



土木研究所資料
第816号

本州四国連絡橋の設計施工に関する
研究報告

昭和48年3月

建設省土木研究所

目 次

第1章	総 説	I- 1
1.1	土木研究所における本州四国連絡橋の調査経緯	I- 3
1.2	前年度（昭和46年度）における研究結果の概要	I- 3
1.3	昭和47年度における委託研究内容および研究体制	I- 4
1.4	昭和47年度における研究結果の概要	I- 5
第2章	材料構造に関する調査試験	II- 1
2.1	道路部設計荷重	II- 3
2.2	吊橋主塔の極限耐荷力	II-13
第3章	吊橋の耐風性	III- 1
3.1	調査の目的	III- 3
3.2	風洞模型実験の方法	III- 3
3.3	大鳴門橋の耐風性	III- 5
3.4	南備瀬戸大橋の耐風性	III- 6
3.5	因島大橋の耐風性	III- 7
3.6	結 論	III- 8
第4章	多径間吊橋の耐震性	IV- 1
4.1	概 説	IV- 3
4.2	解析計算の概要	IV- 3
4.3	解析計算の結果	IV- 3
4.4	考 察	IV- 3
4.5	三径間吊橋の主塔一橋脚系の耐震性	IV- 4
第5章	下部構造の耐震性（吊橋基礎の地盤系の模型振動実験）	V- 1
5.1	概 説	V- 3
5.2	実験の概要	V- 3
5.3	実験の結果	V- 4
5.4	結 論	V- 6
第6章	明石層のせん断特性および神戸層のクリープ特性に関する調査試験	VI- 1
6.1	明石層のせん断特性に関する調査試験	VI- 3
6.2	神戸層のクリープ特性	VI-14
第7章	海中鉄構に作用する潮流力	VII- 1
7.1	概 説	VII- 3
7.2	水理模型実験	VII- 3
7.3	飛鳥仮設支持枠の現地観測	VII- 5

第 8 章	海中鉄構に作用する波力	VII- 1
8.1	概 説	VII- 3
8.2	大口径円柱に作用する波力の理論	VII- 3
8.3	大口径円柱に作用する波圧に関する模型実験および現地観測	VII- 5
8.4	複数大口径円柱に作用する波力の相互干渉に関する模型実験	VII- 7
8.5	結 論	VII- 8
第 9 章	明石海峡の地質構造の調査	X- 1
9.1	概 説	X- 3
9.2	調査の概要	X- 3
9.3	海底地形	X- 4
9.4	地 質	X- 4
9.5	今後の調査計画	X- 7
第10章	インサート型ローラビットによる硬岩掘削試験	X- 1
10.1	実験の概要	X- 3
10.2	試験の結果	X- 6
10.3	試験結果の応用	X-10
10.4	今後の問題点	X-12

第 1 章 総 説

1.1 土木研究所における本州四国連絡橋の調査経緯

建設省における本州四国連絡橋の調査は、道路事業調査費、本州四国連絡架橋調査費により、昭和34年度から開始された。当初は土木研究所が中心となり、近畿・中国・四国各地方建設局と協力して候補各路線の地質調査、設計調査、基礎工法調査、試験調査などの諸調査が進められたが、昭和38年度に近畿地方建設局に本州四国連絡架橋調査事務所が開設されるに及び設計調査は主として調査事務所が担当し、土木研究所は、地質、基礎工法、設計、海洋気象台各調査の一部および試験調査を担当してきた。

一方、日本国有鉄道は昭和30年以降、海底トンネルにより本州と四国を連絡する構想のもとに、独自に調査を進めていたが、建設省が上記の諸調査を開始すると、海底トンネル計画を道路鉄道併用橋に切替え、建設省と平行して調査を続行した。

この間、昭和36年から昭和42年度にわたり、建設省と日本国有鉄道（昭和39年以降は日本鉄道建設公団）に共同して、連絡橋の技術的可能性および実現性の検討と、設計指針の作成を土木学会に委託し、土木研究所は上記の縮調査を進めるとともに土木学会に設置された本州四国連絡橋技術調査委員会ならびにその下部機構である上部構造専門部会、下部構造専門部会、耐風設計小委員会、耐震設計小委員会の幹事として検討資料の収集、設計指針原案の作成にあたった。

その後、日本鉄道建設公団が設立されるに及び、昭和39年度以降、鉄道関係の調査は同公団に引継がれ、また近畿地方建設局本州四国連絡架橋調査事務所は昭和44年度に廃止され、道路関係の調査は昭和44・45年の両年度、日本道路公団に仲継された。さらに昭和45年度には本州四国連絡橋公団が新設され、従来道路と鉄道に分れて実施されていた調査を一本化して実施調査が推進されるにいった。

このような調査母体の変遷に伴って、当初道路事業調査費・本州四国連絡架橋調査費で実施された土木研究所における調査も、昭和44・45年の両年度には東京湾等の長大架橋計画の調査と合せて道路事業調査費・大規模特殊事業調査費に切替えられ、昭和46年度以降は本州四国連絡橋公団からの委託研究費で実施される運びとなり、本年度はこの調査の第2年度に当るものである。

1.2 前年度（昭和46年度）における研究結果の概要

昭和46年度における受託研究結果の概要は次のとおりである。

(1) 道路部設計活荷重の検討

現在設計に用いられている本州四国連絡橋設計示方書案の道路部設計活荷重に関する問題点を指摘し、活荷重の大きさの計算式中の支間長として影響線の全長をとり載荷は影響線の同一符号区間に限ること、道路橋示方書と同じ線荷重を考慮すべきこと、橋軸方向には主載荷重の別を考え後者を前者の $\frac{1}{2}$ とすべきこと、ならびに現行のものより低い活荷重強度の計算式を提案した。

(2) 吊橋の耐風性

本州四国連絡橋公団より提示された中央支間長 2,000m の 3 径間吊橋および中央支間長 1,500m の 5 径間吊橋の設計案につき風洞模型実験を行ない、前者の一案は満足すべき耐風性を有するが、床組を変えた他の案の耐風性はやや低下すること、後者の耐風性はまだ十分とは云えないこと、下横構の下弦材近くに水平な板状構造物をおけば耐風性が向上すること、ならびに中央分離帯を開床としその幅を拡げれば耐風性が改善されることを明らかにした。

(3) 多径間吊橋および取付橋梁の耐震性

中央支間長 1,500m の 5 径間吊橋およびカンチレバートラス橋の上部構造の地震応答電子計算機で解析し、前者については、振動モードの計算値と別に実施した実験値が一致すること、橋軸方向の主塔の応答は多柱基礎の固有周期の影響をうけること、橋軸直角方向の主塔の応答において一部の部材に大きな応力を生ずること、また後者については、支承付近の下弦材に大きな応答値があらわれることを明らかにした。

(4) 下部構造の耐震性

多柱基礎およびケーソン基礎の大型振動台による予備的模型実験を行ない、この種の実験により両種の基礎の設計々算方法の精度を確認できる見通しをえた。

(5) 基礎地盤のクリープ特性

陸上部で採取された神戸層郡多井畑累層に属する凝灰質細粒砂岩の試料につき、物理的特性試験、1 軸圧縮試験、3 軸圧縮試験、高圧 3 軸クリープ試験、圧密試験を行ない、クリープ特性を明らかにするとともに粘弾性モデルによる解析を行なった。

(6) 海中鉄構に作用する潮流力および波力

潮流力については、鳴門海峡に設けられた海上作業用足場を利用して現地観測を行なうとともに、土木研究所構内で行なう水理模型実験の準備を行なった。波力については、潮流力同様の現地観測により作業足場内における波浪減衰、波高と波力の関係を明らかにするとともに構内水理模型実験を実施した。

1.3 昭和47年度における委託研究内容および研究体制

本年度における当研究所の受託研究の項目内容および分担はつぎのとおりである。

i) 材料構造に関する調査試験（橋梁研究室）

道路部設計活荷重および吊橋主塔の極限耐荷力に関する解析検討。

ii) 耐風に関する調査試験（構造研究室）

吊橋の設計案に対する耐風安定性および強風下における変形特性の解析試験

iii) 耐震に関する調査試験（振動研究室）

吊橋の設計案に関する地震応答の解析検討

吊橋下部構造の耐震性の解析試験

iv) 基礎工事に関する調査試験（基礎研究室）

明石層のせん断特性および神戸層のクリープ特性に関する解析試験

v) 海中鉄構にかかる潮流力に関する調査試験（河川研究所）

潮流力算定方法に関する解析試験

vi) 海中鉄構にかかる波力に関する調査試験（海岸研究室）

波力算定方法に関する解析試験

vii) 地質に関する調査試験（地質研究室）

明石海峡部の地質構造と各岩層の工学的性質の解析検討

viii) 硬岩掘削に関する調査試験（機械研究室）

インサート形ローラービットによる硬岩掘削に関する試験検討

これらの受託研究を遂行するため、昭和47年度には特に1,800万円の本州四国連絡橋関係委託研究費が認められた。

また、受託研究の円満な遂行をはかるため、構造橋梁部長を主査とし、上記諸研究室および試験所ならびに企画課を構成員とする本州四国連絡橋受託研究連絡会が所内に設けられたほか、本州四国連絡橋公団の技術理事をはじめとする関係者および土木研究所の所長以下の関係者による協議会も設置され、定期的に連絡協議を行なっている。

1.4 昭和47年度における研究結果の概要

昭和47年度における受託研究結果の概要は次のとおりである。なお詳細については前節にのべた受託研究の項目にしたがって次章以下に報告してあるので参照されたい。

(1) 道路部設計活荷重

本年度は、昨年度報告で暫定的に提案した主構の設計のための道路部設計荷重の合理性を検証する手法として、電子計算機によるシミュレーションによる方法を開発した。本方法による自動車列荷重の推算の結果を道路交通の実態調査の結果と照合して、実用上十分な精度で自動車列荷重を推算しうるとの結論を得た。

(2) 吊橋主塔の極限耐荷力

中央径間長851mから1,860mまでの7橋の吊橋の設計案について死荷重に対する荷重係数 α を1.0, 1.2, 1.4とした場合に活荷重に対する荷重係数 β を漸増させた場合の影響を調べた。

その結果以下の事が明らかとなった。① $\alpha = 1.0 \sim 1.4$ では 主塔の極限耐荷力は設計鉛直力の

1.7～2.2倍となり、活荷重に対する荷重係数は最小の場合でも5となる。②長大吊橋に対しては $\alpha = \beta$ と云う荷酷な条件下においても、むしろ、主塔の極限耐荷力は設計鉛直力の2.1～2.6となり、通常の橋に対して要求されている安全率の大きさを上まわっている。

(3) 吊橋の耐風性

3橋の設計案について耐風安定性を風洞実験によって試験した結果つぎの結論を得た。①大鳴門橋および因島大橋については十分な耐風性を具備することが確認された。②南備讃大橋に関しては迎角 0° において約45m/sで不安定現象の発生が認められたが、構造細部を修正することによって、前述の不安定現象の発生を回避する余地があるものと考えられる。

また、上述の3橋の耐風安定性の風洞実験結果を当所の指導のもとに行なった他機関における同一条件下での実験結果と比較検討し、ほぼ満足すべき一致をみた。

さらに、強風の作用下にある吊橋系の静的変形および活荷重による振動特性を解析するための電算プログラムを作成し、適用性を検討した。

(4) 吊橋設計案に関する地震応答解析

鳴門大橋および明石海峡大橋ならびに南備讃瀬戸大橋について、前者では上下構造全橋、後2者では主塔一橋脚系に対する地震応答解析の結果を検討してつぎの結論を得た。①比較的小スパンの鳴門大橋（中央径間長870m）では地震応答解析から得られた主塔橋軸方向の応力は主塔の設計において支配的影響をもつものと云える大きな応力を示している。②比較的大スパンの明石海峡大橋（中央径間長1,880m）ならびに南備讃瀬戸大橋（中央径間長1,100m）では地震応答解析から得られた主塔橋軸方向の応力は設計案で十分の安全性をもつものと云えよう。③地震の影響は、応力からみるときは主塔一橋脚系に大きな影響を及ぼす。しかしながら、変形からみるときは吊構造部においても多大の考慮を払うことが必要とされ、かつ、力学的には塔頂部の抱束条件の近似度を高める意味からも、できる限り全橋をモデル化した地震応答解析を実施して耐震設計を進めることが望まれる。④応答を考慮した修正震度法によって算出された応力は応答解析からの応力に対して安全側となっている。また、設計案の一つである明石海峡部の5径間吊橋の地震応答解析から、主塔の橋軸直角方向の同期の等定式を改善することが必要と云えよう。

(5) 吊橋下部構造の耐震性

明石海峡大橋の2種の設計案（中央径間長1,880mおよび1,515m）で用いられる下部構造およびその支持地盤と対象として行なった。模形による振動実験からつぎの結論が得られた。①中央径間長1,880mの設計案にあるケーソン基礎の一次の固有周期は0.8秒であり、地盤の一次の固有周期1.6秒より短い。また根入することによってケーソンの固有周期はより短縮される。②中央径間長1,515mの設計案にある多柱基礎の一次の固有周期は0.5秒で、上記のケーソン基礎より短かく、構造要素の変形による振動が支配的である。③静的な実験による地盤反力係数は、弾性論から導かれた諸数値と近似しているか、日本道路協会道路橋下部構造設計指針の数値の5倍程度となる。

④動的な地盤反力係数ならびに振動時の仮想質量については、両者の担当関係を考慮して説明することが必要である。しかしながら実験結果からみると地盤の仮想質量の及ぼす影響は小さいと云えよう。

(6) 明石層のせん断特性

砂礫からなる明石層の土質試料に対する三軸試験からつぎの結論が得られた。①乾燥密度の平均値は $1.90 \pm 0.03 \text{ t/m}^3$ とみられる。②絶対乾燥状態の試料での内部摩擦角および粘着力はそれぞれ $39^\circ - 10'$ 、 1.6 kg/cm^2 程度の値となる。③上述の試料の飽和状態での内部摩擦角および粘着は、それぞれ 37° 、 1.0 kg/cm^2 程度となる。

(7) 神戸層のクリープ特性

凝灰質細粒砂岩からなる神戸層の土質試料に対する高圧クリープ試験からつぎの結論が得られた。①本試料のような含水比が低く、密実な軟岩では排水、非排水の条件は大きな影響要素とはならない。②処女載荷時のクリープによる変形量に対して、除荷後再び載荷する緩和試験での変量は若干小さい。③排水、または非排水状態における処女載荷試験および緩和載荷試験の結果から歪と載荷時間の関係式を求めた。

(8) 海中鉄構に作用する潮流力

水理模型実験から、単柱の場合、流れに対して縦列となす場合、流れに対して横列をなす場合について、それぞれ柱体の直径と柱体間の純間隔の比をパラメーターとして抗力係数を求め、潮流力の算定が可能となった。一方飛島における仮設支持枠に対する潮流力の現地観測では流向が $10^\circ \sim 20^\circ$ 偏倚しており、支持枠内では複雑な流れの発生が認められ、上述の水理模型実験結果を十分に検証するには至らなかった。しかしながら上述の抗力係数は十分に信頼のおける値であり、該当する条件下において潮流力を評価しうるものである。

(9) 海中鉄構に作用する波力

抗力と質量力が同時に作用するものとするいわゆるモリソンタイプ (Morison type) の波力が多柱基礎のような柱列群に及ぼす荷重としての影響を理論解析および水理実験が求めることを試行した。柱体の直径と柱体の中心間隔の比および柱体の直径と波長の比をパラメーターにとり、理論解析の結果と水理実験結果とを対比してみて、定性的に一致しない事項もあるが、波力評価について一応の見とをしを得た。一方鳴門における堀削実験棟を利用した現地観測からは、柱列群の場合には波面の回折の影響が認められ、波力評価に際して考慮すべき事項として挙げられよう。

(10) 明石海峡部の地質構造と各岩層の工学的性質

海峡部の明石層および神戸層の鉛直方向と水平方向の分布状態を把握するために、既往資料ならびに海上ボーリングの資料などにより、 $1/5000$ の地質図を作成する作業を他機関の専門家の意

見も取り入れながら進めている、対象地域は巾 4 km、長さは海峡部 4 km、両岸内陸部各 1 km、計 6 km とし、対象地域に関係する地質の資料・報告等約 50 点を収集した。

また、明石層、神戸層などの工学的性質を求めるために、それら地層のおおよその分布量を推計する作業を第 1 段階に実施した。

(11) インサート型ローラービットによる硬岩掘削試験

削井などのために小口径のロータリー式ビットを用いた硬岩掘削工法が従来からあるが、大口径の掘削工法については開発途上にあると云えよう。標記のビットは口径 60 cm の硬岩掘削のための開発途上の試作機である。

本試験では、掘削の対象としてモルタル、砂岩、花崗岩の 3 種を選び、掘進速度と所要動力さらに掘削能率とビット推力などの関係を実験的に求め、耐久性、掘削に要する経費については更に検討を要するが、所要動力および硬光への適用性について一応の見とうを得た。

なおこれらの研究結果の多くは、次年度以降も継続さるべき調査研究の中間的成果であることをお断りしておく。

構造橋梁部長

大久保 忠 良

第 2 章 材料構造に関する調査試験

橋 梁 研 究 室

国	広	哲	男
藤	原		稔
朝	倉		肇
井	刈	治	久
武	田	亘	弘
伊	藤		満

2.1 道路部設計活荷重

2.1.1 概 説

昨年度は、自動車荷重列の実態調査を中心に、主構の設計活荷重に検討を加え長大橋の設計荷重（自動車荷重）の決め方に対する考え方を示したが、長大橋の設計活荷重を決めるための自動車荷重列の実態調査はかなり経費を要するものであり、定量的な判断を下すには十分な資料が得られたとは言えなかった。

そこで、今年度は、実態調査に変わるものとして電子計算機による自動車荷重列のシュミレーションプログラムを作成し、実態調査による結果との対比を行ないその実用性を検討した。

2.1.2 プログラムの概要

本プログラムの概要を示すと以下の通りである。

(1) 荷重列の作成

実態調査によって荷重列を作成するかわりに、一様乱数を発生させるプログラムにより発生させた乱数をあらかじめ与えた任意の車種別混入率に従って分類し、荷重列を作成する。

車両の分類及び各車種の諸元及び重量は表－2.1に示す通りであり、車両を並べる際の橋軸方向の純間隔は、任意に選ぶことができる。

このようにして、渋滞した状態を想定した荷重列を作れば、図－2.1に示すような荷重列ができることとなる。

(2) 計算方式

荷重の実態調査の結果の検討の際行なったのと同じ計算を行なった。

すなわち、支間が20, 40, 60, 80, 100, 150, 200, 250, 300, 500, 1000, 1500, 2000, 2500, 3000 mの単純けた橋に(1)で求めた荷重列が載ったとした場合の支間中央での曲げモーメント及び支点でのせん断力を求める。この際、荷重列は支間長の $\frac{1}{10}$ ずつずらして橋上に載荷し（図－2.2参照）、それぞれの場合について断面力を計算した。このようにして求めた断面力について設計荷重による断面力との比を求めた。断面力比は荷重列の移動に伴って、たとえば図－2.2の示すような変化を示す。実態調査による結果と本プログラムによる計算結果との比較方法としてはいろいろな方法が考えられるが、今回は断面力比の変化における極大値（図－2.2において○印を付した値）の大きさの頻度及び各ケースの最大曲げモーメントから得られる換算等分布荷重強度を求め、これらについて比較することとした。

ここで、設計荷重による断面力とは一車線の幅を3.0mとしてL荷重を載せた場合の値で、支間200m以上についても支間200mの場合の荷重強度を用いて計算した。

2.1.3 計算結果及びその検討

本プログラムを用いて昨年度実態調査を行なった表－2.2に示す都内5地点における車種別混入

率を用いて、車両純間隔が 1.0 m につまった渋滞状態に対する計算を行なった。

昨年度の調査においては調査の都合上片側車線の調査のみしか行なわなかったの、本プログラムによる計算においてもケースⅠ～Ⅲでは片側 2 車線、ケースⅣ、Ⅴでは片側 3 車線についての計算を行なった。

以下に昨年度の実態調査による結果と本プログラムによる計算結果との比較を示すが、これらはいずれも各車線の荷重列による断面力の平均値についてまとめたものである。

図-2.3 に昨年度の実態調査による荷重列を用いて計算した断面力 M_R , S_R と設計荷重による断面力 M_D , S_D との比 M_R/M_D 及び S_R/S_D の極大値と、本プログラムによって計算した断面力 M_P , S_P と設計断面力 M_D , S_D との比 M_P/M_D 及び S_P/S_D の極大値大きさの各支間ごとの頻度分布を示した。

これらの図から、両者はかなり良く似た傾向を示していることが認められる。

図-2.4 には、最大換算分布荷重強度と支間長との関係を昨年度の実態調査による結果と本プログラムによる結果とについて示した。

これらの図から、片側 2 車線のケースⅠ～Ⅲでは実測による値に比べ本プログラムによって計算した値の方が小さめに出る傾向が認められる。これは、実際の自動車列においては大型車同志は追越しが困難なために大型車が橋の長さ方向に連行しやすいが、本プログラムでは一様乱数を用いて荷重列を作っているためにこの様な現象を再現できないためと考えられる。

しかし、片側 3 車線のケースⅣ、Ⅴでは非常によく一致しており、車線数が増えれば大型車両の連行による影響はあまり表われず、定量的にもかなり実際に近い値が得られると考えられる。

2.1.4 結 論

実態調査の結果と今回作成した荷重列シミュレーションプログラムの結果を比較した結果、わずか 5 ケースについての比較ではあるが、本プログラムによって自動車列荷重の検討を行なうことは十分可能と考えられる結果が得られた。すなわち、通常行なわれている交通量調査の結果から、車種別の混入率に関するデータは容易に入手できる。本プログラムを用いることによって、このようなデータから実用上十分な精度で自動車列荷重を求めることができる。

また、プログラムは、橋梁支間と荷重強度との関係、車線数による荷重強度の低減方法等の基礎的研究や、将来の車両の大型化に伴う自動車列の増大の予測等にも、有効に利用できると考えられる。

表- 2.2 種 分 類 表

車 種		占有面積	重 量		電 算 入 力 記 号	
			空 車	満 載 車	空 車	満 載 車
軽 自 動 車		1.5 × 3.0		1.0	1	1
乗 用 車		1.5 × 4.0		1.0	2	2
バ ス	小 型	2.0 × 6.0		4.0	3	3
	大 型	2.5 × 10.0		10.0	4	4
トラック	2 t 積相当以下	2.0 × 5.0	2.0	4.0	5 E	5 L
	4 t 積 相 当	2.0 × 6.0	3.5	7.5	6 E	6 L
	6 t 積 相 当	2.5 × 7.0	5.0	11.0	7 E	7 L
	8 t 積 相 当	2.5 × 7.5	6.0	14.5	8 E	8 L
	10 t 積 相 当 および 3 軸 車	2.5 × 9.0	8.0	18.0	9 E	9 L
	トレーラー連結車	2.5 × 15.0	11.0	27.0	10 E	10 L

- 注： 1) 上記の占有面積および重量は「自動車諸元表」を参照してそれぞれの車種についての平均値とした。
- 2) トラックの荷重は、積荷の状態により〔空車〕または〔満載〕のいずれかに判別する。ホロで覆われたトラックなど積荷状態を写真から判別しがたいものは得られる結果が安全側となるように〔満載〕として扱うものとする。
- 3) トラックの種別はその形状、大きさ等から何トン積相当かを適宜判別することとする。

表- 2.2 車種別混入率の調査結果（昭和46年度）

ケース名	地 点 名	片 側 車線数	軽自動車	乗用車	バ ス		ト ラ ッ ク					
					小型	大型	2t 積相 当以下	4t 積相 当	6t 積相 当	8t 積相 当	10t 積相 当	トレーラー 積相当
I	産業道路羽田2丁目	2	4.7	23.9	0.4	1.9	28.3	9.0	1.9	16.7	7.7	0.4
II	水戸街道・金町	2	7.9	54.8	0.3	0.3	20.5	5.8	0.6	4.4	5.2	0.2
III	葛 西 橋	2	5.5	24.2	0	0.8	30.1	6.6	0	24.2	8.5	0
IV	環状7号線・大原	3	4.6	43.7	3.4	0.8	24.2	7.7	9.1	2.2	3.5	0.8
V	永 代 橋	3	4.0	43.6	0.1	1.0	29.8	7.8	0.1	10.1	3.5	0

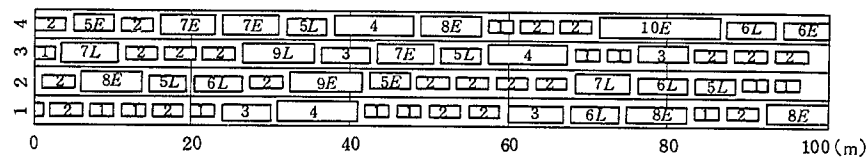


図-2.1 自動車荷重列の一例

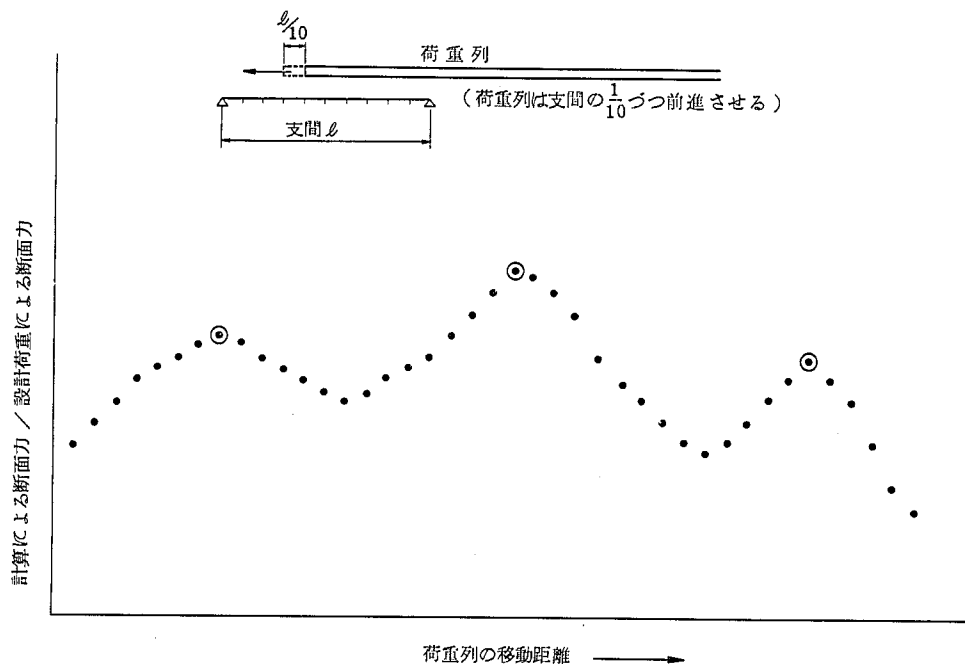


図-2.2 荷重列の移動にともなう断面力の変化

図-2.3(1) ケース I の曲げモーメント

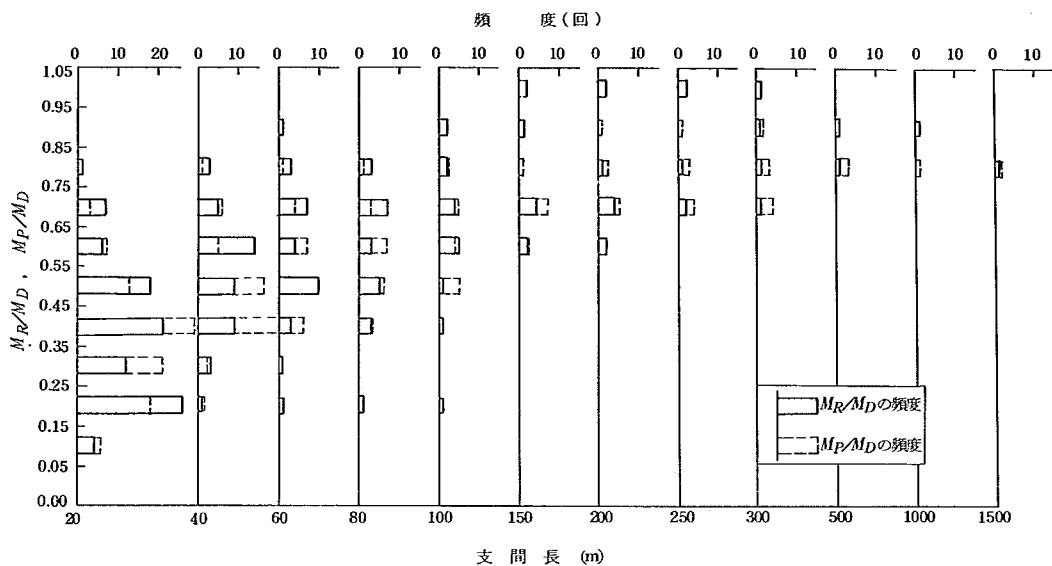


図-2.3(2) ケース I のせん断力

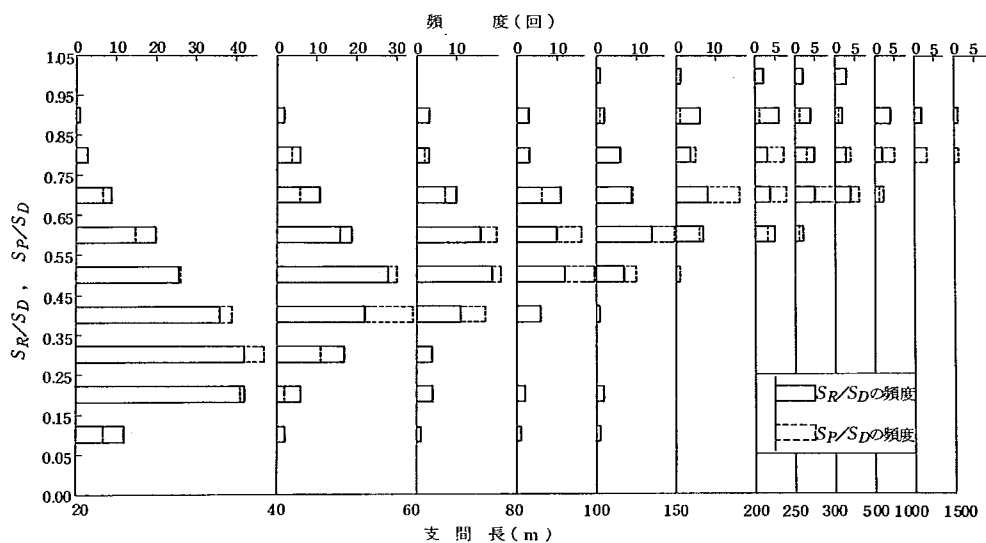


図-2.3 実態調査の結果とプログラムによる計算結果との比較 (橋に生ずる断面力の頻度について)

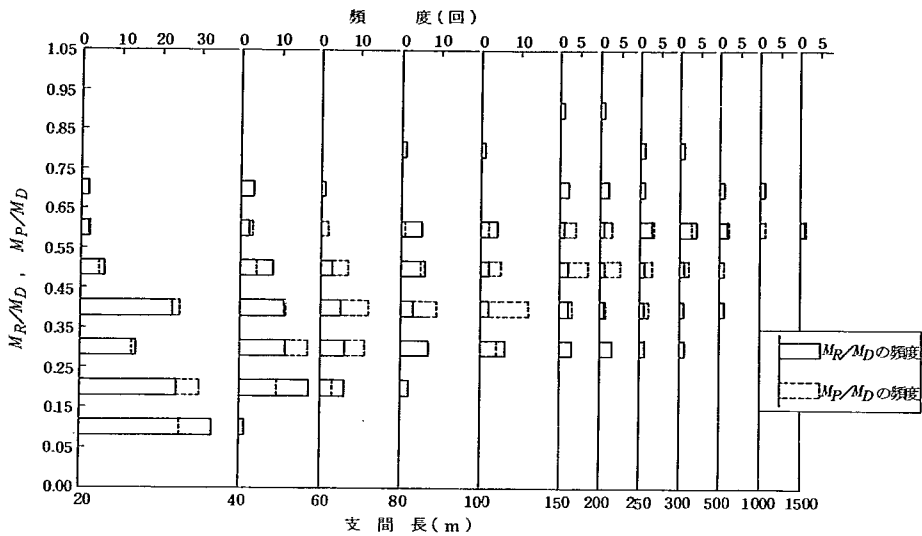


図 2.3(3) ケースⅡの曲げモーメント

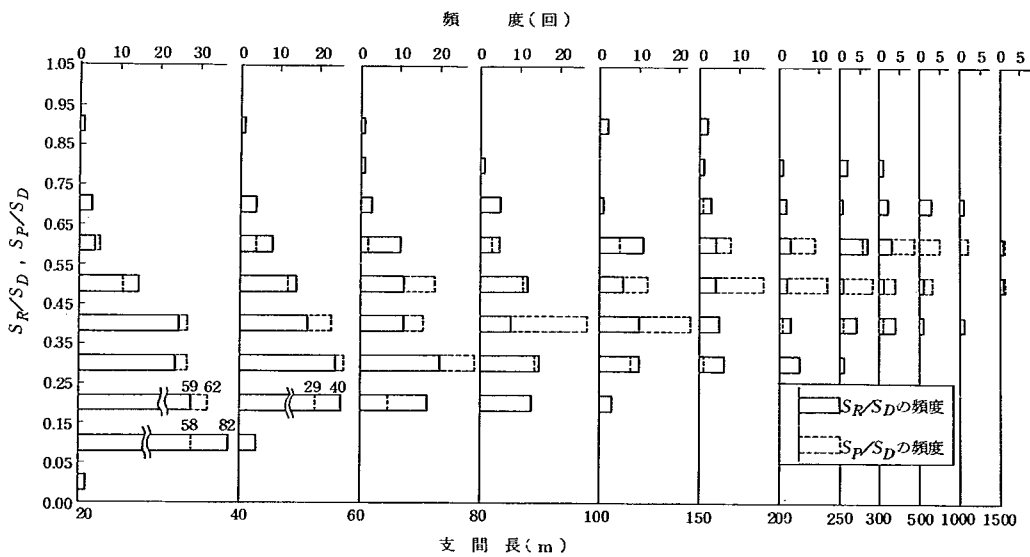


図- 2.3(4) ケースⅡのせん断力

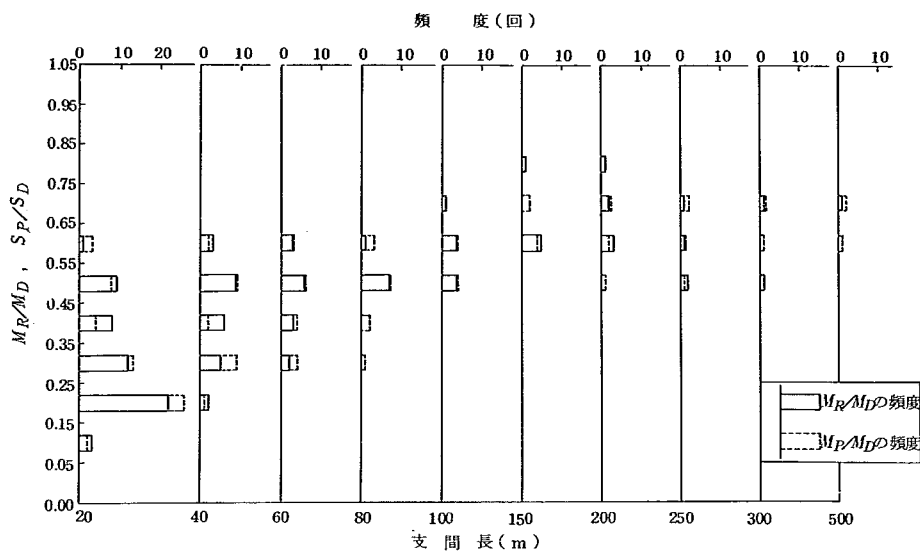


図-2.3(5) ケースⅢの曲げモーメント

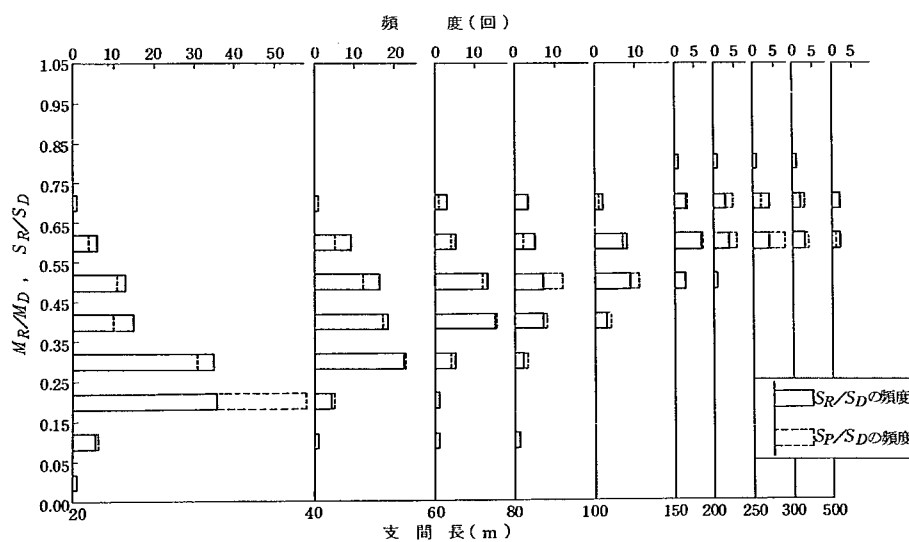


図-2.3(6) ケースⅢのせん断力

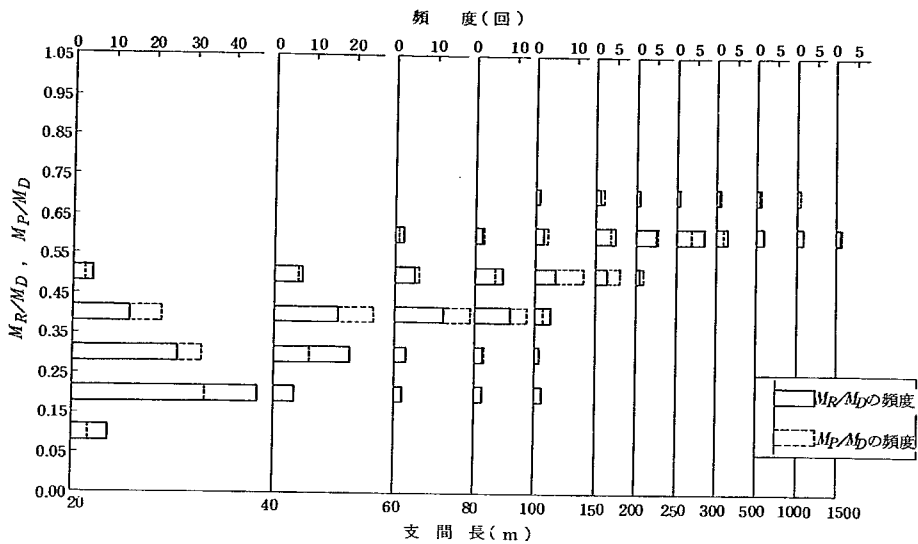


図- 2.3(7) ケースⅣの曲げモーメント

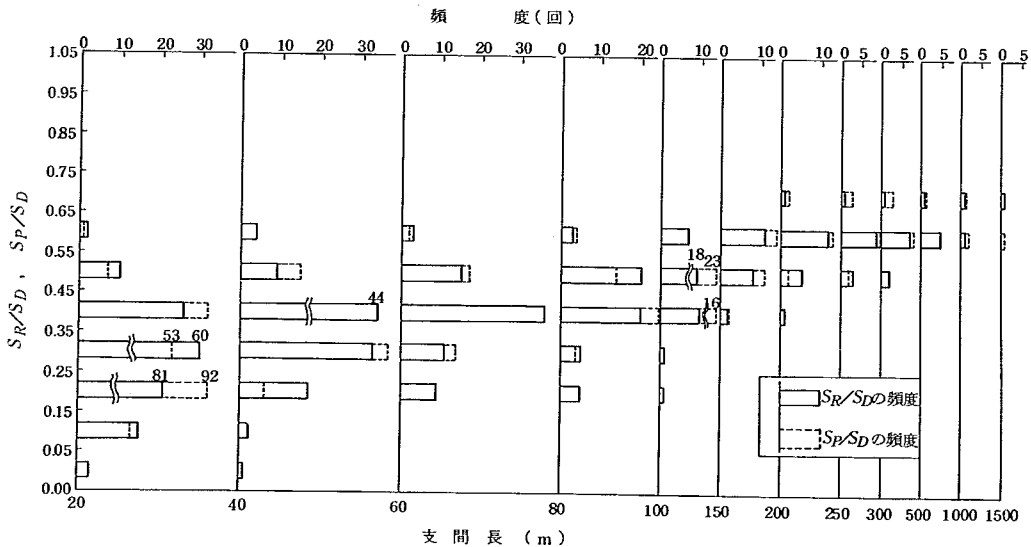


図- 2.3(8) ケースⅣのせん断力

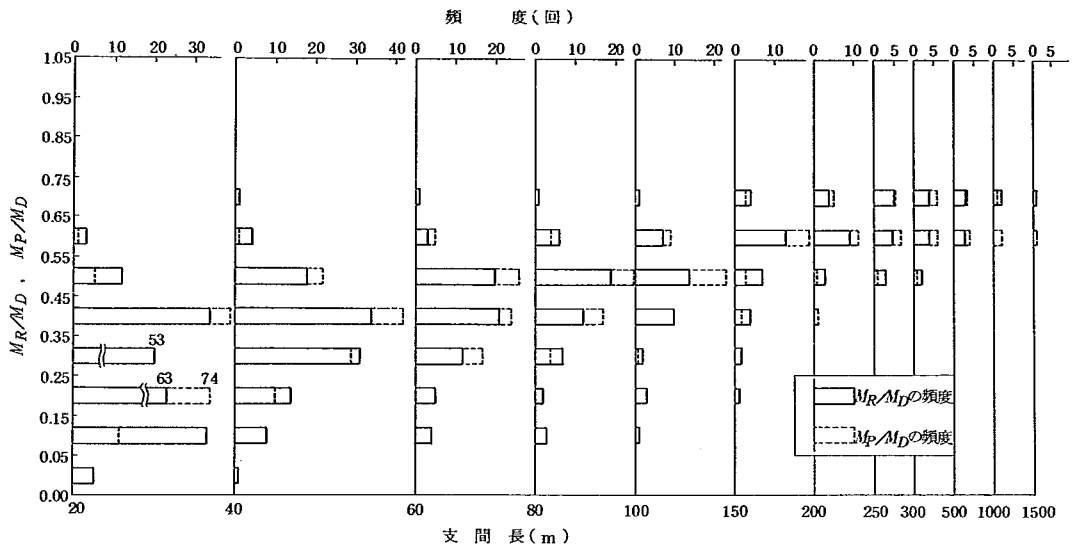


図-2.3(9) ケース曲げモーメント

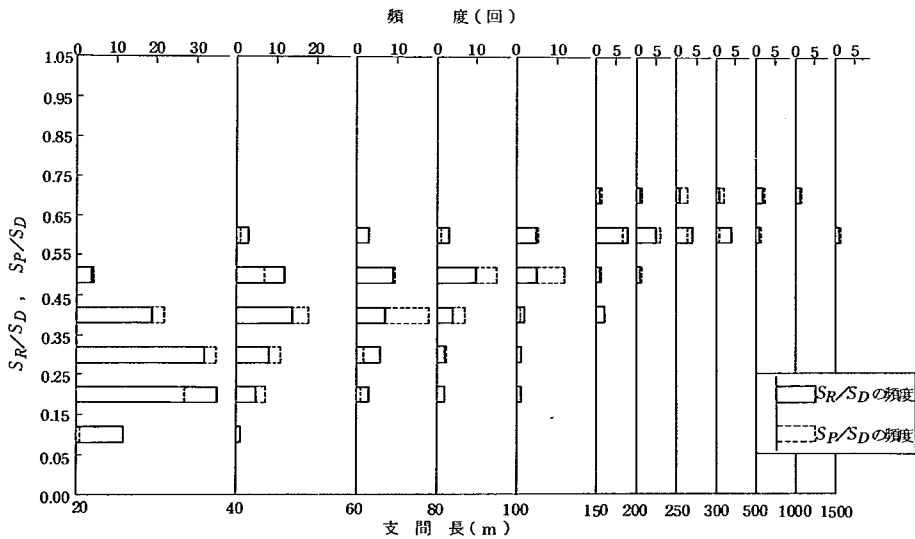
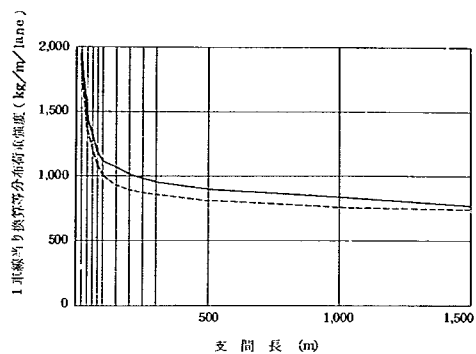
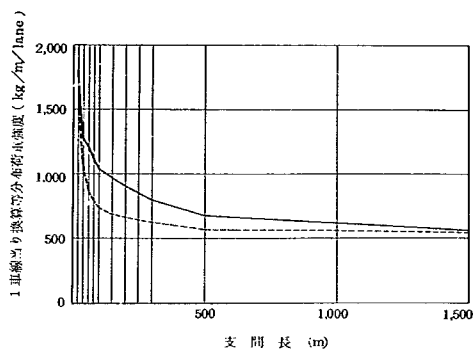


図-2.3 (10) ケースVのせん断力

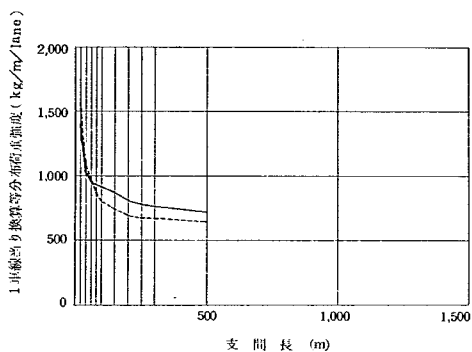
ケースⅠ



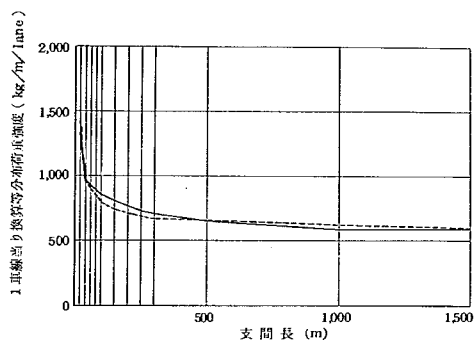
ケースⅡ



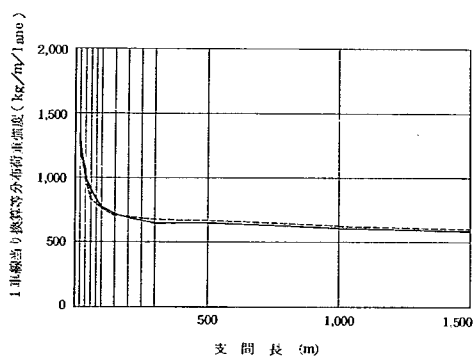
ケースⅢ



ケースⅣ



ケースⅤ



—— 実態調査の結果
 - - - - プログラムによる計算結果

図-2.4 実態調査の結果とプログラムによる計算結果との比較（最大換算等分布荷重について）

2.2 吊橋主塔の極限耐荷力

本州四国連絡架橋計画における中央径間 851 m から 1,860 m までの 7 つの吊橋の主塔について死荷重(D)および活荷重(L)のみを考慮し、 $\alpha D + \beta L$ という荷重の組合せにおいて、死荷重に対する荷重係数を $\alpha = 1.0, 1.2, 1.4$, β の 4 つの場合についてそれぞれ活荷重に対する荷重係数 β を増加させていったときの主塔の極限耐荷力を求めた。この計算結果を図-2.5および図-2.6に示す。

この計算結果からつぎのようなことがわかった。

1. $\alpha = 1.0 \sim 1.4$ の範囲では極限耐荷力 $V_{\max}$ と設計鉛直力 V_0 の比 $V_{\max}/V_0$ は $1.7 \sim 2.2$ であり、極限耐荷力 $V_{\max}$ は設計鉛直力 V_0 に対して十分な安全率をもっている。また、極限状態における活荷重に対する荷重係数 $\beta_{\max}$ は最低 5 であり十分な大きさを有している。断面の一部が降伏しはじめるときの鉛直力 V_y と設計鉛直力 V_0 の比 V_y/V_0 は $1.3 \sim 2.1$ と $V_{\max}/V_0$ に比べてばらついている。この原因は主として各吊橋の構造上の特性の差によるものと思われ、その中でも側径間長と中央径間長の比が大きく影響しているものと思われる。今回の計算例では(側径間長/中央径間長)の値が 0.25 以下の吊橋の主塔は $V_{\max}$ と V_y が非常に接近していて極限の近くまで断面が降伏せず、一度降伏するとすぐ極限に達してしまうのに対して、(側径間長/中央径間長)の値が 0.35 以上の吊橋の主塔は比較的早く $V_y/V_0 \div 1.3 \sim 1.8$ で断面の一部が降伏するがその後も耐荷力は増加して行き、 $V_{\max}/V_0$ が $1.7 \sim 2.2$ で極限状態となるといえる。これは耐荷力に関して前者では曲げモーメントよりも軸圧縮力の方がはるかに支配的であり、後者では曲げモーメントの影響がかなり大きいということのためと思われる。

2. 長大橋吊橋では活荷重に比べて死荷重が大きいので $\alpha = \beta$ としてこの値で増加させてゆくことは吊橋主塔にとって非常にきびしいものとなる。しかしこのような場合でも $V_{\max}/V_0 = 2.1 \sim 2.6$ (すなわち、 $\alpha_{\max} \beta_{\max} = 2.1 \sim 2.6$)、および $V_y/V_0 = 1.9 \sim 2.6$ (すなわち $\alpha_y = \beta_y = 1.9 \sim 2.6$) となり通常、橋に対して要求される安全率よりも大きな値を示している。なお、この場合には軸圧縮力の影響が顕著にあらわれ(側径間長/中央径間長)の値にかかわらず、いずれの吊橋主塔も $V_{\max} \div V_y$ で断面の降伏後すぐ極限状態に達してしまうことがわかった。

なお、吊橋主塔の極限耐荷力の考え方、計算方法等はすべて〔国広哲男、藤原稔、井刈治久、「吊橋主塔の弾性解析と設計上の問題点」土木技術資料 14-4、土木研究会、昭和 47 年 4 月〕および〔国広哲男、藤原稔、井刈治久「吊橋主塔の極限耐荷力」、土木技術資料 14-5、土木研究会、昭和 47 年 5 月〕によっている。また、この計算の詳細については〔国広哲男、藤原稔、井刈治久、武田亘弘「吊橋主塔の極限耐荷力」土木研究所資料 802 号、建設省土木研究所昭和 48 年 3 月〕を参照されたい。

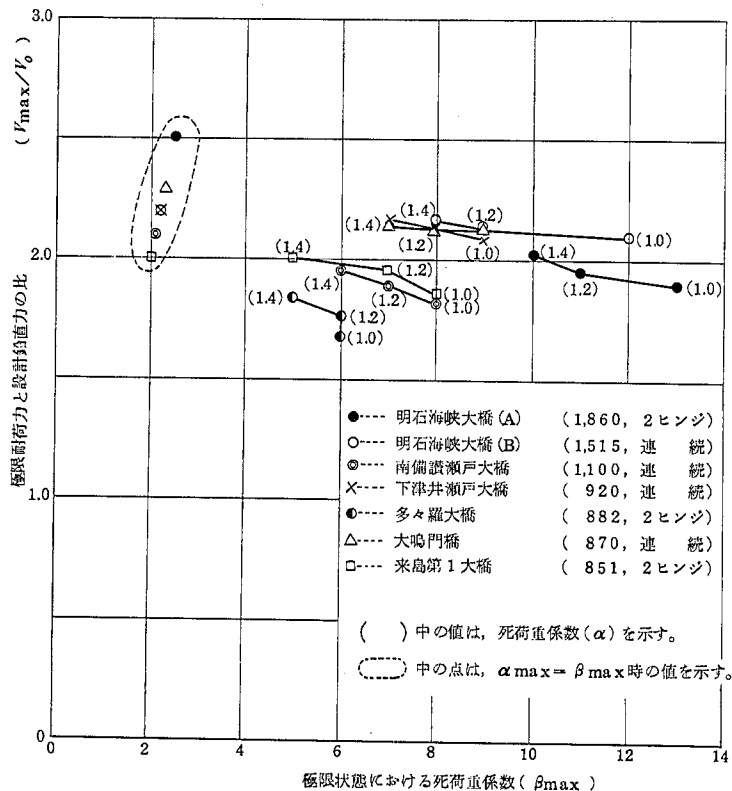


図-2.5 β_{max} と V_{max}/V_o の関係

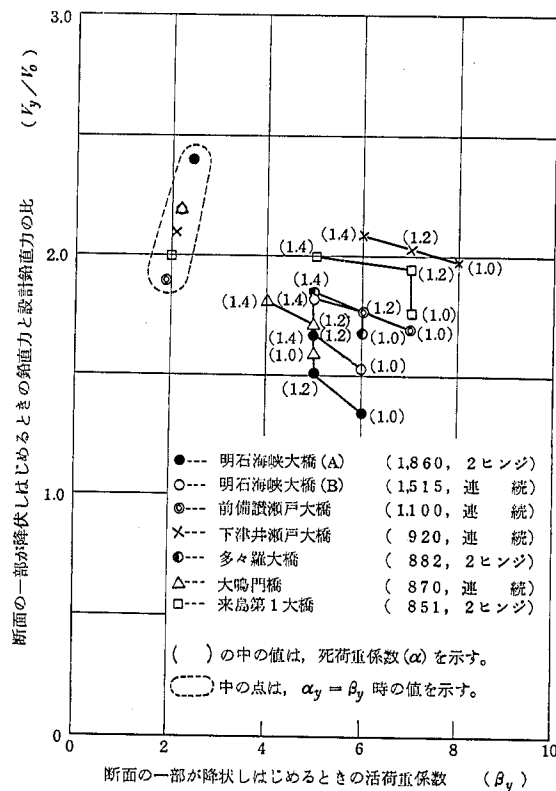


図-2.6 β_y と V_y/V_o の関係

第 3 章 吊橋の耐風性

構 造 研 究 室

成 田 信 之

榎 波 義 幸

石 川 泉

河 野 良 次

3.1 調査の目的

3.1.1 調査の概要

現在、本州四国連絡道路の各路線に計画中の長大吊橋は十数橋をかぞえるがこれらの吊橋は「本州四国連絡橋耐風設計指針」によれば風洞模型実験による耐風性の検証が必要となる。吊橋にとって耐風設計は非常に重要であり、今までにも多くの研究が行なわれて来たが吊橋に作用する風力は非常に複雑で今日に至っても模型実験による以外に確かな推定法はない。「指針」によれば吊橋は風荷重算出の基本となる空気力係数を三分力試験から求める必要があり、また動的安全性に対する安全性を風洞実験で検証しなければならない。構造物に対する風洞模型実験には種々の手法があるが本州四国連絡橋公団では本州四国連絡橋のうちトラス補剛吊橋の耐風性を検証するための風洞模型実験の基準を定め使用する風洞の寸法、性能、模型の縮尺、製作精度および実験方法を規定した。今年度、本州四国連絡橋公団が土木研究所に依頼した吊橋の耐風性に関する調査の第一はこの「二次元模型風洞試験基準」によって公団が設計した吊橋の耐風性を検証することである。本州四国連絡橋公団ではすでにいくつかの吊橋について試算設計を行なっているが今年度はそのうち早期に着工すると予定されている大鳴門橋、南備讃瀬戸大橋及び因島大橋の風洞実験を実施した。このうち因島大橋については同一の模型に対して別の風洞を使用してこの「基準」に準拠した実験を行ない、この「基準」にしたがって実施した実験による検証結果について定量的な比較を行なった。その結果については後に詳述する。

吊橋の耐風設計には風洞模型実験による作用空気力の測定も重要であるが、このような空気力に対する吊橋の応答を適確に把握することが必要となる。そのために吊橋の三次的解析を行ない風荷重作用下での静的・動的な応答を解析しているがこの結果については別に報告する。

3.1.2 実験の対象とした実橋の諸元

今年度風洞実験を実施した大鳴門橋、南備讃瀬戸大橋及び因島大橋の概略を図 3.1、3.2、3.3 と表 3.1 に示す。

3.2 風洞模型実験の方法

3.2.1 まえがき

現在のところ吊橋の空気力係数の算定方法や、空力不安定現象の発現する風速の理論的推定法が確立されていないため現在の指針では風洞模型実験による空気力係数の測定と動的安定性の検証を長大吊橋の設計に義務づけている。

吊橋の風洞模型実験にも多くの手法があるが本州四国連絡橋公団では土木学会に吊橋の耐風性を検討するための風洞模型実験法の基準の作成を委託した結果本州四国連絡橋の耐風設計のための風洞模型実験としては三分力測定試験とバネ支持実験による空力不安定現象の確認を行なうことが定

められ、実験方法等も細かく規定された。今回の調査は大体この本州四国連絡橋風洞試験基準に準拠して行なわれた。

3.2.2 風 洞

今回使用した風洞は建設省土木研究所の橋梁試験用風洞であって、その形状は図3.4に示すように横回流型単回路風洞、いわゆるGöttingen型風洞で吹出口寸法は1.8m×3.0mである。

この風洞は特に橋梁試験用につくられたものであり低風速領域での実験に便利のように設計されている。この風洞は吊橋吊構造部等の2次元実験の際には測定部を閉鎖装置で覆い、更に模型の取付及び境界層の発達や気流の模型に対するまわりこみを防ぐため閉鎖装置の内壁の内側に高さ2m、長さ1.5mの隔壁をとりつけ使用模型の長さを1,600mmとしている。実際の構造物に作用する風は橋軸直角水平方向の成分の他に橋軸方向水平成分や鉛直成分を有し、かつ各成分風速は時間的、空間的に複雑に変動しており、当然風洞風の中におかれた模型と自然風にさらされる実橋とでは作用する風の条件が異なる訳であるが、一般に乱れた風に較べ定常な風はより危険な場合と考えられるので実験結果は安全側の値を示していると言えよう

以下に風洞の概要を記す。

型 式	水平単回路回流式風洞		
寸 法	吹出口	1,800×3,000mm (角切辺長 300mm)	
	測定部長	2,000mm	
	風路長	70.0 m	
絞り比	1/6.25		
送風機	直 径	3,300mm	
	出 力	100kw	
風 速	最 大	20m/sec (開放時)	
		25m/sec (閉鎖時)	

なお、「本州四国連絡橋・風洞試験基準」は風洞の性能についても基準をもうけているが、この風洞はこれらの要求を充分満足している。

3.2.3 相 似 則

「本州四国連絡橋・風洞試験基準」によれば風洞模型実験に適用される相似則は三分力試験では幾何学的相似を満足することが要求されるがバネ支持実験ではこの他に次のような3つの相似条件を満足する必要がある。

$$\begin{aligned}
 \text{慣性パラメーター} & \quad \frac{I_{\theta}}{\rho B^4} \quad , \quad \frac{I_z}{\rho B^2} \\
 \text{風速パラメーター} & \quad \frac{V}{N_{\theta} B} \quad , \quad \frac{V}{N_z B} \\
 \text{構造減衰を表わす定数} & \quad \delta_{\theta} \quad , \quad \delta_z
 \end{aligned}$$

ここに

B 代表長

I_0 構造物の回転中どについて計算した極慣性モーメント

I_z 構造物の重量

N 振動数、添字 z 及び θ はそれぞれ撓み振動、振り振動を表わす

V 風速

δ 構造減衰、添字は N の場合と同じ

この「基準」は相似側から必要とされる実験条件と実験条件の偏差をある一定値以内におさめることを要求しているが今年度の実験では一部を除いて条件を満足している。

3.2.3 実験装置及び手法

まずバネ支持実験について説明する。一般に風の中で生じる吊橋吊構造部の振動は鉛直撓み振動、振れ振動及びそれらの連成振動であるため、バネ支持模型実験ではこれに対応して上下振動、回転振動及びそれらの連成振動が可能なように上下4本、両側で8本のバネで風胴測定部に懸架され、風方向には移動しないようにピアノ線で拘束している（図3.3）。また模型及びその懸架装置の可動部はできるだけ軽くつくられており、質量に関する相似則は模型に重錘をつけてあわせる。また構造減衰に関する相似のために可動部の摩擦はできるだけ小さくなるよう工夫されている。

さて前節に記した相似条件は次のようにして満足させている。まず質量及び質量分布に関する相似条件は前述のように模型及び懸架装置に附加重錘をつけ、振動数に関する相似則は模型を吊っているバネの強度とバネの間隔をかえることにより、構造減衰は模型に電磁ダンパーをとりつけることにより調整している。なお、電磁ダンパーは切替えにより加振器としても使用できるため、模型の初期加振のために使用している。また振動変位はビデオアナライザーと呼ばれる光学式の無接触変位計で測定している。バネ支持模型実験の手順を図3.6に示す。

また、三分力測定は図3.7に示すように三分力天秤で模型を支持し、模型に作用する空気力を測定した。

3.3 大鳴門橋の耐風性

3.3.1 実験に使用した模型と実験条件

大鳴門橋の耐風性を検証するための模型としては縮尺1/78.2のものが製作され（図3.8）この模型について三分力試験とバネ支持模型実験を実施した。更に南備讃瀬戸大橋に関する実験計画に関連して図3.9(b)に示す変形模型についても実験を計画したが原設計案の耐風性が良好であったため、この模型（HS-72-AA11）に関しては三分力試験だけを実施した。なお、バネ支持実験に対して相似則から要求される実験条件と実際の実験に採用された実験条件を表3.2に示す。

3.3.2 実験結果

原設計に対応する模型 (HS-72-AA10) とその変形模型 (HS-72-AA11) の三分力曲線を図 3.10 に、バネ支持模型実験の結果を図 3.11～3.14 に示す。なお、記号は「二次元模型風洞実験基準」になっている。また各図の意味については前年度と同じなので説明を省略する。

これらの実験結果から

- i 大鳴門橋補剛桁の抗力係数は 2.0 程度である。
- ii 大鳴門橋の自励振動に対する限界風速は「指針」の示す限界値をかなり上まわっている (図 3.14)。従って実橋の振動数が表 3.2 程度とするとこの橋は自励振動に対して十分な安全度を有しているといえる。

3.4 南備讃瀬戸大橋の耐風性

3.4.1 実験に使用した模型と実験条件

南備讃瀬戸大橋の風洞実験は縮尺 1/80 の模型 (図 3.15) を使用して行なった。最初はこの原型を対象にした三分力試験とバネ支持模型実験が実施されたがこの模型実験からはかなり低い風速で振りフラッターが発現することが明らかになったため図 3.16(b)～(f)の変形模型について実験を追加した。模型 HS-72-DA11 と HS-72-DA12 は原型の分離帯側の高欄を紙で閉塞したものである。これは Newport 橋に関する風洞模型実験で分離帯側高欄を閉塞することによって耐風性が向上することが報告されていたためこれにならったものである。また模型 HS-72-DA13 は原型の地覆がかなり大きい (実橋換算でグレーティング表面より 32 cm 高い) のでこれを小さくしたものである。また模型 HS-72-DA15 は原型及び HS-72-DA13 の中央分離帯の空隙を大きくしたものである。なお、バネ支持模型実験の実験条件を表 3.3 に示す。

3.4.2 実験結果

各模型の三分力試験の結果を図 3.17 に示す。各空気力係数は「試験基準」に定められた形で整理してあるが曝露面積は全て原型に対する模型 HS-72-DA10 の値を用いてある。バネ支持模型実験の結果を図 3.18～3.20 に示す。

これらの実験結果から

- i 原設計断面の抗力係数は 1.90 程度である。
- ii 原型は $-2^{\circ} \sim +3^{\circ}$ の迎角範囲でかなり低い風速で振りの自励振動が発現しこの限界風速は「指針」が定める限界値を下まわっている。
- iii 分離帯高欄を閉塞することは耐風性を向上させる。特にその高さを大きくすると効果が著しい。
- iv 地覆の高さを小さくすることは耐風性を向上させる。
- v 中央分離帯の空隙を大きくすることは必ずしも耐風性を向上させない。

- vi 本設計は分離帯に充分高い遮蔽物をおくか地覆を充分小さくすることにより「指針」に規定された耐風性を充足することができるものと思われる。

3.5 因島大橋の耐風性

3.5.1 実験に使用した模型と実験条件

因島大橋の風洞実験は最初民間の風洞を使用して行なわれたために模型（図3.21）は縮尺1/63.5，模型長1.2mの大きさでつくられた。もともと土木研究所における因島大橋の風洞実験は他の風洞を使用した実験との比較を主目的としていたため，土木研究所の風洞実験では，模型はすでに製作されていた模型を長さ1.6mに改造して使用した。その後，公団との打合せで自転車道を併設した場合の耐風性の検討を依頼されたため図3.22(b)，(c)の模型について実験を追加した。原設計断面は耐風性に優れ実験風速範囲内では不安定現象があらわれなかったため民間に委託した実験では図3.22(d)のように模型のグレーティングを一部閉塞した実験を追加した。なお，バネ支持実験に採用した実験条件を表3.4に示す。

3.5.2 実験結果

原設計案に対する三分力試験の結果を図3.23に，模型HS-72-EA10，EA11，EA12に関するバネ支持実験の結果を図3.24に示す。なお，HS-72-EA10について行なわれた他の実験結果と比較するためにこれらの実験結果を図3.27.1にまとめ，それと比較するために三菱重工で実施した同じ模型に対する実験結果を図3.27.2に示した。また模型HS-72-EA13については他の実験結果と比較するために図3.28の形で整理した。

これらの実験結果をとりまとめると

- i 原設計断面の抗力係数は2.8程度である。
- ii 因島大橋の自励振動に対する限界風速は「指針」の示す限界値を充分上まわっているものと思われる。

- iii 原設計断面の下横構上に自転車道を併設することによって耐風性はそこなわれない。特にHS-72-DA12のような形で設置した場合には耐風性が向上している。

次に民間に委託して行なわれた実験結果と土木研究所での実験結果を比較してみると

- i 三分力試験の抗力係数について比較してみると

土木研究所での実験	$C_{Da} = 0 = 2.83$
三菱重工での実験	$C_{Da} = 0 = 2.76$
川崎重工での実験	$C_{Da} = 0 = 2.60$

となる。このうち土木研究所における実験と川崎重工での実験では模型の端板に作用する空気力の補正を行っていないため実際にはこれよりもう少し小さい値となる。このうち川崎重工の実験結果が小さい値を示している。実験結果の良否を判断するには更にいくつかの比較実験を行なう必要があるがこの差異は「基準」に規定している抗力係数の偏差の許容値を上まわっ

ており今後十分な検討が必要と思われる。

- ii バネ支持実験の結果について比較してみると各実験結果はかなりよい一致を示している。
特に HS-72-EA13 に関する自励振動の限界風速は構造減衰の差異を考慮すれば非常によい一致を示しているものと考えられる。

3.6 結 論

本州四国連絡橋の耐風調査の結果をとりまとめてみると

1. 大鳴門橋の設計断面は実験時に予想した程度の剛性（振動数）を有しているとすれば動的には大体安定と思われる。
2. 南備讃瀬戸大橋の原設計断面はかなり低い風速で動的不安定現象があらわれるため実施設計のためには耐風設計について十分な検討が必要である。
3. 因島原設計断面の耐風性は十分である。また下横横上に自転車道を併設しても耐風性をそこなわない。

表-3.1 実橋諸元

		大 鳴 門 橋	南 備 讃 瀬 戸 大 橋	因 島 大 橋
中 間 径 間 長		870.0m	1100.0m	770.0m
側 径 間 長		330.0m	270.0m	220.0m
中 央 径 間 垂 錘		82.0m	100.0m	70.0m
ケ ー ブ ル 間 隔		39.0m	37.0m	26.0m
主 構 間 隔		34.0m	32.0m	26.0m
主 横 高		12.0m	13.0m	9.0m
死 荷 重		39.93 t/m/bridge	41.5 t/m/bridge	16.64 t/m/bridge
極 慣 性 モーメント		688.0 t.m. sec ² /m	924.6 t.m. sec ² /m	154.4 t.m. sec ² /m
振動数	撓み振動	S1 0.21 c/s	S1 0.175 c/s AS1 0.129 c/s	0.218 c/s
	振れ振動	S1 0.44 c/s	S1 0.305 c/s AS1 0.385 c/s	0.459 c/s
備 考		路面構成 2.50+10.75+1.25+0.5 G G O	路面構成 0.36+10.26+0.90+0.72 G G O	路面構成 1.75+7.00+1.00+0.50 G G O

表-3.2 HS-72-AA1 実験条件

		原 型	所 要 値	実 験 値
縮 尺			1 : 78.2	1 : 78.2
重 量		36.93 t/m/bridge	9.662 kg/model	9.056 kg/model
極 慣 性 モーメント		688.0 t·m·sec ² /m	2.94 kg·cm·sec ² /model	3.03 kg·cm·sec ² /model
振 動 数	撓み振動	0.21 c/s		1.96 c/s
	振り振動	0.44 c/s		3.92 c/s
振 動 数 比		2.1	2.1	2.0
構 造 減 衰				$\delta \approx 0.035$
風 速 倍 率				8.9

表-3.2 HS-72-DA1 実験条件

		実 橋	所 要 値	実 験 値
縮 尺			1 : 80	1 : 80
重 量		41.5 t/m	10.375 kg/model	10.157 kg/model
極 慣 性 モーメント		924 t·m·sec ² /m	3.612 kg·cm·sec ² /model	3.491 kg·cm·sec ² /model
振 動 数	撓み振動	0.175 c/s		2.32 c/s
	振り振動	0.305 c/s		4.07 c/s
振 動 数 比		1.74	1.74	1.75
構 造 減 衰				$\delta \approx 0.035$
風 速 倍 率				6.09

表-3.2 HS-72-DA1 実験条件

		実 橋	所 要 値	実 験 値
縮 尺				1/635
重 量		16.64 t/m	4128 g/m	3882 g/m
極 慣 性 モーメント		154.1 t·m·sec ² /m	948 kg·cm·sec ² /model	963 kg·cm·sec ² /model
振 動 数	撓み振動	0.218 c/s		2.00 c/s
	振り振動	0.459 c/s		4.04 c/s
振 動 数 比		2.1	2.1	2.02
構 造 減 衰			δ_z $\delta_o = 0.02 \sim 0.04$	δ_z $\delta_o = 0.02 \sim 0.025$
風 速 倍 率				7.14

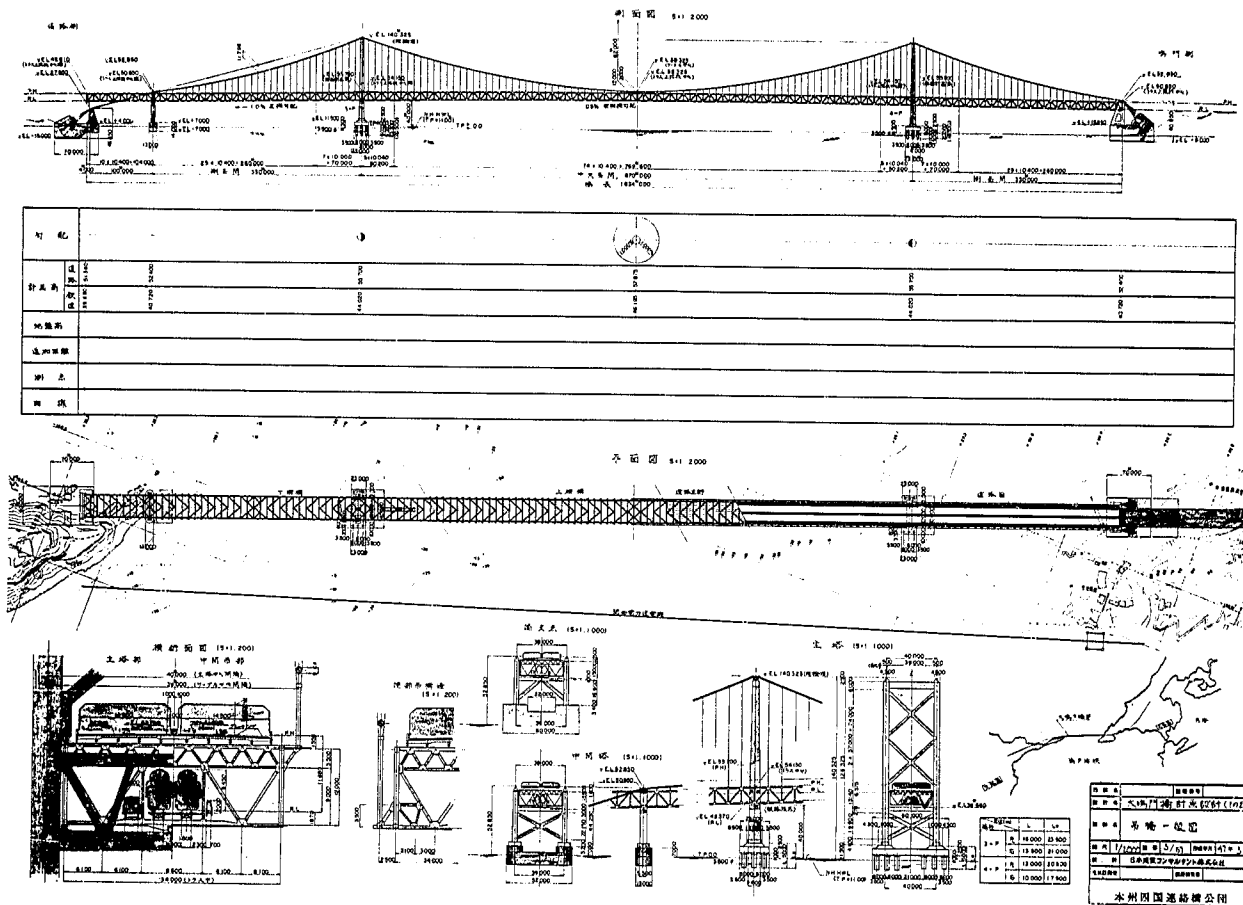
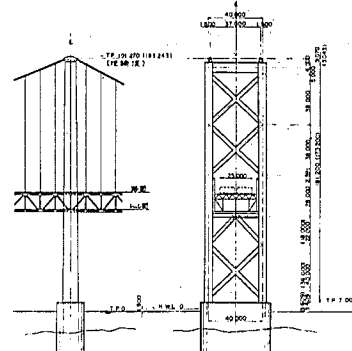
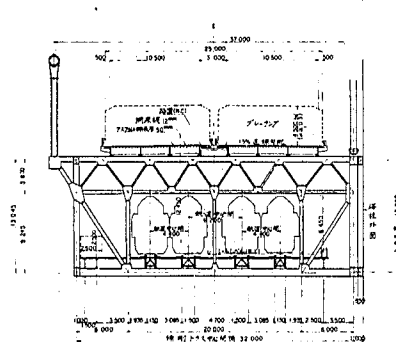
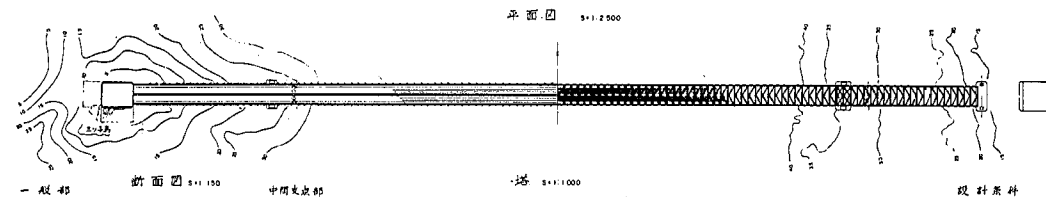


図-3.1 大鳴門橋一般図



(註) () 内数字は播磨町制施行以来

设计条件

1 梯数：一梯服务 120 户（1 户 1 套）
 2 形式：塔楼内通廊塔式 12 层塔楼
 3 层数：12 层
 4 形式：塔楼内通廊塔式 12 层塔楼

主要技术经济指标	
总建筑面积	6.67
塔楼内通廊塔式 12 层塔楼	6.67

主要技术经济指标	
总建筑面积	6.67
塔楼内通廊塔式 12 层塔楼	6.67

设计条件

主要技术经济指标	
总建筑面积	6.67
塔楼内通廊塔式 12 层塔楼	6.67

设计条件

主要技术经济指标	
总建筑面积	6.67
塔楼内通廊塔式 12 层塔楼	6.67

设计条件

主要技术经济指标	
总建筑面积	6.67
塔楼内通廊塔式 12 层塔楼	6.67

姓名	性别	年龄	职业
王	男	35	教师
张	女	32	医生
李	男	38	工程师
赵	女	30	护士
周	男	33	司机
吴	女	31	会计
陈	男	36	经理
林	女	29	文员
孙	男	34	保安
周	女	37	清洁工
吴	男	39	厨师
陈	女	35	服务员
林	男	32	快递员
孙	女	36	销售员
周	男	33	维修工
吴	女	31	美容师
陈	男	38	程序员
林	女	30	设计师
孙	男	34	翻译
周	女	37	培训师
吴	男	39	项目经理
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	网络工程师
周	男	33	安全工程师
吴	女	31	测试工程师
陈	男	38	运维工程师
林	女	30	前端工程师
孙	男	34	后端工程师
周	女	37	全栈工程师
吴	男	39	架构师
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	网络工程师
周	男	33	安全工程师
吴	女	31	测试工程师
陈	男	38	运维工程师
林	女	30	前端工程师
孙	男	34	后端工程师
周	女	37	全栈工程师
吴	男	39	架构师
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	网络工程师
周	男	33	安全工程师
吴	女	31	测试工程师
陈	男	38	运维工程师
林	女	30	前端工程师
孙	男	34	后端工程师
周	女	37	全栈工程师
吴	男	39	架构师
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	网络工程师
周	男	33	安全工程师
吴	女	31	测试工程师
陈	男	38	运维工程师
林	女	30	前端工程师
孙	男	34	后端工程师
周	女	37	全栈工程师
吴	男	39	架构师
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	网络工程师
周	男	33	安全工程师
吴	女	31	测试工程师
陈	男	38	运维工程师
林	女	30	前端工程师
孙	男	34	后端工程师
周	女	37	全栈工程师
吴	男	39	架构师
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	网络工程师
周	男	33	安全工程师
吴	女	31	测试工程师
陈	男	38	运维工程师
林	女	30	前端工程师
孙	男	34	后端工程师
周	女	37	全栈工程师
吴	男	39	架构师
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	网络工程师
周	男	33	安全工程师
吴	女	31	测试工程师
陈	男	38	运维工程师
林	女	30	前端工程师
孙	男	34	后端工程师
周	女	37	全栈工程师
吴	男	39	架构师
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	网络工程师
周	男	33	安全工程师
吴	女	31	测试工程师
陈	男	38	运维工程师
林	女	30	前端工程师
孙	男	34	后端工程师
周	女	37	全栈工程师
吴	男	39	架构师
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	网络工程师
周	男	33	安全工程师
吴	女	31	测试工程师
陈	男	38	运维工程师
林	女	30	前端工程师
孙	男	34	后端工程师
周	女	37	全栈工程师
吴	男	39	架构师
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	网络工程师
周	男	33	安全工程师
吴	女	31	测试工程师
陈	男	38	运维工程师
林	女	30	前端工程师
孙	男	34	后端工程师
周	女	37	全栈工程师
吴	男	39	架构师
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	网络工程师
周	男	33	安全工程师
吴	女	31	测试工程师
陈	男	38	运维工程师
林	女	30	前端工程师
孙	男	34	后端工程师
周	女	37	全栈工程师
吴	男	39	架构师
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	网络工程师
周	男	33	安全工程师
吴	女	31	测试工程师
陈	男	38	运维工程师
林	女	30	前端工程师
孙	男	34	后端工程师
周	女	37	全栈工程师
吴	男	39	架构师
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	网络工程师
周	男	33	安全工程师
吴	女	31	测试工程师
陈	男	38	运维工程师
林	女	30	前端工程师
孙	男	34	后端工程师
周	女	37	全栈工程师
吴	男	39	架构师
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	网络工程师
周	男	33	安全工程师
吴	女	31	测试工程师
陈	男	38	运维工程师
林	女	30	前端工程师
孙	男	34	后端工程师
周	女	37	全栈工程师
吴	男	39	架构师
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	网络工程师
周	男	33	安全工程师
吴	女	31	测试工程师
陈	男	38	运维工程师
林	女	30	前端工程师
孙	男	34	后端工程师
周	女	37	全栈工程师
吴	男	39	架构师
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	网络工程师
周	男	33	安全工程师
吴	女	31	测试工程师
陈	男	38	运维工程师
林	女	30	前端工程师
孙	男	34	后端工程师
周	女	37	全栈工程师
吴	男	39	架构师
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	网络工程师
周	男	33	安全工程师
吴	女	31	测试工程师
陈	男	38	运维工程师
林	女	30	前端工程师
孙	男	34	后端工程师
周	女	37	全栈工程师
吴	男	39	架构师
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	网络工程师
周	男	33	安全工程师
吴	女	31	测试工程师
陈	男	38	运维工程师
林	女	30	前端工程师
孙	男	34	后端工程师
周	女	37	全栈工程师
吴	男	39	架构师
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	网络工程师
周	男	33	安全工程师
吴	女	31	测试工程师
陈	男	38	运维工程师
林	女	30	前端工程师
孙	男	34	后端工程师
周	女	37	全栈工程师
吴	男	39	架构师
陈	女	35	产品经理
林	男	32	市场经理
孙	女	36	运营经理
周	男	33	销售总监
吴	女	31	财务总监
陈	男	38	人力资源
林	女	30	法务经理
孙	男	34	公关经理
周	女	37	品牌经理
吴	男	39	战略经理
陈	女	35	数据分析师
林	男	32	系统工程师
孙	女	36	

図-3.2 南備讃瀬戸大橋

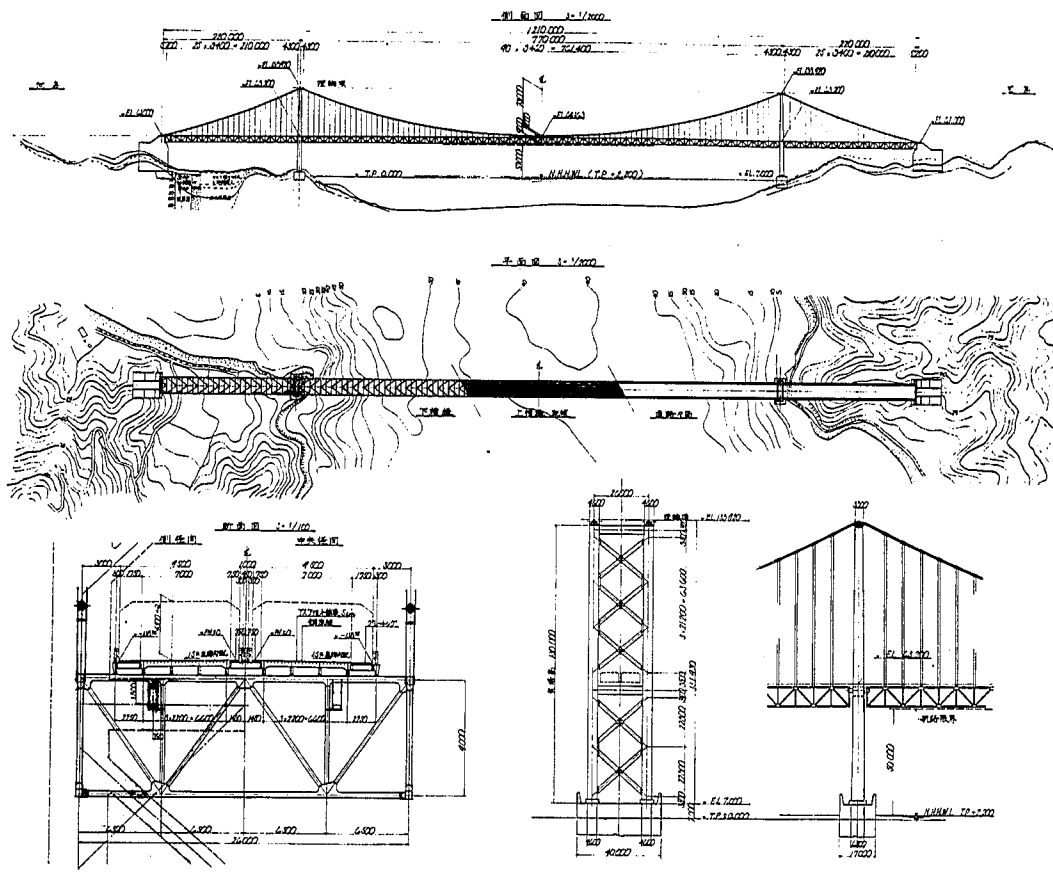


図-3.3 因島大橋一般図

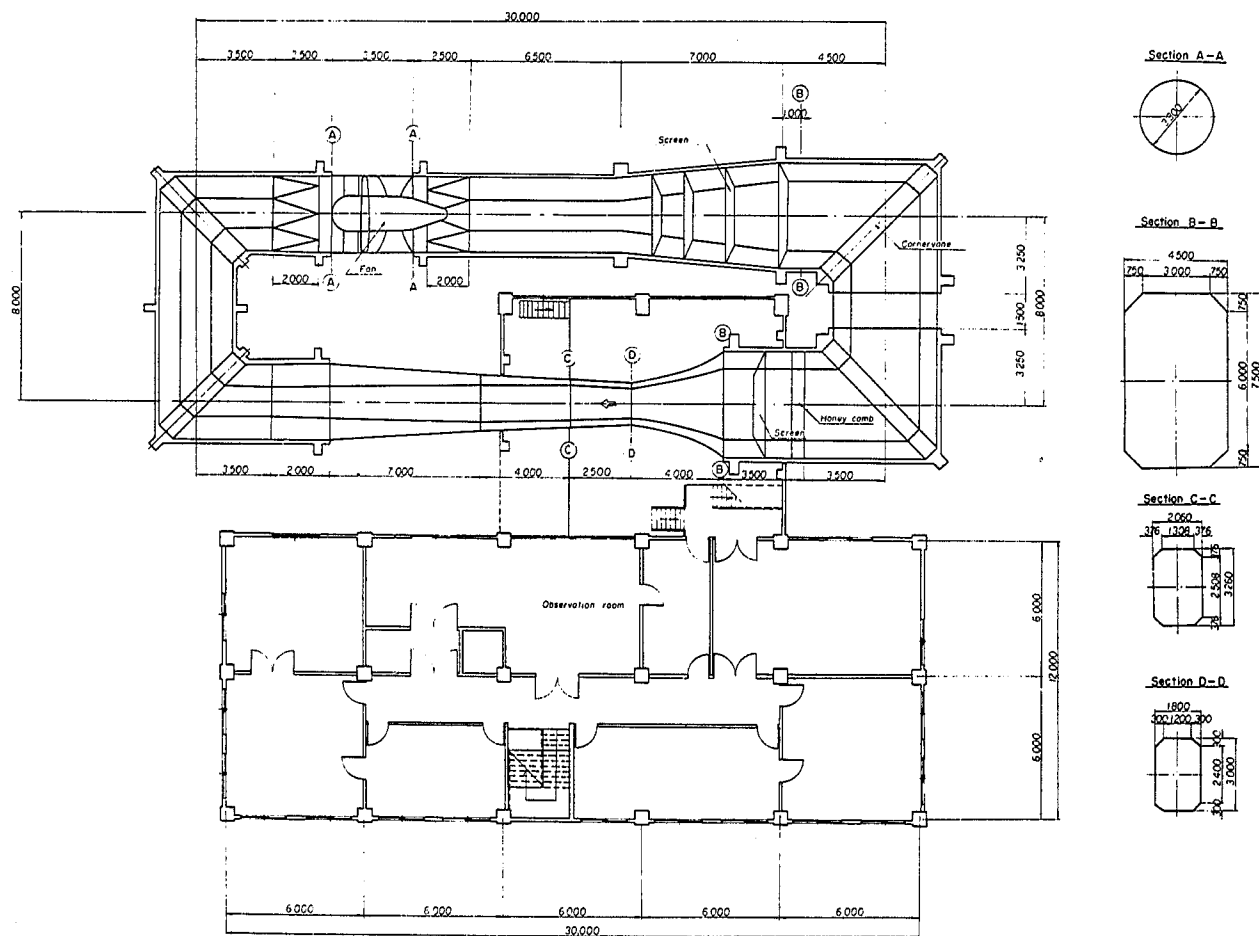


图-3.4 横回流型单回路风洞

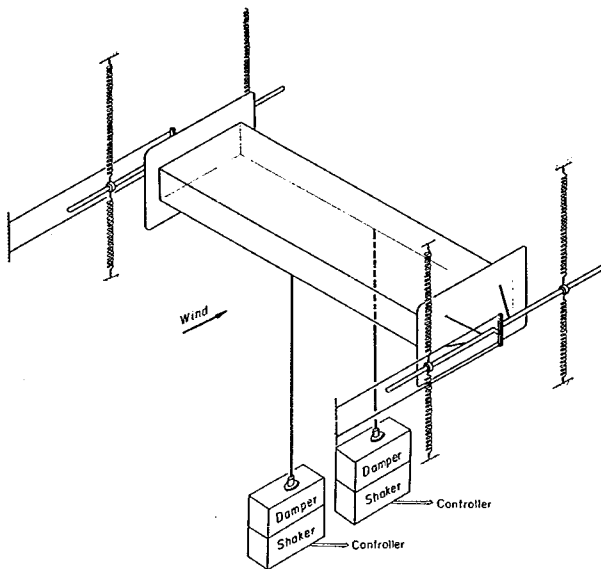


図-3.5 バネ支持実験装置

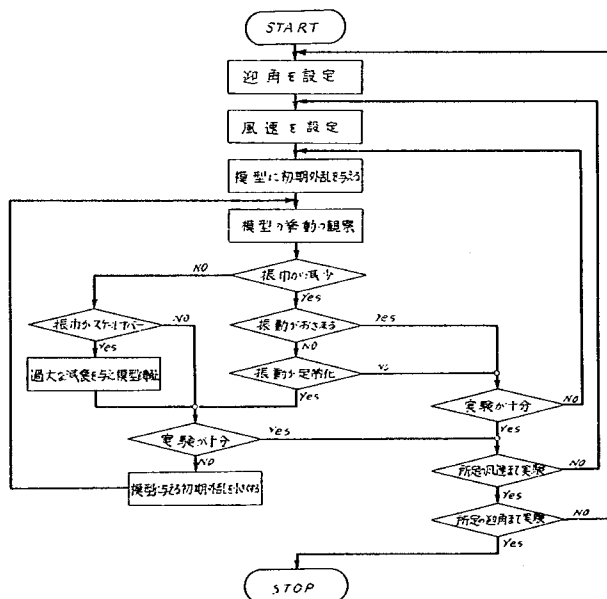


図-3.6 実験の手順

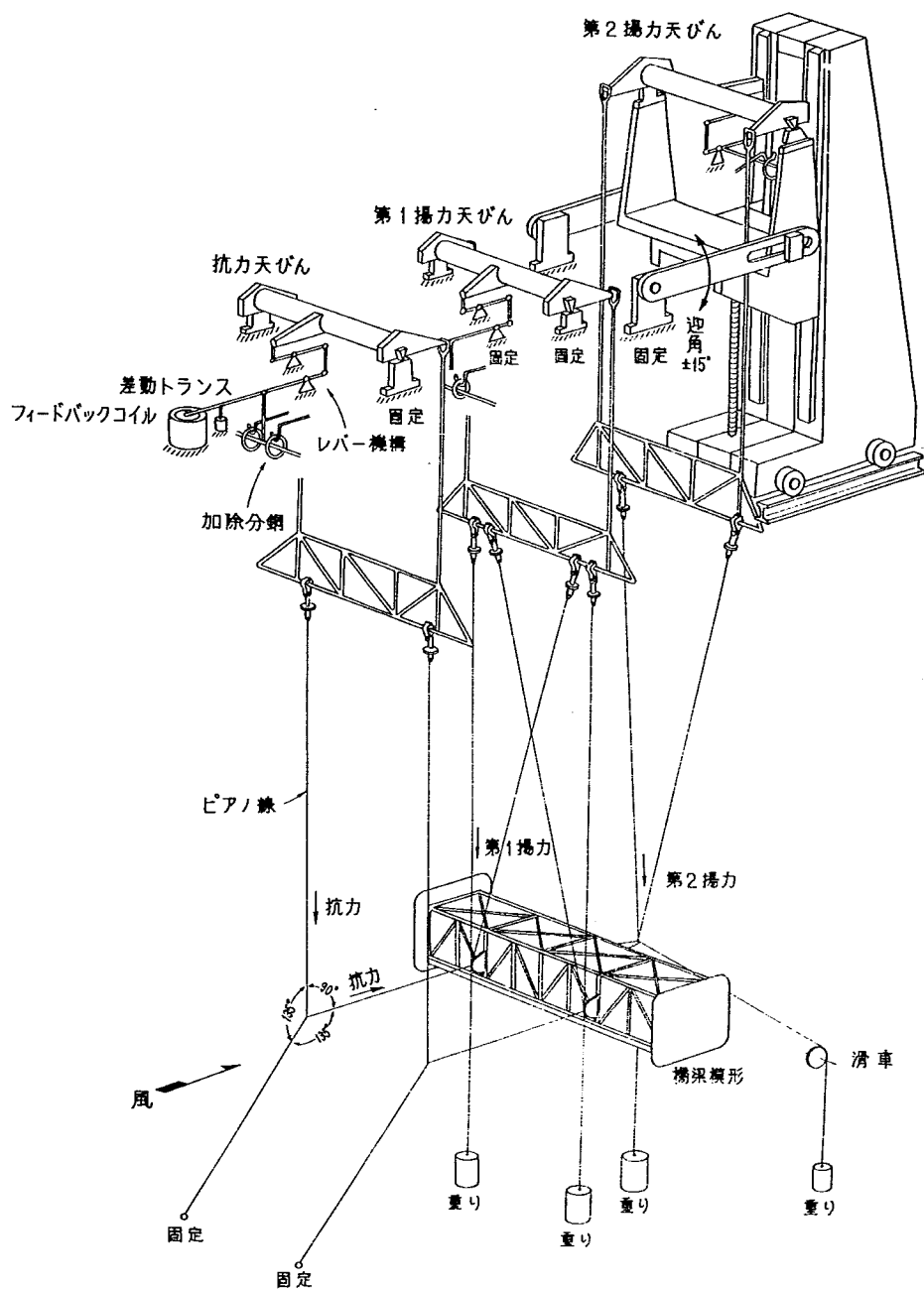


図- 3.7 三分力天秤スケルトン

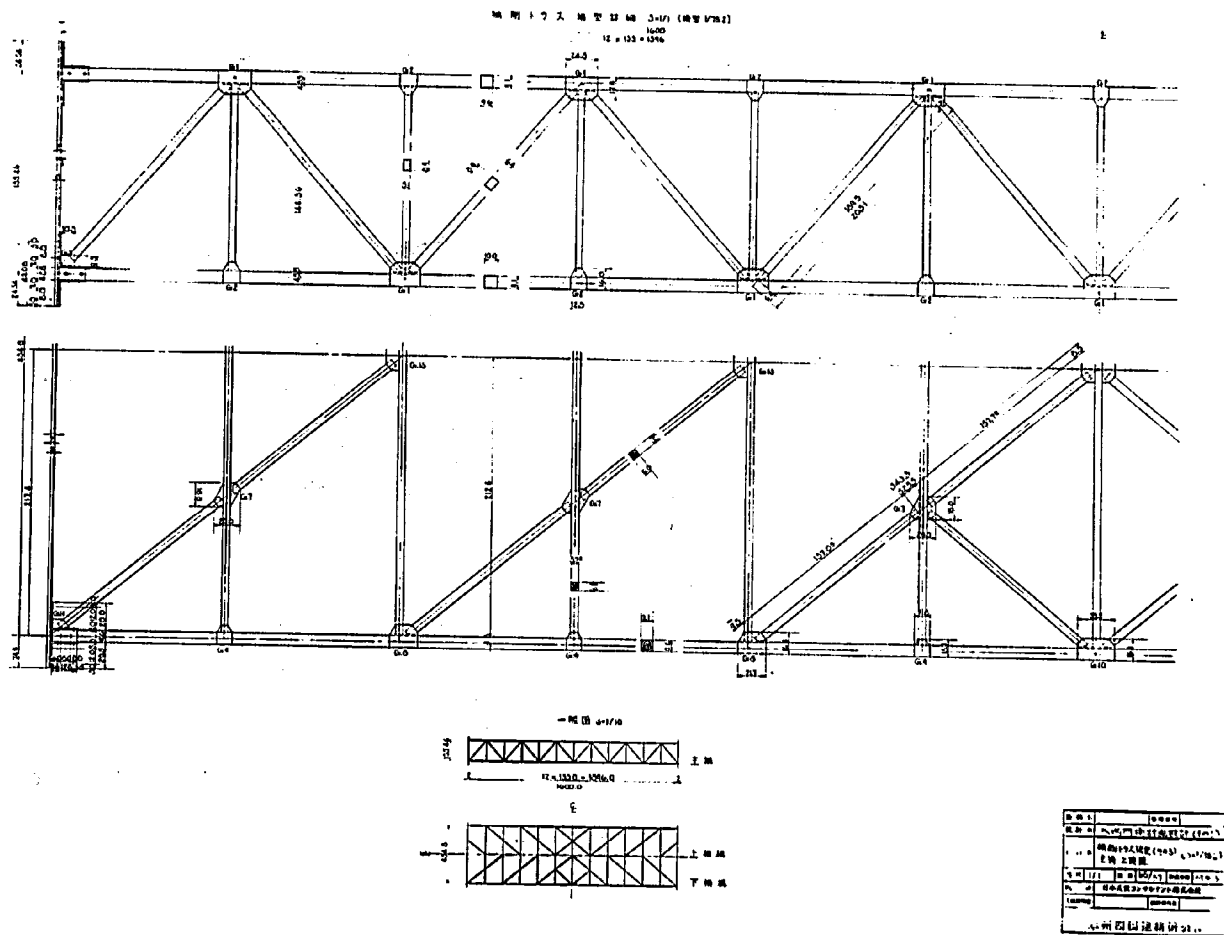


図-3.8(1) 大鳴門橋風洞模型

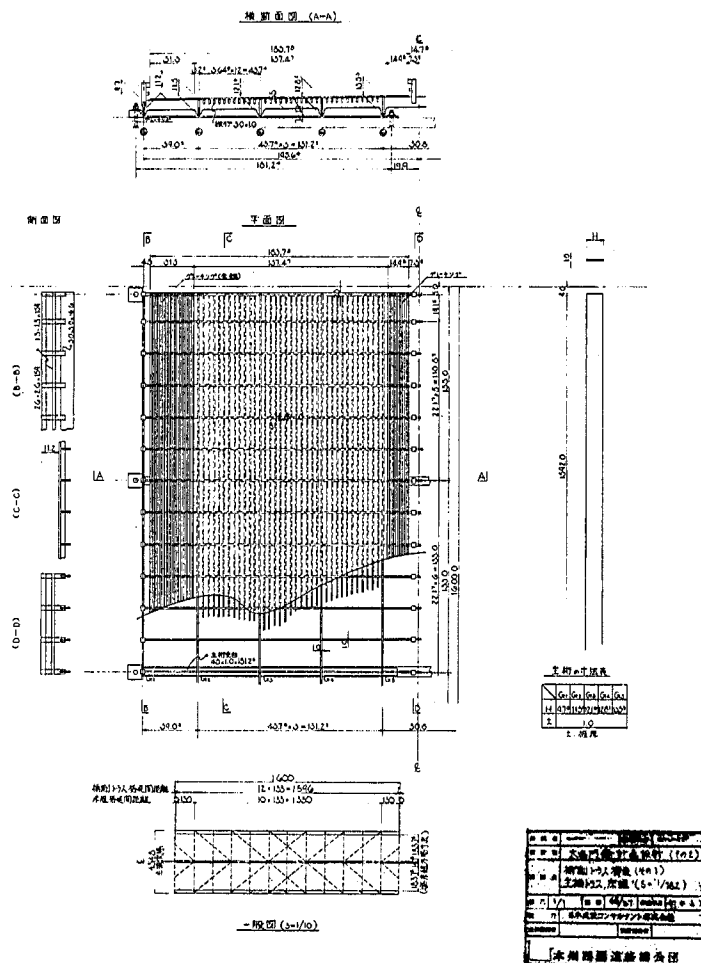
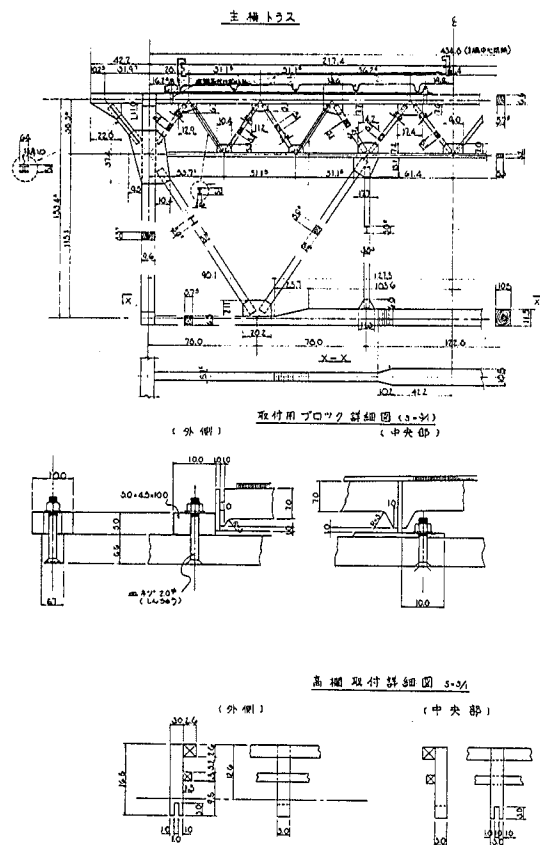
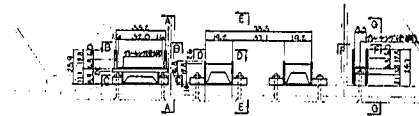
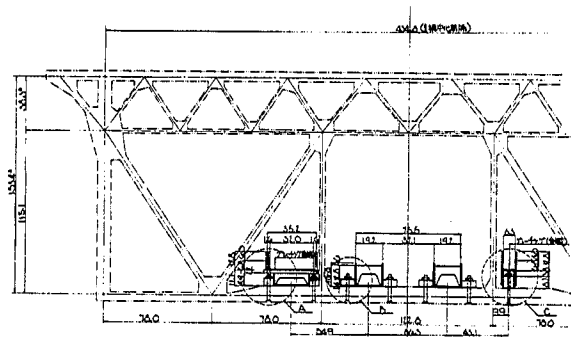
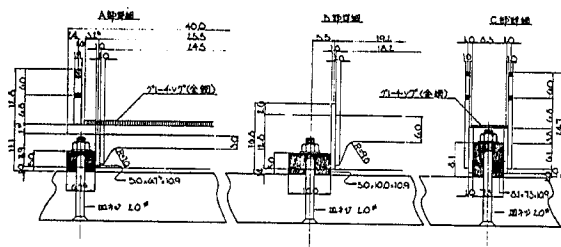


圖-3.8(2) 大鳴門橋風洞模型

下路底板 $S=1/1$ (變形 $S=1/70.2$)

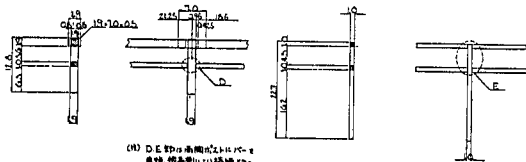


第 4 页 共 5 页

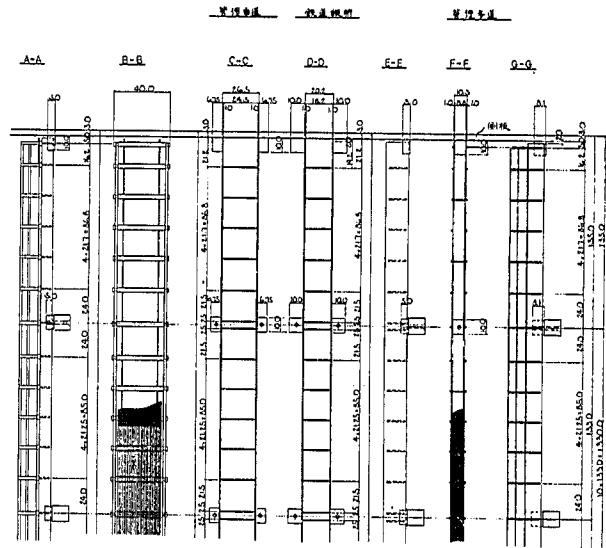


人部玉麗瑤組

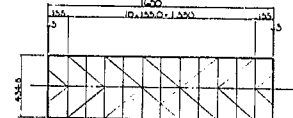
CHRISTIANE



(1) D.E. 印は函開がストにパーセ
直物、博覧會により持帰る。



一般圖 (52/110)



工程名称	大塘門橋樑加固設計(402)		
设计单位	湖南122機務(402)		
设计人	丁路光(32/182)		
审核人	1/1	日期	53/57 1998年 12月 3
设计			
设计单位	设计单位		
本州四国連絡橋公団			

図-3.8(3) 大鳴門橋風洞模型

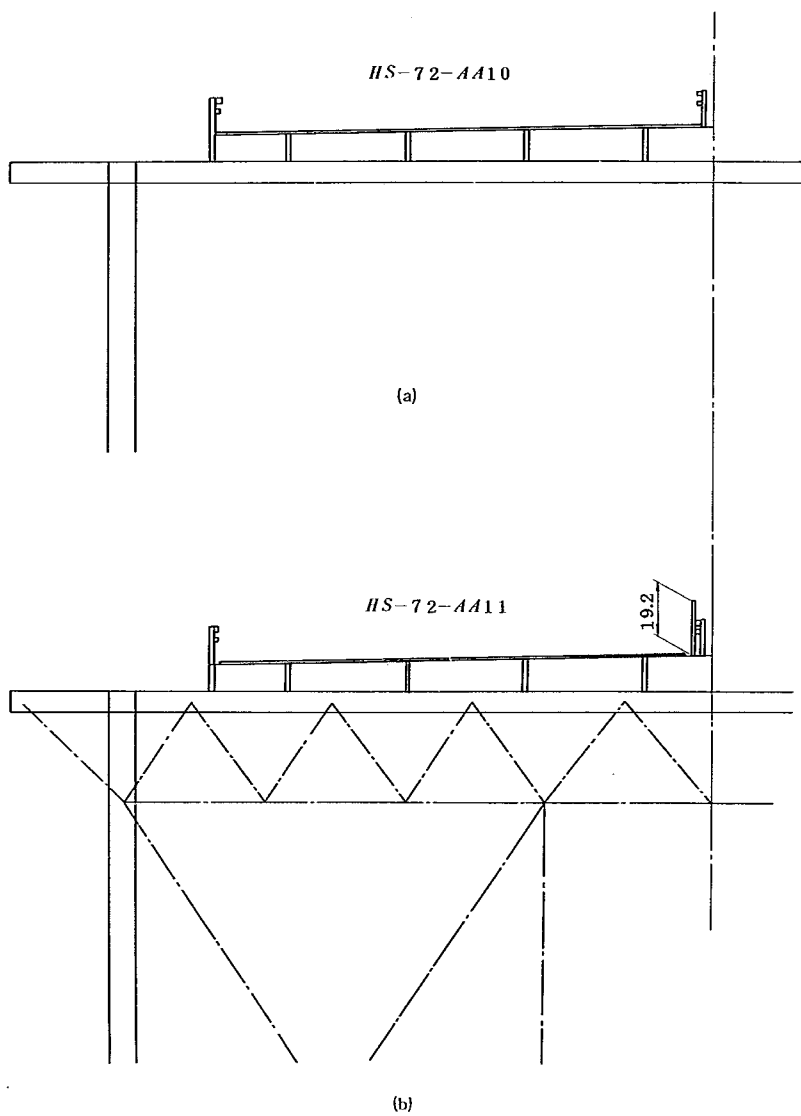


图-3.9 模型 (HS-72-AA)

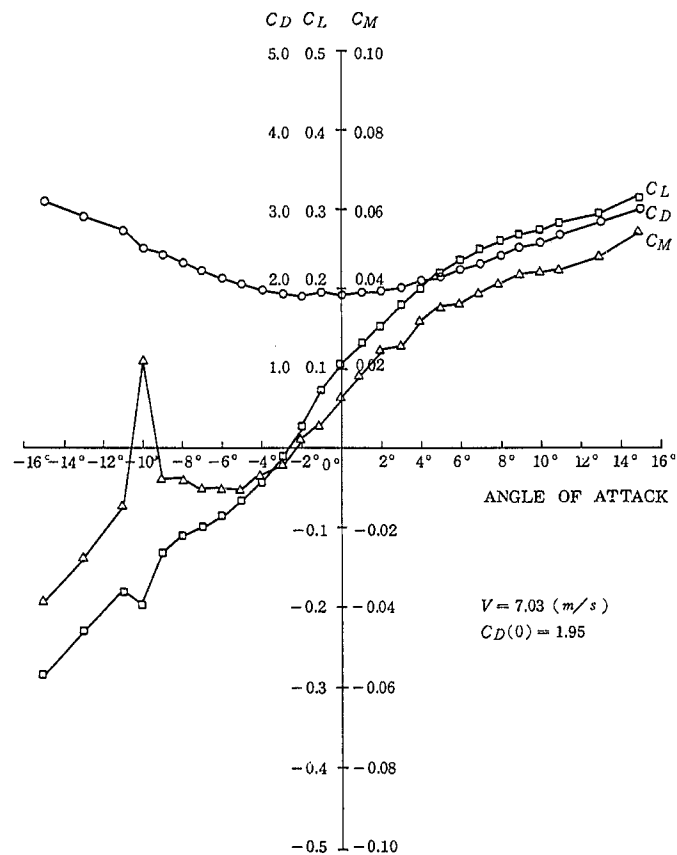


图-3.10(1) HS-72-AA10 三分力曲线

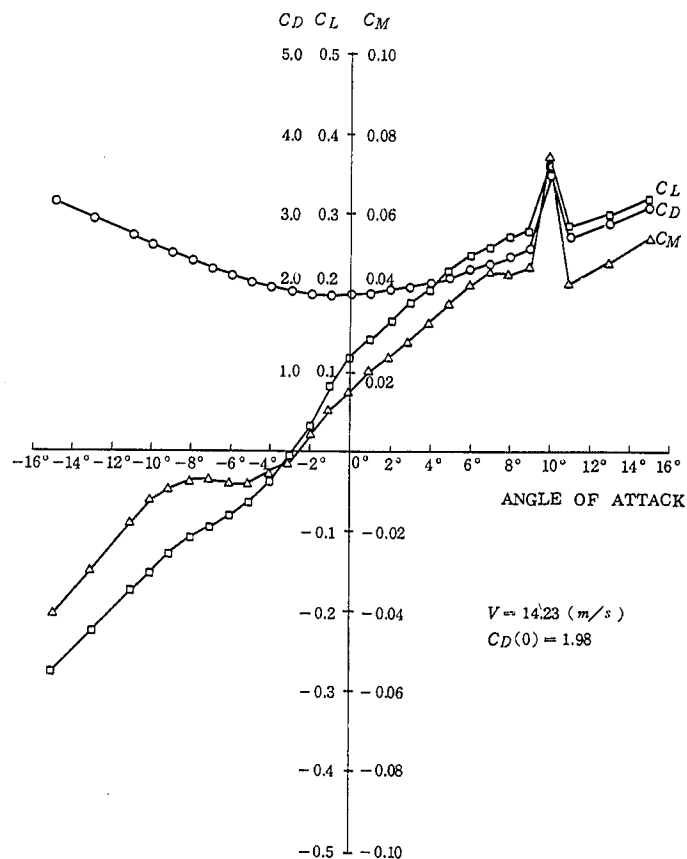


图-3.10(2) HS-72-AA10 三分力曲线

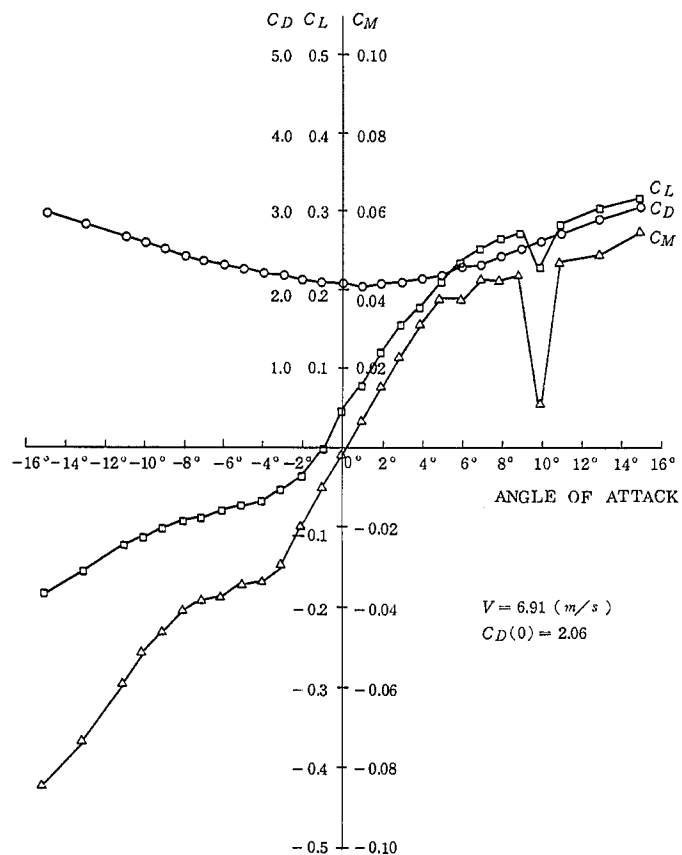


图-3.10(3) HS-72-AA11 三分力曲线

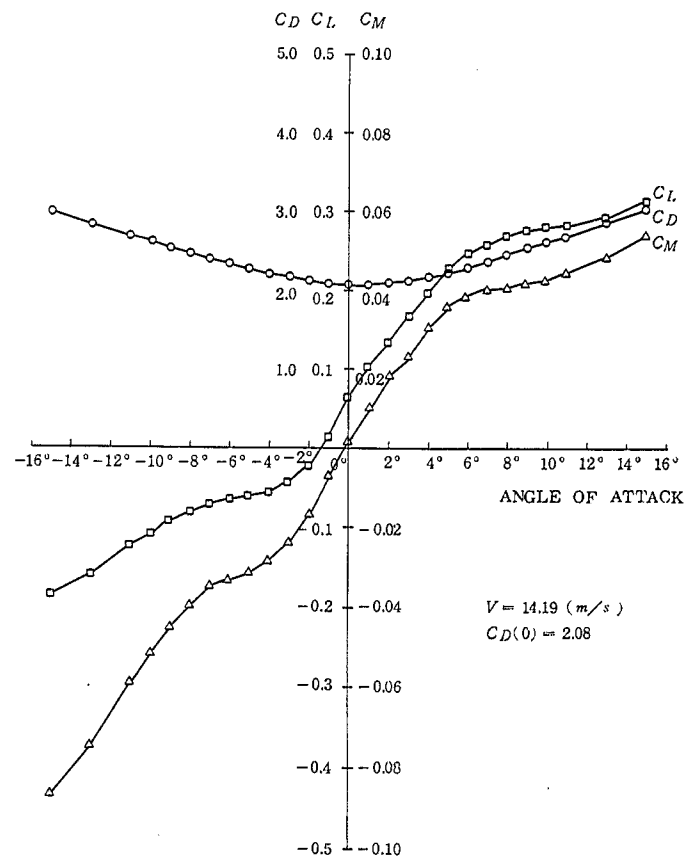


图-3.10(4) HS-72-AA11 三分力曲线

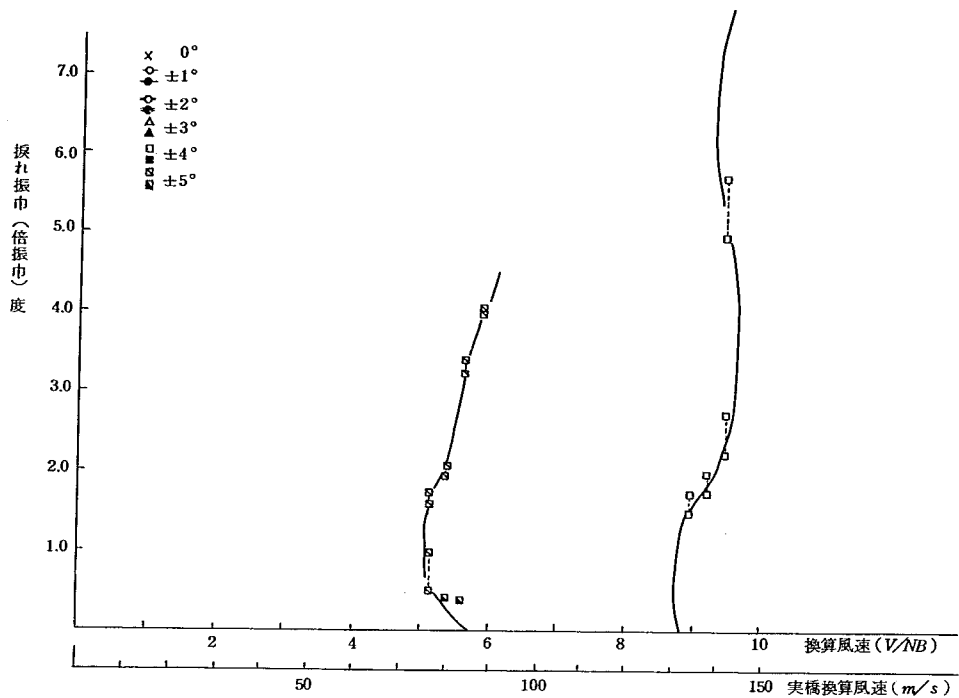


図-3.11 HS-72-AA10 V-A 曲線

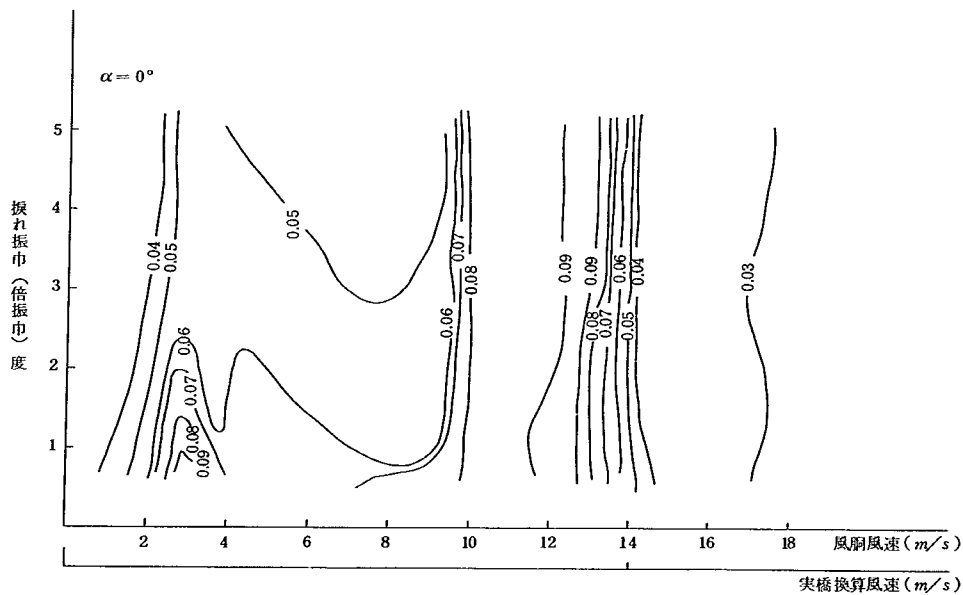


図-3.12 HS-72-AA10 V-A- δ 曲線

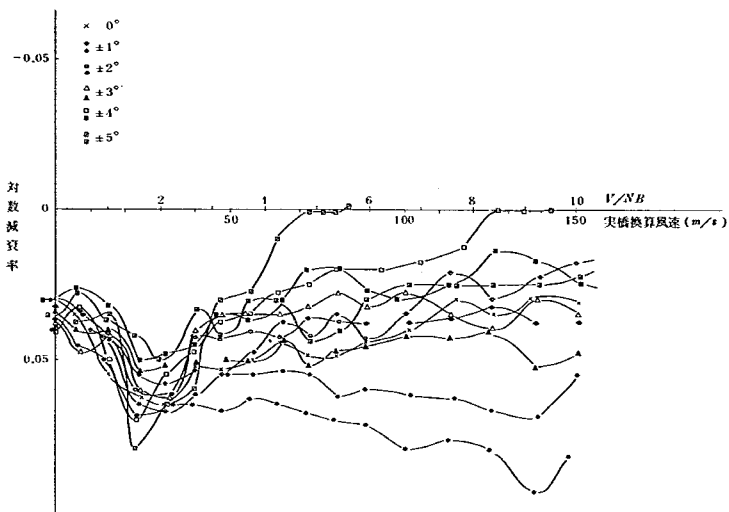


図-3.13 HS-72-AA10 $V-\delta$ 曲線 (倍振巾 2° にあける)

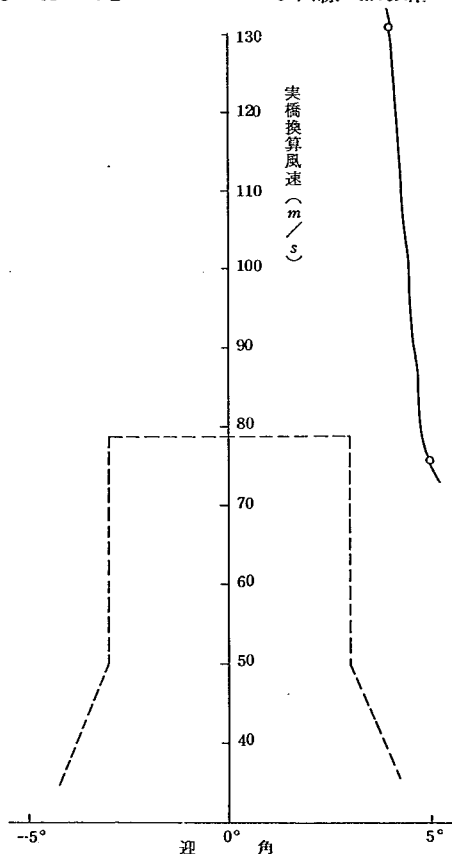


図-3.14 HS-72-AA10 $V_c-\alpha$ 曲線

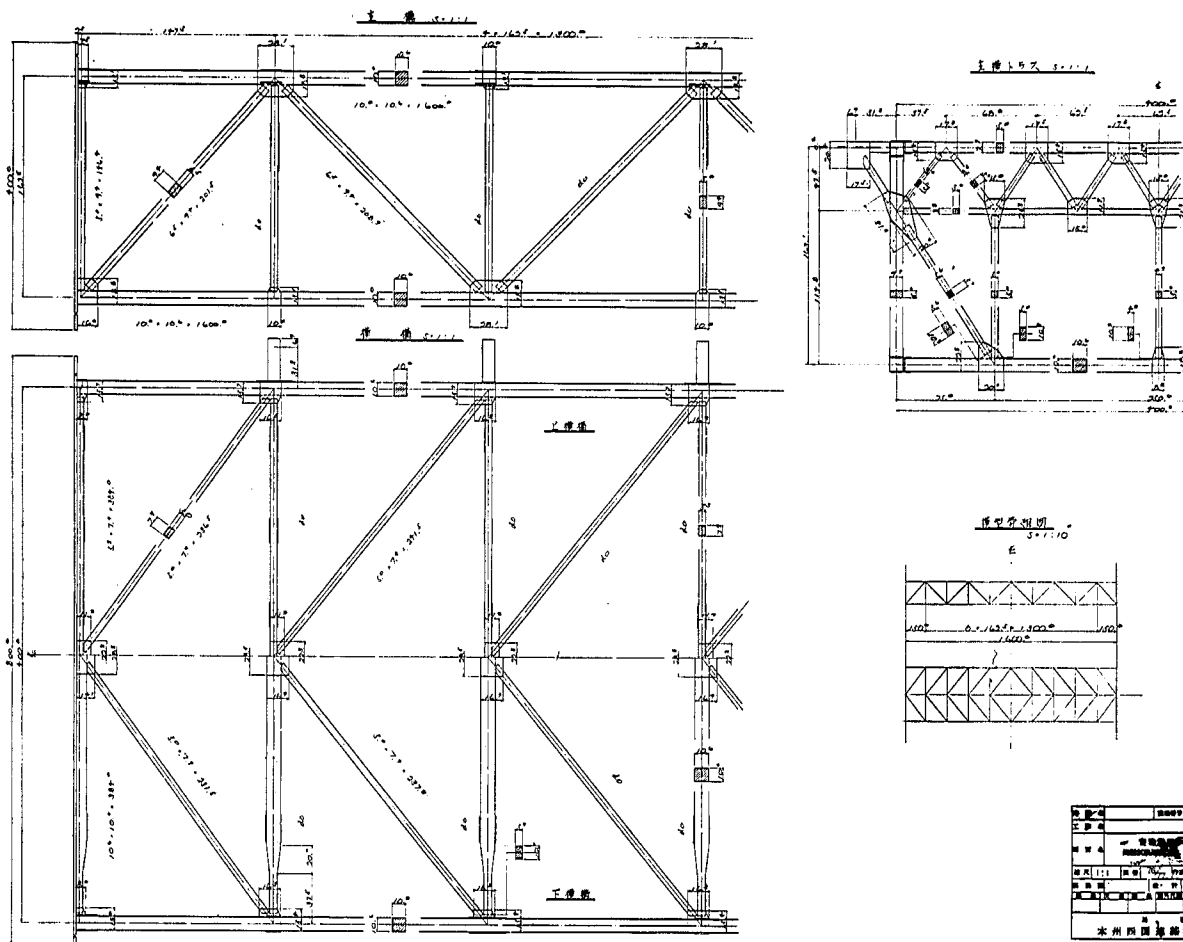


図-3.15(1) 南備讃瀬戸大橋風洞模型

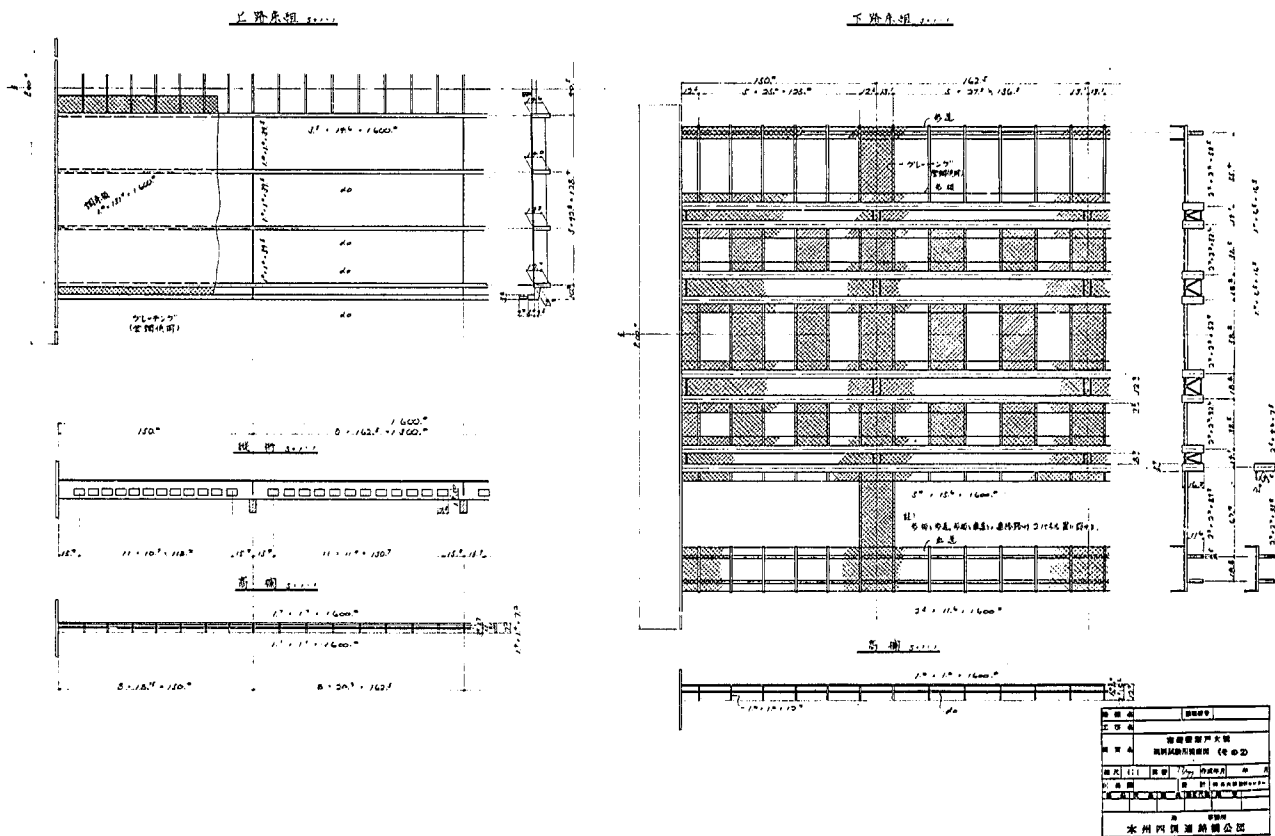


図-3.15(2) 南備讃瀬戸大橋風洞模型

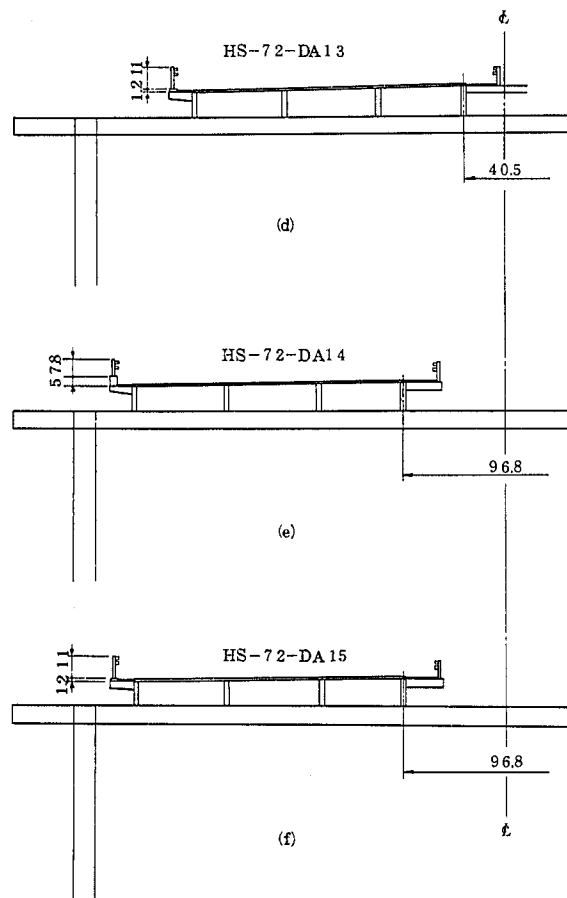


图-3.16(1) 模型 HS-72-DA

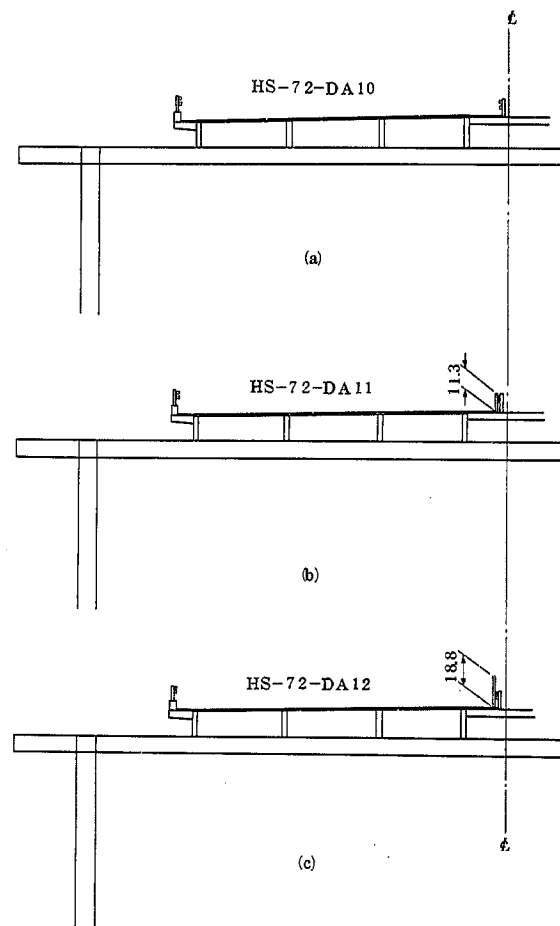


图-3.16(2) 模型 HS-72-DA

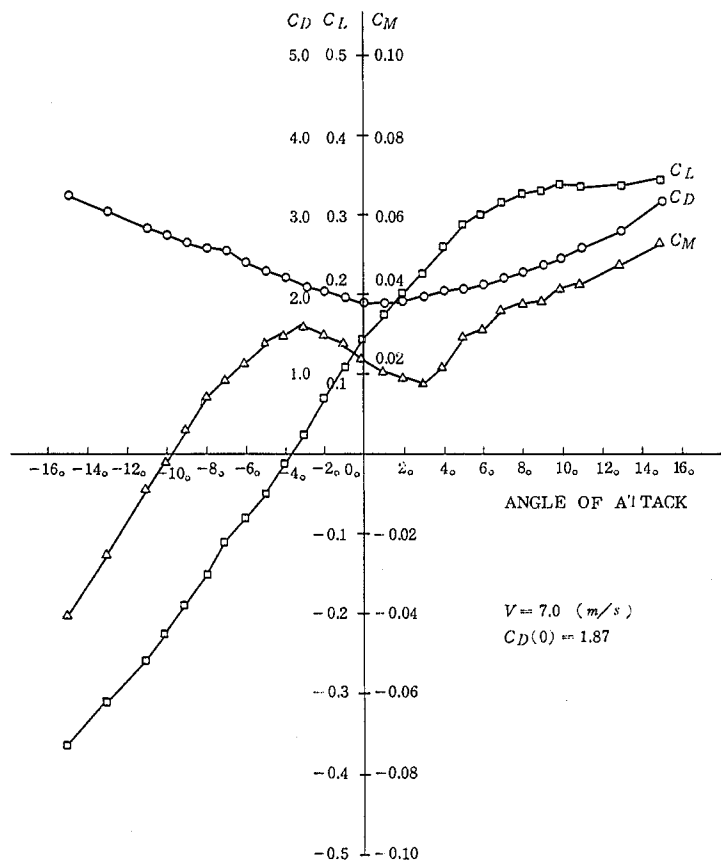


图-3.17(1) HS-72-DA10 三分力曲线

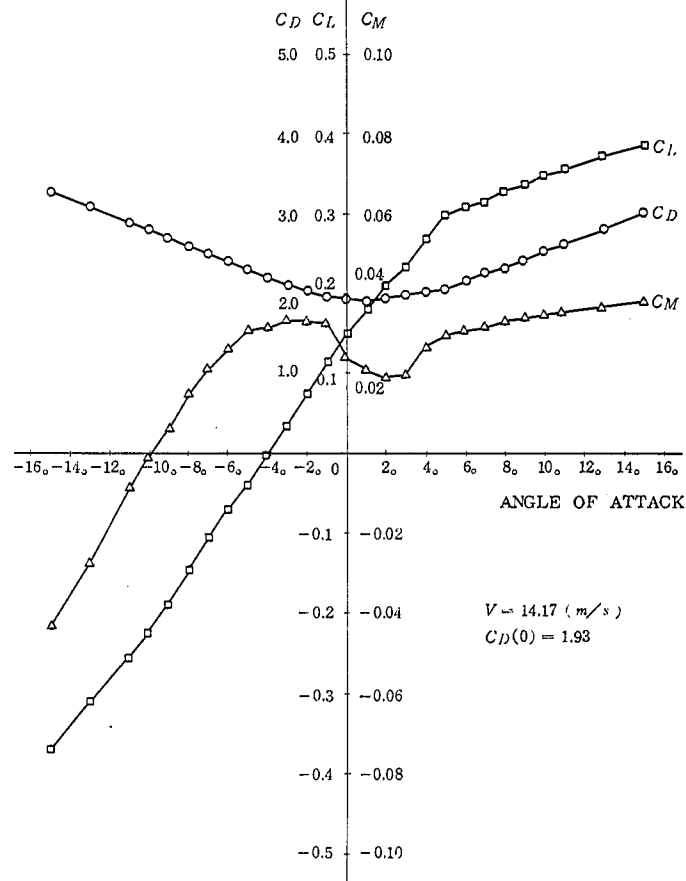


图-3.17(2) HS-72-DA10 三分力曲线

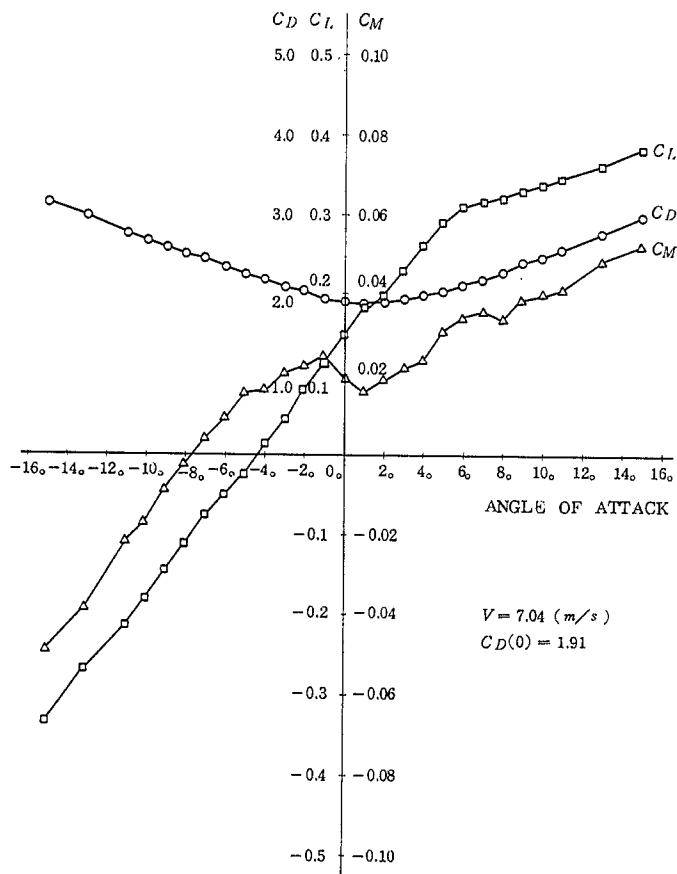


图-3.17(3) HS-72-DA11 三分力曲线

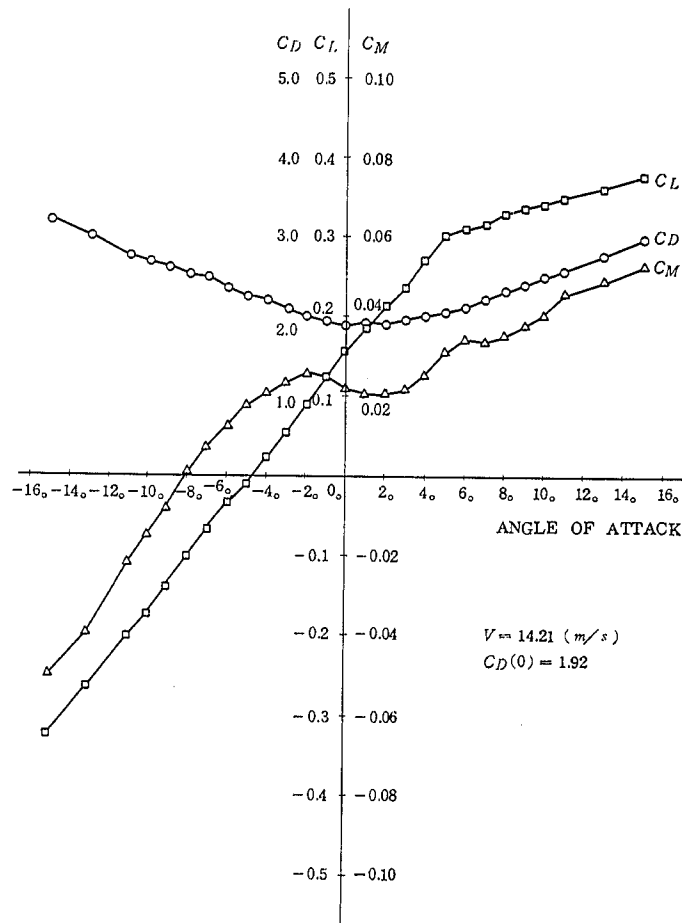


图-3.17(4) HS-72-DA11 三分力曲线

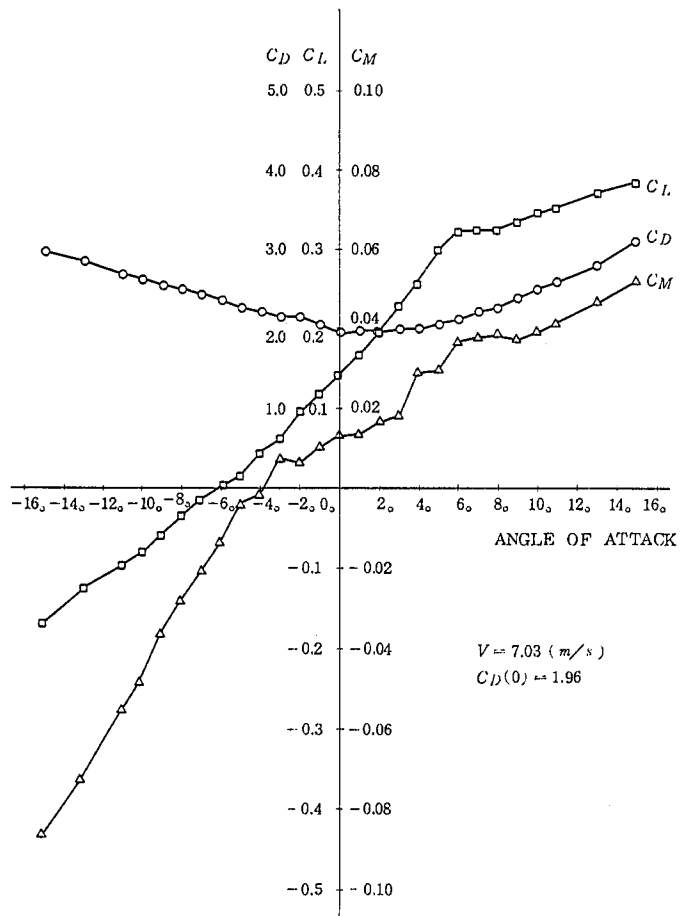


图-3.17(5) HS-72-DA12 三分力曲线

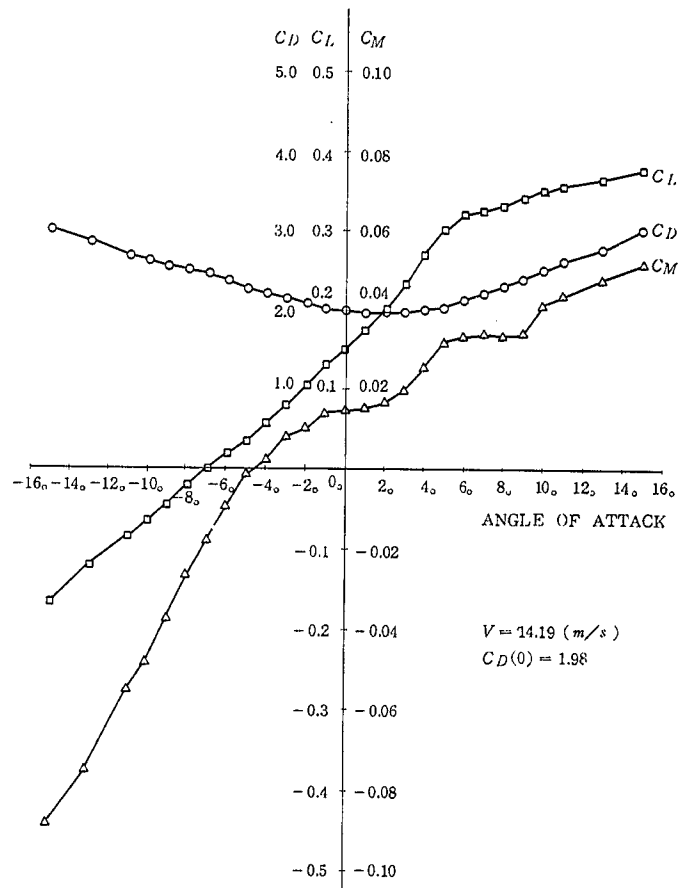


图-3.17(6) HS-72-DA12 三分力曲线

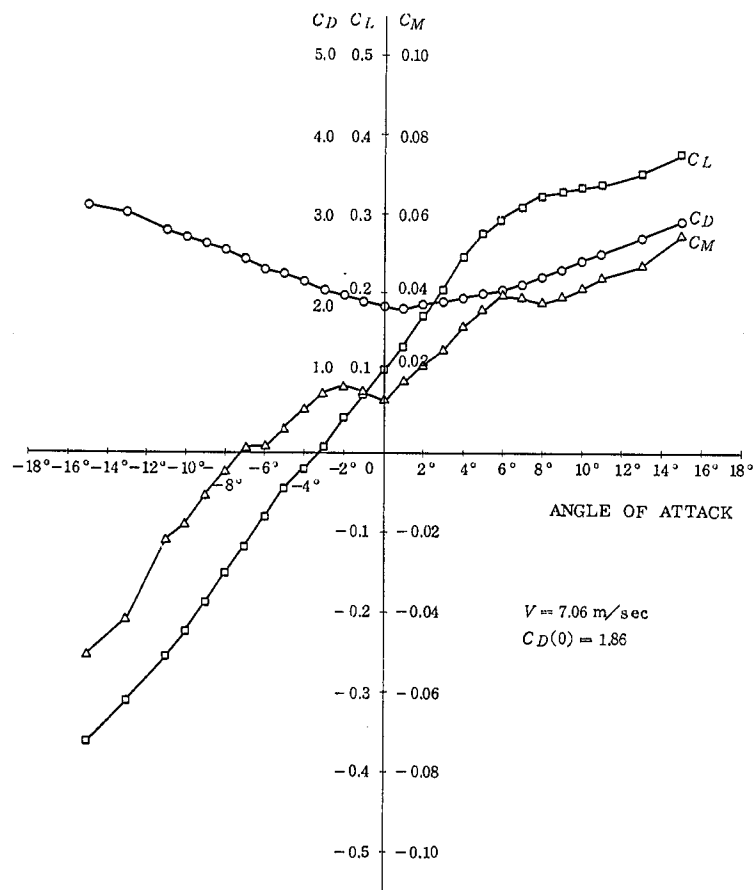


图-3.17(7) HS-72-DA13 三分力曲线

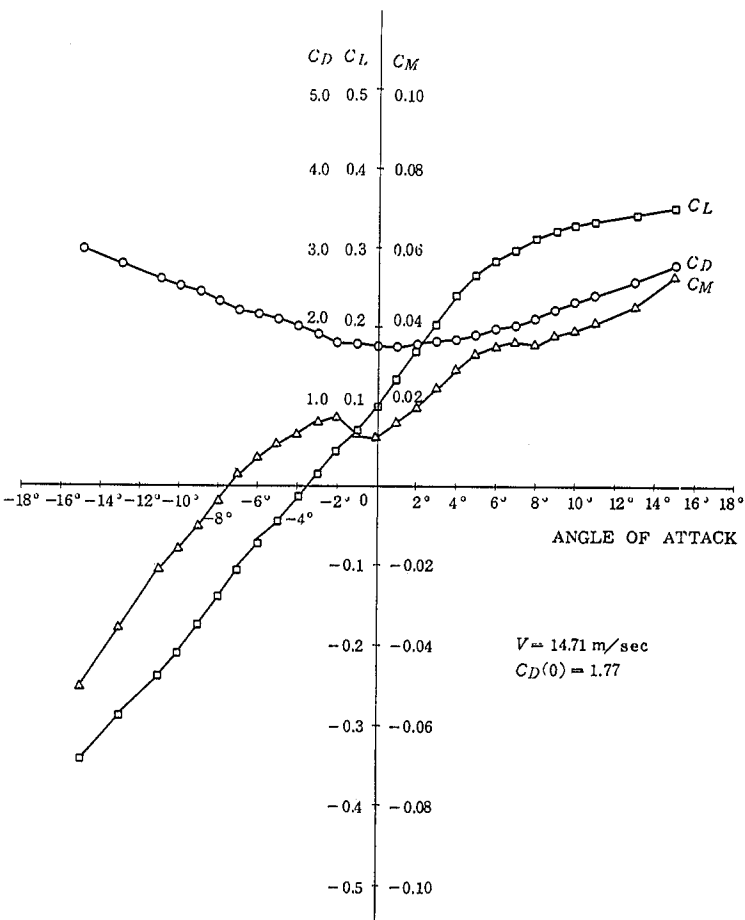


图-3.17(8) HS-72-DA13 三分力曲线

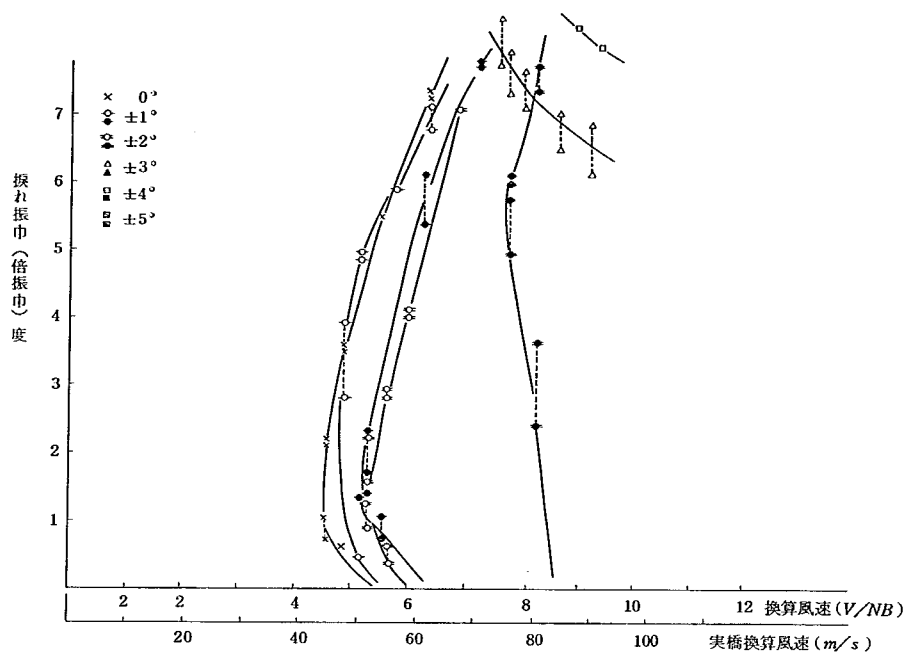


図- 3.18(1) HS-72-DA10 V-A 曲線

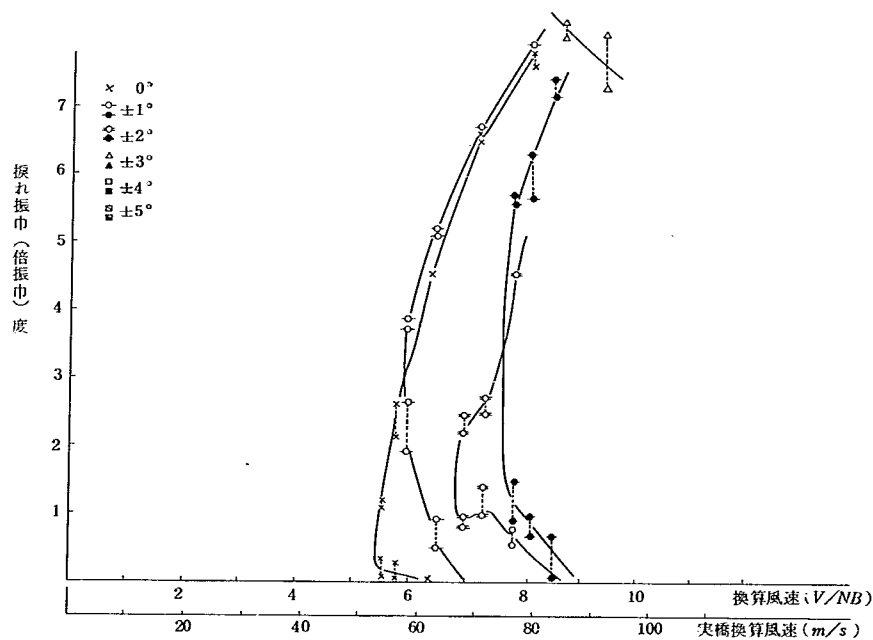


図- 3.18(2) HS-72-DA11 V-A 曲線

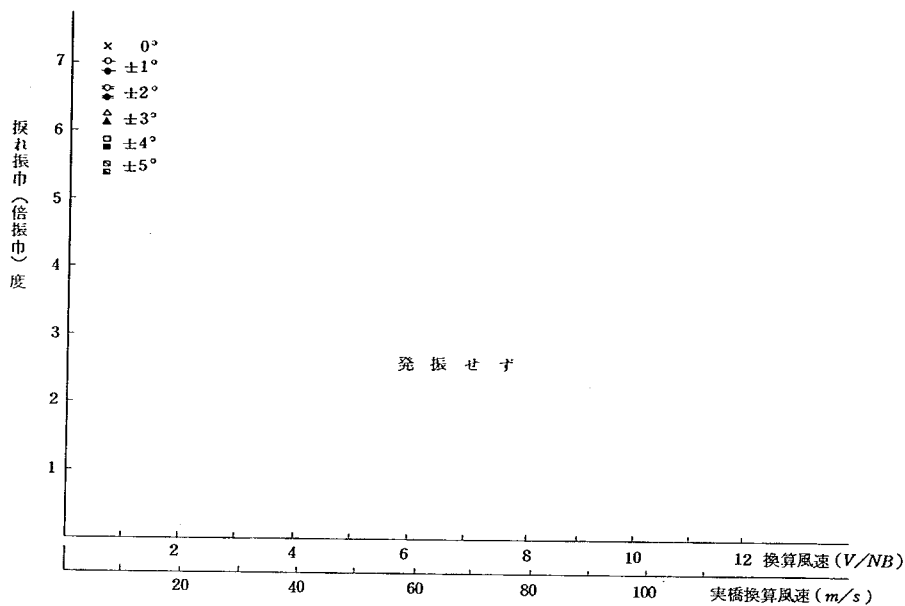


図- 3.18(3) HS-72-DA12 V-A 曲線

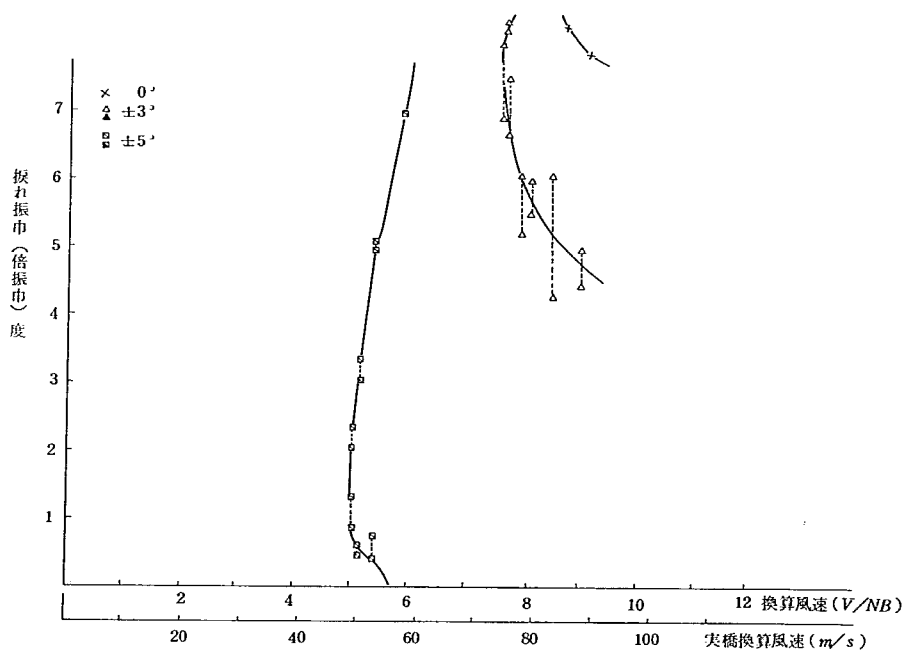


図- 3.18(4) HS-72-DA13 V-A 曲線

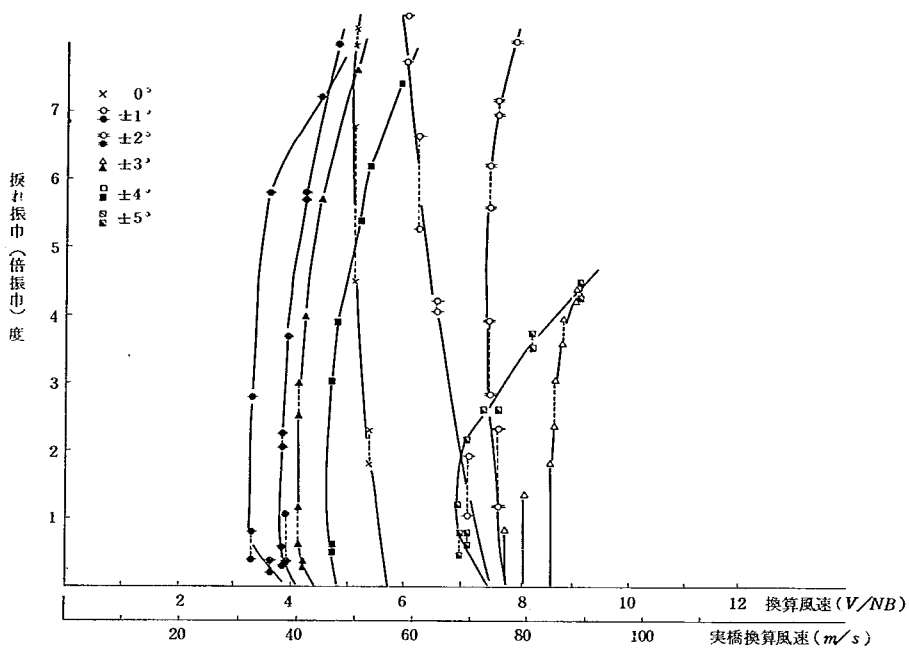


図- 3.18(5) HS-72-DA14 V-A 曲線

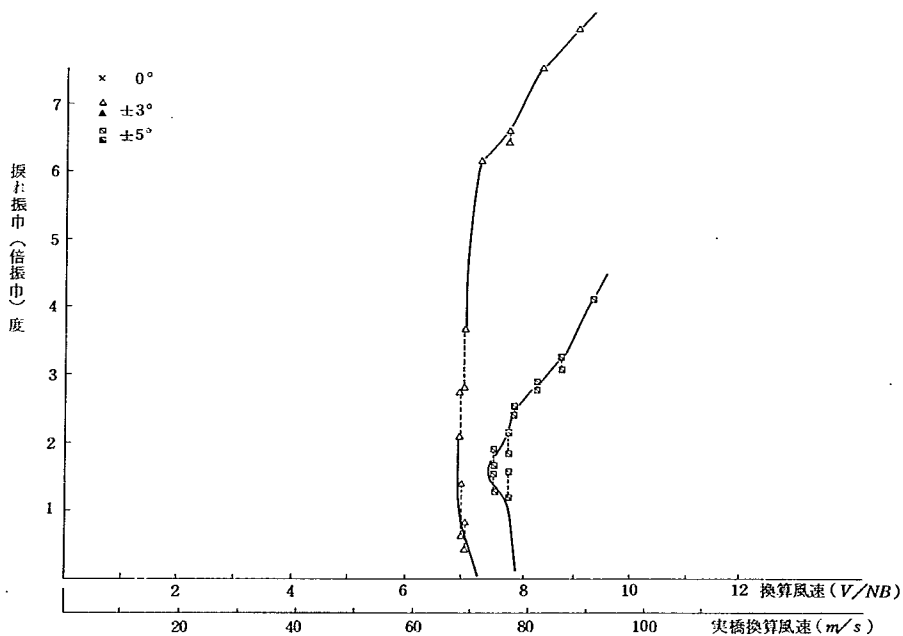


図- 3.18(6) HS-72-DA15 V-A 曲線

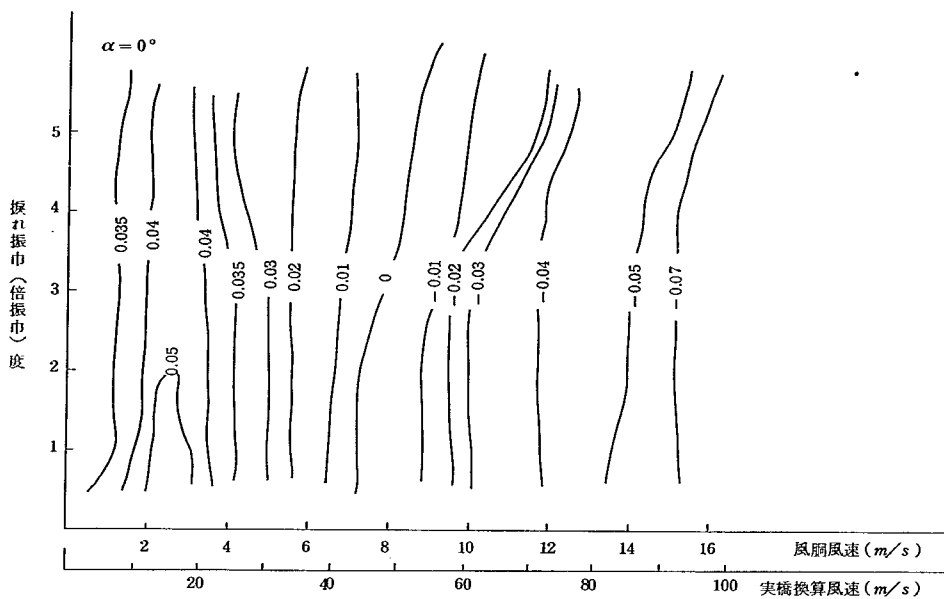


図- 3.19(1) HS-72-DA10 V-A- δ 曲線

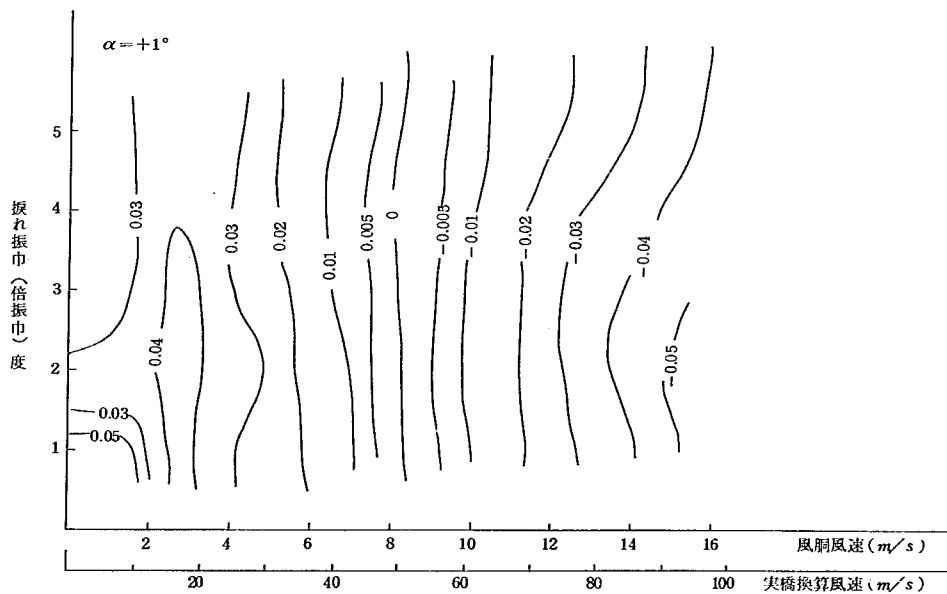


図- 3.19(2) HS-72-DA11 V-A- δ 曲線

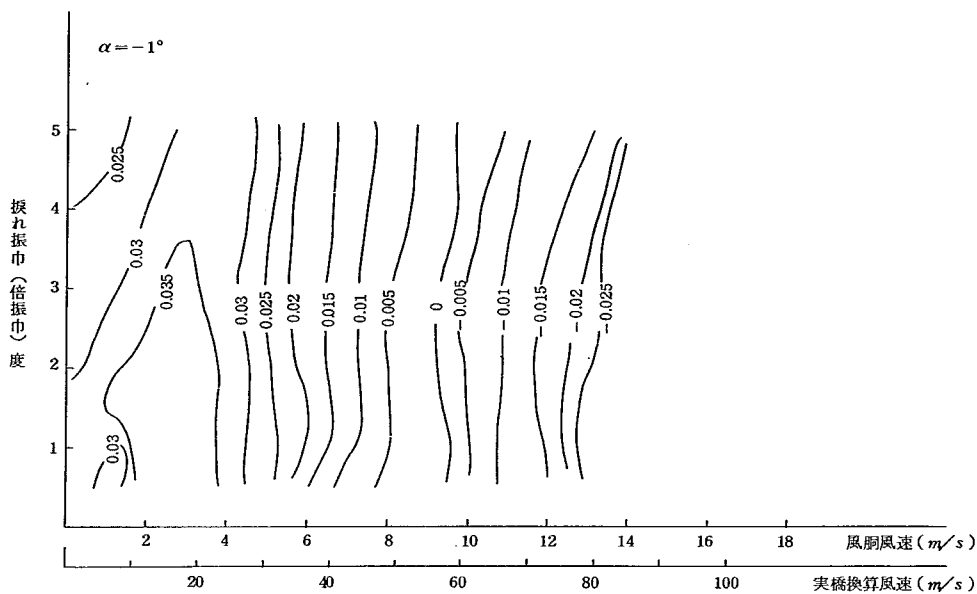


図- 3.19(3) HS-72-DA10 V-A- δ 曲線

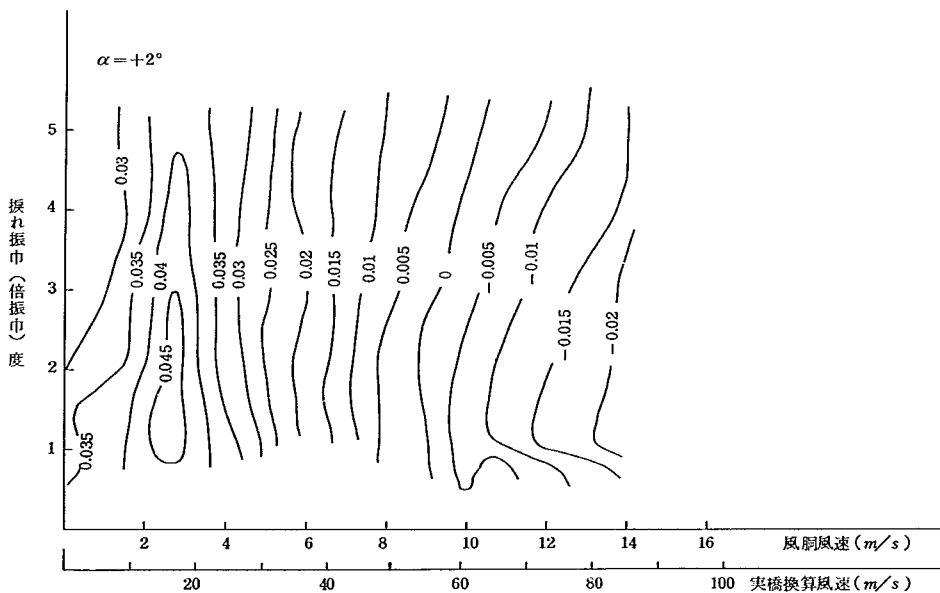


図- 3.19(4) HS-72-DA10 V-A- δ 曲線

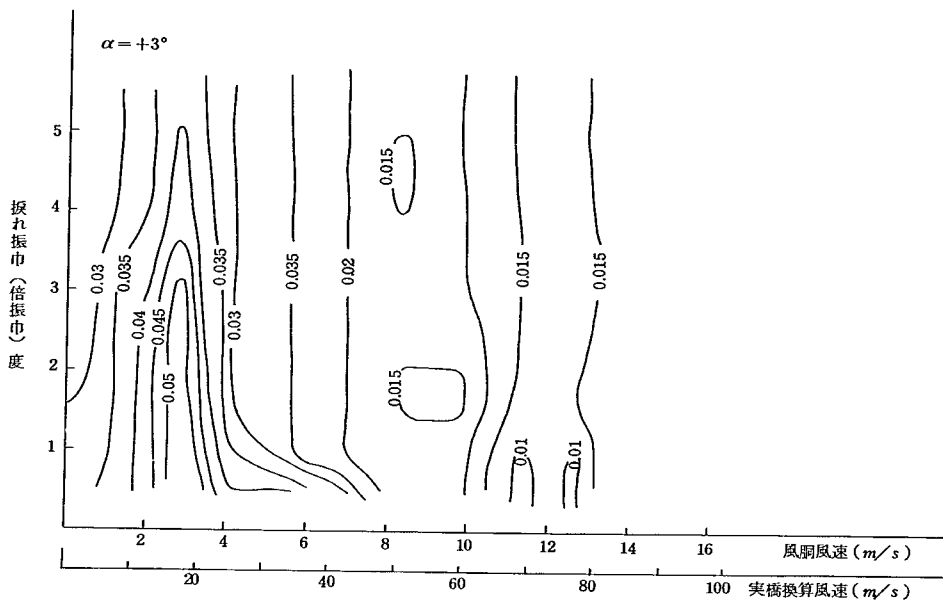


図- 3.19(5) HS-72-DA10 V-A- δ 曲線

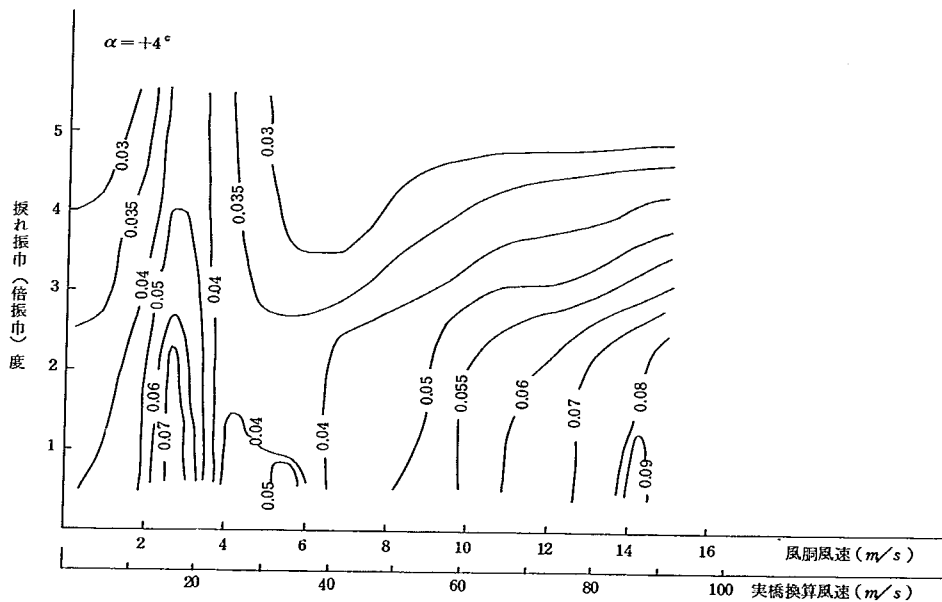


図- 3.19(6) HS-72-DA10 V-A- δ 曲線

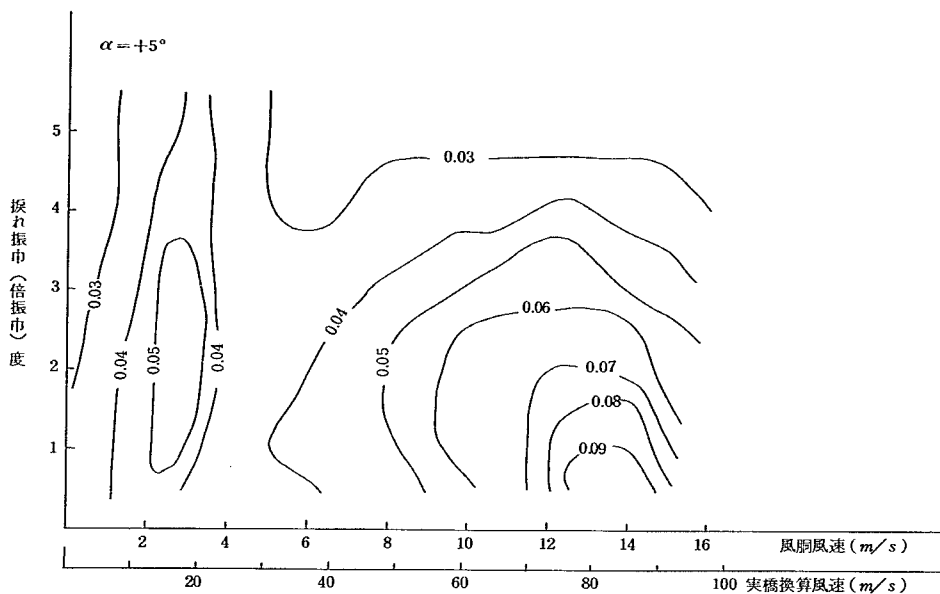


図- 3.19(7) HS-72-DA10 V-A- δ 曲線

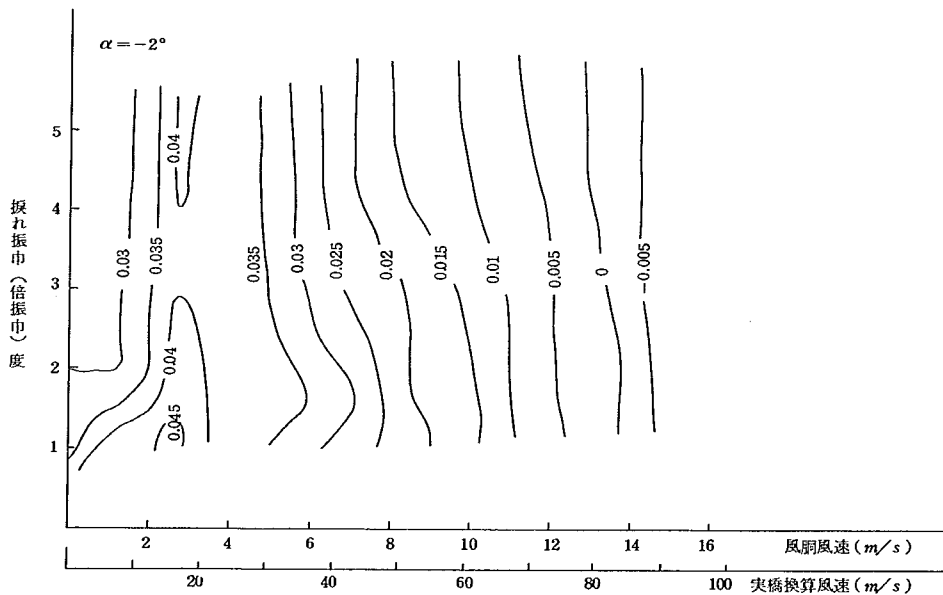


図- 3.19(8) HS-72-DA10 V-A- δ 曲線

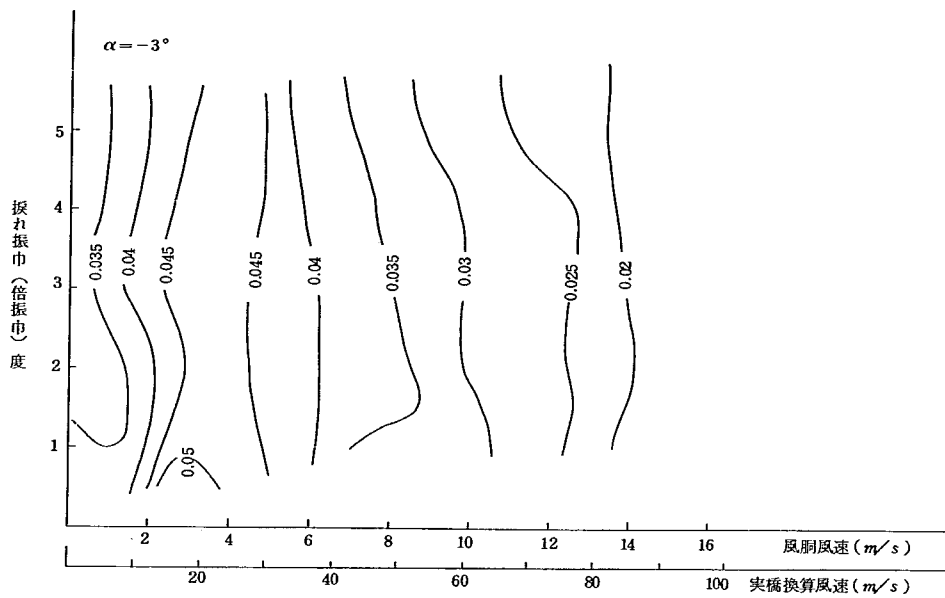


図- 3.19 (9) HS-72-DA10 V-A- δ 曲線

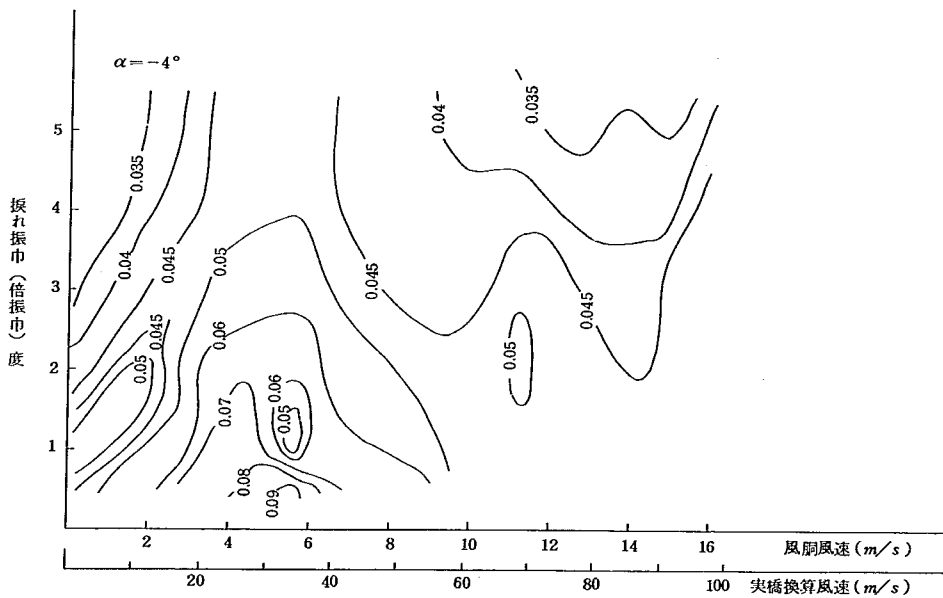


図- 3.19 (10) HS-72-DA10 V-A- δ 曲線

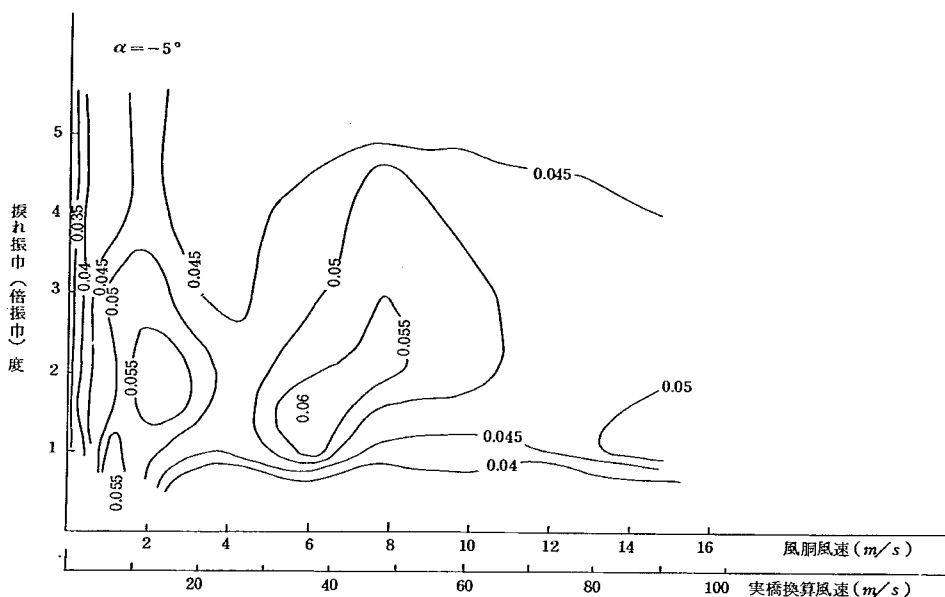


図- 3.19 (11) HS-72-DA10 V-A- δ 曲線

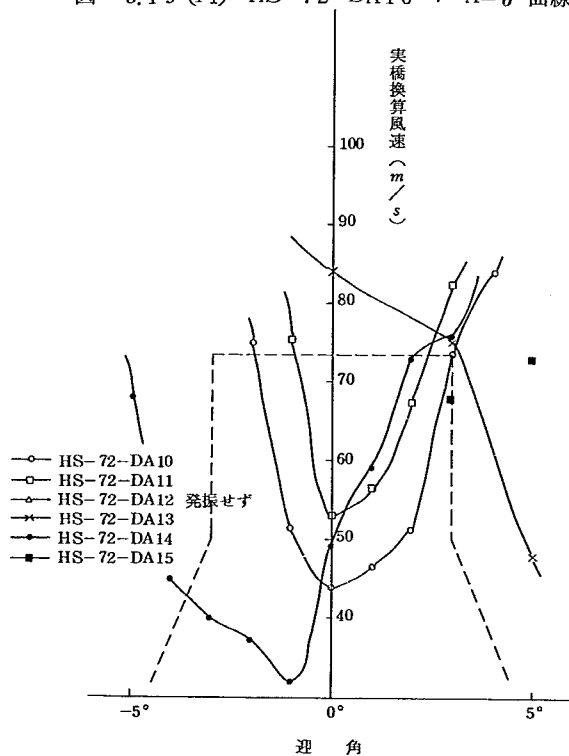


図- 3.20 HS-72-DA1 Vc - α 曲線

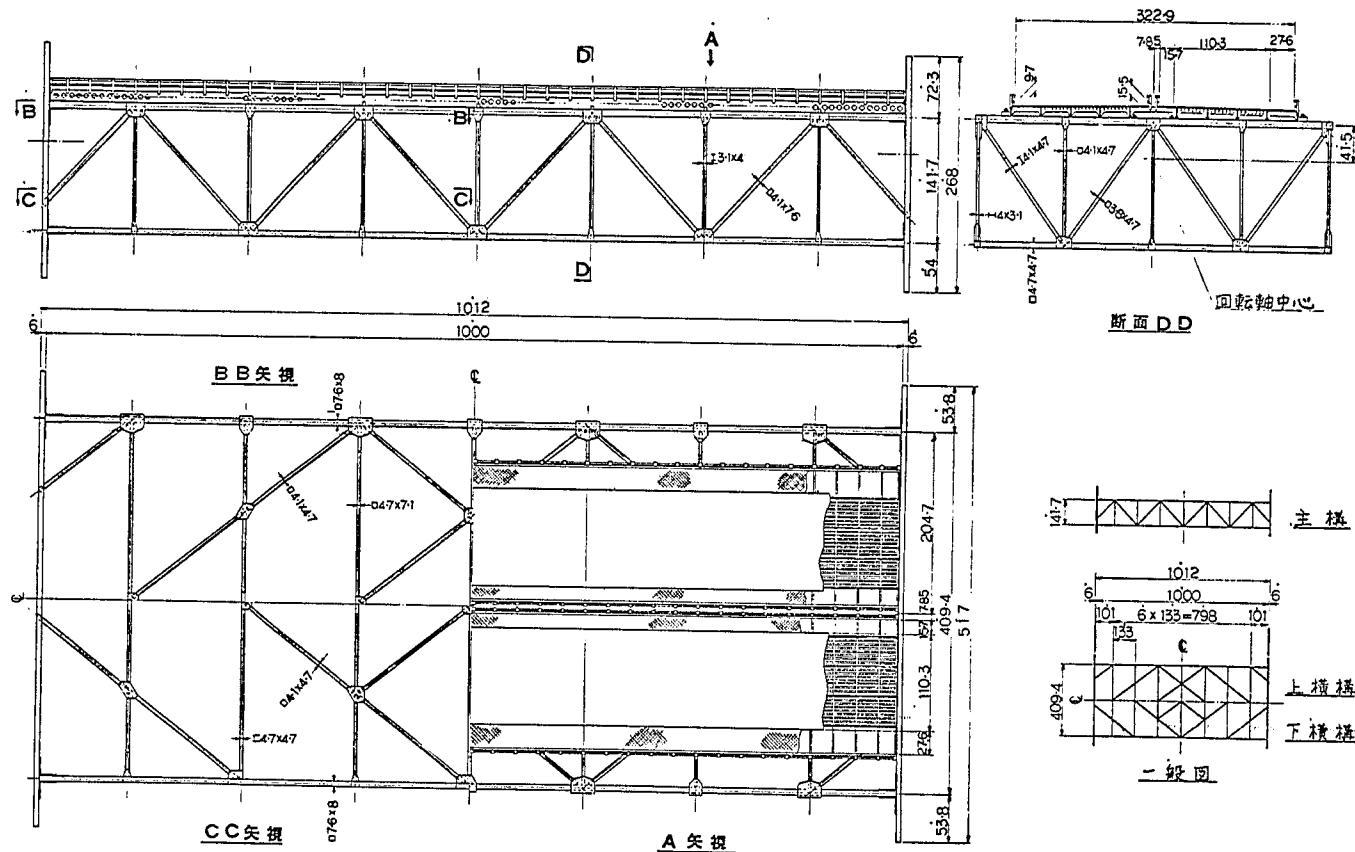


图-3.21 因島大橋風洞模型

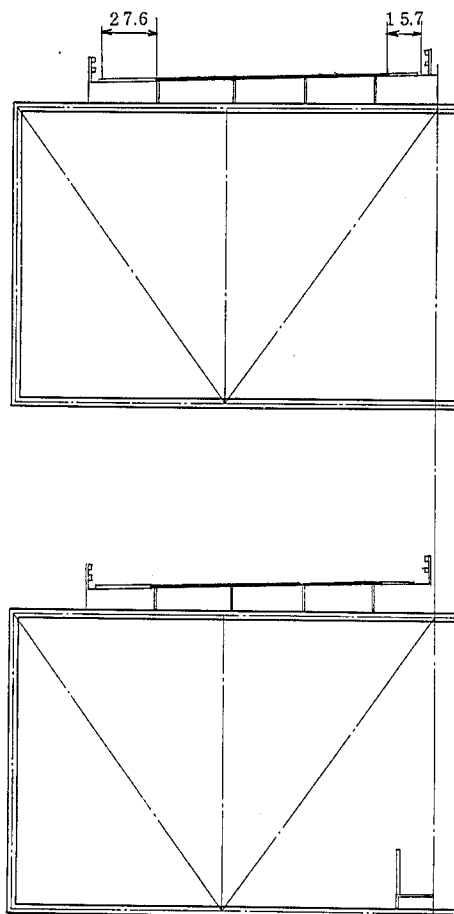


图-3.22(1) 模型 HS-72-EA1

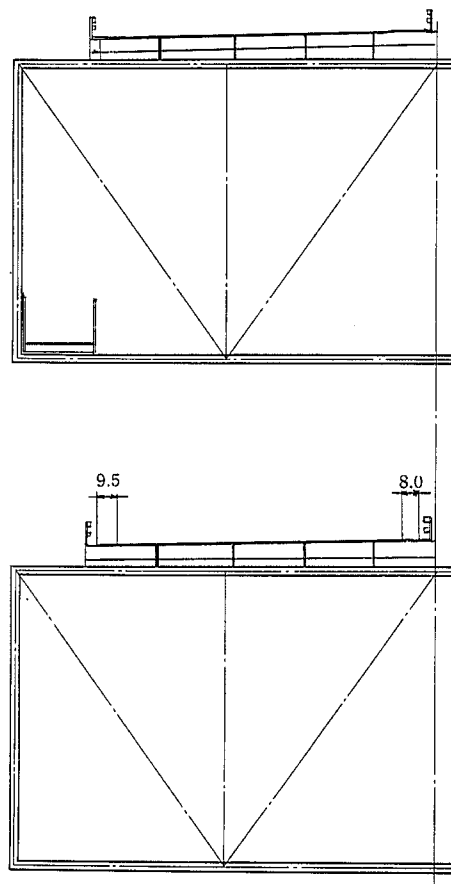


图-3.22(2) 模型 HS-72-EA1

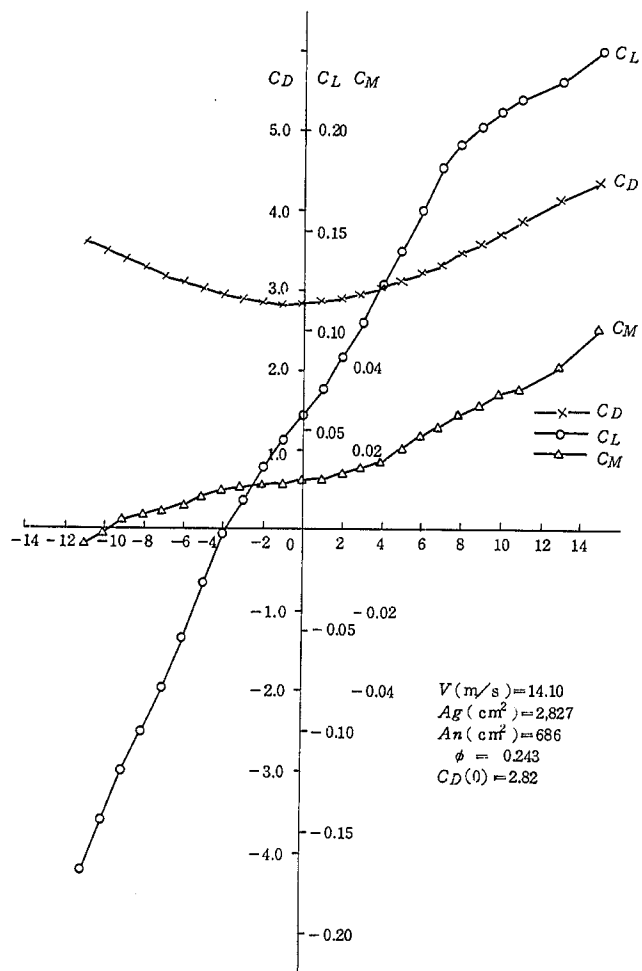


图-3.23(1) HS-72-EA10 三分力曲线

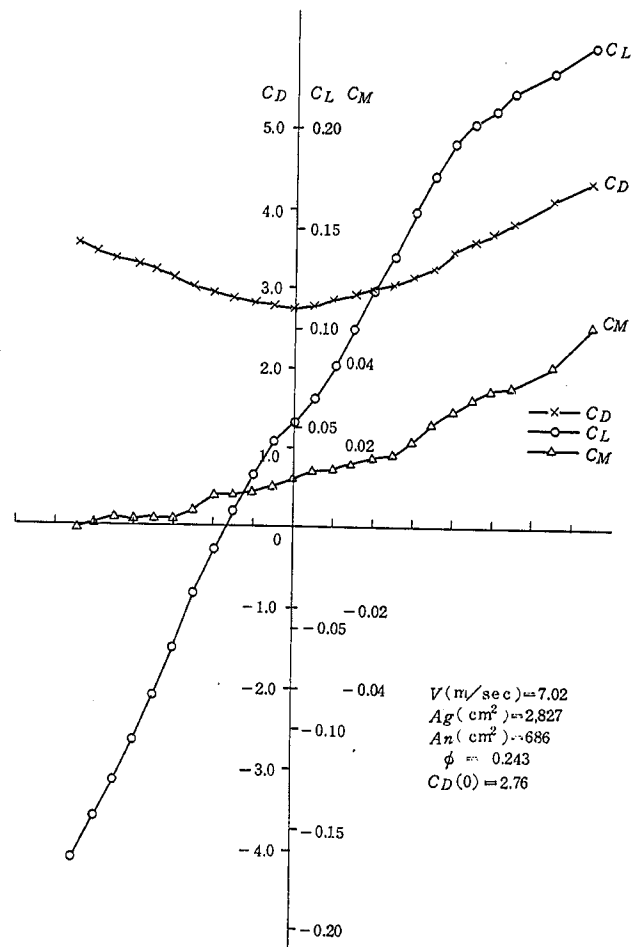


图-3.23(2) HS-72-EA10 三分力曲线

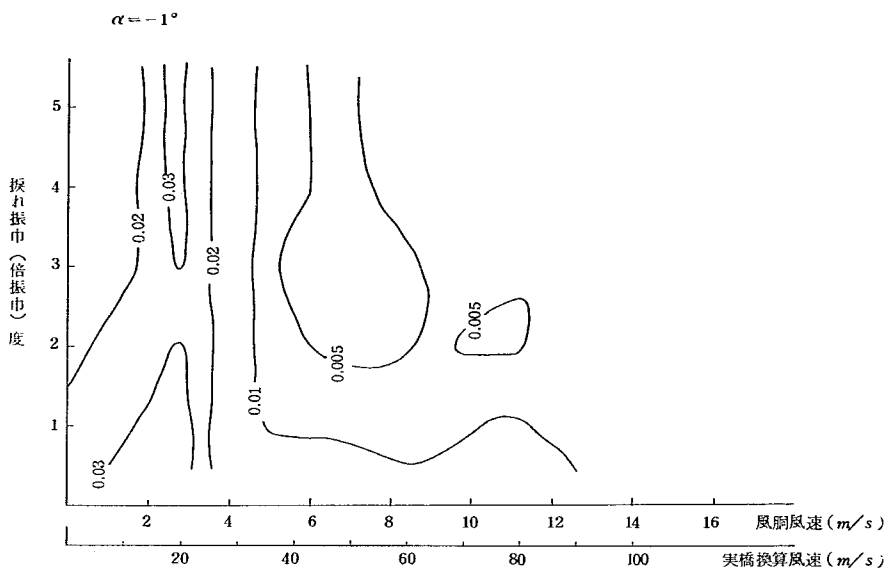


図-3.24(3) HS-72-EA10 V-A- δ 曲線

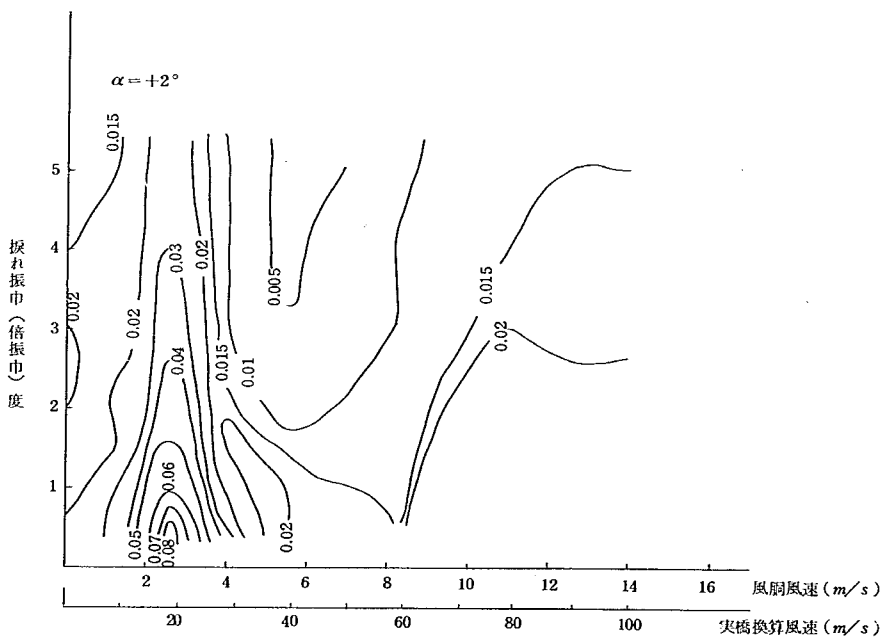


図-3.24(4) HS-72-EA10 V-A- δ 曲線

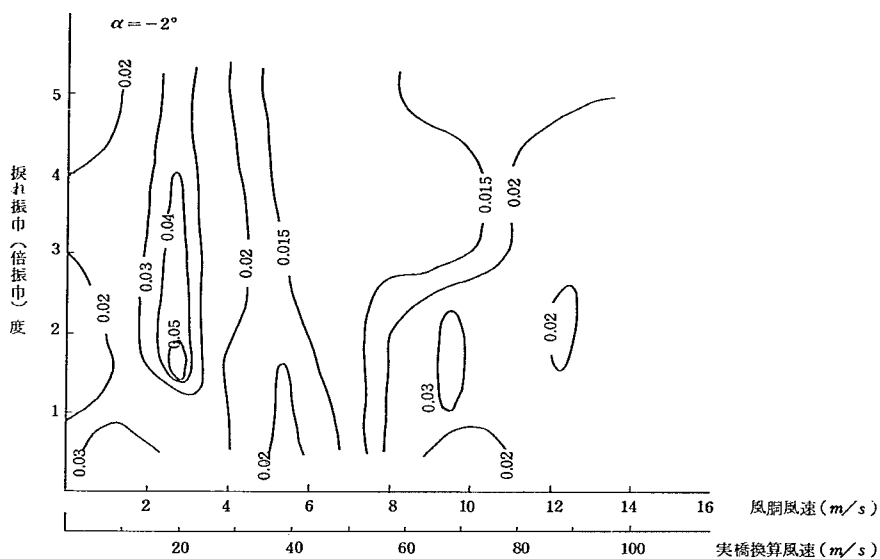


図-3.24(5) HS-72-EA10 V-A- δ 曲線

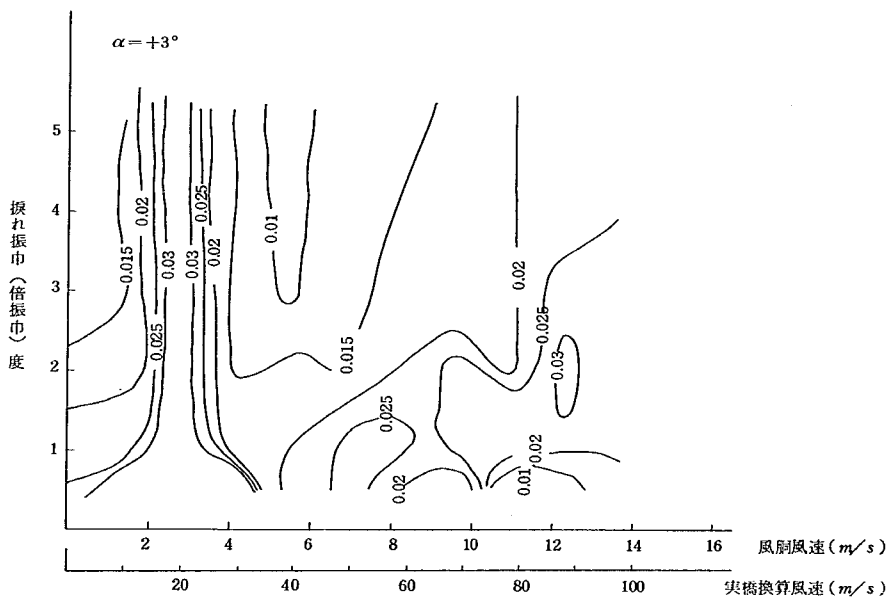


図-3.24(6) HS-72-EA10 V-A- δ 曲線

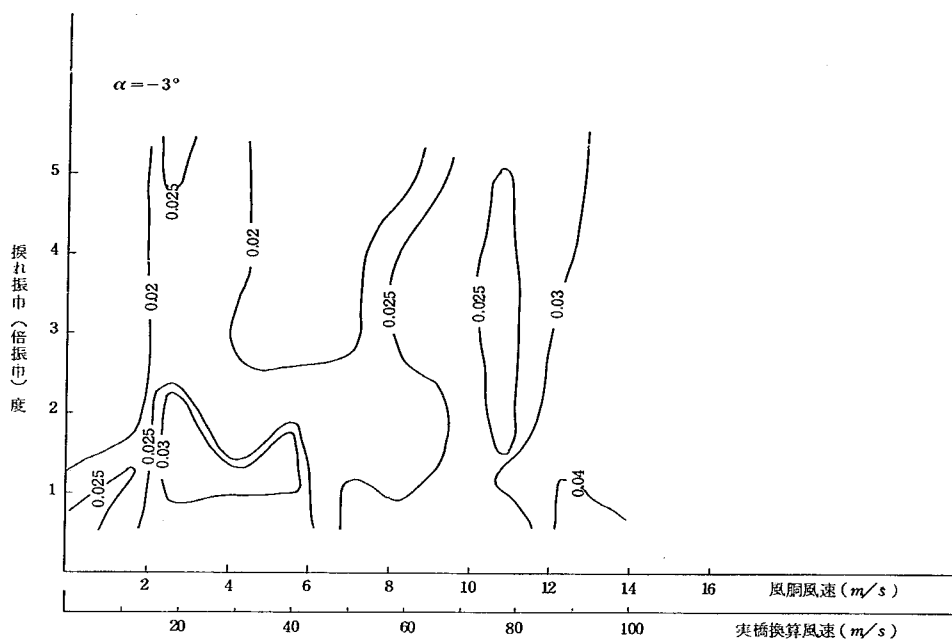


図-3.24(7) HS-72-EA10 V-A- δ 曲線

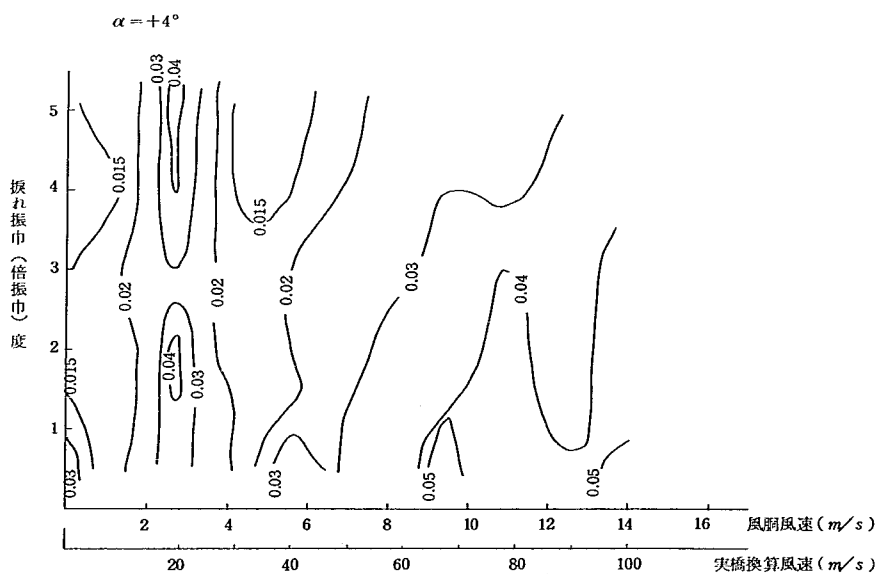


図-3.24(8) HS-72-EA10 V-A- δ 曲線

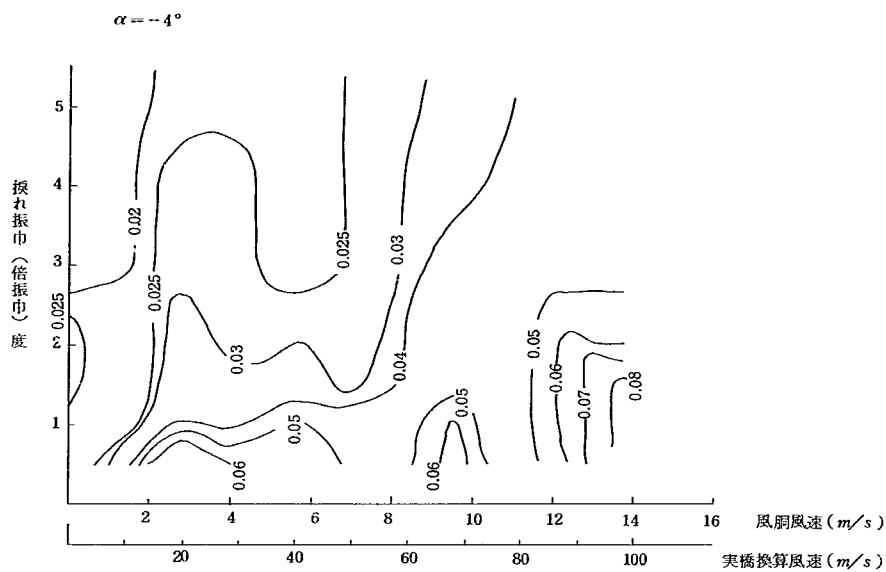


図- 3.24(9) HS-72-EA10 V-A- δ 曲線

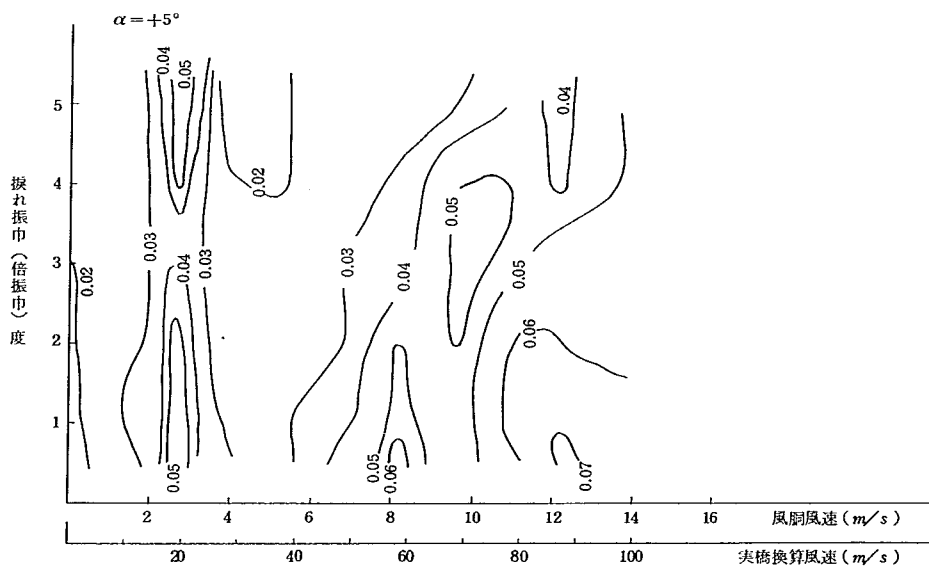


図- 3.24 (10) HS-72-EA10 V-A- δ 曲線

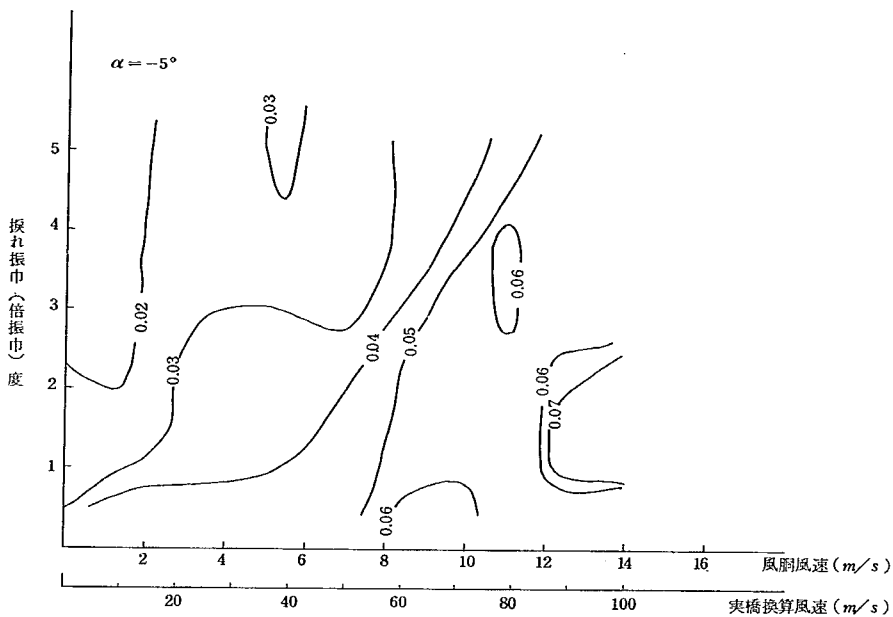


図-3.24 (11) HS-72-EA10 V-A- δ 曲線

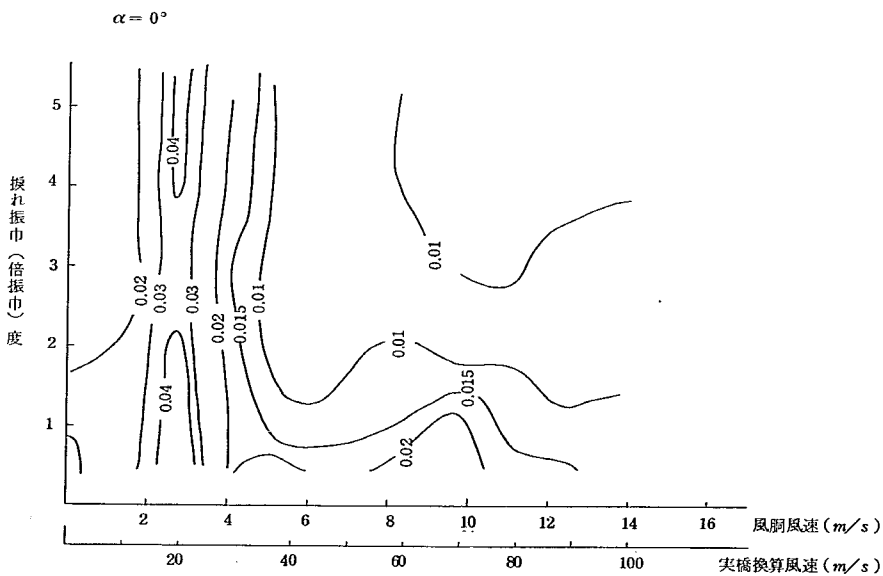


図-3.25 (1) HS-72-EA11 V-A- δ 曲線

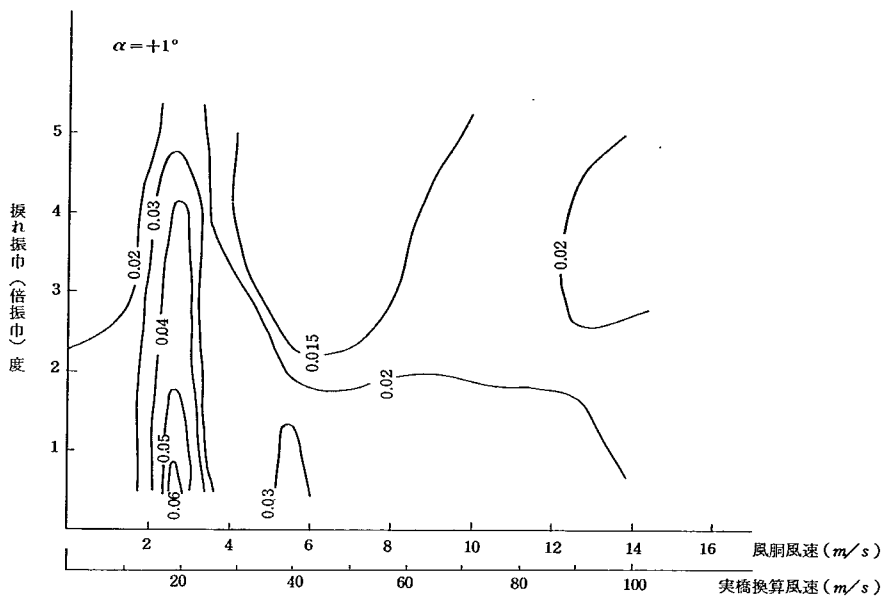


図-3.25(2) HS-72-EA11 V-A- δ 曲線

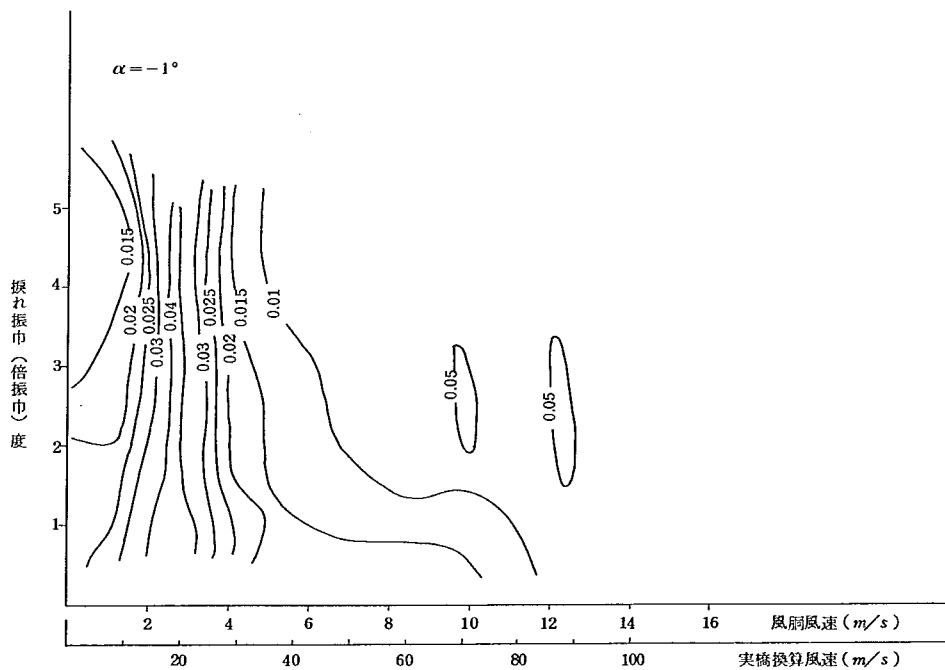


図-3.25(3) HS-72-BA11 V-A- δ 曲線

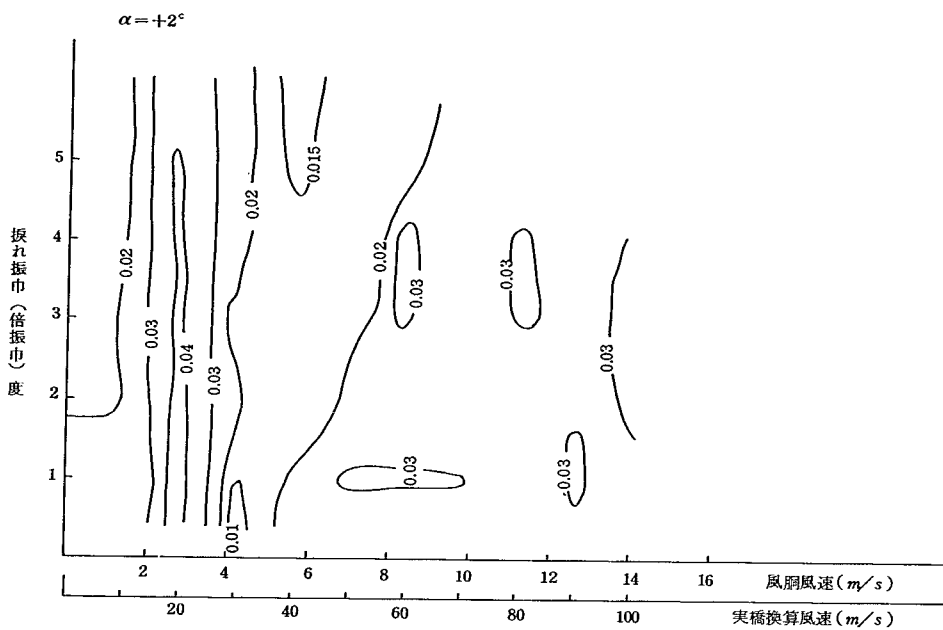


図-3.25(4) HS-72-EA11 V-A- δ 曲線

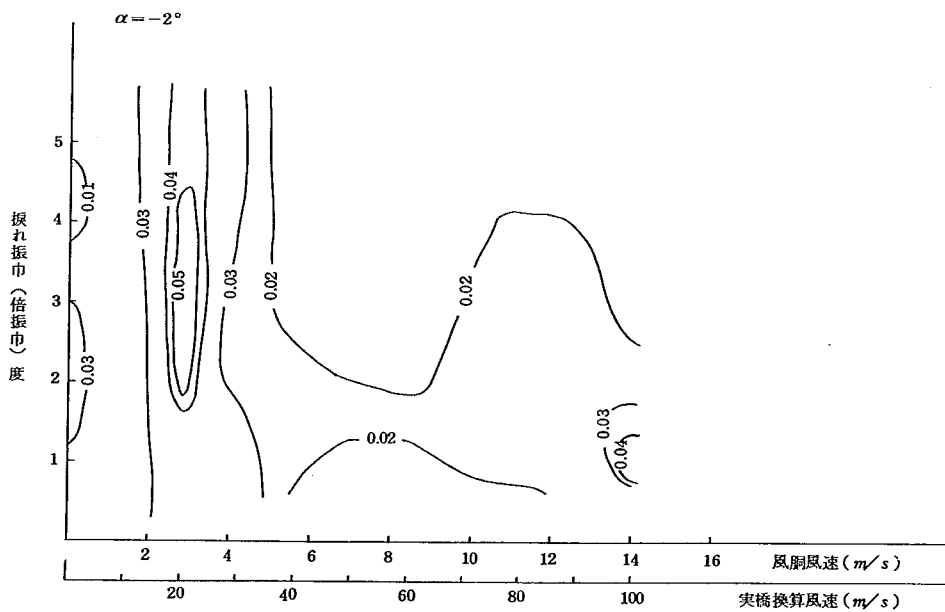


図-3.25(5) HS-72-EA11 V-A- δ 曲線

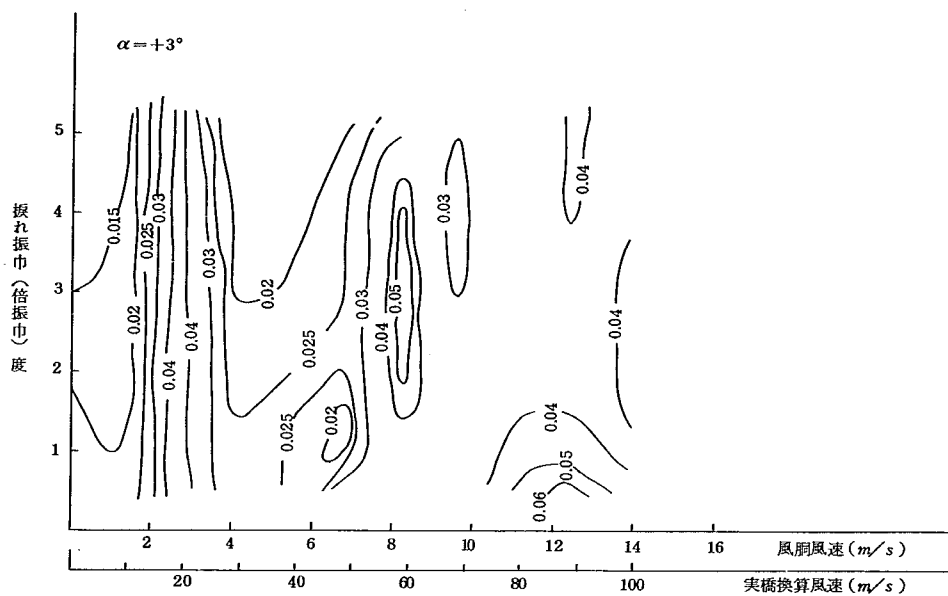


図-3.25(6) HS-72-EA11 V-A- δ 曲線

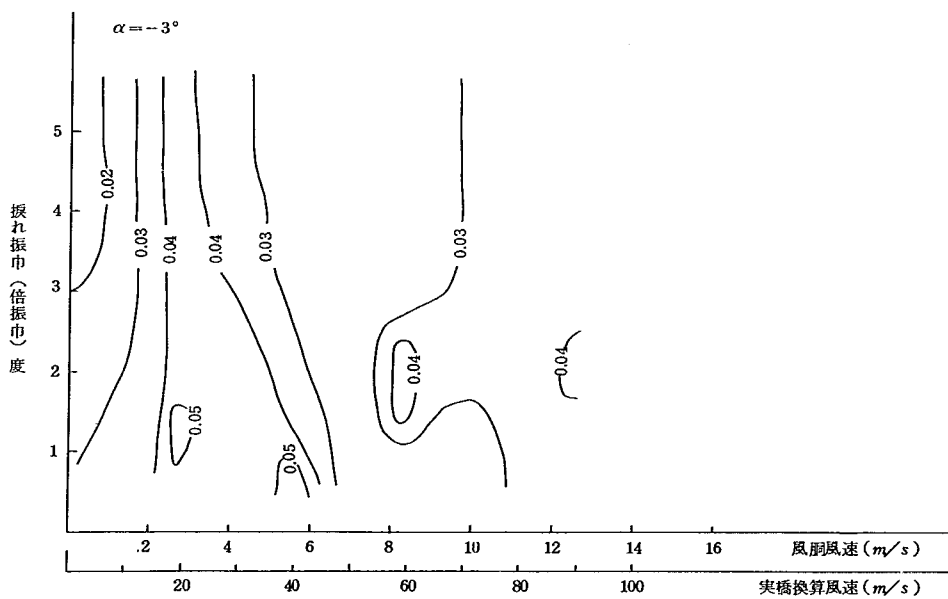


図-3.25(7) HS-72-EA11 V-A- δ 曲線

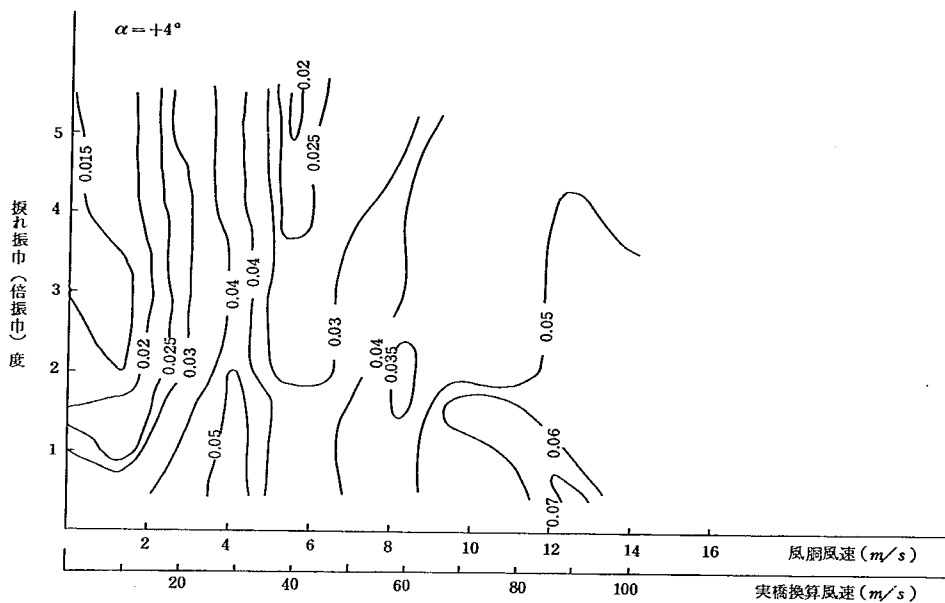


図-3.25(8) HS-72-EA11 V-A- δ 曲線

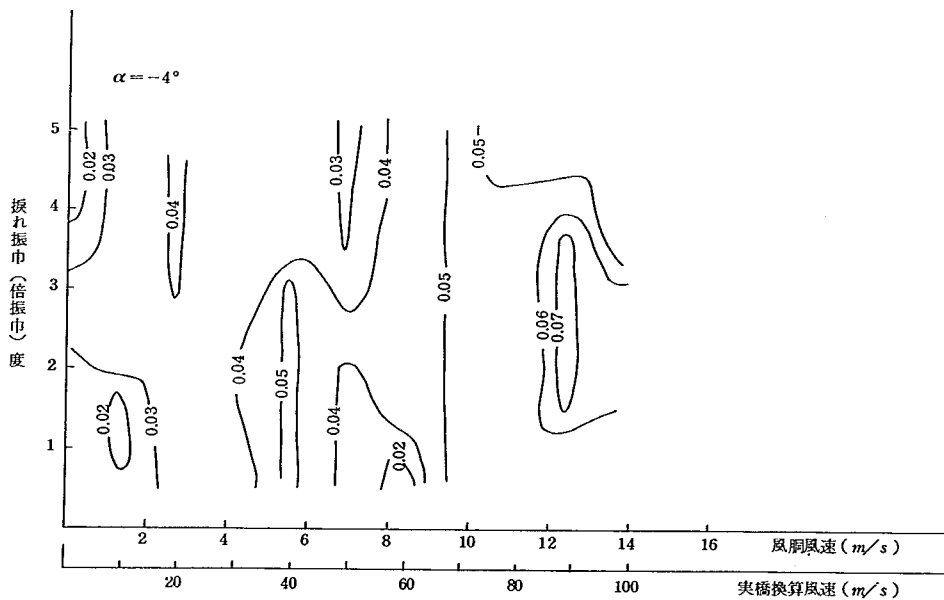


図-3.25(9) HS-72-EA11 V-A- δ 曲線

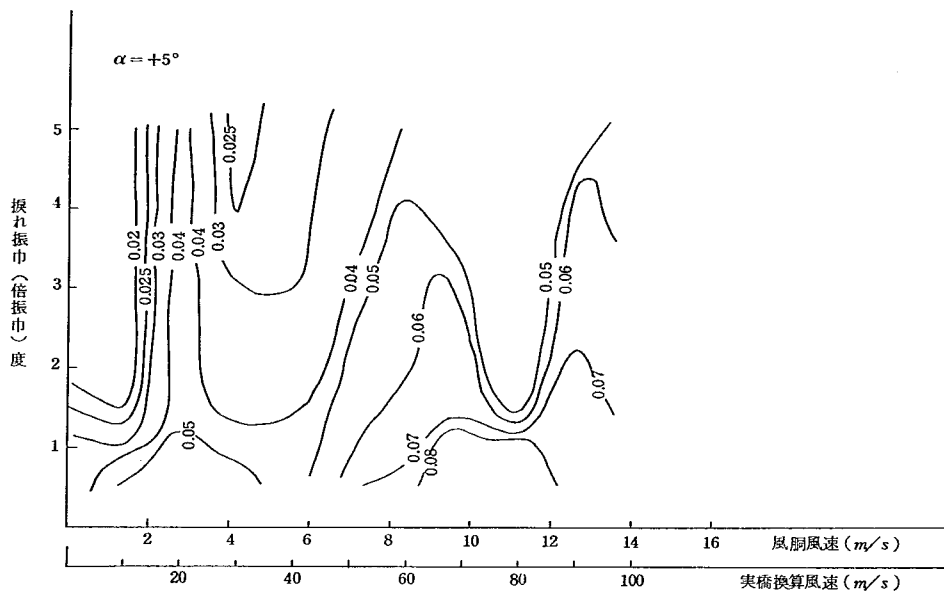


図- 3.25 (10) HS-72-EA11 V-A- δ 曲線

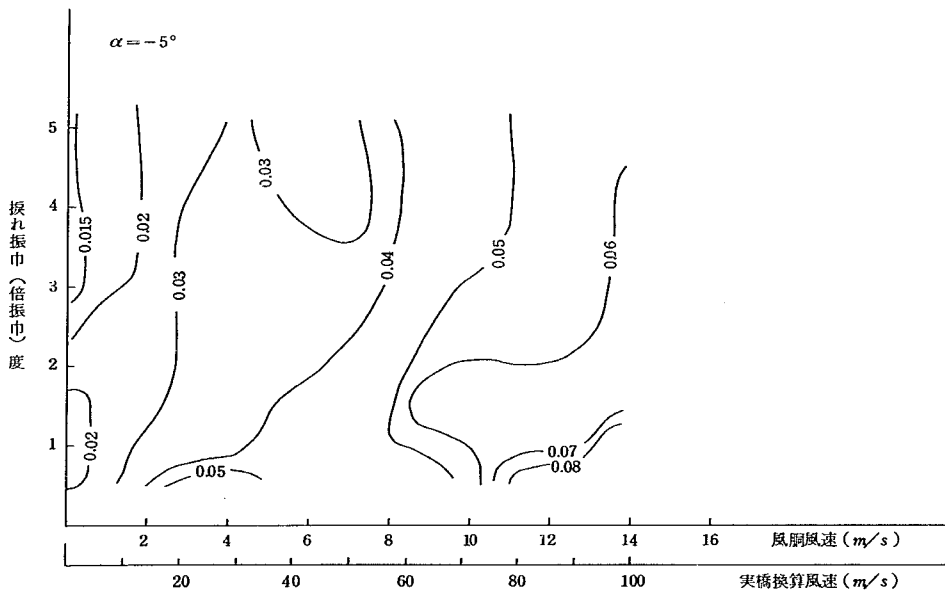


図- 3.25 (11) HS-72-EA11 V-A- δ 曲線

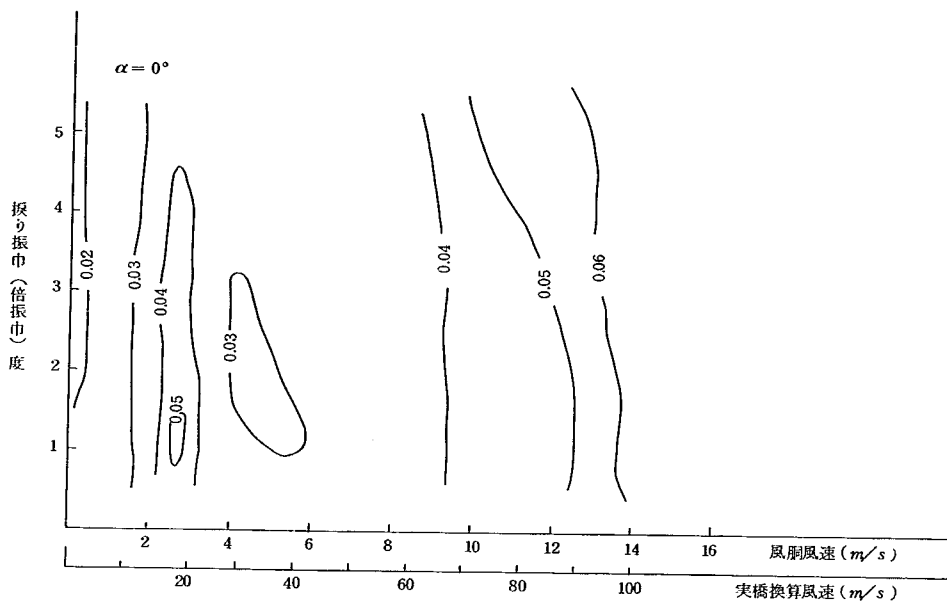


図- 3.26(1) HS-72-EA12 V-A- δ 曲線

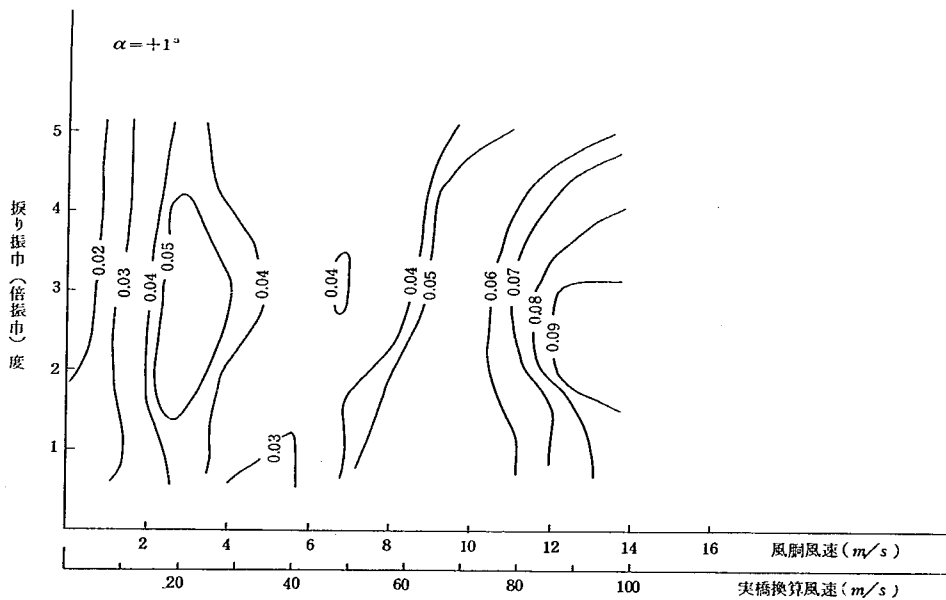


図- 3.26(2) HS-72-EA12 V-A- δ 曲線

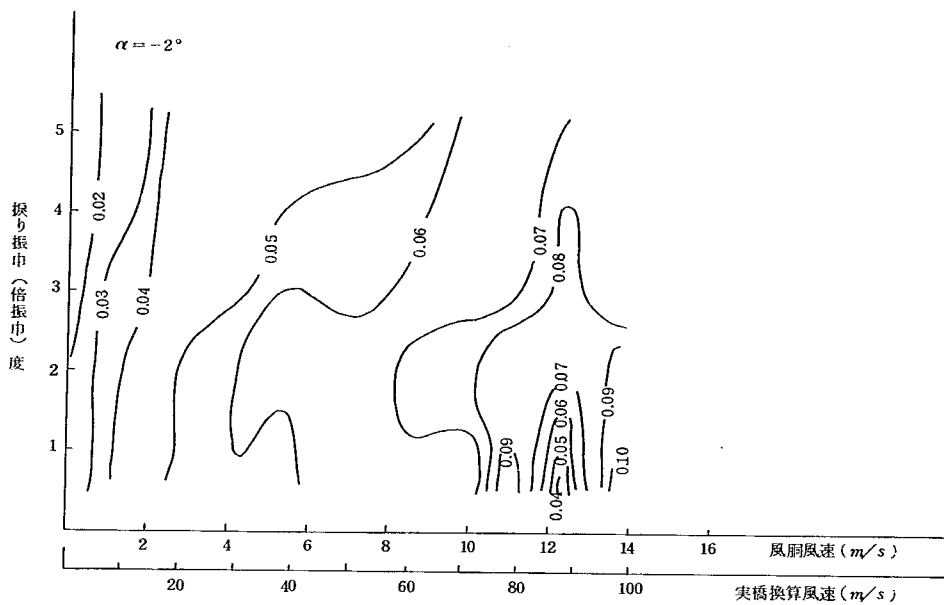


図-3.26(5) HS-72-EA12 V-A- δ 曲線

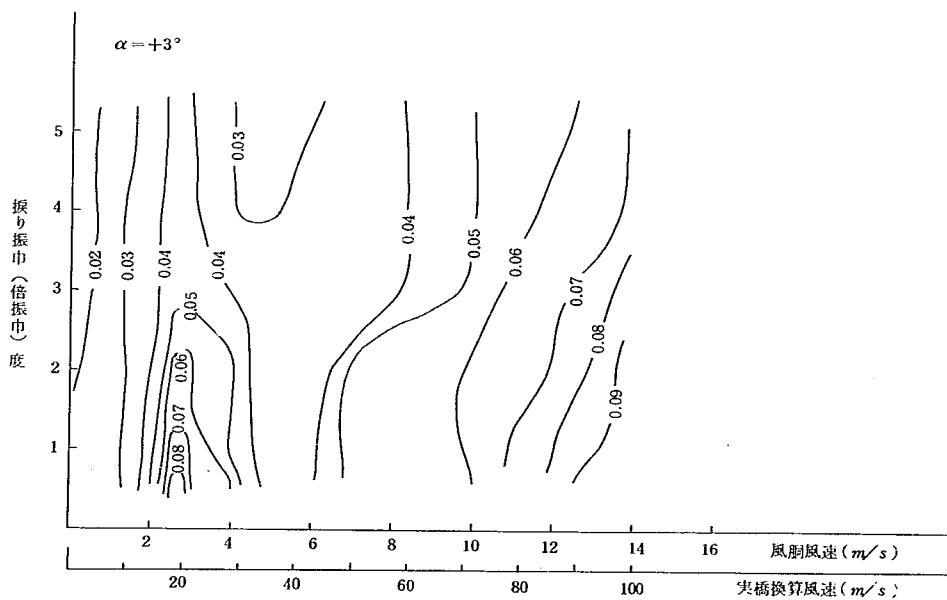


図-3.26(6) HS-72-EA12 V-A- δ 曲線

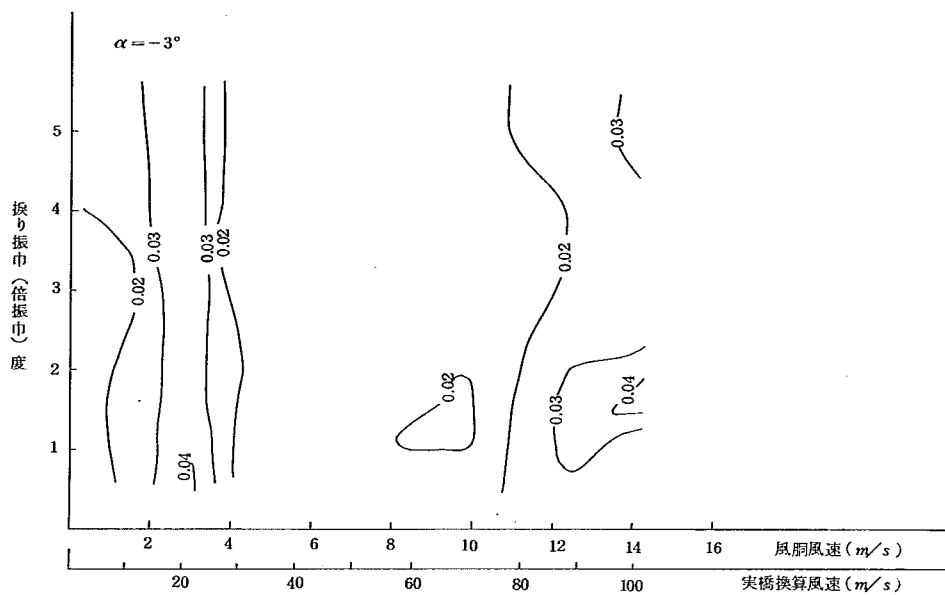


図- 3.26(7) HS-72-EA12 V-A- δ 曲線

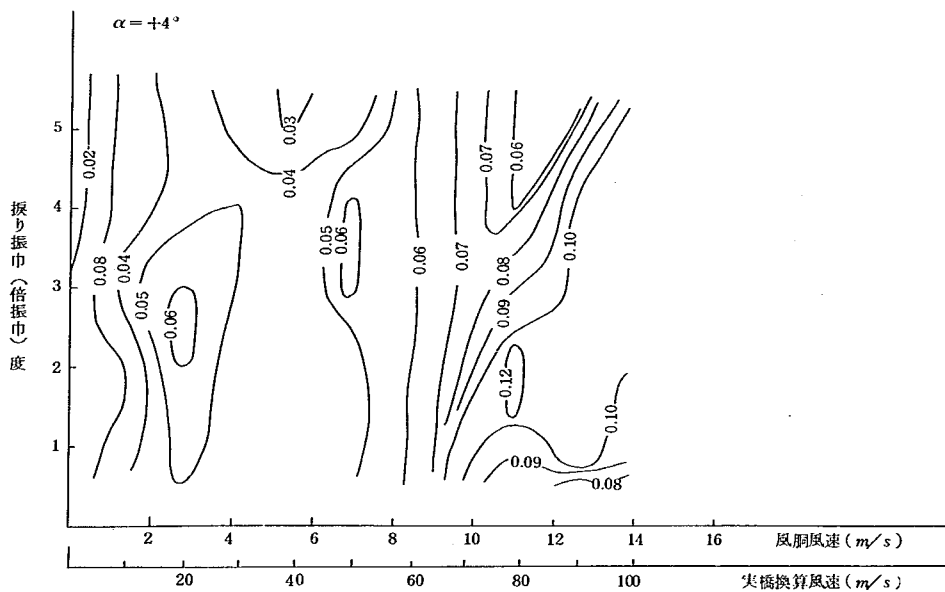


図- 3.26(8) HS-72-EA12 V-A- δ 曲線

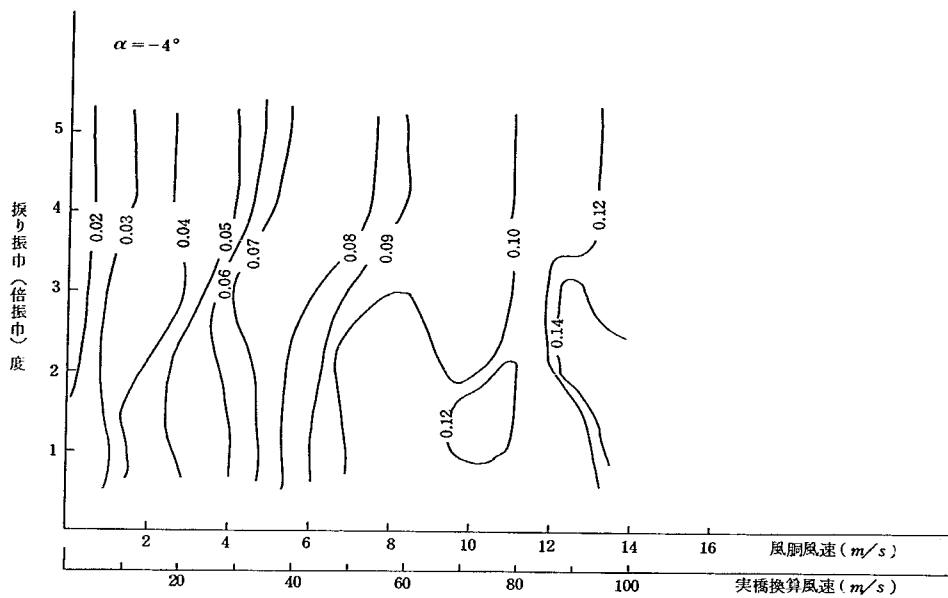


図- 3.26 (9) HS-72-EA12 V-A- δ 曲線

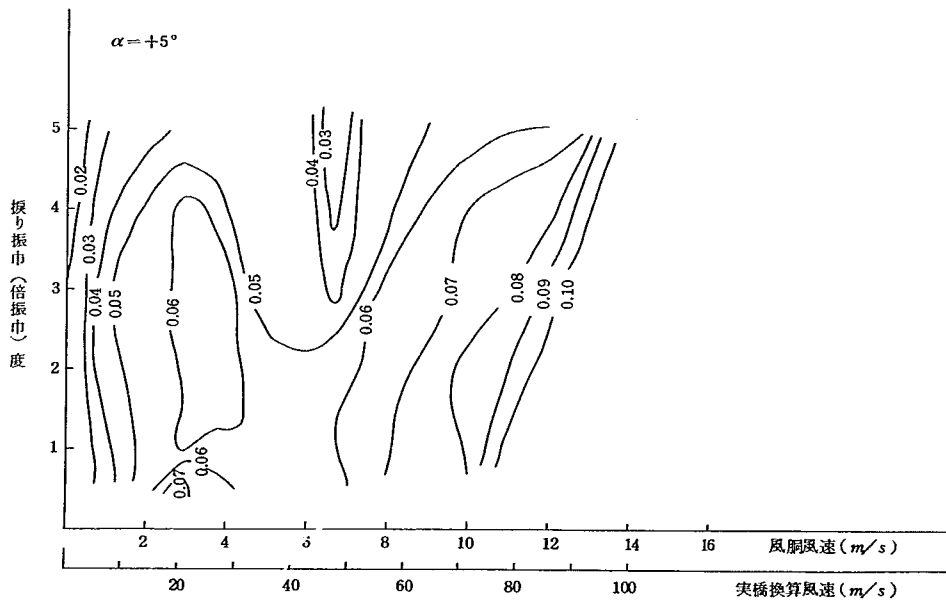


図- 3.26 (10) HS-72-EA12 V-A- δ 曲線

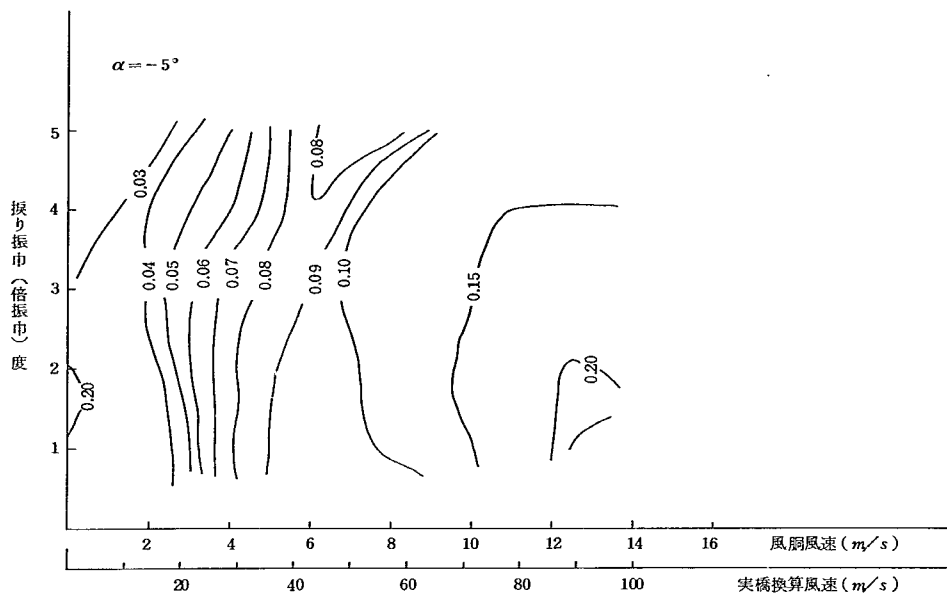


図-3.26 (11) HS-72-EA12 V-A- δ 曲線

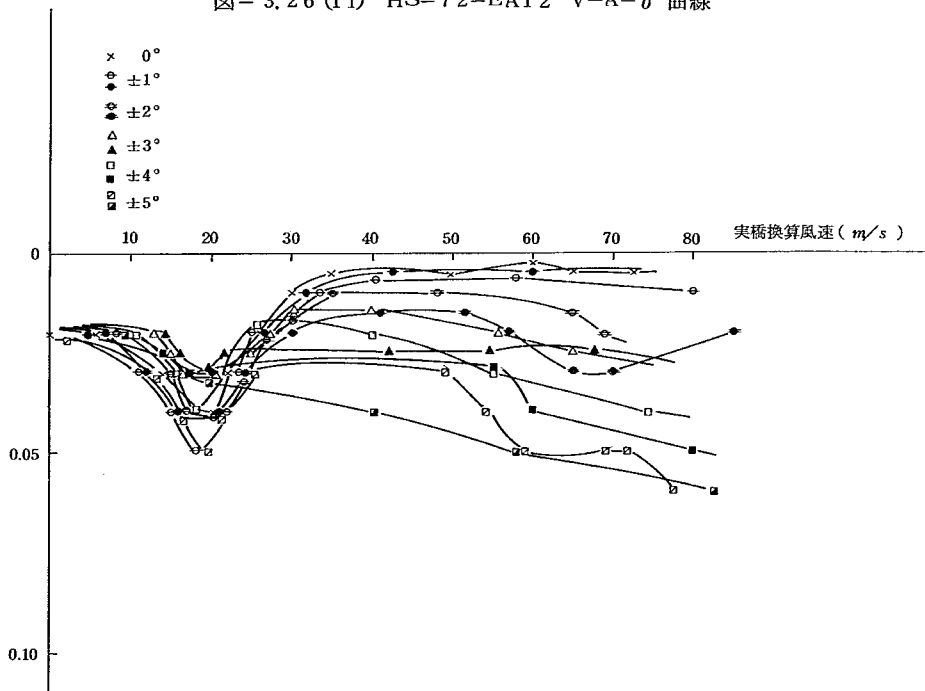


図-3.27(1) HS-72-EA10 V-A- δ 曲線

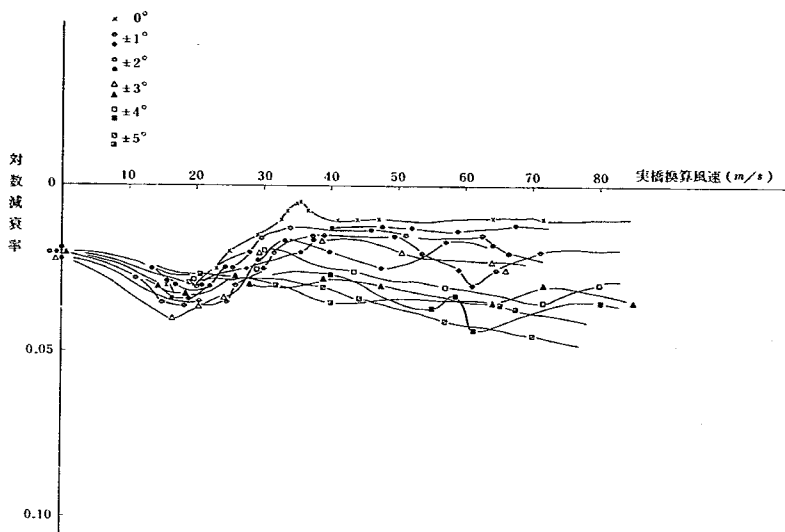


図-3.27(2) HS-72-EA10 V-A- δ 曲線

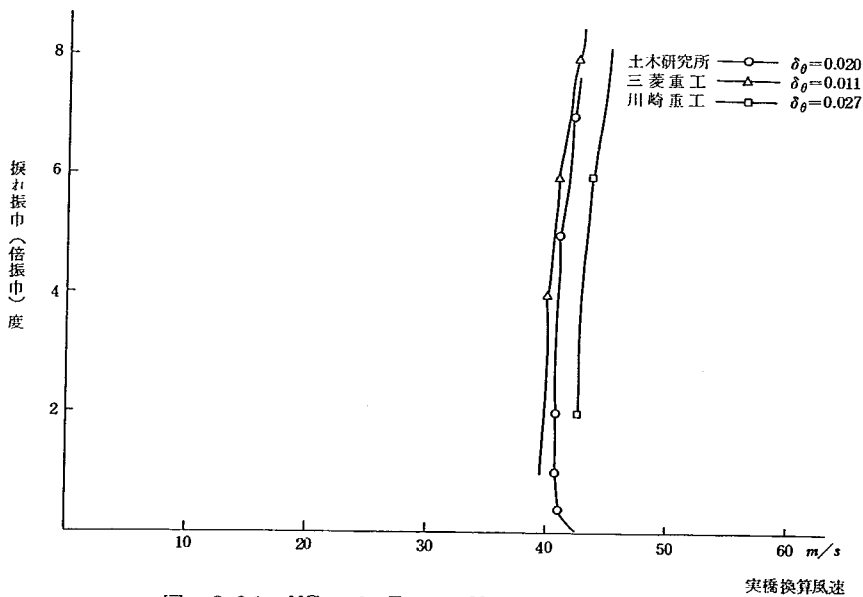


図-3.28 HS-72-EA13 V-A- δ 曲線

第4章 多径間吊橋の耐震性

振動研究室

栗林 栄一

飯田 裕

4.1 概 説

ここでは、多径間吊橋の一例として、5径間吊橋を取上げその地震応答特性を調査した結果につき報告する。

4.2 解析計算の概要

本解析では、主塔、副塔、ケーブル、アンカーブロック、橋脚などから構成される5径間吊橋の上下部構造全体を図-4.1に示す線型多質点系力学モデルに置き換えて運動方程式導き、地震応答スペクトル、地震動加速度記録を地震入力として、モーダル・アナリシスによる手法を用いて地震応答を求めた。対象とした吊橋は、本州四国連絡橋5径間吊橋5径間吊橋試算調査に示されている。500m+1250m+1500m+1250m+500mの併用橋である。自由度数は、橋軸（水平・鉛直）方向については109、橋軸直角方向については77とし橋軸直角方向の主塔、副塔は、平面骨組構造として解析した。

4.3 解析計算の結果

解析計算の結果得られた主要な固有振動モードを図-4.2、図-4.3に示す。また平均応答スペクトル（1970）・岩盤による応答変位および主塔、副塔の応答断面力を図4.8～図-4.11に示す。

この解析計算の結果から、つぎの事項が指摘される。

- 1) 5径間吊橋においても各部分の応答変位を支配する卓越モードが各部分に存在する。
- 2) 主塔、副塔の橋軸方向の応答変位には、ケーブルの橋軸方向縦振動の影響が現われている。
- 3) 橋軸直角方向の主塔、副塔において、部材長の短い部分の応答曲げモーメント、応答せん断力は、他の部分に比べて大きな値を示している。特にせん断力が大きいのは、この部分に斜材がないため、せん断力を全て塔柱で受け持つことによるものと考えられる。

4.4 考 察

本州四国連絡橋耐震設計指針（1967）は、吊構造部およびケーブルの地震荷重としては表-4.1のうちTT, LV, VVの3ケース、主塔についてはTT, LL, VVの3ケースを考慮することとし、周期震度を図-4.4、図-4.6、図-4.7で指定している。本解析結果、別途実施した道路橋の解析結果および関門橋主塔の実験結果を図中に示した。吊構造部およびケーブルの周期を与える図-4.4は、5径間吊橋に対してもよい近似値を与えている。塔の橋軸方向についての図-4.6(b)はほぼ妥当な値を与えているといえるが、橋軸直角方向の図-4.6(a)は、短かめの周期を与えており、

結果として、橋軸直角方向の塔に過大な震度を与えていることになる。本解析結果からみて、5径間吊橋の吊構造部およびケーブルの震度分布は、図-4.5のように与えるのがよいものと思われる。

4.5 三径間吊橋の主搭一橋脚系の耐震性

4.4までに記述した多径間吊橋の耐震設計の検討の他、本州四国連絡橋公団が直接実施した、明石海峡大橋、大鳴門橋および、南備讃瀬戸大橋の3橋に関する地震応答解析の技術指導にあたった。これらの3橋は、いずれも3径間吊橋であり、解析における検討事項は、主に主塔、橋脚系の耐震設計法を確立することにあたった。これによって得た結果の一部を図-4.12、4.13、表-4.2

(以上明石海峡関係)および、図-4.14(大鳴門橋関係)を掲げる。吊橋全橋の地震応答解析結果の評価ならびに、吊橋-橋脚系の耐震設計法については、今後とも検討を要する事項といえる。この調査から次のことが判った。

- ① 比較的小スパンの鳴門大橋(中央径間長870m)では、地震応答解析から得られた。主塔橋軸方向の応力は、主塔の設計において支配的影響を持つものといえる大きな応力を示している。
- ② 比較的大スパンの明石海峡大橋(中央径間長1100m)では、地震応答解析から得られた主塔橋軸方向の応力は、設計案で十分の安全性を持つものといえよう。
- ③ 地震の影響は、応力からみるときは、主塔一橋脚系に大きな影響を及ぼす。しかしながら、変形からみるときは、吊構造部においても多大の考慮を払うことが必要とされ、かつ、力学的には、塔頂部の抱束条件の近似値を高める意味からも、できうる限り、全橋をモデル化した地震応答解析を実施して耐震設計を進めることが望ましい。
- ④ 応答を考慮した修正震度法によって算出された応力は、応答解析からの応力に対して安全側となっている。

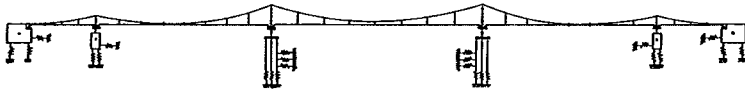


図- 4.1 5径間吊橋の力学モデル

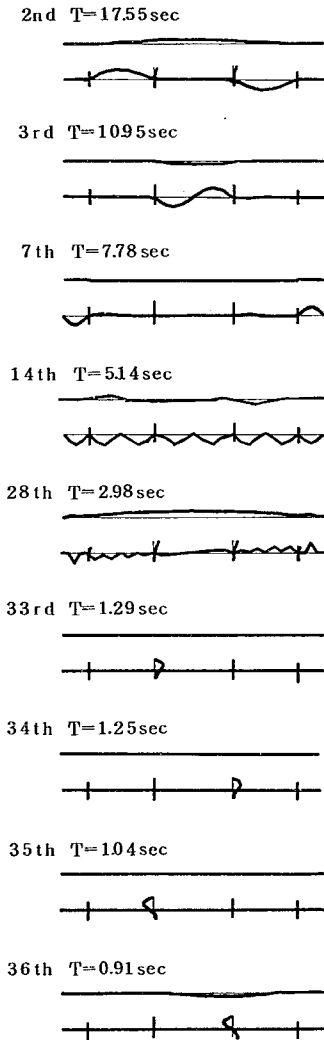


図- 4.2 橋軸方向固有振動モード

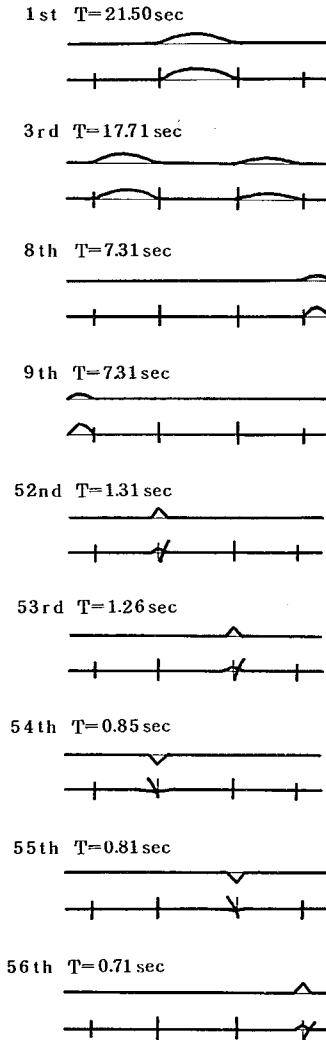


図- 4.3 橋軸直角方向固有振動モード

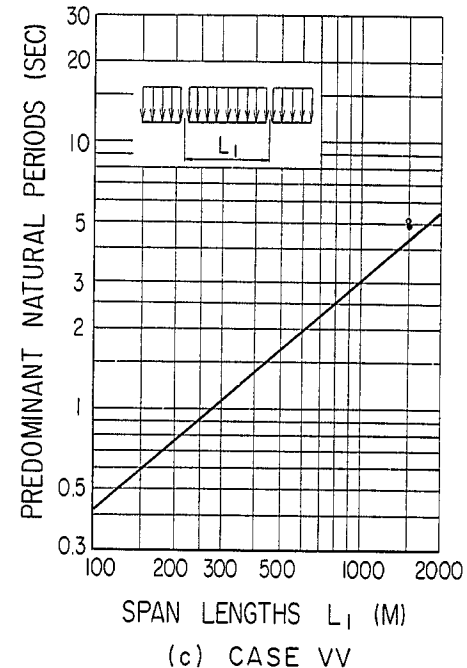
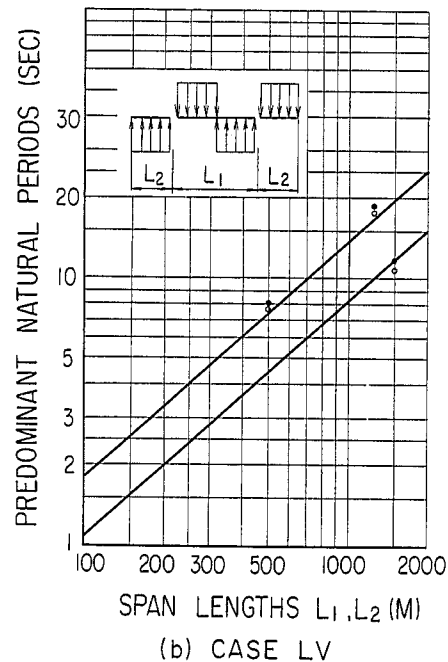
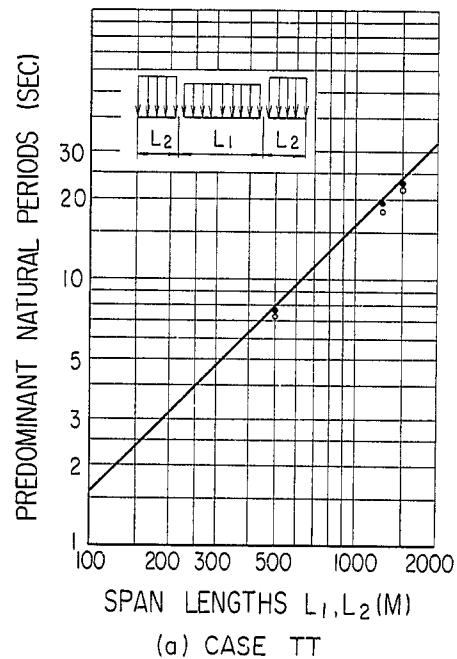


図-4.4 3-SPAN SUSPENSION BRIDGES
 (SPECIFICATIONS FOR EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF THE HONSHU-SHIKOKU BRIDGES 1967)
 • : 5-SPAN HIGHWAY SUSPENSION BRIDGE
 ○ : 5-SPAN HIGHWAY-RAILWAY SUSPENSION BRIDGE

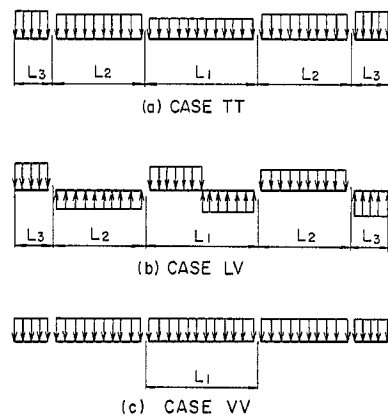


図-4.5 設計震度の分布

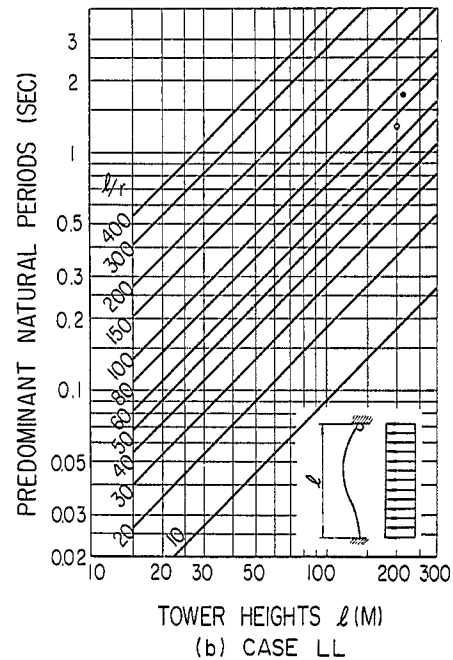
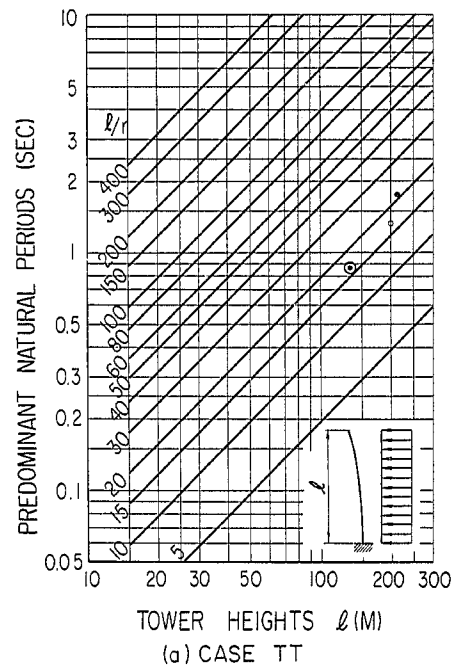


Fig 6.6 PREDOMINANT PERIODS OF TOWER

- 図-4.6
- : 5-SPAN HIGHWAY SUSPENSION BRIDGE
 - : 5-SPAN HIGHWAY-RAILWAY SUSPENSION BRIDGE
 - : 5-THE KAMMON BRIDGE'S MAIN TOWER

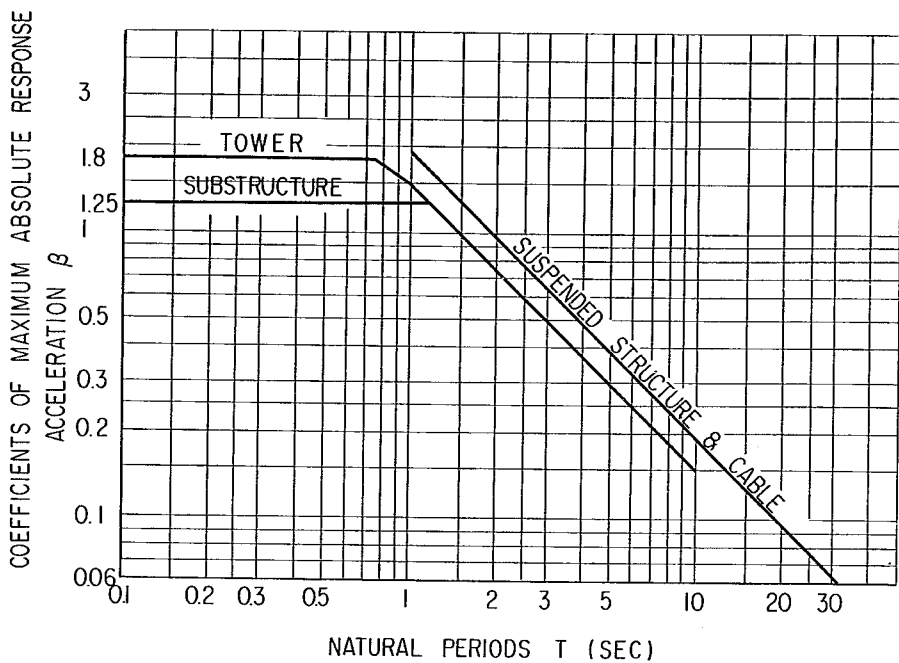


図-4.7 1967 示方書の設計標準スペクトル

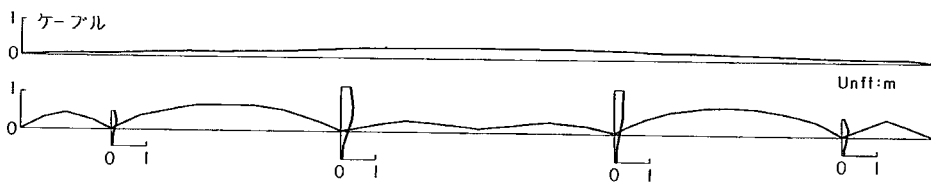


図-4.8 橋軸方向最大応答変位 $(S_v)_{av.}$ '70 岩盤' 200gal, $n/p=0.02$

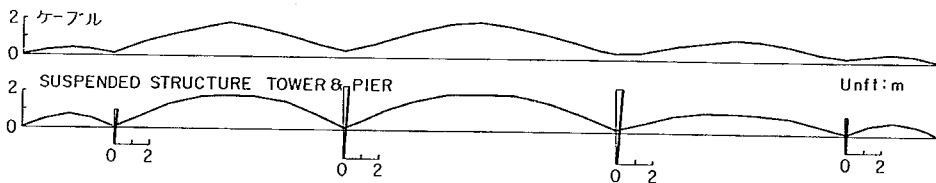
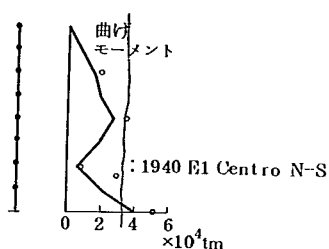
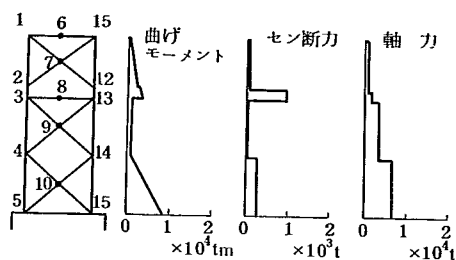


図-4.9 橋軸直角方向最大応答変位 $(S_v)_{av.}$ '70 岩盤' 200gal, $n/p=0.02$

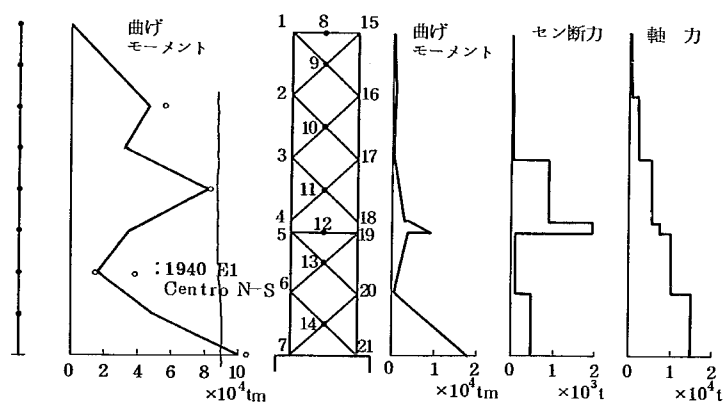


(a) 橋軸方向最大応答

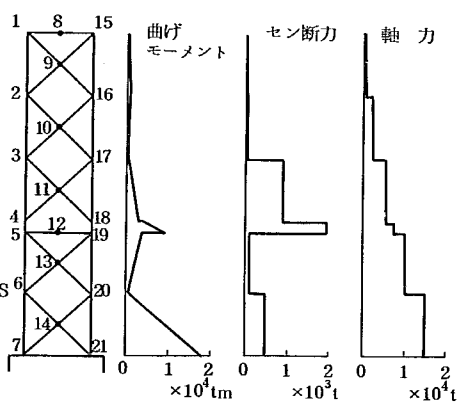


(b) 橋軸直角方向最大応答

図- 4.10 副塔の最大応答 (Sv)av. '70岩盤' 200 gal, $n/p=0.02$



(a) 橋軸方向最大応答



(b) 橋軸直角方向最大応答

図- 4.11 主塔の最大応答 (Sv)av. '70岩盤' 200 gal, $n/p=0.02$

表- 4.1

Case	Direction of Earthquake Ground Motion	Direction of Response Vibration
TT	Transverse	Transverse
LV	Longitudinal	Vertical
LL	Longitudinal	Longitudinal
VV	Vertical	Vertical

表- 4.2 修正震度法における補正係数 μ の検討

橋 別	補正係数	橋 軸 方 向		橋軸直角方向
		上 半 分	下 半 分	
明石海峡大橋 L-1100	μ_2	(1.1) 1.01	(1.1) 1.03	(1.0) 1.06
	μ_3	(1.25) 0.917	(1.15) 0.893	(1.33) 0.472
明石海峡大橋 L-1880	μ_2	1.06	1.10	1.26
	μ_3	1.04	0.78	0.74

ただし)の中の値は本四耐震指針によるものである

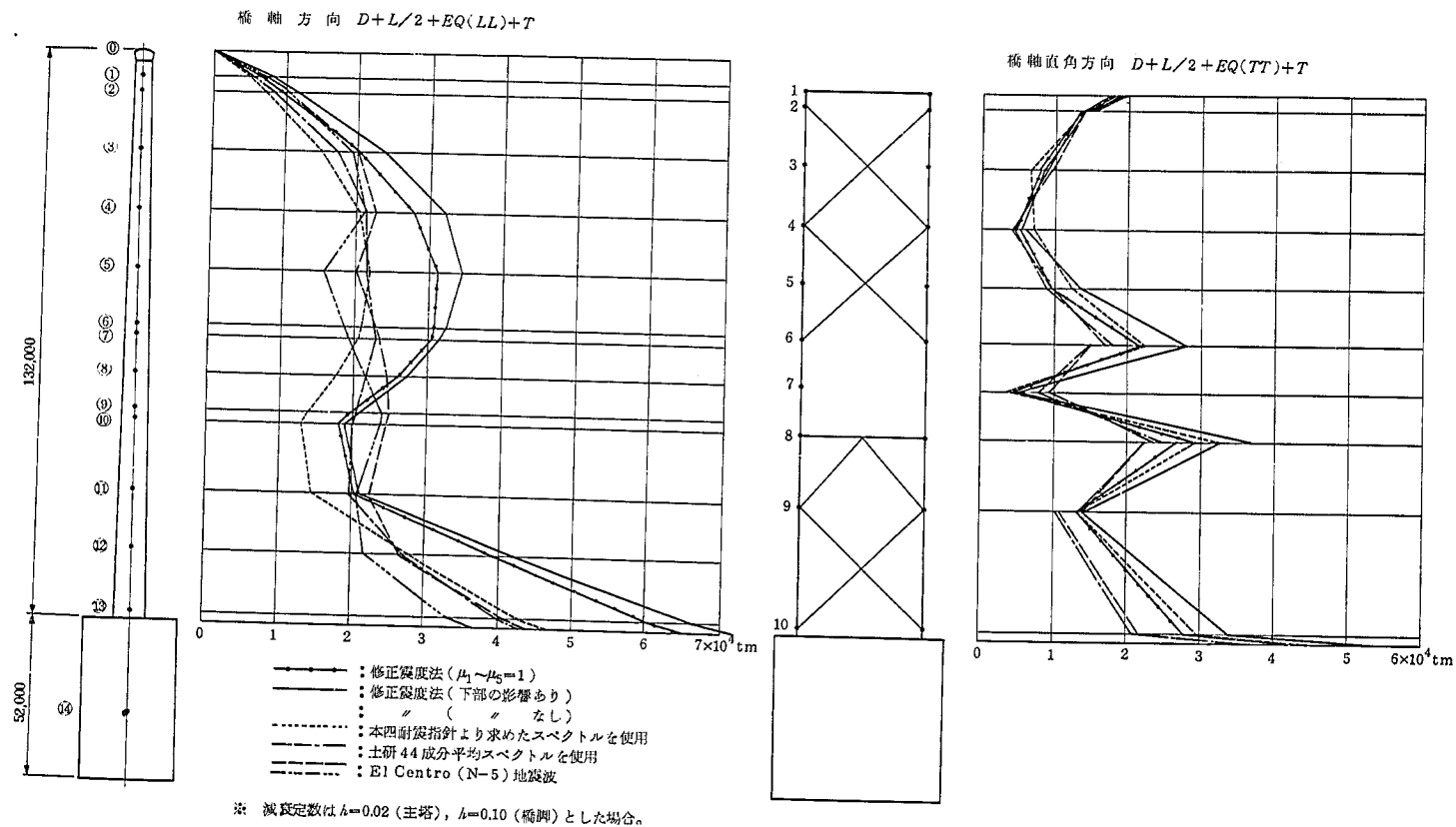
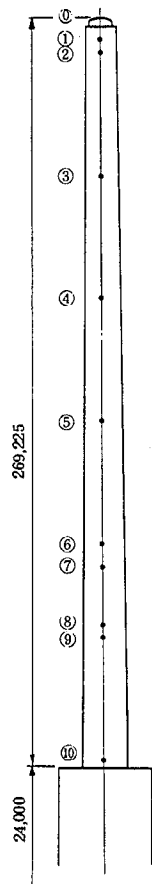
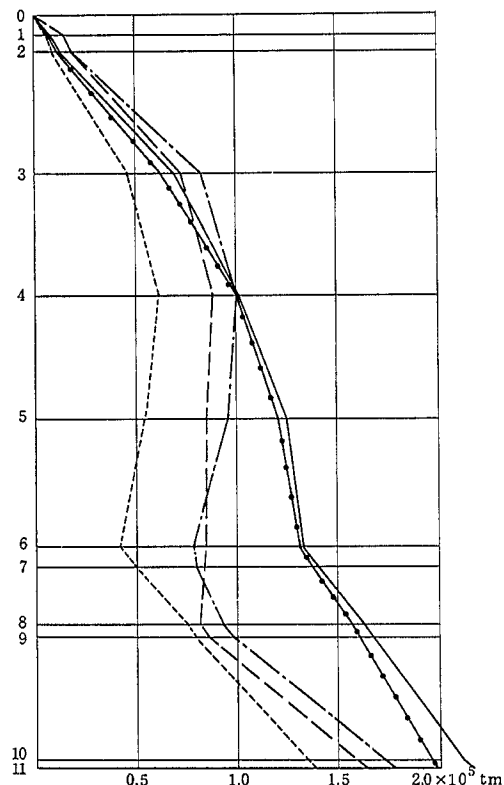


図-4.12 修正震度法と動的解析 (モーダルアナリシス) との比較

11-N



橋軸方向 $D+L/2+EQ(LL)+T$



- : 修正震度法 (下部の影響あり)
- - - : " (" なし)
- : 本四耐震指針より求めたスペクトル使用
- - - : 土研 44 成分平均スペクトル使用
- : 修正震度法 ($\mu_1 \sim \mu_5 = 1$ の場合)

※ 減衰定数は $\lambda=0.02$ (主塔), $\lambda=0.10$ (橋脚) とした場合。

橋軸直角方向 $D+L/2+EQ(TT)+T$

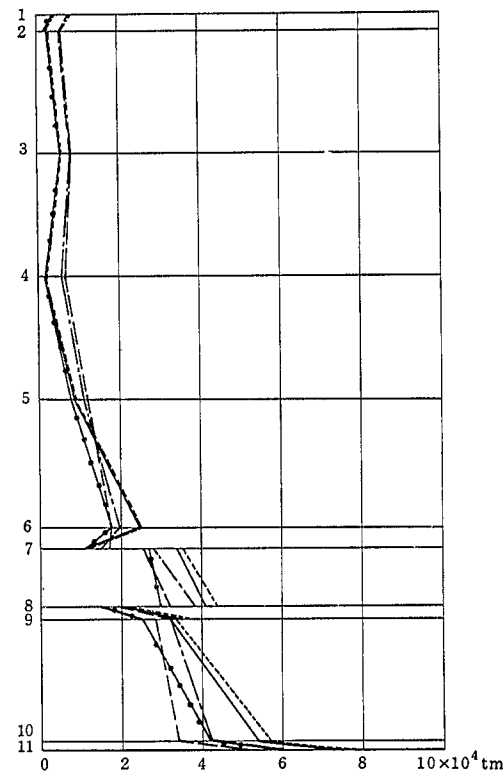
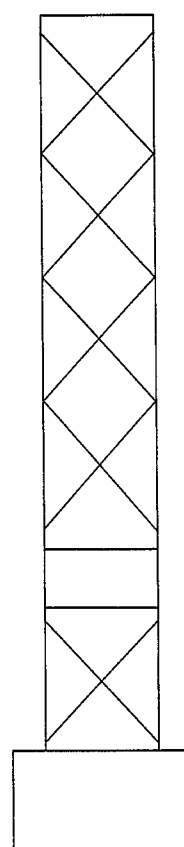


図-4.13 修正震度法と動的解析 (モーダルアナリシス) との比較

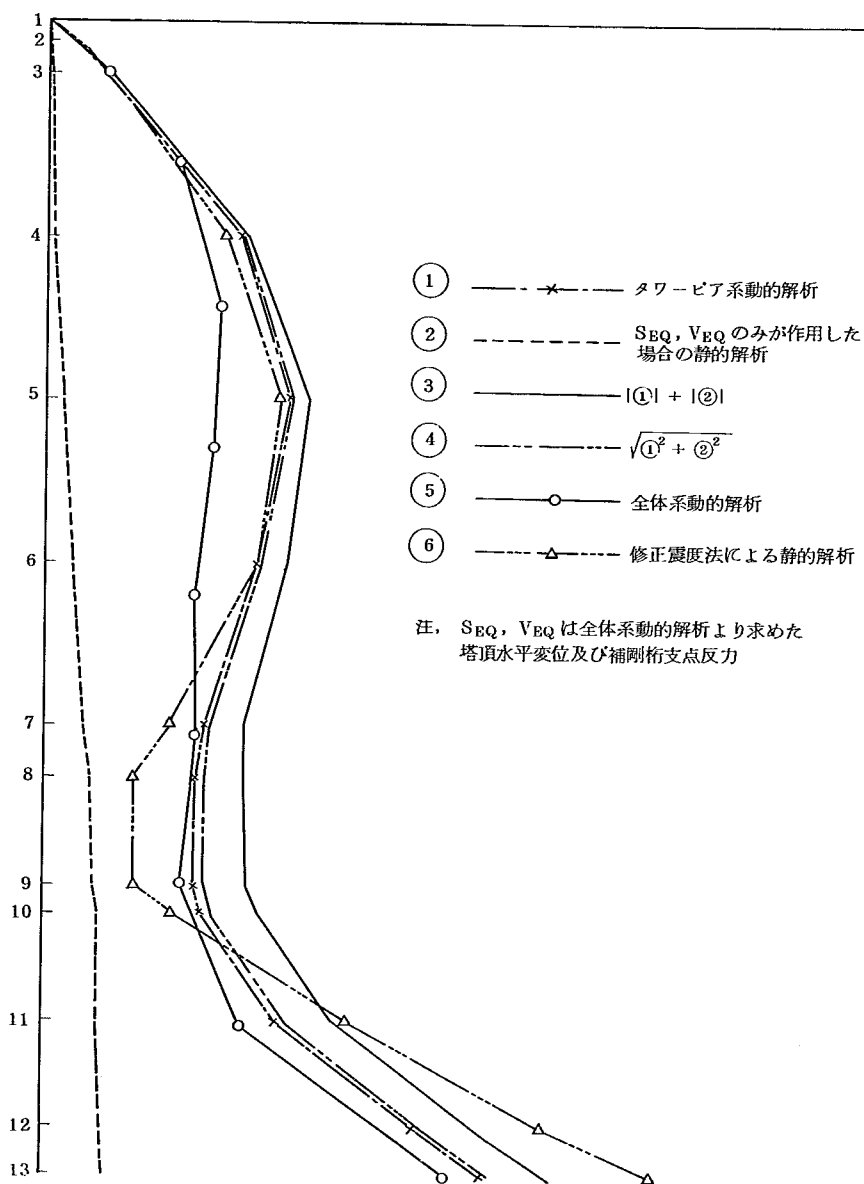


図- 4.14 大鳴門橋の主塔曲げモーメント比較図 (橋軸方向)

第 5 章 下部構造の耐震性

(吊橋基礎・地盤系の模型振動実験)

振 動 研 究 室

栗	林	栄	一
岩	崎	敏	男
若	林		進
福	田	富	三
木	本	正	則
堀	内	俊	一
市	川	秀	樹

5.1 概 説

本州四国連絡橋として計画されている各種の橋のうち、中央径間 1,800m 級吊橋および 1,500m 級吊橋の橋脚、橋台と基礎地盤に着目して実施した模型振動実験の結果について、以下に報告する。

実験は、本州四国連絡橋公団、科学技術庁国立防災科学技術センターおよび建設省土木研究所の 3 機関の協力のもとに実施され、本実験は昭和 47 年 12 月～昭和 48 年 1 月の間に国立防災センター大型耐震実験室（筑波）で、また追加実験は昭和 48 年 2 月土木研究所千葉支所にて実施されたものである。

5.2 実験の概要

1,800m 級吊橋ではケーソン式橋脚及びケーブルアンカー基礎を、1,500m 級吊橋では多柱式橋脚を取り扱い、各基礎に対して主塔またはケーブルの効果をも考慮した。

模型の縮尺は、入手材料、加振台の性能などの制約から、長さ $1/150$ 、密度 $1/2$ 、時間 $1/5$ とした。

模型地盤は、アクリル・アミド系の地盤グラウト材料を採用し、約 $0.3 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ のヤング率をもつ 5 種類の層を製作した。（合計厚さ $1 \text{ m} \times$ 巾 $3 \text{ m} \times$ 長さ 3 m ）。

この実験の目的は、各構造物の固有振動特性、地震時の挙動等に対する設計計算の妥当性を検証することにあるため、静的試験と大型震動台による振動試験を行なうものである。振動試験は、固有振動特性を把握するための正弦波、ランダム波によるものと、地震時挙動を把握するための地震波（サンフェルナンド地震のキャストリックでの記録、越前岬地震の明石での記録など）によるものを行なった。またケーソン模型に対しては天端に小型起振機を設置した加振も実施した。

図－5.1 は本州四国連絡橋のルートの概略を示したものであるが、このうち実験の対象とした吊橋の原型 2 橋を図－5.2 に掲げる。この 2 橋はいずれも明石峡大橋の案として考慮されているものである。

次に表－5.1 に実橋と模型の諸元を対示する。考慮した模型は次の諸性質を有している。

基本量の縮少率としては、長さ $1/150$ 、密度 $1/2$ 、時間 $1/5$ をとり、他の諸量を含めて表 5.2 に縮少率をとりまとめている。

地盤模型材料としては、アクリル・アミド系グラウト剤（日東 SS）を採用した。これは土質安定剤として、開発されたアクリル・アミドを生成成分とするケミカルグラウト剤である。

ヤング率が約 $0.1 \text{ kg/cm}^2 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ の範囲を対象とする弾性体模型に用いる場合、本剤は作業性に優れ、ヤング率、硬化時間を容易に調節できる特長を有している。日東 SS のホモゲル自体は、主剤、促進剤、開始剤から構成され、網状の重合により、水に不溶性の弾性に富んだゲル自体が形成される。このホモゲルを利用し、必要に応じて補強剤（ベントナイト系）を添加して地盤模

型材料として使用するものである。

ヤング率に関しては、図-5.3および図-5.4に示す結果が得られており、前表は主剤配合比とヤング率の関係で、後表は歪度とヤング率の関係である。この材料の比重は1.06(SS-30R 15%, ベントナイト50%の時)、ポアソン比は約0.5とされている。

次に橋脚・橋台の模型材料としては、アルミニウム、鋼、アクリライト、生ゴムを組合わせて利用している。また主塔はアクリライトで作成した。これらの材料のヤング率と密度は、

アルミニウム： $E = 7.19 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $\gamma = 2.7 \text{ g/cm}^3$

鋼： $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, $\gamma = 7.85 \text{ g/cm}^3$

アクリライト： $E = 4 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$, $\gamma = 1.2 \text{ g/cm}^3$

生ゴム： $E = 90 \text{ kg/cm}^2$, $\gamma = 1.48 \text{ g/cm}^3$

である。

基礎地盤ケーソン橋脚、多柱橋脚、橋台、および主塔の模型の図面として図5.5～図5.9を掲げる。

5.3 実験の結果

実験は大別して静的実験と振動実験の2種類を実施した。静的実験の種類と概要を表-5.3に、また振動実験の種類を表-5.4に示している。また振動実験時における計測手法の概略を図-5.10に示している

以下に静的実験および振動実験につき、実験結果の一部を記述する。

(1) 静的実験

(1) 試験の種類

各構造系に対し次に示す载荷試験を行なった。

i) 地盤模型に対しては、

イ) $3 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times H$ ($H = 60 \text{ cm} \sim 100 \text{ cm}$)の供試体を対象とした平板载荷試験

ロ) 地盤模型打設中各層から採集した $\phi 5 \text{ cm}$ $H 4 \text{ cm}$ 程度のコアーに対する圧縮試験、同コアーに対する比重測定

ii) 橋脚+地盤系に対して

イ) 根入れの無い場合に対する橋軸方向载荷、鉛直方向载荷

ロ) 根入れの有る場合に対する橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向载荷

なお、多柱橋脚については、所定の根入れを行なった場合に対し、水平面内ねじれ载荷、および単杭载荷試験をも行なった。

载荷法はいずれも枚の荷重プレートを順次载荷し、ダイヤルゲージにより測定した。

これらについては、各試験ごとに詳述する。

(2) 試験法

イ) 平板載荷試験

- 載荷板は、アルミニウム製円板

$$\phi = 20\text{cm} \quad t = 1\text{cm}$$

のものを使用し、一部で $\phi 10\text{cm}$ の円板も使用した。

- 載荷荷重は、1枚約1.2kgの鉄製重錘

$$1\text{ 片 } 100 \times 100 \times 16$$

を4枚ずつ5回(計20枚)を積み重ねた。

最大荷重25.108kgまでを、往復2回～3回くり返し載荷した。

- 載荷速度は、各段階の荷重増加に対し、ダイヤルゲージの針がほとんど進行しなくなるまで放置し、読みとれる速度とした。

- 沈下量の測定は、次図に示す4ヶのダイヤルゲージによって読みとり、これらの平均値を沈下量とした。

ロ) 小供試体の圧縮試験

地盤模型の打設順序に従って随時採集された、供試体について、次に示す方法で圧縮試験を行ない、弾性定数を求めた。

- 圧縮試験は

- i) 供試体を採集した後、1日～1週間以内に現場で簡易ヤング率測定器を用いて測定したもの

- ii) 上記と同一の供試体をすべての実験が終了した後昭和48年2月9日にインストロン社製フロア型試験機によって、圧縮試験を行なったもの

以上の2回の試験を行なった。

- 供試体の採集および保管

供試体は所定の配合液を3m×3mの型ワク中に打設した後、未だ固まらないうちに、型ワクの東、南、西、北の4隅から、液をくみ出し内径5cm高さ5cm(1部内径10cm)の塩化ビニルパイプ中で硬化させたものを用いた。

各供試体は、塩化ビニルパイプ中で硬化直後、表面をモーターオイルで覆い、かつビニル幕で包み、水分の蒸発に充分注意しながら保管した。

最も長期間保管した供試体は、

12月6日採集したSS結晶30%ペントナイト5%(神戸層B)で12月6日～2月9日 約2ヶ月間

最も短期間保管した供試体は

1月7日採集したSS-30R20%, ペントナイト5%(明石層B)SS-30R10%, ペントナイト5%(沖積層)で約1ヶ月間保管した。

この他

- 簡易ヤング率測定装置による試験および定歪速度載荷試験によるヤング率測定を実施した。

(3) 地盤模型に対する試験結果のまとめ

各種の静的実験結果を総合的に評価して、地盤材料の諸定数として、図-5.11の結果を得た。この図で()内は、相似律から要求されるヤング率で、模型製作にあたって目標とした値である。これらの結果から

(i) 地盤材料の単位重量は $\gamma = 1.07 \sim 1.14 \text{ g/cm}^3$ で、単位重量の増大に伴って、ヤング率が増大していること。

(ii) ヤング率は目標値に比し、最大3割程度の誤差が現われていることなどが判る。

(4) 振動地盤系に対する試験

ケーソン振動に対する載荷試験の一例を図-5.12に示している。

[2] 振動実験

振動実験の結果の一例として、図-5.13～図-5.14に共振曲線を示す。図-5.13は、ケーソン振動天端に小型起振機を設置して得た結果であり、図-5.14は同一のケースに対して、震動台を加振して得た結果である。この両図から両者の共振曲線の形状に差異のあることが認められる。

また表-5.5は各種実験における各模型部分の固有振動数 f 、表-5.5対数減衰率 δ 、減衰定数 h をとりまとめたものである。

5.4 結 論

多岐にわたる実験であっただけに、完全な結論を得るまでには、今後さらに各種の検討を要するのであるが、一時的実験データ整理を終了した段階で、判明している事項は、以下の通りである。

(1) ケーブルが橋脚・橋台の振動に及ぼす影響は、さほど大きくはないが、確実に現われている。即ちケーブルが橋脚・橋台の振動に及ぼす影響は、さほど大きくはないが、確実に現われている。即ちケーブルは橋脚・橋台の周期には余り影響を与えないが、減衰を増大させる効果はある。

また、当然のことであるが主塔の振動方向の振動モードには、ケーブルの存在がいちじるしく影響を与える。

(2) ケーソン橋脚においては、ロッキング振動が卓越するが、その共振周期は地盤の共振周期より短い。ケーソンの根入長が周期を短かくする(バネを高める)効果は大きい。

(3) 多柱橋脚の共振周期は、ケーソン橋脚のそれより短い。多柱橋脚の振動モードは構造物の弾性変形が支配的であり、構造部分が軽量であることがケーソン橋脚より短周期となった主因といえる。

(4) 今回の実験で得られた、地盤、ケーソン橋脚、多柱橋脚、3者の共振振動数を比較すると、それぞれ3.0～3.5 Hz, 6.3 Hz, 8.3 Hzであった。

(5) 地盤反力係数(バネ係数)の計算式としては、Boussinesq, Vogt, Biatなどの弾性理論式が妥当な値を与えている。しかし、日本道路協会の道路橋下部構造設計指針の数値の約5

倍となっている。

- (6) 振動時における基礎周辺地盤の仮想質量の影響は小さい。
- (7) 今回用いた実験用地盤材料は、ヤング率 $0.1 \sim 7 \text{ kg/cm}^2$ の範囲で、任意の弾性を持たせることができるため、この種の実験には、好都合の材料であるといえる。

(5 章以上)

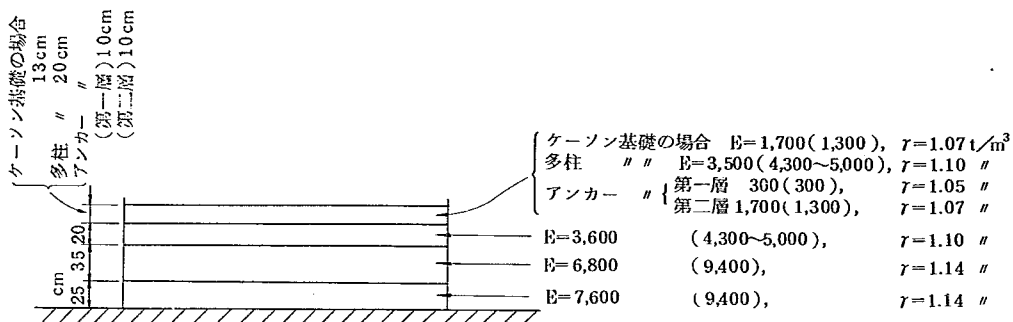


図-5.11 模型地盤材料の定数

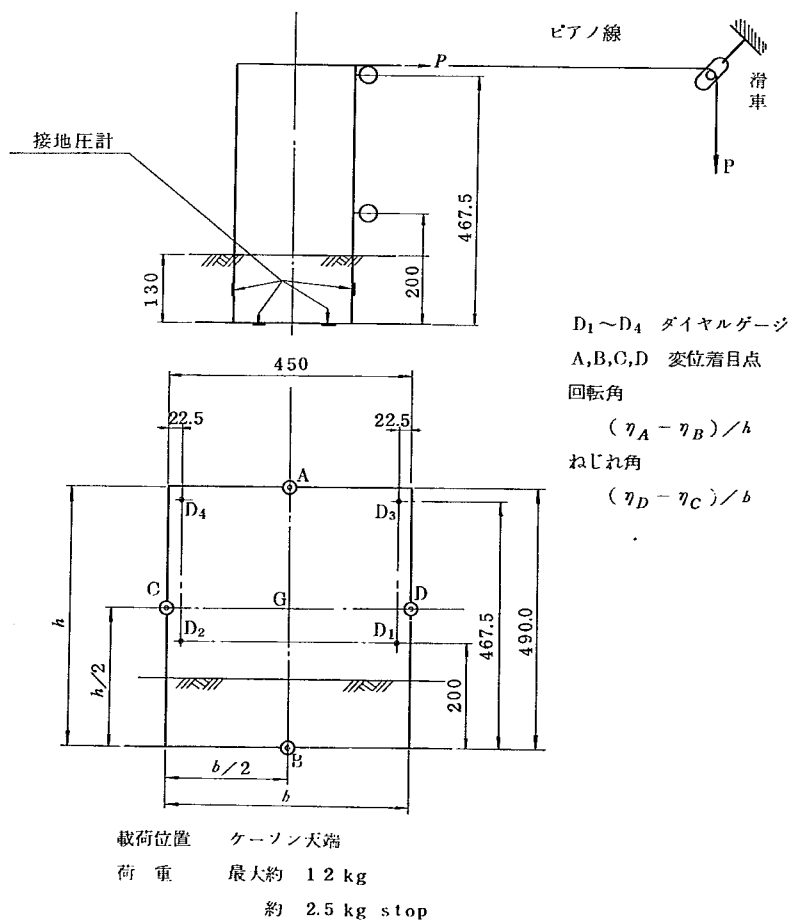


図-5.12 ケーソン水平載荷試験

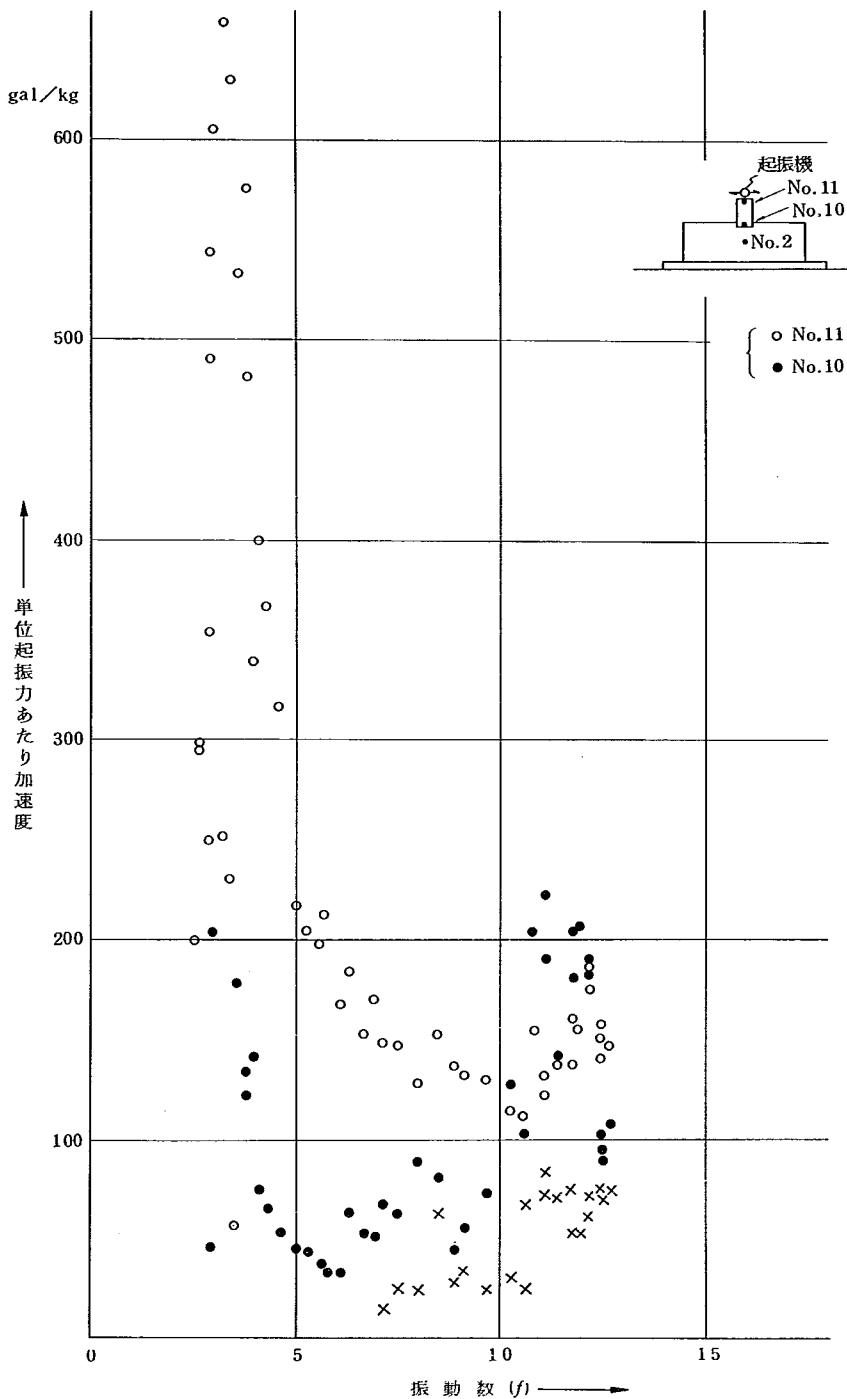


図-5.13 ケーソンの共振曲線

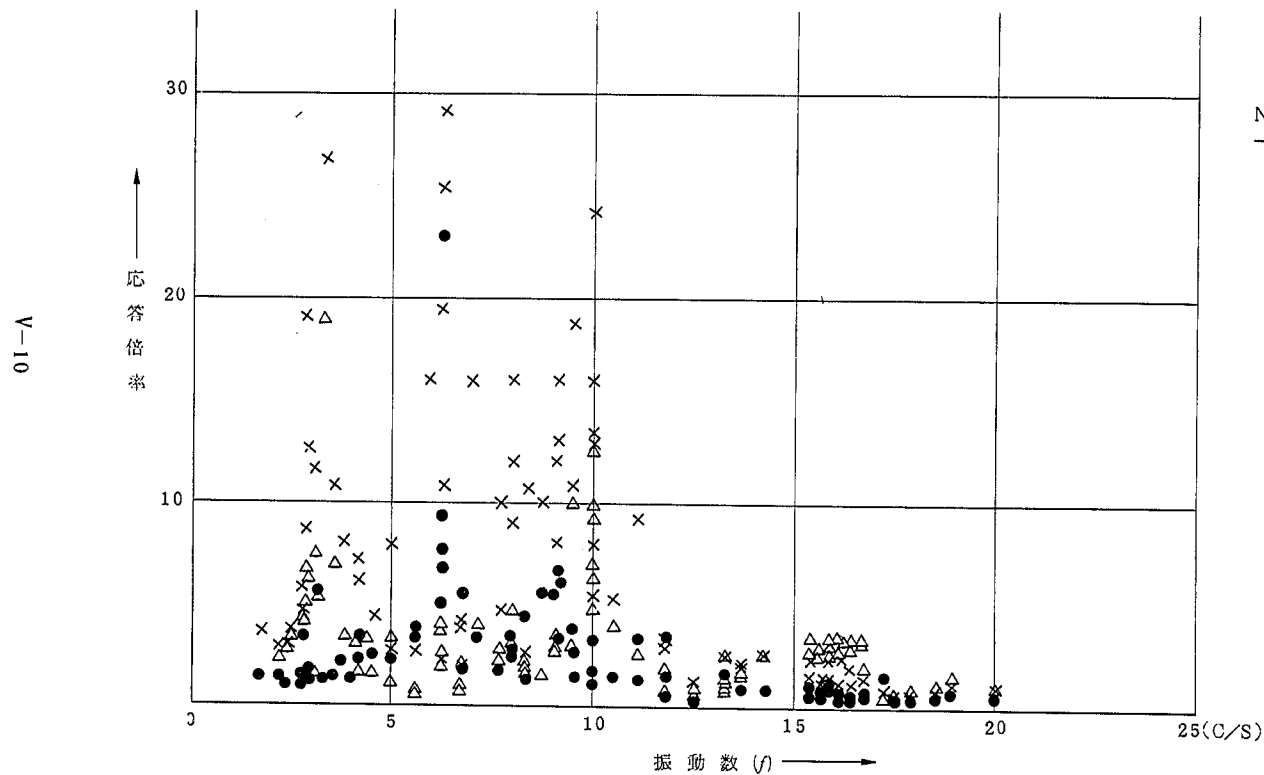


図-5.14 地盤+ケーソンの共振曲線

表-5.3 静的実験の種類

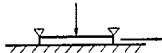
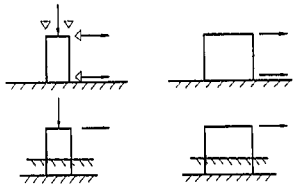
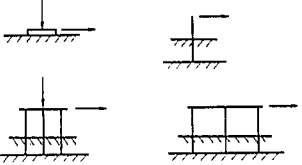
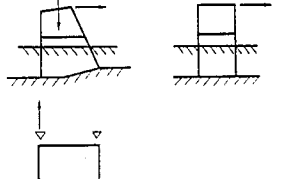
I-1 II-1 地盤のみ III-1	1. 載荷板を用いて鉛直方向載荷（鋼板）$\phi 20\text{ cm}$ 程度の円板 着目 支持層表面での沈下量 鉛直方向地盤係数 K_v の測定 測定法 載荷板 4 隅において沈下を測定（ダイヤルゲージ） 2. 鉛直荷重の下で水平に載荷（鉛直荷重は 3 段階程度）K_H	
I-2 地盤 I + ケーソン	1. ケーソン施工時に支持層のみの状態で天端，下端に水平載荷（鉛直）（橋軸・直角両方向） 着目 支持層の K_H（K_v）およびケーソンに作用するバネ定数 k_h, k_r, k_v ケーソンと地盤の接地圧，ケーソンの移動量（接地圧計，ダイヤルゲージ） 2. B 層打設後ケーソン天端水平方向に載荷（橋軸・直角方向）（鉛直にも載荷） 着目 ケーソンに作用する地盤バネ定数 k_h, k_r, k_v（接地圧計，ダイヤルゲージ） 1, 2 を合わせて根入れの効果を調る	
II-2 地盤 II + 多柱	1. 多柱地盤 A 層打設後平板載荷の他に $\phi 6.2\text{ cm}$ の円板を用い，鉛直載荷と水平載荷 着目 柱 1 本あたりに作用する支持層の k_h, k_v 及び K_v, K_H 2. B 層打設後頂板に水平，鉛直載荷，その他柱のみに水平載荷 着目 地盤バネ定数 k_h, k_v 1 本杭と群杭の効果	
III-2 地盤 III + アンカー	1. A 層打設後支持層のみの状態で天端，下端に水平，鉛直載荷 着目 K_v, K_H, k_h, k_v 2. 支持層のみの状態でアンカー 4 隅に水平載荷（ねじれ） 着目 水平面内回転バネ定数 k_r 3. B 層打設後上記の 1, 2 と同じことをやる。	

表-5.4 振動実験の種類

試験名	対象振動系	加振方向	加振方向			
			S W	R W	E Q W	V B W
1	地盤Ⅰ＋ケーソン	橋軸	●	●		○
2	地盤Ⅰ＋ケーソン＋塔	〃	●	●	●	
3	地盤Ⅰ	〃	●			
4	地盤Ⅱ＋多柱	〃	●	●		○
5	地盤Ⅱ＋多柱＋塔	〃	●	●	●	
6	地盤Ⅱ	〃	●			
7	地盤Ⅲ＋アンカー	直角	●	●		
8	地盤Ⅲ＋アンカー ＋ケーブル	直角	●	●	●	
9	地盤Ⅲ＋アンカー	橋軸	●	●		
10	地盤Ⅲ＋アンカー ＋ケーブル	〃	●	●	●	
11	地盤Ⅲ	〃	●			

記号：S W 正弦波加振

R W ランダム波による加振

E Q W 模擬地震波 〃

V B W 起振機による加振

● 防災センター加振機を用いる実験

○ 加振機は用いない実験

実験種別	種 目	模 型 名																	
		地 盤									ケーソン		多 柱		アンカー		主 塔		
		花崗岩, 神戸層 A			明 石 層 A			明 石 層 B											
	次 数	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	1	2	1	2	1	2	3
Test No. 6 地 盤 (多 柱 用)	共振曲線より	f	3.1	8.9		3.1	8.9		3.0	8.9									
		h																	
	自由減衰より	f'																	
		δ																	
Test No. 7 地 盤 + アンカー (橋 軸)	共振曲線より	f	2.9	11.1		2.9	10.4		3.0										
		h																	
	自由減衰より	f'																	
		δ																	
Test No. 8 地 盤 + アンカー + ケーブル (橋 軸)	共振曲線より	f	3.0	10.0		3.0	10.7		3.0	10.4					6.2				
		h																	
	自由減衰より	f'																	
		δ																	
Test No. 9 地 盤 + アンカー + ケーブル (橋軸直角)	共振曲線より	f							3.0	9.5					5.5				
		h																	
	自由減衰より	f'																	
		δ																	
Test No. 10 地 盤 + アンカー (橋軸直角)	共振曲線より	f							2.9						(6.2)	直 角 (4.9)			
		h																	
	自由減衰より	f'																	
		δ																	
Test No. 11 地 盤 (アンカー用)	共振曲線より	f																	
		h																	
	自由減衰より	f'	2.98																
		δ	0.061~0.070																
		h																	

() 内共振機試験の結果

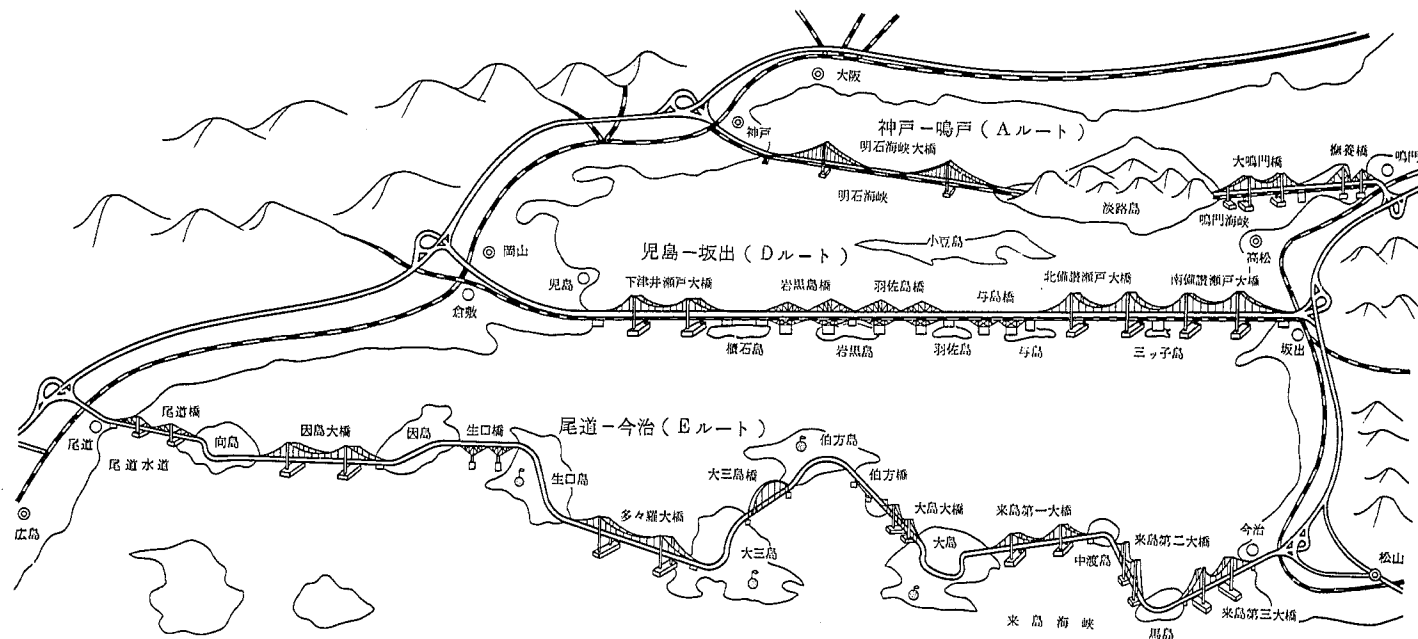
[] 内下端固定

但し { f ; 共振々動数
 f' ; 固有 " $= f$
 δ ; 対数減衰率
 h ; 減衰定数

表-5.2 模型の縮少率

物 理 量	記 号	次 元	縮 少 率	
			$\ell^*=100, \rho^*=2, t^*=5$	$\ell^*=150, \rho^*=2, t^*=5$
*長 さ	L	ℓ	10^2	1.50×10^2
面 積	A	ℓ^2	10^4	2.25×10^4
断面 2 次モーメント	I	ℓ^4	10^8	5.06×10^8
*密 度	ρ	ρ	2	2
質 量	M	$\rho \ell^3$	2×10^6	6.75×10^6
質 料 回 転 慣 性	J	$\rho \ell^5$	2×10^{10}	1.52×10^{11}
力 (荷 重)	F	$\rho \ell^4 t^{-2}$	8×10^6	4.05×10^7
弾 性 係 数	E or G	$\rho \ell^2 t^{-2}$	8×10^2	1.80×10^3
*時 間	T	t	5	5
振 動 数	f	t^{-1}	1/5	1/5
回 転 角	θ	1	1	1
変 位	δ	ℓ	10^2	1.50×10^2
速 度	v	ℓt^{-1}	2×10	3×10
加 速 度	a	ℓt^{-2}	4	6
曲 げ モーメント	m	$\rho \ell^5 t^{-2}$	8×10^8	6.08×10^9
歪 度	ϵ	1	1	1
応 力 度	σ	$\rho \ell^2 t^{-2}$	8×10^2	1.80×10^3
曲 げ 剛 性	EI	$\rho \ell^7 t^{-2}$	8×10^{12}	1.30×10^{14}
伸 縮 剛 性	EA	$\rho \ell^4 t^{-2}$	8×10^6	6.08×10^7
ば ね 強 度	K	$\rho \ell^3 t^{-2}$	8×10^4	2.70×10^5
粘 性 係 数	μ	$\rho \ell^2 t^{-1}$	4×10^3	9.00×10^3
動 粘 性 係 数	ν	$\ell^2 t^{-1}$	2×10^3	4.50×10^3

* 模型材料，加振台等で制約される基本量



神戸 鳴門ルート（道路鉄道併用）

神戸市垂水から5kmの明石海峡をこえて淡路島を縦断し、1.3kmの鳴門海峡をこえて鳴門市にいたる。

児島 坂出ルート（道路鉄道併用）

倉敷市児島から1.1kmの下津井瀬戸をこえて礪石島へ、さらに岩黒島、羽佐島、与島へとつづき、3kmの備讃瀬戸をこえて坂出市番の州にいたる。

尾道 今治ルート（道路）

尾道市から尾道水道をこえて向島へさらに因島、生口島、大三島、伯方島、大島と島々を結んで3.2kmの来島海峡をこえて今治市にいたる。

ル ー ト	神 戸 - 鳴 門		児 島 - 坂 出		尾 道 - 今 治
	道 路	鉄 道	道 路	鉄 道	
	一般国道 28号	本 四 淡路線	一般国道 30号	本 四 備讃線	一般国道 317号
延 長	80.7km	78.6km	38.8km	48.8km	60.8km
海 峡 部	7.5	7.5	13.2	13.2	9.2
陸 上 部	73.2	71.1	25.6	35.6	51.6
工 費	5,820億円		4,734億円		2,346億円

図-5.15 本 州 四 国 連 絡 橋 の ル ー ト

図-5.16 実験対象とする吊橋

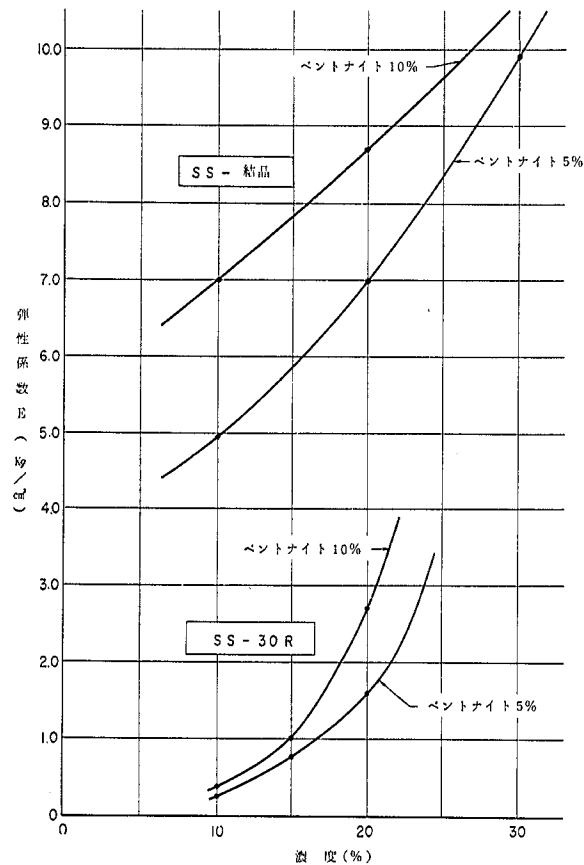


図-5.17 主成分配合比とヤング率の関係

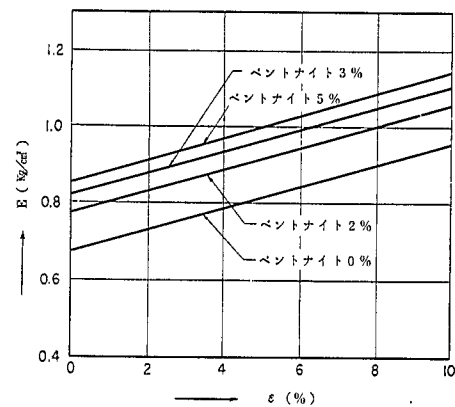
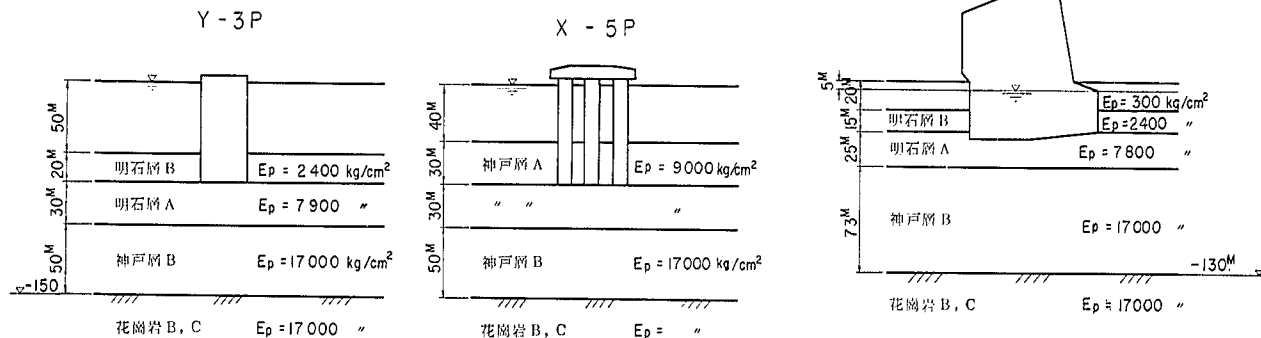
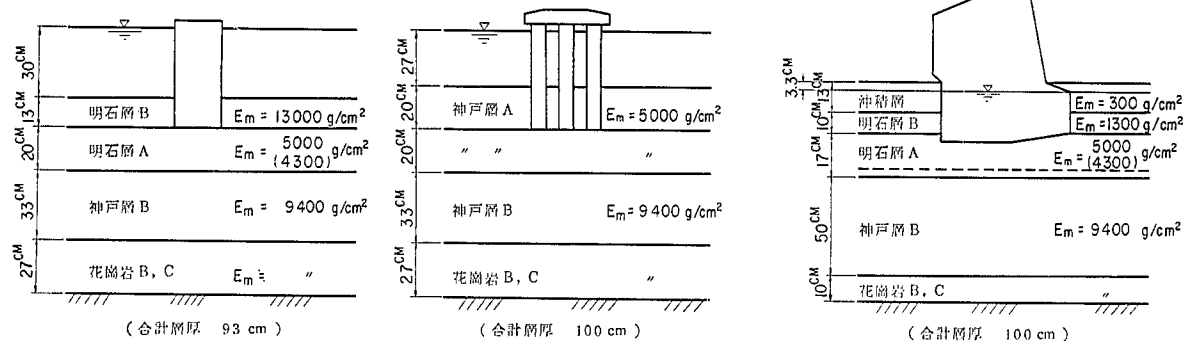


図-5.18 ひずみとヤング率 E との関係
(供試体: SS-30R 5cm ϕ ×5cm h)

実地盤



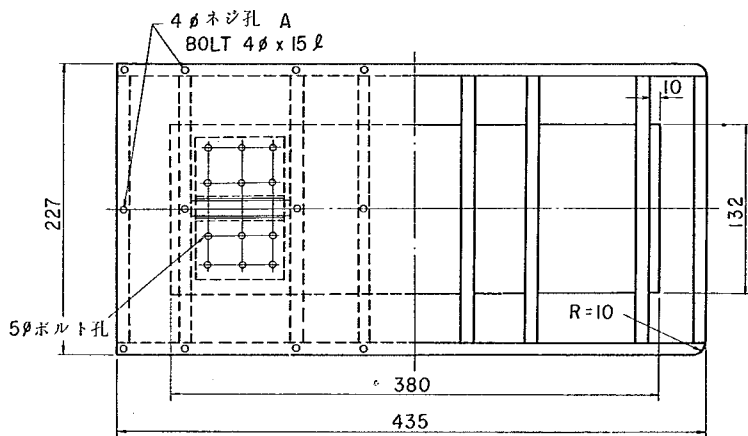
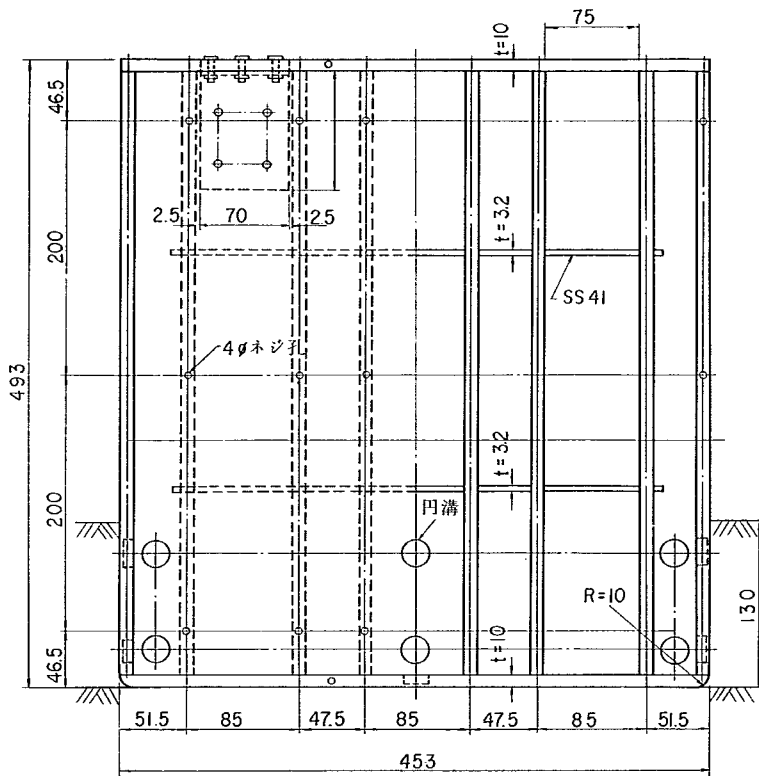
模型地盤



層の配合		
SS 30 R	結晶	ベントナイト
10%	—	5%
20%	—	5%
20%	—	5%
30%	—	5%

注) 神戸層 A と明石層 A,
花崗岩と神戸層 B は
同配合を用いる。

図-5.19 地盤模型と基礎構造の概要



単位：mm

図-5.20 ケーソン橋脚模型
(材質：特記なき場合はアルミニウム)

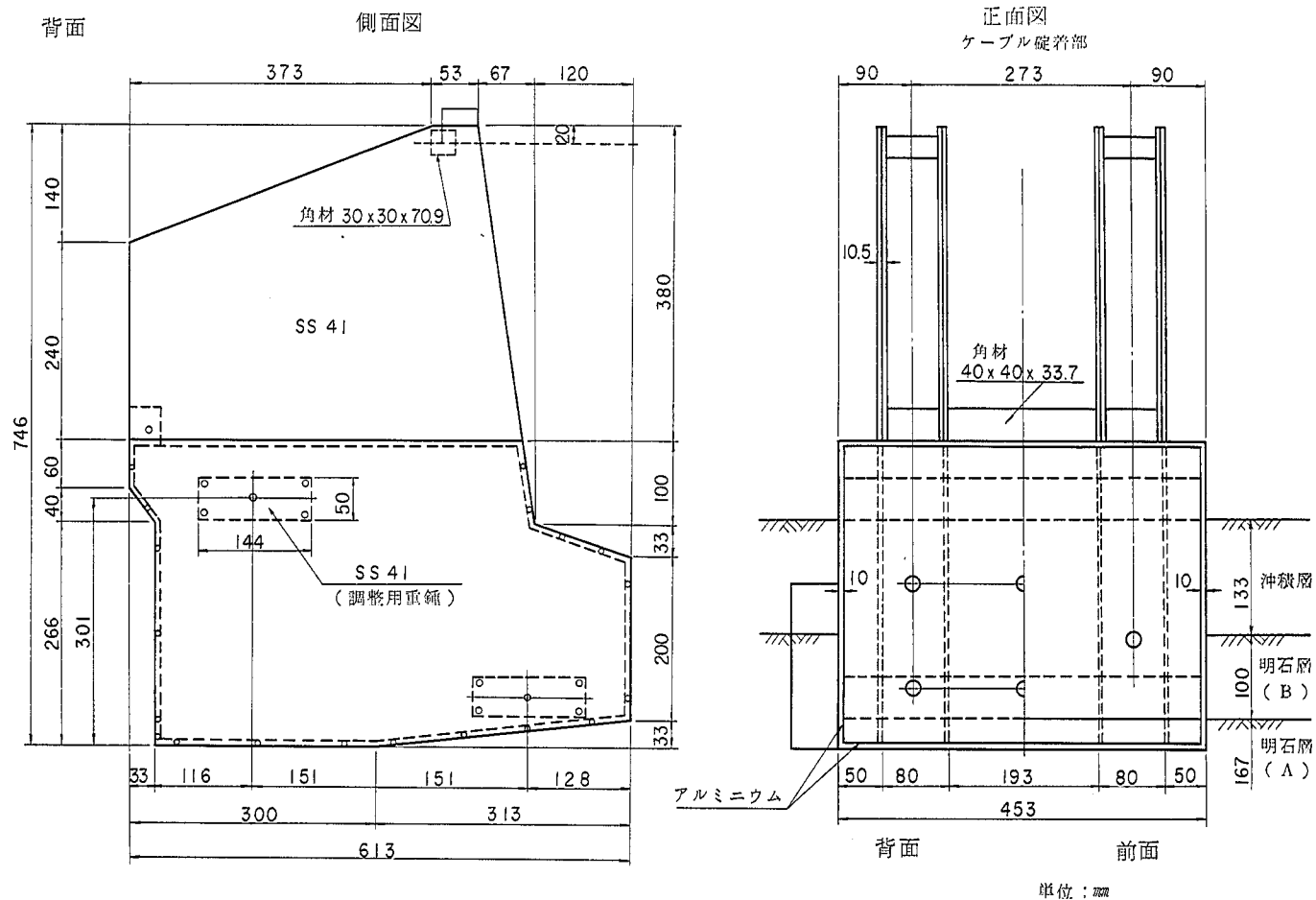
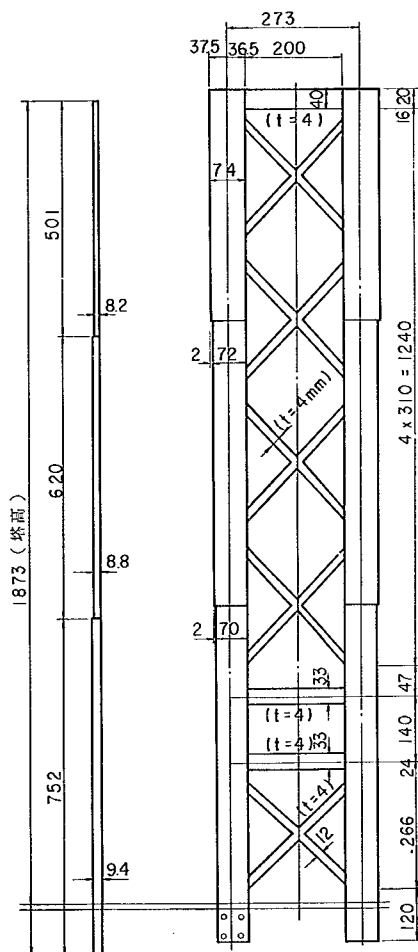
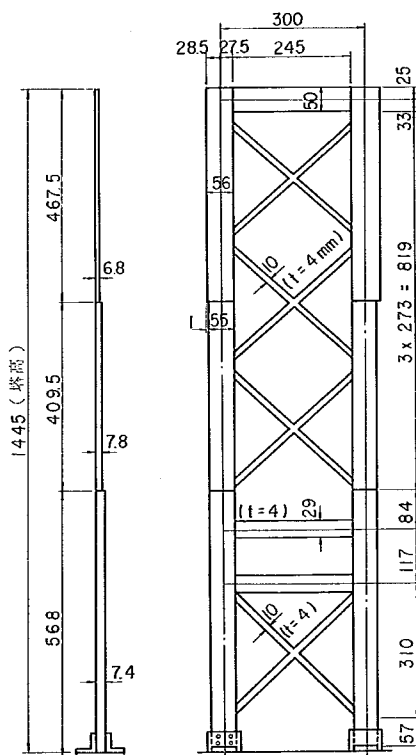


図-5.22 アンカー基礎模型



L-1880
吊橋（ケーソン基礎上）主塔
（材質：アクリライト）



L-1500
吊橋（多柱式基礎上）主塔
（材質：アクリライト）

単位：mm

図-5.23 吊橋主塔模型

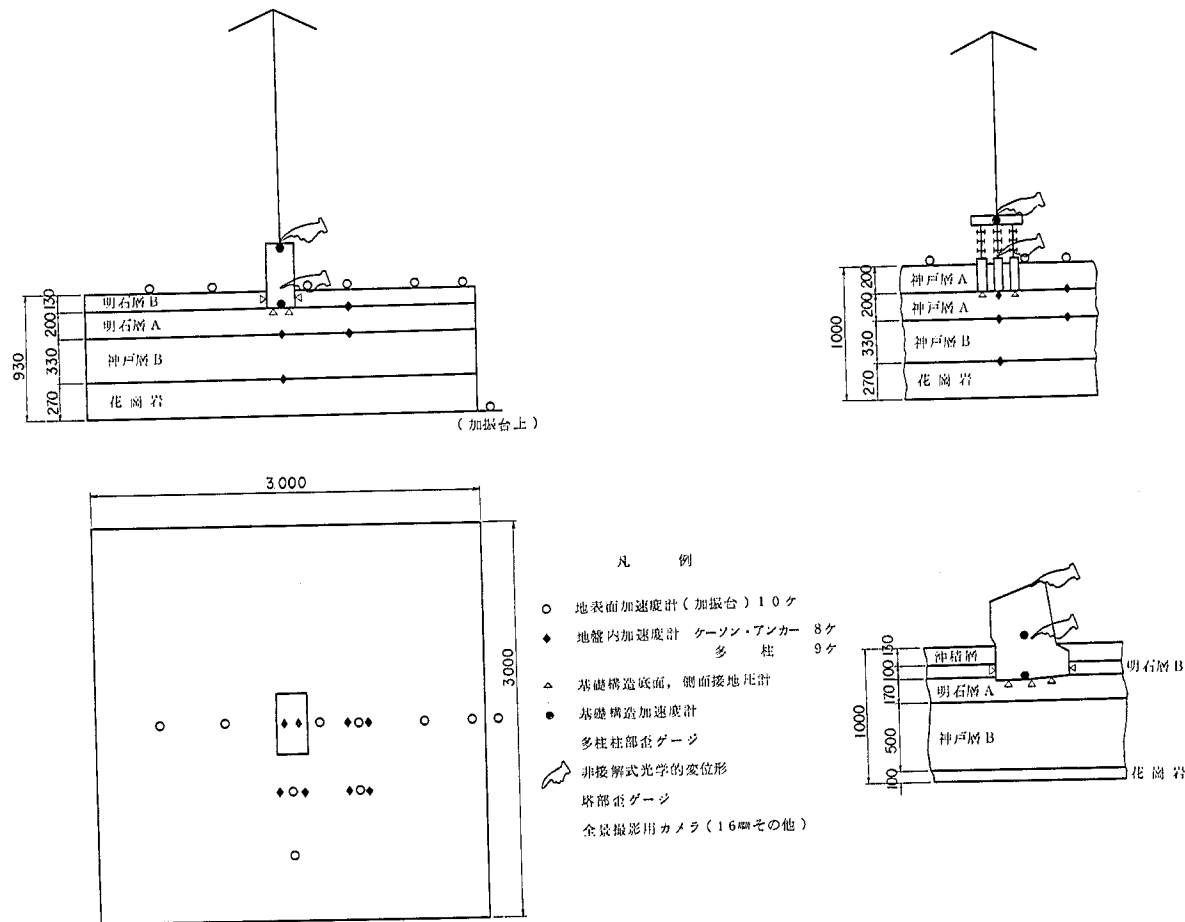
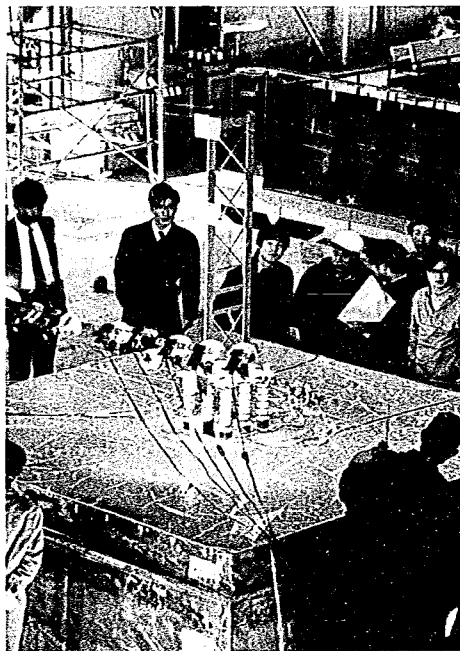
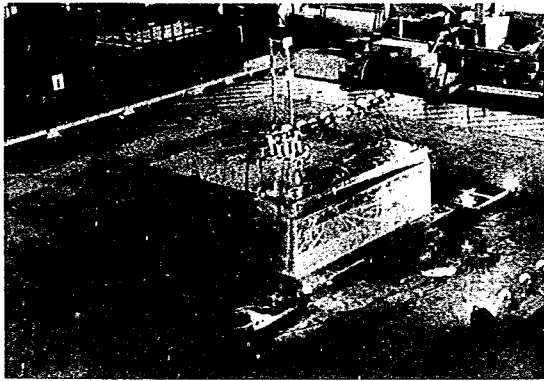


図-5.24 計 測 点



第 6 章 明石層のせん断特性および神戸層の クリープ特性に関する調査試験

基 礎 研 究 室

室	長	駒	田	敬	一
主任研究員	足	立	義	雄	
同	塩	井	幸	武	
	亀	甲	勝	信	
	松	岡	啓	治	
	魚	見	秀	幸	

6.1 明石層のせん断特性に関する調査試験

6.1.1 調査目的

本州四国連絡橋の明石―鳴門ルートの吊橋の支持地盤と目される明石層の砂礫のせん断特性を大型三軸圧縮試験によって求め、支持力の検討を行なうものである。

6.1.2 調査方法および試験機器

6.1.2.1 調査方法

神戸市名谷町地内（図－6.1）の六甲山系に露頭する明石層の砂礫試料を建設省土木研究所千葉支所に運搬し、再び現場密度に締固め、基礎研究室の大型三軸圧縮試験機にかけ、砂礫のせん断特性を求めた。試験は、同試料の絶対乾燥状態について1式、飽和状態について2式実施された。絶対乾燥状態の試験は砂礫材料そのもののせん断特性を求めるため、他方は同試料が海底にある状態を想定し、完全に飽和されている状態でのせん断特性を調べる目的である。飽和状態のものを2式にした理由は同試料を三軸室の中で形を保持するために真空ポンプによる負圧を用いるものと、突き固められた状態でモールドのままで立て込んで三軸室の中でモールドの自動開閉装置を用いるものとの2つの方法で試験を行なったためである。

支持力は現行の道路橋下部構造設計指針のテルツァギー系の公式で算出した。

6.1.2.2 大型三軸圧縮試験機と付属機器

試験に用いる供試体は、現地から運搬された砂礫試料を乾燥炉で絶対乾燥状態にし、締固め中の骨材の破損を防ぐために自動振動締固め装置（図－6.2、写真－6.1）にハンドバイブレータを併用して4層に分けて締固められた。自動振動締固め装置および供試体モールドの仕様は表－6.1のとおりである。使用したゴムスリーブは厚さ1.5mmの生ゴムである。

大型三軸圧縮試験機は諸元、仕様、配置を（表－6.2、図－6.2、写真－6.1）に示すとおり、載荷装置、操作盤、制御と計測盤、記録装置から構成される。

6.1.3 調査結果

6.1.3.1 サンプルング

現地は六甲山系の中腹に位置し、明石層（写真－6.2）と神戸層（写真－6.3）が入り乱れている。明石層の粒度、分類、含水比は表－6.3のとおりである。粒度分布は図－6.3に示す2つの粒径加積曲線の間にある。現場密度は表－6.3に見るとおり、各試料、各調査方法間ではばらつきが大きい、ほぼ $1.90 \pm 0.03 \text{ t/m}^3$ の値になっている。この値は試験に用いる供試体の締固めの目標値ともなっている。

6.1.3.2 大型三軸圧縮試験

試験に使用する供試体の粒度分布は図－6.4に示すように、現地の状態と変らない。試験は、絶対乾燥状態1式、飽和状態2式の3式とも側圧4, 6, 8, 10, 12 kg/cm²の5段階で行ない、歪速度は

約 0.82 %/分とした。

なお、側歪計は試験中に測定棒が供試体のひずみにともない、礫分の凹凸で押し下げられるため、測定を取り止めた。

(1) 絶乾状態

締め固められた供試体の諸元は表-6.4のとおりである。立て込みは真空ポンプによった。試験結果は表 6.7に示すとおりである。側圧 10.0 kg/cm²の試験データを削除して、最小自乗法でデータを処理して粘着力 1.6 kg/cm², 内部摩擦角 39° 10'を得た。

(2) 飽和状態(真空ポンプの負圧によるもの)

供試体の諸元は表-6.5のとおりである。給水は供試体をモールドに装填したまま、真空ポンプの吸引力を利用して供試体の底部から水を吸い上げる方法をとった。飽和率が 100% となりえなかった理由として、負圧をかけたためにモールドと供試体の間の空隙が考えられるが、目で観察した限りでは、ほとんど密着しており、むしろ、礫間の粘性土に取りこまれた空隙を普通の方法では飽和しえなかったものと推定される。なお、飽和率は給水後の供試体の重量から算出し、飽和状態は上部からの出てくる水によって確認した。

試験は始めに行なったものを有効応力によって表示した場合にせん断常数を得られないので、再度の試験を実施した。原因は側圧が有効圧として十分に作用していなかったためと考えられる。これら、2つの試験の間には密度などの多少の差異や後の試験中に上部間隙水圧計に故障などがあったので、その結果を同一視できないが、個々の結果が信頼性がないということではない。結果は表-6.7に示すとおりである。

(3) 飽和状態(真空ポンプを使用しないもの)

供試体の諸元は表-6.6のとおりである。給水は供試体をモールドに装填したまま、供試体の底部から圧縮ポンプによる圧送と、1 mの水頭差による自然給水とによった。完全飽和にならない理由は礫間の粘性土にとりこまれた空隙によるものと推定される。飽和率の測定および飽和状態の確認は前述のとおりである。

試験にはモールドの自動開閉装置を用いたので、真空ポンプの負圧のような先行荷重がないため、側圧が有効圧に変わりやすかったものと考えられる。得られた結果は表-6.7に示す。

6.1.3.3 支持力の計算

表-6.7の結果(最大軸差応力時)を、現行の道路橋下部構造設計指針くいの設計篇およびケーソンの設計篇の支持力公式に適用して、求めた結果を表-6.8に掲げる。

計算には次の仮定条件を設けた。

くい基礎

径	10 m
根入長	35 m
水深	50 m
水中単位重量	1.2 t/m ³

ケーソン基礎

寸法	60 m × 60 m
根入長	20 m
水深	30 m
水中単位重量	1.2 t/m ³

8.1.4 考 察

試験は現実の地盤に近い密度を有する供試体について地盤材料固有のせん断特性と同材料が水中にある時のせん断特性をしらべるために実施された。地盤材料固有のせん断特性を知るのには絶対乾燥状態での排水三軸試験を行なった。得られた結果は当該地盤材料のせん断常数の最大値と考えることができる。

連絡橋の基礎のおかれる地盤は海中になるため、完全飽和の状態と考えられる。そのため、試験は供試体を完全飽和に近い状態にして非排水三軸試験とした。結果の表示は全応力と有効応力の両方で行なった。全応力とはモールの円を軸荷重応力と側圧で表示したものである。この値を用いて算出された支持力は短期荷重に対する支持力に対応する。即ち、大型基礎であるため、一時的荷重や施工中の急速な増加荷重に対して、地盤反力が間隙水圧に負担される割合が大きいので支持力は低下する。有効応力とはモールの円を全応力から供試体の上下の平均間隙水圧を差し引いた応力で表示したものである。この値を用いて算出された支持力は長期荷重に対する支持力に対応する。即ち、長期の持続荷重の作用下では間隙水が抜け切って、地盤反力のほとんどが有効応力に変換するからである。このように、大型基礎の支持力には短期荷重に対する支持力と長期荷重に対する支持力とを別個に考えた方が合理的である。

試験結果は表-6.7に示すとおりである。絶乾状態の内部摩擦角ならびに粘着力はモールの円のうち側圧 10 kg/cm^2 のものを除いた破壊包絡線によった。材料間には粘性土および凝灰質の骨材が含まれるために大きな粘着力を示すものと思われる。また、供試体数(5ヶ)が少ないため、吉田、吉中の実験(土木研究所報告 昭和41年1月 明石層および神戸層の工学的性質について p28~30)にみられるような高側圧の場合の内部摩擦角の低下の現象を確認することができなかった。

真空ポンプを使用した飽和状態Ⅰの試験では側圧を有効応力に十分に効かすことができなかったため、有効応力のせん断特性を出すことができなかった。やりなおした飽和状態Ⅱの試験では途中で上部間隙水圧計の作動が不良になったため、有効応力の表示が平均間隙水圧によった場合に2つの円しか得られないので、下部間隙水圧によったものも参考のために掲げた。モールドの自動開閉装置を用いた飽和状態Ⅲの試験は真空ポンプの負圧(約 1 kg/cm^2)の影響のないものであり、本試験機の特性を生かしたものである。

これらの結果を比較すると全応力については微妙な差が大きく影響しているようである。個々の破壊包絡線は十分に信頼できるものであるにかかわらず、このばらつきの原因は不明である。これらの3つの結果から、地盤材料の内部摩擦角は軸歪が小さいほど大きく、粘着力は軸歪が小さいほど小さいという傾向が見られる。この傾向から軸歪が大きくなると支持力機構は砂質地盤に近いものから粘性地盤に近いものに変化することになり、本来、地盤の粘着力が小さいために沈下が促進されることになる。即ち、地盤を弾性に近い状態(砂質地盤に近い状態)で扱うためには地盤の軸歪を小さくした方(設計支持力度を小さくした方)がよいことになる。

また、有効応力については、真空ポンプの使用、未使用の再試験の間の各値は近い数値を示している。有効応力の本来の性質から推すと当然の結果ともいえる。絶対乾燥状態との間で内部摩擦角で $2\sim 3^\circ$ 、粘着力で 0.7 kg/cm^2 の低下がみられるが、これは一般の砂礫材料にもみられる傾向で

ある。これらの値から、長期の支持力の計算に用いる内部摩擦角は 37° 前後、粘着力は 1.0 kg/cm^2 前後の値となろう。なお、試験からこれらの値の下でのせん断時には、骨材の破損が発生すると考えられる。

次に表-6.8の支持力の値の妥当性であるが、使用した公式の前提条件が必ずしも、計算条件と一致しないので、これらの数値をそのまま設計の対象に考えることは好ましくない。むしろ、支持力の決定にあたっては現行のケーソンの設計方法のように地盤の変形係数の方からの接近が必要と考えられる。

以上の成果は六甲山系中のある地点の明石層の力学的性状であり、広範囲に分布している明石層全体の性質を必ずしも代表しているとは思われない。そのため、今後、数多くの地点の地盤材料の調査を続ける必要があると思われる。

6.1.5 結 論

調査の結果、明石層の砂礫材料について明らかになったのは次の点である。

- (1) 地質の平均乾燥密度は $1.90 \pm 0.03 \text{ t/m}^3$ とみられる。
- (2) 絶対乾燥状態の砂礫材料の内部摩擦角は $39^{\circ}10'$ 、粘着力は 1.6 kg/cm^2 の値を有する。
- (3) 同材料の飽和状態でのせん断特性は有効応力表示で、内部摩擦角 37° 前後、粘着力 1.0 kg/cm^2 前後の値となる。

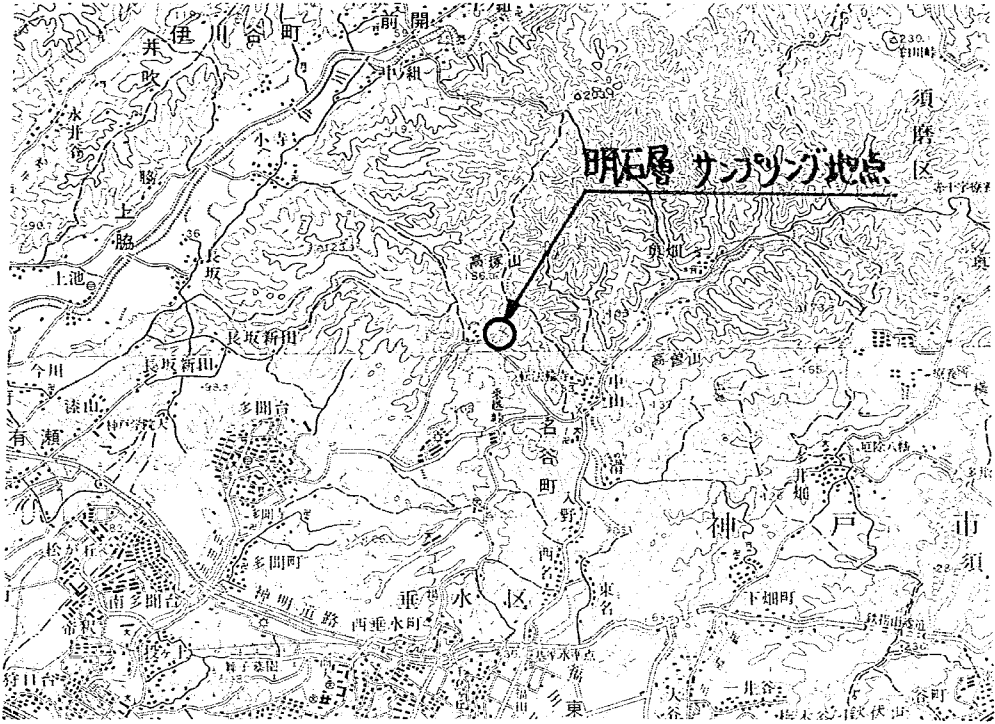


図 - 6.1

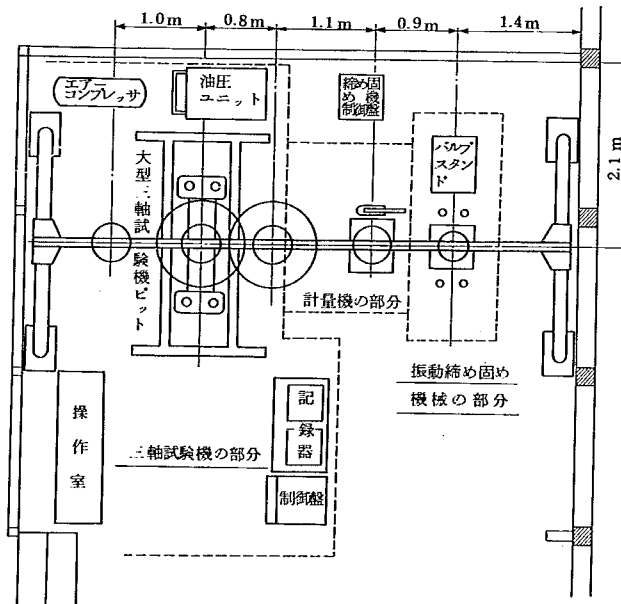


図 - 6.2

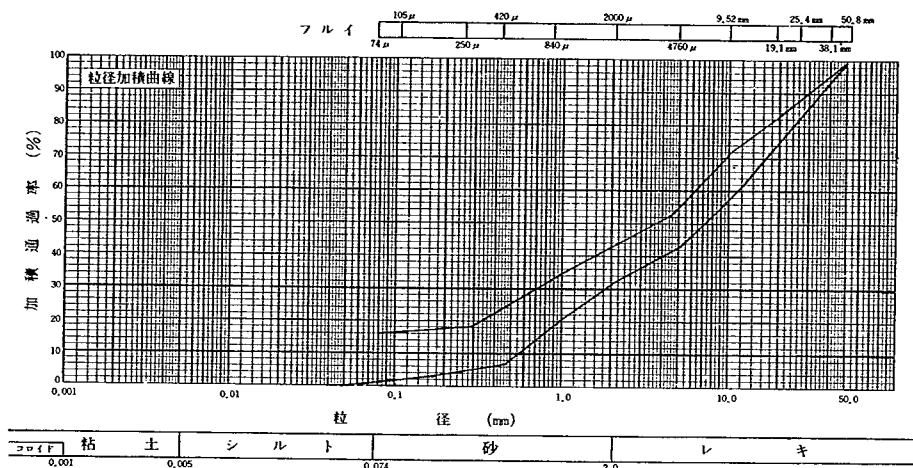


図 - 6.3

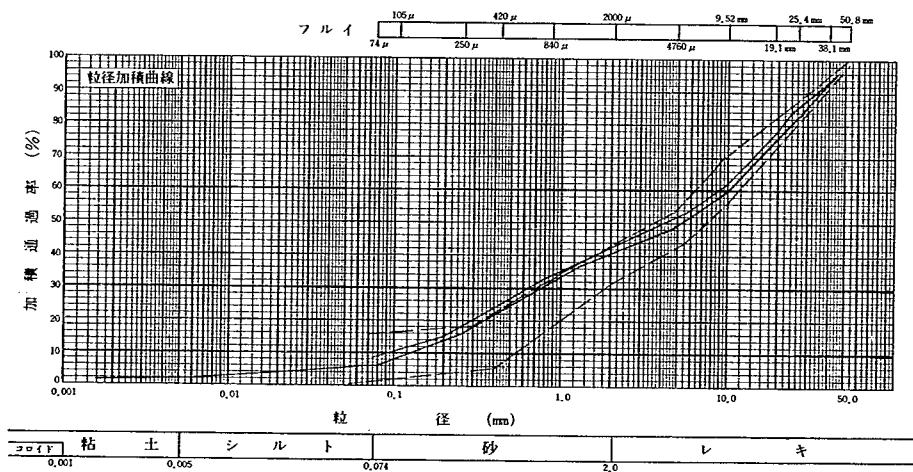


図 - 6.4

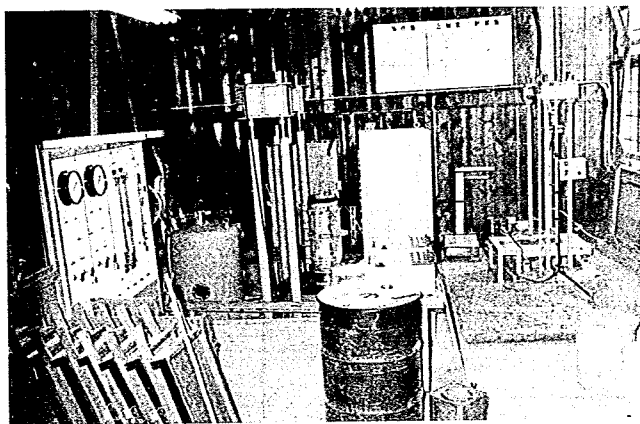


写真-6.1 大型三軸圧縮試験機および振動締め装置

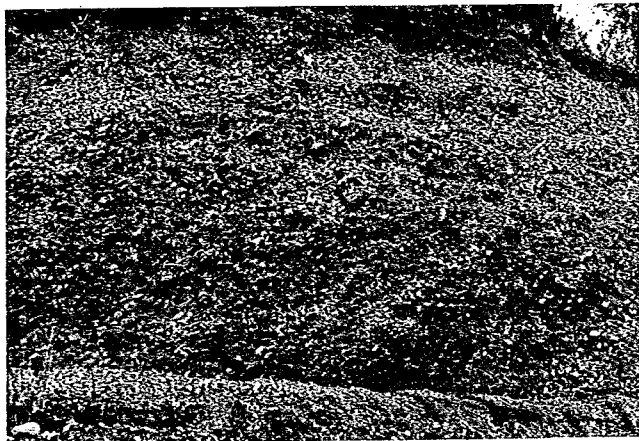


写真-6.2 明 石 層

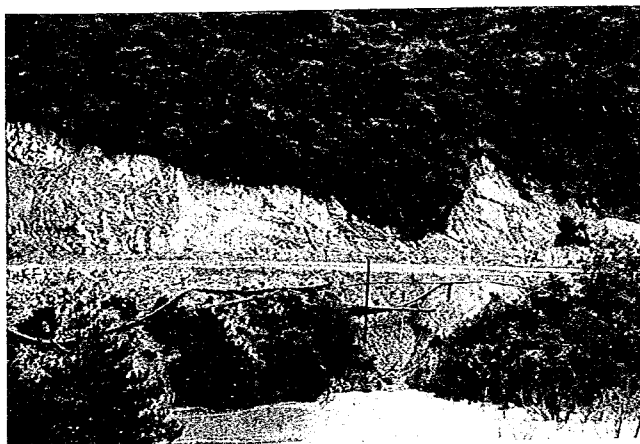


写真-6.3 神 戸 層

表-6.1 自動振動締め機
供試体モールドの仕様

作成供試体寸法	30cm ϕ ×60cm
静的圧密荷重	0～10kg/cm ²
動的圧密荷重	max 300kg
動的圧密荷重繰返周波数	20～70Hz
駆動電動機	3相200V4P0.75kW
モールド	3つ割り式自動開き装置付き
ハンドバイブレーター (KC66)	50～60Hz

表-6.2 大型三軸圧縮試験機の諸元仕様

供試体寸法	30cm ϕ ×60cm
軸圧	0～50kg/cm ²
側圧	0～20kg/cm ²
軸歪量	max 150mm
側歪量	max 40mm
体積変化量	max 1,000 cc
軸歪速度制御	0.5mm/min～6mm/min
軸応力速度制御	0～5 kg/min
軸力計	100ton 20ton各1台
側圧計	max 20kg/cm ² 1台
間隙水圧計	-1～20kg/cm ² 2台
軸歪計	0～150mm 1台
側歪計	0～40mm 9台
体積変化計	0～10,000cc 2台

表-6.3 明石層の現場密度、
含水比、乾燥密度

	現場密度(γ_m)	含水比(w)	乾燥密度(γ_d)
(神戸市名谷町水置換法)			
No. 1	2.29	10.3	2.08
No. 2	2.14	11.8	1.91
No. 3	2.17	11.4	1.95
No. 4	2.16	11.7	1.93
平均	2.19	11.3	1.97
(神戸市高丸町砂置換)			
No. 1	2.10	14.5	1.83
No. 2	2.10	15.0	1.83
No. 3	2.08	14.8	1.81
No. 4	2.15	14.5	1.88
No. 5	2.18	12.9	1.95
No. 6	2.15	15.3	1.86
No. 7	2.19	11.8	1.96
No. 8	2.16	11.6	1.94
No. 9	2.14	14.3	1.87
No. 10	2.16	14.1	1.89
平均	2.14	13.9	1.88
(神戸市高丸町ワシントンデンソメーター)			
No. 1	2.17	14.5	1.90
No. 2	2.13	15.0	1.85
No. 3	2.08	14.8	1.81
No. 4	2.12	14.5	1.85
No. 5	2.17	12.9	1.92
No. 6	2.27	15.3	1.97
No. 7	2.23	11.8	1.99
No. 8	2.13	11.6	1.91
No. 9	2.08	14.3	1.82
No. 10	2.00	14.1	1.75
平均	2.14	13.9	1.88
平均乾燥密度	1.90 $\pm$ 0.02		

表-6.4 三軸圧縮試験(UU)諸数値表

試料状態, 絶乾状態

土粒子の比重 2.641

初期状態	圧力室圧力(σ_3) [kg/cm ²]	4.0	6.0	8.0	10.0	12.0
	供試体高さ(H) [cm]	61.0	61.0	61.0	61.0	59.4
	供試体直径(D) [cm]	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
	断面積(A) [cm ²]	706.5	706.5	706.5	706.5	706.5
	体積(V) [cm ³]	43,096.5	43,096.5	43,096.5	43,096.5	41,966.1
	重量(W_1) [kg]	81.4	81.2	81.3	81.3	79.3
	含水比(w_1) (%)	0	0	0	0	0
	乾燥密度(γ_d) [g/cm ³]	1.889	1.884	1.886	1.886	1.890
吸水後	含水比(w_2) (%)					
	湿潤密度(γ_t) [g/cm ³]					
	乾燥密度(γ_d) [g/cm ³]					
	間隙比(e)					
	飽和度(S) (%)					

表 - 6.5

試料状態 飽和状態 (真空ポンプ使用)

土粒子の比重 2.641

初期状態	圧力室圧力 (σ_3) kg/cm^2	4.0	6.0	8.0	10.0	12.0	4.0	6.0	8.0	10.0	12.0
	供試体高さ (H) cm	61.0	61.0	61.0	61.0	61.5	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
	供試体直径 (D) cm	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
	" 断面積 (A) cm^2	706.5	706.5	706.5	706.5	706.5	706.5	706.5	706.5	706.5	706.5
	" 体積 (V) cm^3	43,096.5	43,096.5	43,096.5	43,096.5	43,499.8	42,390	42,390	42,390	42,390	42,390
	" 重量 (W) kg	81.4	82.5	82.5	82.2	82.4	81.5	76.5	85.0	81.8	81.7
	含水比 (w) $\%$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	乾燥密度 (γ_d) g/cm^3	1.889	1.914	1.914	1.907	1.894	1.922	1.800	2.005	1.922	1.920
	含水比 (w) $\%$	13.8	13.4	13.1	13.8	14.3	12.8	16.8	11.0	13.1	12.9
	湿潤密度 (γ_t) g/cm^3	2.150	2.170	2.165	2.170	2.165	2.168	2.103	2.225	2.173	2.167
吸水後	乾燥密度 (γ_d) g/cm^3	1.889	1.914	1.914	1.907	1.894	1.922	1.800	2.005	1.922	1.920
	間隙比 (e)	0.398	0.380	0.380	0.385	0.394	0.374	0.469	0.317	0.374	0.375
	飽和度 (S) $\%$	91.6	93.1	91.1	94.7	95.8	90.4	95.6	91.3	92.7	91.0

表 - 6.6

試料状態 飽和状態 (真空ポンプ未使用)

土粒子の比重 2.641

初期状態	圧力室圧力 (σ_3) (kg/cm^2)	4.0	6.0	8.0	10.0	12.0
	供試体高さ (H) [cm]	62.2	61.5	61.0	61.5	61.5
	供試体直径 (D) [cm]	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
	断面積 (A) [cm^2]	706.5	706.5	706.5	706.5	706.5
	体積 (V) [cm^3]	43,944.3	43,491.8	43,096.5	43,499.8	43,499.8
	重量 (W_1) [kg]	84.0	82.7	82.4	83.1	83.2
	含水比 (w_1) [$\%$]	0	0	0	0	0
吸水後	乾燥密度 (γ_d) (g/cm^3)	1.912	1.901	1.912	1.910	1.113
	含水比 (w_2) [$\%$]	13.4	14.0	13.6	13.6	13.2
	湿潤密度 (γ_t) (g/cm^3)	2.168	2.167	2.172	2.170	2.166
	乾燥密度 (γ_d) (g/cm^3)	1.912	1.901	1.912	1.910	1.913
	間隙比 (e)	0.381	0.389	0.381	0.383	0.380
	飽和度 (S) [$\%$]	92.8	95.0	94.3	93.9	91.7

表一 6.7 明石層のせん断特性値 (大型三軸圧縮試験結果)

		絶 乾 状 態	飽和状態Ⅰ (真空ポンプ使用)	飽和状態Ⅱ (真空ポンプ使用)	飽和状態Ⅲ (真空ポンプ未使用)	備 考
		内部摩 粘着力 擦角(度)(kg/cm ²)	内部摩 粘着力 擦角(度)(kg/cm ²)	内部摩 粘着力 擦角(度)(kg/cm ²)	内部摩 粘着力 擦角(度)(kg/cm ²)	
全 応 力	軸差応力最大時	39°10' 1.6	6°40' 3.4	20°30' 2.5	9°40' 2.1	
	軸歪 10 % 時		5°50' 3.3	18°30' 2.8	11°30' 1.5	
	軸歪 5 % 時		6°10' 2.7	21°20' 1.0	12°20' 1.0	
	主応力比最大時		3°30' 3.7	26°30' 1.3	9°10' 2.0	
有 効 応 力	軸差応力最大時			36°30' 1.5 (36°40') (1.8)	37°00' 0.9	() は下部間隙水 圧計による測定
	軸歪 10 % 時			40°00' 0.8 (35°00') (2.6)	39°30' 0.8	同 上
	軸歪 5 % 時			40°00' 0.6	41°00' 0.5	
	主応力比最大時			39°20' 1.9 (41°00') (1.6)	37°30' 1.0	() は下部間隙水 圧計による測定

表一 6.8 明石層の支持力計算結果

支持力公式

$$P = q \cdot A \quad q = \alpha \cdot C \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D_f \cdot N_q$$

基礎形式	ケ ー ソ ン 基 礎						備 考
	絶乾状態	飽和状態Ⅰ (真空ポン プ使用)	飽和状態Ⅱ (同 左)	飽和状態Ⅱ (同 左)	飽和状態Ⅲ (真空ポン プ未使用)	飽和状態Ⅲ (同 左)	
	全応力 $\phi=39^\circ10'$ $C=1.6$ kg/cm ²	全応力 $\phi=6^\circ40'$ $C=3.4$ kg/cm ²	全応力 $\phi=20^\circ30'$ $C=2.5$ kg/cm ²	有効応力 $\phi=36^\circ30'$ $C=1.5$ kg/cm ²	全応力 $\phi=9^\circ40'$ $C=2.1$ kg/cm ²	有効応力 $\phi=37^\circ00'$ $C=0.9$ kg/cm ²	
(t/m ²) 支持力度	4,540	343	708	3,030	774	2,610	基礎寸法 60m×60m 根入長 20m
支持力(t)	16,300,000	1,240,000	2,550,000	10,900,000	2,786,400	9,385,200	

Dimension q : ケーソン先端地盤支持力度 (t/m²)

A : " 断面積 (m²)

α : ケーソン底面の形状係数 (t/m²)

C : 粘 着 力

N_c, N_γ, N_q : 支持力係数

β : ケーソン底面の形状係数

γ : 単位体積重量 (t/m³)

B : ケーソン側面幅 (m)

D_f : 有効根入れ深さ (m)

表-6.9 明石層の支持力計算結果

支持力公式

$$P = qA + C \cdot l \cdot U + \frac{1}{2} f \cdot k \cdot \gamma \cdot l^2 u \quad q = 1.3CN_c + 0.6\gamma r N_r + r D_f N_q$$

基礎形式		くい基礎						備考
		絶乾状態 全応力 $\phi=39^\circ 10'$ $C=16$ kg/cm ²	飽和状態Ⅰ (真空ポンプ使用) 全応力 $\phi=6^\circ 40'$ $C=3.4$ kg/cm ²	飽和状態Ⅱ (真空ポンプ使用) 全応力 $\phi=20^\circ 30'$ $C=2.5$ kg/cm ²	飽和状態Ⅲ (同左) 有効応力 $\phi=36^\circ 30'$ $C=1.5$ kg/cm ²	飽和状態Ⅳ (真空ポンプ未使用) 全応力 $\phi=9^\circ 40'$ $C=2.1$ kg/cm ²	飽和状態Ⅴ (同左) 有効応力 $\phi=37^\circ 00'$ $C=0.9$ kg/cm ²	
先端支持力	先端支持力度	5130	385	519	2920	308	2490	くい径10m, 根入長35m
	先端支持力	403000	30200	40700	229000	24200	195000	
周面支持力	周面粘着力	17600	37400	27500	16500	23100	9890	くい表面と地盤との 間ですべりが無いこととし、 中間層をすべて明石層と仮定した。
	周面摩擦力	4230	2140	4140	4320	3310	4320	
支持力合計		430000	70100	72900	253000	50900	212000	

P : くい極限支持力

q : くい先端極限支持力度

A : くい先端断面積

C : 土の粘着力

l : 地中部分にあるくい長

U : くい特長

f : くい表面と土の摩擦係数

k : 土圧係数

γ : くい半径

N_r, N_q, N_c : くい先端地盤の支持力係数

r : 土の単位体積重量

D_f : 根入長

6.2 神戸層のクリープ特性

6.2.1 概 説

長大吊橋において、ケーブル張力による橋台の水平変位や橋塔を支持する橋脚の鉛直変位のように、基礎に作用する荷重が著しく大きい場合には、長期荷重によりクリープ変形を生ずる。そこで、クリープ特性を調査するために、本州四国連絡橋の支持地盤のひとつと考えられる神戸層について、昭和46年度に試験を実施したが、¹⁾本年度もそれに引き続いて、試験をくり返して行なったものである。特に、応力緩和についての試験を追加して行ない、長期荷重に対する性状を排水条件と非排水条件下で検討した。

試験に用いた試料は神戸市垂水区下畑町で、塩谷川流域の神明道路に近い丘陵地より採取したものであり、神戸層群多井畑累層に属する凝灰質細粒砂岩といわれるものである。

試験には軟岩や洪積世粘性土、砂質土のような土と岩の中間的性質を有する地盤のクリープ試験に適用できうる、土木研究所基礎研究室所有の高圧三軸クリープ試験機を使用した。載荷は三軸圧縮試験による破壊荷重の1/5程度毎に行ない、さらに各荷重段階に近い荷重分だけ緩和することをくり返して実施した。

6.2.2 試験結果

(1) 物理的性質

試料の物理的性質の試験結果を表-6.10に示す。

(2) 力学的性質

試料の力学的性質の試験結果を表-6.11に示す。

(3) 高圧三軸試験結果

排水状態での試験は昭和46年度に行ない、図-6.5に示すようなモールの応力円を示して、概ね $c = 4.2 \sim 8.8 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi = 0^\circ \sim 7^\circ$ の値となっている。

非排水状態の試験は6供試体で行ない、図-6.6のようになり、 $c = 6 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi = 0^\circ$ となっている。

(4) 高圧クリープ試験結果

試験結果の一例を図-6.7、6.8に示す。図-6.7は排水状態での試験結果を、図-6.8は非排水状態のものを示す。排水状態の場合については昭和46年度にも試験をしているので、本年度は5供試体について行ない、非排水状態では10供試体について、同様の試験をくり返した。図-6.7、6.8はクリープひずみ $\epsilon(\%)$ と時間 $t(\text{min})$ の関係について軸差応力 $D(\text{kg/cm}^2)$ をパラメーターとしてプロットしたものである。

6.2.3 考 察

クリープ変形を図-6.9に示すようなモデルを用いて表わすと、ひずみと時間の関係式は一般に

$$\epsilon = \frac{D}{E_1} + C_1 D t + \frac{D}{E_2} (1 - e^{-C_2 E_2 t})$$

として表示できる。この式の第1項は弾性変形を示し、第3項は比較的初期の段階におけるクリープ量を示しており、第2項が長時間経過時における変形の増大を表わす項と考えられる。すなわち、図-6.10におけるような関係を示すこととなる。この関係は図-6.7、6.8のような計測されたデータと同一の傾向にあるので、それぞれの計測データを図-6.10の関係にあてはめることが可能である。

応力緩和に關しても同様の関係が得られる。ただし、 C_1 なるダッシュポットは除いてモデルを仮定することとした。

実測値を上式に、最小二乗法を用いてあてはめて、 E_1 、 E_2 、 C_1 、 C_2 なる値を推定し、各測定値からの結果をまとめて度数分布図として示したものが、図-6.11～6.14である。この関係をまとめると、表-6.12のようになる。この関係より最大頻度値を採用すると、次式のように表わされる。

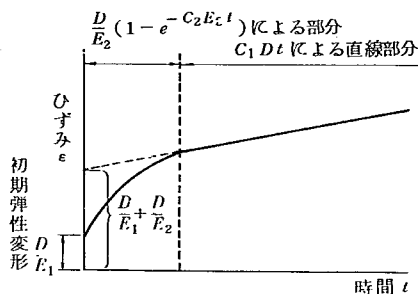


図-6.10 ひずみと時間の関係

排水状態

$$\text{クリープ: } \epsilon = \frac{D}{1,250} + 0.3 \times 10^{-6} D t + \frac{D}{3,000} (1 - e^{-0.09t})$$

$$\text{緩和: } \epsilon = \frac{D}{3,000} + \frac{D}{7,000} (1 - e^{-0.07t})$$

非排水状態

$$\text{クリープ: } \epsilon = \frac{D}{1,500} + 0.7 \times 10^{-6} D t + \frac{D}{2,500} (1 - e^{-0.255t})$$

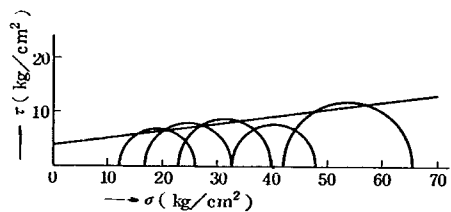
$$\text{緩和: } \epsilon = \frac{D}{3,000} + \frac{D}{4,000} (1 - e^{-0.12t})$$

この試験に用いられた神戸層のように、含水比が低く、密実な軟岩では排水、非排水の条件はあまり影響を与えておらず、また、クリープ変形は処女載荷であるため、変形量が多いが、緩和試験では一度載荷しているので若干変形を生じにくくなっていることがわかる。

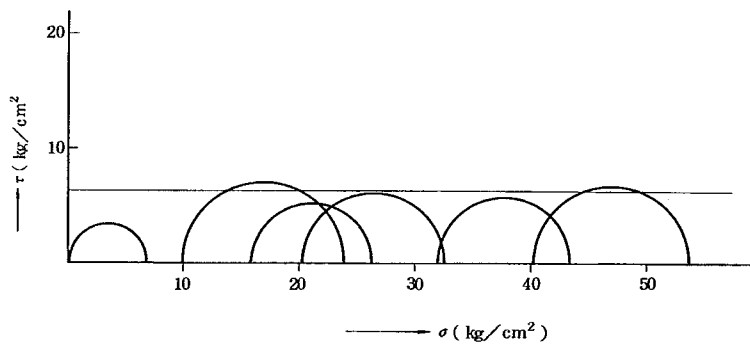
以上、神戸層のクリープ特性を変形という概念よりまとめ、各条件でのひずみが推定できるようにまとめたものである。

参考文献

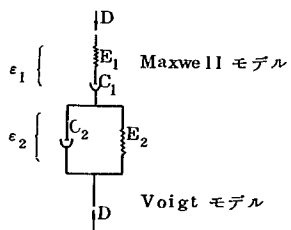
- 1) 建設省土木研究所：本四橋設計施工に関する研究，土木研究所資料第738号，昭和47年3月。
- 2) 村上澄男訳：クリープ強さの理論，培風館。



図一 6.5 高圧三軸圧縮試験結果 (排水状態)



図一 6.6 高圧三軸圧縮試験結果 (非排水状態)



図一 6.9 Maxwell - Voigt モデル

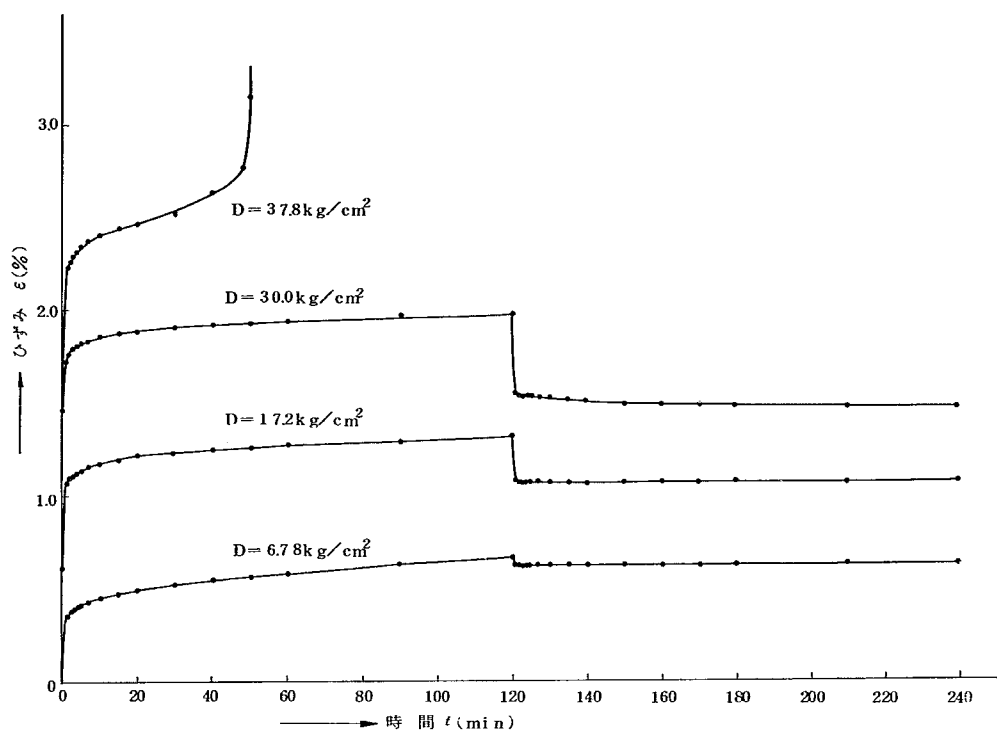


図-6.7 高圧クリープ試験結果 (排水状態, 側圧 30.1 kg/cm^2)

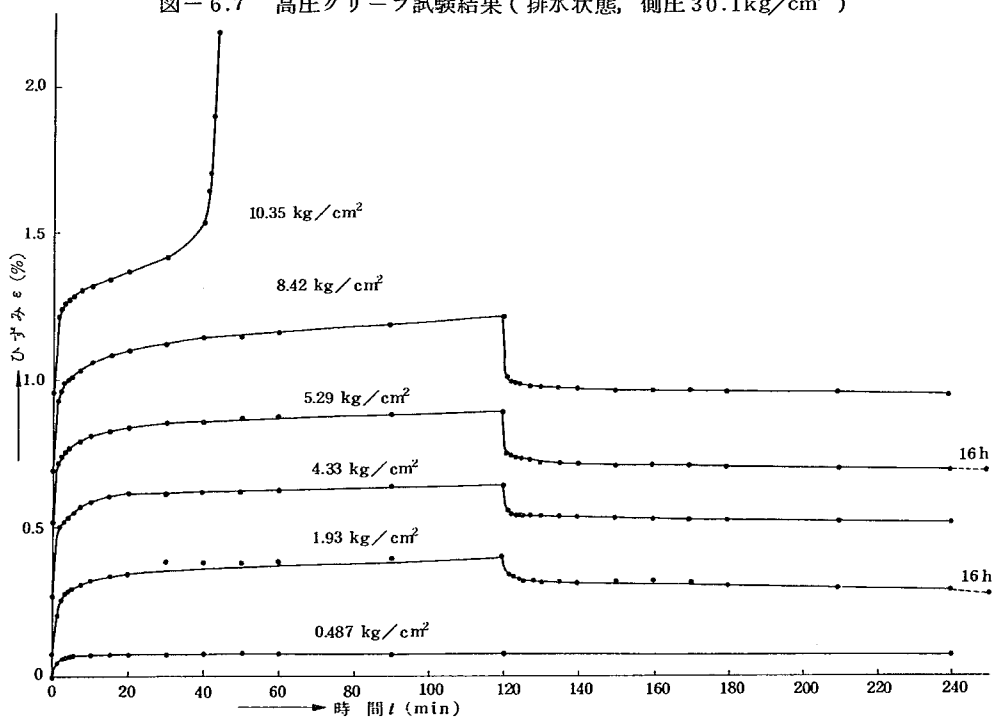


図-6.8 高圧クリープ試験結果 (非排水状態, 側圧 15 kg/cm^2)

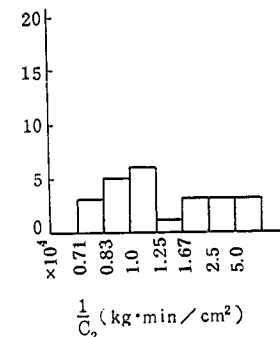
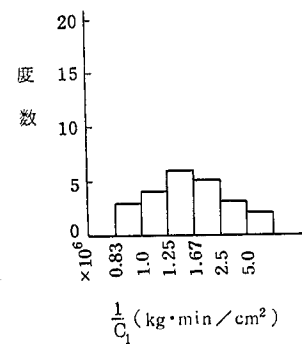
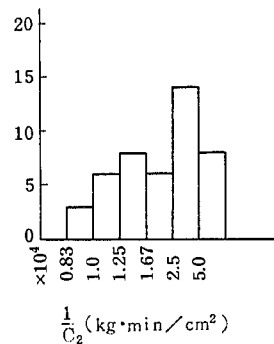
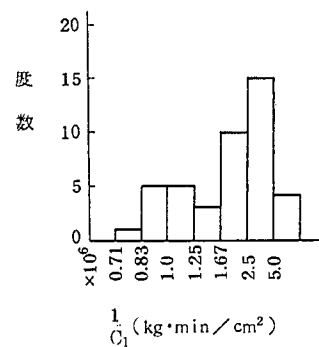
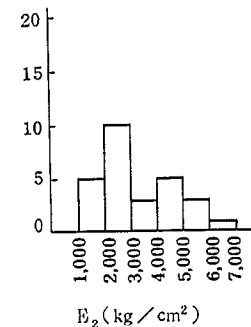
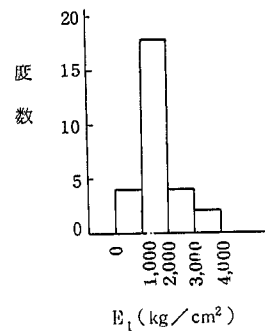
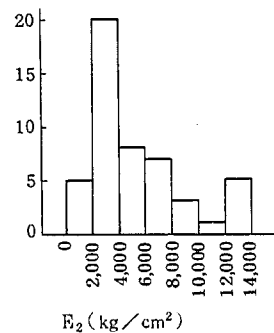
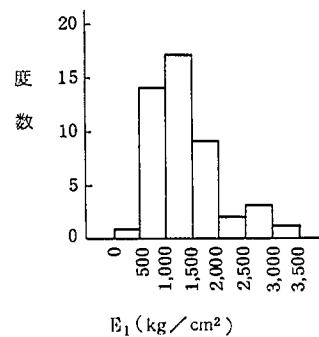


図-6.11 クリープ試験結果 (排水状態)

図-6.12 クリープ試験結果 (非排水状態)

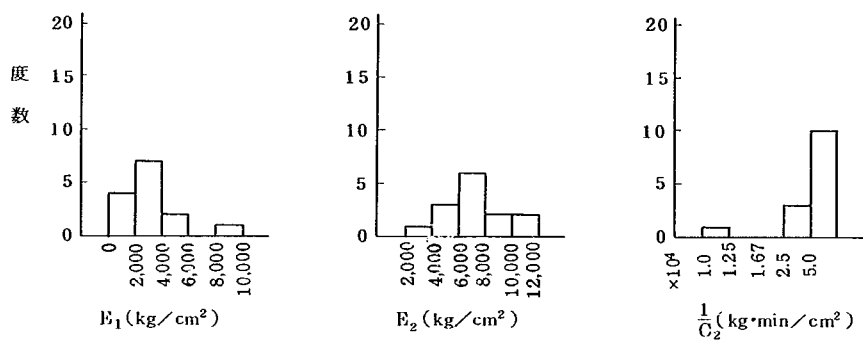


図-6.13 緩和試験結果(排水状態)

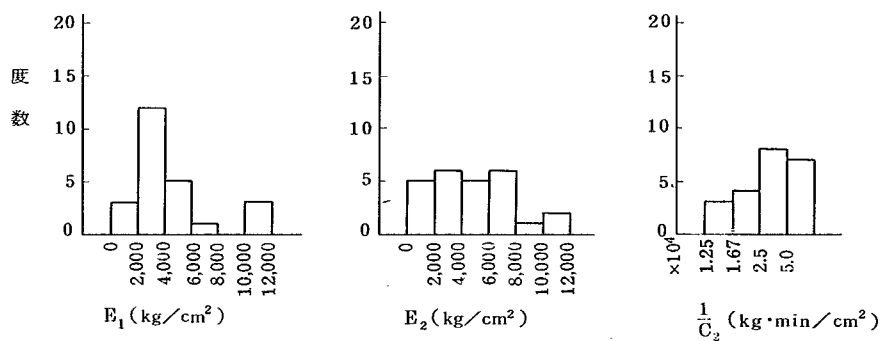


図-6.14 緩和試験結果(非排水状態)

表-6.10 物理試験結果

項 目		範 囲	平 均
比 重		2.570 ~ 2.679	2.627
単位体積重量 (g/cm ³)		1.96 ~ 2.11	2.04
乾 燥 密 度 (g/cm ³)		1.58 ~ 1.72	1.64
含 水 比 (%)		20.5 ~ 29.6	24.5
間 隙 比		0.50 ~ 0.69	0.60
飽 和 度 (%)		93 ~ 123	108
粒 度	砂 分 (%)	25 ~ 56	44
	シルト分 (%)	33 ~ 63	43
	粒 土 分 (%)	5 ~ 16	12
	最 大 径 (mm)	—	0.84
	60% 径 (mm)	0.049 ~ 0.095	0.082
100% 径 (mm)		0.0010 ~ 0.0093	0.0034

表-6.11 力学試験結果

項 目		範 囲	平 均
一縮 軸試 圧験	強 度 (kg/cm ²)	7.0 ~ 13.2	10.1
	破壊時のひずみ (%)	1.38 ~ 2.10	1.81
	変 形 係 数 (kg/cm ²)	565 ~ 1,070	736
超音波伝播速度	P 波 速 度 (m/sec)	1,600 ~ 2,600	2,110
	S 波 速 度 (m/sec)	790 ~ 1,650	1,250
	弾 性 係 数 (kg/cm ²)	61,900 ~ 89,000	73,500
	ポアソン比	0.20 ~ 0.32	0.26
	せん断弾性係数 (kg/cm ²)	24,600 ~ 36,100	29,300
圧密試験	体積圧縮係数 (m/kg)	$1.10 \times 10^{-3} \sim 7.03 \times 10^{-4}$	1.37×10^{-3}
	圧 密 係 数 (cm ² /min)	$2.05 \times 10^{-1} \sim 3.25 \times 10^{-2}$	9.16×10^{-2}
	透 水 係 数 (m/min)	$3.05 \times 10^{-7} \sim 6.80 \times 10^{-7}$	1.45×10^{-7}

表-6.12 試験結果のまとめ

項 目	条 件	E_1 (kg/cm ²)	E_2 (kg/cm ²)	$1/C_1$ (kg·min/cm ²)	$1/C_2$ (kg·min/cm ²)
範 囲 最 頻 値	クリープ, 排水	434 ~ 12,567 1,250	635 ~ 17,836 3,000	265,000 ~ 9,710,000 3,330,000	724 ~ 110,000 33,300
範 囲 最 頻 値	クリープ, 非排水	746 ~ 3,892 1,500	596 ~ 7,823 2,500	565,000 ~ 38,500,000 1,430,000	1,490 ~ 68,000 11,000
範 囲 最 頻 値	緩和, 排水	1,143 ~ 340,000 3,000	2,932 ~ 17,500 7,000	— —	12,300 ~ 126,000 100,000
範 囲 最 頻 値	緩和, 非排水	1,100 ~ 3,890,000 3,000	678 ~ 29,600 4,000	— —	4,830 ~ 153,000 33,300

第 7 章 海中鉄構に作用する潮流力

河 川 研 究 室

土	屋	昭	彦
馬	場		亨
野	口		正
島	貫		徹

7.1 概 説

本調査試験は、海中鉄構が多柱式構造物（円柱群よりなる橋脚あるいは橋脚用仮設支持枠）である場合、潮流力の作用によって受ける各支柱の抗力を算定するに必要な資料を得るために、前年度に引続き実施したものである。

前年度では、橋脚の抗力が $H_D = 1/2 \cdot C_D \cdot \rho \cdot u^2 \cdot A$ によって求められるので、その流速分布（ u ）の変化を調べ、算定法への導入を試みたが、流速測定上に種々困難な問題が生じたため、本年度は、配列した各柱の抗力を直接測定し、円柱群内の抗力変化の算定法を求めることとした。

本報告書では、実験が完了していないため、一部の実験結果について報告する。また、鳴門飛島に設置された支持枠の現地観測を昭和47年5月17日に行なったので、併せて報告する。

7.2 水理模型実験

7.2.1 測定装置および測定方法

測定装置は、図-7.1のように、円柱に作用する全抗力（形状抗力+造波抗力）を測定する方式とした。この方法は、固定したヒンジから剛結した鋼棒を介して円柱を鉛直に吊り下げ、円柱にかかる抗力がヒンジの回転によって伝達させるための水平の鋼棒をヒンジに剛着させ、その先端に非接着型抵抗線ひずみ計（ U ゲージ）を取付けて、流れのために回転しようとする力をひずみ量に変換して測定できるようにしている。

記録装置は、ひずみ計からペン書き記録機とデータ処理装置（ $J.E.C-6$ 計算機）に直結され、円柱の受ける力の時間的変化を記録するようにした。計算機は、処理能力の限界である2,000点（毎秒5点）を抽出させ、頻度分布、平均値が求められるようにしてある。

測定方法は、4m水路の中央に固定された円柱群の中、測定しようとする円柱を、測定用に製作した円柱と順次交換して測定を進めた。

実験条件は、水路流頭部にある矩形せきと下流に設けた水位調節板によって設定している。

7.2.2 実験結果

実験は、一様流の中にたてられた円柱群の受ける抗力は、その配置され方によって円柱間相互の影響で変化が生じ、単柱の場合と異なってくる。

円柱群の配列型式を、図-7.2に示したような場合、配列軸と同方向の流れを受けたときの抗力変化を調べた。

使用した円柱の径は $D = 100\text{mm}$ 、 50mm 、で、実験範囲は、図-7.3のように $Re = 3.4 \sim 3.8 \times 10^4$ 、 1.8×10^4 としている。実験ケースは表-7.1に示す。

① 単柱の抗力係数について

一様流の中に単独の柱がある場合の抗力係数については、従来から各種の実験が行なわれ、その

特性値はよく解明されている。本実験でも検定の意味を含めて、数回の測定を行なった。

その結果、 $D=100\text{mm}$ では、 $C_D=1.3\sim 1.5$ となり、従来の実験値に大体近似する値となったが、 $D=50\text{mm}$ では、 $C_D=1.6\sim 1.75$ でかなり大きな値を示した。この原因については検討中である。

② 円柱が2本の縦列の場合、相互影響について

②-1 上流側の円柱が下流円柱の位置によって受ける影響は、図-7.4, 7.5にみられるように、 $L/D=6$ 以下の場合に C_{Du} は小さくなる傾向を示すが、 $D=100\text{mm}$ ではほとんど影響しないとみてよい。 $D=50\text{mm}$ では L/D が同一でも円柱間距離が接近するので上流柱への影響が大きくなるものと考えられる。

②-2 下流側の円柱が上流円柱によって受ける影響は、図-7.4, 7.5の C_{Dl} 曲線のように、上流柱の遮蔽によって、 L/D が小さいほど渦流の影響を受けやすく、 L/D が大きくなるに従って単柱の C_D に復する傾向を示しているが、この実験結果からみて、 $L/D\div 40$ まで影響するようみにみられる。(C_{Dl} は見掛上の係数)

下流柱の抵抗を永井報告(昭和44年3月)と比較すると、 $D=100\text{mm}$ の場合はよく一致するが、 $D=50\text{mm}$ では単柱の抗力が大きくなったために、 F_{Dl}/F_D は小さ値を示す傾向になっている。

下流柱の抗力と上流柱の抗力を比較すると、

$$2 \leq L/D \leq 5 \quad F_{Dl}/F_D = 0.4 \sim 0.5$$

$$6 \leq L/D \leq 10 \quad F_{Dl}/F_D = 0.6$$

$$11 \leq L/D \leq 21 \quad F_{Dl}/F_D = 0.7 \sim 0.8$$

この程度の値となるものとみられる。

③ 横列円柱の相互影響について

隣接する円柱がある場合の C_D の変化は、測定数の不足で十分にその特性を調べることはできなかったが、永井報告に類似した傾向をもち、 $L/D < 5$ の場合には隣接柱との間に縮流が生じ、単柱の C_D に比べてかなり大きな値となり、 $L/D=2$ では、 $C_D=1.8\sim 2.0$ を示す。 $L/D > 6$ の場合には、隣接柱の影響はほとんどないとみてよい。

④ 円柱が3本以上の縦列による C_D 変化について

実験結果は、図-5, 6に示したようで、 $L/D=2, 5$ の場合における円柱群内各柱の見掛上抗力係数変化を表わしている。概略的な傾向として、先頭柱の C_D は、大体単柱と同じ程度の値を示し、隣接柱が接近した場合には③で述べたように大きな値を示すようになる。2本目柱から下流柱は急激に C_D の値が減少し、円柱群の配列によって若干差異があるが、大体一定値となり、下流柱では隣接柱の影響が少いことを示している。

$L/D=2$ の場合、先頭柱 $C_D=1.3\sim 2.0$ で、2本目柱以下は $C_D=0.4\sim 0.6$ となっているので、先頭柱の $1/3\sim 1/5$ に減少するものとみられる。また、 $L/D=5$ の場合には、先頭柱 $C_D=1.3\sim 1.7$ を示し、2本目以下は $C_D=0.6\sim 0.8$ とみられるので、先頭柱の $1/2\sim 1/3$ に減少する。したがって、円柱群の配列が決まれば、先頭柱の C_D が知られるので、2本目以下柱の C_D も決定されることになる。

7.3 飛鳥仮説支持枠の現地観測

現地観測は、支持枠の撤去を3日後にひかえ、天候も風が強く、好条件の中で実施することはできず、昭和47年5月17日の北流最強時刻8時30分の測定と、20時58分より2時間前の潮流観測に止まった。

本年度の測定は、試掘用ウエルが支持枠中央にない状態で、支持枠中の平面的な流速分布と流向を調べることにあった。したがって、測定点、流速計は先年度と同一のものをを用いた。流向は簡易流向計を作製して使用した。

測定結果は、図-7.8, 7.9 のようである。

流速分布は、表面流と水面下2.0mとを測定したものであるが、構成部材の影響で同一の分布は示さない。また平面分布をみても部材のために、縮流や渦流が生じ、複雑な流となっていることを示している。支持枠の影響がないとみられる標識ブイから水面下約10m点までの流速は、大体0.65m/sとみられ、支持枠内での流速は大体0.4~0.5m/sに減速しており、その減少率は、0.6~0.8とみられる。先年度測定したウエルのある場合には、0.9m/s程度であったことからみて、大口径の円柱がある支持枠内流速は、大口径円柱の影響で加速され、減速されにくくなり、大きな抗力を受けることになる。

潮流は、概略、支持枠の流れ方向軸に対して、10°~20°の角度で流れており、先年度観測した流向と大体一致した。支持枠内の流向は、複雑な流れとなるために様々な方向を示しているが、円柱や部材などの影響がどの程度あるのか詳細に検討するまでには至らなかった。

表-7.1 実験ケース一覧表

D (mm)	L/D	円柱の配列形式								計	実験 ケース
		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII		
100	2	○	○	○	○	○	○	○	○	7	33
	4	○								1	2
	5	○	○	○	○	○	○	○	○	7	33
	6	○								1	2
	10	○								1	2
	14	○								1	2
	20	○								1	2
	50	○								1	2
50	2	○								1	2
	4	○								1	2
	6	○								1	2
	10	○								1	2
	14	○								1	2
	20	○								1	2
	50	○								1	2
	20	○								1	2

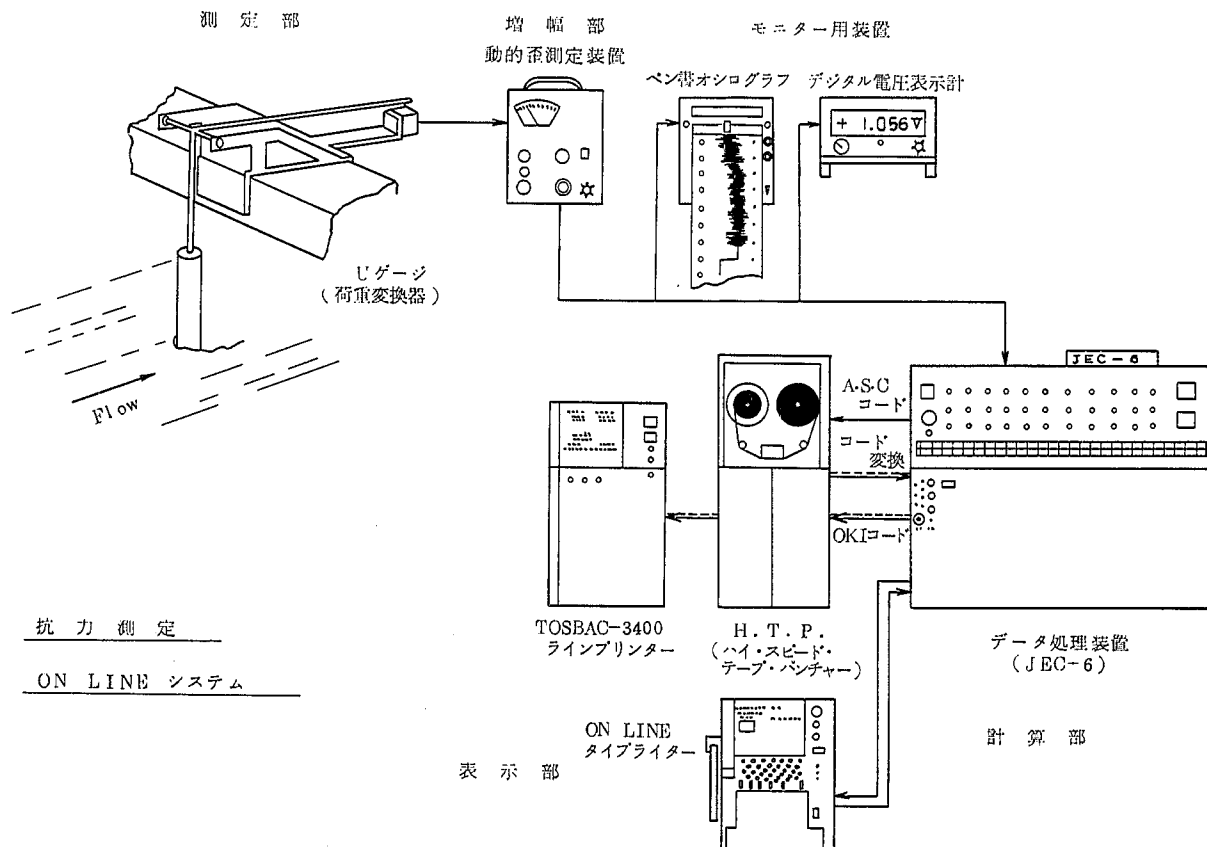


図-7.1 抗力測定ON LINE システム

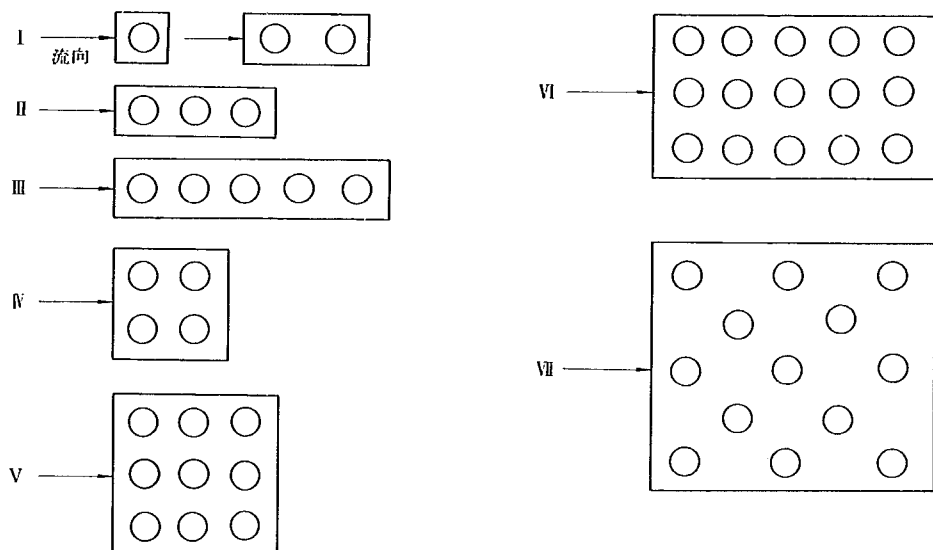


図-7.2 円柱配列図

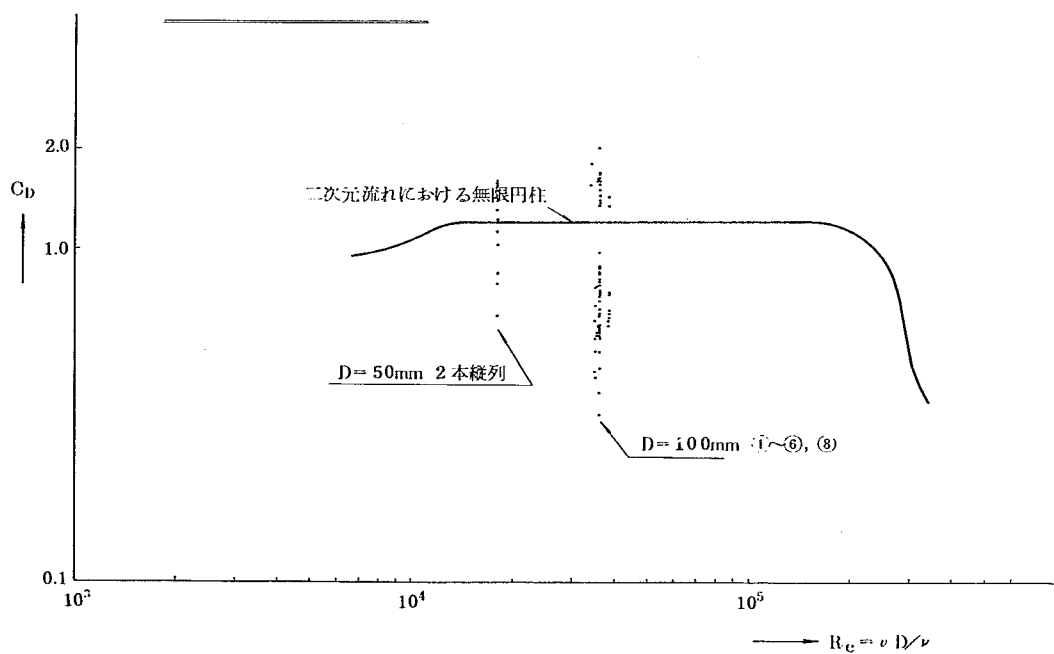


図-7.3 $Re \sim C_D$

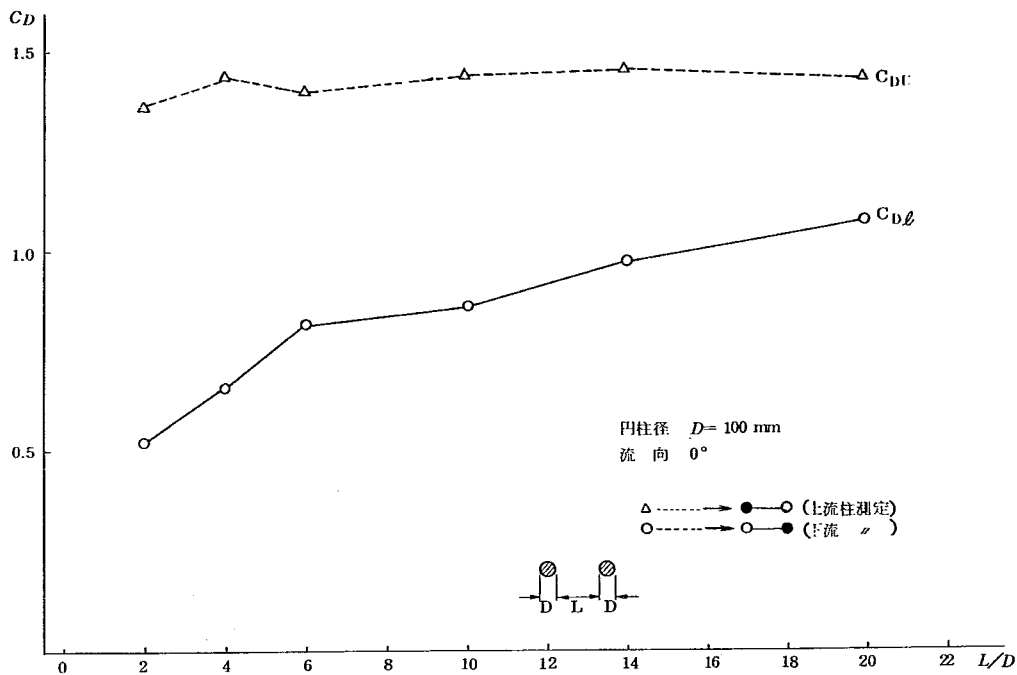


図-7.4 円柱2本縦列による C_D 変化

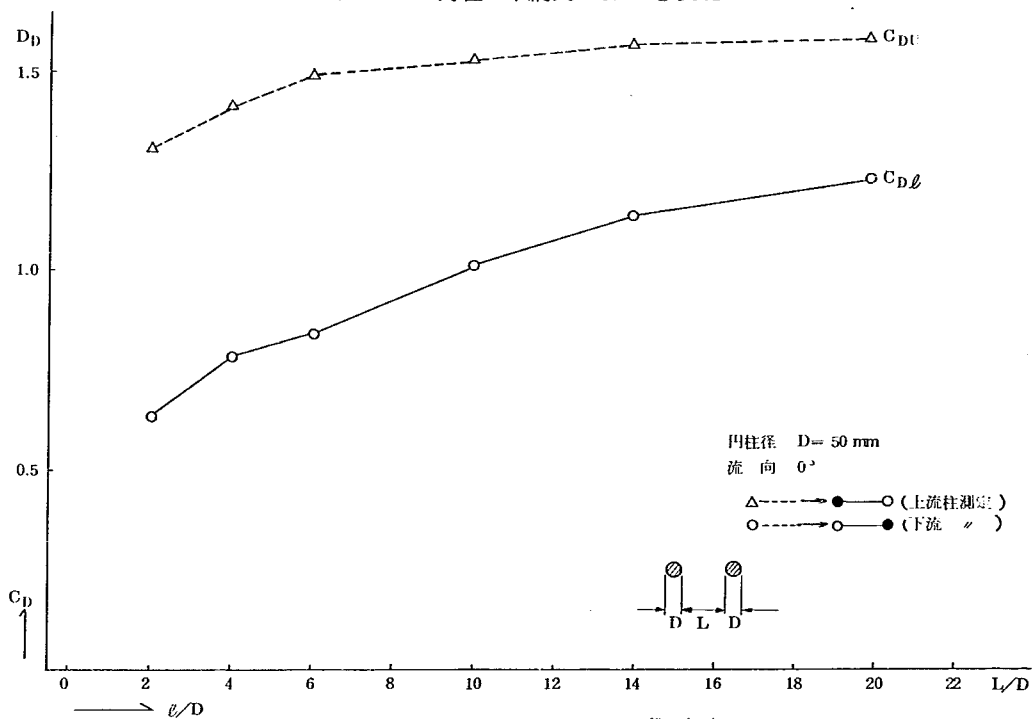


図-7.5 円柱2本縦列による C_D 変化

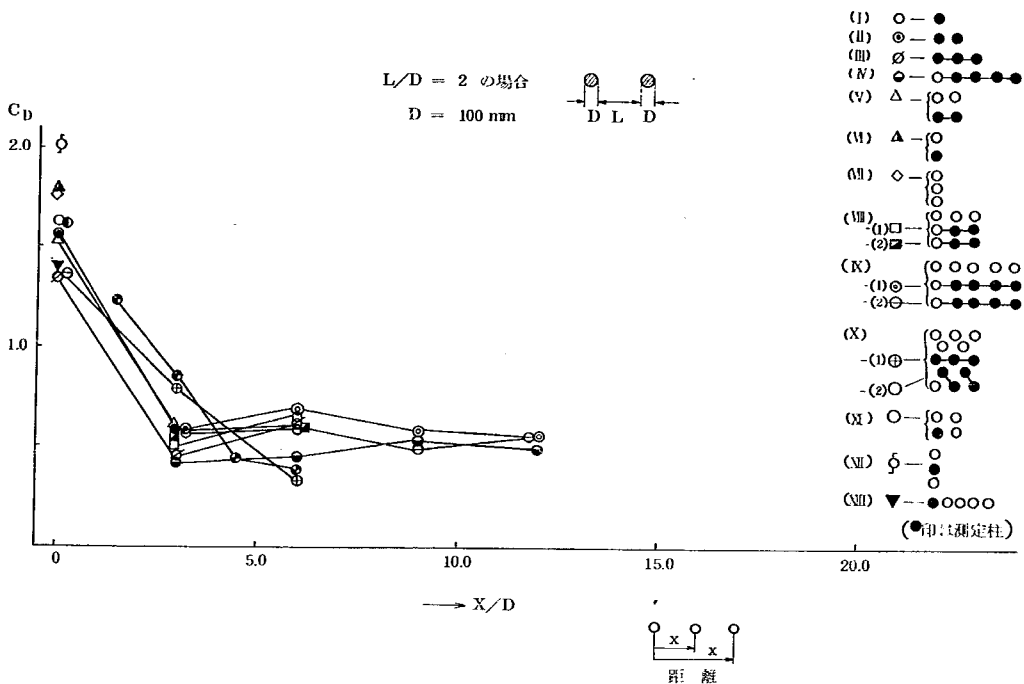


図-7.6 円柱縦列 C_D 変化

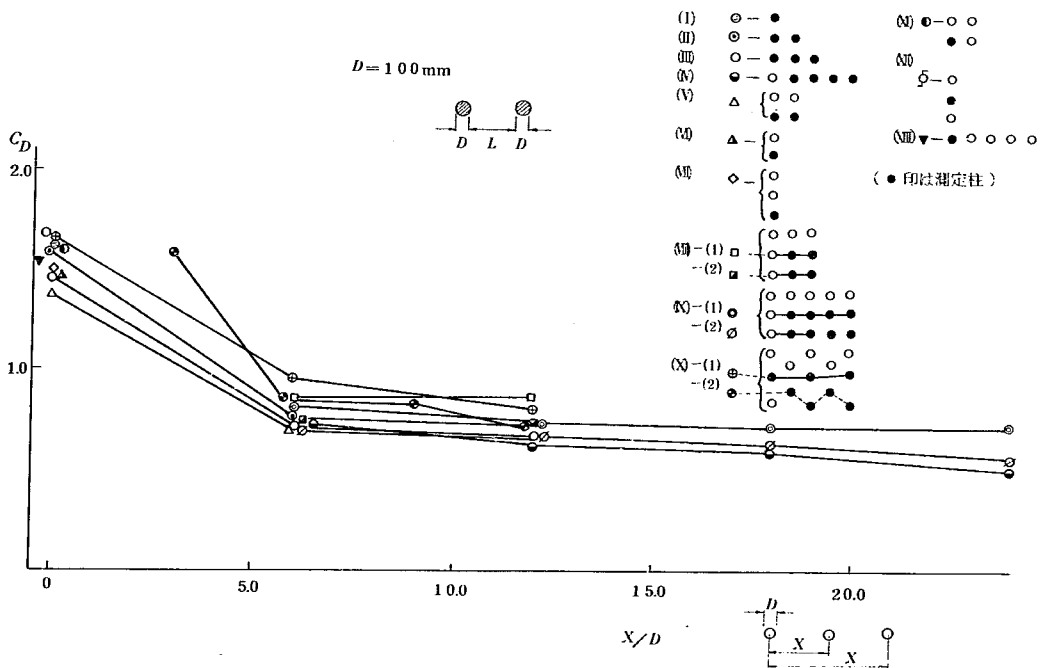


図-7.7 円柱縦列 C_D 変化

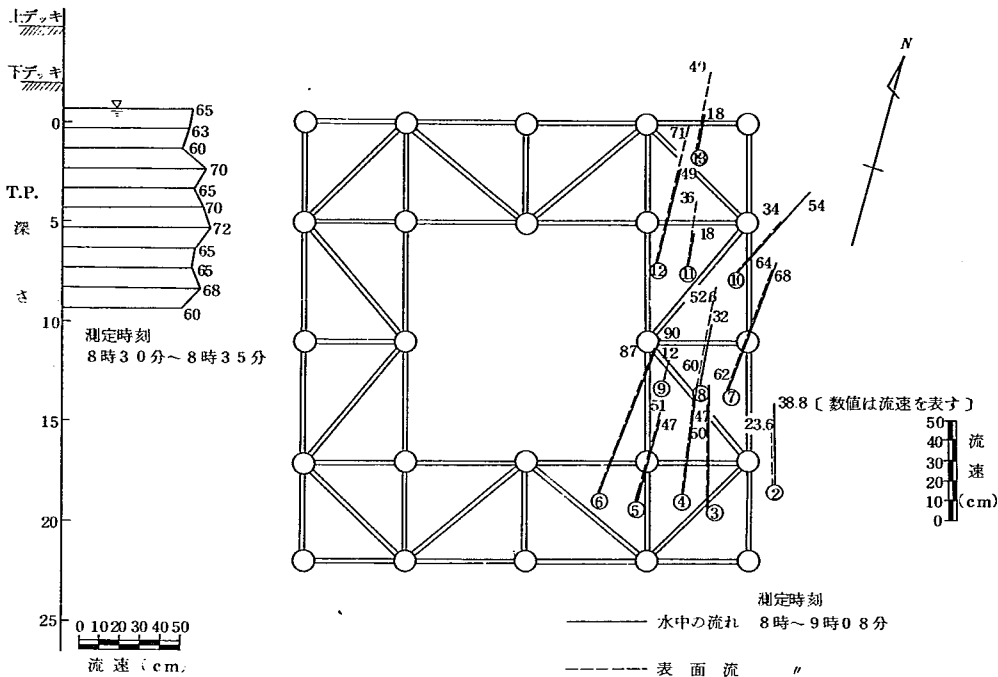


図-7.8 観測 昭和47年5月17日

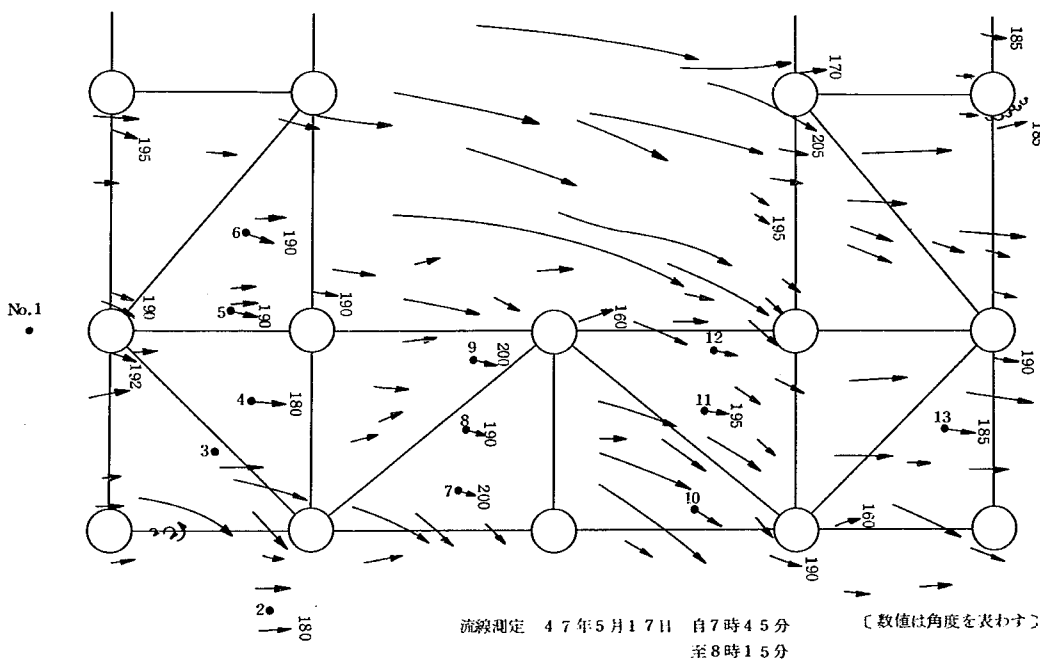


図-7.9 仮設支持砕平面図

第 8 章 海中鉄構に作用する波力

海岸研究室

橋 本 宏
白波瀬 正道
渡 辺 明

8.1 概 説

本四連絡橋の橋脚基礎の一工法として考えられている多柱基礎は6.0～10.0 m の大口径円柱が鉛直群杭状に各種の水深位置に設置され、その頂部に頂板が設けられ橋塔が立つことになる、単円柱にかかる波力に関しては、すでに多くの研究がなされており、口径が大きくなった場合の波の変形の影響を考慮した波力の理論的検討もなされているが、実験的検証は不充分であり、多数の円柱がある間隔で配列され、円柱により波が相互干渉を起こし、単柱のばあいと異なった複雑な現象をおこすばあいに関しては未知の点が多い。

本年度は、昨年度に行った大口径円柱に作用する波圧の模型実験および現地観測結果の理論値との照合を試みるとともに、大口径円柱に作用する波力の模型実験を行い、砕波で多柱基礎にかかる波の質量力について考察した。

8.2 大口径円柱に作用する波力の理論

8.2.1 Morison type の波力の理論¹⁾

Morison らは波のような流れの中にある物体には、抗力と質量力が作用すると考え、それらの線形和でもって全波力とした。抗力とは、定常な流れであっても流れの場が物体により乱され、流れ方向に働く力であり、流れの方向への物体の投影面積、流体の密度に比例する。

質量力とは波のように非定常流で、流れの場が時間的变化をするときに作用する力で、円柱の占める領域の流体の質量と局所加速度に比例する。

円柱の軸方向の長さ dz についての抗力 dF_D 、質量力 dF_M は式(8.2.1.1)のようになる。 z は静水面上の高さを示す。

$$dF_D = C_D \cdot \rho \cdot D \cdot \frac{|u| u}{2} dz \quad (8.2.1.1)$$

$$dF_M = C_M \cdot \rho \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} dz$$

ここに ρ は流体密度、 u は流体流速、 D は円柱径で、 C_D 、 C_M の比例定数を抗力係数、質量力係数とよぶ、全波力は式(8.2.1.2)で求めうることになる。

$$F_T = \int_{-d}^{\zeta} dF_D + \int_{-d}^{\zeta} dF_M \quad (8.2.1.2)$$

ここに ζ は入射波高、 d は水深を示す。

Morison 流の考えでは、波力を抗力と質量力の線形和として表現できるという仮定の他、波動運動を一樣水深における進行波として表現できること非砕波であること等の仮定にたっている。仮定は別に問題点として、(i)静水面上の波の峯高、水粒子速度、加速度の算定、(ii)抗力係数、質量力係数の選択等があげられる。(i)に対しては、微小振巾波理論の適用が不充分であるばあい、有限振

巾波理論を用いて、その効果を導入する必要がある、それらの成果も得られているようである。また、有限振巾波理論を適用するかわり、実測結果を組み入れ、有限振巾の効果を波力の算定に考へる試みもなされている。微小振巾波理論の適用が充分である場合、(8.2.1.2) は次のように得られる。

$$\begin{aligned}\zeta &= \frac{H}{2} \cos(kx - \sigma t) & k &= \frac{2\pi}{L} \\ u &= \frac{H}{2} \sigma \frac{\cosh k(d-z)}{\sinh kd} \sin \sigma t & \sigma &= \frac{2\pi}{T} \\ \frac{\partial u}{\partial t} &= -\frac{H}{2} \sigma^2 \frac{\cosh k(d-z)}{\sinh kd} \sin \sigma t \\ F_T &= \int_{-d}^{\zeta} dF_D + \int_{-d}^{\zeta} dF_M = \rho g D^2 \frac{H}{2} \left[C_D \cdot \frac{4}{3\pi} \frac{H}{2D} n |\cos \sigma t| \cos \sigma t \right. \\ &\quad \left. - C_M \frac{\pi}{4} \tanh kd \cdot \sin \sigma t \right] & n &= \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kd}{\sinh 2kd} \right)\end{aligned}$$

(8.2.1.3)

ここに T は周期、 L は波長である。

(iii) の C_D については物体の形により異なるが、円柱でも R_e 数 ($\sqrt{u^2} D / \nu$) の関数であり多くの実験結果やその結果への有限振巾波理論の導入によると、ほぼ定常流の値に一致し、 R_e 数のあるはんいでは、うず発散の程度をよく表わす Keulegan-Carpenter 数 ($U_m D / \nu$, U_m は最大水平水粒子速度)、円柱表面粗度等の関数となるようである。 C_M は微小振巾波理論で 2.0 と求められるが、これは微小振巾波理論による結果も有限振巾波理論による結果もほぼ等しく大きな差異はないようである。ただ、これは $D/L \leq 1/10$ のばあいであり、円柱の径が大きくなると、小さくなることが知られている。抗力と質量力の卓越度は微小振巾波理論によると、(8.2.1.4) のような卓越領域境界線から求められる。

$$H/D = \frac{2\pi \tanh kd}{n}$$

ここでは、大口徑の円柱が取り扱われ、質量力に比し、抗力は非常に小さくなる。

8.2.2 Diffraction Theory²⁾

Mac Camy, Fuchs は、円柱による波の回折問題として扱い、ポテンシャル理論を適用して円柱に作用する波力を求めた。この回折波の理論によると、速度ポテンシャルは入射波速度ポテンシャルと散乱波速度ポテンシャルの無限和として (8.2.2.1) のように示され、円柱壁面波高は (8.2.2.2)、円柱まわりの波圧は (8.2.2.3) のように得られ、それを円柱まわりに積分することにより波力分布は (8.2.2.4) で求められ、それを水深方向に積分すると円柱に作用する波力が得られることになる。

$$\phi = \frac{gH}{2\sigma} e^{-i\sigma t} \frac{\cosh k(d+z)}{\cosh kd} \left[J_0(kr) - \frac{J_0'(ka)}{H_0^{(2)'}(ka)} H_0^{(2)}(kr) \right. \\ \left. + 2 \sum_{m=1}^{\infty} (-i)^m \left(J_m(kr) - \frac{J_m'(ka)}{H_m^{(2)'}(ka)} H_m^{(2)}(kr) \right) \cos m\theta \right] \quad (8.2.2.1)$$

$$\eta_{r=a} = -\frac{H_0}{\pi k a} e^{-i\sigma t} \left[\frac{1}{H_0^{(2)'}(ka)} + 2 \sum_{n=1}^{\infty} i^n \frac{1}{H_n^{(2)'}(ka)} \cos n\theta \right] \quad (8.2.2.2)$$

$$P = \frac{gH}{\pi k a} \left[\frac{1}{H_0^{(2)'}(ka)} + 2 \sum_{n=1}^{\infty} i^n \frac{1}{H_n^{(2)'}(ka)} \cos n\theta \right] \\ \times \frac{\cosh k(d+z)}{\cosh kd} e^{-i\sigma t} \quad (8.2.2.3)$$

$$dF_z = \frac{2\rho gH}{k} \frac{\cosh k(d+z)}{\cosh kd} A(ka) \cos(\sigma t - \alpha)$$

$$\tan \alpha = \frac{J_1'(ka)}{Y_1'(ka)} \quad (8.2.2.4)$$

$$A(ka) = \frac{1}{\sqrt{J_1^2(ka) + Y_1^2(ka)}}$$

ここに、 $a = \frac{D}{2}$ で、 J_n, Y_n, H_n はそれぞれ n 次のBessel, Neuman, Hankel 関数で'はその微分を示している。

この理論では円柱径が波長に比し大きくなればあいの円柱による波の変形の影響を考慮しているが水の粘性を無視しており微小振巾の仮定を導入している。

8.3 大口径円柱に作用する波圧に関する模型実験および現地観測

8.3.1 波圧に関する水理模型実験

8.3.1.1 実験方法

土木研究所赤羽支所内のベンジュラム式造波機を備えた長さ28m, 巾10m, 深さ75cmの屋外造波水槽において円柱模型を造波機より12mの地点におき、造波機後部および水槽反対端には消波工を設けて測定を行なった。(図-8.1) 波圧は外径20cmの鋼管にその外表面と波圧計の受圧面が一致するように波圧計本体を鋼管内部に波に対して正面に5個、45°面に3個、直角面に2個、裏面に2個取り付け測定し、(図-8.2) 波高は造波機から9.6mの地点において抵抗線式波高計をおき測定した(図-8.1)。

8.3.1.2 実験条件

円柱径 $D = 20$ cmの円柱を用い、水深75cm, 波高4, 8, 12, 16cm, 周期0.8, 1.2, 1.6, 2.0 secを目標に実験を行なった。

8.3.1.3 実験結果

無次元化した最大波圧の値を無次元化した水深方向位置に対してプロットしたのが(図-8.3(1),

8.3(2))である。理論値としては、前述の diffraction theory の地の Stokes 波の第3次近似解が考えられるが diffraction theory は有限振幅の効果を Stokes 波の第3次近似解は回折波の影響を考り³⁾していない。土屋・山口の実験結果では、 D/L の小さいときは、前面静水面付近では波の円柱へのはい上り効果や、波の非線形性の影響が diffraction theory より大き目となり、 $\theta = \frac{\pi}{2}$ では小さくなり、 $\theta = \pi$ (裏面)ではやや小さくなっている。また D/L が大きいと、前面のはい上りはあるが diffraction theory とよくあい、波高が大きくなると双峯型の波圧変化を示しており、入射波高、壁面波高の関係ならびに非線形理論の展開の必要性が示唆されている。このばあい図-8.3には diffraction theory による値を示している。

周期の長い、すなわち D/L の小さいときは、diffraction theory より全般に小さな結果を与えており D/L 大きいとき、波高が大きいと二次成分の影響で双峯型の波形があらわれ小さ目となるが波高が小さいとよく一致している。波圧を円柱表面で積分したものが波力であるがこれらの波圧の結果は、後の波力の実験結果と定性的には一致しているようである。

8.3.2 現地波圧観測

8.3.2.1 観測装置

観測装置を取り付けた鳴門海底岩盤掘削実験塔は、全高約 40m、縦・横巾 22, 24m の格子状の枠で、この枠の中央部に口径 10 m の Well が設けられている (図-8.4)。この実験塔の枠に波高計 3 台、枠および Well に波高計 19 台を取りつけ波高、波圧を自動観測した。波高計はストレインゲージタイプの水圧式波高計で、潮位変動等長周期の圧力変動は内部でバランスして相殺できるようになっており、水中圧力変動により水面波形を求めるものである。

波圧計は受圧面の径 100mm のストレインゲージタイプのもので、容量 2 kg/cm^2 で鋼管 Well にビス止めされた。

8.3.2.2 観測結果

この種の装置を設置した例は国内では殆んどなく試行錯誤的なところもあり、装置の故障等で測得率が低く、高波浪時における計測結果を得られなかったのが残念であったが、昭和 47 年 3 月 17 日の記録のうち比較的大きな波の一波、一波の対応での波圧の記録を示

表-8.1 波高減衰と波圧分布

		47 年 3 月 17 日 12 時	3 月 17 日 12 時	3 月 17 日 16 時
波 浪 観 測	H 1 m	0.75	0.70	0.94
	T 1 sec	6.0	6.0	7.0
	H 2 m	0.52	0.33	0.78
	T 2 sec	7.0	6.5	7.0
	波高 α	179°	179°	161°
波高減衰率		0.69	0.47	0.83
波 圧 観 測	1	—	—	—
	2	69(0.460)	69(0.493)	89(0.473)
	3	41(0.273)	41(0.293)	58(0.309)
	4	25(0.167)	12(0.086)	30(0.160)
	5	—	—	—
	6	84(0.560)	84(0.600)	98(0.521)
	7	82(0.547)	82(0.586)	100(0.132)
	8	85(0.567)	85(0.607)	90(0.479)
	9	94(0.627)	94(0.671)	112(0.596)
	10	67(0.447)	54(0.386)	69(0.367)
	11	30(0.200)	45(0.321)	41(0.218)
	12	14(0.093)	28(0.200)	26(0.158)
	13	52(0.347)	39(0.279)	59(0.314)
	14	71(0.473)	59(0.421)	63(0.335)
	15	40(0.267)	40(0.286)	43(0.229)
	16	40(0.267)	27(0.193)	41(0.218)
	17	69(0.460)	55(0.393)	56(0.298)
	18	45(0.300)	45(0.321)	49(0.261)
	19	39(0.260)	39(0.279)	55(0.293)
潮位 m(T.P.)		1.78	1.78	2.5

す。(表-8.1)つぎにWelleと前面鋼管の波圧分布とdiffraction theoryとの比較を(図-8.5)に示す。不規則波としての取り扱いが必要であるがここでは、見かけの波高結果を規則波として取り扱い、波向も2台の波高計により測定された波形の位相差より求めた。これによると、小口径の鋼管の観測値は理論値より大き目、大口径Wellでは小さ目となっている。この水理条件では、回折効果のない限り、波高が小さいので実験結果では理論値とよく一致しているが、前円柱のしゃへい効果等が影響しているのかもしれない。小口径円柱のばあい全般的に大きくなっており、波高が小さい関係からも測定、読取り等の問題も考えられる。

8.3.2.3 現地観測と実験との対応

Froude則を適用して実験は1/50縮尺を目途に行なったが、現地波高が小さく、直接の比較はできなかったが、大口径Wellに関してはdiffraction theoryとの比較によるとほぼ定性的には一致しているようである。

8.4 複数大口径円柱に作用する波力の相互干渉に関する模型実験

8.4.1 波力に関する水理模型実験

8.4.1.1 実験方法

8.3.1.1で述べた同じ水槽内で波力測定用模型円柱を設置して波力の測定を行なった。円柱はステンレス管でその上・下端に新たに製作した波力計(荷重変換器)を取りつけ、波力計の他端はそれぞれ取付枠の上の板および底板に取りつけ固定ばりの反力として測定した。取付枠は円柱に影響を与えることなく、できるだけ剛なものが要求されるが取付枠自体が小さかったことや部材数が多すぎたことから、円柱に若干影響を与えているようであった。波力測定系の固有振動数は30Hzであり、片枠の自重等から考えて応答性には問題ないようである。

8.4.1.2 実験条件

実験条件としては円柱径 $D = 21.6\text{ cm}$ の円柱を用い水深 $d = 75\text{ cm}$ 、波高 $H = 4, 8, 12, 16\text{ cm}$ 、周期 $T = 0.8, 1.2, 1.6, 2.0\text{ sec}$ を目標として与えた。また円柱による波力の相互干渉をみるため、3連円柱を用いその円柱間隔を $S/D = 2.0, 2.2, 2.5$ (S は円柱中心間隔)とし、波の進行方向と平行、直角のばあいについて行なった。そのときの波の条件は $H = 8, 16\text{ cm}$ 、 $T = 1.2, 1.6, 2.0\text{ sec}$ とした。9本の円柱群の真中3連柱は $S/D = 2.2$ とし、 $H = 4, 6, 8, 12, 16\text{ cm}$ 、 $T = 1.2\text{ sec}$ として測定した。

8.4.1.3 実験結果の整理

円柱に作用する波力は次のパラメーターによることが知られている。

$$F = f(D, d, q, g, H, L, \mu) \quad (8.4.1.1)$$

次元解析を行ない粘性が小さく口径が大きいと仮定すれば次のように求められる。

$$F/\rho g H D^2 = f\left(\frac{\pi D}{L}, \frac{d}{D}\right) \quad (8.4.1.2)$$

そこでここでの実験ケースでは d/D は一定であり $\pi D/L$ と $F/\rho g H D^2$ の両無次元量の関係を図示

した。(図-8.7~図-8.9)

8.4.2 複数円柱の相互干渉による波力

8.4.2.1 単独円柱に作用する波力(図-8.9)

単独円柱に作用する波力について8.4.3.1で述べた無次元量間の関係を示したのが図-8.9である。図では水深・波高比による変化も示している。これに対応する理論値としてdiffraction theoryによる値と微小振幅波理論によるMorison typeの質量力のみを取りだした値を示している。Reidが示した D/L と質量力係数 C_M の関係を同じく含めているが、これはこれらの間の関係を示している。

実験値はばらつきが多いが、 D/L の小さいところでは理論値とはほぼ一致しているのに対し、 D/L の大きいところでは小さ目となり波高の大きいところでは非線形性の影響で非常に小さくなっている。また、波高の大きいばあい、抗力が大きくなるが、その影響は明らかでない。

8.4.2.2 複数本の大口径円柱に作用する波力

(1) 波の進行方向と平行に3本あるばあい(図-8.8)

この実験のはんいでは単独のばあいと殆んど変化はないようである。円柱間隔をさらに小さくするとしゃへい効果が優って中央の円柱も波力の減少をみると予想される。

(2) 波の進行方向と直角に3本あるばあい(図-8.6)

円柱間隔が大きいと余り影響はないが、この実験では $S/D = 2.0$ になると回折波の影響がでており $\pi D/L$ が0.2付近では実験値のばらつきを考⁴⁾りしても単独円柱のばあいの1~2倍になっている。大桶⁴⁾による複数本の回折波理論による解析解においても実験条件は異なるが $\pi D/L$ の値によって大きく振動しており回折波の影響が顕著になったためとみられる。

(3) 9本のばあい(図-8.7)

$S/D = 2.2$ のばあいのみの実験だが、波の進行方向と直角に3本おいたばあい $S/D = 2.2$ では単独円柱の結果ととくに大きな変化はないが、9本になるとまん中の3連柱1, 2, 3とくに中央の円柱2は大き目となっている。

周期の違いによる影響、実験精度の問題等も考えられるが、相互干渉により中央の円柱2が大きい波力をうけていることがわかる。

8.5 結 論

波圧に関する実験ならびに現地観測により相似性の検討を行ない、波圧と波力の実験での対応で波力の模型実験の定性的な評価の可能性をチェックした。単独大口径円柱、複数本大口径円柱について円柱間隔、配列、水理条件を変えて波力を求めたところ単独柱に比し、複数本のばあい円柱間隔が非常に小さくなると回折波の影響で大きい波力をうける可能性があることがわかった。

参考文献

- 1) J.R.Morison, J.W.Johnson, M.P.O'Brien
Experimental Studies of Forces on Piles
- 2) R.C.MacCamy, R.A.Fuchs
Wave Forces on Piles:A Diffraction Theory
Technical Memorandum No.69 B.E.B Corps of Eng
- 3) 土屋, 山口
浅海構造物に作用する波力に関する研究
S47.3 防災研究協会
- 4) 大 楠
複数本の鉛直円柱に働く波力について
S47.5 日本造船学会講演会

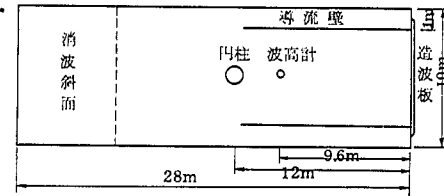


図-8.1 実験装置

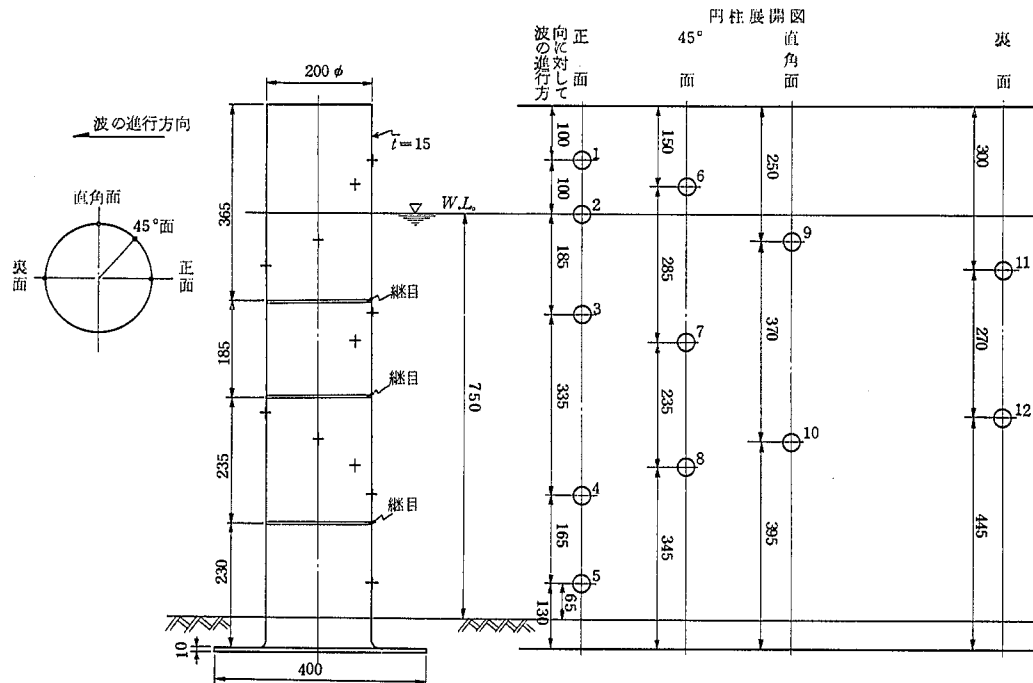


図-8.2 波圧計の取付位置

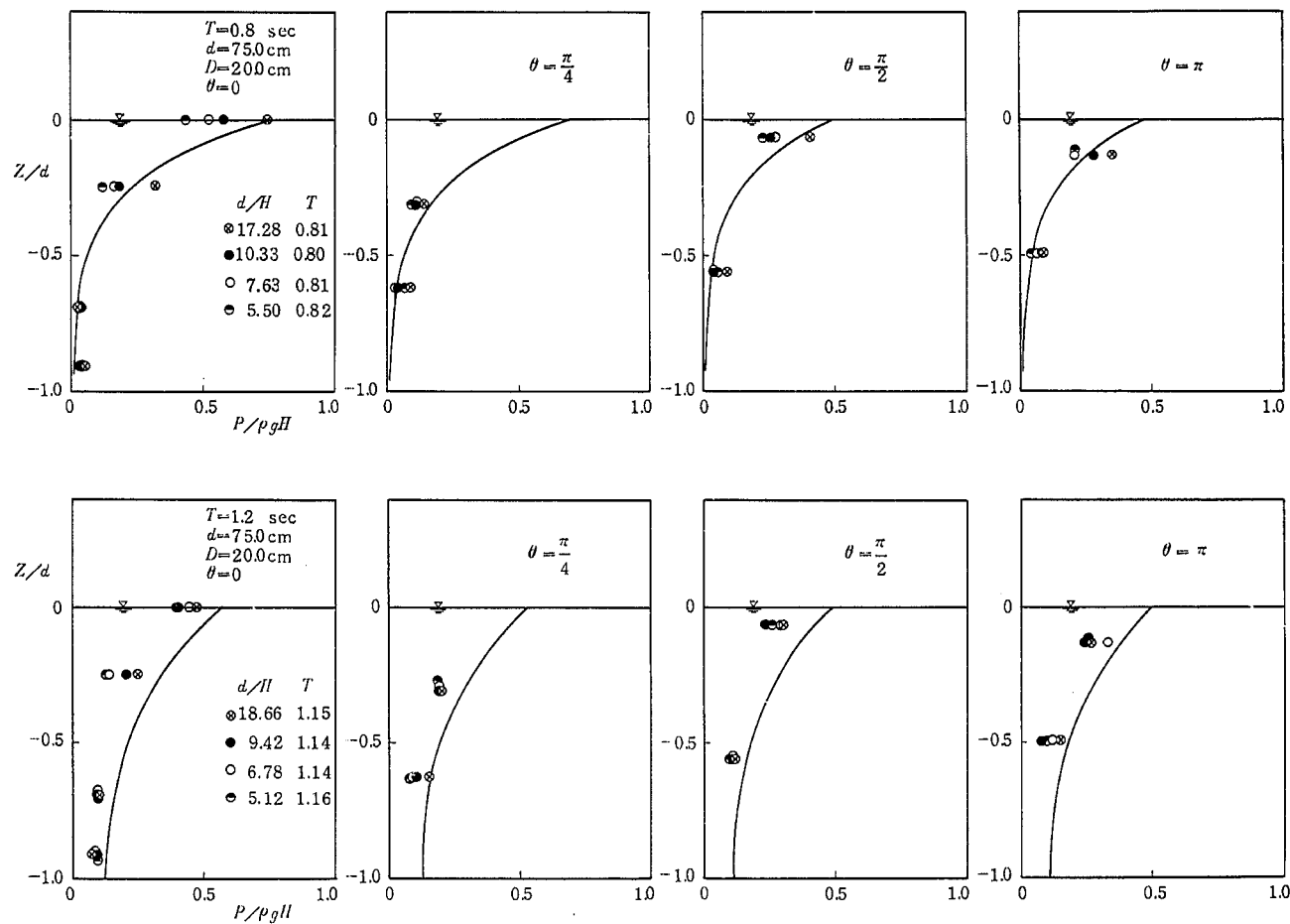


図-8.3(1) 円柱に作用する波圧

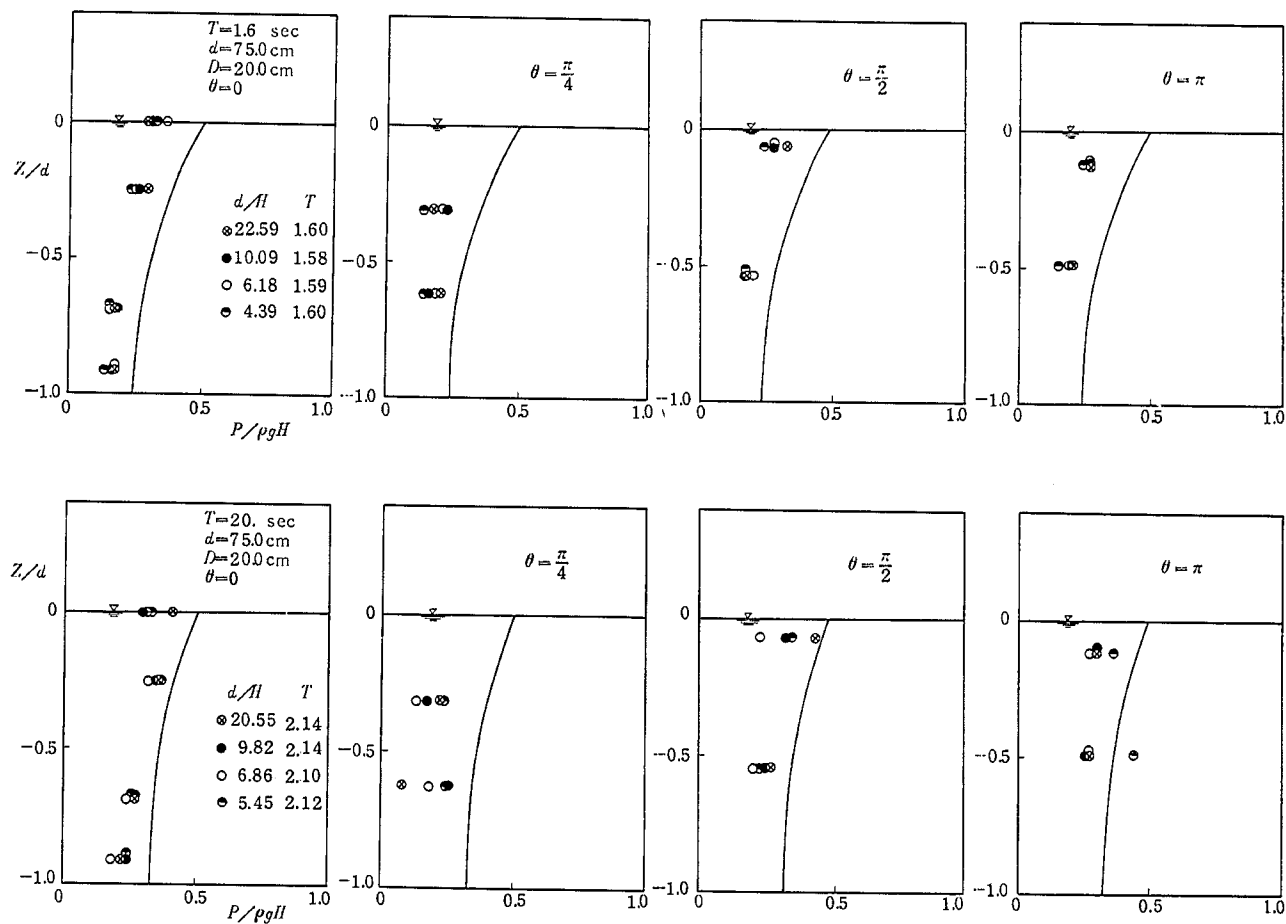


図-8.3(2) 円柱に作用する波圧

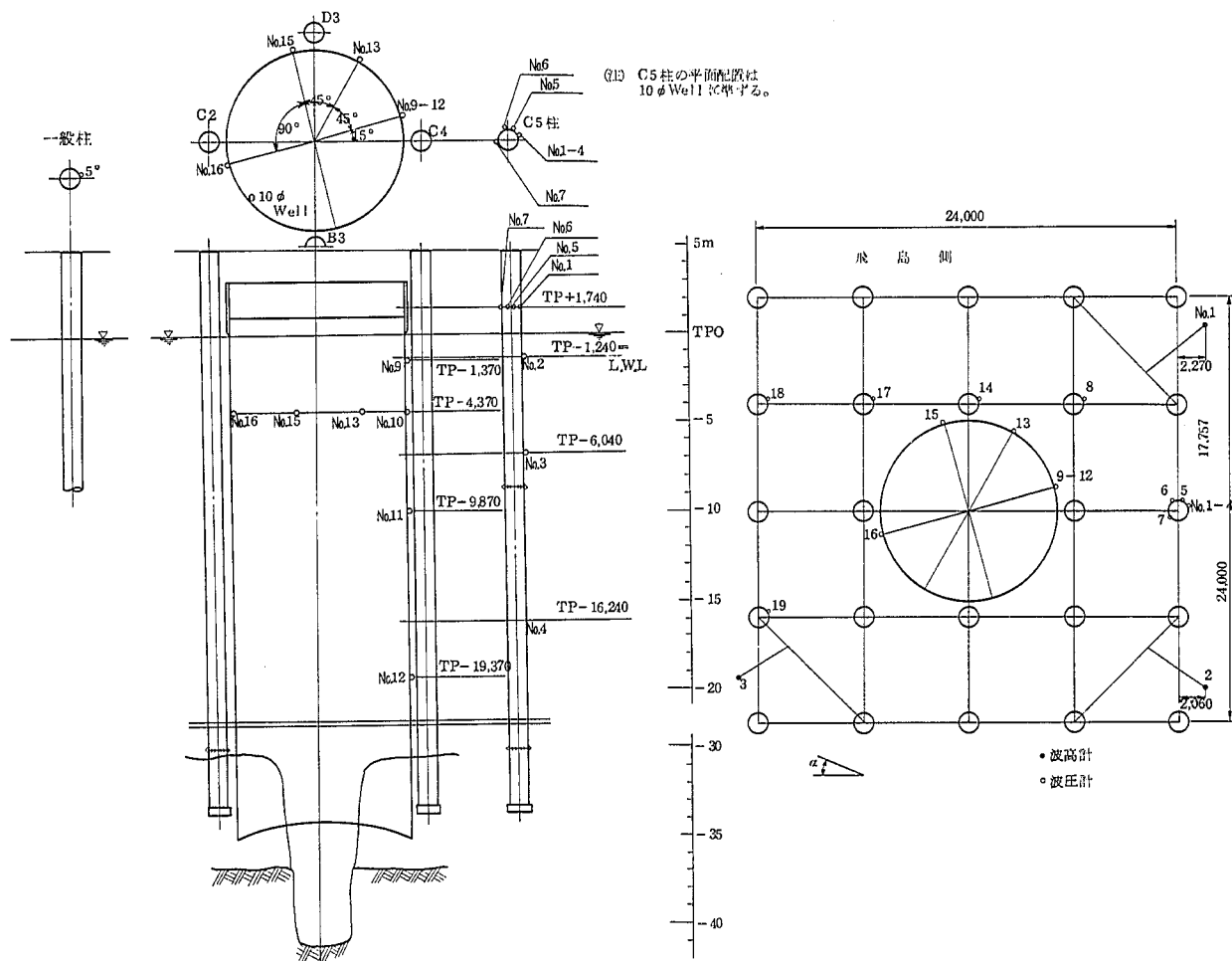


図-8.4 波圧計，波高計，配置図（鳴門実験塔）

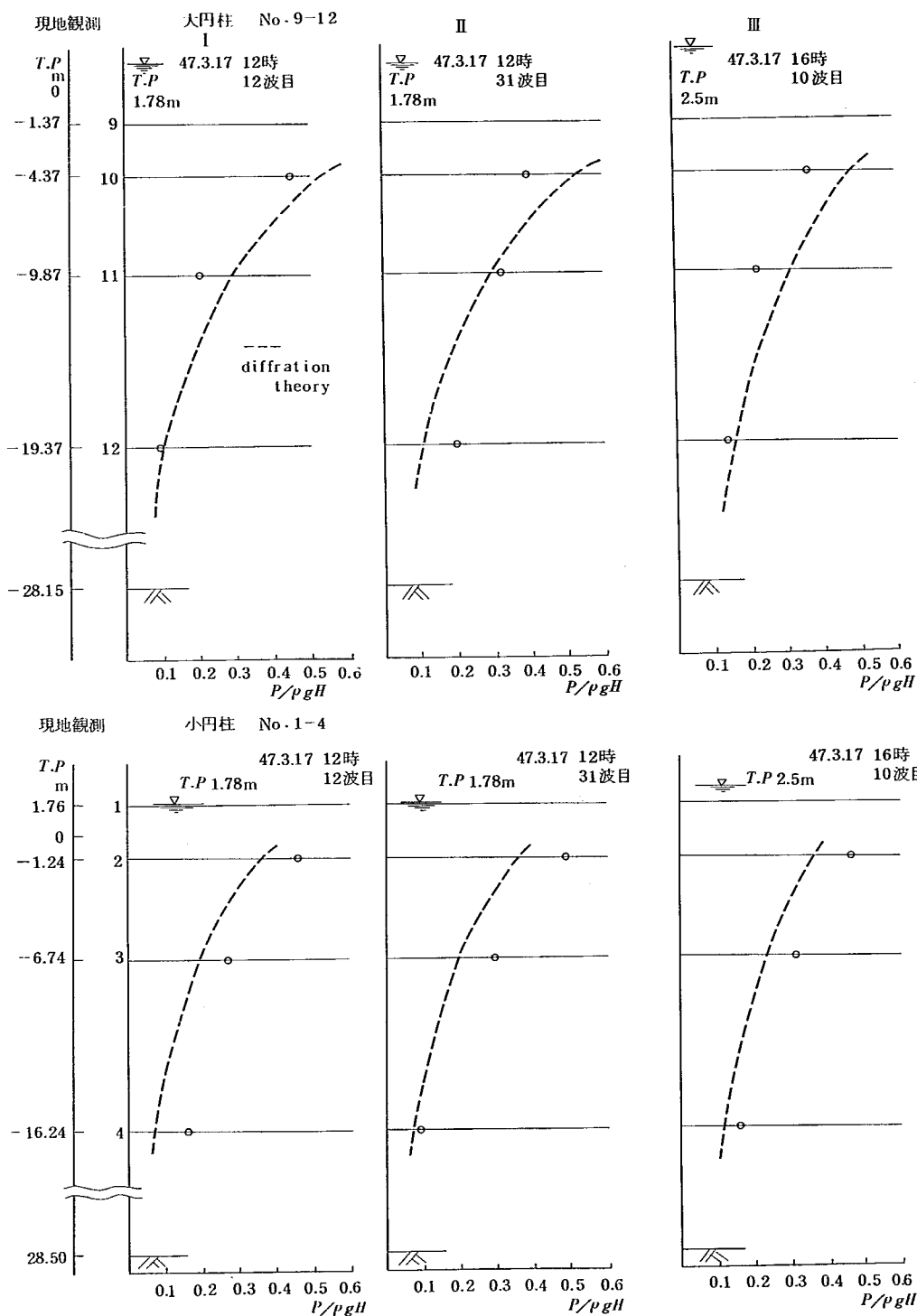


図-8.5 波圧現地観測結果

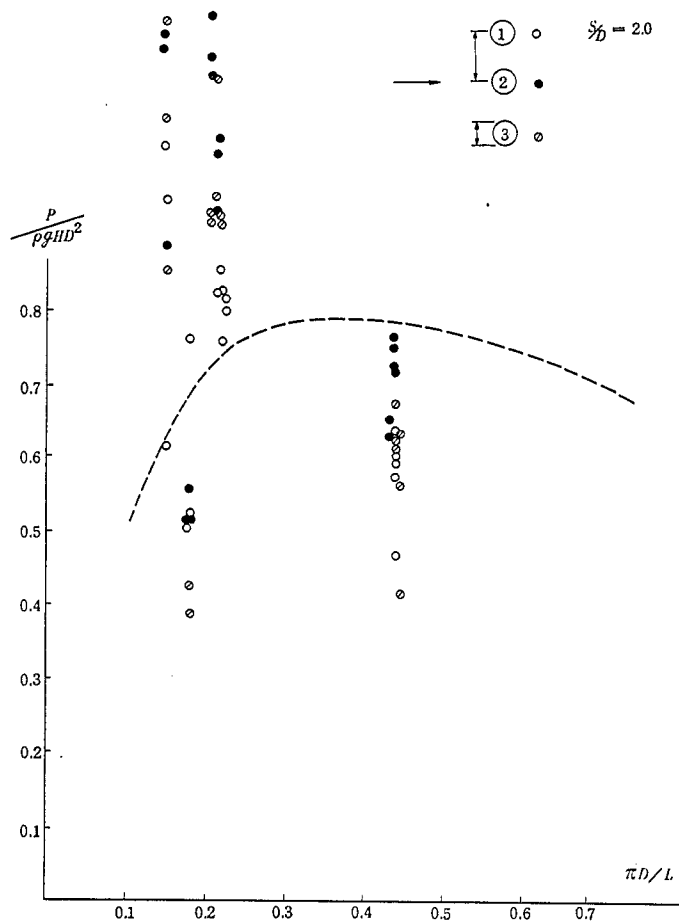


図-8.6 (a) 三連円柱に作用する波力

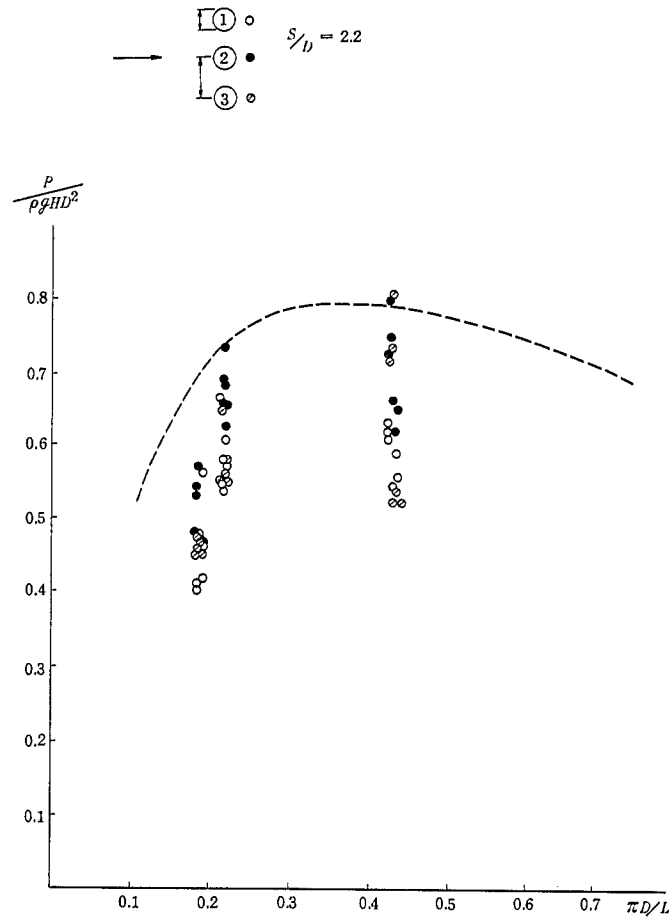


図-8.6 (b) 三連円柱に作用する波力

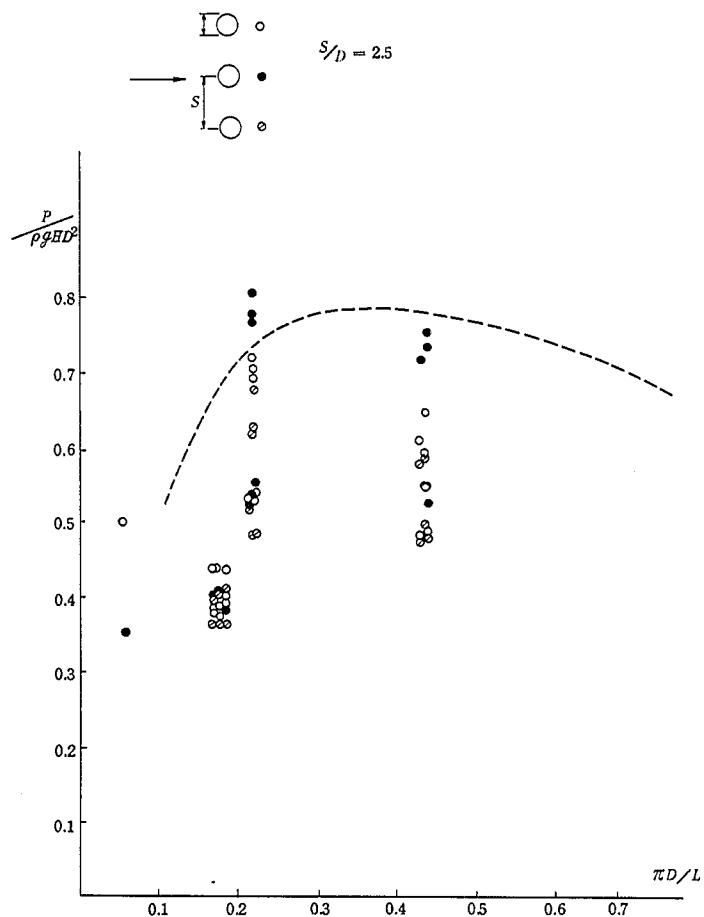


図-8.6(c) 三連円柱に作用する波力

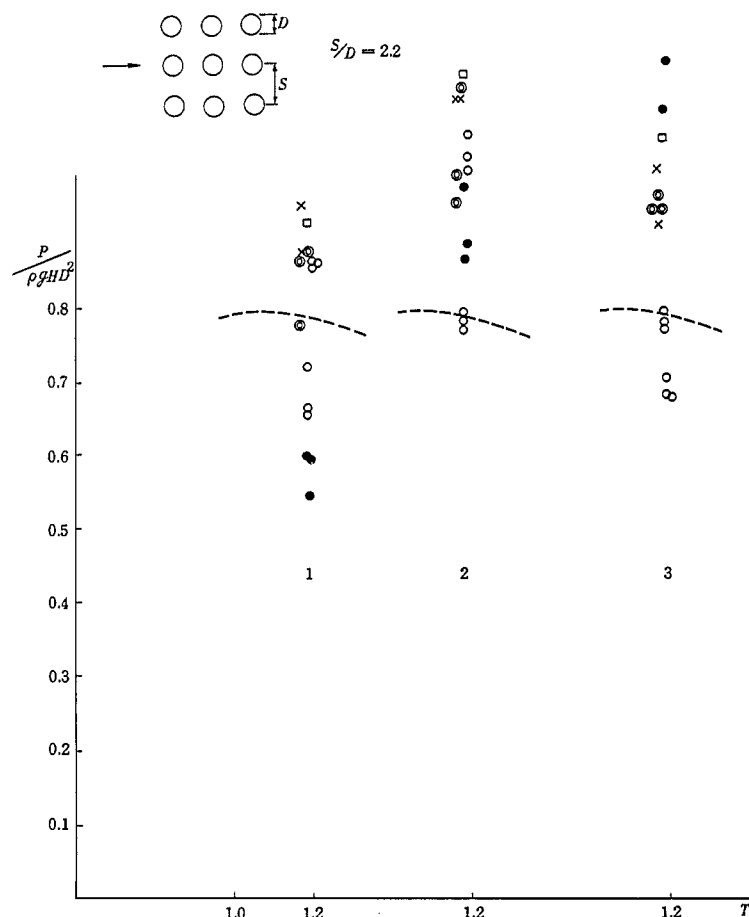


図-8.7 九本円柱に作用する波力

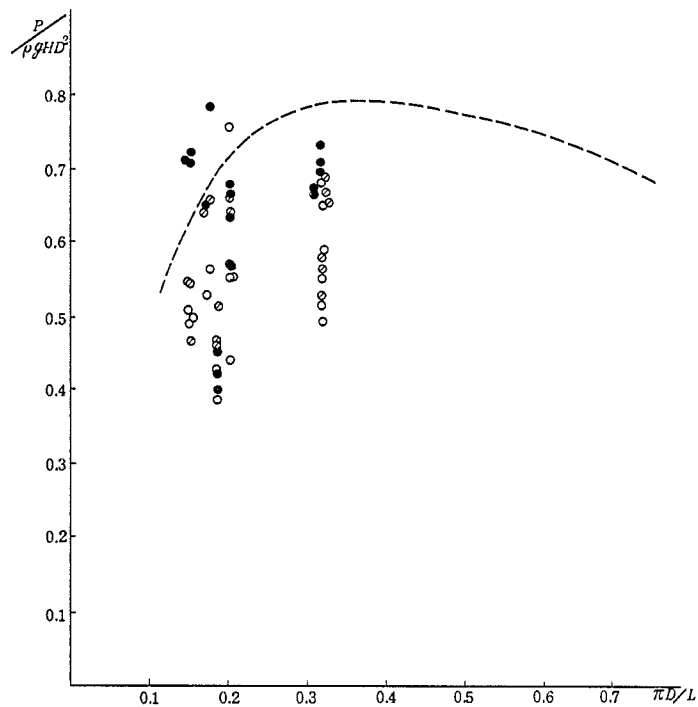


図-8.8 (a) 三連円柱に作用する波力

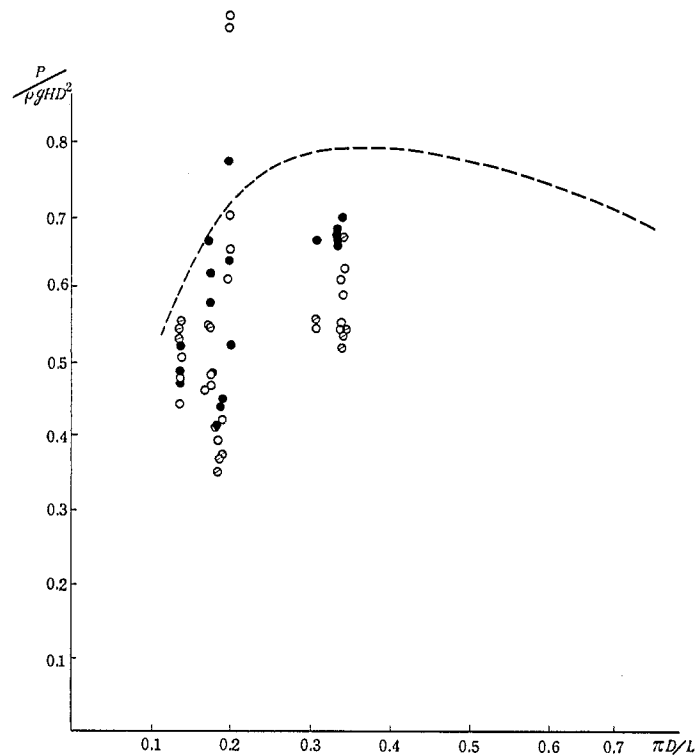
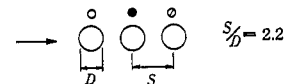


図-8.8 (b) 三連円柱に作用する波力

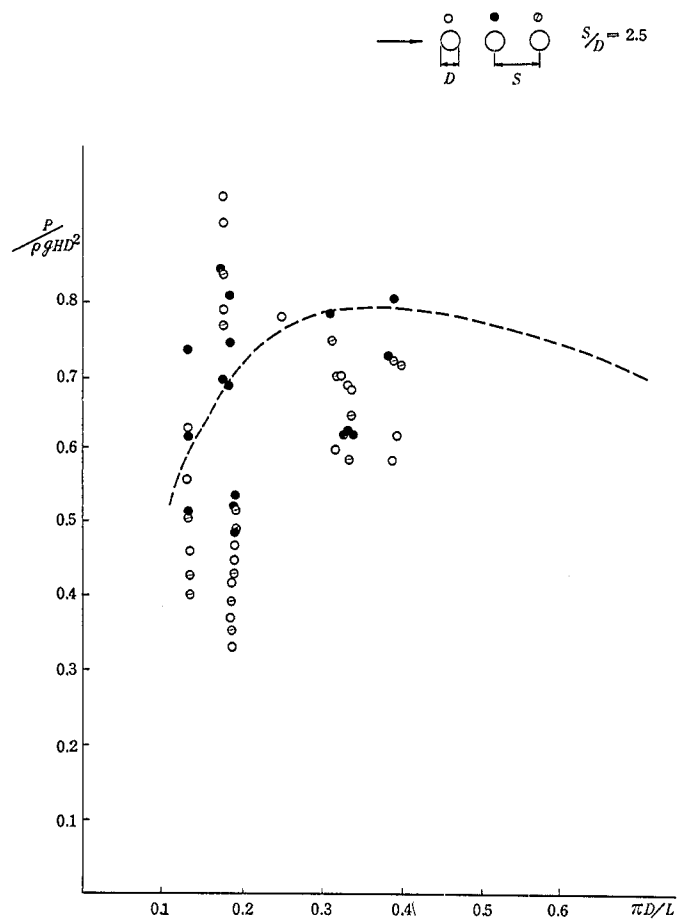


図-8.8(c) 三連円柱に作用する波力

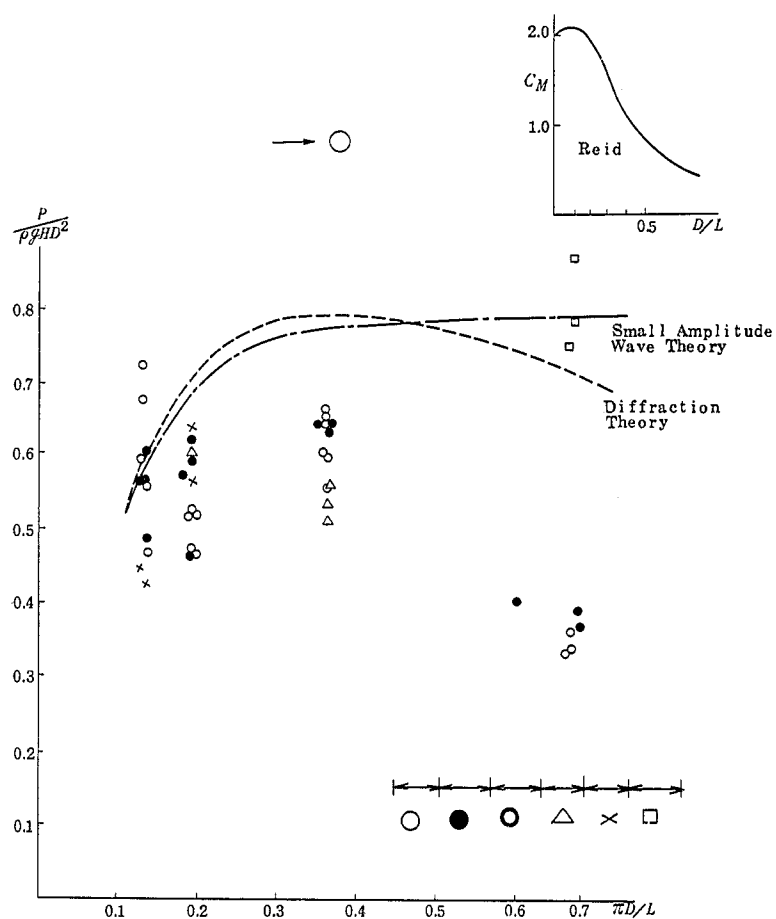


図-8.9 単円柱に作用する波力

第 9 章 明石海峡の地質構造の調査

地 質 研 究 室

岡 本 隆 一

管 原 捷

椎 葉 元 則

9.1 概 説

本調査は昭和47年度を初年度とする3ヶ年計画で、明石海峡部の地質構造を解析し、沖積層、明石層（洪積層）および神戸層の岩相区分を行ない、各岩相（層）毎にその工学的な性質を明らかにしようとするものである。調査はこれまで建設省や本四公団が行なった大規模な調査資料の他に神戸市や大学などの資料も広く収集し、解析する。さらに調査の不足を補うために、今後行なわれる精査に際して、それが効率的な調査となるように技術指導を行なうことをも目的とする。

昭和47年度は上記の目的に沿いつ業務の円滑な遂行を計るため学識経験者と本四公団および土木研究所からなる研究会を設置し、地質調査計画の立案や調査結果の検討を行なった。第1回目の研究会は東京で開催され、研究会の運営方法、過去の調査の結果および47年度の調査結果について討議した。第2回目は神戸で行ない、47年度に実施された海上ボーリング（No.1 およびNo.2）の結果、音波探査および48年度実施予定の明石層の現場力学試験の計画について検討を行なった。また明石層の層相変化について現場での意見交換を行なった。

以下本受託業務の主要な部分を占める既存資料の収集とその解析について記す。本文は最終レポートではなく、地層区分などは暫定的なものであり、次の調査を行なうための検討資料であるから、今後も修正されてゆく性質のものである。工学的な諸定数は48年度以後に検討する予定である。

9.2 調査の概要

調査は既存資料の収集解析が主体だが、47年度本四公団が発注した舞子沖（No.1）および松帆沖（No.2）のボーリングの結果も検討した。また公団が計画した舞子公園ー松帆を結ぶルート上のスパーカーは断層を含めた地質構造の解析のために当初計画より松帆側で東西に広く調査してもらうことにした。

9.2.1 調査位置

調査対象区域は図9.1 地質平面図に示される地域で、予定ルート（Yルート）をはさんで巾約6.0 km，長さ約4.0 km と、両岸の陸上部は海岸から各々1.0 km とした。なお既存資料には舞子公園南東部海上のものが多いので、解析にはそれらの資料も多く用いた。

9.2.2 調査方法

調査方法は既存資料の収集を主とし、ボーリングコアの再調査や陸上部の補足調査も行なった。収集解析した資料は表9.1 の通りである。

9.3 海 底 地 形

明石海峡は大阪湾と播磨灘を結ぶ水道となっており、潮流の速いところである。この海峡の巾はYルート（新ルート、中央スパン1,800m オーダー）付近が最小で約4km、最深部は110mに達する。海峡の中央部に水深80～110mの海釜状の地形が細長くつらなり、巾の狭い谷を形成している。この谷の両側は比高50m前後の急傾斜面を形成している。この急斜面部以浅は（水深60m以浅）は、両岸に向かって水深45m±付近、30～40m付近、18～22m付近、10m付近に平坦面がみられる。また海峡両側には55～65m付近に平坦面がある。

Yルートにおいては、舞子側は水深45～50mの部分が陸地から500m から1,150m の間まで広がっている。松帆側では、水深30～40mの平坦地は陸地から500m から1,200m の間に発達しており、水深が50mに達するのは陸地から1,350m のところである。

9.4 地 質

9.4.1 地 質 概 要

調査地域の地質は花こう岩を基盤岩として、その上に新第三紀中新世の神戸層群、鮮新世～第四紀更新世（洪積世）の大阪層群（明石層）、および沖積層からなる。図9.1にYルートを中心とした海峡部の地質図を示す。また表9.2は同地区の層序表である。

地質構造は六甲変動によってかなり複雑化している。主要な断層はNNE、NE方向に走っており、海峡中央部は地壘状を呈して基盤の花こう岩が浮上がり露出しているところがある。神戸層や明石層は六甲変動にともなって著しくしゅう曲しており、断層とあいまって地層の構造や分布を非常に複雑にしている。主要なしゅう曲軸は断層にはほぼ平行しているが、調査地の南東部ではNNW、NWに変わってくるものがある。

9.4.2 地 質 各 論

(1) 花こう岩類

基盤を構成する花こう岩は舞子側は広島型花こう岩（六甲花こう岩）と称される中粒の黒雲母花こう岩である。深度はかなり深く、垂水沖のC6では-218m、Yルート上のNo.1では-196.72mでも表われていない。淡路島北半から松帆沖（F1沿い）、長浜沖（F6沿い）などに分布する花こう岩は中粒～粗粒の黒雲母花こう岩で領家型花こう岩と称されている。岩質は変化に豊み、せん緑岩に近いものまである。一般に浅いところまで出ていることは前述の分布から理解できるが、Yルート上のNo.2では-98.75m に出しており、花こう岩の上面はかなり凹凸していることがわかる。海底部は陸上部に比べて花こう岩の風化が薄い傾向があるがNo.2 地点では約15m風化している。

(2) 神戸層群

下位の花こう岩とは不整合あるいは断層で、上位の明石層とは不整合（一部断層）で接しており、層厚は最大100mに達する。本層は垂水沖、岩屋沖、松帆沖の他海峡中央部に広く分布する。岩相は中央部を走るF6断層を境にして舞子側と松帆側ではかなり異なる。一般にF6および松帆付近のF1断層より南側（淡路島側）は砂質で北側は泥質、F2断層の東側は礫質である。その理由は、たい積時点の違いやたい積環境、土砂を供給した後背地の違いや運搬距離の違いによるものであろう。

舞子側の神戸層は垂水付近に比べて層厚が小さくなり、凝灰岩や礫岩が非常に少くなり、また植物化石も少くなる。YルートNo.1の地質は、細かく見るとくとも6回のたい積りんね（サイクル）があるようだが、大略5つに区分できそうである。

即ち、ボーリング深度で51.80mで神戸層に達し、

- (i) 51.8 ~ 67.5 m : 泥勝ちの砂岩泥岩互層
- (ii) 67.5 ~ 87.8 m : 砂勝ちの砂岩泥岩互層
- (iii) 87.8 ~ 109.0 m : 砂岩泥岩互層
- (iv) 109.0 ~ 124.1 m : 硬い砂岩
- (v) 124.1 m 以深 : 砂岩をはさむ泥岩

各層は垂水地区の標準模式柱状（表9.2参照）に対比すれば(i)(ii)は上部多井畑累層の第6帯および第5帯に相当し、(iii)は下部多井畑累層第4帯(iv)、(v)は同第4帯の下部および第3帯に相当するものと考えられる。(i)は泥がちの砂岩泥岩互層だが、淘汰が悪くかつ植物片などの炭質物を多く含むので、堆積環境は半かん水～淡水域で陸成の堆積物の可能性が大きい（上部多井畑層は主として陸成とされている）。砂岩は長石や石英質のものからなるアルコーズ砂岩が多い。

(ii)はやや砂がちの砂岩泥岩互層で80m程度までは、(i)同様淘汰が悪く炭質物を多く含むので陸成の可能性がある。ただし、炭質物は泥質のところによく含まれるので、(ii)のように砂がちのところはよく分らない。砂岩はアルコーズ質である。一般にラミナ（葉理）が多いことから堆積環境は頻海（浅海）と考えられる。

(iii)は砂岩泥岩互層だが上半は砂岩が優勢で、下半は泥岩が優勢となる。最上部には特徴的な貝殻化石層があり上部多井畑層と下部多井畑層を区分する鍵層となっている。砂岩は同様にアルコーズ質だが、炭質物を多く産出する。

(iv)は石灰質で硬いアルコーズ質砂岩が主体で、上部に3枚の特徴的な泥岩をはさんでいる。その中にも貝殻化石を含んでいる（本ボーリング最厚の化石層）。

(v)はやや硬質で、上部は泥質がち、中部は砂質がち、下部は再び泥質である。砂岩は塊状で泥岩でラミナや炭質物の発達が見られる。

松帆側の神戸層はNo.2ボーリングによると上部層、中部層、下部層の3層に分けることが出来る。これらの各層が模式的な岩屋層とよく対比させることが出来ないが、岩質や貝殻化石からおおよそ次のように考えられる。すなわち、上部層は上部岩屋累層第3帯に相当し、中部層は下部岩屋累層第2帯上部、下部層は同第1帯に相当するものと考えられる。

(i)上部層(ボーリング深度7.65～30.5 m)は軟質のアルコース質細粒砂岩を主体とし、チャートなど珪質の小礫を含む。一般に淘汰が悪く、ところどころ不規則に粘土分を多く含むことがある。しかし炭質物の含有は認められない。

(ii)中部層(30.5～43.4 m)も上部層のようにアルコース質の砂岩だが、固結度がやや増し他の中新層並みの硬さがある。本層の特徴は多量の貝化石を産することである。

(iii)下部層(43.4～57.6 m)は上部に比較的硬岩の泥岩を挟む他は、かなり硬質な凝灰質砂岩からなる。本層は植物化石も含むので標準模式的第2帯に属することも考えられる。この場合には第1帯は殆んど欠除していることになる。本層の最下部には、下位の花こう岩と不整合関係にあるが、いわゆる基底礫岩と云える程ははっきりしたものは確認されていない。僅かに径数cmの風化した花こう岩の礫が2～3見られただけである。もっとも基盤の花こう岩は風化が著じるしく、約10 m間は完全にマサ化し、新鮮な礫の供給はなかったのかも知れない。

(3) 大阪層群(明石層)

大阪層群の下部層は本地域では明石累層(以下単に明石層という)と呼ばれている。神戸層群を不整合で覆うもので砂礫、シルト、粘土および砂からなる淘汰の悪い層で、横への岩相変化も著じるしい。

海峡部では下部より上部へA、B、C層の3部層に分けられる。

(i)明石層A層は海峡中央部を東西に神戸層を覆って広く分布する。他のB及びC層にくらべ神戸層同様断層やしゅう曲の影響を受けている。砂礫を主とし、上部に舞子貝層に相当すると見られる海棲貝化石層をはさんでいる。砂礫層の礫はチャート、珪岩、珪質砂岩、流紋岩を主とし、花こう岩や斑れい岩等の円～亜円礫よりなり、礫径は10～50 mmが一般的であるがさらに大きいものを混えることもある。陸上部の垂水礫層に相当するものと考えられる。

(ii)明石層B層は粘土～シルトを主体とし、下位のA層や神戸層を直接覆っている。主として垂水岩屋間の海峡中央部に分布し、Yルートには発達していないものと思われる。本層は小型海棲貝化石を多産することを特徴とし、これは陸上部の高塚山粘土層(舞子貝層を含めている説もある)に對比される。

(iii)明石層C層は舞子～明石はA層を、垂水沖海峡中央部はA層およびB層を、岩屋～松帆側は花こう岩およびA層を覆っている。Yルート沿いにはB層が存在しないので、A層を直接覆っているが後述するように岩相や岩質が類似しているので両者の境界の判断は困難である。本層は砂礫層を主とし、砂層およびシルト層をはさむもので、陸上部の満池谷累層を含む層に対比される。

上位にのる沖積層の砂礫にも類似しておりその区別は非常に困難である。

YルートNo.1ボーリングにおける明石層は中間のB層が欠けているので岩相の似たA層とC層のはっきりした区分は出来ないが、ちょっとした岩相やしまり具合の違いから次のように考えられる。

(i)明石層A層は深度28.0～51.8 mで層厚は約24 mとなる。下半約14 mは礫の量がやや多く30～40%程度で、マトリックスはシルト混りの砂である。礫は2～10 mmの小礫から数mmの中礫が多く、礫種は石英粗面岩、砂岩、珪岩等が多く、亜角礫が大部分を占める。この部分はい

わゆる垂水礫層に相当するものと考えられる。本層上位10mもだいたい同様な性状を示す。

(ii)明石層C層は9.1mから28.0mまでで約19mの層厚を持ち、深度18mで上下2層に分割できる。下位層は一般に礫の量は10～20%程度で、マトリックスは砂質粘土である。礫は石英粗面岩が最も多く、粘板岩や砂岩の亜円礫もみられ、非常に軟質である。上位層も同様な性状を示すが礫の量が増大する傾向を示す。本層も極めて軟質で沖積層との判別が困難である。

YルートNo.2ボーリングも同様な傾向を示すが、No.1に比べ非常に薄くなり、また礫種は基盤の花こう岩の影響を受けている。本層は厚さ2～3mの上位層と3.5mの下位層からなるが、いずれも明石層C層に対比されるものと考えられる。なお、No.2地点より海峡中央部側にはA層が発達していることがスパーカーによって推定されている。

下位層は礫の量が少く全体の50%以下である。礫の大きさも小さく、希に2～3cmの径のものもあるが、1～1.5cm程度のものが主体である。また円磨度もよく大部分円礫よりなる。礫種は珪質なものが多く、殆んどチャートと珪岩からなる。マトリックスは砂より泥が多く、貝殻の破片を多量に含む特徴がある。

上位層は礫が多く、マトリックスも砂質となる。礫種は下位層と同じく大部分チャート、珪岩、石英斑岩、花こう斑岩などで、希に流紋岩、スレート、せん緑岩等も含まれる。礫径は4～5cm程度のものと0.5～1.0cm程度のものが半々にあり、希に10数cm位のものも含まれていることがコアから推定される。円磨度は一定せず、完全な円礫から角礫まで種々の段階のものがある。

(4) 沖積層

海峡部の沖積層は現海岸線に沿って広く発達している他、中央部に向って広く、薄く分布している。この中には海底流砂のようなものも含まれる。粘土や砂を主体とするもので、厚さもせいぜい10m程度である。No.1ボーリングにおいては約9mあり、粘土～シルト混り小礫だが、全体として極めて軟弱である。No.2での厚さは1～2mで同様な性状を示している。ただし、明石層C層との境界が判然とせず、正しい層厚を求めることは困難である。

9.5 今後の調査計画

前述のように本調査は3ヶ年計画で行なっているもので、昭和47年度はその第1年度である。したがって本報告の地層区分、地質平面図、地質断面図等はすべて暫定的なものであり、これをもとにして調査や検討をすすめて行く計画である。差し当ってスパーカーの結果をみて地層区分を検討し、広範囲にわたって断層の見直しをする。また海峡部と陸上部との対比を進める。橋脚地点が決まればその地点のボーリングによって地質の確認を行なう。

本調査の重点項目は明石層の側方変化の追跡と、各層の物理・力学定数を決めることであり、48年度および49年度は、47年度の調査結果をもとにして本調査作業をすすめる計画である。

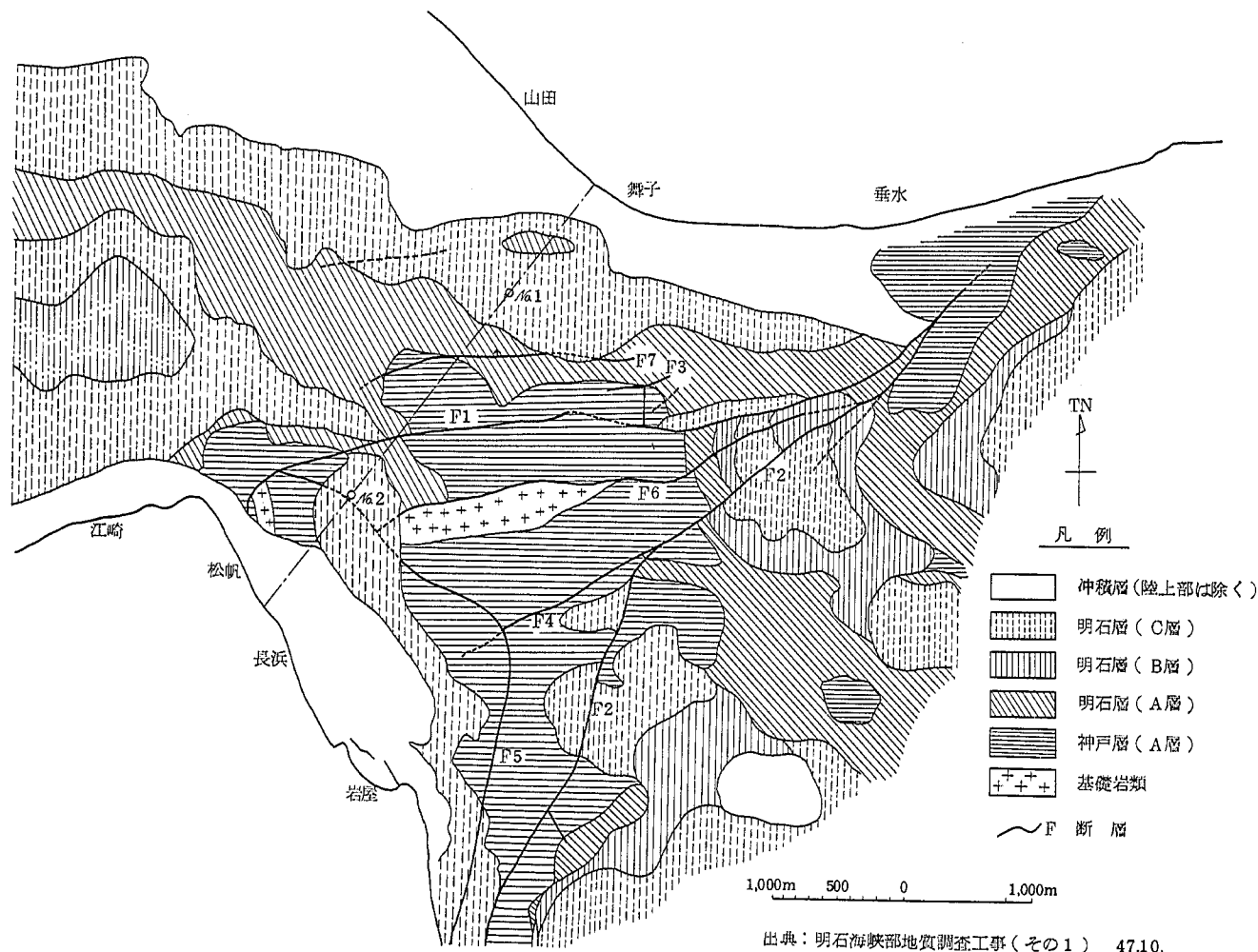


図 9.1 明石海峡部海底地質平面図

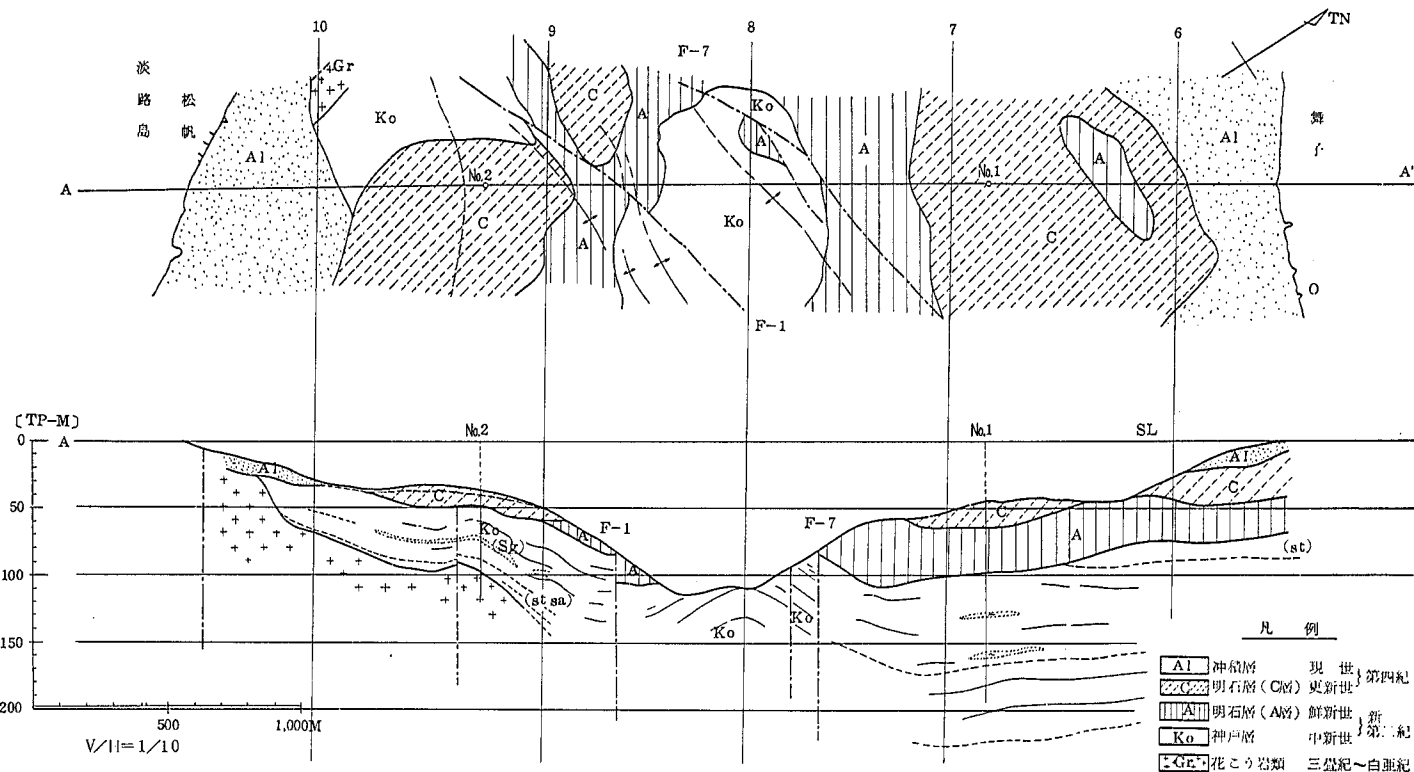


図 9.2 松帆 - 舞子間地質平面図及び同断面図

表9.1 参考資料一覧表

1. 周辺地域の参考資料

資料 番号	論 文 名	著 者	出 典	発表年月
	明石層群に就いて	鹿 間 時 夫	「地質学雑誌」Vol.43 No.515 日本地質学会	S 11. 8.
	神戸層群と其の植物群	"	" Vol.45 No.539	S 13. 8.
	大阪市第四紀層の地質及地盤強度	木 村 春 彦	「鉱物と地質」Vol.4 No.3-4 日本鉱物	S 26. 4. (1951)
	明石層群・播磨層群について	市 原 実 小 黒 譲 司 他	「地球科学」No.40 地学団体研究会	1958. 10.
	東六甲周縁の断層とその形成過程に関する試論	藤 田 和 夫	「地質学雑誌」	S 30.
	瀬戸内地域区火山活動期	笠 間 太 郎 藤 田 和 夫	「地質学雑誌」 日本地質学会	
	大阪府北部及び兵庫県東南部の大阪層群について	小畑信夫, 藤田和夫 森下 品, 市原 実 中世古幸次郎	「地質学雑誌」 日本地質学会	
	神戸層群の凝灰岩について	山 下 操 笠 間 太 郎	「地質学雑誌」	S 30.
	神戸市多井畑具化石層について	安 藤 保 二	「地質学雑誌」Vol.63 No.742 日本地質学会	S 32.
	大阪, 明石地域の第四紀層に関する諸問題	市 原 実	「地球科学」No.49 地学団体研究会	1960. 7.
	明石層群播磨層群について(その2)	市原 実, 小黒譲司 衣笠	「地質学雑誌」Vol.66 No.780	1960. 9.
	大阪層群と六甲変動	市 原 実	「地球科学」No.85~86	S 41. 9.
	神戸明石道路橋梁地質調査(その2)	サンコーコンサルタント ㈱(大阪)	日本道路公団大阪支社	S 43. 11.
	明石公園第一野球場スタンド建築敷地地盤調査	サンコーコンサルタント ㈱(大阪)	兵庫県建築部	S 46. 4.
	新舞子崩壊地質調査	サンコーコンサルタント ㈱(大阪)	財団法人 建設工学研究所	S 46. 9.
	西神地区水平ボーリングによる地質調査	サンコーコンサルタント ㈱ 財団法人 建設 工学研究所	神戸市開発局	S 46. 10.
	舞子台崩壊地地質調査	サンコーコンサルタント ㈱(大阪)	財団法人 建設工学研究所	S 47. 7.
	西須磨台宅地造成地内地質調査	特殊エンジニアリング 工業㈱	住友建設㈱	S 47. 9.
	大林組塩屋宅地造成工事に伴う地質調査(その1)	㈱建設工学研究所 サンコーコンサルタント ㈱	大 林 組	S 47. 11.

2. 当該調査資料

資料 番号	資 料 名	(表) 発 注 者 名	施 工 者 名	発 行 又 は 調 査 年 月
	本州四国連絡架橋調査技術調査 概要報告Ⅱ	建設省土木研究所		S 36.3.
	本州四国架橋調査技術調査概要 報告Ⅰ	建設省道路局		S 36.6.
	本州四国連絡架橋調査技術調査 概要報告Ⅲ	建設省土木研究所		S 37.3.
	明石海峡連絡架橋設計調査資料	神戸市調査室		S 37.12.
	本州四国連絡架橋地点地質調査	建設省土木研究所		S 38.3.
	本四連絡地質調査第1次業務委 託報告書	建設省近畿地方建設 局	本州四国連絡道路地質調 査共同企業体 代表 日本技術開発㈱	S 39.3.
	音波探査第1次調査業務報告		パンフィック航業	S 39.1.
	本州四国連絡橋の基礎調査ボア ホールを利用して行なったTD- METERの予備試験について	建設省近畿地方建設 局 本州四国連絡道路調 査事務所	八千代エンジニアリング ㈱	1964.11. (39年)
	本四連絡地質調査陸上部試験工 事(その1)		日本技術開発㈱	S 40.1.
	本四連絡地質調査第2次業務委 託報告書	建設省近畿地方建設 局	本州四国連絡道路地質調 査共同企業体 代表 日本技術開発㈱	S 40.3.
	骨材調査業務報告書		応用地質調査事務所	S 40.8.
	本四連絡地質調査陸上部試験工 事(その2)	建設省近畿地方建設 局本州四国連絡道路 調査事務所	日本技術開発㈱	S 40.3.
	本四連絡地質調査第4次業務委 託	建設省近畿地方建設 局	本州四国連絡道路地質調 査共同企業体 代表 日本技術開発㈱	S 40.6.
	本四連絡基礎工法調査・現地載 荷試験のための地質調査工事	建設省近畿地方建設 局本州四国連絡道路 調査事務所	"	S 40.8.
	明石海峡潜水観察概要		建設省近畿地方建設局本 州四国連絡道路調査事務 所	S 40.12.
	明石層および神戸層の工学的性 質について		(吉田, 吉中, 土木研 究所報告129号)	S 41.1.
	本州四国連絡測量調査地表地質 調査第4次業務委託	建設省近畿地方建設 局	日本技術開発㈱	S 41.1.
	本四連絡基礎工法調査・現場載 荷試験	建設省近畿地方建設 局	八千代エンジニアリング ㈱	S 41.3.
	本四連絡地質調査第5次業務委 託	"	本四連絡道路地質調査共 同企業体	S 41.3.
	本四連絡基礎工法調査・現場載 荷試験(2)	"	八千代エンジニアリング ㈱	S 42.2.

資料 番号	資 料 名	(表) 発 注 者 名	施 工 者 名	発 行 又 は 調 査 年 月
	本四連絡基礎工法調査・現場載荷試験(3)	建設省近畿地方建設局	八千代エンジニアリング㈱	S 4 2. 2.
	本四連絡基礎工法調査・大型直接剪断試験業務	"	日本技術開発㈱	S 4 2. 3.
	本四連絡地質調査第7次業務委託報告書	"	本四連絡道路調査事務所 代表 技術開発㈱	S 4 2. 5.
	本州四国連絡架橋技術調査報告	土木学会		S 4 2. 7.
	本四連絡地質調査・大型直接剪断試験(2)業務	建設省近畿地方建設局	基礎地盤コンサルタント ㈱	S 4 3.
	本四連絡地質調査急速載荷試験業務	" 本四連絡道路調査事務所	㈱応用地質調査事務所	S 4 3. 3.
	岩石試験総括業務		八千代エンジニアリング㈱	S 4 4. 3.
	本四連絡地質調査明石海峡地質調査総括業務	"	日本海上工事㈱	S 4 4. 9.
	本州四国連絡道路調査概要報告書(上, 下巻)	建設省道路局, 近畿地方建設局		S 4 5. 3.
	現位置岩石試験その2 (岩石試験結果の相関性検討)	日本道路公団大阪支社 本四連絡道路調査事務所	八千代エンジニアリング ㈱	S 4 5. 9.
	明石海峡地区陸上部地質調査 (その1)	本州四国連絡橋公団	基礎地盤コンサルタント ㈱	S 4 7. 3.
	明石海峡地区陸上部地質調査 (その2)	"	"	S 4 7. 7.
	明石海峡海上部地質調査その1	" 神戸調査事務所	太平洋探海工業㈱	S 4 7. 1 0.
	明石層, 神戸層三軸試験その1	"	基礎地盤コンサルタント ㈱	S 4 7. 1 2.

表9.2 明石海峡部層序表

地 質 時 代			地 層 名			陸 上 部 と の 対 比	
新 生 代	第 四 紀	現 世	沖 積 層			沖 積 層	
		更新世 (洪積世)	大阪層群	明石累層	C 層	満池谷層	
	新 第 三 紀	鮮新世			B 層	舞子貝層, 高塚山粘土層	
					A 層	垂水礫層	
		中新世	神 戸 層 群			多井畑累層, 岩屋累層 淡北累層	
中 生 代	白亜紀 ／ 三疊紀		花 こう 岩 類			広島型花こう岩(六甲花こう岩) 領家型花こう岩(岩屋花こう岩, 布引花こう岩)	

第10章 インサート型ローラビットによる 硬岩堀削試験

機 械 研 究 室

田 中 康 之
千 田 昌 平
石 島 威

10.1 実験の概要

10.1.1 実験の目的

岩盤に堅孔を掘削する有力な方法にロータリ式ビットを用いる工法があり、多くの点でその有利さが指摘されている。この方法で大口径の孔を掘削することが行なわれるようになったのは比較的新しい。欧米では小口径ではあるが石油井戸掘削のための技術が古い歴史をもっており、それをベースに大口径化が図られているが、わが国ではそうした積み上げが少なく、多くは外国技術の模倣で技術開発が進められて来ている。しかし本州四国連絡架橋に用いられる様な超大口径の孔の掘削技術は、まだ外国にも例が乏しく、独自の技術開発が必要である。わが国でも土木研究所を始めとする多くの機関の試験研究によりすでに一軸圧縮強度 500 kg/cm^2 未満の中硬岩については多くのデータが得られており、それらの岩の掘削に適するカッタであるミルドーツス（ギャーツス）型カッタ又はドラグビット（バイトビット）型カッタを用いた機械の設計はできる状態にある。然し本州四国連絡架橋の施工条件には一部地域で一軸圧縮強度 $500 \sim 2,000 \text{ kg/cm}^2$ の硬岩の掘削の必要性も示されており、又軟岩層中にも、層状又は玉ねぎ状に硬岩の出現することも予想されているので、これら硬岩の掘削に最適といわれるチップインサート型カッタの掘削性能を知ることが必要である。

10.1.2 試験方法

実験は土木研究所が所有するビット試験機にチップインサート型ビットを取付けて表 10.1.1 のような物理的性質をもった花こう岩、砂岩およびモルタルの掘削実験を実施した。ビット試験機は各種のビット掘削性能を試験できる装置で、湿式（掘削ズリの排出を水流で行なう）たて型で、この種のものとしては我国唯一の機械である。その概略仕様を表 10.1.2 に、外観を写真 10.1 に示す。インサート型ローラビットは最大直径 143 mm ϕ 、高さ 100 mm のコーン状のローラの外周にタングステンカーバイド鋼と呼ばれる硬い鋼のチップ（直径 12.8 mm ϕ ）を 56 個埋め込んだカッタ 5 個（外にセンターカッタ 1 個）から成るビットでその形状を写真 10.2、および図 10.1.1 に示す。このローラビットは外径 60 cm ϕ であるが最外周のカッタを取外すことによって 42 cm ϕ

表-10.1.1 試料の物理試験結果（平均値）

		コンクリートモルタル	砂 岩	花 崗 岩
産 地		構内実験室	千葉県銚子	茨城県笠間
一軸圧縮強度	kg/cm^2	240	718	1200
引張り強度	kg/cm^2	24.3	31.94	30
ショア硬度		22	45	102
シュミットハンマ		$24 \pm 160 \text{ kg/cm}^2$	$40 \pm 350 \text{ kg/cm}^2$	$52 \pm 540 \text{ kg/cm}^2$
削孔強度	kg/cm^2	227	395	815
比 重		2.22	2.26	2.63

Y-X

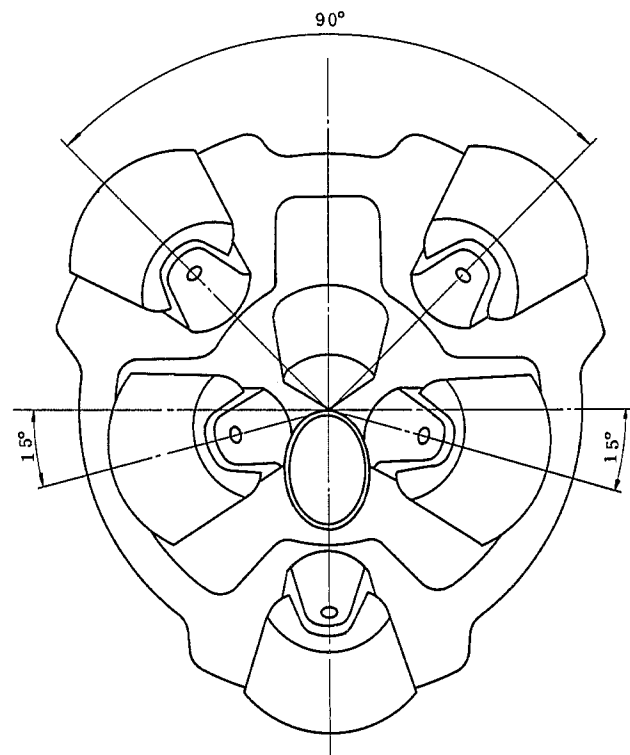
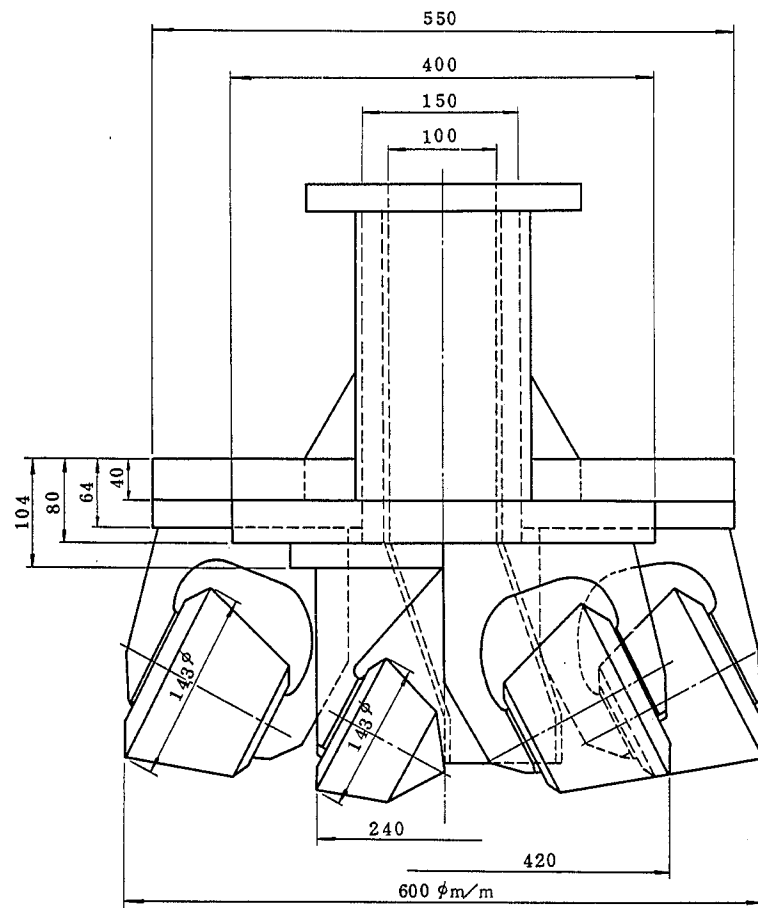


図 10.1.1 インサート形ビット

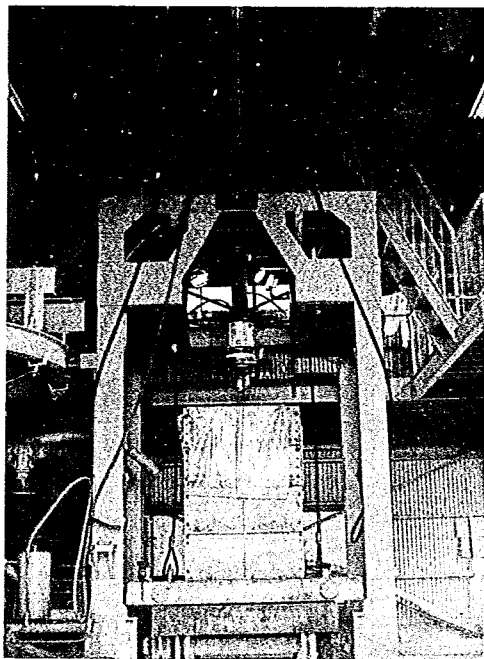


写真 10.1 硬岩掘削試験用ビット試験用

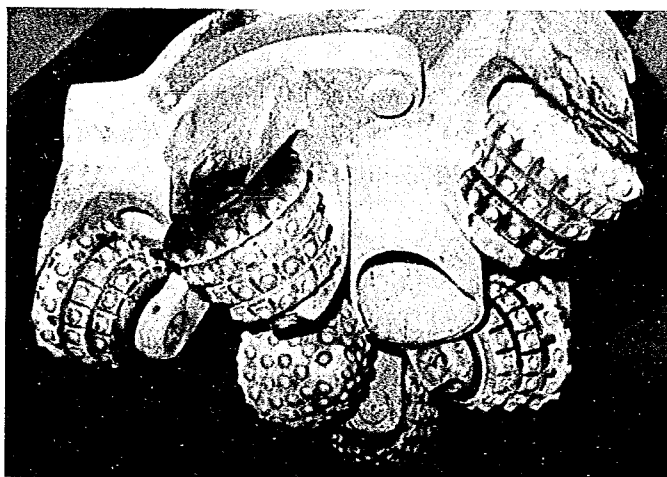


写真 10.2 硬岩掘削試験に使用したインサート型ビット

水表10.1.2 ビット試験機仕様一覧表

基礎掘削用削孔試験機	
形 式	湿式基礎掘削機用土研形
最大ビット径	1,500 mm ϕ
削孔深度	2,000 mm ϕ
ビット推力	30,000 kg (油圧式)
クレーパ内径	100 mm ϕ
ビット回転トルク	2,000 kg-m
ビット最大回転数	50 r.p.m
回転原動機	油圧モータ 形式川崎重工 BX732
試 料	原石, ソイルセメント, コンクリート等
掘削土砂の排出	ポンプサクション法
サクションポンプ	80 ϕ 口径, ソリッドポンプ揚水量 $1.2\text{m}^3/\text{min}/800\text{rpm}/12\text{m}$
給水ポンプ	160 ϕ S Z形斜流渦巻ポンプ 揚水量 $3\text{m}^3/\text{min}/1750\text{rpm}/9\text{m}$
油圧ポンプパワーユニット	
寸 法	全長×全高×全幅 3 m×1.5 m×1.5 m
原 動 機	形式 イスズ DA640-ITPディーゼルエンジン
連続定格	103 PS/1700 rpm
油圧ポンプ(シリンダ用)形式	内田油圧 GPPI-AOC 30NL4 30N3L-110
	二連型ギアポンプ最高吐出圧 210 kg/cm ²

の孔も削孔でき、実験はその2種類の孔径で行なった。

被削材は1,000 mm×1,000 mm の断面をもつ鋼製型枠の中にモルタルで固定され、その上方からビットを回転しつつ押し込んで、その時の押付力(ビット推力 W ton), 所要トルク(掘削トルク T kgm)ビット回転速度(N r.p.m), 掘進速度(R m/h)などを計測した。試験は主としてビット推力およびビット回転速度を変化要因にし、その組み合わせで施工した。

10.2 試 験 結 果

10.2.1 ビット推力(W)と掘削トルク(T)の関係

ロータリービットで岩石の掘削を行なう機械を設計し又は使用する場合、第一に問題になるのはビット推力である。これは勿論ビットに加える荷重によって、その掘削性能が大きく左右されるからであるが、一方この荷重は、掘削機全体の大きさを決める様な莫大な値になるので、これを効率の落ちない程度に小さく留めることが望ましい。又その荷重が決まるとそれにつれて、そのビットを回転させるのに必要なトルクが決ってくる。このトルク(T kgm)とその時のビット回転速度

(N r.p.m) から掘削馬力 (P ps) は

$$P = NT / 716.2 \quad (ps) \dots\dots\dots (2.1.1)$$

として求められる。この掘削馬力 P を機械効率で除して原動機の馬力を求めることができる。ビット回転速度 (N) は、ビットの外周の速度が或る範囲になる様、ビット口径から計算される。この様にビット推力と掘削トルクの関係は重要なものであるが、これは実験による以外に求めようがない現状である。

この実験で求められたビット口径 60 cm ϕ の時の上記関係を図 10.2.1 に示す。これらの結果などを単位口径当り推力 (W_d) 掘削口径 (D), 材料の一軸圧縮強度 (σ_c) を用いて回帰方程式に整理すると

$$T = (-0.007 \sigma_c + 16.6) \times 10^{-5} D^2 (W_d)^{1.15} \quad (kgm) \dots\dots\dots (2.1.2)$$

となる。

10.2.2 ビット推力 (W) と掘進速度 (R)

次に問題となる点はカッタの切れ味である。これはビット推力を変化させると掘進速度がどう変化するかという形で検討される。例えば石油井戸用の小さな口径のスリーカッタビットに対するデータの一般的な値は米国リード社 (Reed Tools) のデータが知られているが、大口径ビットに対するデータはこれから類推する以外にない。データに普遍性をもたせるためビット推力 (W) の代りに、これをビット口径 (Dcm) で除した単位口径当り推力 (W_d kg/cm) , 掘進速度 (R) の代りにこれをビット回転速度で除した 1 回転当り掘進量 (R_r cm/rev) を用いて得られた結果を示すと図 10.2.2 のようになる。この様な値で比較するとビット口径の差は全く見られなくなる。今迄に得られたツース形ないしはドラグ形ビットではこの関係がほぼ直線的であるのに対し、今回得られた結果は

$$R_r = K W_d^{1.8} \quad (cm/rev) \dots\dots\dots (2.2.1)$$

と単位口径当り推力 (W_d) の 1.8 乗となった。K は図 10.2.2 が岩石強度によって差があると見なされるので、これを資料の一軸圧縮強度 σ_c との関係から求めたもので、

$$K = 1.54 \times 10^{-5} e^{-0.0022 \sigma_c} \dots\dots\dots (2.2.2)$$

で表わされ、岩石定数と呼ばれるものである。したがって以上結果をまとめると

$$R = 0.924 \times 10^{-5} N e^{-0.0022 \sigma_c} \left(\frac{1000W}{D} \right)^{1.8} \quad (m/h) \dots\dots\dots (2.2.3)$$

が求められる。この結果は資料強度 3 点から求めたものであるため、精度はそれ程期待できないが、今後更に多くの試験結果を積み重ねることによってより有用な式となることが期待される。

10.2.3 掘削能率 (E)

掘削機の性能の一つの表わし方に掘削能率 (馬力時間当り掘削量 E m³/ps·h) という考え方がある。これは掘削能力 (m³/h) をその時に要した馬力 (ps) で除した値であるが、動力がいかに有効に掘削に用いられているかという表示にもなり、特に異なる形式の機械を対比する時に有効なデータとなる。勿論この値は被削材の強度に左右されるので材料の一軸圧縮強度をインデックスに示

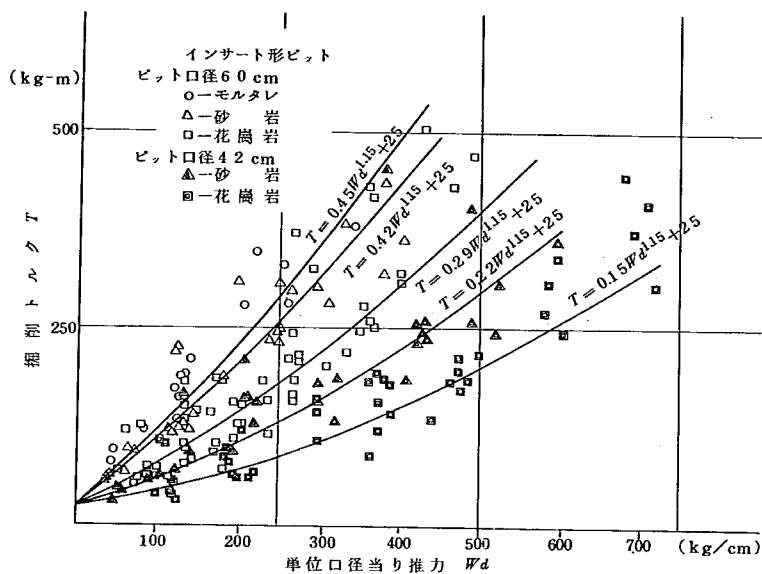


図 10.2.1 単位口径当り推力と掘削トルク

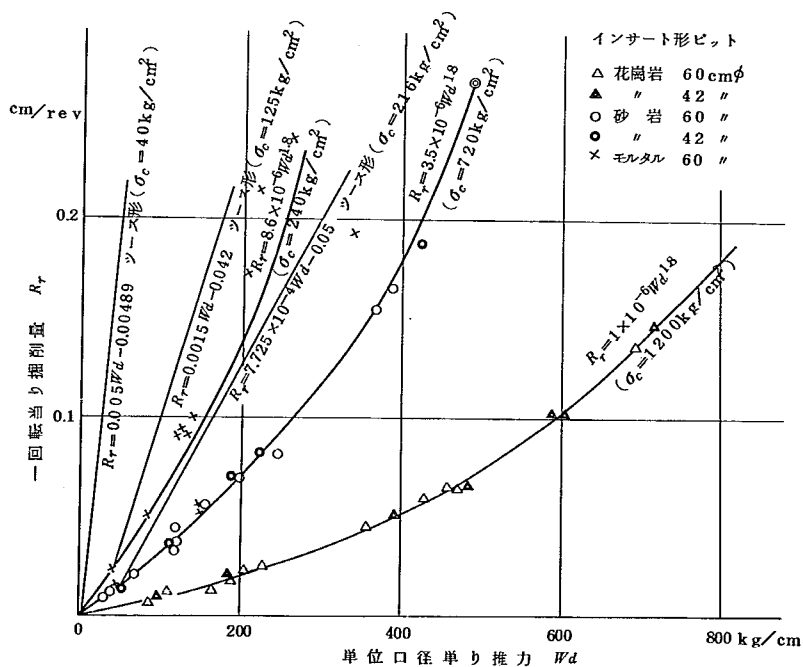


図 10.2.2 一回転当り掘削量と単位口径当り推力の関係

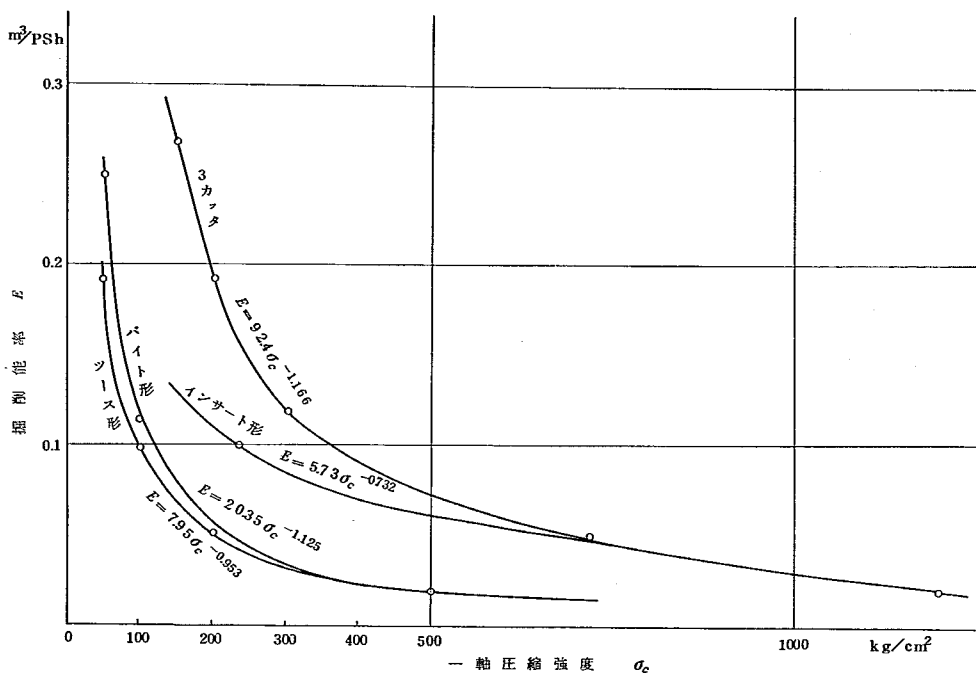


図 10.3.1 掘削能率と一軸圧縮強度の関係

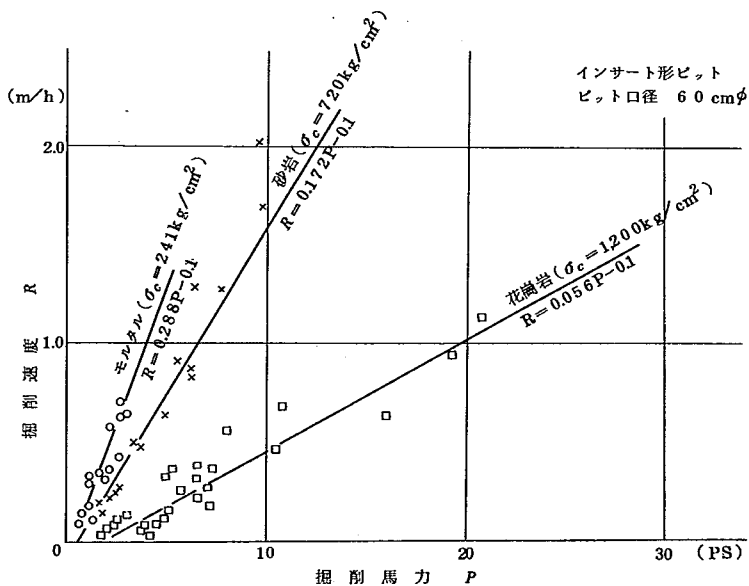


図 10.3.2 掘進速度と掘削馬力の関係

される。過去に得られているツース形、バイト形、3カッタ形のデータと共に今回の値を示すと図10.3.1のようになる。この図から解かるように今回実験したインサート型ビットは、低い強度の岩に適するとされているバイト型またはツース型に比べ非常に能率がよく、然も被削材強度が大きくなる程その傾向が強くなる。したがって一般にいわれているように、岩が硬くなる程インサート型が有利になることが証明された。

ただビット形式の選定は単に掘削能率からだけ決められるものではなく、所要推力、カッタコストなども考えに入れて決められるべきで、その面で不利なインサート形がどうしても敬遠されがちとなるようである。

掘削能率を別な角度から見たのが図10.3.2である。ここには、別の実験で行なったツース形の類似例も示した。この3本の線の差もやはり強度の差と考えられ、掘進速度(R)は

$$R = \{-3.1 \times 10^{-4} \sigma_c + a\} P - 0.1 \quad (\text{m/h}) \dots\dots\dots (2.3.1)$$

ここに σ_c : 被削材一軸圧縮強度 (kg/cm^2)

P : 所要動力 (ps)

a : 口径で決まる定数 $\begin{cases} D=60 \text{ cm} : a=0.42 \\ D=42 \text{ cm} : a=0.57 \end{cases}$

10.2.4 ビット推力 (W) と掘削能率 (E)

ビット推力の適正な値を知る目的で、ビット推力(W)と掘削能率(E)の関係を求めたものを図10.4.1に示す。図中には参考までに他の実験で求めたツース型ビットのデータも記入した。この図からインサート型ビットでは、ビット推力(W)が20t前後から掘削能率が横ばいになり、それ以下特に10t以下ではその上昇が著しい。他の実験で行なったツース型の例では能率が横ばいになる推力はほぼ10tである。したがってインサート型ビットは、ツース型ビットに比べ、大きい推力を与えた方が効果的であることが解かる。この頭打ちを示し始める推力はビット回転速度(N r.p.m)によっても異なり、 N が大きい方が大きくなる傾向にある。

10.3 試験結果の応用

10.3.1 条件の仮定

以上得られた結果を実機に当てはめた場合の応用例を示す。まづ、実機としてどの程度のものを考えるか問題があるが一応次の様な施工条件を考える。

掘削口径 $D = 600 \text{ cm} \phi$

適用岩一軸圧縮強度 $\sigma_c = 1,000 \text{ kg/cm}^2$

ビット回転速度 $N = 6 \text{ r.p.m}$

(N はヒューズ社の公式 $N = 1,440/D^2$ で求めた)

掘削速度 $R = 0.2 \text{ m/h}$

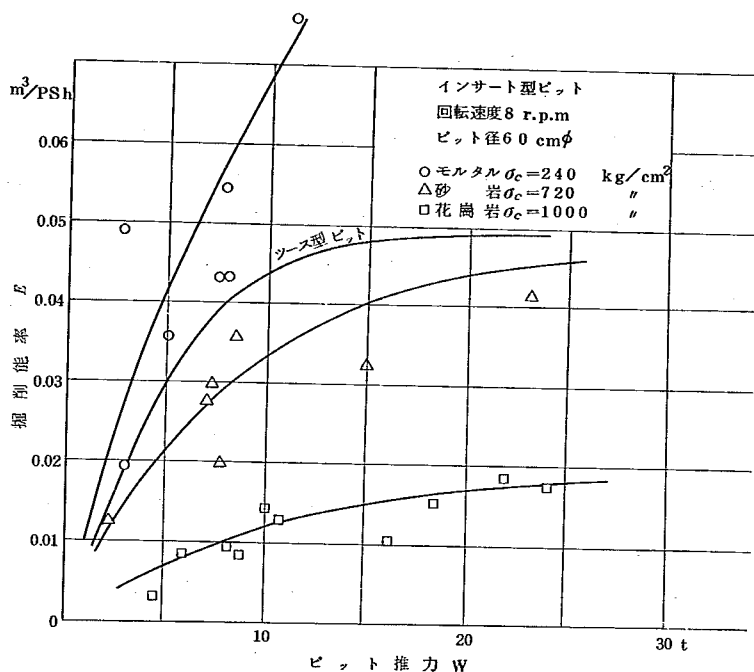


図 10.4.1 掘削能率とビット推力

10.3.2. ビット推力 (W)

Wを求めるのに先立って岩石定数Kを(2.2.2)式から求めると

$$K = 1.54 \times 10^{-5} e^{-0.0022 \sigma_c} = 1.7 \times 10^{-6}$$

$$R_r = \frac{100R}{60N} = 0.0556 \text{ (cm/rev)}$$

(2.2.1) 式から

$$Wd^{1.8} = \frac{K_r}{K} = 32,600 \quad Wd = 321 \text{ kg/cm}$$

$$W = Wd \times 600 \times 10^{-3} = 193 \text{ t}$$

10.3.3. 掘削所要トルク (T) と馬力 (P)

(2.1.2) 式から

$$T = (-0.007 \sigma_c + 16.6) \times 10^{-8} D^2 \left(\frac{W}{D} \right)^{1.15} = 26.43 \text{ (t} \cdot \text{m)}$$

したがって所要動力Pは(2.1.1)式から

$$P = NT / 716.2 = 220 \text{ ps}$$

機械効率 η を 0.8 とすると、原動機は 275 馬力必要となる。

10.3.4 ツース型ビットとの対比

以上の結果をまとめると、インサート型ビットを用いて $1,000 \text{ kg/cm}^2$ の岩に $6 \text{ m}\phi$ の孔を毎時 0.2 m の速度であけるためには、ビット推力は 193 t 、所要動力は、ビット刀先で 220 馬力必要である。全く同じ条件でミルドツース型カッタをもつビットを考えることは、ツース型ビットの硬岩への不適合性を考えると無意味であるので、対比条件は少し変るが、過去に計算された例を示すと次の様である。即ち 200 kg/cm^2 の岩に $5 \text{ m}\phi$ の孔を毎時 0.6 m の速度で掘るためには、ビット推力は 100 t 、所要動力は 327 馬力である。これらに対比するとツース型ビットに比べインサート型ビットは大きい推力が必要な反面、動力は少なくすみ、掘進速度が遅いといった特徴が見られる。

10.4 今後の問題点

インサート型ビットの特性の大略が得られた。この種の試験としては今後は更に、機械の耐久性、掘削コスト、掘進能率に大きく影響するカッタの摩耗特性をツース型も含めて検討する必要がある、また和泉砂岩のように硬岩と軟岩が互層をなし、複雑な施工条件を示す岩に対する特性も把握する必要がある。

本州四国連絡橋の設計・施工に
関する研究

土研資料第816号
昭48.3 (1973)
土 木 研 究 所

キーワード

吊橋, 耐震, 耐風, 基礎地盤, 波力, 潮流力, 堀削試験

要旨 本四公団受託研究に関する47年度の報告書で, つぎの各章から
なっている。

- | | |
|------------------|----------------------|
| 第1章 総 説 | 第6章 明石層のせん断特性及び神戸層の |
| 第2章 材料構造に関する調査試験 | クリープ特性に関する調査試験 |
| 第3章 吊橋の耐風性 | 第7章 海中鉄橋に作用する潮流力 |
| 第4章 多径間吊橋の耐震性 | 第8章 海中鉄橋に作用する波力 |
| 第5章 下部構造の耐震性 | 第9章 明石海峡の地質構造の調査 |
| (吊橋基礎の地盤系の模型 | 第10章 インサート型ローラビットによる |
| 振動実験) | 硬岩堀削試験 |



郵便はがき

いは
十
円
切
手
を
下
さ

2 8 0 - □ □

建設省土木研究所
振動研究室
御中

千葉県千葉市穴川
四丁目十二番五二号

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料816号 部

上記の通り受領しました。

所属（住所）

氏 名

印