}, \text{ または } \ddot{h} + 2r_h \omega_h \dot{h} + \omega_h^2 h = 0 \text{ と書ける。ただし、 } r_h = \zeta_h - \frac{H_1}{2\omega_h}$$

故に、 $\delta_h = \frac{1}{n} \log_e \frac{h_0}{h_n} = \frac{2r_h \pi}{\sqrt{1-r_h^2}}$ (対数減衰率の測定値)、従って、 $r_h^2 = 1 / \{ 1 + 4(\frac{\pi}{\delta_h})^2 \}$

$\therefore H_1 = 2\omega_h(\zeta_h - r_h) = 2\omega_h(\zeta_h - \sqrt{1 / \{ 1 + 4(\frac{\pi}{\delta_h})^2 \}})$

(a) A_2, A_3 の測定

pure pitching では, 同様にして

$$\ddot{\alpha} + 2\zeta_a \omega_a \dot{\alpha} + \omega_a^2 \alpha = A_2 \dot{\alpha} + A_3 \alpha, \text{ または } \ddot{\alpha} + 2r_a \Omega_a \dot{\alpha} + \Omega_a^2 \alpha = 0$$

ただし, $2r_a \Omega_a = 2\zeta_a \omega_a - A_2, \Omega_a^2 = \omega_a^2 - A_3, \delta_a = \frac{1}{n} \log_e \frac{\alpha_0}{\alpha_n} = \frac{2r_a \pi}{\sqrt{1-r_a^2}}$ (対数減衰率の実測値)

従って, $r_a^2 = 1/|1 + 4(\frac{\pi}{\delta_a})^2|, T = 2\pi/\Omega_a \sqrt{1-r_a^2}$ (振動周期の測定値) より

$$\Omega_a (= \Omega_d) = 2\pi/T \sqrt{1-r_a^2}$$

故に, $A_2 = 2(\omega_a \zeta_a - \Omega_a r_a), A_3 = \omega_a^2 - \Omega_a^2$

(b) A_1, H_2, H_3 の測定

2自由度の flutter を観測することにより残りの3つの係数は次のように求められる。すなわち, $h = h_0 \sin \omega t, \alpha = \alpha_0 \sin(\omega t - \theta)$ において, これを原式に代入すれば,

$$\begin{cases} A_1 = \frac{1}{\omega} \left(\frac{\alpha_0}{h_0} \right) [(\omega^2 - \omega_a^2 + A_3) \sin \theta + (2\zeta_a \omega_a - A_2) \omega \cos \theta] \\ H_2 = \frac{1}{\omega} \left(\frac{h_0}{\alpha_0} \right) [(\omega_h^2 - \omega^2) \sin \theta + (2\zeta_h \omega_h - H_1) \omega \cos \theta] \\ H_3 = - \left(\frac{h_0}{\alpha_0} \right) [(\omega^2 - \omega_h^2) \cos \theta + (2\zeta_h \omega_h - H_1) \omega \sin \theta] \end{cases}$$

<強制振動法>

強制振動法には inertia-balance 法と inertia-unbalance 法がある。inertia-unbalance 法は模型に作用する慣性力を空気力と共に計測し, 慣性力を何らかの方法で差し引いて空気力を求めるものである。模型の加振方法としては pure-translation と pure-pitching を独立に行なう場合 (例えば釜口, 河島, 田中) と両者に任意の位相差をもたせて連成させる場合 (Halfman) の2種類があり, 当研究室におけるこれ迄の実験は前者によっている。

<Försching>

この方法は1自由度系で吊られた系に外力を加えて強制振動を発生させることにより空気力を検出しようとする方法である。従って, 前述の自由振動法を強制振動法の中間的なもので, 混合法とも呼ばれる性格をもっている。

非定常空気力を次式で表わす。

$$\text{揚力} \quad F = \frac{\rho v^2}{2} D b C_L(t, s, Re)$$

$$\text{抗力} \quad W = \frac{\rho v^2}{2} D b C_D(t, s, Re)$$

但し, D, b はそれぞれ断面寸法, 支間を表わす。

非定常揚力は次式でも表わせる。

$$\text{揚力} \quad F = \pi \rho v^2 h b K_a(S, Re, h/D) \exp j \omega t$$

但し, $K_a(S, Re, h/D)$ と h は複素非定常揚力係数, 振動振幅を表わす。このようにすると, 振幅が零になった時には不満足な表示となるので, そこで

$$F = \pi \rho v^2 b \sum_{n=0}^{\infty} h^n K_{an}(S, Re) \exp j \omega t$$

とする方が妥当であろう。しかし, 実験では h は有限であったため, 前式が用いられた。

非定常揚力の測定法

$$\text{運動方程式は } \frac{d^2 u}{dt^2} m_r + C u \exp j g_r = F(Re, s, t)$$

これに, $U = h \exp j \omega t$, $\omega_r = \sqrt{G/m_r}$ を代入して整理すると

$$h [(-\omega^2 + \omega_r^2 \exp j g_r) m_r - \pi \rho v^2 b K_a(Re, s, h/D)] \exp j \omega t = 0$$

自励振動が発生時には左辺の括弧内が零である。従って, 上式を実部, 虚部に分け, それぞれを零と置くことにより次式が求められる。

$$(-\omega^2 + \omega_r^2 \cos g_r) m_r - \pi \rho v^2 b K_a'(Re, s, h/D) = 0$$

$$m_r \omega_r^2 \sin g_r - \pi \rho v^2 b K_a''(Re, s, h/D) = 0$$

$$\text{故に } \begin{cases} K_a'(Re, s, h/D) = (-\omega^2 + \omega_r^2 \cos g_r) m_r / \pi \rho v^2 b \\ K_a''(Re, s, h/D) = \omega_r m_r \sin g_r / \pi \rho v^2 b \end{cases}$$

V , ω は実験より求められる。また, 右辺の諸量は既知である。故に, これより K_a' , K_a'' が求められる。上記の方法は限界 Strouhal 数の近く, すなわち, 自励振動時のみ有効である。

次に S および Re の K_a' , K_a'' に及ぼす効果を詳細に追求するために, 系に付加力を作用させることを考える。電磁加振機の加振力は

$$G(t) = |G| \exp j \omega t = (G' + j G'') \exp j \omega t$$

とおけるので, これを上式の式に代入すると,

$$h [(-\omega^2 + \omega_r^2 \exp j g_r) m_r - \pi \rho v^2 b (K_a' + j K_a'')] = G' + j G''$$

もしも, 系を共振状態におければ $G' = 0$ とおける。したがって, この時上の式は共振々動数 ω_R を用いて次のように書き改められる。

$$h [(-\omega_R^2 + \omega_r^2 \exp j g_r) m_r - \pi \rho v^2 b (K_a' + j K_a'')] = j G''$$

これより, K_a' , K_a'' は

$$K_a' = (-\omega_R^2 + \omega_r^2 \cos g_r) m_r / \pi \rho v^2 b$$

$$K_a'' = (m_r \omega_r^2 h \sin g_r - G'') / \pi \rho v^2 b h$$

上式で K_a' の中には加振力の測定値は不用で容易に求め得る。また上の式の G' については, $V = 0$ においては, G'' は系の減衰力に等しく,

$$G_0'' = h m_r \omega_r \sin g_r$$

となる。次に通風時に一定振幅 h で計測され, G''/G_0'' が既知になったとすると,

$$G'' = (G''/G_0'') G_0'' = (G''/G_0'') h m_r \omega_r^2 \sin g_r$$

故に K_s'' は $K_s'' = m_r \omega_r^2 \sin \gamma (1 - Q''/Q_0'') / \pi \rho v^2 l$ となる。

Q''/Q_0'' は J/J_0 (電磁加振機の励電流の比) に等しいので、これのみを測定すれば良く力の計測は不用となる。

＜本実験に用いた技法＞

以上紹介した方法にはそれぞれ一長一短がある。自由振動法は実験としては簡便ではあるものの上に述べたように定常振動を仮定しており、実際にはそのような場合は少なく、減衰または発散振動が大部分であるので、そのような場合に定常振動を仮定することには疑問がある。また、従来の強制振動法では慣性力を如何に相殺するかが最も重要なこととなるが、これまでの方法では電気回路によって差引きをしているものが大部分であったため、そのダイナミック・レンジは慣性力により支配されてしまい、従って、空気力の小さい風琴振動の領域で十分の精度をもって計測することは困難であった。更に Forsching の方法は電気回路の設計に手間がかかることが明らかとなったため本調査ではその対象から外すこととした。そこで、本調査では基本的には強制振動法であるが、慣性力の差し引きは機械的に行なうものとし、図-5.7 に示した装置を考察した。本装置の原理は玩具の弥次郎兵衛と同じであり、模型と付加重錘の重心を付加重錘の位置を移動することにより十字パネの中心に合わせられる。すなわち、慣性力を消去することが出来る。実際にはこの消去は全体系を加振して行なっているが、その際の問題点については後で述べる。同様の手法は pure-pitching の場合にも用いられる。図-5.8 はその原理図であり、その原理図であり、その装置もすでに完成し、検定済みであるが、今回の実験は pure-translation だけに限ったので実験には供していない。また、計測機器のブロック図を図-5.9 に掲げる。

5.3.3 実験条件

今回の実験は表-5.4 に示したように実験-A、実験-B の2種に大別される。前者については研究員が、また、後者は外注して行なった。実験-A では、その対象を風琴振動領域に限ることとし、予備実験により後流渦を計測して大略の Strouhal 数を求めた。その結果、 $H/B=0.2$ の模型では $V/NB=2$ 、 $H/B=0.1$ の模型では $V/NB=1$ が渦励振の中心周波数になると推定された。更に、倍共振を考慮して実験範囲は V/NB で $0.5 \sim 4$ 程度と定めた。次に非定常空気力は図-5.10 に見られるように振幅による非線形性があるため、本調査では加振々幅は 0.15 とした。これは原型では 9 cm 程度の振幅に対応することとなる。また、平均迎角は $+4^\circ, 0^\circ, -4^\circ$ の3種類とした。

5.3.4 非定常空気力の算出

非定常空気力 $L(t)$ は周波数応答成分 $L_m(t)$ とその他の成分 $L_a(t)$ よりなると考えられる。

$$L(t) = L_m(t) + L_a(t)$$

模型の変位 $Y(t)$ を $Y(t) = Y_0 \cos \omega_m t$ とおくと、周波数応答成分は

$$L_m(t) = \frac{1}{2} \rho v^2 B \ell C_{Lm}(t) = \frac{1}{2} \rho v^2 B \ell \{ C_{LR} \cos \omega_m t + C_{LI} \sin \omega_m t \}$$

と書ける。この C_{LR} , C_{LI} がいわゆる非定常空力係数 C_L の変位位相成分および速度位相成分である。ところで一般には図-5.11に見られるように空気力は乱れも含むため、実験結果の整理では次式より空力係数を求めた。

$$L(t) = \frac{1}{2} \rho v^2 B \ell C_L(t) = \frac{1}{2} \rho v^2 B \ell \{ C_0 + C_1 \cos \frac{2\pi}{T} t + C_2 \sin \frac{2\pi}{T} t + \dots + C_{LR} \cos \omega_m t + C_{LI} \sin \omega_m t + \dots \}$$

$$\therefore \int_0^T L(t) \cos \omega_m t dt = \frac{1}{2} \rho v^2 B \ell \int_0^T C_{LR} \cos^2 \omega_m t dt = \frac{1}{2} \rho v^2 B \ell \frac{T}{2} C_{LR}$$

$$C_{LR} = \{ \frac{2}{T} \int_0^T L(t) \cos \omega_m t dt \} / \frac{1}{2} \rho v^2 B \ell$$

同様にして

$$C_{LI} = \{ \frac{2}{T} \int_0^T L(t) \sin \omega_m t dt \} / \frac{1}{2} \rho v^2 B \ell$$

データの整理に際して、 T は $30T_m$ (T_m : 加振周期) とし、データの ΔD 変換速度は加振周波数 3 Hz の場合 4 msec, 5 Hz で 2 msec とした。

5.3.5 実験結果と考察

図-5.12 に実験結果をとりまとめて掲げておく。ここでは振動励起に特に関係の深い C_{LI} についてその空力安定性について述べる。勿論、渦励振動の発生には構造減衰、振幅などが密接に関係するが、その傾向は把握することが出来よう。なお、不安定傾向と呼ぶのは C_{LI} の値が正になった場合のことを指し、構造減衰が C_{LI} による空力減衰を下まわれば、渦励振が発生することとなる。実験-Aで示された結果をとりまとめると次のように書けよう。

<一般的特性>

- 1) 同じタイプの断面が不安定な傾向を示す場合、桁高の高い方が係数 C_{LI} は約3倍の値となる。つまり、桁高が空力安定性に及ぼす影響は大きく、低い方が安定性は良いと言える。ただし、同タイプでも寸法が変わると、係数の絶対値だけでなく、その傾向も違う。
- 2) $H/B = 0.2$ の模型の共振点のピークは、ストローハル数より算出される V/NB の値 (基本共振点) より少し大きい点ですべて一致しているが、 $H/B = 0.1$ の場合は必ずしもその点で最大の共振点にならず、2倍の換算風速値のところに現われる傾向がある。また、 $V/NB = 1/2$ 点での不安定な傾向は $H/B = 0.1, 0.2$ のどちらの場合も迎角 0° に多い。ただ、この時の C_{LI} 値は小さく、風速も低いので空気力自体はわずかであり、実際にはそれほど振動は発生しないものと考えられる。
- 3) 今回の実験範囲では $H/B = 0.2$ の箱桁 E が空力特性が悪く、 $H/B = 0.1$ の逆梯形箱桁 D5010-T1 が最も安定性が優れている。
- 4) 迎角に関しては桁高の高い場合は E を除き、 $+4^\circ, 0^\circ$ が不安定、 -4° が安定な傾向を示

すが、桁高の低い場合は $+4^\circ$ が不安定、 0° 、 -4° が安定な傾向を示すと言える。

＜空気力の絶対値と位相差＞

図-5.13 は、 $\Omega 5020-T1$ の場合について空気力と変位の位相差を示したものである。この図より、不安定領域で位相差が負から正に変化し、その後は空気圧力が安定領域に戻っても位相差は急変することはない。つまり、位相差が急変するのは、安定から不安定に移る時と言える。

図-5.14 は同じく、 $\Omega 5020-T1$ の場合の空気力係数の絶対値 CL ($CL = \sqrt{CL_R^2 + CL_I^2}$) を示したものである。これより空気力係数の絶対値も迎角により変化し、強い不安定傾向を示す場合は空気力係数の絶対値も大きくなることがわかる。

＜地覆・高欄の効果＞

- 1) 高欄・地覆は基本的な空力特性を変えることはないが、空気力の大きさに影響を及ぼすものと考えられる。その影響は桁高が高い方 ($H/B=0.2$) より低い方 ($H/B=0.1$) に著しい。
- 2) 歩道付きの高欄 $T1$ (地覆高 3mm) の場合が空気力係数 CL_I は最も大きく、歩道なしの高欄 $T2$ (地覆高 3mm)、 $T3$ (地覆高 1mm) の順に小さくなる。

5.4 結 論

すでに述べたように、実験として補足しなければならない事は多いが、一応今回の非定常空気力実験及び若干のバネ支持実験の範囲内で得られた、斜張橋の各種桁断面の空力安定特性及び非定常空気力に関する結果をまとめると次のようになる。

- 1) $H/B=0.2$ の模型については、迎角 $+4^\circ$ ですべて不安定な傾向を示し、形状による差はそれほど著しくない。ただ E タイプの箱桁だけ全迎角に対して不安定である。
- 2) $H/B=0.1$ の模型については、B タイプの箱桁が 2ヶ所の不安定領域をもつとか、D タイプの箱桁の安定性が優れているなど形状による差が現われている。なお、このタイプにはいずれも倍共振の現象が現われる。
- 3) 寸法比 H/B が空力安定性に及ぼす影響は大きく、空気力係数 CL_I で $H/B=0.2$ の方が、 $H/B=0.1$ に比べ 3 倍の不安定傾向値を示し、空気力の特性も変わる。
- 4) 高欄・地覆についても例は少ないが影響は現われ、地覆は低い方が良いと考えられる。
- 5) 非定常空気力を用いて、バネ支持実験での振巾を計算したり、更には実際の構造物に予想される振巾を計算することに対しては、振巾による空気力の特性に関して更に研究が必要であり、実験を追加して解明していきたい。

結局、今回の実験は定性的なものについてはある程度の成果が得られたが、斜張橋の桁断面を決定するための資料としては依然不備であり、各種断面・寸法について更にデータが必要である。

また、定量的な議論についても不満足な点も多く、引き続き次のような実験が必要だと考えられる。

- 1) 各種断面形状・寸法比の模型についての追加実験 ($H/B=0.15$ の寸法比のものも含む)
- 2) 補助部材を考慮した模型に関する実験
- 3) 模型加振時のストローハル測定実験
- 4) 空気力係数 C_{Li} を振巾の関数として表わすため、振巾を幾種類にも変えた実験

〔付 録〕

本調査に関連して、末広大橋の橋桁に作用する非定常空気力の計測も実施された。本橋はすでに昭和47年度に徳島県の委託研究によりフラッター実験を通じて渦励振を発生しにくい断面が提案されているが、本調査に付随して非定常空気力を計測してその有効性を確認することとした。いわゆるフラップをとりつけた本橋の詳細は前年度の委託報告書に譲ることとし、ここでは断面図(図-5.15)計測された非定常空気力の特性(図-5.16)、揚力・モーメント係数(図-5.17)を掲げるに止めておく。明年度以降にこれらの特性を詳細に調査して行きたい。

〔参考文献〕

- 1) Podolny Jr., W. : Static analysis of cable-stayed bridges, Univ. of Pittsburgh, 1971
- 2) 阪神高速道路公団 : 大阪湾岸線技術委員会資料
- 3) 建設省土木研究所構造研究室 : 斜張橋桁断面の空力特性(その1), 1974
- 4) 田中宏・伊藤学 : 充腹構造物の自動振動における空気力の特性, 1969
- 5) Kawashima, S. et al. : Measurement of aerodynamic forces on an oscillating airfoil, 1963
- 6) Scanlan, R.H. and Sabzevari, A. : Suspension bridge flutter revisited, 1967.
- 7) Fösching, H. : Aeroelastic stability investigation on prismatic beams, 1972.

表 5.1 (1) 主要な斜張橋

橋 名	中央支間(m)	完 成 年	国 名
1. Duisburg-Neuenkamp	350	1970	Duisburg, W. Germany
2. Lower Yarra	386	建設中	Melbourne, Australia
3. Knie	320	1969	Dusseldorf, W. Germany
4. Erskine	305	1970	Clyde River, Scotland
5. Bratislava	303	1971	Danube, River, Czechoslovakia
6. Severin	302	1959	Cologne, W. Germany
7. Mannheim Nord	287	1972	Mannheim, W. Germany
8. Wadi Kuf*	286	1969	Libya, Africa
9. Leverkusen	280	1965	Leverkusen, W. Germany
10. Bonn Nord	280	1967	Bonn, W. Germany
11. Theodor Heuse	260	1958	Düsseldorf, W. Germany
12. Neue Ober Kassel	257	1978	" W. Germany
13. Rees	255	1967	Niederrhein, W. Germany
14. Wye	235	1966	England
15. New Luangwa	222	1969	Africa
16. Toyosatoohashi	216	1970	Osaka, Japan
17. Onomichiohashi	215	1967	Onomichi, Japan
18. Genoa*	208	1966	Genoa, Italy
19. Batman	189.25	1968	Australia
20. Strömsund	182.6	1955	Sweden
21. Maxau	175.2	1966	W. Germany
22. Nordereibe	172	1962	Hamburg, W. Germany
23. Massena	161.48	1968	France
24. Arakawaohashi	160	1970	Tokyo, Japan
25. Ishikar ikakokyo	160	1972	Sapporo, Japan
26. New Port	152.4	1964	England
27. Mayaohashi	139.4	1965	Kobe, Japan
28. Ludwigshafen	138	1967	W. Germany
29. Jülicher	98.7	1964	W. Germany
30. Eisenbahnbrücke ubor den Neckar	77	1966	W. Germany
31. Buchenau	58.8	1956	W. Germany
(* Concrete Bridge)			

表5.1(2) 主要な斜張橋

斜張橋の実績

橋 梁 名	形 式	支 間	幅 員	完成年
摩 耶 大 橋	2 径間連続	139.4+69.4	14.0	1966
尾 道 大 橋	3 径間連続	85+215+85	10.8	1968
豊 里 大 橋	"	80 ⁵ +216+80 ⁵	20.3	1970
荒 川 大 橋	"	60 ³ +160+60 ³	17.9	1971
石 狩 河 口 橋	"	64+160+64	10.5	1971
末 広 橋	"	110+250+110	18.5	計画中
六 甲 大 橋	"	90+220+90	12.5	"
大 黒 埠 頭	2 径間連続	165+100	19.0	1975

$(L > 100 \text{ m})$

-117-

表5.2(2) 斜張橋一覧表 (L<100m)

	橋 名	側 面 図	タ ワ ー 形 状	タワー全高 H タワーザイル位置 H'	H / Lc	H / H'	ザイル張り方 本 数 等	ザイル構成	ザ イ ル 径
11	豊 里 大 橋 日 本 (1970)			H = 34673 (床版上31065) H' = 34308 (床版上30.5)	$\frac{31065}{216} = \frac{1}{6.95}$	$\frac{31065}{30.5} = 1.02$	1 面 ザ イ ル 2 本 ハ ー プ + 放 射	16 × PWS154 12 × PWS127	φ 250 φ 220
12	尾 道 大 橋 日 本 (1963)			H = 39.335 (床版上35125) H' = 38.135 (床版上34023)	$\frac{35233}{215} = \frac{1}{6.10}$	$\frac{3522}{34023} = 1.04$	2 面 ザ イ ル 各 2 本 放 射 形	4φ70 4φ66 4φ56 4φ54	み か け 168 × 168
13	Batman バットマン オーストラリア			H = 960	$\frac{96}{205.74} = \frac{1}{2.14}$		2 面 ザ イ ル 各 3 本	16φ60 4φ60	
14	Strömsund ストロムズンド スウェーデン			H' = 27.694	$\frac{27694}{187.6} = \frac{1}{6.59}$		2 面 ザ イ ル 各 2 本 放 射 形	1φ88 1φ66	φ 88 φ 66
15	Maxau マクソー 西 独 (1966)			H = 45.5 (床版上) H' = 44 (床版上)	$\frac{45.5}{175.2} = \frac{1}{38.3}$	$\frac{45.5}{44} = 1.03$	1 面 ザ イ ル 3 本 ハ ー プ + 放 射	18φ82	
16	Norderelbe ノーデルエルベ 西 独 (1962)			H = 60.0 (床版上53.1) H' = 22.88 (床版上)	$\frac{53.1}{171} = \frac{1}{32.2}$	$\frac{53.1}{22.88} = 2.32$	1 面 ザ イ ル 2 本 ハ ー プ + 放 射	10φ72	
17	Massena マセナ 仏			H = 330 (床版上)	$\frac{33}{161.43} = \frac{1}{48.9}$		1 面 ザ イ ル 2 本 ハ ー プ 形		
18	荒 川 大 橋 日 本 (1970)			H = 340 (床版上31.6) H' = 24.0 (床版上21.4)	$\frac{31.6}{160} = \frac{1}{5.06}$	$\frac{31.6}{21.4} = 1.46$	1 面 ザ イ ル 2 本 ハ ー プ 形	6 × PWS 91 7 × PWS 127	φ 208
19	石 狩 河 口 橋 日 本 (1972)			H = 31.3 (床版上29.3) H' = 29.71 (床版上27.71)	$\frac{29.3}{160} = \frac{1}{5.46}$	$\frac{29.3}{27.71} = 1.06$	2 面 ザ イ ル 各 2 本 放 射 形	4 × PWS 127 4 × PWS 127	φ 126
20	New Port ニューポート 英 (1964)			H = 50.292	$\frac{50.292}{152.4} = \frac{1}{3.03}$		2 面 ザ イ ル 各 3 本 (6) ハ ー プ + 放 射		

表5.2(3) 斜張橋一覽表 (L<100m)

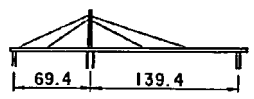
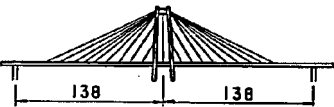
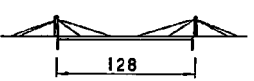
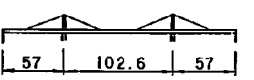
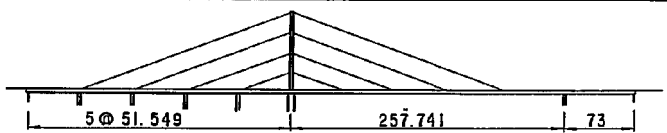
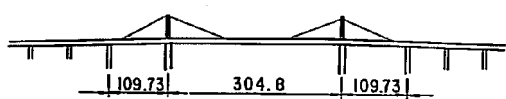
	橋 名	側 面 図	タ ワ ー 形 状	タワー全高H タワーザイル位置H'	H / L	H / H'	ザイル張り方 本 数 等	ザイル構成	ザイル径
21	摩耶大橋 日本(1966)			H = 32 (床版上) H' = 25 (床版上)	$\frac{32}{139.4} = \frac{1}{4.36}$	$\frac{32}{25} = 1.24$	1面ザイル 2本 ハープ+放射	12φ58 12φ58	3φ14平矩形 174 × 232
22	Ludwigshafen ルートヴィヒスハーフェン 西独(1967)			H = 70.5 (床版上 50)	$\frac{50}{138} = \frac{1}{2.76}$		1面ザイル 9.5本 ハープ+放射		
23	勝瀬橋 日本(1959)			H = 15.3 H = H'	$\frac{15.3}{128} = \frac{1}{8.37}$	1.00	2面ザイル 各2本 放射形	4φ42 4φ32	
24	鹿島橋 歩道橋 日本(1968)			H = 12.245	$\frac{12.245}{102.6} = \frac{1}{8.38}$		2面ザイル 各1本(2列) ハープ形		
25	Neue Ober Kassel ノイエ・オーベル・カセル 西独(建造中)			H = 81.8 (床版上 79)	$\frac{79}{257.741} = \frac{1}{3.26}$		1面ザイル 4本 ハープ形		
26	Erskine アースキン 英スコットランド(1971)			H = 38.1 (床版上)	$\frac{38.1}{304.8} = \frac{1}{8.00}$	1.000	1面ザイル	4×6×φ76.2	 3048 × 457

表 5 · 3 (1) Models (girders)

	Cross section	Symbol and dimension
A		$\frac{H}{B} = 0.2$ $\frac{B'}{B} = 0.5$
B		B 1 $\frac{H}{B} = 0.2$ $\frac{B'}{B} = 0.5$
		B 2 $\frac{H}{B} = 0.1$ $\frac{B'}{B} = 0.75$
C		C 1 $\frac{H}{B} = 0.2$ $\frac{B'}{B} = 0.5$
		C 2 $\frac{H}{B} = 0.1$ $\frac{B'}{B} = 0.5$
D		D 1 $\frac{H}{B} = 0.1$ $\frac{B'}{B} = 0.5$
		D 2 $\frac{H}{B} = 0.2$ $\frac{B'}{B} = 0.5$
E QE QE QE		$\frac{H}{B} = 0.2$

表 5 · 3 (2) Models (handrail and curb)

T 1	T 2	T 3	T 4

表 5.4 非定常空力計測実験模型種類

タ基 イ ブ本	模型寸法 (mm)		実 験 - A			実 験 - B					備 考
	B	H	模型名称	高欄形状	条件	模型名称	条件	模型名称	条件	模型名称	
A	200	40	A5010	T1	○	A3-T1	✓	A3-T3	✓		
		60	A5015			A2-T1	✓	A2-T3	✓		
		80	A5020	T1	○						
	300	40	A7510	T1	○						
		60	A7515			A5-T1	✓	A5-T3	✓		
		80	A7520	T1	○	A4-T1	✓	A4-T3	✓		
B	200	40	B5010	T1	○	B3-T1	✓	B3-T3	✓		
		60	B5015			B2-T1	✓	B2-T3	✓		
		80	B5020	T1	○						
	300	40	B7510	T1	○						
		60	B7515			B5-T1	✓	B5-T3	✓		
		80	B7520	T1	○	B4-T1	✓	B4-T3	✓		
C	200	40	C5010	T1, T2, T3	○	C3-T1	△	C3-T2	△	C3-T3	△
		60	C5015			C2-T1	△	C2-T2	△	C2-T3	△
		80	C5020	T1T2T3T4	○	C1-T1	△	C1-T2	△	C1-T3	△
D	200	40	D5010	T1	○						
		60	D5015			D2-T1	✓	D2-T3	✓		
		80	D5020	T1	○						
	300	40	D7510								
		60	D7515			D5-T1	✓	D5-T3	✓		
		80	D7520	T1	○	D4-T1	✓	D4-T3	✓		
E	400	40	E0010	T1	○	E3-T1	△	E3-T3	△		
		60	E0015			E2-T1	△	E2-T3	△		
		80	E0020	T1	○	E1-T1	△		△		
△E	400	40	△E0010	T1	○						
		60	△E0015								
		80	△E0020	T1	○						
□E	400	40	□E0010	T1	○						
		60	□E0015								
		80	□E0020	T1	○						

実験条件

- : 加振振幅 1.5 mm、平均迎角 -4°、0°、+4°
 ✓ : 加振振幅 1.5 mm、平均迎角 -3°、0°、+3°
 △ : 加振振幅 1 mm、2 mm、3 mm、5 mm、平均迎角 0°

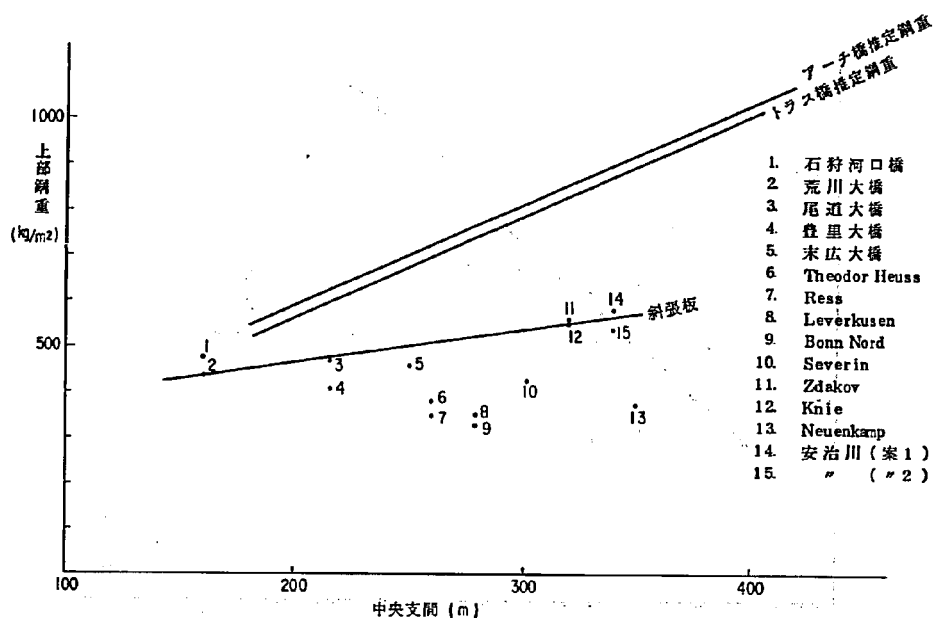


図 5.1 中央支間 (m) ~ 上部工鋼重 (kg/m²)

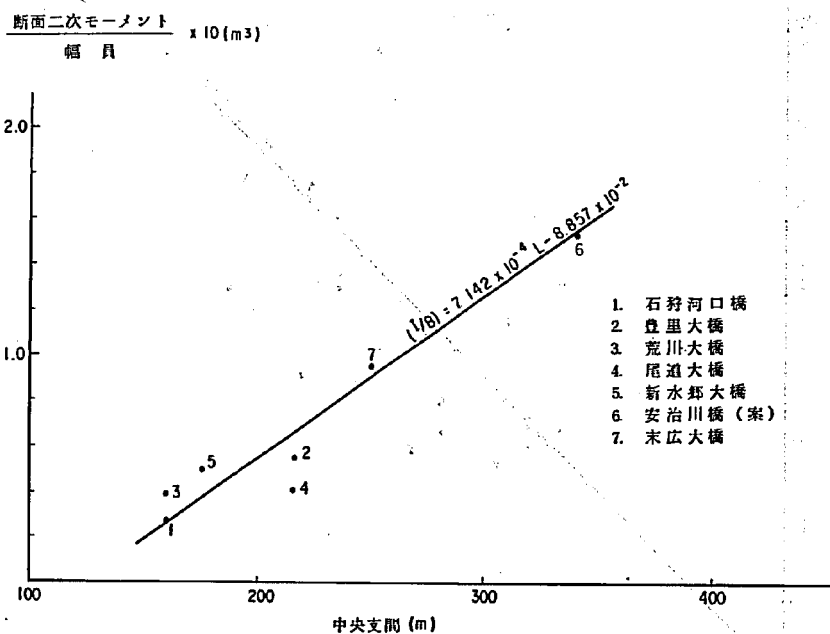


図 5.2 中央支間 (m) ~ 断面二次モーメント (m⁴)

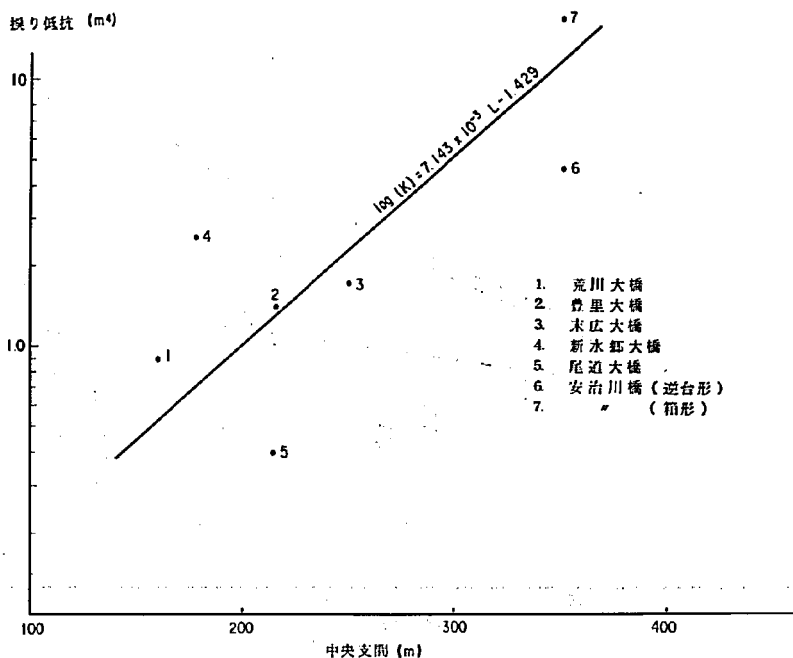


図 5.3 中央支間～換り剛性

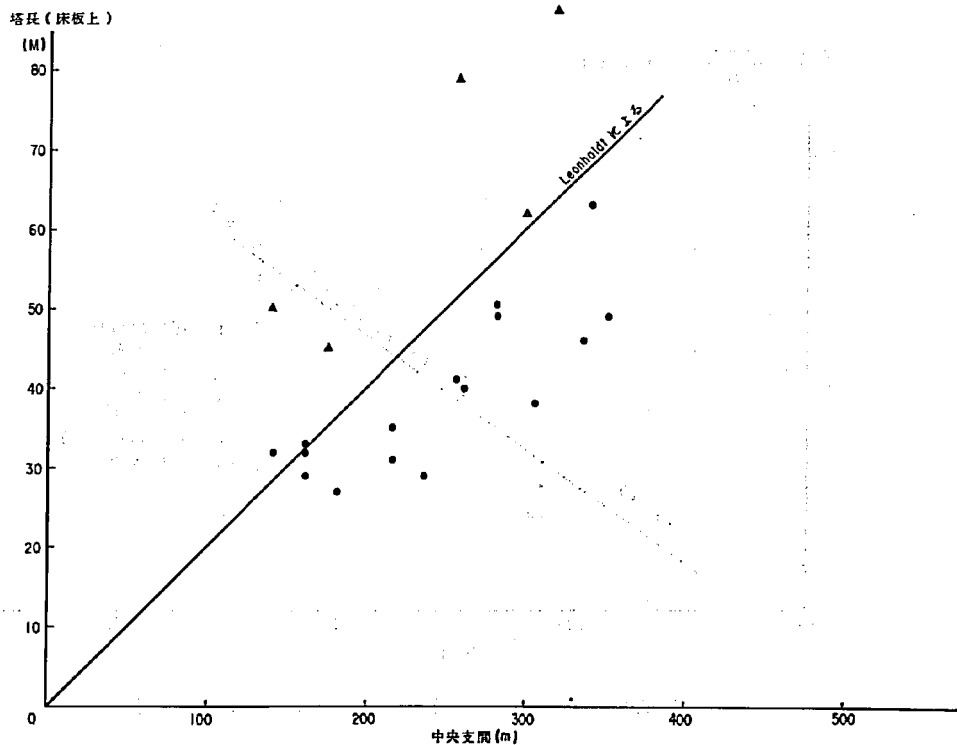


図 5.4 中央支間～塔高

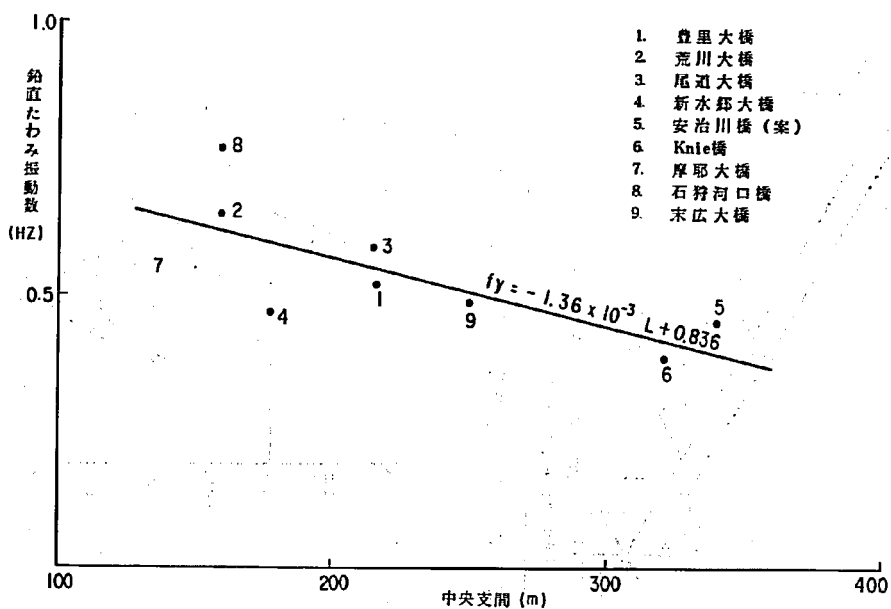


図 5. 5 中央支間～1次鉛直たわみ振動数

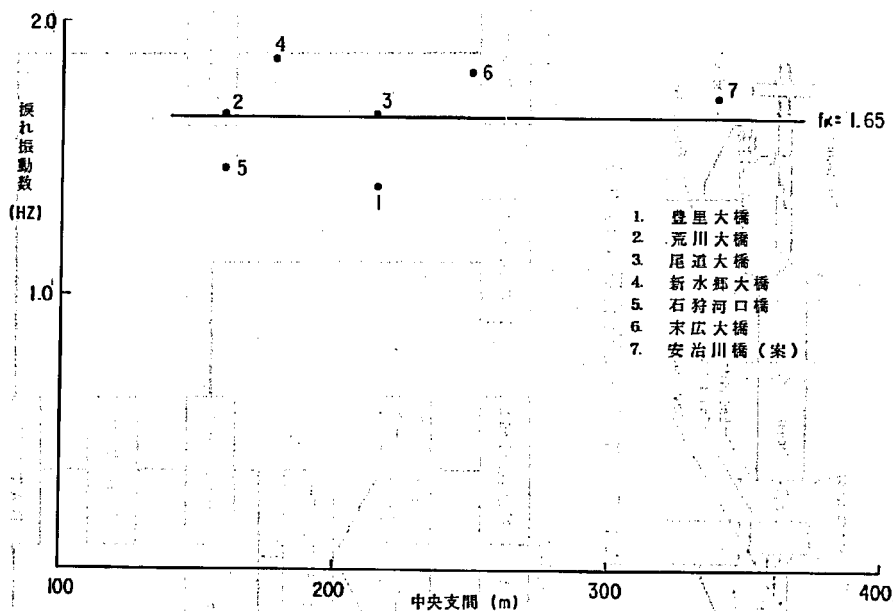


図 5. 6 中央支間～1次横り振動数

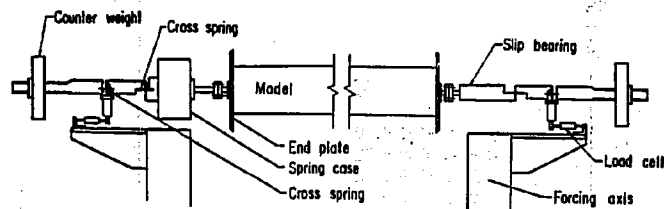


図 5.7 空気力検出装置 (揚力)

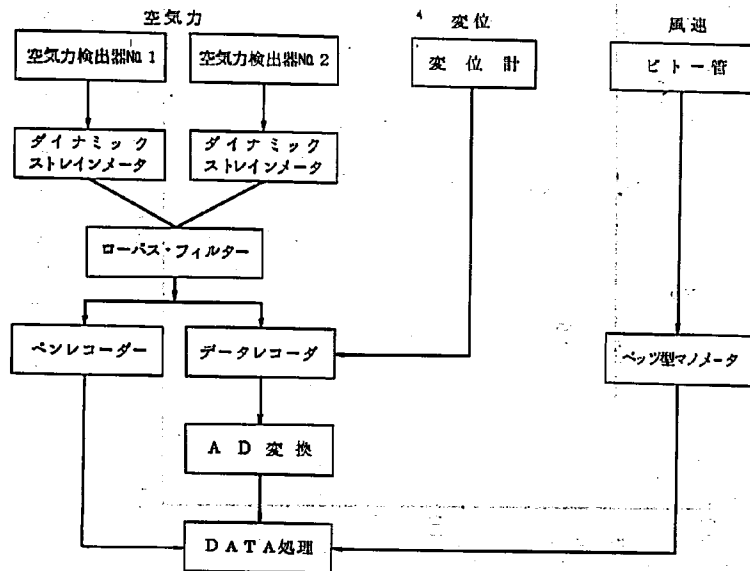


図 5.9 計測回路ブロック図

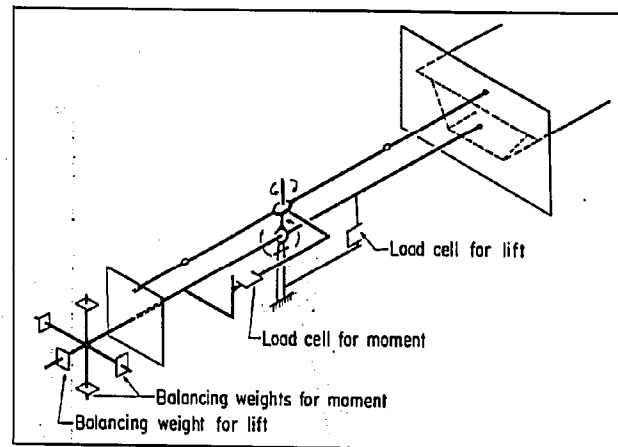


図 5.8 空気力検出装置 (ピッチングモーメント)

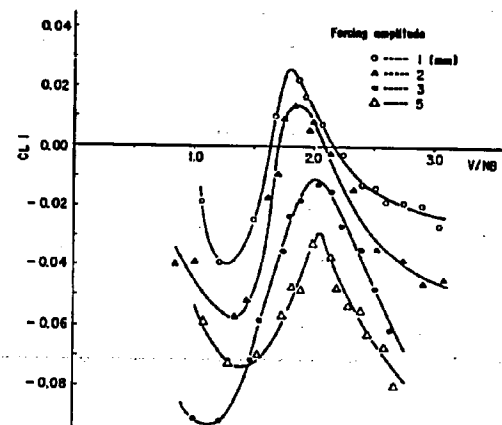


図 5.10 C_{LI} の振幅変化

模型 C1-T1 の記録例
(設定遅角 +4°, 設定振動数 3 Hz)

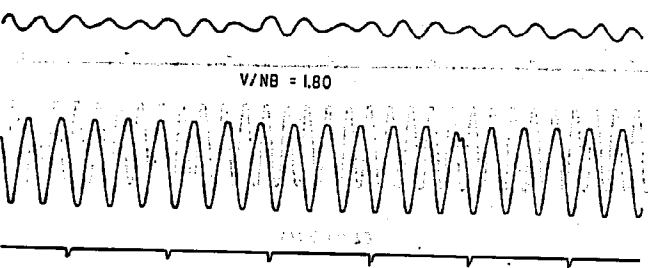
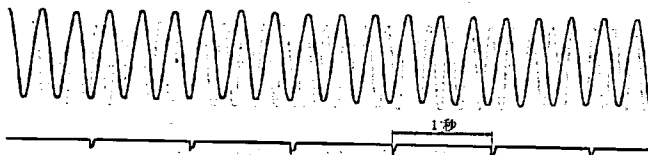
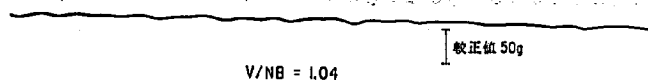
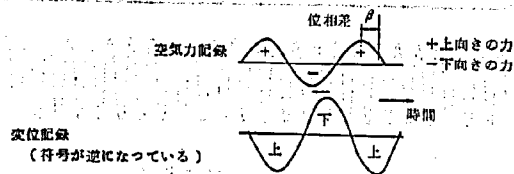


図 5.1 1 (1)

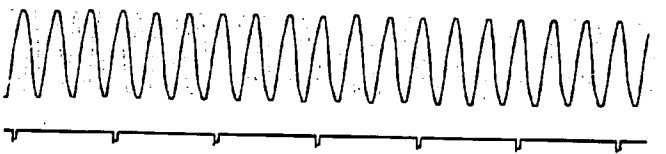
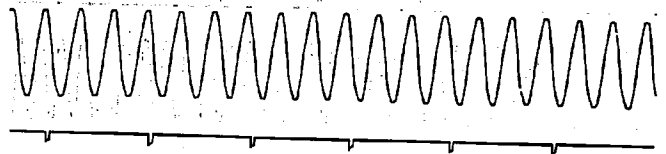
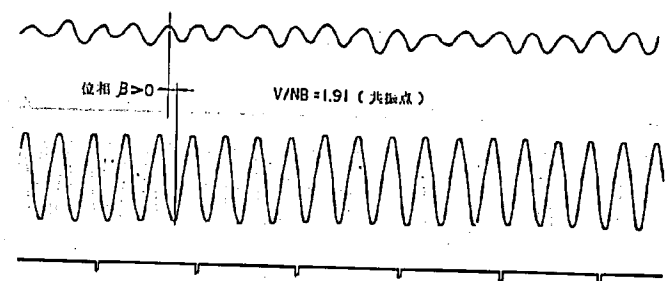
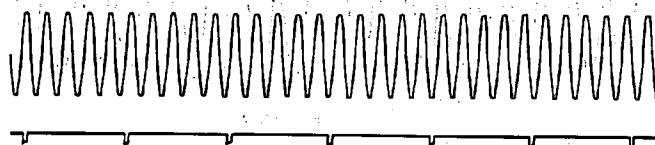


図 5.1 1 (2)

模型 B 2-T 1 の記録例
(設定迎角 +4°, 設定振動数 5 Hz)

$V/NB = 0.79$



位相 $\beta > 0$

$V/NB = 1.03$ (共振点)



$V/NB = 1.15$

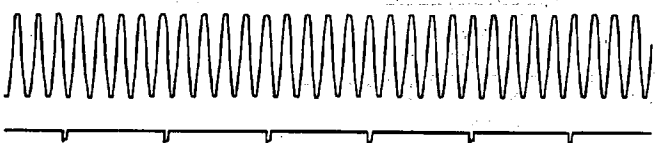
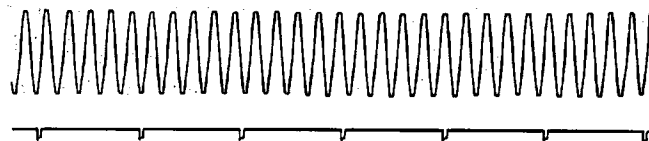


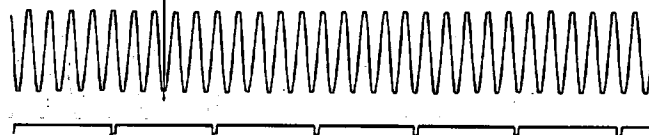
図 5.1 1 (3)

$V/NB = 1.50$



位相 $\beta > 0$

$V/NB = 2.19$ (高次の共振点付近)



$V/NB = 2.75$

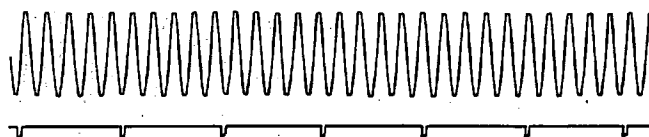


図 5.1 1 (4)

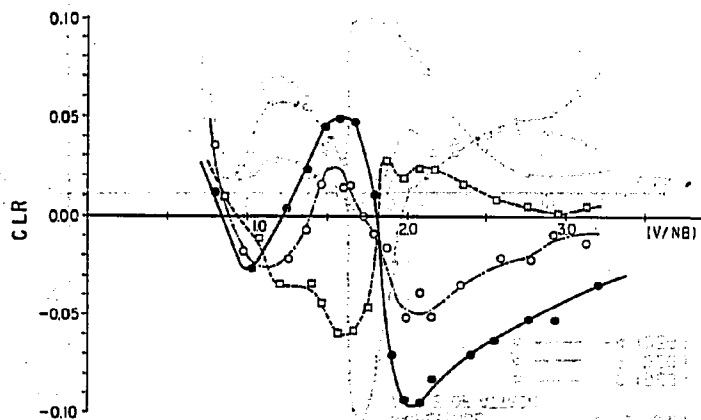
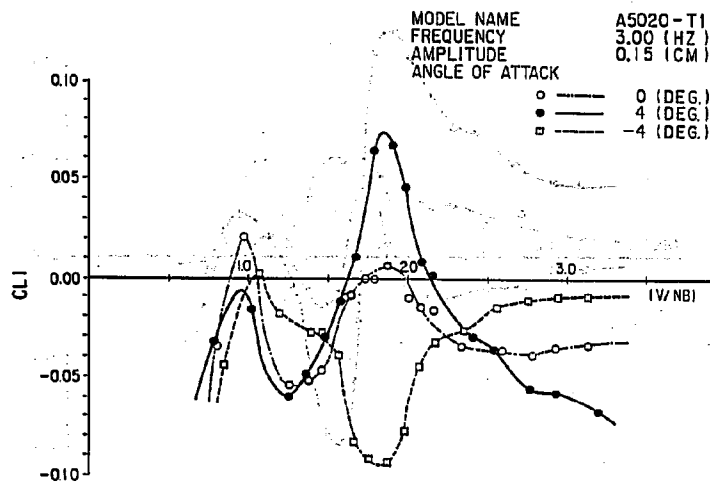


图 5.1 2 (1)

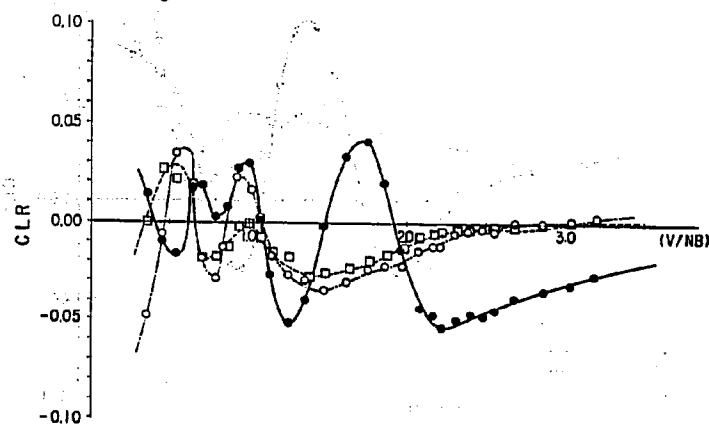
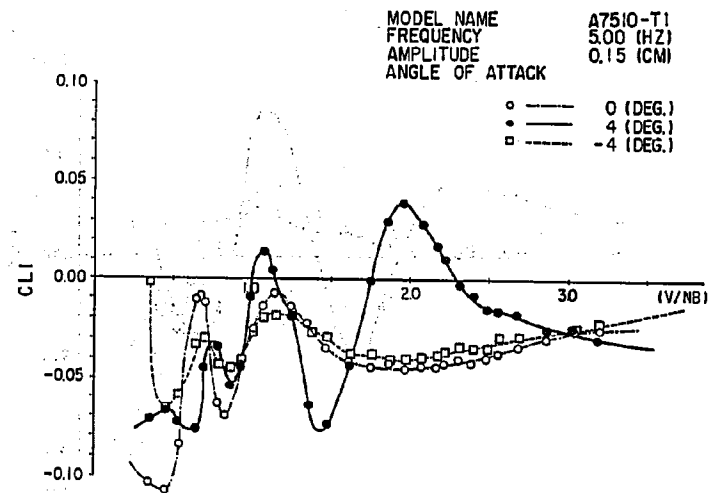


图 5.1 2 (2)

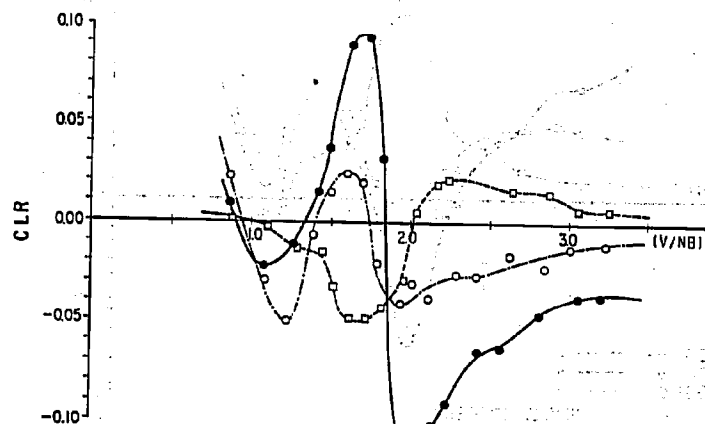
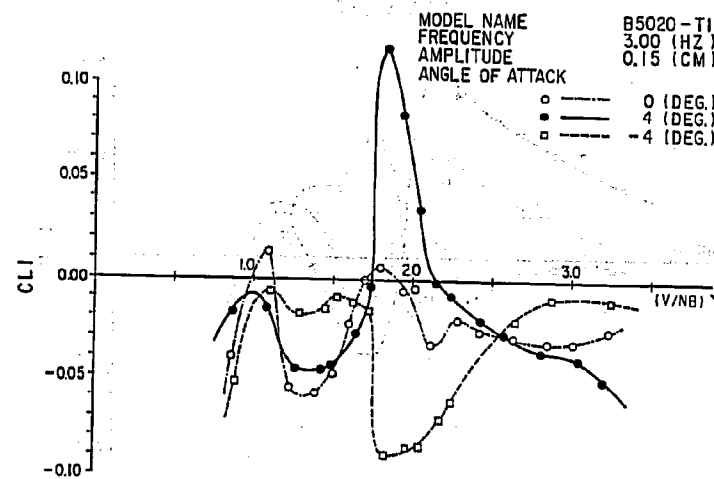


图 5.1 2 (3)

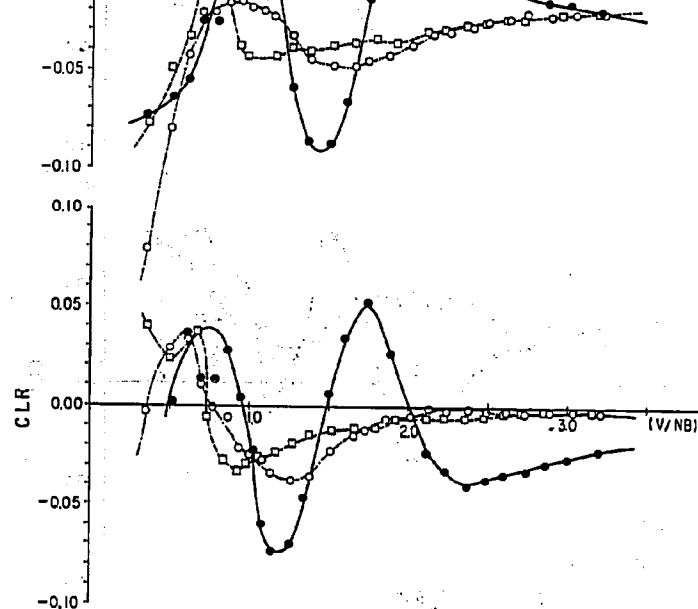
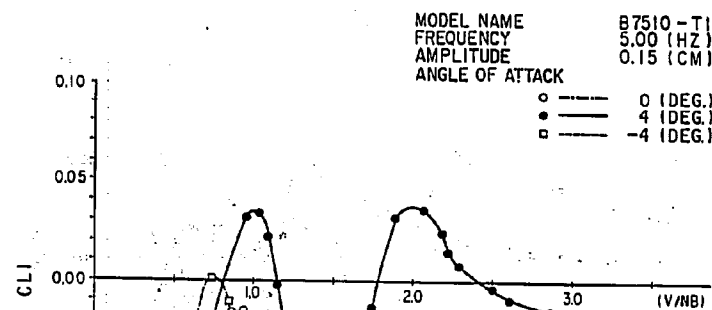


图 5.1 2 (4)

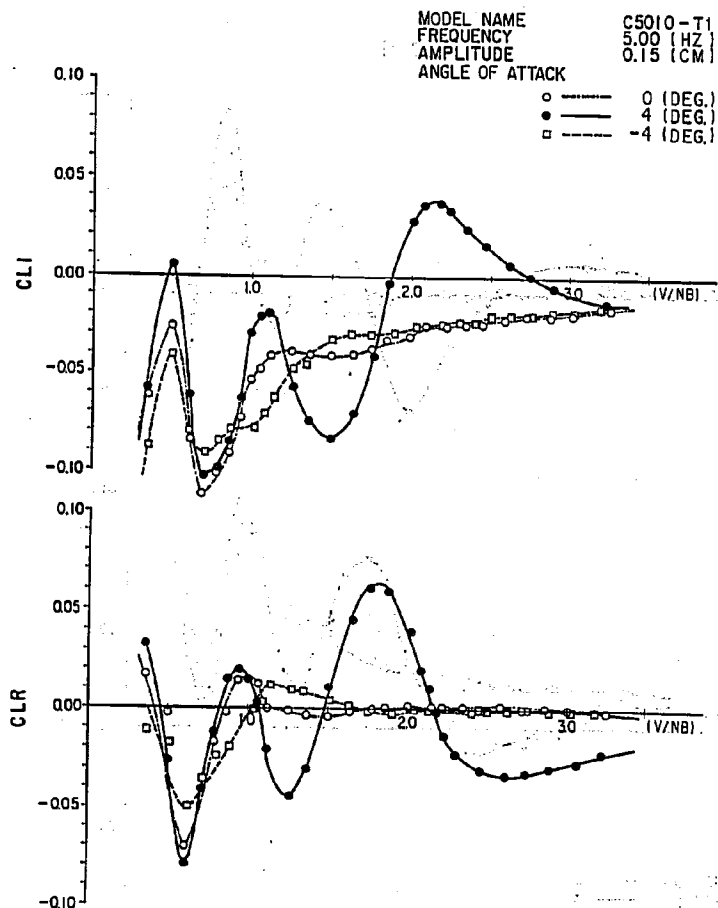


图 5.1 2 (5)

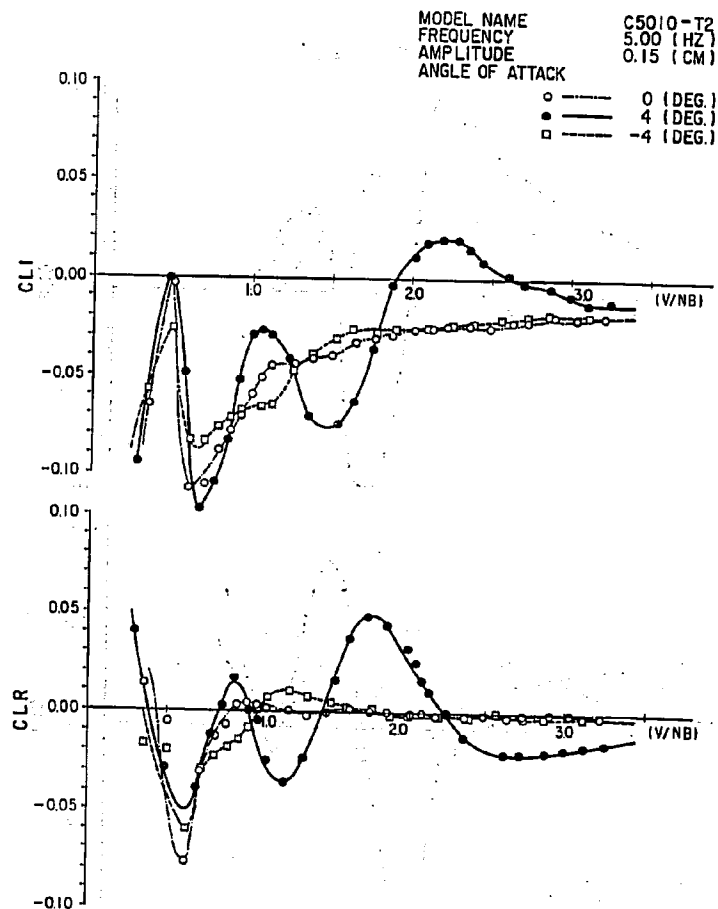


图 5.1 2 (6)

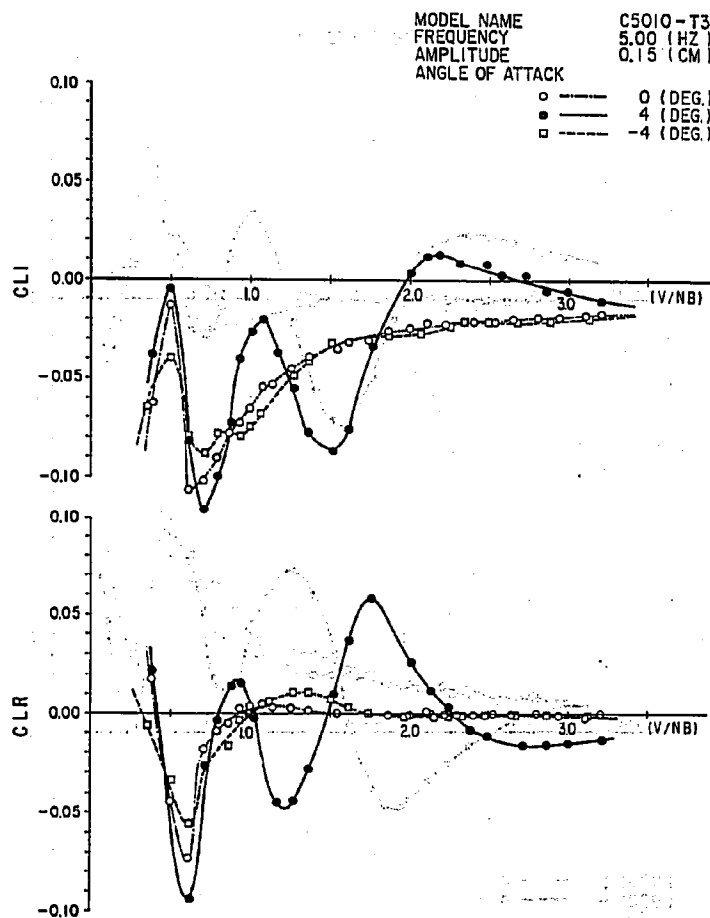


图 5.1 2 (7)

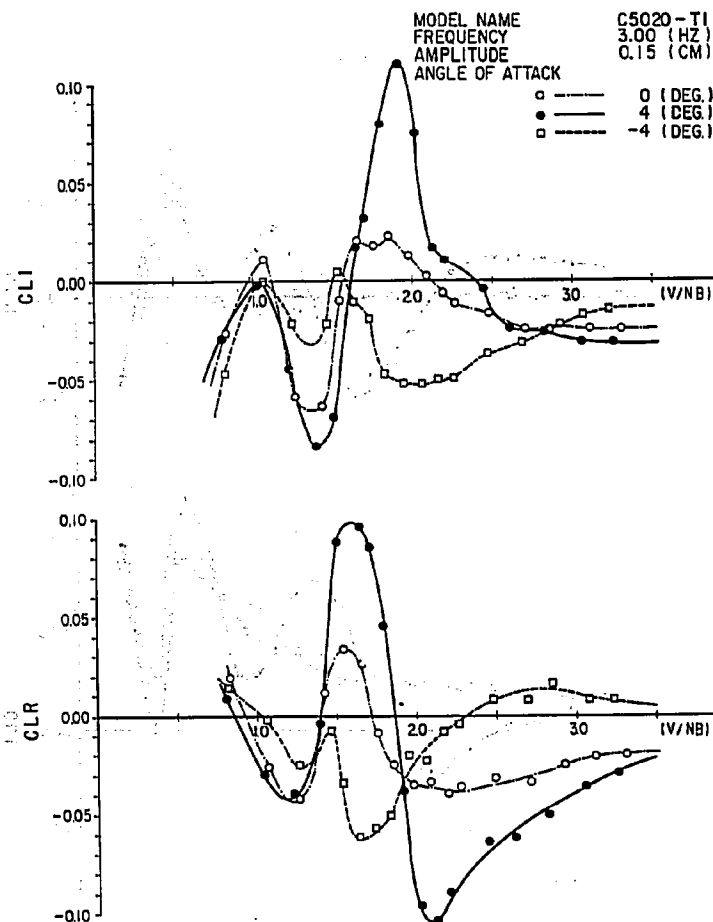


图 5.1 2 (8)

MODEL NAME D5010-T1
 FREQUENCY 5.00 (HZ)
 AMPLITUDE 0.15 (CM)
 ANGLE OF ATTACK
 ○ — 0 (DEG.)
 ● — 4 (DEG.)
 □ — -4 (DEG.)

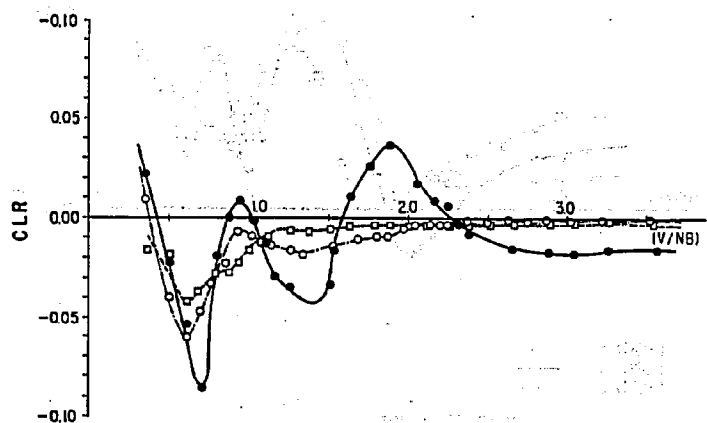
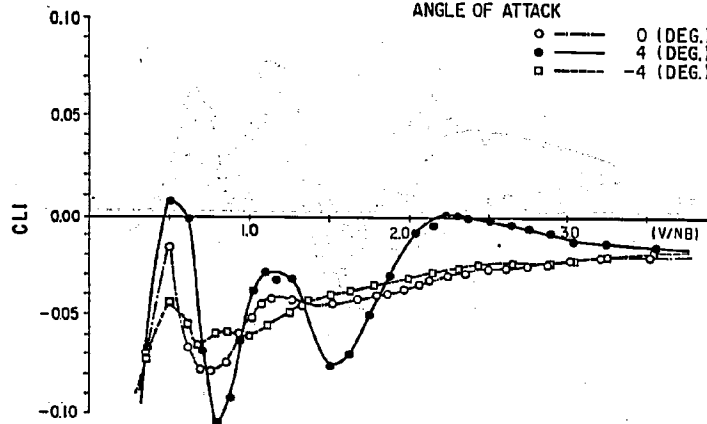


图 5.1 2 (9)

MODEL NAME D5020-T1
 FREQUENCY 3.00 (HZ)
 AMPLITUDE 0.15 (CM)
 ANGLE OF ATTACK
 ○ — 0 (DEG.)
 ● — 4 (DEG.)
 □ — -4 (DEG.)

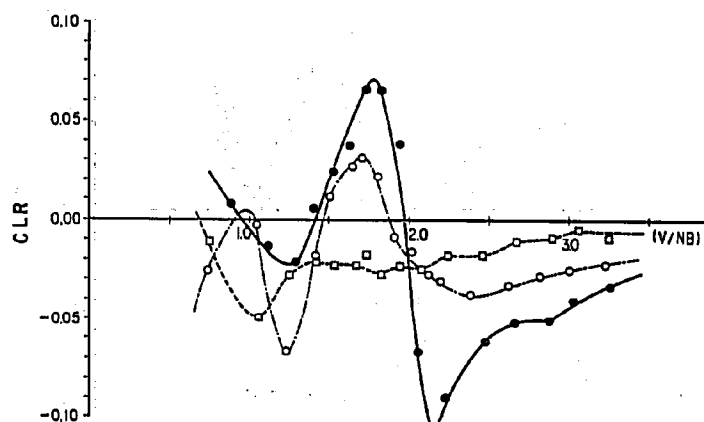
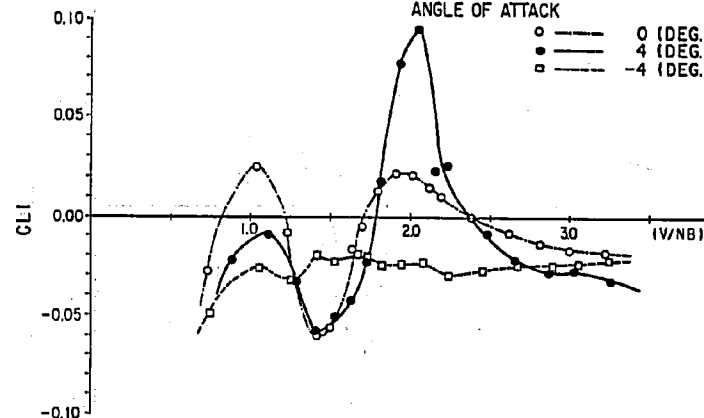
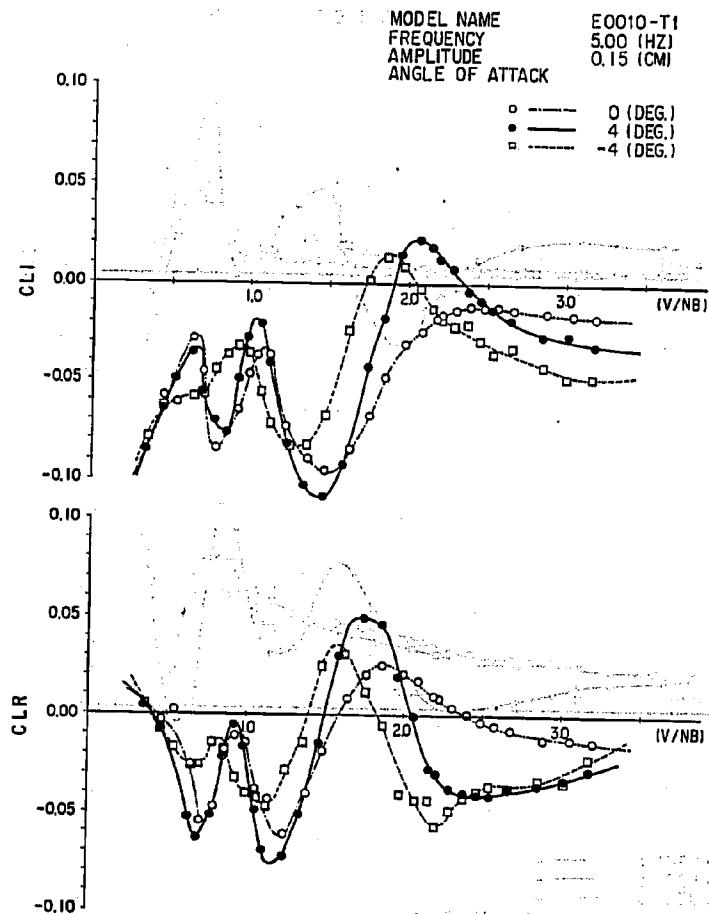
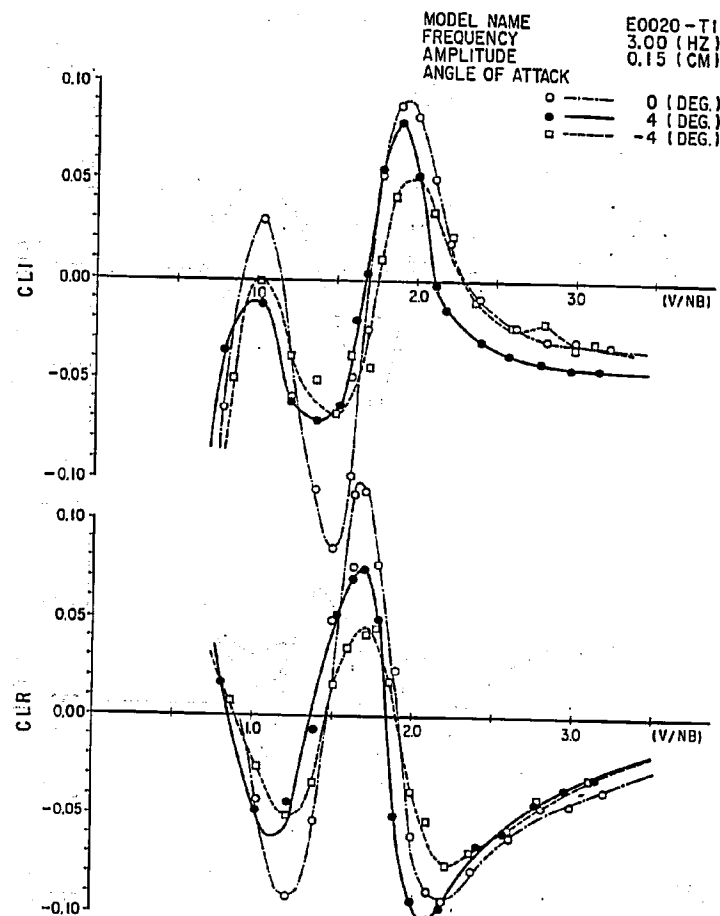


图 5.1 2 (10)



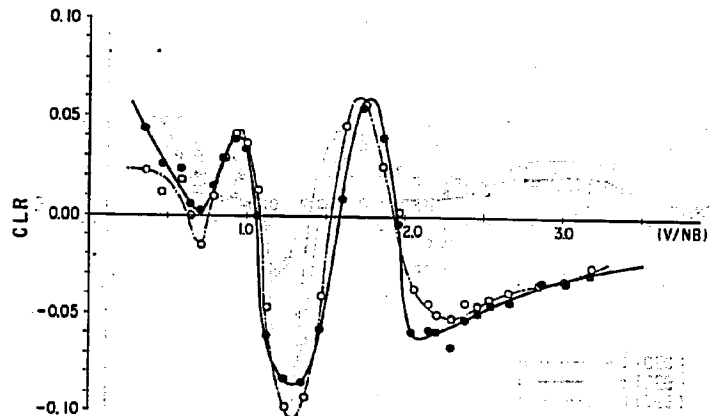
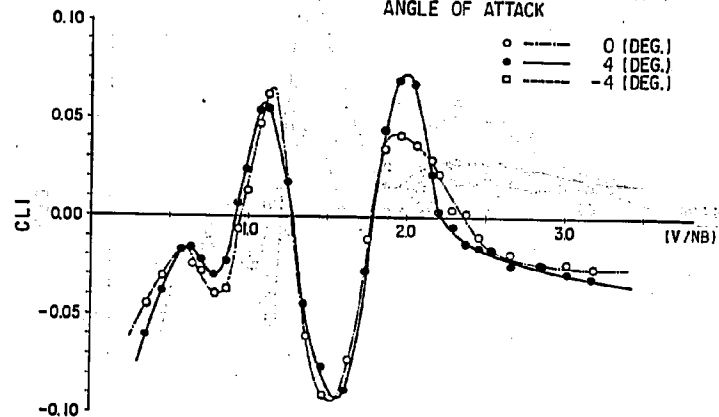
☒ 5.1 2 (1)



☒ 5.1 2 (2)

MODEL NAME 4E0020-T1
 FREQUENCY 5.00 (HZ)
 AMPLITUDE 0.15 (CM)
 ANGLE OF ATTACK

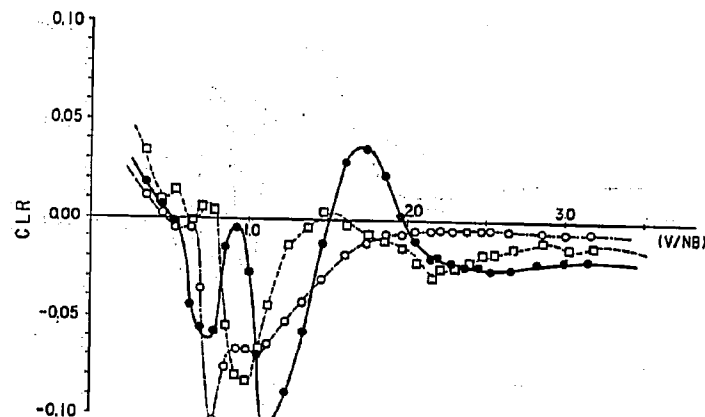
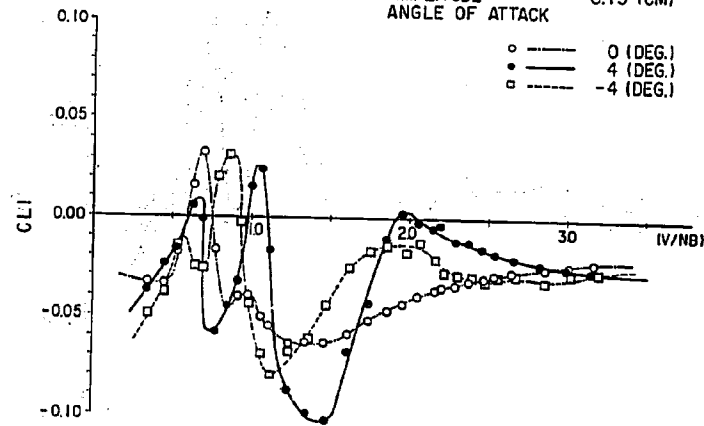
○ ——— 0 (DEG.)
 ● ——— 4 (DEG.)
 □ ——— -4 (DEG.)



⊠ 5.1 2 (13)

MODEL NAME 4E0010-T1
 FREQUENCY 5.00 (HZ)
 AMPLITUDE 0.15 (CM)
 ANGLE OF ATTACK

○ ——— 0 (DEG.)
 ● ——— 4 (DEG.)
 □ ——— -4 (DEG.)



⊠ 5.1 2 (14)

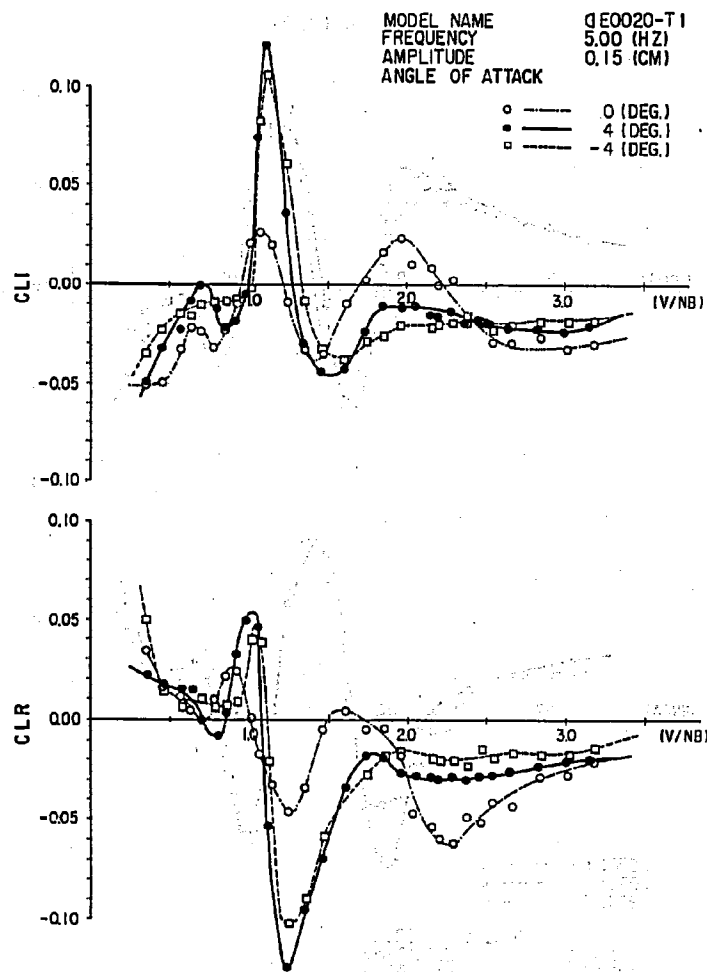


图 5.12 (15)

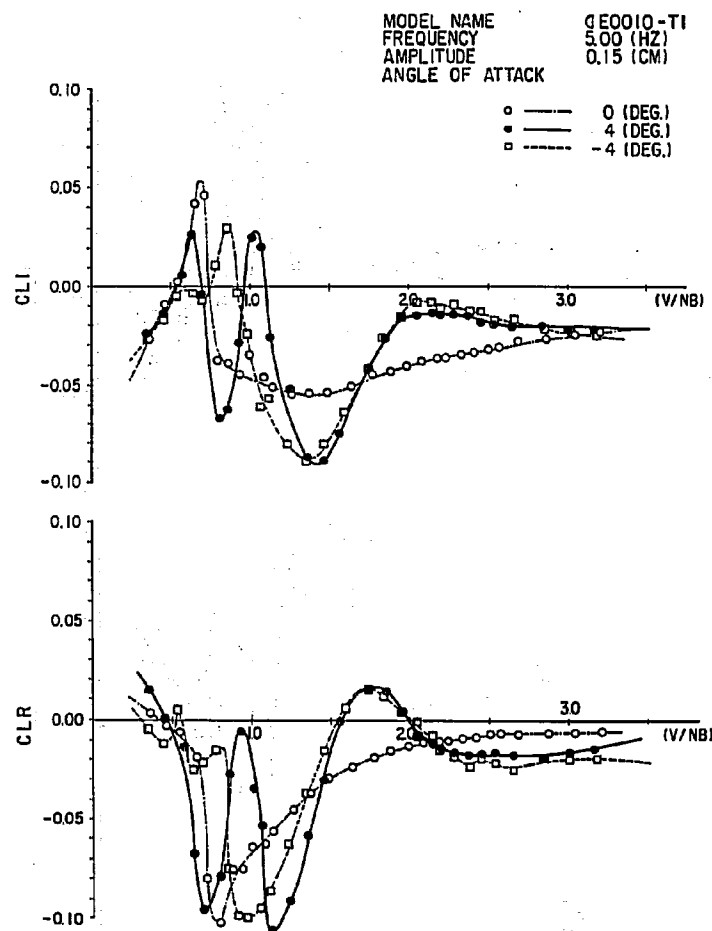


图 5.12 (16)

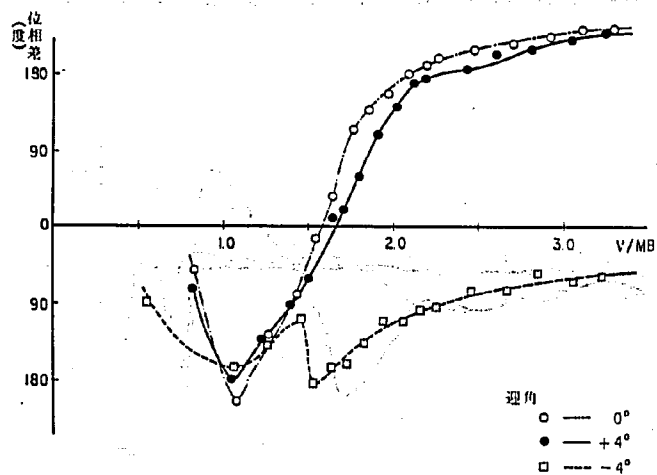


图 5.1.3

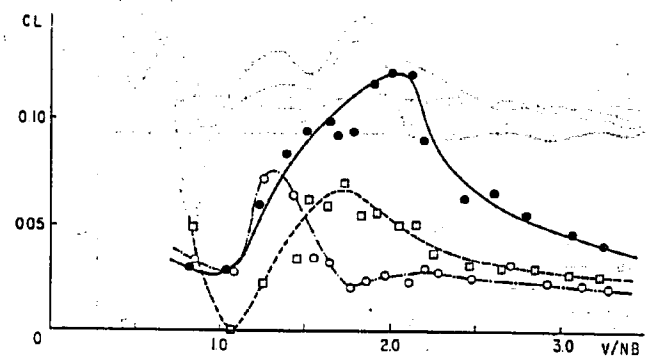


图 5.1.4

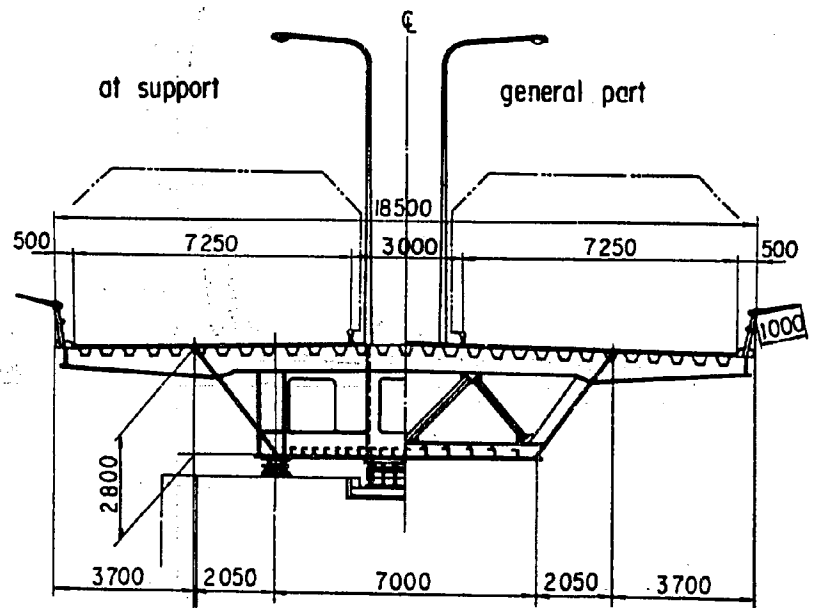
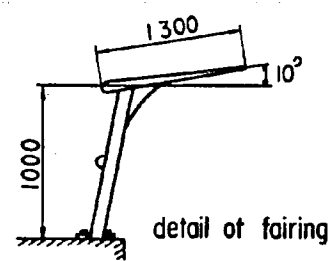


图 5.1.5 Suehiro Br. (cross-section)

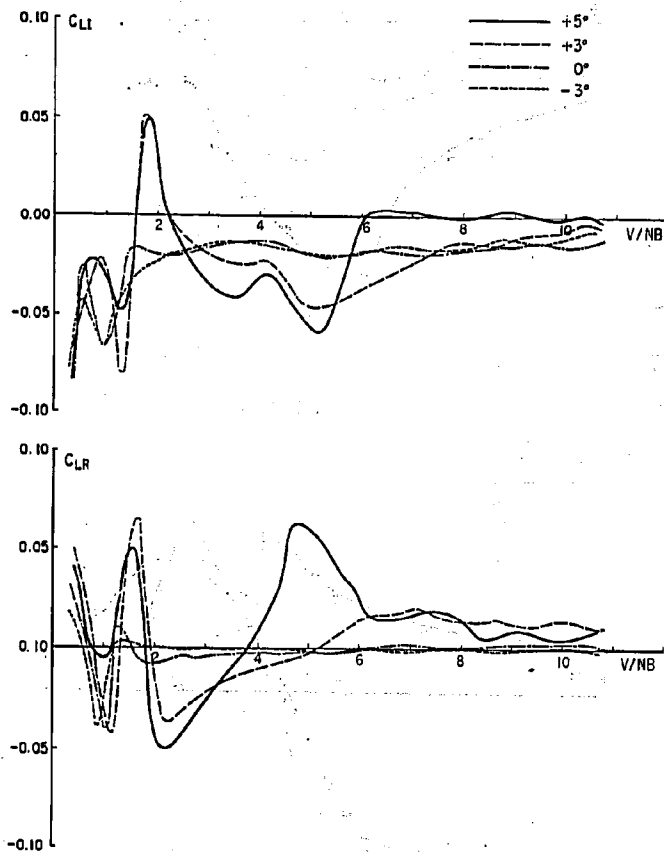


图 5.1 6(1) C_{LR}, C_{LI} V/NB (without fairing)

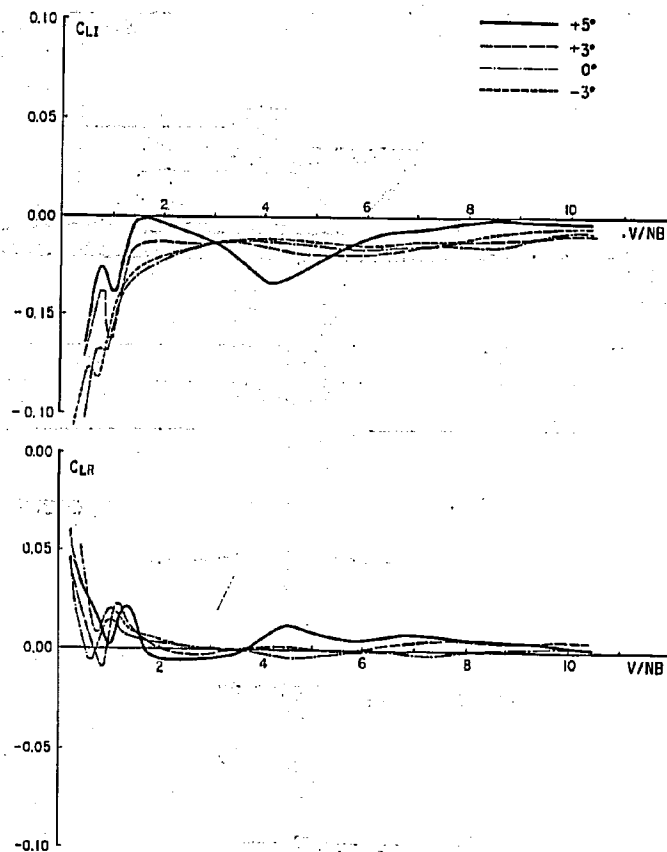


图 5.1 6(2) C_{LR}, C_{LI} vs V/NB (with fairing)

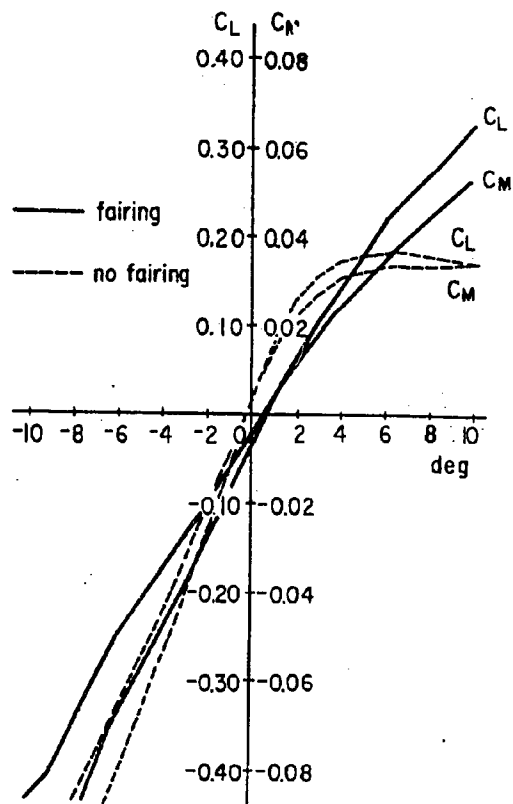


图 5.17 C_L , C_M 曲线 (Suenhiro Br.)

耐風調査報告書 (Ⅲ)

土研資料第1014号

昭和50年3月(1975)

成田, 横山, 桂樹 他3名

風洞実験, 自然風, トラス, おじり剛性, 斜張橋, 非定常空気力

要 旨 昭和49年度に行なった耐風調査の報告であり、内容は、(1)新水郷大橋耐風性調査、(2)トラスの立体解析について、(3)横浜軌路横断橋耐風性調査、(4)箱桁斜張橋の耐風性に関する研究からなっている。



郵便はがき

十円切手
をはって
下さい

2 8 0 - □ □

建設省土木研究所
構造研究室 御中

千葉県千葉市穴川
四丁目十二番五二号

No. 1

No. 1

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1014号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印