

Aero-25
ST. Section.



土木研究所資料

第932号

新水郷大橋耐風性調査報告書

昭和49年3月

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室

序

新水郷大橋は建設省が利根川に架設を計画中の箱ゲタ断面の斜張橋である。斜張橋は近年瀟洒な構造美と中規模の橋としての経済性から多く建設されるようになって来たが、一部風により振動を生じるなどの事例も報告されており、風の影響を受けやすい構造物であると言えよう。新水郷大橋も予備設計の段階から、耐風性に関して配慮が払われ、設計の結果に対し風洞実験を実施し、これを設計にフィード・バックするようなシステムで設計作業が進められた。

第一段階として、最終設計断面を選定するために、概略設計された二案に対し風洞実験を実施した。その結果、二案とも $+2^{\circ}$ 以上の迎角でたわみの限定振動が生じているが、発現の風速範囲・振幅から比較して第一案の逆梯形断面の方が矩形断面よりも耐風性が良好であると思われた。その結果、第一案を最終設計断面とし設計が進められた。

第二段階として、最終設計断面に対し風洞実験を実施し、その耐風安全性を検討した。その結果、設計案そのままでは限定振動を生じるが、補助部材を取りつけることにより、限定振動を防止することが出来ることが確められた。数種の対策の中から、最終案として耳ケタ部に三角形断面の端整流板を取りつけた案が採用されることになり、これに対し実験を行ない耐風安全性について検討を加えた。

昭和49年3月

室 長	成 田 信 之
研 究 員	横 山 功 一
研究室員	宮 沢 宏
"	野 村 一 夫

目 次

1. ま え が き	1
1.1 新水郷大橋の概要	1
1.2 耐風性に関する問題点	1
1.3 調査の概要	2
2. 風 速 調 査	4
2.1 風速調査の概要	4
2.2 強風の頻度と風向	4
3. 風洞模型実験	5
3.1 風洞と風洞実験	5
3.2 予備設計案の耐風性	5
3.3 改良設計案の耐風性	6
3.4 最終設計案の耐風性	7
4. 結 論	9
5. あ と が き	10
資料：図	11
表	46
写真	50
参考文献	56

1. まえがき

1.1 新水郷大橋の概要

新水郷大橋は建設省千葉国道工事々務所が国道51号線の水郷大橋の改良工事として利根川に架設を計画中の全長535mの橋梁であり、非対称の2径間連続鋼床版斜張橋と3径間連続鋼床版箱ゲタ橋とから構成されている。その架橋位置図を図-1に、一般図を図-2-1~3に、設計諸元を表-1に示す。また、架橋地点から周辺を撮影したのが写真-1であり、これから判るように周辺は障害物となるものがほとんど無く、地形も平坦で風の影響を受け易いと考えられる。この斜張橋の特徴は、i) 非対称の2径間斜張橋であり、ii) 河道と斜角を持っていること、iii) ゲタ下空間が少ないことなどである。

1.2 耐風性に関する問題点

吊橋や斜張橋などの可撓性に富む構造物は風の影響を受けやすいことはよく認識されているところである。構造物の風に対する応答にはいくつかの種類があり、発現する現象面から分類が行なわれることがある。¹⁾ これらのうちで今回特に問題となるのは、(Aeolian Oscillation) 風琴振動と(self-excited Oscillation) 空気力の負減衰効果による自励振動である。

自励振動とは、振動系が外部よりエネルギーの供給を受け、発散して行く振動状態を言うが、橋梁の場合には曲げねじれフラッター(Classical Flutter) とねじれフラッター(Stall Flutter) である。これらの自励振動は構造物にとって最も危険な不安定振動であり、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する必要がある。

風琴振動とは、構造物の後流中に周期的に発生するカルマン渦による交番空気力が作用して発生する流れに直角方向の振動である。後流中に発生する渦の振動数 N は次式で表わされるように、風速 V に比例する。

$$N = VS/D$$

ここに、 S : ストローハル数、 D : 断面の代表長さ

風琴振動は、渦の発生振動数と構造物の固有振動数が一致するような風速範囲で生じ、風速が増しても減じても渦の発生振動数が固有振動数をはずれるため振幅は減少する。風琴振動によって構造物が一挙に破壊する恐れはあまりないが、比較的低風速で発現するためその回数が多く、構造物の疲労破壊、自動車の走行上の支障、歩行者の不快感の誘起などの問題が考えられる。

風琴振動の防止策には次のような基本的な考え方がある。^{2), 3)}

- (1) 設計風速の範囲に対して構造物の固有振動数がカルマン渦の発生振動数と一致しないよ

うにする。

(2) 構造物の剛性を高め変形を抑える。

(3) Vortex-Killerなどを設けて渦を積極的に壊して、周期的な渦の発生を防ぐ。

(4) 附加構造物(整流板など)を用いて断面形状を改良し、渦による空気力の効果を軽減する。

(1)、(2)の方法は、橋梁部材の風琴振動防止策として用いられた例があるが、今回のような問題には不適當である。(3)は煙突などのラセン状の突起をつけて風による振動を防いだ例もあり、斜張橋の風琴振動の防止策として風洞実験で検討された例も多いが実用化はされていないようである。また(4)の例として、斜張橋断面に、三角形の整流板を付けたり、⁴⁾ 高欄の上部に端抑流板を付けること⁵⁾によりよい効果が得られるという報告がある。

更に、振動が防ぎ得ないものとしたならば、その許容値をどのように定めるかが問題となる。まず疲労に対する検討であるが、末広大橋の場合について試算した結果⁶⁾では、最大応力はたわみ振動の場合、たわみに欠モードを考え中央径間中央で 1.0 cm たわみ変形が生じたとき、側径間中央下フランジで $-17.0\text{ (kg/cm}^2\text{)}$ 、またねじれ振動の場合中央径間中央で 1° のねじれ変形が生じたとき、中央径間支承部下フランジで $-55.8\text{ (kg/cm}^2\text{)}$ となり、この程度の振動は疲労の面からは許容されると思われる。次に、自動車の走行性に関してであるが、自動車が 0.5 Hz という低い振動数で振動している橋の上を走行する際の走行安全性・快適性に関しては、取り扱われた例はほとんどなく明確な基準を定めるのは困難である。また新水郷大橋は歩道が設置されるため歩行者の不安感・不快感に対しても考えなければならない。近年、設計理論の進歩と使用材料の高強度化によって比較的剛性の小さな橋が出現し、歩行者に不快感を及ぼすものも現われており、人体感覚に関する見地からの研究も進められている。⁶⁾ただし、ここで問題の対象となっているのは振動数が 1 Hz 以上の領域であり、今回のような 0.5 Hz という低い振動数範囲での研究はほとんど無く、参考にならない。末広大橋の場合には、たわみ振動の最大加速度を $40\sim50\text{ gal}$ 以下に抑えることを目標とし、最終設計案としてはほとんど振動しない断面が採用された。

1.3 調査の概要

今年度実施した調査は風速調査と風洞模型実験とである。風速調査は現地での風の特徴を把握するために行なったもので、架橋予定地点付近の風観測記録から強風の頻度と主風向を求めた。その結果、観測期間が短く欠測が多かったが、強風の頻度は比較的少なく、卓越する風向は橋軸直角方向であった。

風洞模型実験は第一段階として、予備設計された2案に対し耐風性を比較し、最終設計案の

基本断面を決定するために行なった。その結果、第Ⅰ案の逆梯形箱ゲタ断面も第Ⅱ案の矩形箱ゲタ断面も迎角が $+2^{\circ}$ 以上の範囲で限定振動を生じており、たわみ振動は $20\sim 30\text{ m/s}$ の風速範囲でその振幅も非常に大きい。ただしねじれ振動は風速も高く振幅も小さく無視できると思われた。これらから、やや耐風性の優れていると思われる第Ⅰ案を最終設計案とすることにした。更に第2段階として、限定振動を抑止するために、補助部材を取りつけた6案に対しその有効性を検討した。その結果、端整流板を取りつけたり、歩道部の高さを減じたりすると耐風性の向上が期待できることが判った。そこで、最終断面としては端整流板を取りつけた設計案にすることにした。最終設計案は基準断面が少し変更されたので、新たに模型を製作し端整流板の最適な形状を求め、最終設計案の耐風安全性について確認した。

2. 風速調査

2.1 風速調査の概要

現在支間200 m以下の橋梁は道路橋示方書に準じて設計を行なうことになっており、本橋も支間200 m以下であるので設計風荷重は方示書の値を用いている。ただし、今回特に問題となるのは比較的低風速で発現する限定振動であることから、架橋位置での主風向および風速の頻度など現地の風の特性を把握しておくのは重要なことであると思われるので、風速調査を実施した。幸いに、現地より約1.5 km下流に建設省利根川下流工事々務所があり、(図-1 参照)屋上で風向風速の測定がなされており、昭和42年11月から昭和47年12月までの記録を入手することが出来た。この地点をほぼ現地と同じと見なして、調査を行なった。

2.2 強風の頻度と風向

測定に使用された風向風速計は風車型であり、記録はペンにより記録紙に書かれる。風速計は3階建ての事務所屋上(約10.5 m)に、4.75 mの鉄柱により設置されており(写真-2)、その周辺には障害物はほとんど見当らない。

これらの記録から、旧最大風速について風向別風速別頻度(通年、夏季、冬季別)、10 m以上の風速の風向別頻度を求めた。(表-2、図-3 参照)これらの記録は冬期に欠測が多く冬の季節風が欠けていること、観測期間が短いことなど問題も多いが、次のような点に分る。

- (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1度のみである。
- (2) 主たる風向はENEで、これは橋軸にほぼ直交する。特に10 m/s 以上の風速はこの性質が顕著である。

これらから現地の風として、風速については不明であるが風向は橋軸直角方向と一致する可能性が強いと言えるであろう。

3. 風洞模型実験

3.1 風洞および風洞実験

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

型 式	エッフェル型
測定部寸法	$2.0\text{ H} \times 1.0\text{ W m}$
測定部風速	$0 \sim 25\text{ m/s}$ (連続)

行な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。¹⁾ バネ支持模型実験の実験条件を表-3に示す。この中で、実験装置および計測器の関係からたわみ振動とねじれ振動との振動数比が所要値と合っていないが、連成振動が考えられないのでこれで充分であるとした。

3.2 予備設計案の耐風性

3.2.1 風洞模型と実験項目

計画の当初、設計案として三種の基本断面が考えられたが、後に二種に変更された。その一般図と断面図を図2-1~2-3に示す。風洞模型は縮尺1/50とし、相似条件が満足できるように極大重量を軽く製作した。(図-4-1~4-4,写真-3-1~3-2参照)

風洞実験は予備設計された二案に対して実施され、最終設計案を選定するためにその耐風安定性を比較検討することを目的とした。

3.2.2 実験結果と考察

バネ支持実験結果で、迎角と限定振動の発現した風速範囲との関係を示したのが図-5-1~5-2である。また、風速と対数減衰率の関係を示したのが、図-6-1~6-4である。これらから第I案と第II案を比較すると次の通りである。

- (1) 迎角：第I案、第II案とも $+2^\circ$ 以上で限定振動が生じている。
- (2) 風速：それぞれ 28 m/s 付近でたわみ限定振動が生じているが、その範囲は第II案の方が広いようである。
- (3) 振幅：たわみ振動の振幅は、第I案の方が第II案よりも小さい。
- (4) ねじれ振動：第I案、第II案とも高風速でねじれの限定振動が生じているが、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る。

(5) 自励振動：第Ⅰ案、第Ⅱ案とも実験を行なった風速範囲では自励振動は起らなかった。

これらの結果から、単純に比較すると第Ⅰ案の方が耐風性が良いということが言えるであろう。しかし、風洞実験の結果を実橋に適用する際には問題が多いが、第Ⅰ案でも比較的大きな振幅が生じると予想される。問題点を挙げると次の通りである。

(1) 振幅の問題：風洞実験結果から実橋の応答を推定する点と振動振幅をいくらまで許容するかという許容値の点である。前者には、自然風の特徴（風の乱れ、現地での迎角、期待される風速など）・構造減衰・二次元実験結果を三次元へ拡張する際の問題点などがある。後者にははつきりとした基準がなく、振幅を評価することが困難であるのが問題となろう。

(2) 風速の問題：振動が生じているのは 2.0 m/s 以上の風に対してであり、最大振幅は 2.8 m/s という比較的高い風速で生じている。現地付近での5年間の風速調査では、欠測が多いけれども 2.0 m/s 以上の風はあまり多くない。

以上を総合して、最終設計案として第Ⅰ案を採用することとし、設計が進められることになった。また、設計断面形状を改良して限定振動の発現の抑止策についても検討することになった。

3.3 改良設計案の耐風性

3.3.1 風洞模型と実験項目

ここでは、第Ⅰ案第Ⅱ案を基本断面とし、これに補助部材などを取り付けるなどして断面形状を改良し、耐風性の向上を計るために数種の模型に対し実験を行なった。実験に使用した模型と実験ケースは図-4-6、写真-3-3-3、3-5、表-4の通りである。

3.3.2 実験結果と考察

実験結果は、図-5-3-5-8に $V_{av} \sim \alpha$ 曲線を、図-6-5-6-13に $V \sim \theta$ 曲線が示されている。これらの結果から対策の有効性が検討された。

(1) 第Ⅱ案の鋼床版張出部下側を覆った場合（模型B2.）は、原型では迎角 $+2^\circ$ 以上で限定振動が発現しているが、その範囲が4以上と耐風性が改良される。

(2) 第Ⅰ案に端整流板を付けた場合（模型A2、A3）は耐風性は向上する。特に下向きに端整流板を付けた場合（模型A3）が有効である。

(3) 第Ⅰ案の路面より高くなっている歩道部の下に風通し穴を設ける場合（模型A4）、模型製作上当初考えたほど大きな穴をあけることができなかった為か他の対策ほど有効ではなかった。

(4) 第Ⅰ案の歩道の高さを下げガードケーブルを付けること（模型A5、A6）は耐風性

上有効な対策であり、特に端整流板を併用すれば $+6^\circ$ までの迎角範囲で限定振動は観測されない。

これらの結果を評価する際に、現地での風の特性を考えて迎角をどの範囲まで考えるかが重要になる。風琴振動が問題になる低風速領域では迎角の基準もなく、今回は $\pm 5^\circ$ の範囲について考えることにした。そして、実施設計断面への採用の難易を考えると、模型 A 3 を最終設計案の原案とすることにした。

3.4 最終設計案の耐風性

3.4.1 風洞模型と実験項目

最終設計案の原案として模型 A 3 を採用することになったが、併せて設計基準断面の変更を取り入れ、最終設計案の検証実験を行なうことにした。製作した模型図を図-4-5 に示す。最終設計案基本断面は第 I 案よりも中央分離部の幅が狭くなり、橋幅はやや広く、耐風性に影響があると思われる地覆の高さが極力小さくなっている。(図-2-4 参照) 端整流板の有効な最小限の形状および寸法を決定するために図-4-7 に示す 4 種類の模型に対して実験を行なった(写真-3-6~3-7 参照)。また、原設計案の計画高は T.P. 11.885 m であり、地面の影響が無視できなくなる。これに関して、地面の存在は耐風安定性に有利に働くという報告⁴⁾もあるので、その影響を調べた。

そして、公共添加物を付加した最終断面について検証実験を行なった。

3.4.2 実験結果と考察

最終設計案に対し端整流板の形状および寸法を変えて行なった実験結果が図-5-9~5-12、図-7-1~7-4 である。なおこの実験は模型の構造減衰を設定する加振減衰器が不調であったので構造減衰は加振減衰器を取りつけないままの値で行なったため前の実験と比較して $\delta \approx 0.01$ という小さな構造減衰で実験を行なっている。これらの結果より次のことが推定される。

- (i) 模型 A-7 と A-8 を比較すると、風琴振動の発現する迎角は A 7 (端整流板が水平)の方が低い。しかし、発現する振幅は A 8 (端整流板が下向き)の方が小さい。
- (ii) 模型 A-9 と A-10 を比較すると、共に迎角が負の時にも風琴振動が発現しているが、模型が迎角を持った場合、A 9 (端整流板が水平)の方が耐風性が良いとすることができる。しかし振動の振幅を比較すると A 10 (端整流板が下向き)の方が振幅が小さく、良いことが分る。
- (iii) 模型 A-7 と A 9、A-8 と A-10 を比較すると、端整流板を長くすると迎角の正の領域で耐風性が向上する。ただし、短い場合には表われなかった、迎角が負の領域で

風琴振動が発現する。これは振幅は小さいようである。

(IV) 振幅と対数減衰率の関係を示したのが、図-7-1~7-2である。一部振幅が小さいところでは読み取りが不可能で図に示されていないものもある。構造減衰と空力減衰が重ね合わせ出来るものと仮定すると、図の対数減衰率の軸だけを移動させて任意の構造減衰を有するときの風琴振動の振幅が推定出来ることになる。これらから、実験を行なった時の構造減衰 $\delta = 0.01$ が $\delta = 0.025$ に改められれば、振幅も零または微小になることが判る。

また、地面の存在の影響を調べるために図-4-8に示すような地面板を風胴内に設置し、地面より1.2 m, 2.0 m, 無限に高い場合の三通りの実験を行なった。この時使用した模型はB-1であり、迎角は 0° のみである。この結果が図-6-14~6-15に示されている。この実験では風琴振動は発現していないが、図-6-14のB-1-12は風速3~4 m/sでB1, B1-2.0と異なり減衰が小さくなっており風琴振動発現の可能性を示している。ただしこの実験では地面板を取りつけた場合の風速分布を測定していないため、迎角が変化してしまったこと、乱れの影響が大きいことなど危惧が生じ、正確に地表面の影響が評価されているか問題がある。Wardlawの実験結果では、図-8に示されるように地表面からの高さが100フィートのときは最大振幅が0.24インチのものが、高さが15フィードになると振幅が1.4インチに増加しており、端部の形状を変えることにより振幅を微小に抑えることができることが判っている。

また、本橋には図-2-4に示すような水道管が添加される予定であり、その有効により耐風性の違いを調べたが、この位置ならば差はほとんどなく、安全であることが確められた。

以上より、今回の実験では構造減衰が所要値を満足していないが、実施設計案としてA-7を用いて良いのではないかとと思われる。加振減衰装置が直り次第実験を行なって安全性を再確認する予定であることをつけ加えておく。

4. 結 論

今回の調査により次のように結論される。

- (1) 予備設計された2案を比較すると、2案ともたわみの風琴振動が生じているが、振幅・風速範囲を見るとやや第Ⅰ案の方が耐風性が良いと思われる。
- (2) 原型に補助部材を取りつけて耐風性を向上させようという試みのうち、第Ⅱ案の鋼床版張出部下側を覆った場合、第Ⅰ案に端整流板を付けた場合、歩道の高さを下げた場合は非常に効果がある。歩道部に風通し穴を設ける場合は有効な対策ではなかった。
- (3) 特に端整流板を付けることは有効であり、 $-5^{\circ} \sim +5^{\circ}$ の迎角範囲で風琴振動の発現が抑制できるであろう。

5. あとがき

端整流板を取りつけることによりたわみの限定振動が抑止できるという結論が得られた。我が国で本格的な斜張橋が造られるようになってから久しく、その数も多くなり、更に長大な斜張橋建設の計画もある。箱ゲタ断面の斜張橋では風琴振動に対する検討が不可欠であると思われる。現在、当研究室では非定常空気力を測定し、設計に役立つような資料を得るために種々の設計断面の耐風性の比較を進めている。また阪神高速道路公団により同様な目的でパネ支持模型実験が進められるなど、耐風性の良い断面形状と耐風性を向上される対策などが明らかにされるのも近い日ではないようである。

最後に本調査を進めるにあたり種々お世話になった千葉国道工事々務所の方々に心からお礼申し上げる次第である。

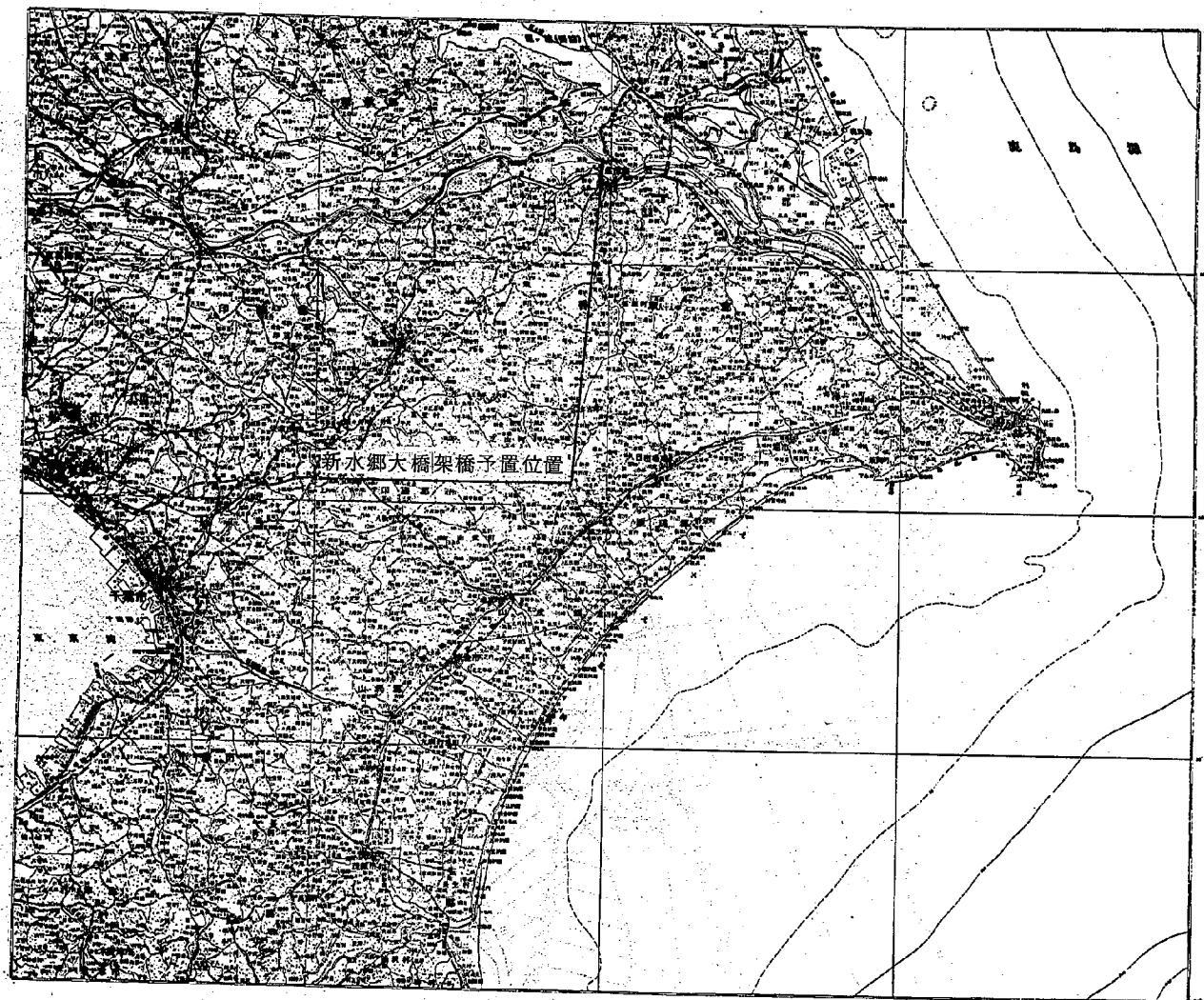


圖 - 1 - 1. 新水鄉大橋架橋 (位置圖) - 1

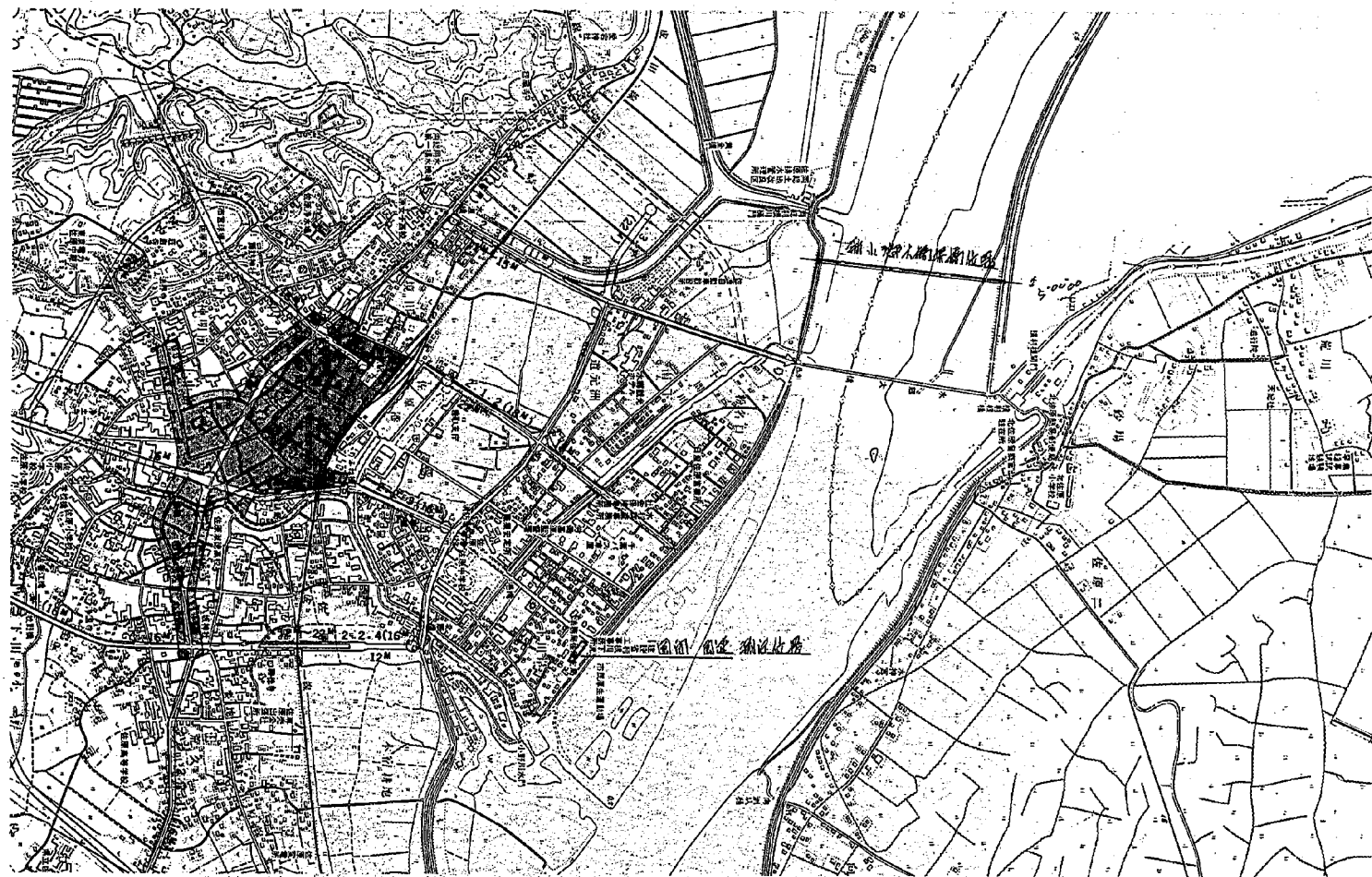


圖-1-1. 新水鄉大橋架橋(位置圖)-2

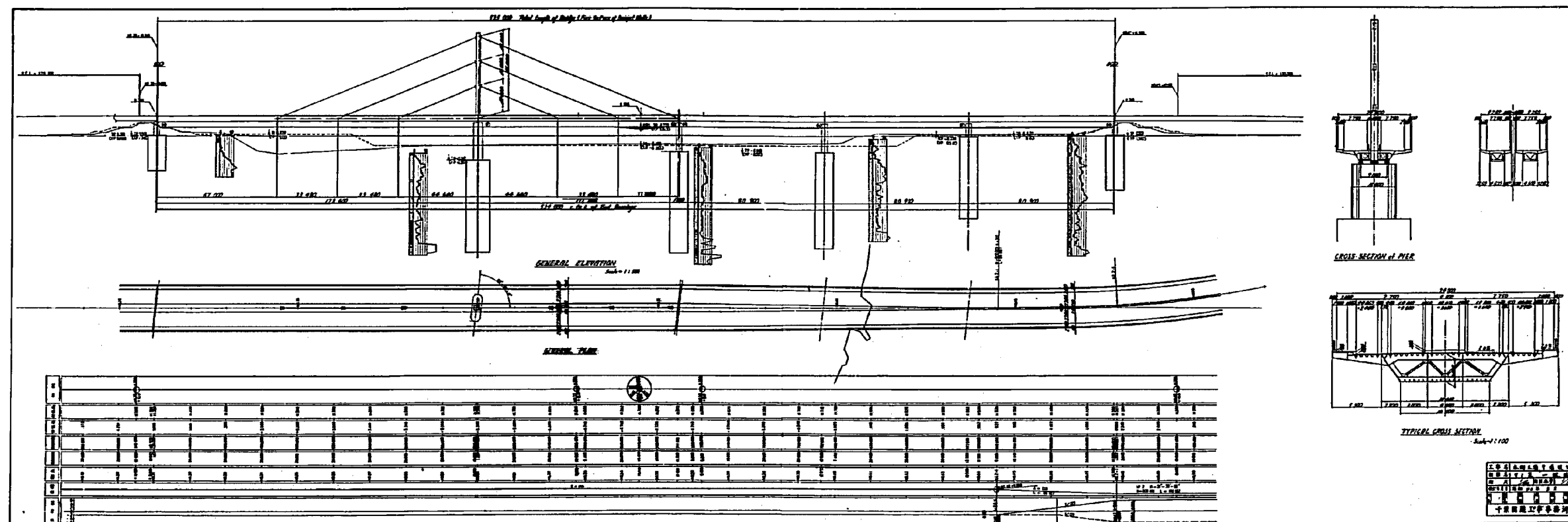


图 - 2 - 1

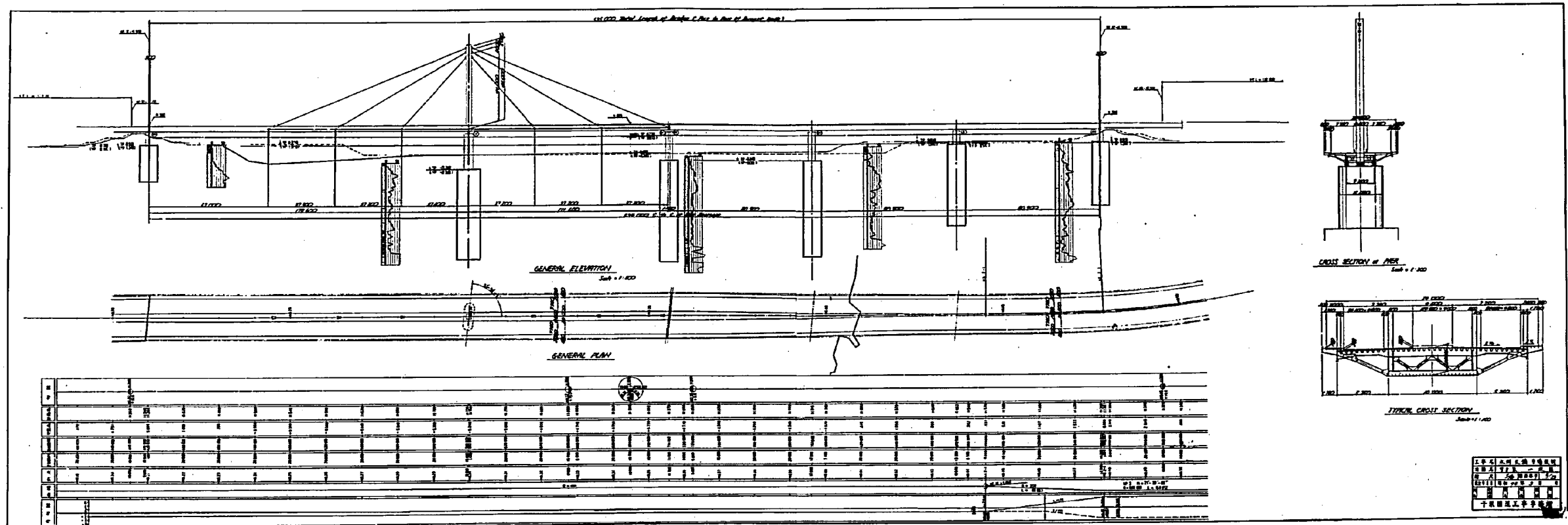


图 - 2 - 2

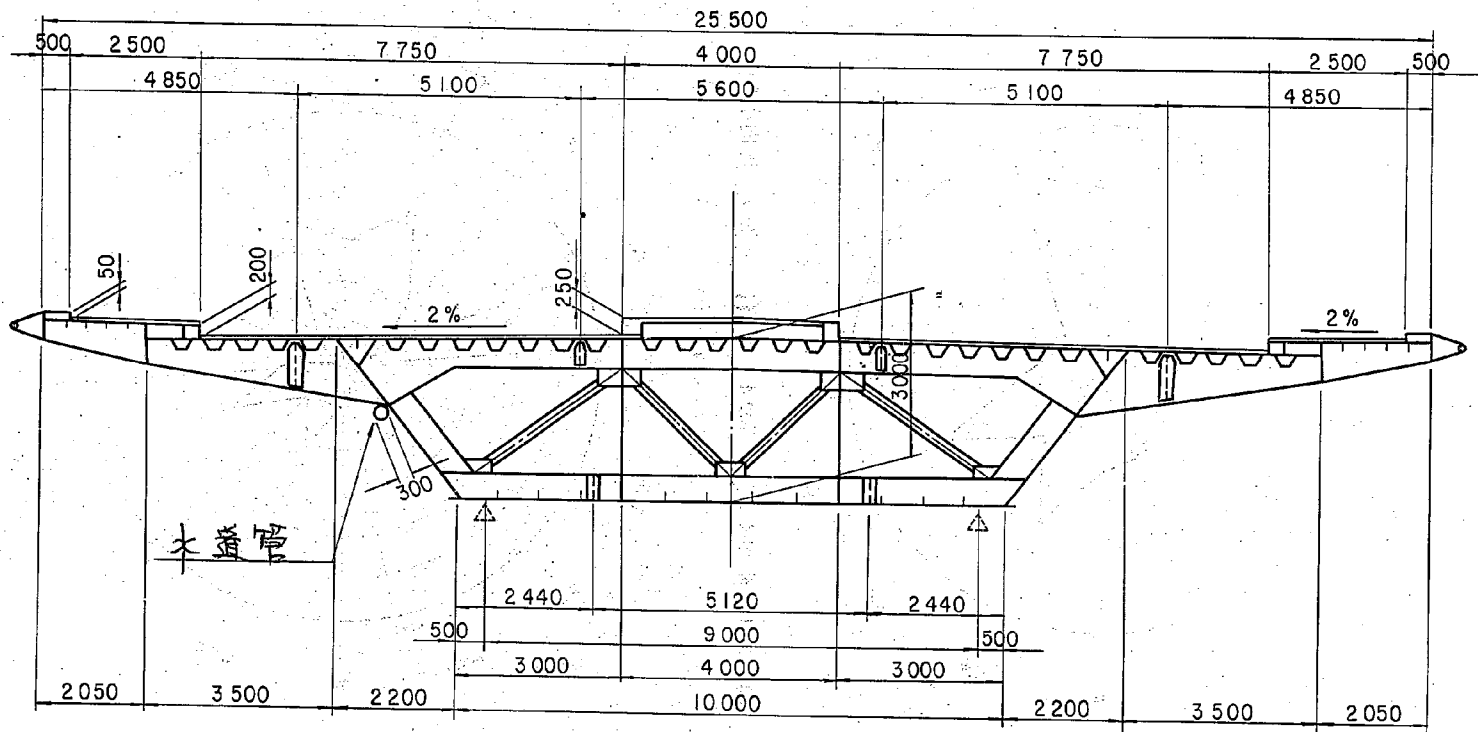


圖-2-4 新水鄉大橋(最終案)断面圖 水道添架位置

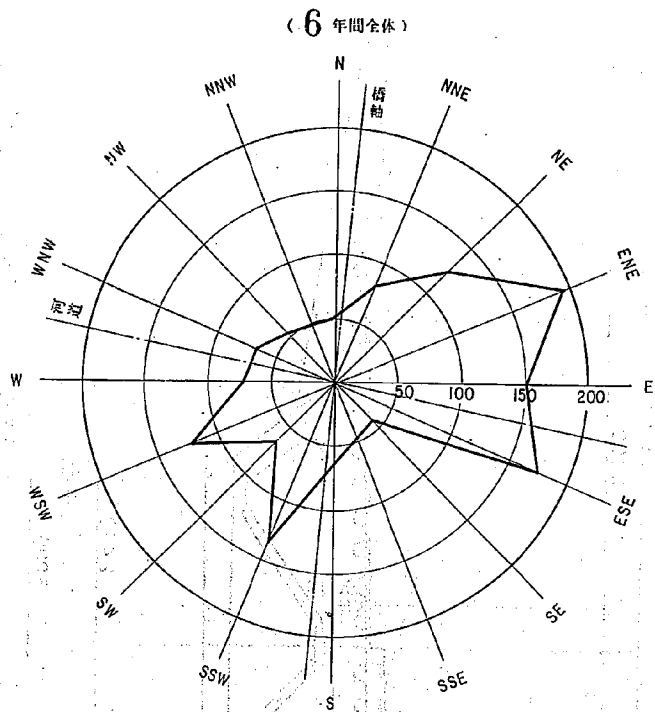


図 - 3 (1) 昭和 42 年～昭和 47 年 (6 年間) 風向頻度図

(7 月～10 月回数)

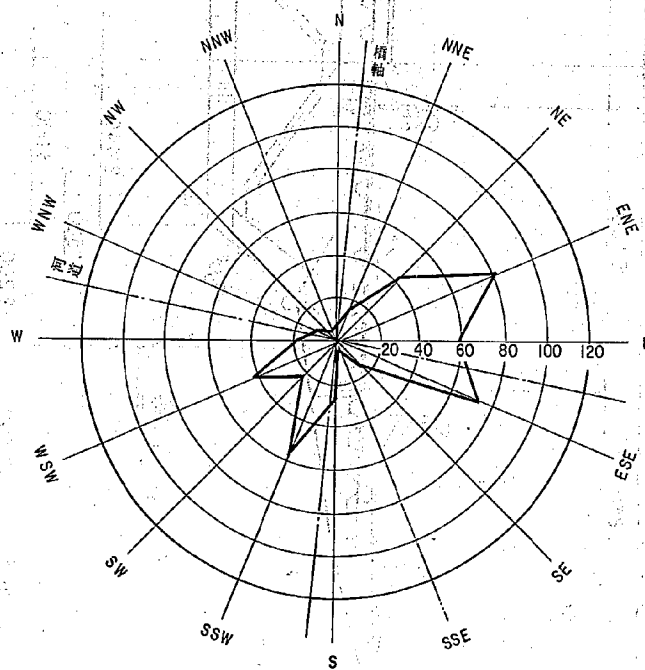


図 - 3 (2) 昭和 42 年～昭和 47 年 (6 年間) 風向頻度図 - 1

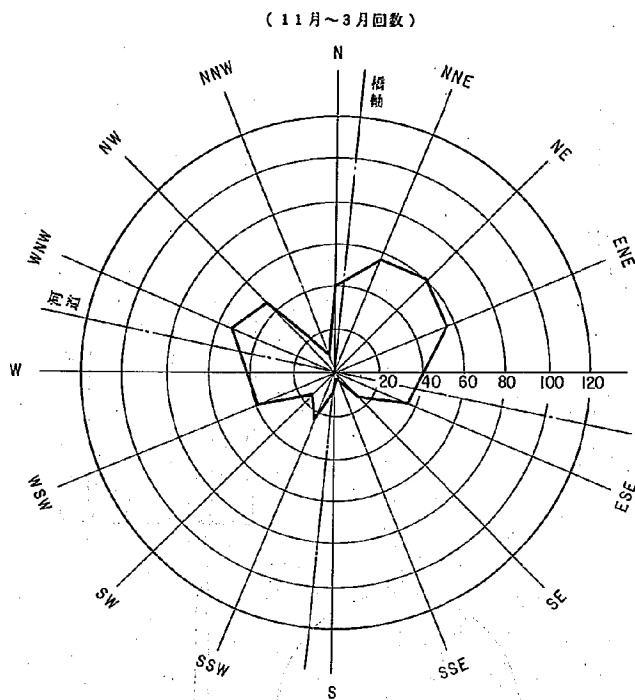


図-3(2) 昭和42年~昭和47年(6年間) 風向頻度図-2

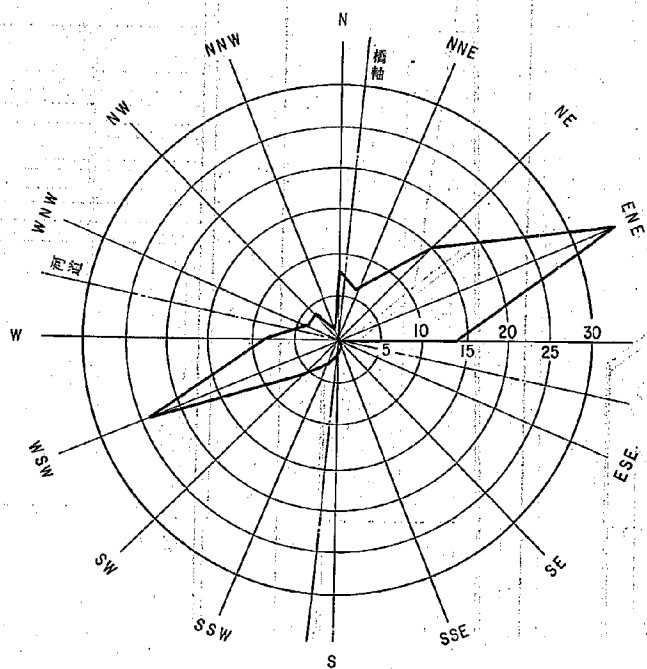


図-3(3) 昭和42年~昭和47年(6年間) 風向頻度図 (10m/s以上回数)

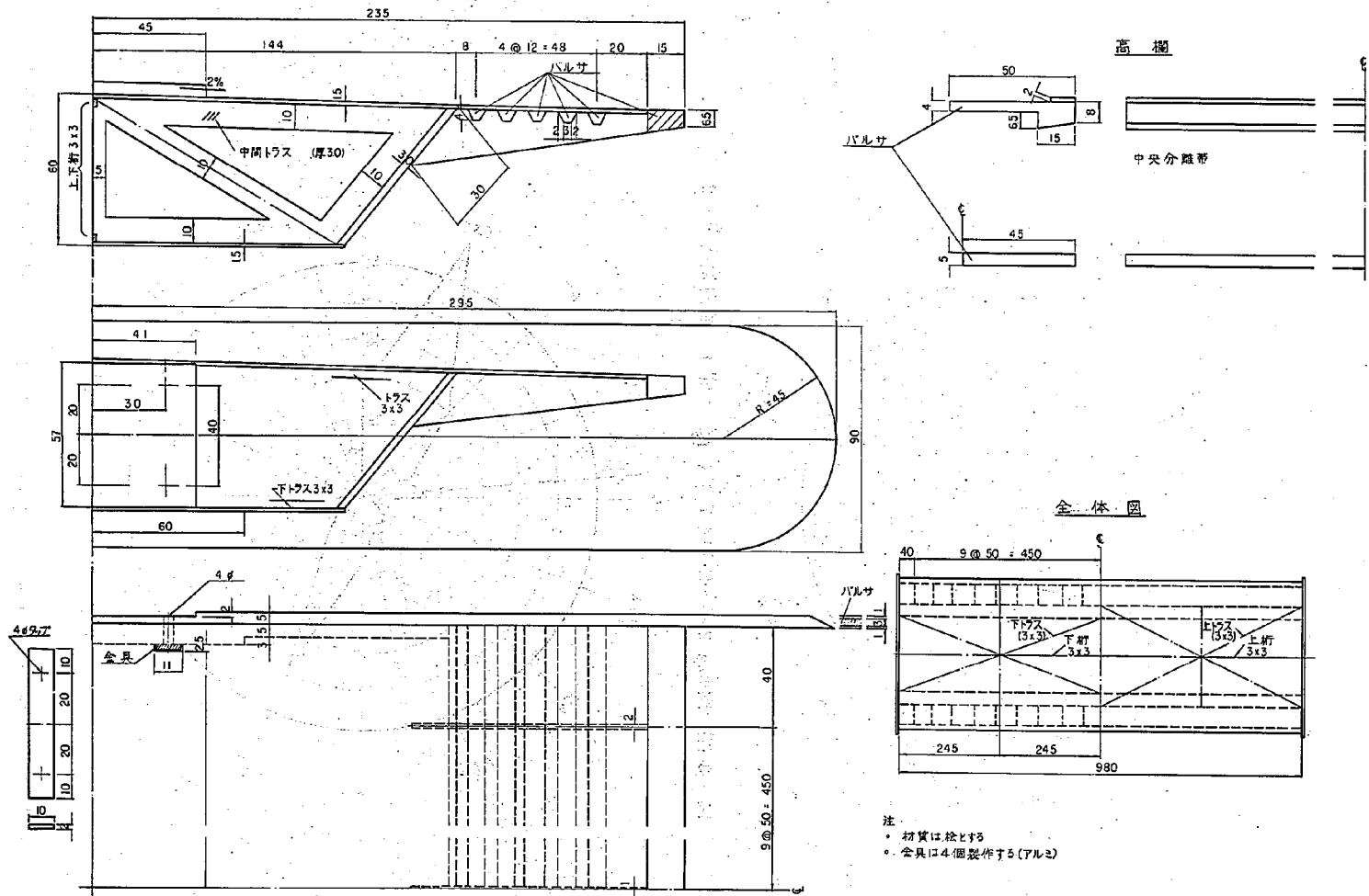


圖-4-1. 新水鄉大橋風洞模型(第I案)

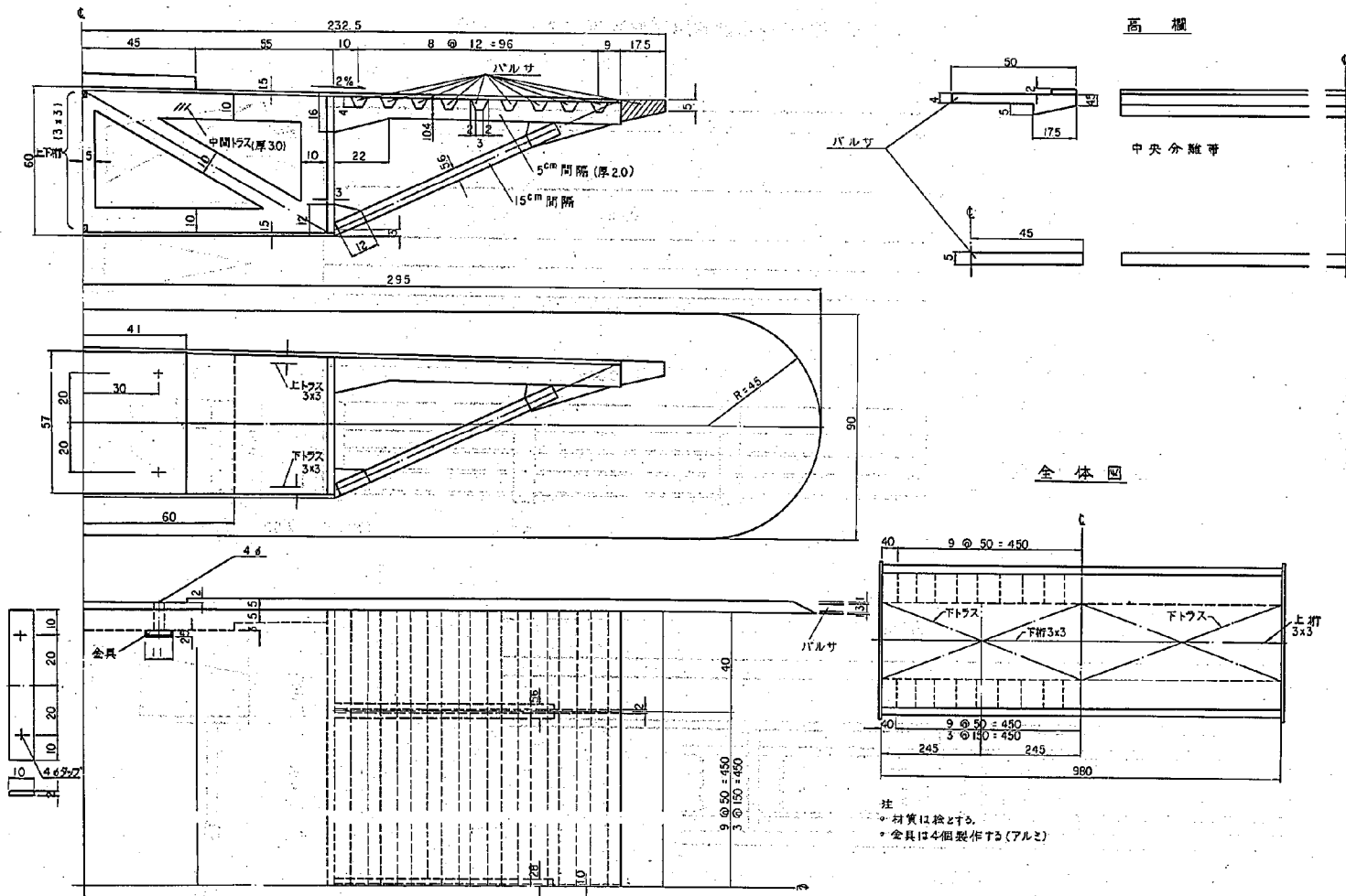


圖-4-2. 新水鄉大橋風洞模型(第Ⅱ案)

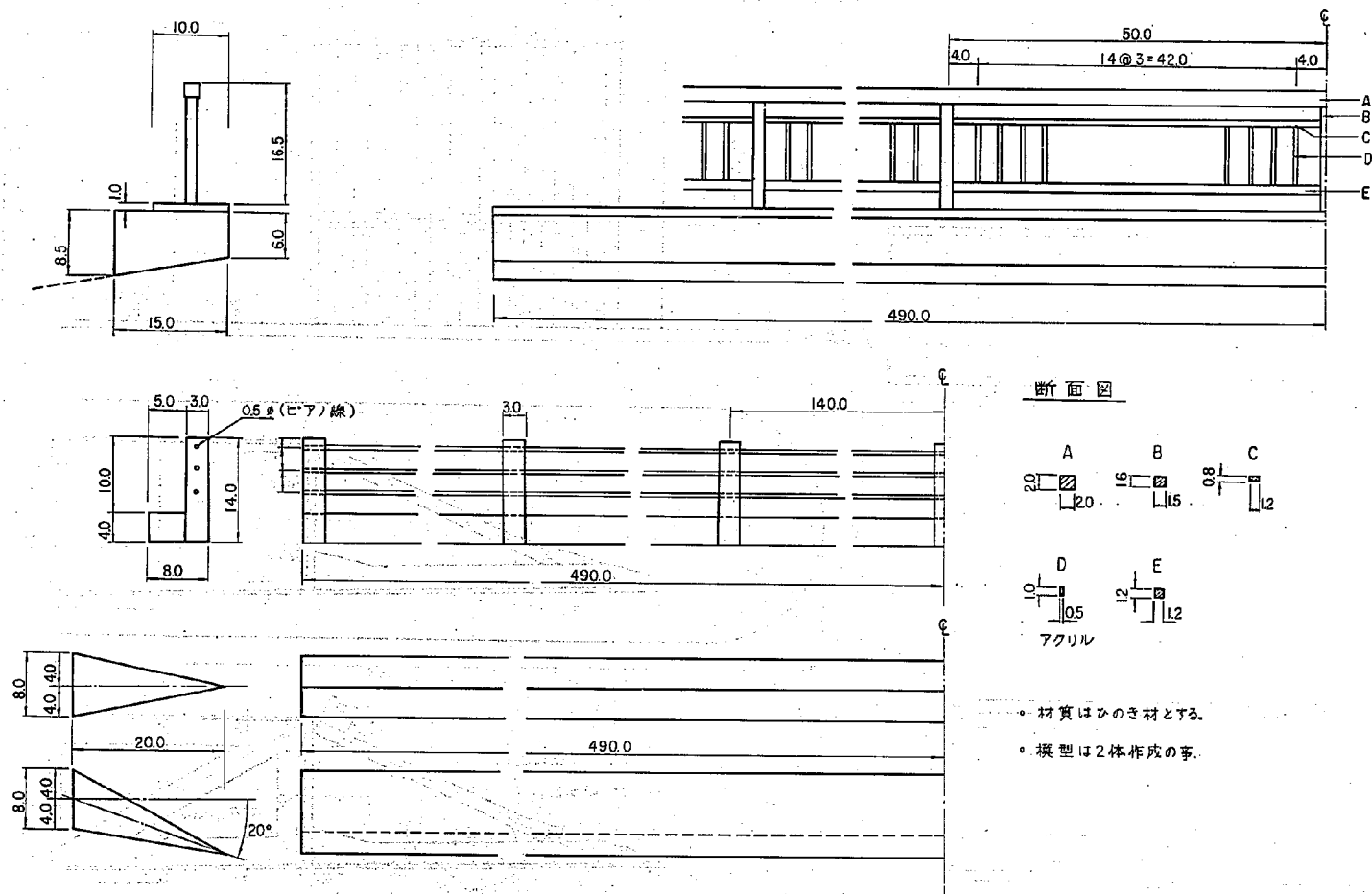


図 - 4 - 3. 新水郷大橋風洞模型高欄部分改良図

- ・材質はひのき材とする。
- ・模型は2体作成の事。

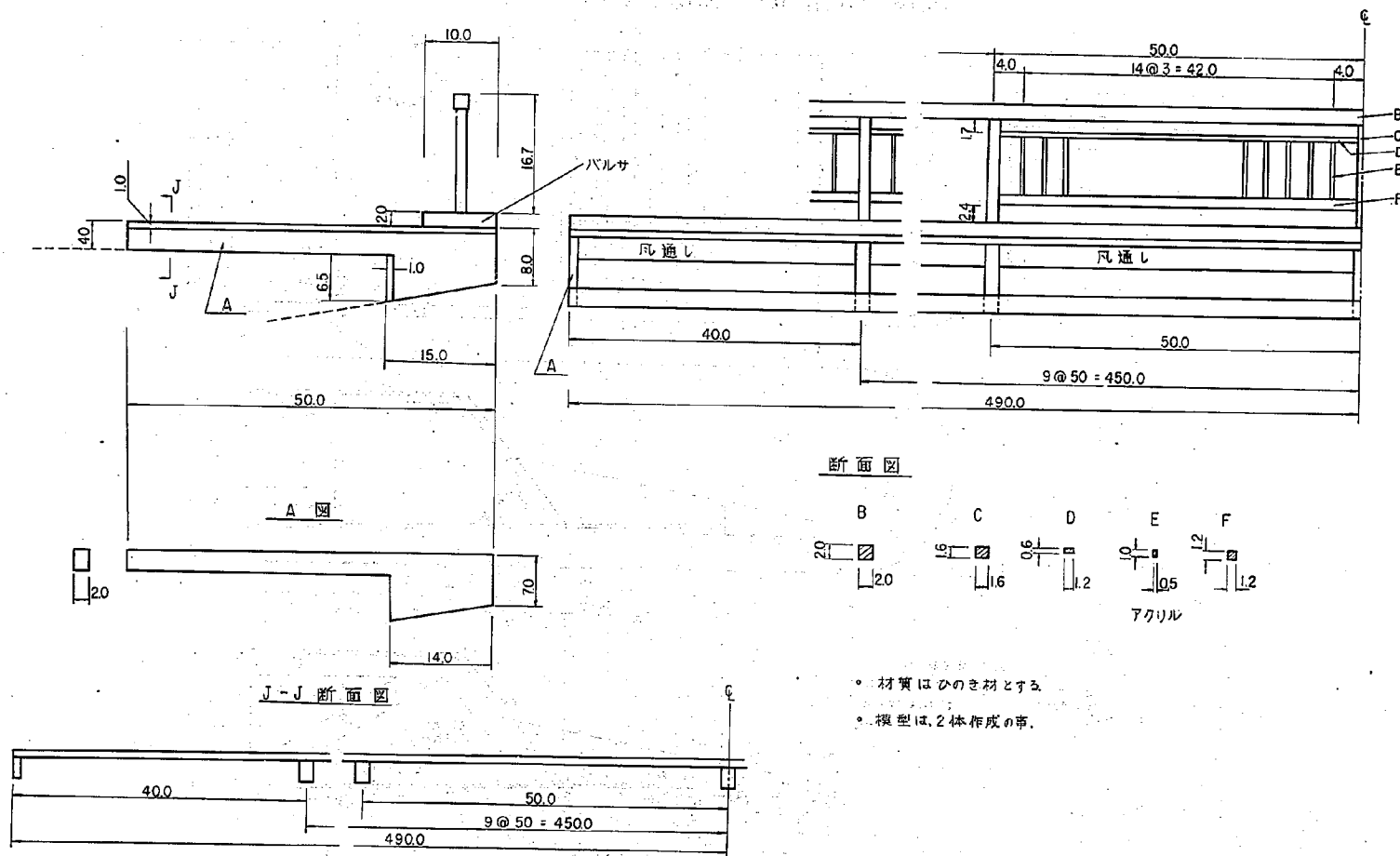


図 - 4 - 4. 新水郷大橋風胴模型高欄部分改良図

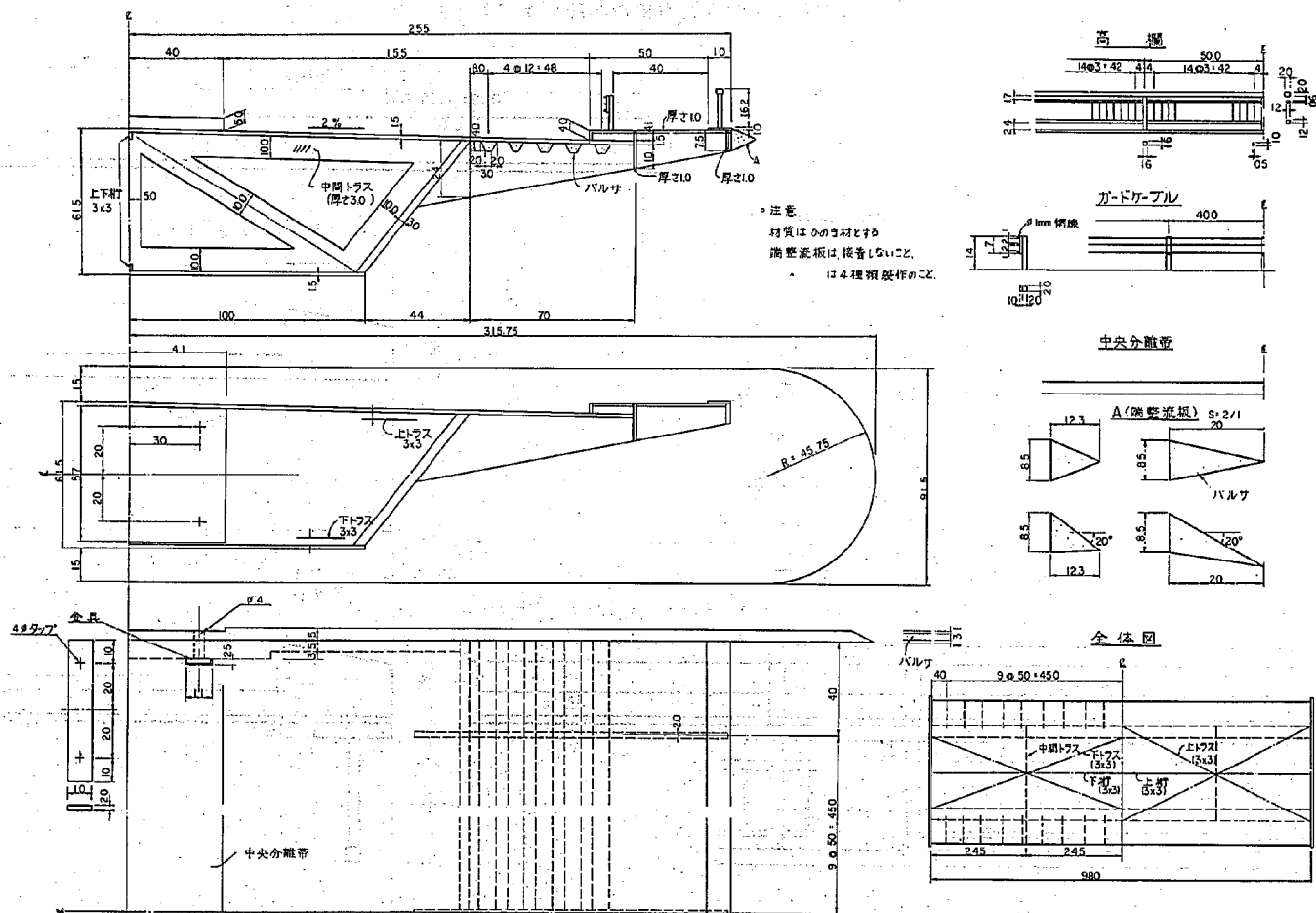


図 - 4 - 5. 新水郷大橋風洞模型 (最終案)

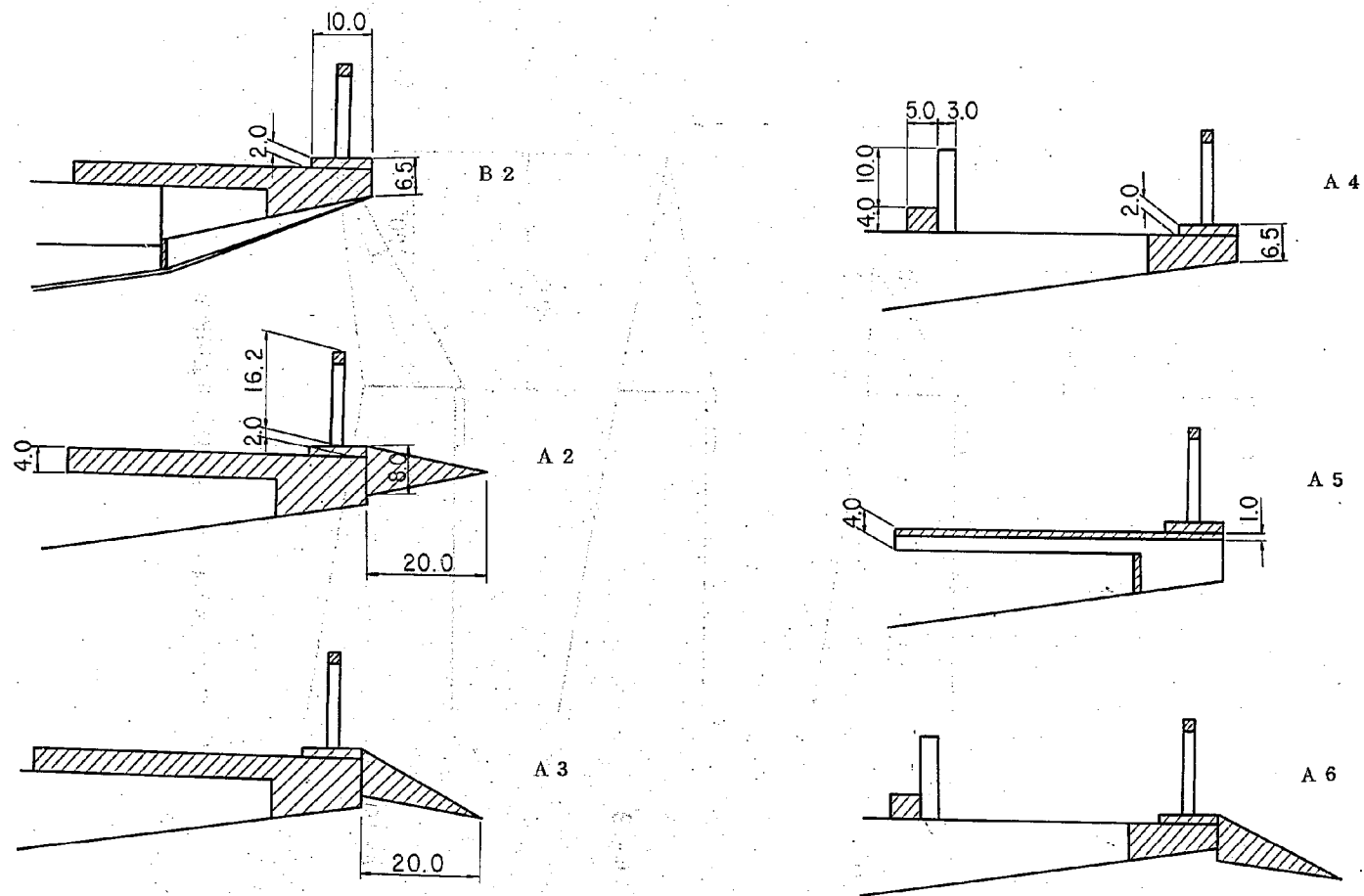
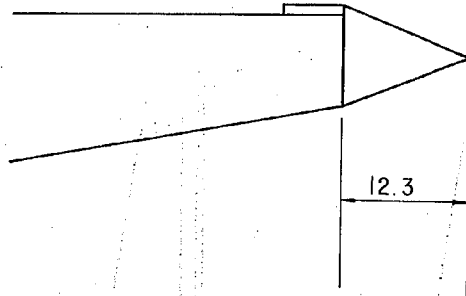


图 4 - 6 新水乡大桥风洞模型

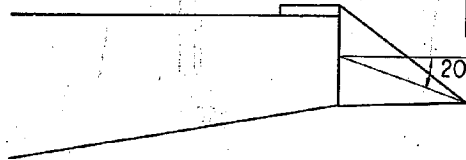
縮尺 2/1

A-7



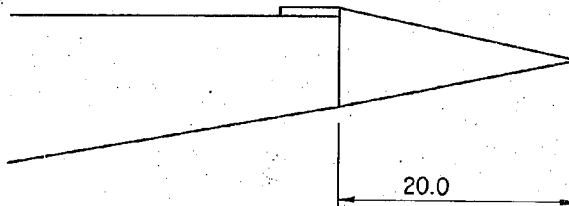
12.3

A-8



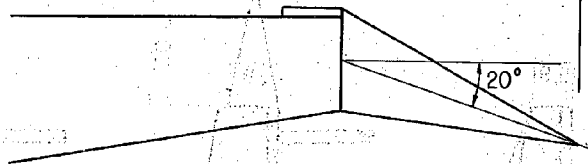
20°

A-9



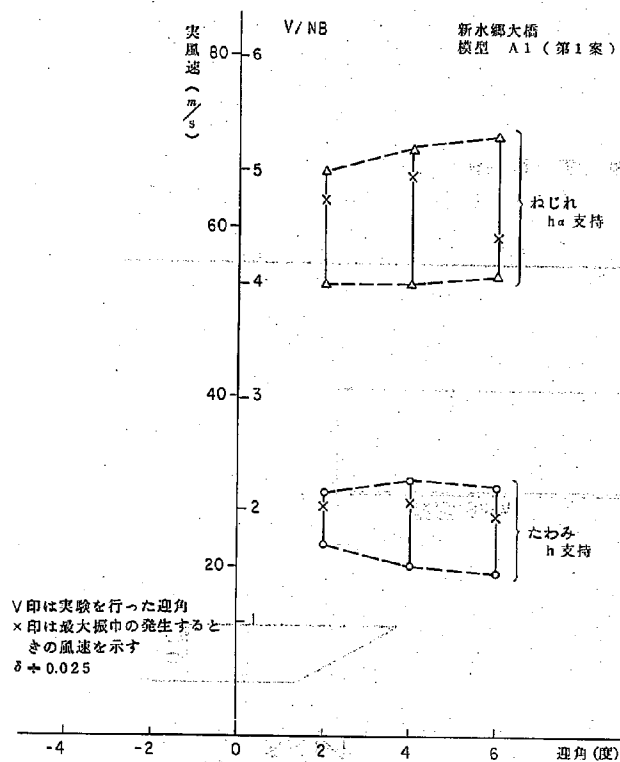
20.0

A-10



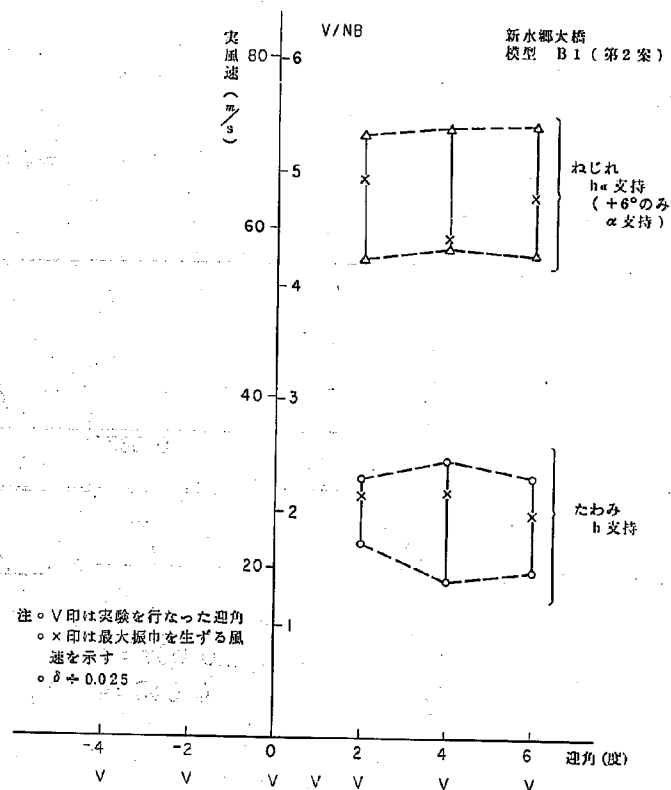
20°

图 - 4 - 7 新水郷大橋風洞模型



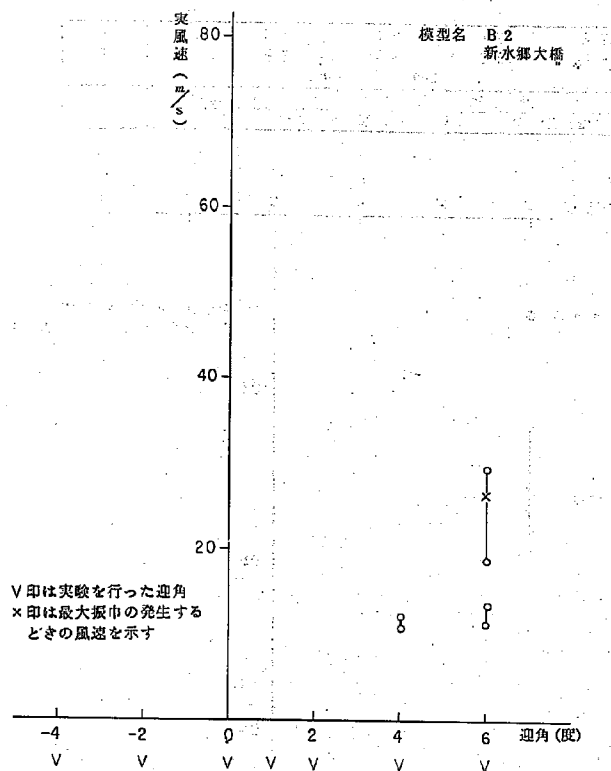
	迎角 (°)	最大倍振巾		風速 (m/s)	
		模型 (mm)	実橋 (cm)	風洞	実風速
たわみ	2	2.4	12.0	3.08	26.92
	4	7.2	36.0	3.13	27.36
	6	9.0	45.0	2.94	25.70
ねじれ	2	0.5 (°)	0.5 (°)	3.66	63.03
	4	0.5	0.5	3.82	65.78
	6	0.2	0.2	3.41	58.72

図 - 5 - 1 $V_{cr} - \alpha$ 曲線



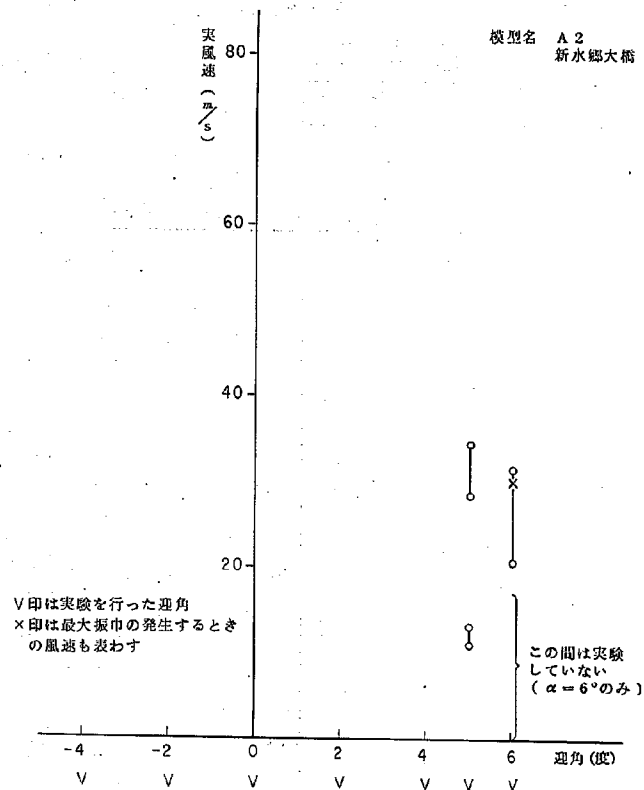
	迎角 (度)	最大倍振巾		風速 (m/s)	
		模型 (mm)	実橋 (cm)	風洞	実風速
たわみ	2	3.8	19.0	3.26	28.5
	4	8.7	43.5	3.31	28.9
	6	10.7	53.5	3.01	26.3
ねじれ	2	0.5 (°)	0.5 (°)	3.31	65.6
	4	0.5	0.5	3.40	58.5
	6	0.8	0.8	3.69	63.5

図 - 5 - 2 $V_{cr} - \alpha$ 曲線



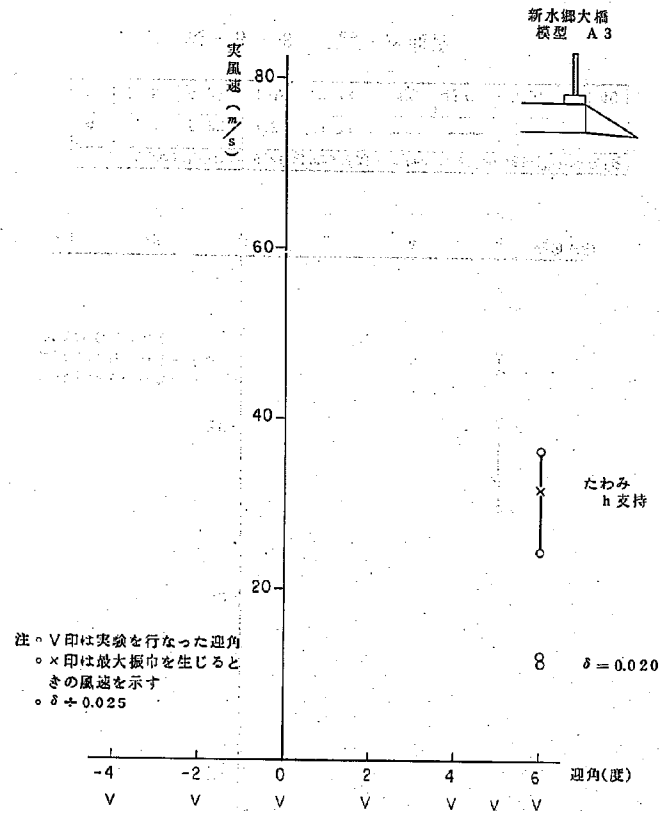
(°)	模型(mm)	実橋(cm)	風洞(m/s)	実風速(m/s)	模型(mm)	実橋(cm)	風洞(m/s)	実風速(m/s)
4	1.14	5.70	1.31	11.71	—	—	—	—
6	0.85	4.25	1.43	12.78	8.60	43.0	3.07	26.46

図 - 5 - 3 $V_{cr} - \alpha$ 曲線



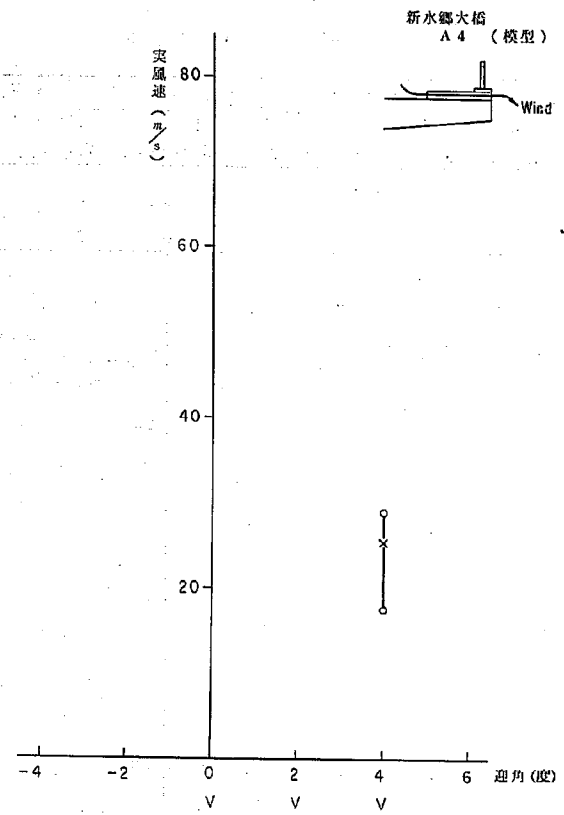
(°)	模型(mm)	実橋(cm)	風洞(m/s)	実風速(m/s)	模型(mm)	実橋(cm)	風洞(m/s)	実風速(m/s)
5	0.84	4.30	1.43	12.27	3.29	16.5	3.44	29.51
6	—	—	—	—	5.70	28.6	3.46	29.83

図 - 5 - 4 $V_{cr} - \alpha$ 曲線



	迎角(度)	最大倍振巾		風 速 (m/s)	
		模 型 (mm)	実 橋 (cm)	風 洞	実 橋
たわみ	6	8.2	40.8	3.69	31.81
		0.9	4.5	1.31	8.58

図 - 5 - 5 $V_{cr} - \alpha$ 曲線

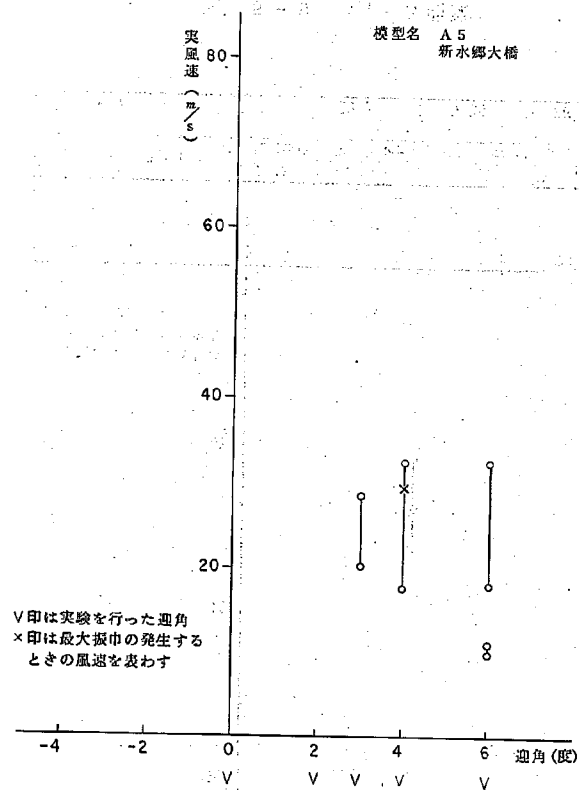


たわみ

α	模 型	実 橋	風 洞	実風速
4	8.00mm	40.0cm	3.01m/s	25.52m/s

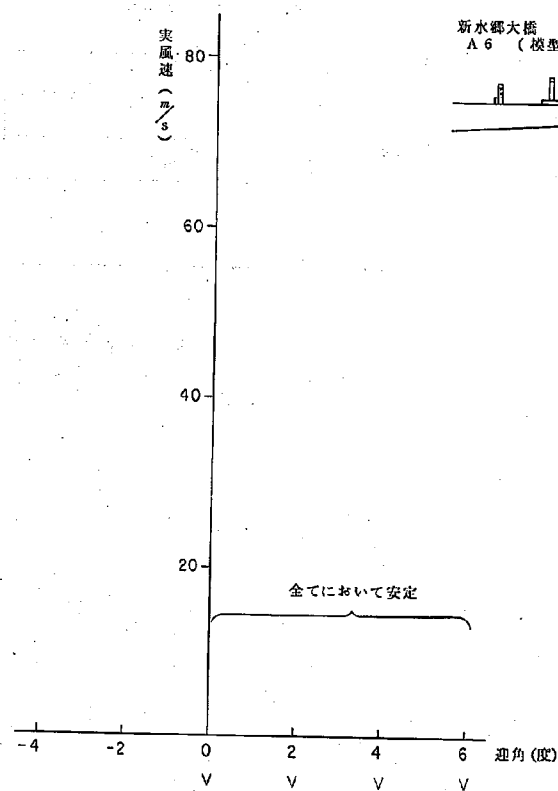
×印は最大振巾の発生した風速
 V印は実験を行った迎角

図 - 5 - 6 $V_{cr} - \alpha$ 曲線



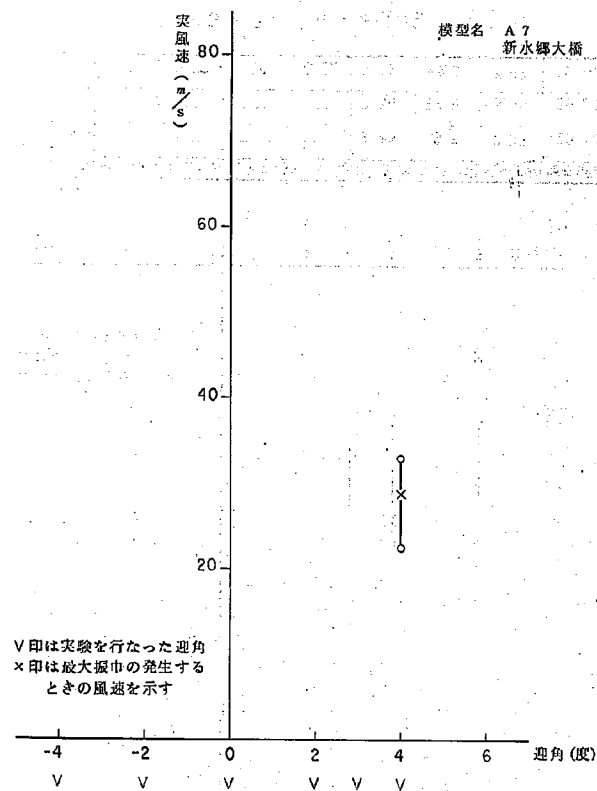
$\alpha (^{\circ})$	模型(mm)	実橋(cm)	風洞(m/s)	至風速(m/s)	模型(mm)	実橋(cm)	風洞(m/s)	至風速(m/s)
3	—	—	—	—	3.86	19.3	2.96	25.10
4	—	—	—	—	7.58	37.9	3.45	29.26
6	1.14	5.70	1.24	10.52	8.72	43.6	3.47	29.43

図 - 5 - 7 $V_{cr} - \alpha$ 曲線



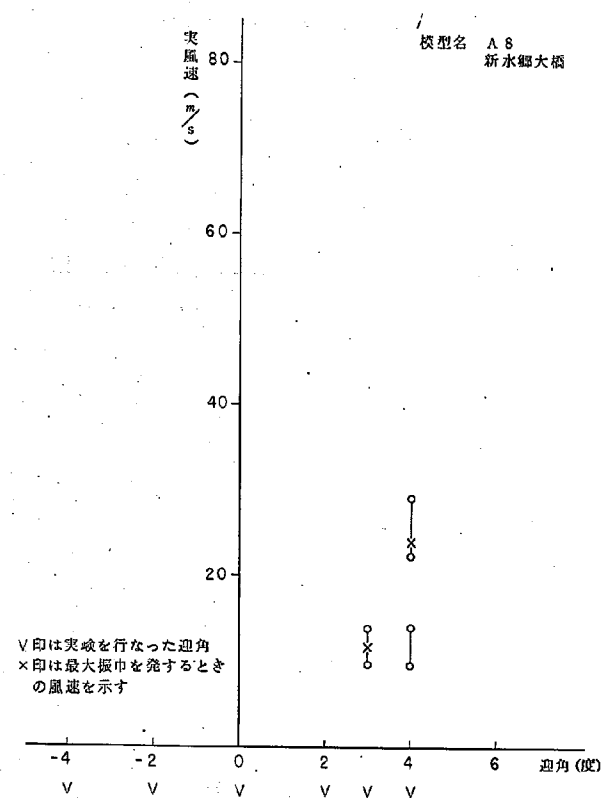
V印は実験を行なった迎角
 $\delta \div 0.025$
(6° については $\delta \div 0.019$ にして再度測定した)

図 - 5 - 8 $V_{cr} - \alpha$ 曲線



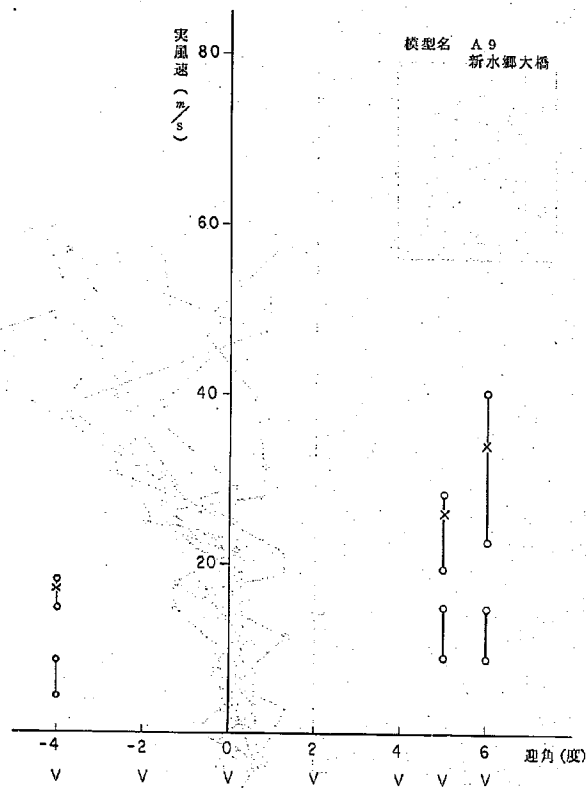
	迎角 (°)	最大倍振巾		風速 (m/s)	
		模型 (mm)	実橋 (cm)	風洞	実風速
たわみ	4	5.9	29.7	3.35	28.53

図 - 5 - 9 $V_{cr} - \alpha$ 曲線



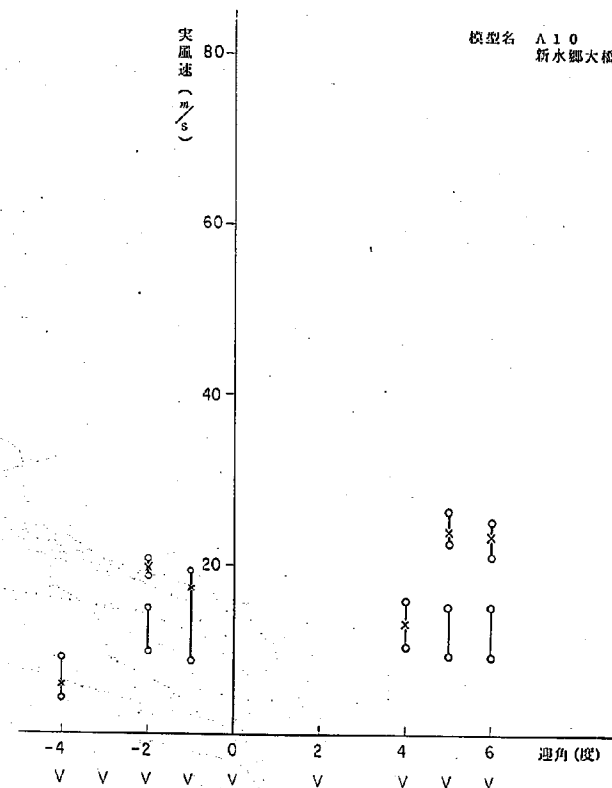
	迎角 (°)	最大倍振巾		風速 (m/s)	
		模型 (mm)	実橋 (cm)	風洞	実風速
たわみ	3	0.7	3.6	1.37	11.67
	4	5.4	26.8	2.80	23.85

図 - 5 - 10 $V_{cr} - \alpha$ 曲線



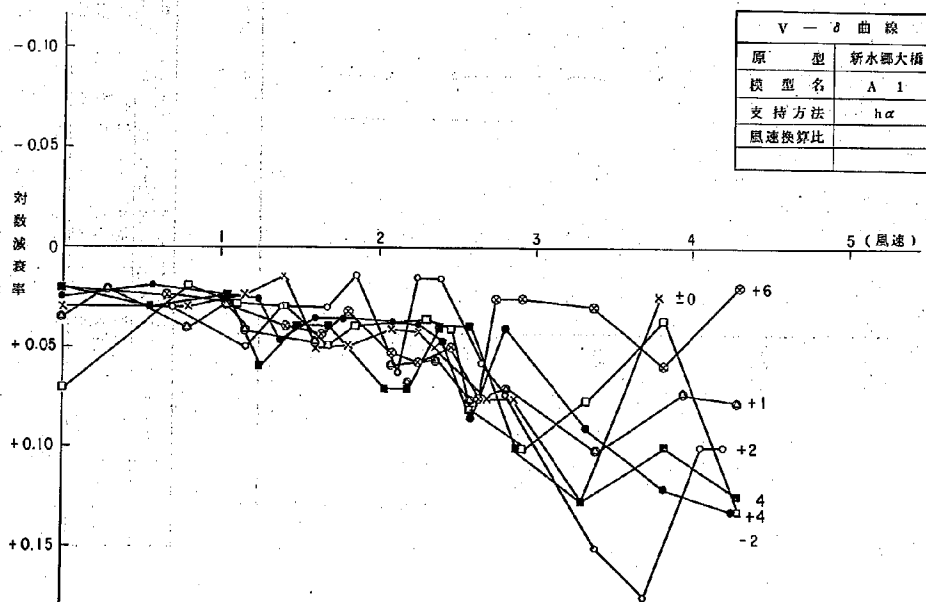
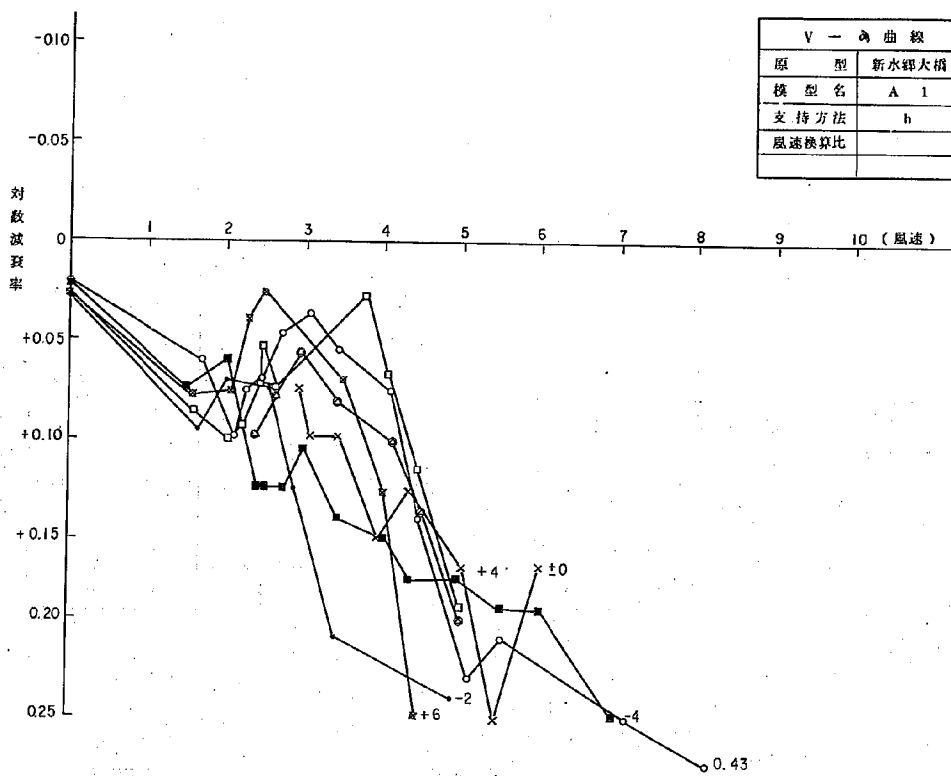
	迎角 (°)	最大倍振巾		風速 (m/s)	
		模型 (mm)	実橋 (cm)	風洞	実風速
たわみ	5	7.7	38.4	3.06	26.06
	6	6.2	31.2	3.99	33.98
	-4	1.0	5.1	1.99	16.95

図 - 5 - 1 1 $V_{cr} - \alpha$ 曲線



	迎角 (°)	最大倍振巾		風速 (m/s)	
		模型 (mm)	実橋 (cm)	風洞	実風速
たわみ	4	2.0	10.2	1.54	13.17
	5	4.5	22.1	2.79	23.85
	6	3.5	17.4	2.73	23.34
	-1	2.0	10.2	2.00	17.10
	-2	3.2	16.0	2.27	19.41
	-4	0.9	4.4	0.68	5.81

図 - 5 - 1 2 $V_{cr} - \alpha$ 曲線



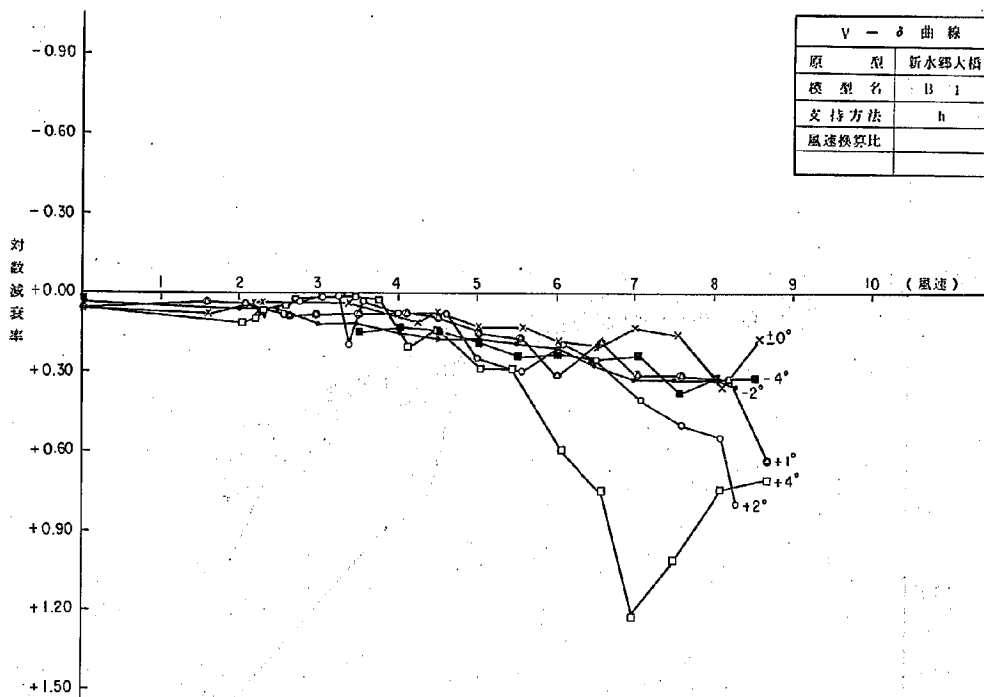


図 - 6 - 3 V ~ δ 曲線

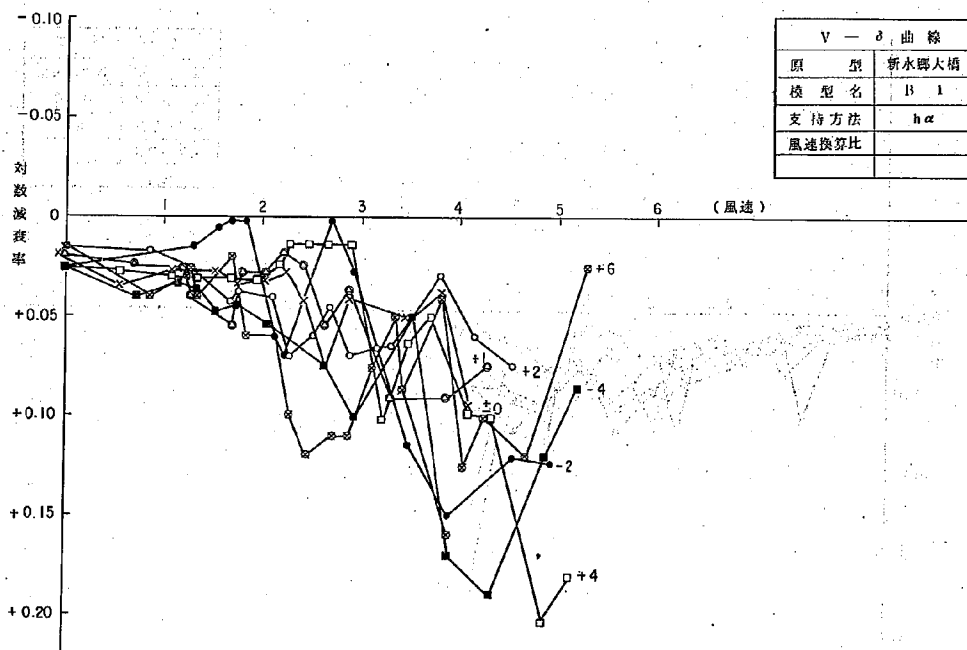


図 - 6 - 4 V ~ δ 曲線

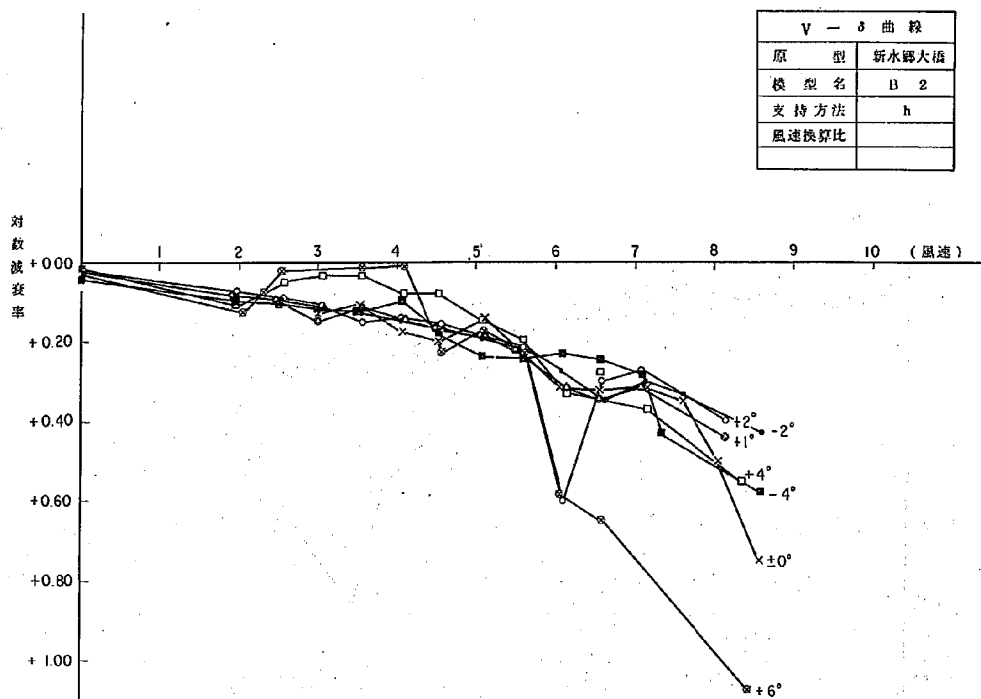


図 - 6 - 5 V ~ δ 曲線

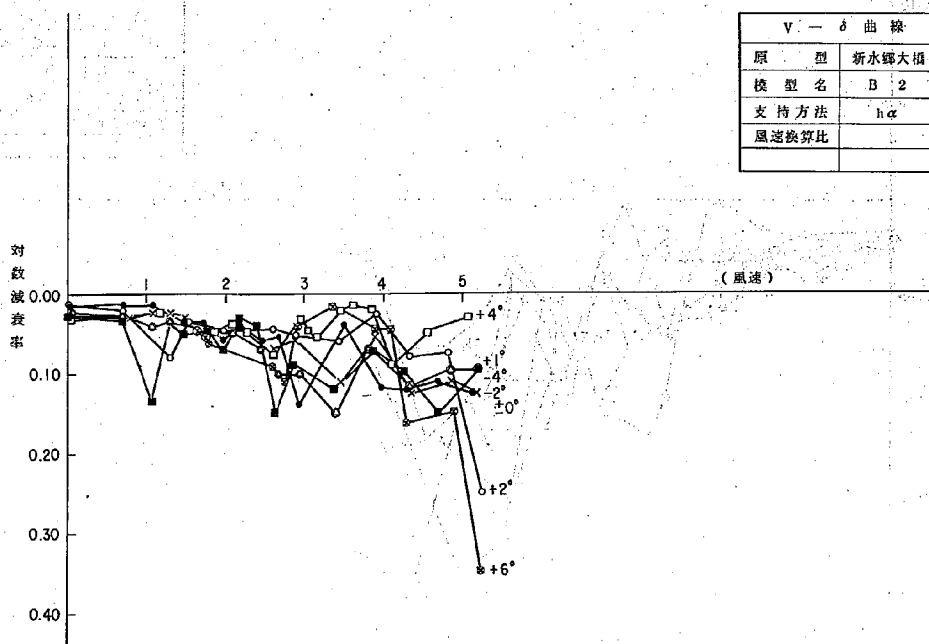


図 - 6 - 6 V ~ δ 曲線

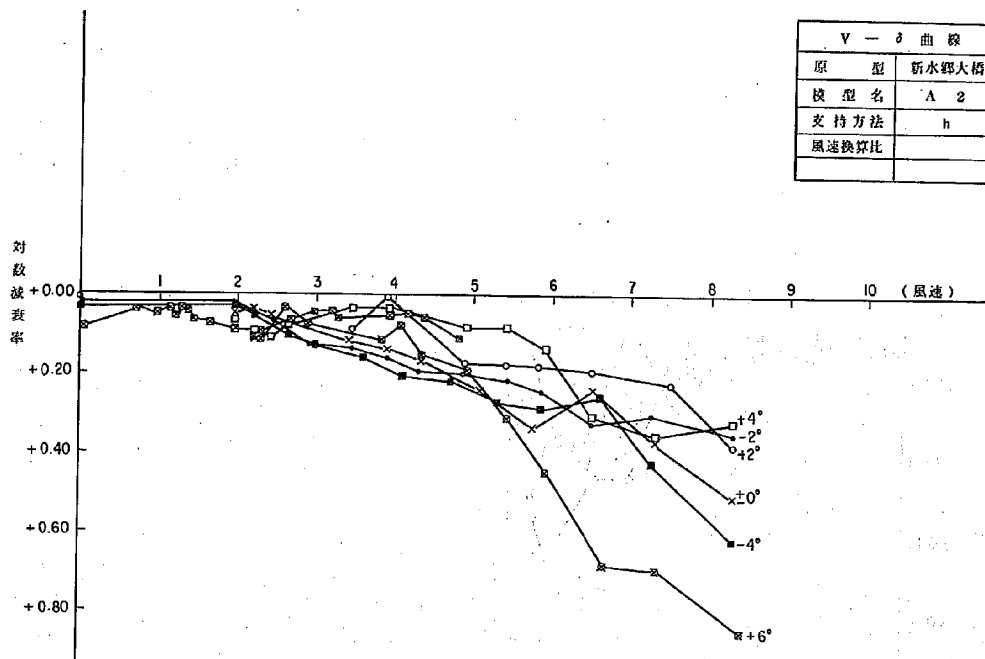


圖 - 6 - 7 V ~ δ 曲線

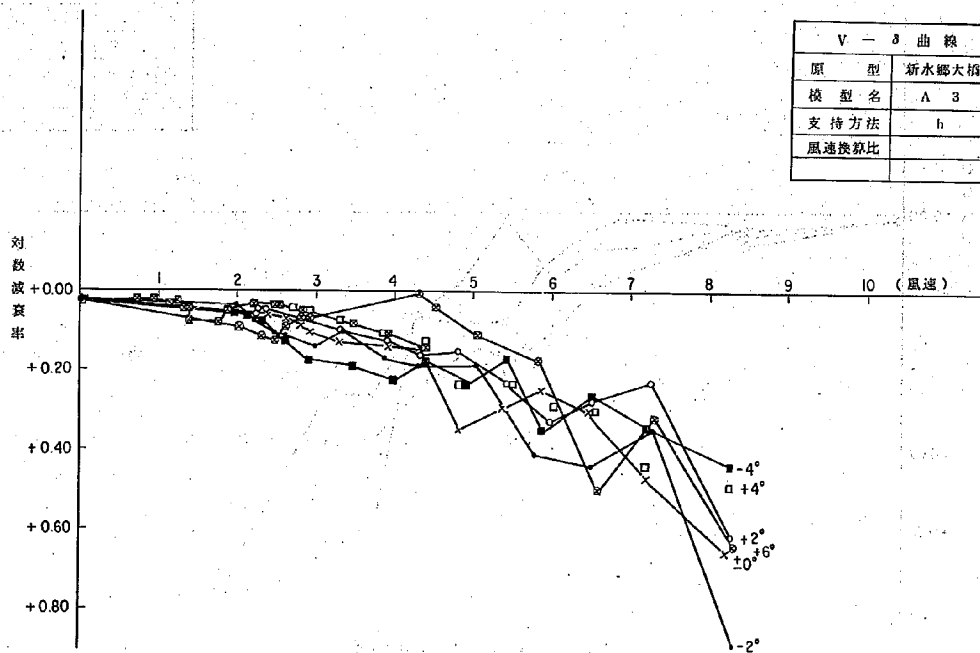


圖 - 6 - 8 V ~ δ 曲線

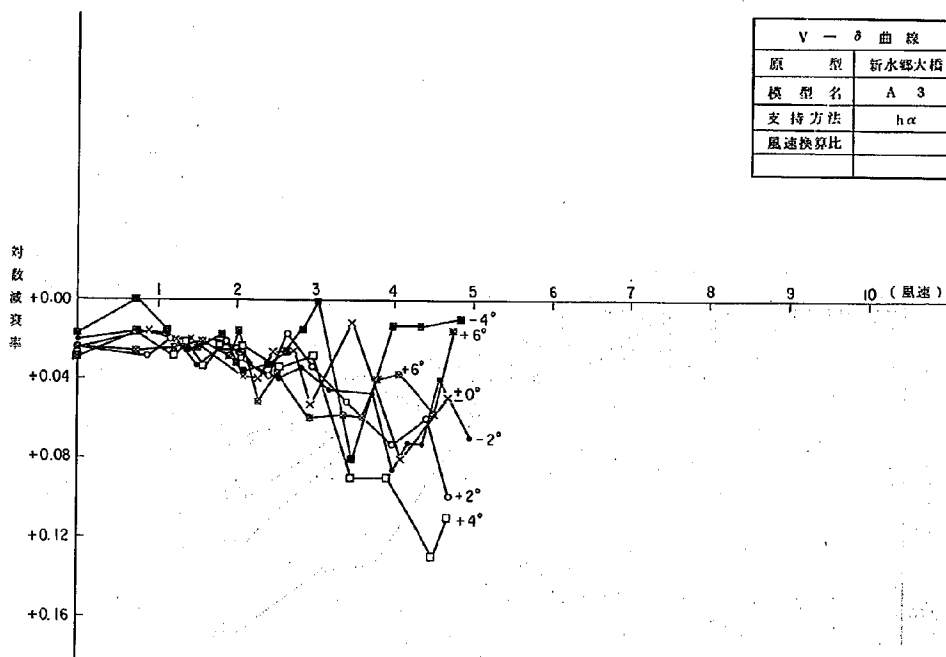


図 - 6 - 9 V ~ δ 曲線

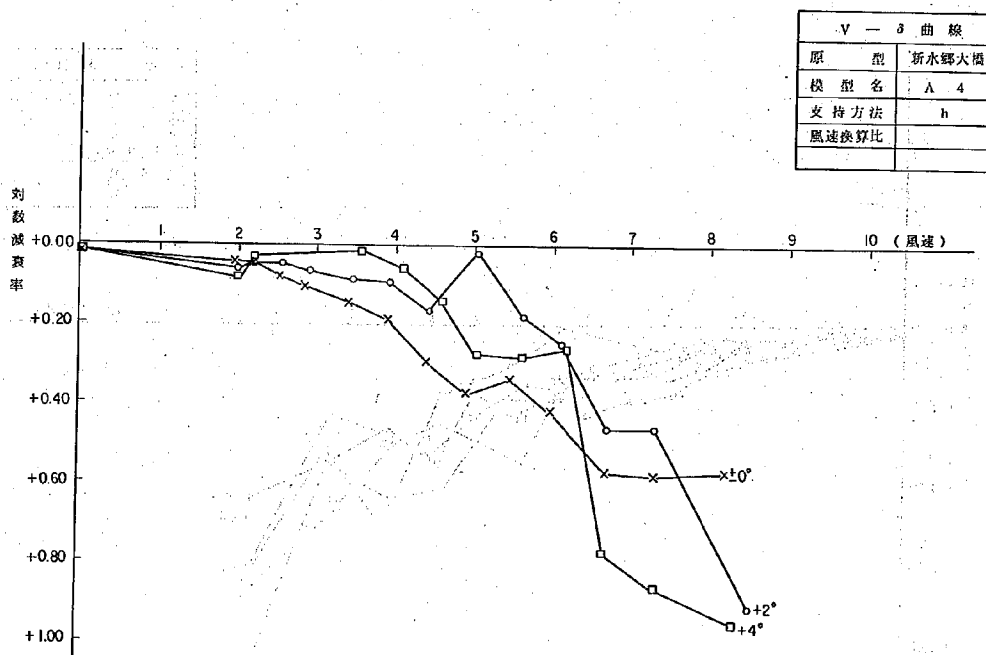


図 - 6 - 10 V ~ δ 曲線

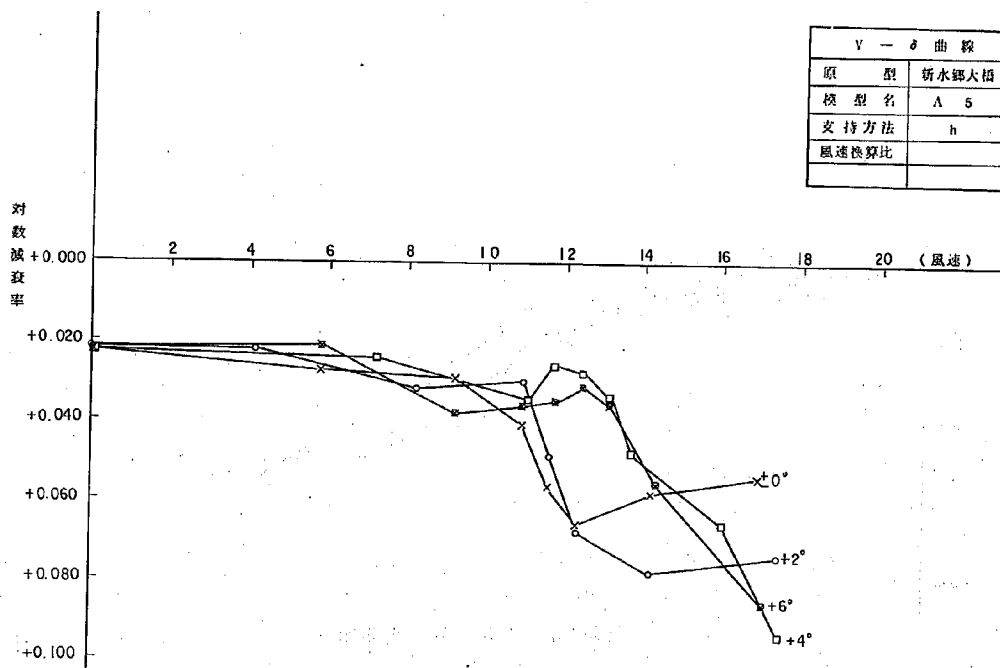


圖 - 6 - 1 1 V ~ δ 曲線

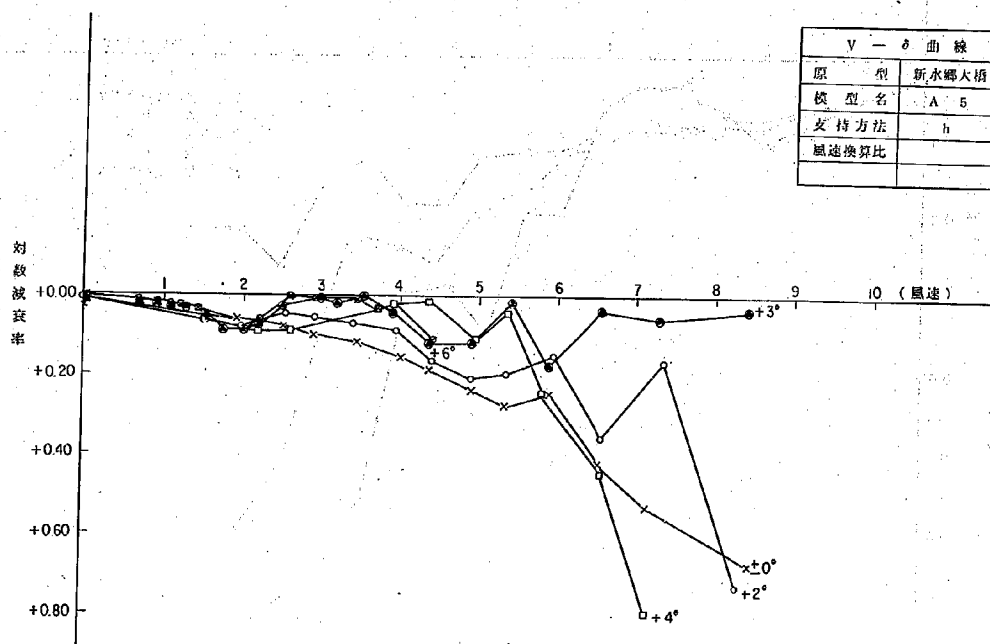


圖 - 6 - 1 2 V ~ δ 曲線

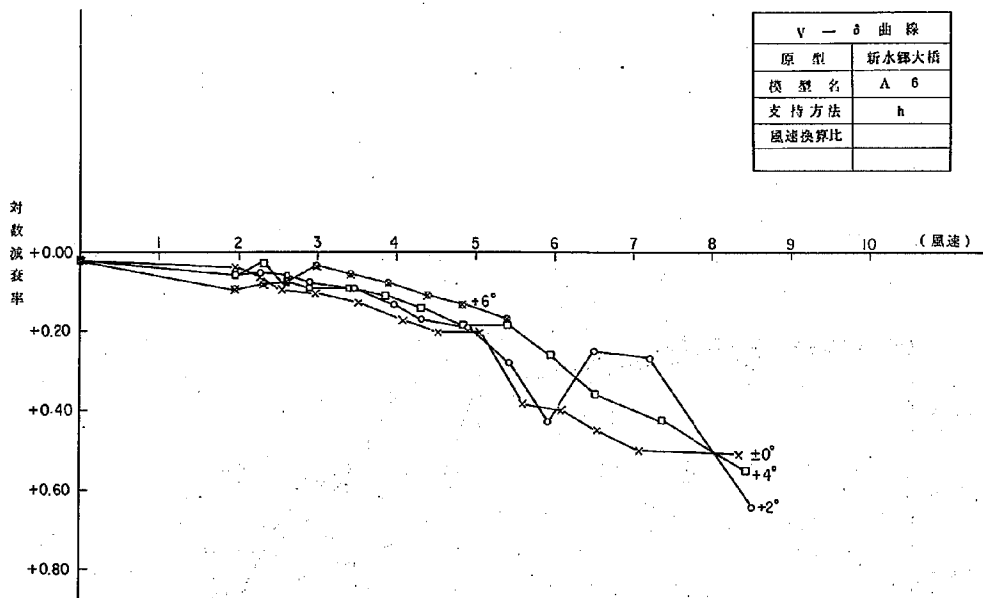


図 - 6 - 1 3 V ~ δ 曲線

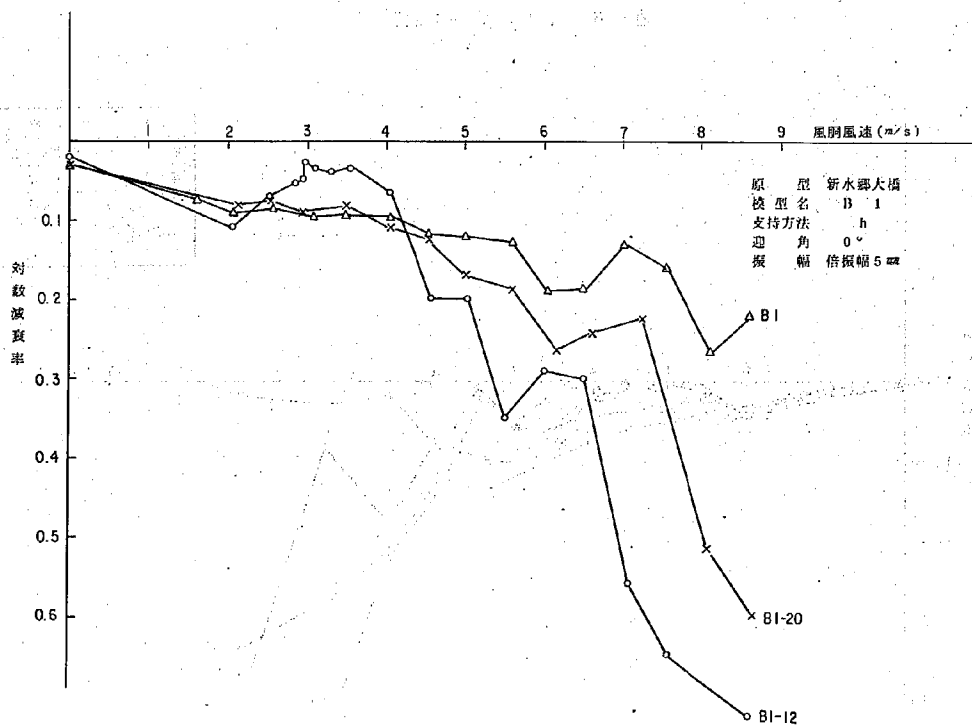


図 - 6 - 1 4 V ~ δ 曲線 (地表面の影響)

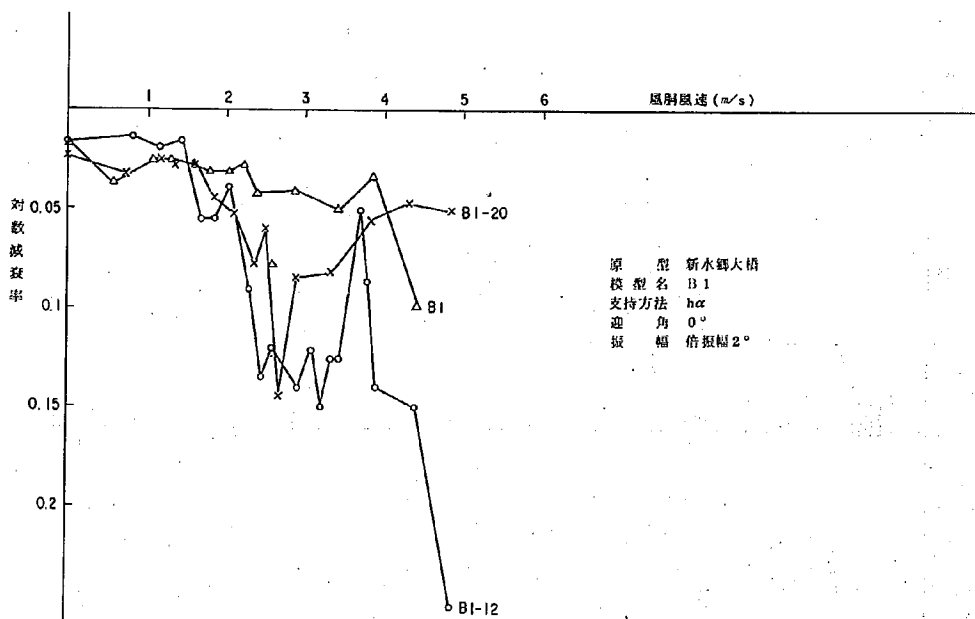


図 - 6 - 15 $V \sim \delta$ 曲線 (地表面の影響)

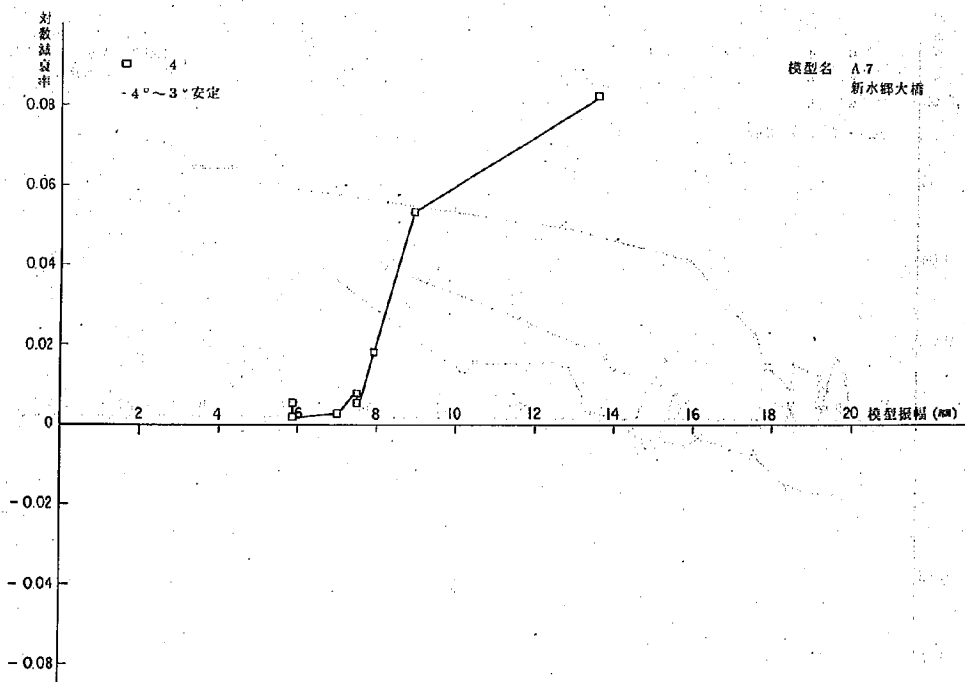


図 - 7 - 1 $A \sim \delta$ 曲線

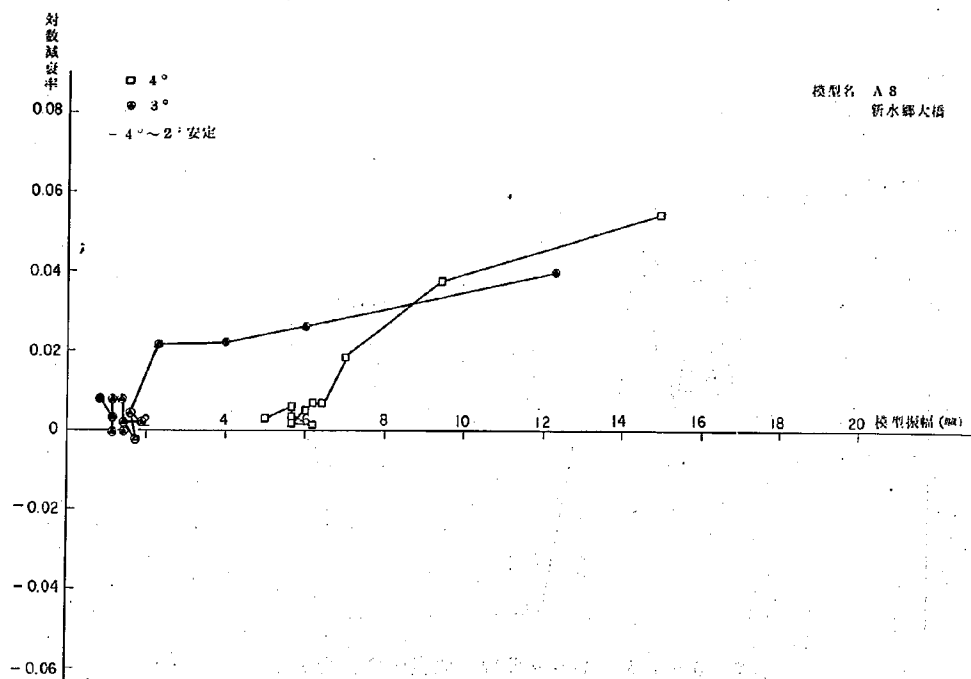


図 - 7 - 2 A ~ δ 曲線

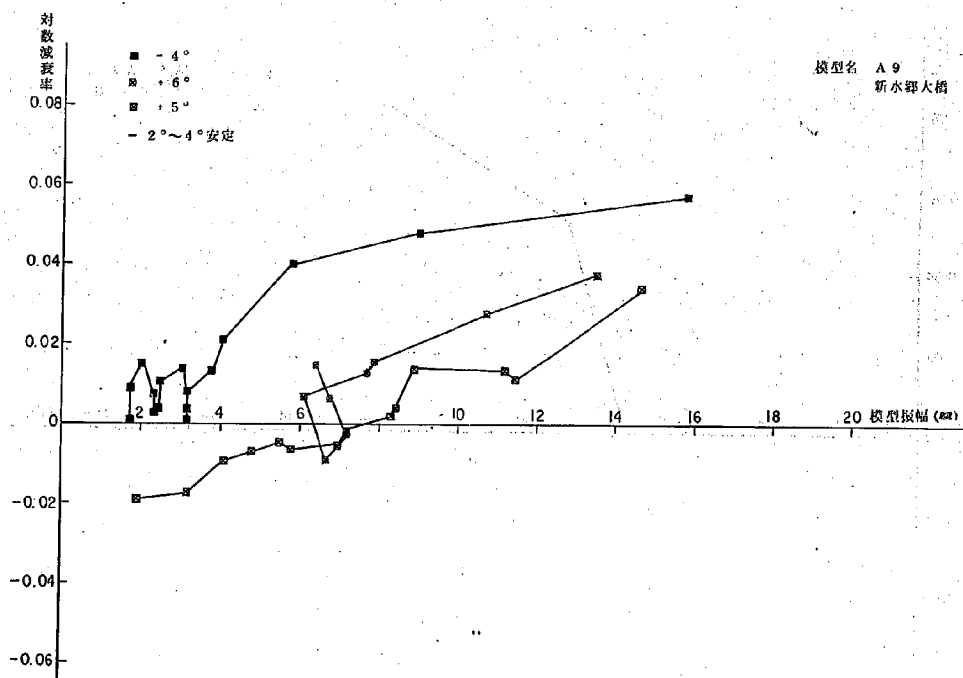


図 - 7 - 3 A ~ δ 曲線

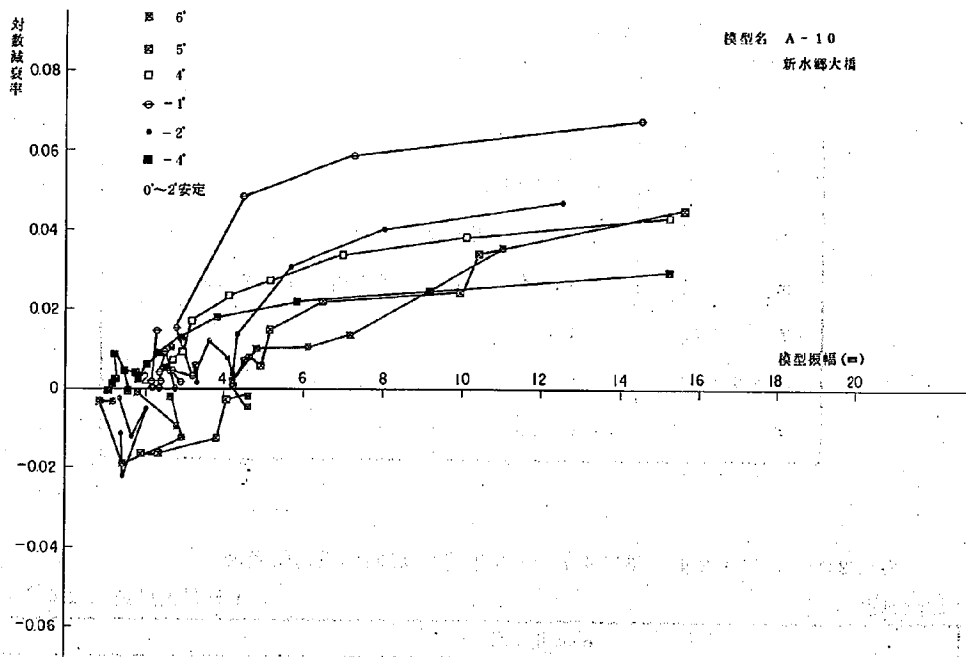


図 - 7 - 4 A ~ δ 曲線

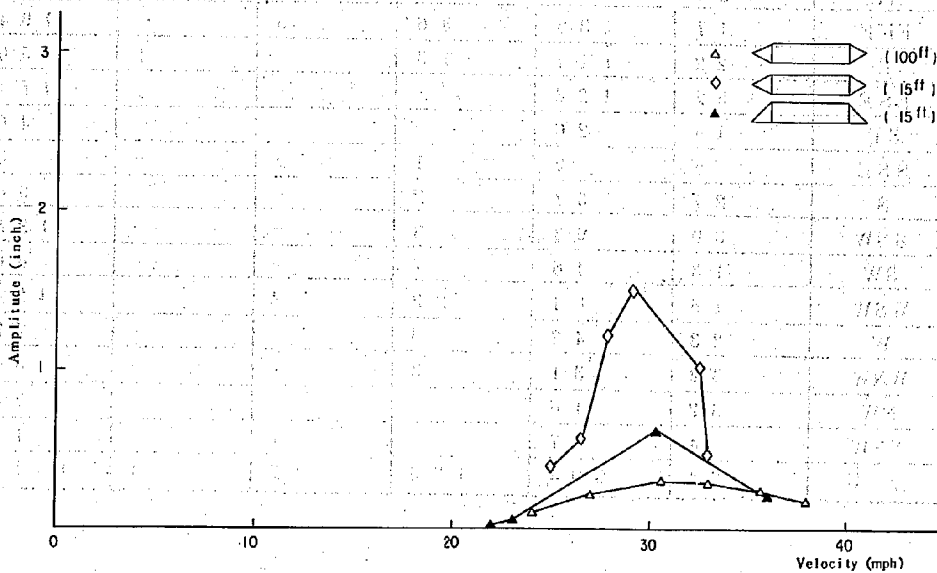


図 - 8 地表面の影響 (Wardlaw)⁴⁾

表-1 新水郷大橋設計諸元

道路規格	3種1級
設計速度	80 Km/h
橋格	1等橋 T.L.-20
型式	二径間連続鋼床版斜張橋 178.6+111.6m
橋と長	三径間連続鋼床版箱ゲタ橋 3@80.9m
橋幅	24m
航路限界高	
斜角	83°50'

表-2(1) 昭和42年～和年47年(6年間) 風向別風速頻度表

観測地区

(1日最大風速による)

風向 風速	6年間全体					合 計
	5m/s以下	5~10m/s	10~15m/s	15~20m/s	20m/s以上	
N	23	20	8	—	—	51
NNE	32	41	6	—	—	79
NE	23	85	12	5	—	125
ENE	17	138	36	3	—	194
E	22	114	13	—	1	150
ESE	52	122	—	—	—	174
SE	14	26	—	—	—	40
SSE	5	2	1	—	—	8
S	27	37	2	—	—	66
SSW	39	93	3	—	—	135
SW	13	46	7	—	—	66
WSW	16	84	22	2	—	124
W	23	42	8	—	—	73
WNW	32	31	3	1	—	67
NW	32	16	5	—	—	53
NNW	4	7	—	1	—	12
合 計	374	904	126	12	1	1417

表 - 2(2) 昭和42年~昭和47年(6年間) 風向別風速頻度表

観測地区

(1日最大風速による)

6年間の内11~3月						
	5m/s以下	5~10m/s	10~15m/s	15~20m/s	20m/s以上	合 計
N	18	16	7	—	—	41
NNE	27	27	3	—	—	57
NE	16	41	3	1	—	61
ENE	6	42	8	1	—	57
E	12	27	1	—	1	41
ESE	19	18	—	—	—	37
SE	7	8	—	—	—	15
SSE	2	1	—	—	—	3
S	3	4	1	—	—	8
SSW	15	9	1	—	—	25
SW	3	11	1	—	—	15
WSW	5	24	9	2	—	40
W	16	23	4	—	—	43
WNW	27	22	3	1	—	53
NW	27	16	3	—	—	46
NNW	4	3	—	—	—	7
合 計	207	292	44	5	1	549

表 - 2(3) 昭和42年~昭和47年(6年間) 風向別風速頻度表

観測地区

(1日最大風速による)

6年間の内7~10月						
風向 風速	5m/s以下	5~10m/s	10~15m/s	15~20m/s	20m/s以上	合 計
N	4	2	—	—	—	6
NNE	4	9	1	—	—	14
NE	4	28	7	3	—	42
ENE	8	58	16	1	—	83
E	9	47	3	—	—	59
ESE	22	52	—	—	—	74
SE	5	10	—	—	—	15
SSE	1	—	1	—	—	2
S	13	15	—	—	—	28
SSW	16	41	1	—	—	58
SW	5	15	2	—	—	22
WSW	5	34	5	—	—	44
W	5	12	1	—	—	18
WNW	4	6	—	—	—	10
NW	4	—	—	—	—	4
NNW	—	3	—	—	—	3
合 計	109	332	37	4	—	482

表 - 3 新水郷大橋の実験条件

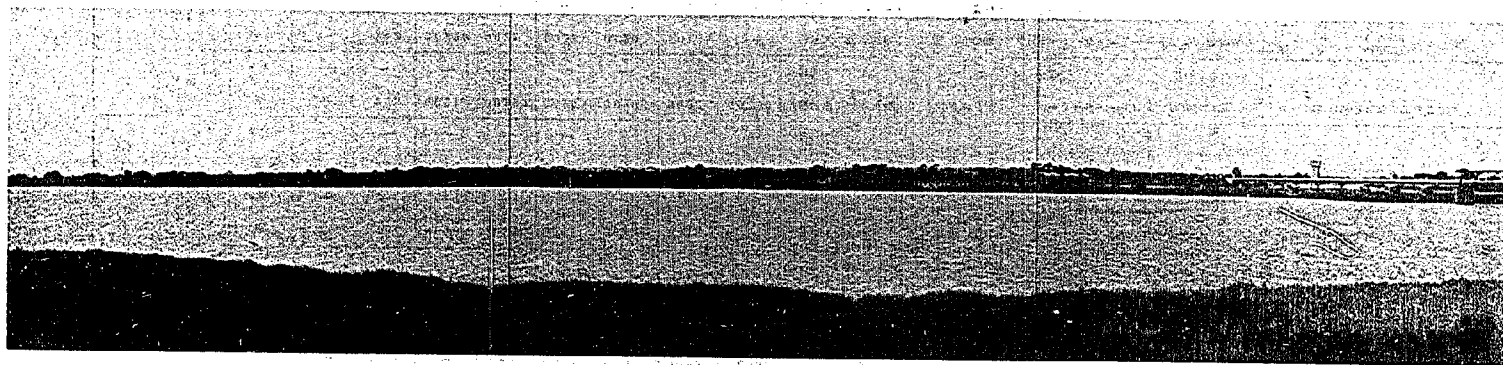
		第 I 案 (A1~A10)		第 II 案 (B1)	
		所要値	実験値	所要値	実験値
縮 尺 率		1:50	1:50	1:50	1:50
重 量	13.38第I $t/m/br$ 13.44第II	$Kg/model$ 5.298	$Kg/model$ 5.654	$Kg/model$ 5.322	$Kg/model$ 5.402
回 転 慣 性	47.35 tmS^2/m	$KgcmS^2/model$ 0.7500	0.815	$KgcmS^2/model$ 0.7500	0.716
振 動 数	対 称 一 次 対 称 一 次 対 称 一 次 対 称 一 次 ね じ れ	0.448(第I) 0.465(第II)	2.68HZ	2.68HZ	2.66
		1.859	5.27HZ	5.27HZ	5.04
振 動 数 比	4.15(第I) 4.00(第II)	1.97	1.95	1.97	2.03
構 造 減 衰		0.025	≐0.025	0.025	≐0.025
風 速 換 算 比		17.64 8.36	18.37 8.62	17.64 8.68	17.22 8.74
スプリング間隔		49.6cm	49.6cm	49.6cm	49.6cm

		B 2			
		所要値	実験値		
縮 尺 率		1:50	1:50		
重 量	13.44 $t/m/br$	$Kg/model$ 5.322	$Kg/model$ 5.655		
回 転 慣 性	47.35 tmS^2/m	$KgcmS^2/model$ 0.7500	$KgcmS^2/model$ 0.7718		
振 動 数	対 称 一 次 対 称 一 次 対 称 一 次 対 称 一 次 ね じ れ	0.465	2.680HZ		
		1.859	5.27HZ		
振 動 数 比	4.00	1.97	2.00		
構 造 減 衰		0.025	0.025		
風 速 換 算 比		17.64(ねじれ) 8.68	17.84(ねじれ) 8.74		
スプリング間隔		49.6cm	49.6cm		

表-4 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・地盤部概略	結果の概略	備 考
			N _{αm}	N _{7m}	-4	-2	0	2	4	6			
1	A1	h hα	— 5.06	2.60 —	0.022 0.020	0.028 0.025	0.020 0.030	0.022 0.020	0.027 0.034	0.020 0.020	設計案第1案 図4-1参照	α=2~6にて、たわみ・ねじれ共に 限定振動	α=1(h)の構造減衰は0.028 α=1'(hα)の構造減衰は0.034
2	B1	h hα	— 5.40	2.66 —	0.028 0.035	0.033 0.025	0.0275 0.0175	0.030 0.015	0.020 0.025	0.040 0.016	設計案第2案 図4-2参照	α=2~6にて、たわみ・ねじれ共に 限定振動	α=1(h)の構造減衰は0.0275 α=1'(hα)の構造減衰は0.020
3	B2	h hα	— 5.20	2.60 —	0.024 0.033	0.024 0.027	0.029 0.025	0.027 0.012	0.025 0.025	0.0285 0.025	第2案(B1)の突き出し部下側に板 を張った場合	α=4~6にて、たわみ限定振動	α=1(h)の構造減衰は0.026 α=1'(hα)の構造減衰は0.013
4	A2	h hα	— —	2.61 —	0.022 —	0.029 —	0.025 —	0.013 —	0.024 —	0.0225 —	第1案(A1)に端整流板(θ)付加	α=5~6にて、たわみ限定振動	α=5(h)の構造減衰は0.026
5	A3	h hα	— 5.40	2.60 —	0.023 0.021	0.025 0.020	0.028 0.024	0.026 0.025	0.023 0.028	0.026 0.029	第1案(A1)に端整流板(-2θ) 付加	α=6にて、たわみ限定振動	α=5(h)の構造減衰は0.018
6	A4	h hα	— —	2.64 —	— —	— —	0.0225 —	0.027 —	0.025 —	— —	第1案(A1)の歩道部に風通しを開 けた場合	α=4にて、たわみ限定振動以降中止	
7	A5	h hα	— —	2.64 —	— —	— —	0.025 —	0.025 —	0.026 —	0.0225 —	第1案(A1)の歩道を下げ、ガード ケーブル付加	α=3~6にて、たわみ限定振動	α=3(h)の構造減衰は0.0215
8	A6	h hα	— —	2.61 —	— —	— —	0.030 —	0.025 —	0.030 —	0.027 —	α5に端整流板(-2θ)付加	α=0~6にて安定	
9	A7	h hα	— —	2.64 —	0.016 —	0.037 —	0.013 —	0.0155 —	0.016 —	— —	最終案に端整流板(0:12.3mm)を 付加	α=4にて、たわみ限定振動	α=3(h)の構造減衰は0.019
10	A8	h hα	— —	2.65 —	0.019 —	0.0185 —	0.015 —	0.016 —	0.0175 —	— —	最終案に端整流板(-2θ, 12.3mm) を付加	α=3~4にて、たわみ限定振動	α=3(h)の構造減衰は0.017
11	A9	h hα	— —	2.63 —	0.021 —	0.0192 —	0.0195 —	0.0205 —	0.023 —	0.0205 —	最終案に端整流板(θ, 20.0mm)を 付加	α=5~6・・・4にて、たわみ限定 振動	α=5(h)の構造減衰は0.0205
12	A10	h hα	— —	2.63 —	0.0205 —	0.021 —	0.018 —	0.020 —	0.0185 —	— —	最終案に端整流板(-2θ, 20.0mm) を付加	α=4~6・・・1'~4にて、たわみ 限定振動	四 角 構造減衰 5' (h) 0.0185 1' (h) 0.020 3' (h) 0.0225

架橋地点南側よりNE～NW



架橋地点南側よりNW～SW

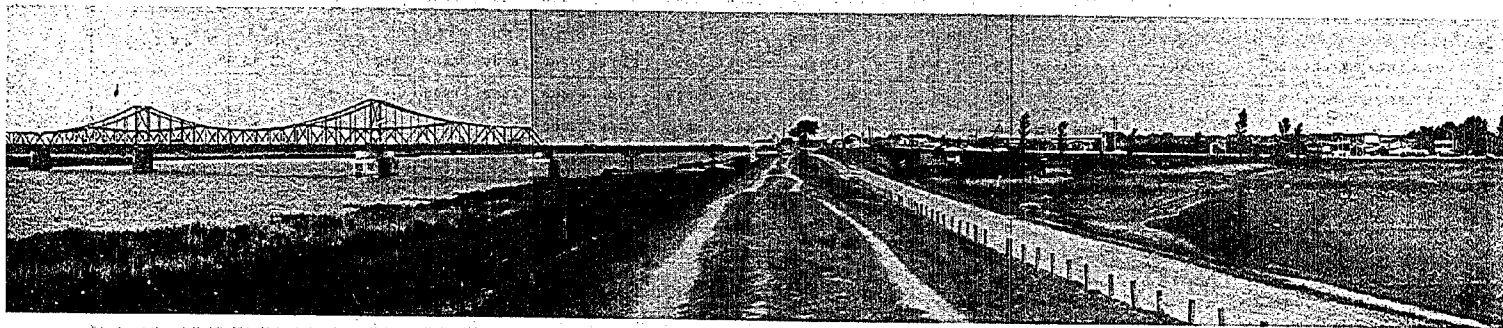
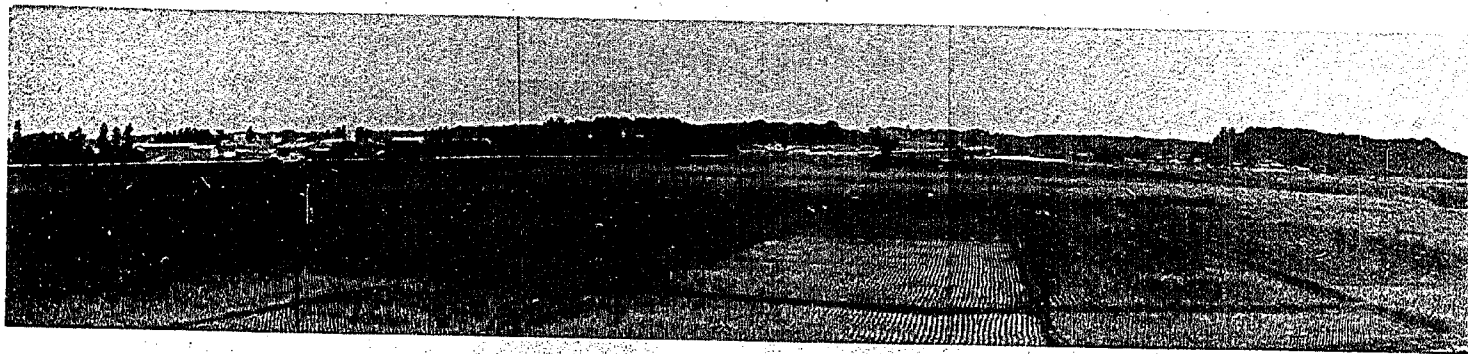


写真-1-1 新水郷大橋架橋地点周辺写真

架橋地点南側よりSW～SE



架橋地点南側よりSE～NE

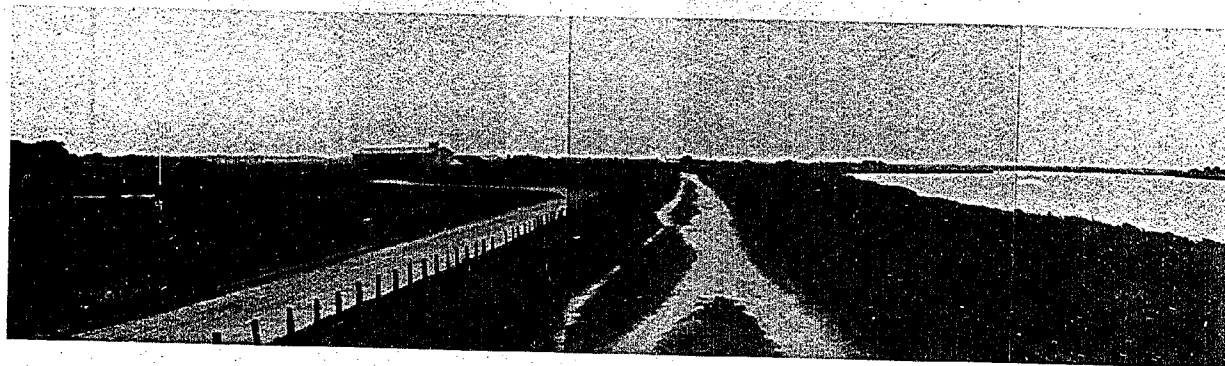


写真-1-2 新水郷大橋架橋地点周辺写真

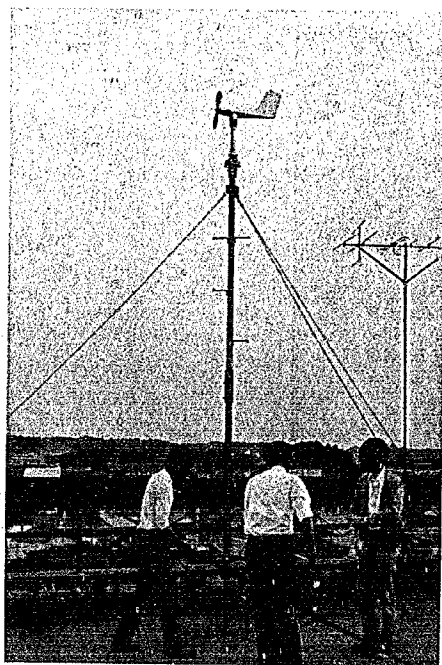


写真 - 2. 風向風速計

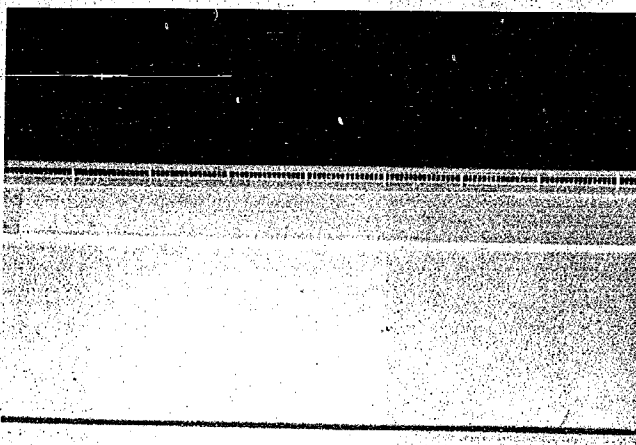


写真 - 3 - 1. 風洞模型 (A - 1)

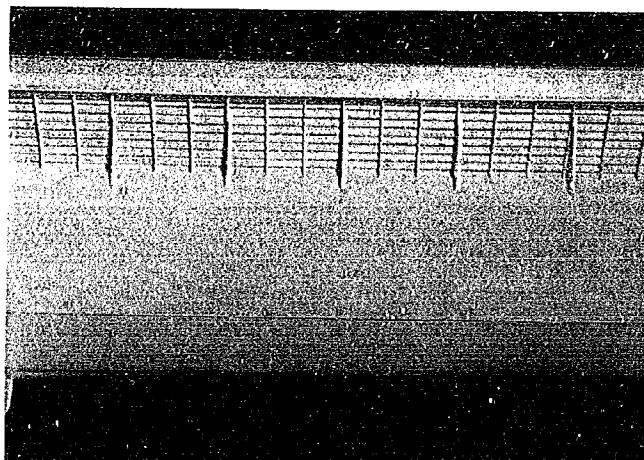


写真 - 3 - 2. 風洞模型 (B-1 上側, B-2 下側)

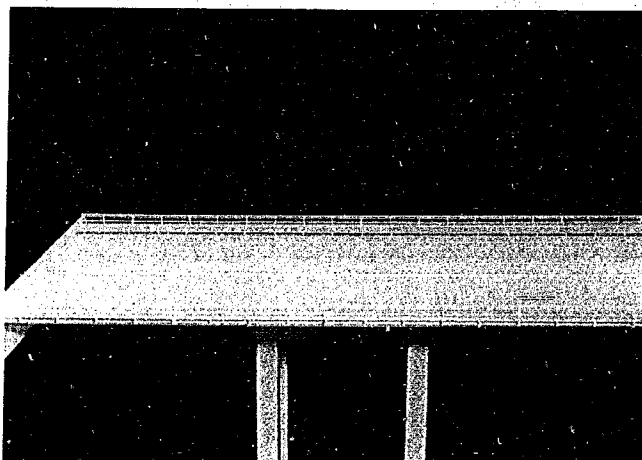


写真 - 3 - 3. 風洞模型 (A-4)

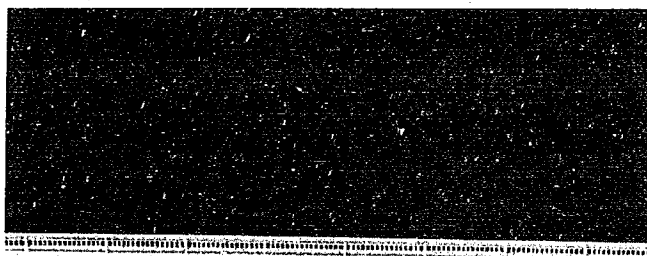


写真 - 3 - 4. 風洞模型 (A - 5)

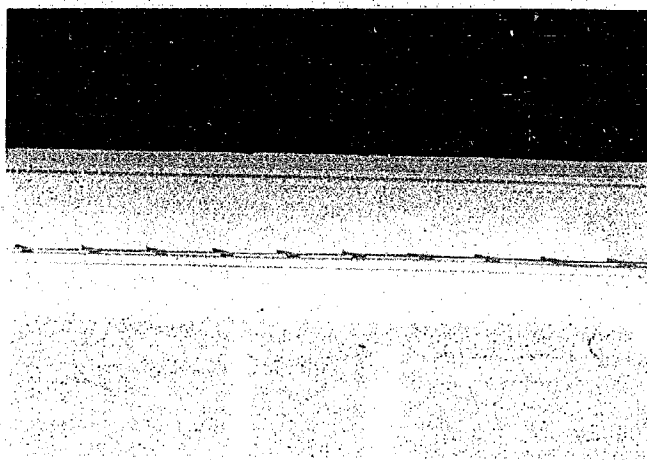


写真 - 3 - 5. 風洞模型 (A - 6)

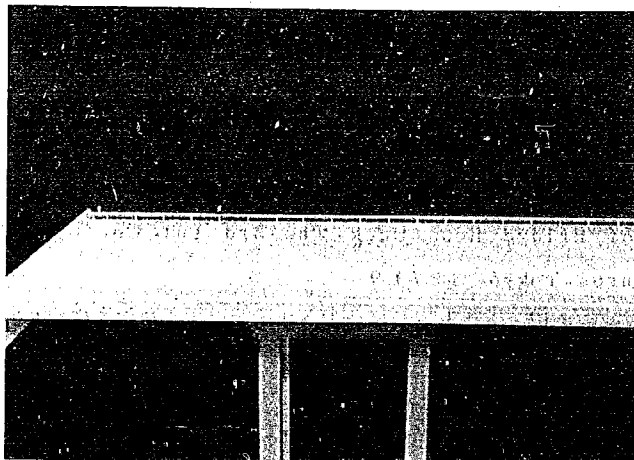


写真 - 3 - 6. 風洞模型 (A-7)

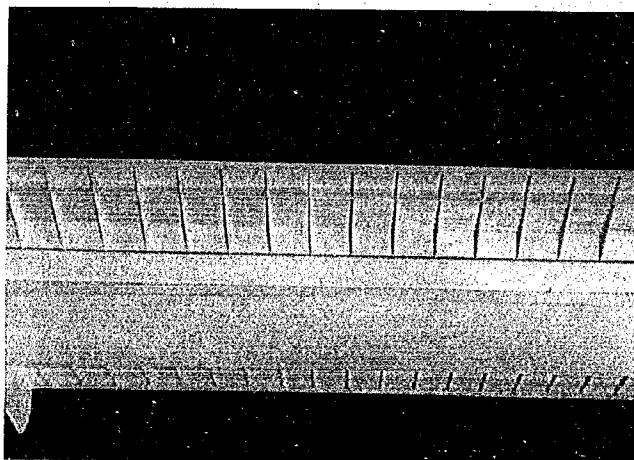


写真 - 3 - 7. 風洞模型 (A-7)

参考文献

- 1) 土木研究所構造研究室；石狩川河口橋の耐風性に関する調査報告書，土木研究所資料453，1969.3
- 2) 土木学会；本州四国連絡橋耐風設計指針（1967），P157，1967.7
- 3) 土木学会；本州四国連絡橋耐風設計基準（1973），1973.3
- 4) Wardlaw, R.L. ; Some Approaches for Improvng the Aerodynamic Stability of Bridge Road Deck, The 3rd Int. Cont. on Wind effects and Structures, Tokyo, 1971.9
- 5) 土木研究所構造研究室；末広大橋耐風性調査報告書，土木研究所資料799，1973.3

新水郷大橋耐風性調査報告書

土木研究所資料第 932号

昭和 49年 3 (1974)

成田信之, 横山功一

宮沢 宏, 野村一夫

キーワード 斜張橋の風琴振動, 風琴振動抑制策

要 旨

新水郷大橋の予備設計案 2 案に対し, 風洞実験を実施し, その耐風性の比較を行ない, 第 1 案を選んだ。更に, 種々の補助部材を取りつけた風洞実験を行ない, 実施設計案としては端整流板をつけた案とし, 十分な耐風性を備えていることを検証した。



郵便はがき

十円切手
をはって
下さい

2 8 0 - □ □

千葉県千葉市穴川

四丁目十二番五二号

建設省土木研究所

構造研究室

御中

No. 7

No. 7

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 932 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印



0/

0/