

土 木 研 究 所 資 料  
第2220号

本州四国連絡橋の設計施工に関する  
研究報告

昭和60年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

Copyright © 1985 by P.W.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

# 本州四国連絡橋の設計施工に関する 研究報告

|       |         |
|-------|---------|
| 道路部   | 交通環境研究室 |
| 構造橋梁部 | 基礎研究室   |
|       | 構造研究室   |
|       | 橋梁研究室   |
| 地震防災部 | 振動研究室   |
|       | 耐震研究室   |
| 河川部   | 海岸研究室   |

## 要 旨

本資料は、本州四国連絡橋を調査設計施工するうえでの問題点について、本州四国連絡橋公団より建設省土木研究所へ調査委託された「本州四国連絡橋に関する調査試験」の59年度報告書である。

報告書は、(1)交通環境に関する調査試験、(2)基礎工に関する調査試験、(3)耐風調査、(4)明石海峡大橋の設計荷重に関する調査試験、(5)長大橋の設計地震入力に関する調査試験、(6)長大橋の耐震性に関する調査試験、(7)海中構造物に関する調査試験よりなる。

(1)では浮遊粒子状物質、(2)では剛体基礎の支持力、(3)では岩黒島橋のケーブルの耐風性、(4)では死荷重の特性値、(5)では地震動入力強度、(6)では剛体基礎の耐震計算法、(7)では埋立による潮流への影響について、それぞれ検討を行い、本州四国連絡橋の調査設計施工に有意義な成果を得ている。

キーワード：本州四国連絡橋，調査，試験，交通環境，基礎工，耐風，長大橋，耐震性

# 目 次

|                                     |    |
|-------------------------------------|----|
| 第1章 総 論 .....                       | 1  |
| 1-1 交通環境に関する調査試験 .....              | 1  |
| 1-2 基礎工に関する調査試験 .....               | 1  |
| 1-3 耐風調査 .....                      | 3  |
| 1-4 明石海峡大橋の設計荷重に関する調査試験 .....       | 3  |
| 1-5 長大橋の設計地震入力に関する調査試験 .....        | 5  |
| 1-6 長大橋の耐震性に関する調査試験 .....           | 6  |
| 1-7 海中構造物に関する調査試験 .....             | 7  |
| 第2章 交通環境に関する調査試験 .....              | 9  |
| 2-1 まえがき .....                      | 9  |
| 2-2 実測調査方法 .....                    | 9  |
| 2-3 実測調査結果 .....                    | 11 |
| 2-4 今後の調査方針 .....                   | 31 |
| 第3章 基礎工に関する調査試験 .....               | 32 |
| 3-1 まえがき .....                      | 32 |
| 3-2 研究目的 .....                      | 33 |
| 3-3 実験の相似性 .....                    | 34 |
| 3-4 実験概要 .....                      | 35 |
| 3-5 地盤定数 .....                      | 42 |
| 3-6 実験結果 .....                      | 48 |
| 3-7 考察 .....                        | 63 |
| 3-8 まとめ .....                       | 65 |
| 第4章 耐風調査 .....                      | 67 |
| 4-1 調査の概要 .....                     | 67 |
| 4-2 ケーブルの構造諸元 .....                 | 67 |
| 4-3 2本ケーブルの風による振動に関する既往の調査・研究 ..... | 68 |
| 4-4 調査方法 .....                      | 69 |
| 4-5 調査結果 .....                      | 71 |
| 4-6 まとめ .....                       | 80 |

|                               |     |
|-------------------------------|-----|
| 第5章 明石海峡大橋の設計荷重に関する調査試験 ..... | 82  |
| 5-1 まえがき .....                | 82  |
| 5-2 明石海峡大橋の設計における死荷重の意味 ..... | 82  |
| 5-3 死荷重特性値検討の枠組 .....         | 83  |
| 5-4 部材の寸法分布 .....             | 83  |
| 5-5 死荷重の特性値の算定 .....          | 89  |
| 5-6 まとめ .....                 | 101 |
| 第6章 長大橋の設計地震入力に関する調査試験 .....  | 102 |
| 6-1 まえがき .....                | 102 |
| 6-2 動的解析用入力地震動の設定方法の概要 .....  | 103 |
| 6-3 長周期地震動特性の検討 .....         | 113 |
| 6-4 まとめ .....                 | 125 |
| 第7章 長大橋の耐震性に関する調査試験 .....     | 127 |
| 7-1 まえがき .....                | 127 |
| 7-2 調査目的 .....                | 127 |
| 7-3 調査方法 .....                | 127 |
| 7-4 調査結果 .....                | 133 |
| 7-5 まとめ .....                 | 149 |
| 第8章 海中構造物に関する調査試験 .....       | 150 |
| 8-1 まえがき .....                | 150 |
| 8-2 調査目的 .....                | 150 |
| 8-3 周期流の解析方法 .....            | 150 |
| 8-4 実験方法 .....                | 153 |
| 8-5 実験結果 .....                | 158 |
| 8-6 あとがき .....                | 193 |

## 第1章 総 論

昭和59年度における受託研究の課題および分担はつぎのとおりである。

- (1) 交通環境に関する調査試験（交通環境研究室）
- (2) 基礎工に関する調査試験（基礎研究室）
- (3) 耐風調査（構造研究室）
- (4) 明石海峡大橋の設計荷重に関する調査試験（橋梁研究室）
- (5) 長大橋の設計地震入力に関する調査試験（振動研究室）
- (6) 長大橋の耐震性に関する調査試験（耐震研究室）
- (7) 海中構造物に関する調査試験（海岸研究室）

これらの受託研究を遂行するための経費の総額は24,000千円であった。以下に各課題の概略を紹介する。

### 1-1 交通環境に関する調査試験

浮遊粒子状物質には、海塩粒子、土壌の飛散、火山活動などの自然に生成するものから、工場、交通機関などを発生源とする人為的なものまで含まれ、大気中に放出されたガス状物質から化学反応によって生ずる二次的なものも存在する。このように、浮遊粒子状物質の発生源が多岐にわたっていることから、浮遊粒子状物質は物理的にも化学的にも多種多様な物質で構成されている。そのために、各排出源の濃度に対する寄与や浮遊粒子状物質の拡散については、解明されていない点が多い。道路交通に関する浮遊粒子状物質の性状も当然明確となっていない範疇に属している。

環境基準値という観点からみると、一般大気測定局では約50%、自動車排出ガス測定局では10%弱の達成率にとどまっており、この面からも浮遊粒子状物質の調査と性状の解明の必要性が論じられている。本州四国連絡橋でも、これから施工を行う区間において、環境影響評価のために必要となる浮遊粒子状物質の拡散予測が調査対象のひとつになっている。

昭和58年度には浮遊粒子状物質に関するこれまでの文献を調査し、既往の知見を定性的に概括しており、昭和59年度から道路周辺で浮遊粒子状物質の濃度などを実際に測定して浮遊粒子状物質の挙動を明らかにするための調査に着手している。本調査では高架構造からの拡散を対象として、橋梁を利用して河川敷で測定を実施し、拡散予測に必要なデータの収集を行った。

### 1-2 基礎工に関する調査試験

直接基礎の極限支持力の解析は、通常二次元剛塑性理論を適用して行われている。これに対応するものは帯状基礎であるが、実際の構造物基礎の奥行は有限であるので、三次元状態における極限支持力を求めなければならない。しかし、三次元状態における極限支持力の厳密な解析はむずかしく、主として実験研究により二次元基礎の支持力係数を修正するかたちでの実用公式が各種提案されている。

しかし、これらの実験研究は主として均質地盤に対するものであり、明石海峡大橋松帆側アンカレッジの基礎地盤のような二層系地盤に対するものは少ない。このため、前年度にひきつづき、主として二層系

地盤における三次元基礎および二次元基礎の載荷実験により、その支持特性に関する比較調査を行った。

二次元基礎と三次元基礎の平面形状、実験地盤の強度定数、上層地盤の平均厚さと基礎幅との比( $h/B$ )、下層地盤の傾斜角などの実験条件は前年度と同じとしたが、直接基礎の支持特性に影響を与える要因の一つである荷重傾斜角は、松帆側アンカレッジの設計条件に合わせて、鉛直方向から約  $16.7^\circ$  とした。

本年度の実験の主要諸元は次のとおりである。

- ・荷動の傾斜角は鉛直方向から約  $16.7^\circ$
- ・地盤の強度特性は、松帆側アンカレッジの基礎地盤と相似した、下層地盤が相対的に剛な二層系地盤
- ・二層系地盤の幾何学的特性は、 $h/B=8.0, 1.0, 0.8, 0.6$  の平行二層地盤
- ・基礎の平面形状は、円形および長方形( $B/L=0.3$ )
- ・基礎の寸法は松帆側アンカレッジ基礎の  $1/300$ 、すなわち直径 (又は  $B$ ) =  $30\text{ cm}$

実験は、土木研究所基礎特殊実験施設内の小型実験土槽 (平面寸法  $3.5\text{ m} \times 3.5\text{ m}$ 、深さ  $3\text{ m}$ ) 内に海砂 (上層地盤) および  $2\%$  ソイルセメント (下層地盤) により平行二層地盤を作成し、その上に円形あるいは長方形の基礎模型を設置して、約  $16.7^\circ$  の傾斜で反力ガーダーに取り付けた油圧ジャッキ ( $20\text{ t}$ ) により載荷した。

載荷方法は、予想最大荷重の  $1/16$  を増加荷重とする多サイクル載荷とし、各荷重段階で一定時間 ( $0$  または処女荷重は  $8$  分、除荷時または再載荷時は  $2$  分) 荷重を保持した。

測定項目は、荷重、基礎模型および地表面の変位、地中すべり線、地表面のクラックおよび隆起の状況である。

実験地盤については、一軸または三軸圧縮試験、平板載荷試験、密度試験などによりその強度定数 ( $q_u$ ,  $c$ ,  $\phi$ ,  $E$ ,  $\gamma$ ) を調べた。

実験地盤の強度定数は、上層地盤と下層地盤の  $E$  の比が  $1:4$  程度となっており、相似性をおおむね満足していると考えられる。

平行二層地盤の支持特性は、上層地盤と下層地盤の強度定数およびその相対的關係により異なるが、本年度の約  $16.7^\circ$  の傾斜荷重による載荷実験から得られる結論は、 $h/B=8.0$  の上層均質地盤と見なせる場合および  $h/B=1.0 \sim 0.6$  の平行二層地盤の場合についてまとめると次のとおりである。

- (1) 上層均質地盤の破壊形態は、荷重～変位曲線が非線形形状を示すが、長方形基礎の場合には地中すべり線が明瞭で全般せん断破壊に近く、円形基礎の場合には地中すべり線が比較的不明瞭で局部せん断破壊に近くなっている。
- (2) 平行二層地盤の長方形基礎の破壊形態は、明瞭なすべり線が下層地盤に接して発生し、荷重～変位曲線がほぼ直線的であり、全般せん断性破壊となっているが、極限支持力に極小値が発生しており、引裂き破壊とみなされる。
- (3) 平行二層地盤の円形基礎の破壊形態は、 $h/B$  が小さくなるに従って荷重～変位曲線がほぼ直線的で全般せん断性破壊に近くなっており、 $h/B=0.6$  のときには長方形基礎とほぼ同じように全般せん断性破壊とみなされるが、極限支持力に明確な極小値は認められず、引裂き破壊は起こっていないと考えられる。

- (4) 上層均質地盤の直接基礎の極限支持力に関する形状効果は、約  $16.7^\circ$  の傾斜荷重に対しても道路橋示方書の実用公式によりおおむねあらわされる。
- (5) 平行二層地盤の直接基礎の極限支持力に関する形状効果は、長方形基礎と円形基礎の破壊形態が異なるため本来の形状効果とはいえないが、約  $16.7^\circ$  の傾斜荷重に対しては道路橋示方書の実用公式は安全側の値を与える。

### 1-3 耐風調査

今年度は兎島・坂出ルートに建設される岩黒島橋（3 径間連続斜張橋， $185\text{ m}+420\text{ m}+185\text{ m}$ ）のケーブルの耐風性について調査を行った。本橋は 2 面吊りケーブル構造であり、各ケーブルは片主構 2 本ずつ近接して定着される。したがって強風時の上流側ケーブルの後流による下流側ケーブルの不安定振動、いわゆる wake galloping に対する必討が重要と考えられるため、この現象に着目し、2 本のケーブル模型を用い風洞実験を行った。

その結果、ケーブル中心間隔を直径の 2~4 倍でケーブル軸方向に変化させて 2 本ケーブルを配置した場合、風向が橋軸直角方向および橋軸直角方向から  $30^\circ\sim 50^\circ$  ずれたときに比較的低風速で wake galloping が発現することが明らかとなった。観測された振動は 2 次モードのものであり、上流側ケーブルはほとんど振動せず、下流側ケーブルのみが正弦波的に鉛直方向および水平方向とも同程度の振幅で振動するものであった。発現風速および発現振幅は風向により異なるが、たとえば風の水平偏角 ( $\beta$ ，橋軸直角方向のとき  $0^\circ$ ) が  $0^\circ$  のとき無次元風速 ( $U/f_2D$ ， $U$ ：風速， $f_2$ ：2 次モードの固有振動数， $D$ ：ケーブル直径) 約 30 より wake galloping が発現し、 $U/f_2D$  が 120 では振幅は直径と同程度にまで発達する。また  $\beta=40^\circ$  の場合には、 $U/f_2D=130$  で振幅は直径の 1.5 倍程度にまで発達する。これらの無次元風速に対応する実橋風速はケーブルによって異なるが、例えば長さの最も長いケーブルでは  $U/f_2D=30, 120, 130$  はそれぞれ実橋風速約  $6\text{ m/s}$ ， $23\text{ m/s}$ ， $25\text{ m/s}$  に対応し、発現する頻度の高い風速範囲と考えられる。また、本ケーブルは水平方向にも振動するため、振幅によっては上下流のケーブルがぶつかる場合もありうる。これらの現象は、気流として格子乱流を用いた場合にもほぼ同様に観測されたため、実橋ケーブルで発現する可能性はかなり高いものと考えられる。

この wake galloping を抑制する手段としては、ケーブルを他段のケーブルと結び減衰を高めること、あるいは 2 本ケーブルを相互に剛に結び、ケーブル振動変形に対する剛性を増すことなどが考えられる。このうち後者に対し一部の風向、風速範囲で実験的検証を行い、抑制効果のあることを確認した。

今後さらに検討すべき点としては、ケーブル間隔が wake galloping に及ぼす影響を調べること、および今回抑制効果の確認された対策がどの範囲まで有効かを確認すること。などが挙げられる。

### 1-4 明石海峡大橋の設計荷重に関する調査試験

本調査試験は、明石海峡大橋の設計に限界状態設計法を導入するための基本事項（設計荷重等）を明らかにすることを目的としており、昭和 58 年度は活荷重の特性値を明らかにした。昭和 59 年度は既設長大吊橋における部材寸法実態調査結果等に基づき、死荷重の特性値を明らかにしようとするものである。

死荷重の特性値を求めるためには、設計時の死荷重仮定値と実橋の重量とを比較する必要があるが、これらの間には当然なんらかの差が生じる。すなわち、計設段階においては、死荷重の仮定値と精算値の間で誤差が生じ、製作段階においては、部材寸法、材料の単位重量のばらつきおよび溶接、切削に起因する重量の増減によって誤差が生じる。さらに、施工段階においては、設計寸法との誤差が生じることは避けられない。このように、誤差が生じる要因は種々あるが、ここでの検討は、製作段階、施工段階に発生する誤差のみを考慮して死荷重特性値の検討を行った。また、個々の部材の死荷重のばらつきは、部材の幾何学的寸法におけるばらつきと、使用される材料の単位重量におけるばらつきの両面から考察を加える必要があるが、今回検討の対象とした部材は主として鋼部材であり、過去の実測によると鋼の単位重量のばらつきが非常に小さいことから確定値として取扱うものとした。なお、死荷重の特性値を検討するにあたっては、ケーブルに外力として作用する死荷重を対象とした。

限界状態設計法における死荷重の設計用値は以下のように表わされる。

$$Q_d^* = \gamma_d \cdot \sum_i q_{di}$$

ここに  $Q_d^*$ ：死荷重の設計用値

$\gamma_d$ ：死荷重係数

$q_{di}$ ：個々の部材の死荷重の規格値

ここに、死荷重の規格値は一般に下式で算出される。

$$q_{di} = A_i \cdot L_i \cdot \rho_i$$

ここに  $A_i$ ：部材断面積

$L_i$ ：部材長

$\rho_i$ ：部材の材料の単位重量

上述したように、 $\rho_i$ は確定値として取扱うが、 $A_i$ 、 $L_i$ は、製作・施工段階にばらつきが生じうる確率量である。本調査試験においては、このばらつき（望ましくない方向への荷重の変動）を考慮した死荷重値を死荷重の特性値とし、規格値と特性値の比を荷重係数と定義し、検討を行った。

因島大橋の部材寸法実態調査結果等のデータをもとに個々の部材の死荷重のばらつきを算出したところ以下の結果となった。

| (1) 主ケーブル                   | (2) 主 構                    | (3) 鋼床版                     |
|-----------------------------|----------------------------|-----------------------------|
| $m = 1.0020 \cdot W_d$      | $m = 1.0042 W_d$           | $m = 1.0042 \cdot W_d$      |
| $\sigma = 0.0034 \cdot W_d$ | $\sigma = 0.0143 W_d$      | $\sigma = 0.0095 \cdot W_d$ |
| (4) 舗装                      | (5) 塗 装                    |                             |
| $m = 1.0290 \cdot W_d$      | $m = 1.1490 \cdot W_d$     |                             |
| $\sigma = 0.0524 \cdot W_d$ | $\sigma = 0.109 \cdot W_d$ |                             |

ここにおいて、 $m$ は死荷重の平均値、 $\sigma$ は死荷重の標準偏差、 $W_d$ は設計時の死荷重である。

以上の結果より、吊橋ケーブルに作用する死荷重の荷重係数は1.03程度としてよいことがわかった。

## 1-5 長大橋の設計地震入力に関する調査試験

明石海峡大橋の耐震設計に用いる地震動入力の強度は、本州四国連絡橋耐震設計基準・同解説により規定されており、これによれば、地震動の最大加速度は架橋地点の橋梁下部構造支持地盤上において 180 gal とするとされている。また、動的解析に用いる加速度応答スペクトルも同耐震設計基準により規定されている。しかしながら、これらの規定は昭和 49 年に定められたものであり、現時点に比較し地震動の特性に関する情報が相対的に少なかった時期に定められたものであることから、見直しが必要とされている。

本課題は、明石海峡大橋の耐震設計に用いる動的解析用の加速度応答スペクトルの見直しを図るとともに、時刻歴地震応答解析用の入力地震波を合理的に定めることを目的に昭和 55 年度から 59 年度までの 5 箇年にわたって実施されたものである。本課題による調査結果をとりまとめると、以下のようになる。

### 1) 動的解析用加速度応答スペクトルの設定

- (i) 架橋地点周辺の地震発生状況を考慮して、当該地点における任意の再現期間に相当する加速度応答スペクトルの期待値を確率論的に求める手法を検討し、これに基づく電算解析プログラム RISK を開発した。
- (ii) RISK に入力するデータとして、明石海峡周辺の地震の発生状況に基づく地域区分、解析に考慮する最小マグニチュードの設定法等について検討した。
- (iii) (i) および(ii)の検討結果に基づき、加速度応答スペクトルの期待値を求め、これと現行の耐震設計基準に規定されている動的解析用の加速度応答スペクトルとの比較を行うとともに、明石海峡大橋の動的解析に用いる加速度応答スペクトルを提案した。

### 2) 時刻歴地震応答解析用の入力地震波の設定

実測の強震記録をもとに、その応答スペクトル特性を目標とする応答スペクトルに一致するよう振幅特性を調整する手法を検討し、これに基づく電算解析プログラム WAVE-1 を開発した。また、同プログラムを用いて、明石海峡大橋の時刻歴地震応答解析に用いる模擬地震波形を作成した。

### 3) 長周期地震動特性の検討

- (i) 1968 年十勝沖地震および 1968 年日向灘地震による、それぞれ、50 成分および 51 成分の気象庁 1 倍強震計記録（変位記録）を数値化し、これを数値微分することにより、速度および加速度を求めた。
- (ii) 気象庁 1 倍強震計記録から求めた最大変位、最大速度および最大加速度の距離減衰特性について検討した。この結果、気象庁 1 倍強震計記録から求められた最大速度の距離減衰特性は、既往の工学式強震計記録の統計解析により求められた最大速度の距離減衰特性と比較的よく一致しているが、最大変位および最大加速度については、気象庁 1 倍強震計と工学式強震計がカバーする周期帯域の違いから、両者を直接比較することはできないことが明らかになった。
- (iii) 同一の震央距離に対する気象庁 1 倍強震計記録と工学式強震計記録による加速度応答スペクトル値を比較すると、一般に、後者の方が前者よりも大きいが、震央距離による応答スペクトル値の変化の様子は比較的よく一致していることが明らかになった。

なお、今後は工学式強震計記録および気象庁 1 倍強震計記録から求められる加速度応答スペクトルの整合性について検討し、短周期領域から長周期領域までを包含する明石海峡大橋の設計用加速度応答スペク

トルをとりまとめる必要がある。

#### 1-6 長大橋の耐震性に関する調査試験

明石海峡大橋は、未固結の神戸層に根入れされた今までに例を見ない巨大な基礎を有する橋梁となることが予想されており、基礎の基本寸法等の決定に際しては、耐震上の検討が重要な課題になると考えられる。

長大橋剛体基礎の耐震設計は、従来、静的な平板載荷試験等により得られる変形係数をばね定数とする剛体2自由度系モデルを基本とした設計計算法によって一般に行われている。しかしながら、このような計算法を未固結の岩盤層に深く根入れされた大規模な剛体基礎の耐震設計に適用することの妥当性については十分検討されていない。したがって、地震力の有効入力、動的相互作用解析に基づく復元力および減衰特性等について調査し、新しい耐震計算法をとりまとめる必要がある。

本調査は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮した明石海峡大橋の剛体基礎の耐震計算法を開発するために実施するものであり、本年度は根入れに伴う有効地震入力の特性、有効入力のうち回転成分の影響、ばねおよび減衰係数の振動数依存性の影響について、検討を加えたものである。

大型の基礎構造物の耐震性に影響を与える地盤と構造物の動的相互作用効果としては、一般に、1) 構造物の質量効果、2) 構造物の剛性効果、3) 地盤のばね効果、4) 地盤の減衰効果、5) 構造物周辺(直近)地盤の軟弱化が挙げられる。本調査では、軟岩中に根入れされた明石海峡大橋の剛体基礎の耐震計算上、重要な役割を果たすと考えられる2)、3)、4)の項目について検討し、これらの特性を評価し得る耐震計算モデルを開発することを目標とするものである。

調査内容としては、まず動的サブストラクチャ法を適用し、軸対称有限要素法を用いて明石海峡大橋剛体基礎(2P)を対象とした有効入力を求め、更に基礎がない場合の自由地表面の応答を求めて両者の比較検討を行った。次に、有効入力および自由地表面応答の両者を入力として、剛体2自由度系モデルによる剛体基礎の重心位置における加速度応答を求め、それぞれの応答値を比較検討して有効入力の評価方法について調査した。また、剛体2自由度系のばね係数を軸対称有限要素法および本四耐震基準の方法により求め、各々のばね係数を用いて固有周期を算出して両者の比較を行った。

次に、ばね係数および減衰係数の振動数依存性を考慮した場合と剛体基礎の基本固有振動数に相当するばね係数および減衰係数を全振動数に対して仮定した場合について、剛体基礎の重心位置における加速度応答を求め、両者を比較してこれらの係数の振動数依存性の影響を検討した。また、併進成分と回転成分を考慮した有効入力と併進成分だけを考慮した有効入力をそれぞれ入力として、剛体基礎の重心位置における加速度応答を求め、両者を比較して有効入力のうちの回転成分を無視することの影響について検討した。

以上の調査の結果、次のような結果が得られた。

- 1) 本四耐震設計基準に示されるばね係数を用いた剛体2自由度系モデルによる固有周期は、有限要素法により求められる固有周期に比較して大きな値となる。これは両者が想定している地盤の変形係数に大きな違いがあるためであり、今後、神戸層の力学的な特性に関する検討とも合わせて耐震設計に想定すべ

き地震時の変形に見合った地盤の変形係数の設定法を検討していく必要がある。

- 2) 有効入力とは自由地表面応答に比べて短周期領域で小さくなっており、これにより有効入力を入力とした方が剛体基礎の加速度応答が小さくなっている。したがってこのような有効入力の特性を適切に評価し、明石海峡大橋剛体基礎の動的解析モデルに対する入力を設定するのが合理的である。
- 3) ばね係数と減衰係数の振動数依存性を考慮した場合、剛体基礎の重心位置の加速度応答は振動数依存性を考慮しない場合に比べて短周期領域で 10～20% 小さくなる程度である。また、有効入力のうちの回転成分を無視すると剛体基礎の重心位置の加速度応答は固有周期 0.2 秒以下の領域で 30% 程度大きく算出されることがわかった。これより、一応、一定のばね係数および減衰係数（基本固有振動数に相当する値を用いる）を用い、回転成分を無視した動的解析法を設計計算に用いてもよいと考えられるが、今後、剛体基礎に生じる断面力についての検討を加えた上で最終的に判断することが必要とされる。

#### 1-7 海中構造物に関する調査試験

明石海峡大橋の架橋に際して、作業基地を作るための埋立が明石海峡の両岸で予定されている。埋立地は海峡部で発生する大規模な渦に影響を与え、渦の変化が潮流主流部の流向、流速にも影響を及ぼすと考えられる。また埋立の影響を定量的に評価するためには、現況潮流の定量的測定が必要である。本年度は埋立前の潮流流速を海峡部の多地点で測定を行い、得られた潮流データを調和解析することにより平均流的成分と乱れ成分に分解し、潮流の構造を 3 次元的に解明した。また昨年度に引き続き、現地潮流に対する模型潮流の再現性検討を行った。

水槽の特性検討実験は他の実験の基礎実験として行った。その結果をまとめれば次のとおりになる。

- (1) 潮流立上げ時の流速変化を測定して、潮流が安定するのに要する時間について検討した。この結果、定常流の場合は 20 分後から、また周期流の場合は 2 周期目から測定を開始すれば安定した潮流を観測できることを確認した。
- (2) 潮流の繰り返し再現性に関して定常流および周期流で測定を行い、十分な再現性を有することを確認した。
- (3) 定常流流下時に海峡周辺の 9 地点で流速測定を行い、流速の変動の規模および原因について検討した。流速変動は鉛直方向のレイノルズ数と無関係で水平方向の乱れが原因であり、大規模な乱れが生じる場所では流速変動のスケールは振幅 0.5 m/sec（現地換算）、周期 50～70 sec（模型）に達することが明らかになった。
- (4) 定常流の通水を停止し、水槽内に減衰振動を生起させ固有振動周期を求めた。水槽の固有振動周期は 70 秒前後であり、大阪湾、播磨灘を含めて水槽一体とした振動が生じることが明らかになった。また減衰時の流速振動が楕円振動であることから、定常流時に水槽内に生じる循環流の向きおよびその保存性が強いことが明らかになった。

海峡中央部の潮流特性調査実験では潮流の立体的構造を明らかにするために、東経 135°線上（Ⅰ断面）、橋軸（Ⅱ断面）の 2 つの横断面および海峡の最深部を結ぶ縦断面（Ⅲ断面）の 3 断面計 80 点で 1 周期の潮流流速を測定した。その結果は以下のとおりである。

- (5) 潮流の分潮流の楕円長軸流速をスペクトルで表わし、各分潮流の寄与率について検討した。その結果、3 次以上の分潮流の寄与率が小さいことから、潮流流速を恒流成分、1 次分潮流、2 次分潮流、3 次以上の乱れ成分に分離して扱った。
- (6) I 断面、II 断面を通過する恒流流速成分は、地形的な条件より恒流成分が発達する部分と、補償流として逆向きの流れが生じる部分に分かれる。同様なことは潮流時差にも生じる。浅海域では時差が進み、補完的に深海域では時差が遅れる。
- (7) 橋軸付近は断面積が狭いため、最も潮流が早くなる。
- (8) 楕円長軸流速の鉛直分布を調べると、水深の 2~5 割の深さで流速は一樣であること、その上層でも下層でも流速が低減していることがわかる。下層では底面摩擦により流速が減少する。上層での減速は 2 次流が原因と考えられる。
- (9) I 断画面の淡路島側、II 断面の両岸で、2 次分潮流、3 次以上の乱れ成分が発達しており、中央部では 1 次分潮流が発達している。

フロートを用いた流況測定を行い、播磨灘での流況および橋軸周辺の流況について、現地流況に対する再現性を検討した。
- (10) 模型実験の潮流と海上保安庁水路部が作製した潮流流況図では西流から東流に転流する時に播磨灘で生じる循環流の回転方向が反対である。しかし数値計算や他の模型水槽での潮流実験でも今回の実験と同じ方向の環流が出現することから、実験結果はかならずしも間違っていないことが明らかになった。
- (11) 橋軸周辺での現地流況と実験流況を比較検討した結果、模型実験ではかなり良好に現地流況を再現することが確認された。

構造橋梁部長 多 田 浩 彦

## 第2章 交通環境に関する調査試験

交通環境研究室 足立 義雄  
吉川 良行  
明 嵐 政司

### 2-1 ま え が き

浮遊粒子状物質には、海塩粒子、土壌の飛散、火山活動などの自然に生成するものから、工場、交通機関などを発生源とする人為的なものまで含まれ、大気中に放出されたガス状物質が化学反応によって生ずる二次的なものも存在する。このように、浮遊粒子状物質は発生源が多岐にわたっていることから、物理的にも化学的にも多種多様な物質で構成されている。そのために、各排出源の濃度に対する寄与や拡散については、解明されていない点が多い。道路交通に関する浮遊粒子状物質の性状も当然明確となっていない範疇に属している。

環境基準値という観点からみると、一般大気測定局では約50%、自動車排出ガス測定局では10%弱の達成率にとどまっており、この面からも浮遊粒子状物質の調査と性状解明の必要性が論じられている。本州四国連絡橋でも、これから施工を行う区間において、環境影響評価のために必要となる浮遊粒子状物質の拡散予測が調査対象のひとつとなっている。

昭和58年度には浮遊粒子状物質に関するこれまでの文献を調査し、既往の知見を定性的に概括しており、昭和59年度から道路周辺で浮遊粒子状物質の濃度などを実際に測定して浮遊粒子物質の挙動を明らかにするための調査に着手している。本調査では高架構造からの拡散を対象として、橋梁を利用して河川敷で測定を実施し、拡散予測に必要なデータの収集を今後積重ねてゆく予定である。

### 2-2 実測調査方法

#### (1) 調査場所

4車線の一般国道を利用して、橋梁部周辺で調査を実施している。

#### (2) 調査期間

昭和60年1月13日(日)から28(月)までの16日間。ただし、この間に合計41時間の欠測時間が含まれている。

#### (3) 調査項目

##### 1) 浮遊粒子状物質の1時間濃度測定

圧電天秤法<sup>1)</sup>、 $\beta$ 線法<sup>2)</sup>、光散乱法<sup>3)</sup>により、道路端およびその周辺4か所における濃度の1時間値を連続して測定した。

##### 2) 浮遊粒子状物質捕集による平均濃度計測

ローボリウムエアサンプラ法<sup>4)</sup>を用いて調査期間中の平均濃度を測定した。計測器は、道路端およびその周辺4か所に設置した。

### 3) 浮遊粒子状物質捕集による粒径別濃度計測

アンダーセンエアサンプラ法<sup>9)</sup>を用いて粒径別の平均濃度を測定した。計測器は道路端およびその周辺3か所に設置した。

### 4) 気象観測

橋梁から150 m離れた地点で、高さ1.5 mと10 mにおいて風向・風速を測定するとともに、1時間降水量を連続計測した。

### 5) 交通量観測

交通量の観測は橋梁上において次のような2方法で実施した。

#### ① トラフィックカウンターによる交通量観測

トラフィックカウンターを利用して全調査期間における交通量観測を行った。この方法によれば、路面上に設置されたチューブを車輪が2度通過する毎に交通量を1台と数える。したがって、大型車で3軸以上の車が通過すると誤差を生じてくるので、目視観測でデータの補正をする必要がある。補正は、目視観測とトラフィックカウンターの比率を掛けることにより行った。

#### ② 目視による交通量観測

平日2日間と日曜日の計3日間について、目視による交通量観測を行った。平日と日曜日に実施したのは、大型車の混入率および交通量の時間変動が、平日と日曜日では異なると考えたからである。

観測実施日は、

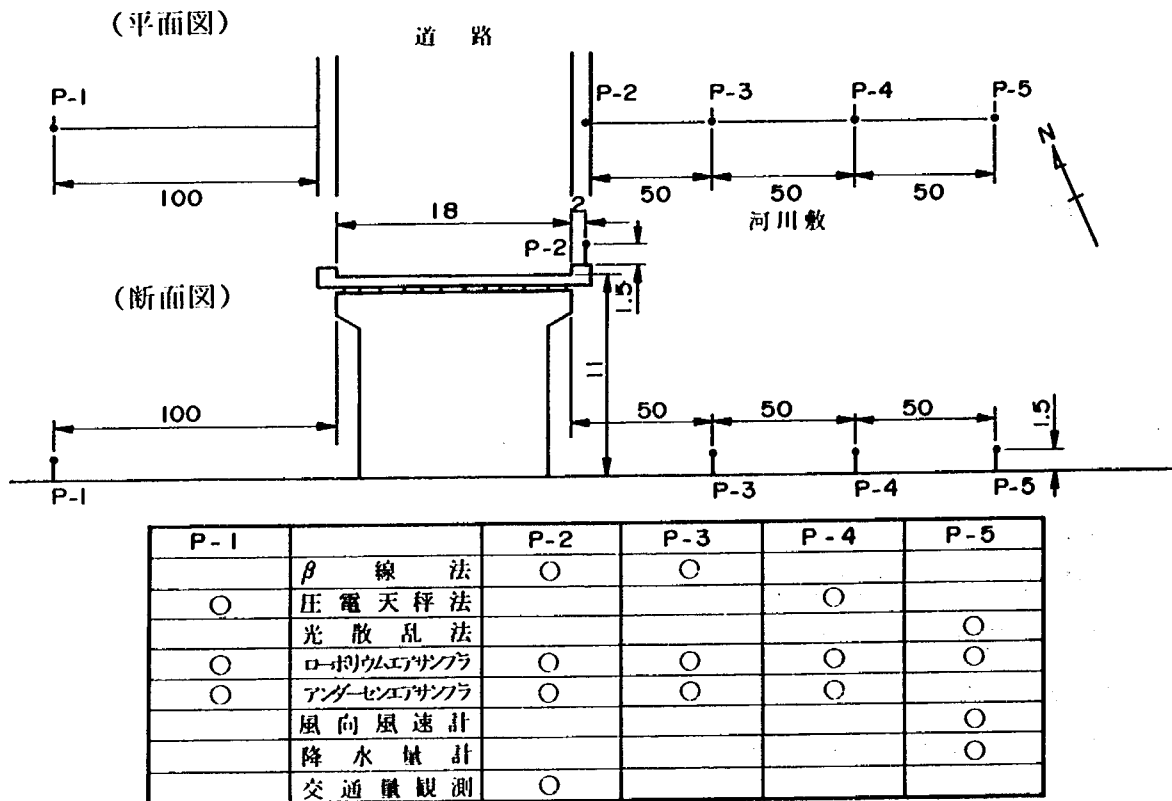


図2-1 測定点の配置概略図(単位：m)

第1回 昭和60年1月16日(水)

第2回 昭和60年1月20日(日)

第3回 昭和60年1月24日(木)

以上の1)から5)における測定点の配置を図2-1に示す。

注)

- 1) 圧電天秤法：静電捕集により水晶発振子の上に浮遊粒子物質を付着させたとき、質量に比例して振動数が変化し、それを測定することにより、試料大気中の浮遊粒子状物質の質量濃度を得る手法である。
- 2)  $\beta$ 線法：濾紙上に捕集した浮遊粒子状物質に所定の強度で $\beta$ 線を照射し、透過 $\beta$ 線強度を測定することにより浮遊粒子状物質の質量濃度を知る手法である。
- 3) 光散乱法：浮遊粒子状物質の物理的性質（光の反射率、粒度分布、比重）が同一である場合には、浮遊粒子状物質による散乱光の量は質量濃度に比例するので、この原理を応用して大気中に存在する浮遊粒子状物質による光散乱の強さを測定し、質量濃度として表示する方法である。
- 4) ローボリュムエアサンプラ法：測定対象の大気を濾紙を通して一定流量で連続吸引し、濾紙上に浮遊粒子状物質を捕集して、捕集前後の濾紙の質量差から濃度を求める方法である。
- 5) アンダーセンエアサンプラ法：大気を装置内に吸引し、大気中に含まれている粒子を加速し、その際に生じる慣性力により衝突板上に粒子を捕集する方法で、この原理を利用して粒子の大きさ別に分級捕集する方法である。

## 2-3 実測調査結果

### (1) 測定結果

図2-2～図2-17に調査期間中の結果を測定日毎にまとめて示す。すなわち、図2-2は1月13日の測定結果、図2-3は1月14日の測定結果、以下順に15、16日……となり、図2-17は1月28日の測定結果である。各図において上段の(a)～(e)はP-1～P-5における浮遊粒子状物質濃度の時間変動を示している。中段の(f)は交通量の観測結果であり、(g)と(h)には風向・風速の計測結果がまとめられている。なお交通量は、トラフィックカウンターの結果を目視による観測データで補正しており、また調査期間中は晴天が続き、降水量は28日の5時から7時に1.5 mm/hを記録したのみである。

### (2) 濃度の変動と交通量・風速との関係

連続計測により得られた道路端における浮遊粒子状物質の日平均濃度と高さ10 mにおける日平均風速および日交通量を図2-18に示す。風速と濃度との間には逆の関係が成り立っており、風速が増加すると濃度が減少しているが、交通量と濃度との間には、はっきりとした関係が認められない。浮遊粒子状物質の濃度には時間変動・日変動があり、交通量や風向、風速との関係を詳細に検討することを要する。

### (3) 道路端からの路離減衰

図2-19、図2-20に高さ10 mにおける風向と風速の出現頻度を示した。これによると調査期間中は、西風が卓越しており、道路に対して風下側に測点を設けていることから、道路交通に起因する浮遊粒子状物質を把握することができていると考えられる。

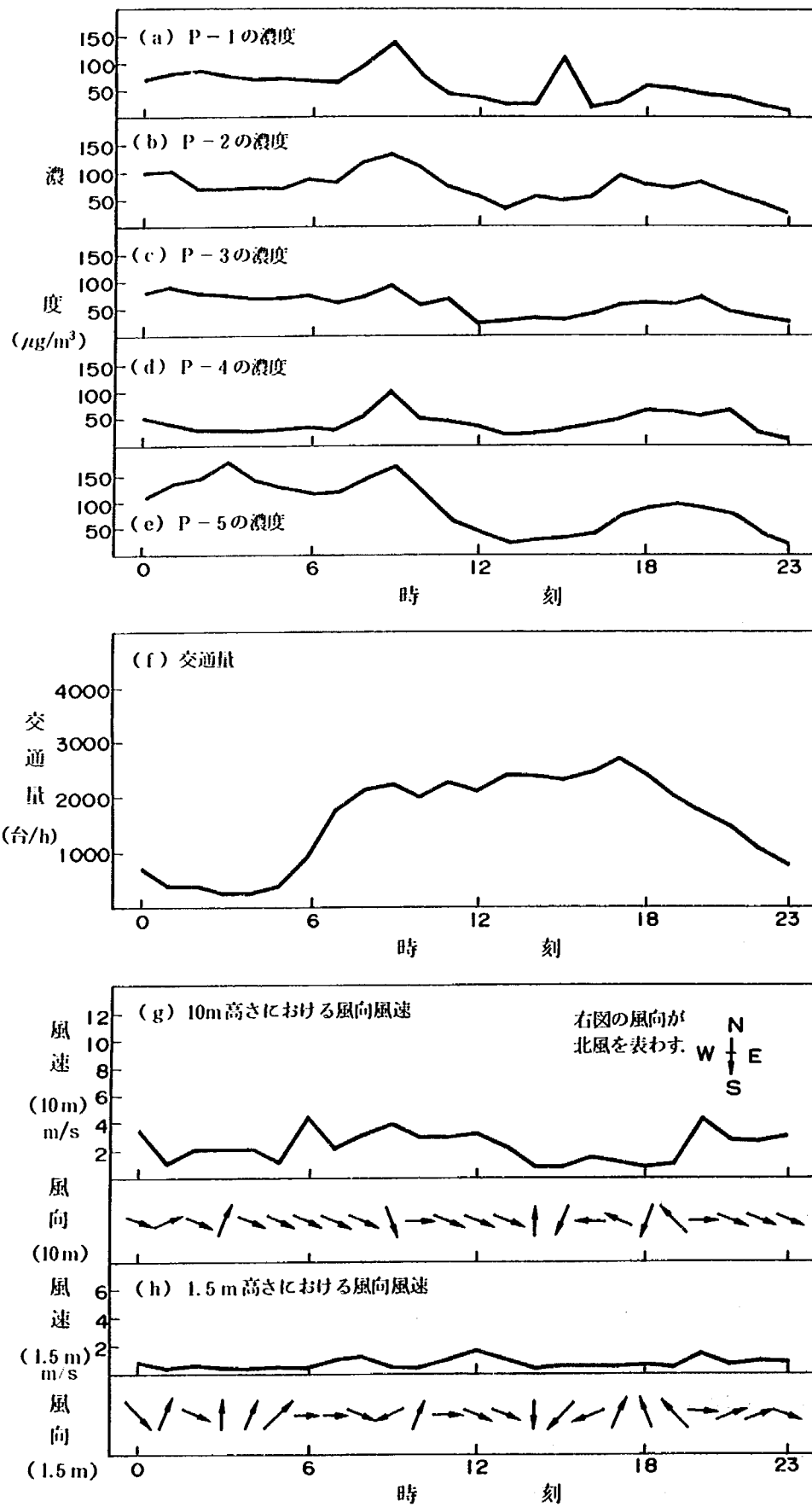


図 2-2 1 月 13 日の測定結果

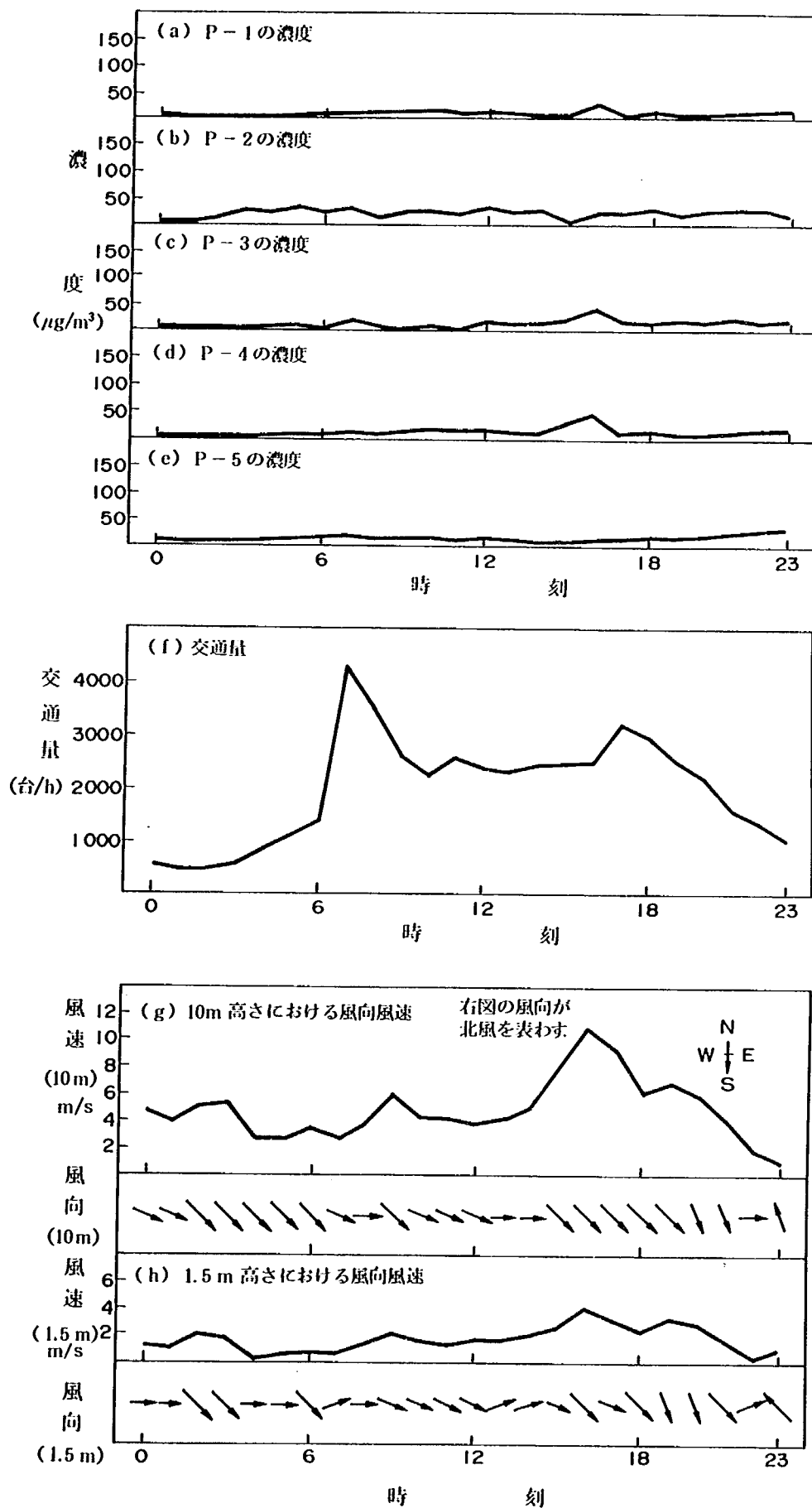


図 2-3 1月14日の測定結果

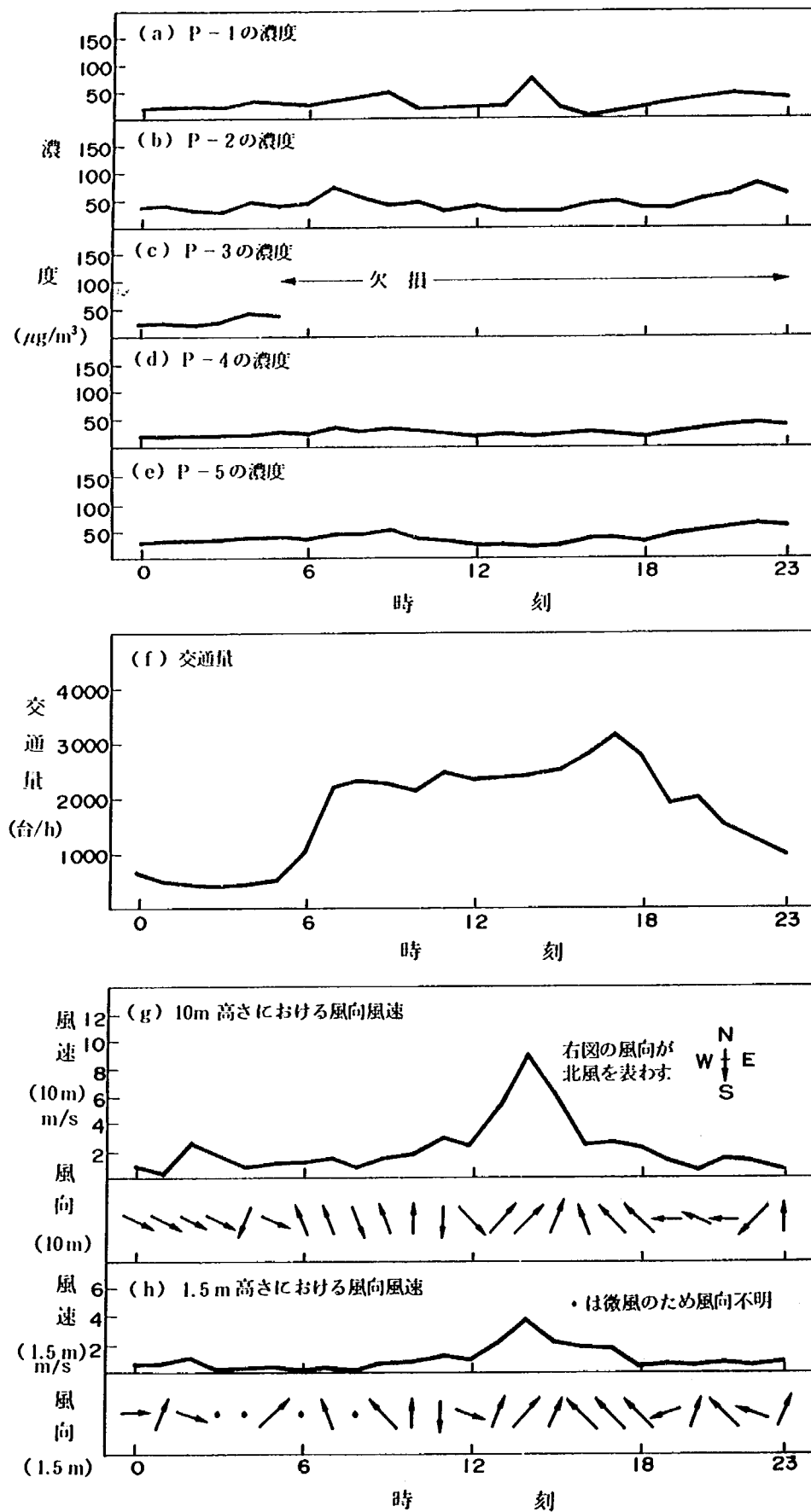


図2-4 1月15日の測定結果

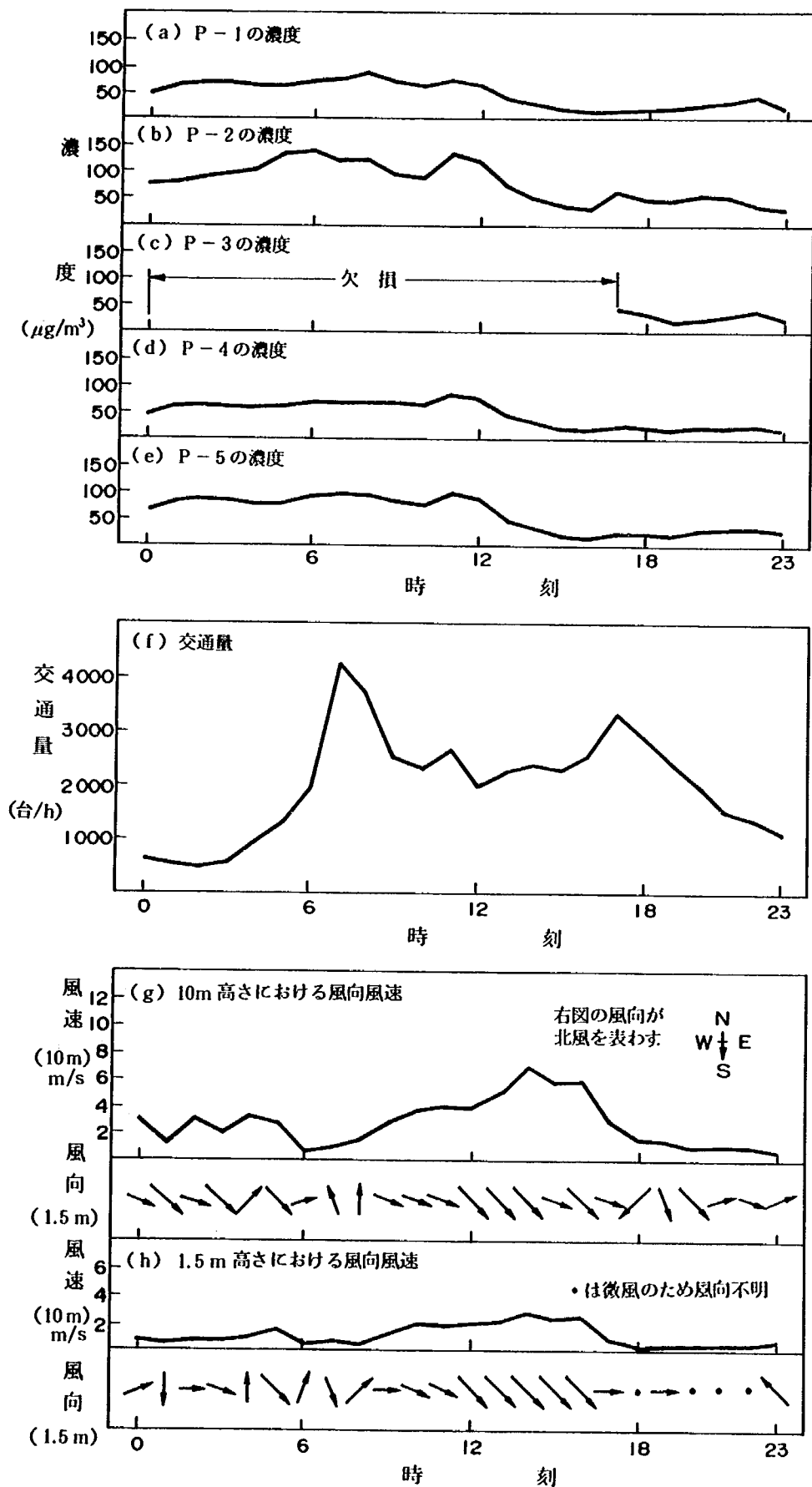


図2-5 1月16日の測定結果図

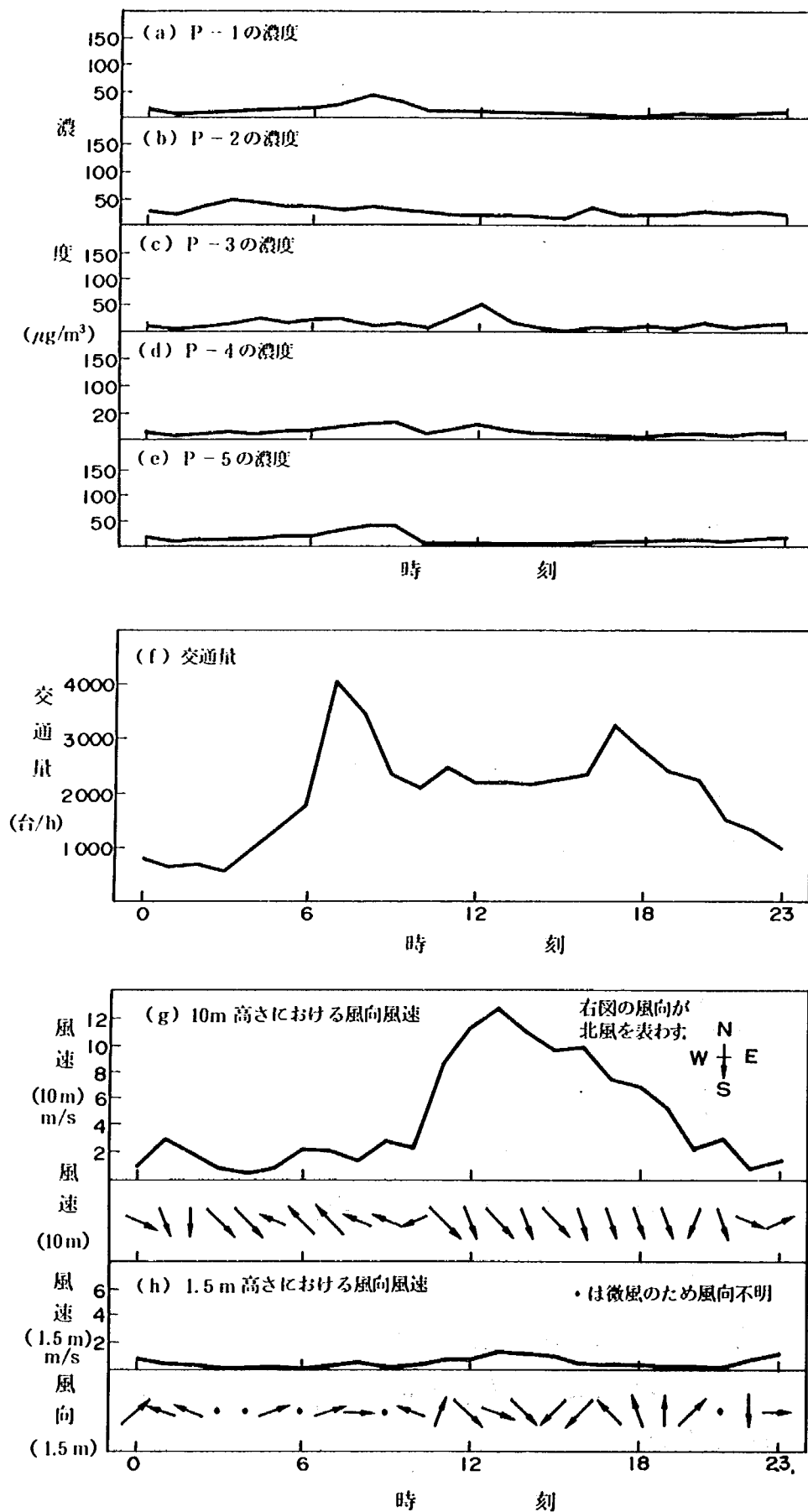


図2-6 1月17日の測定結果

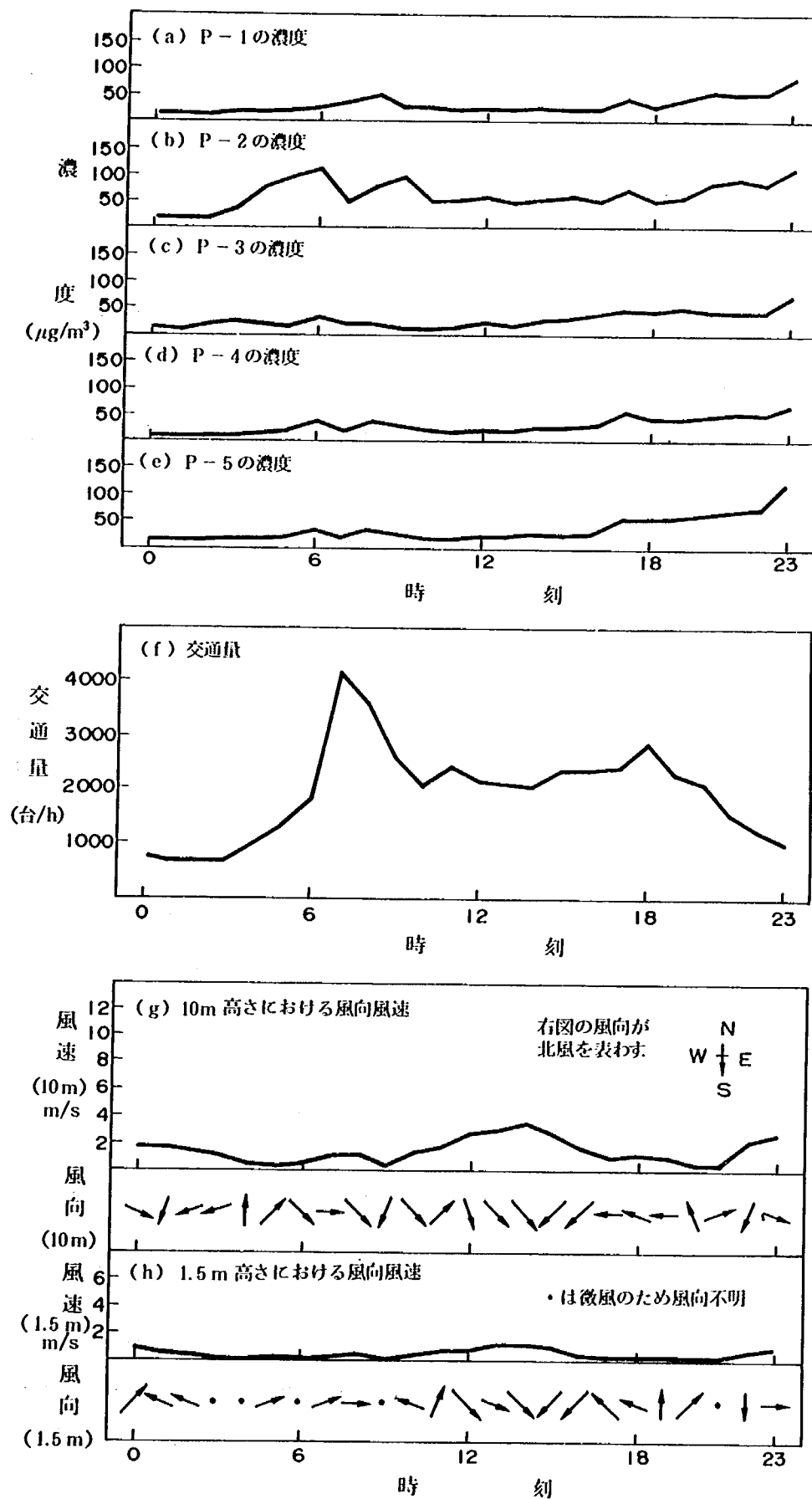


図2-7 1月18日の測定結果

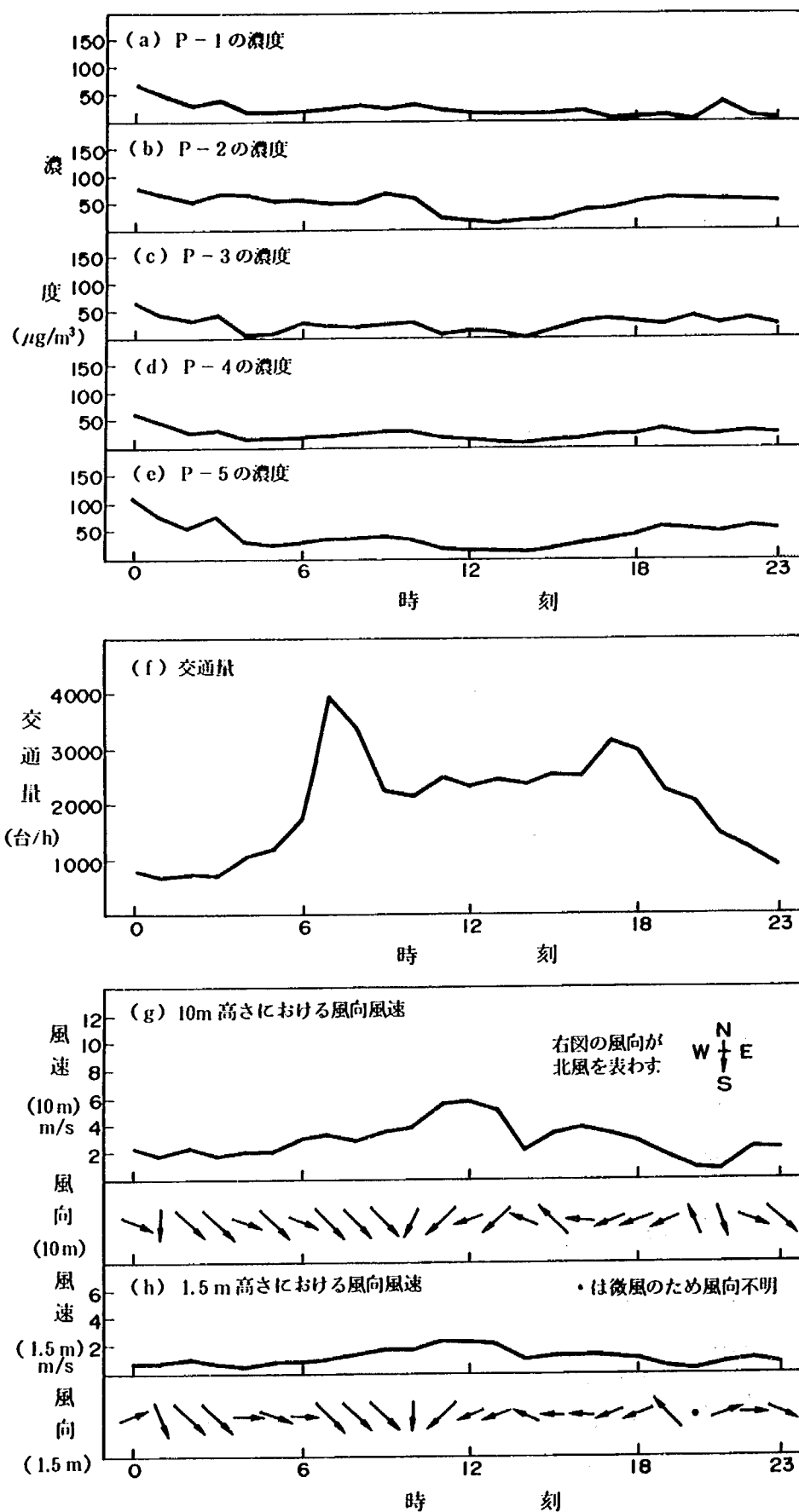


図 2-8 1月19日の測定結果

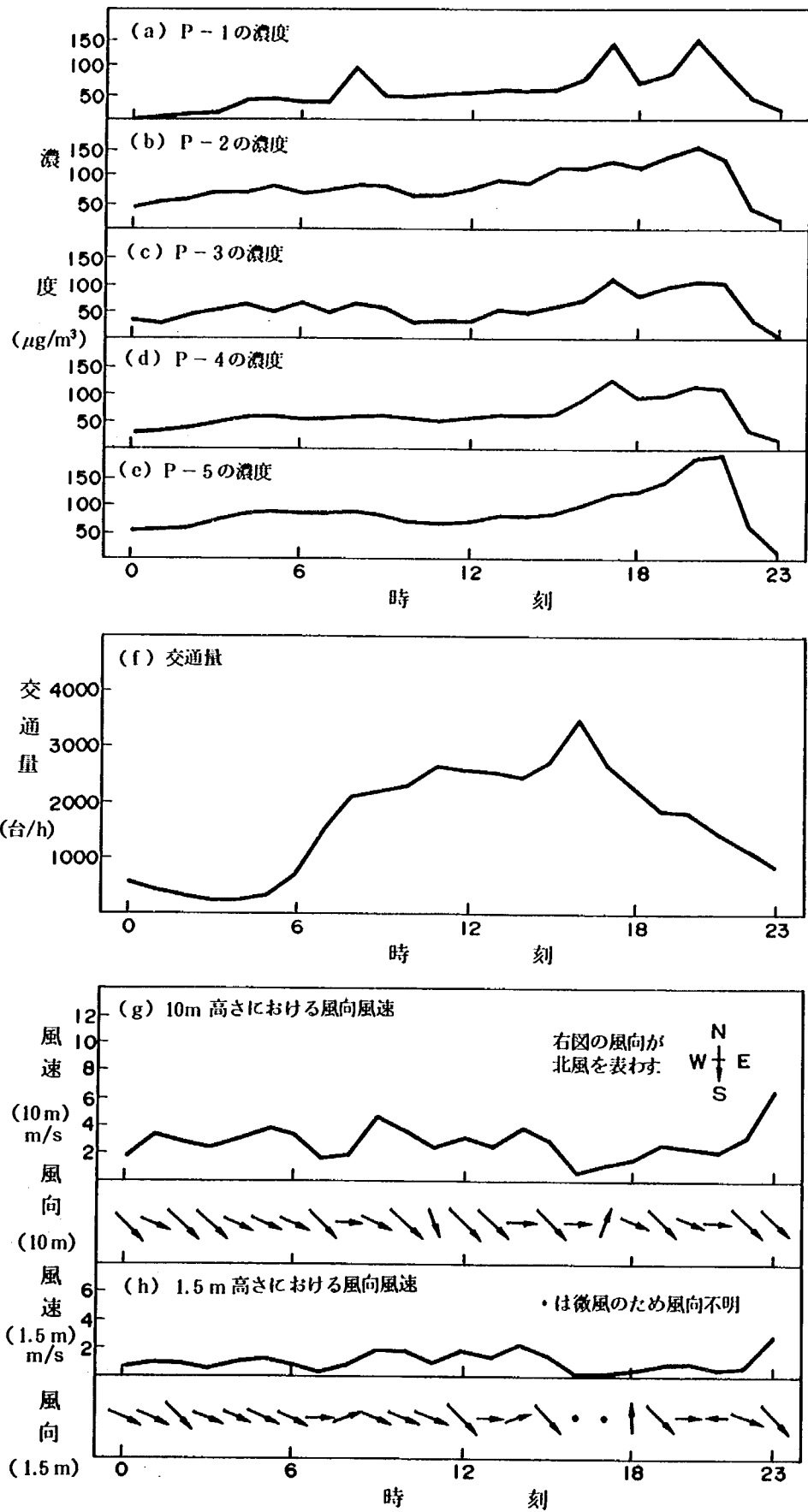


図2-9 1月20日の測定結果

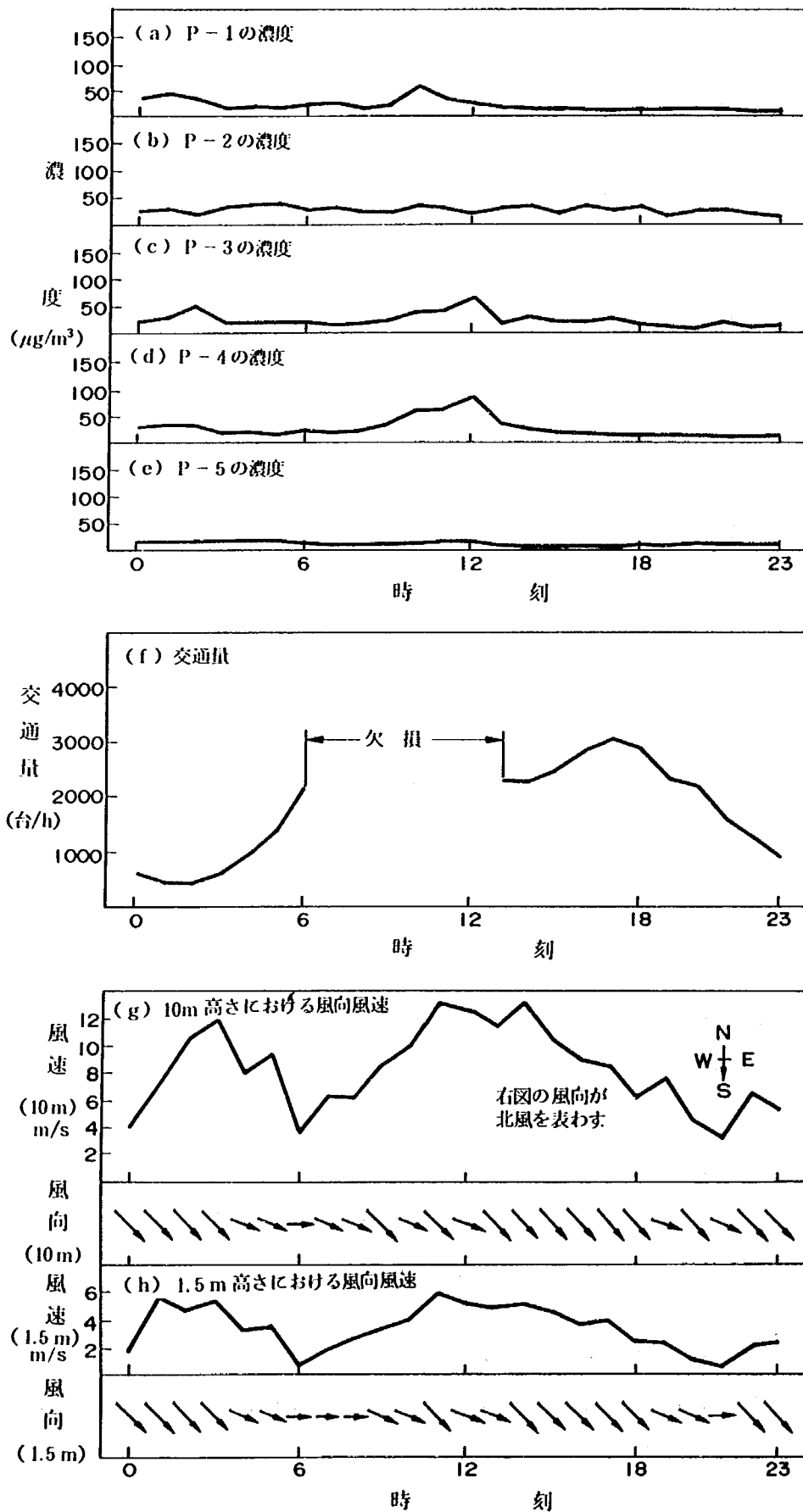


図 2-10 1月21日の測定結果

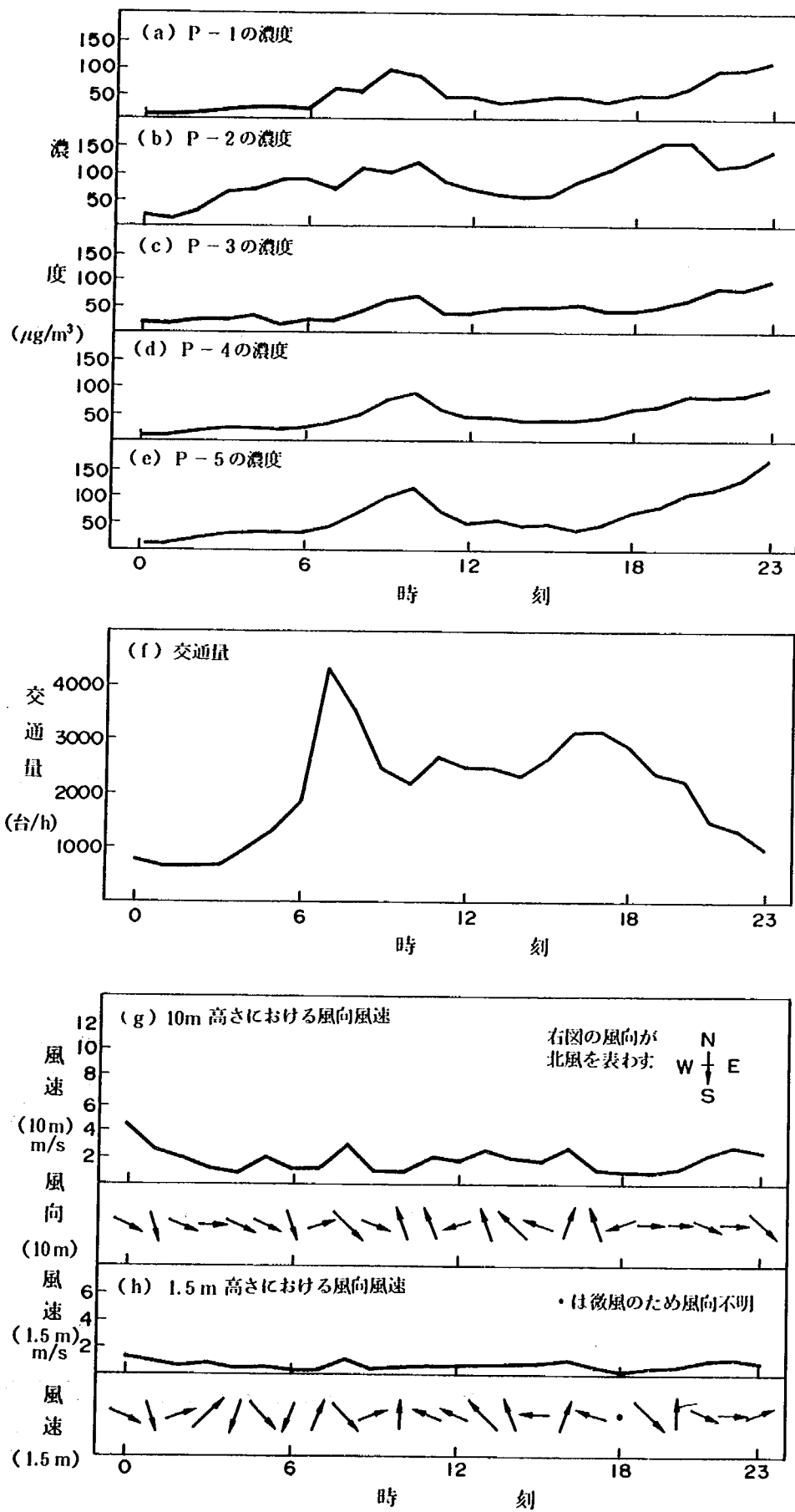


図2-11 1月22日の測定結果

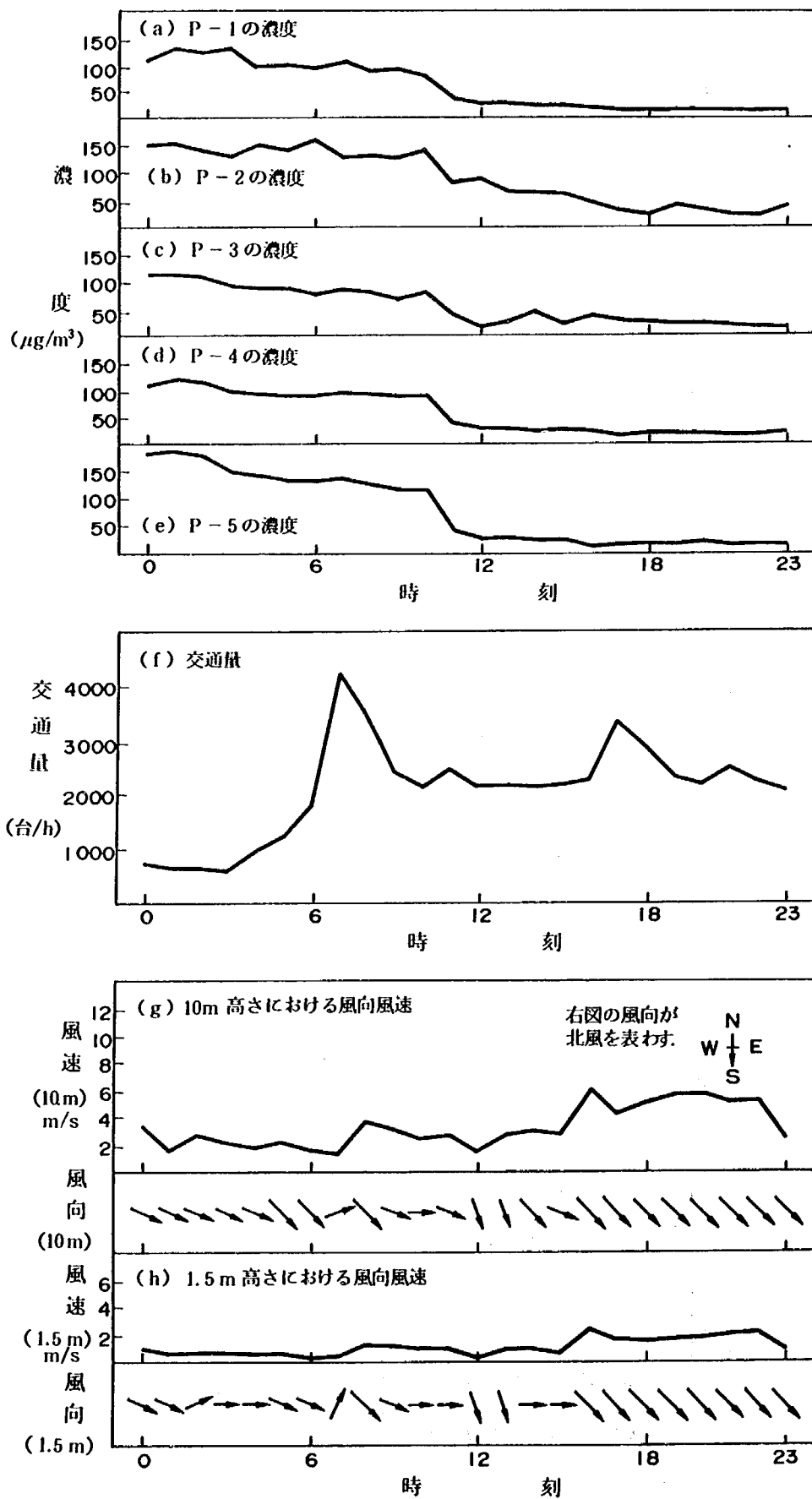


図 2-12 1 月 23 日の測定結果

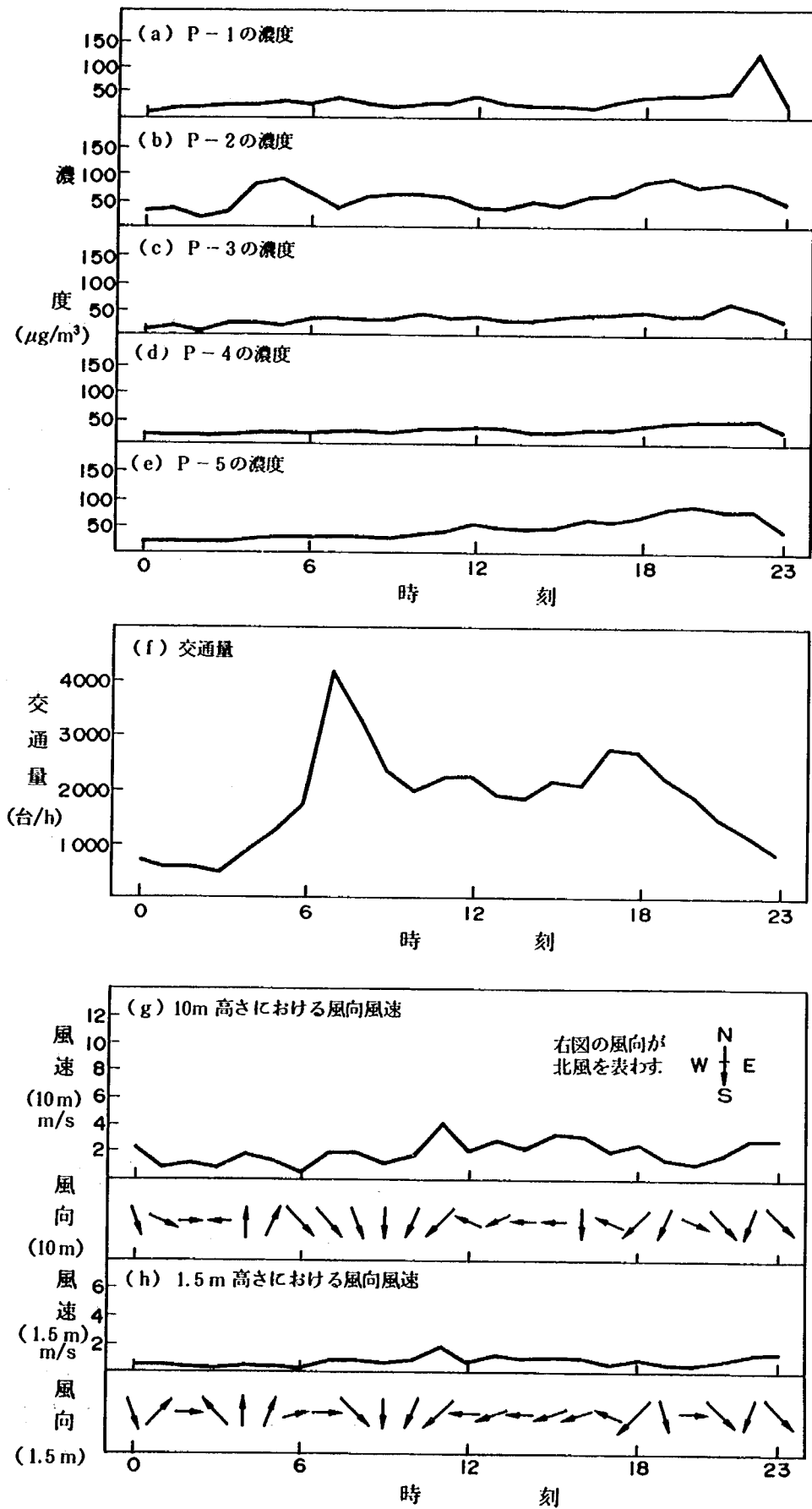


図 2-13 1月24日の測定結果

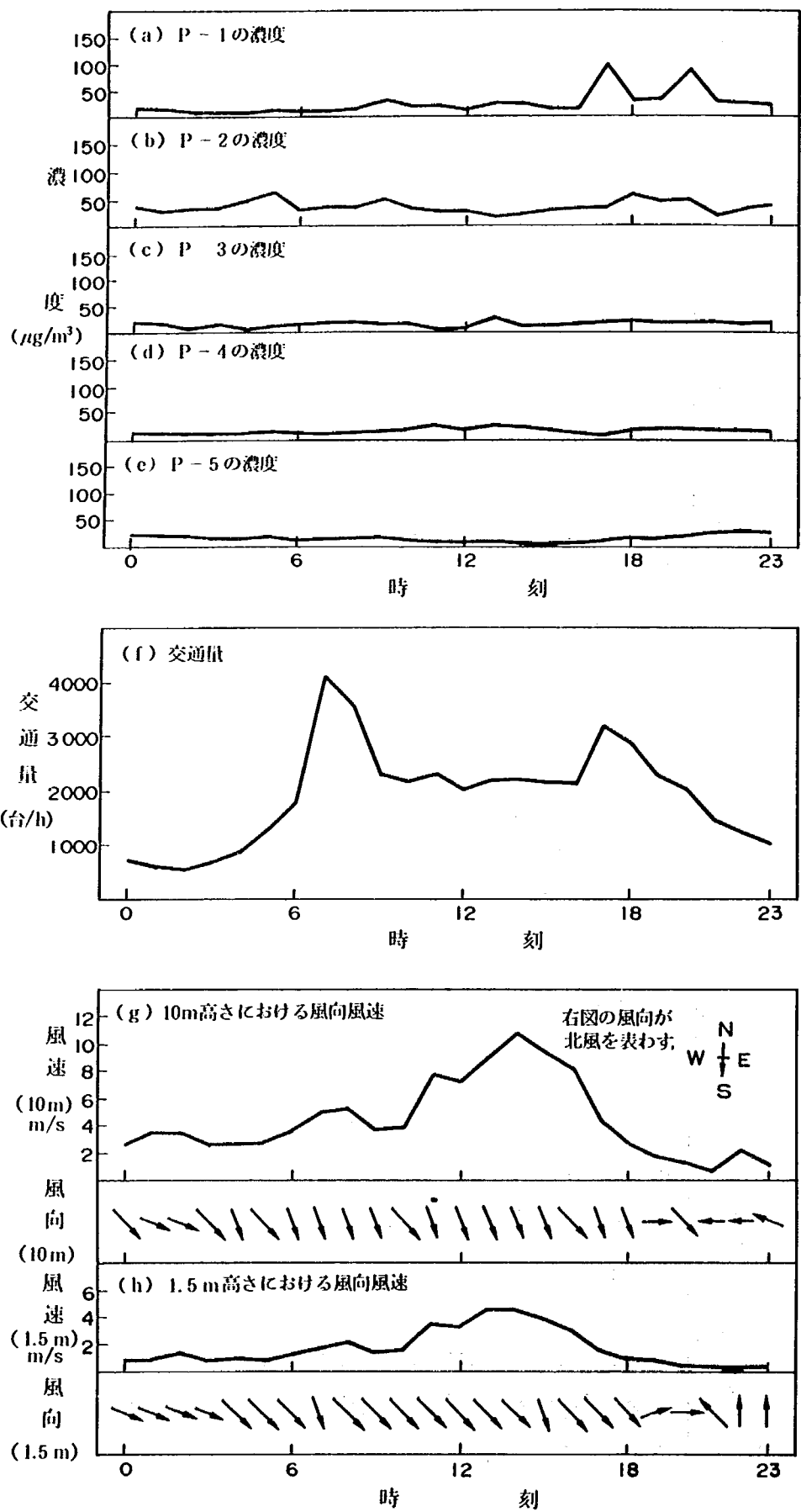


図2-14 1月25日の測定結果

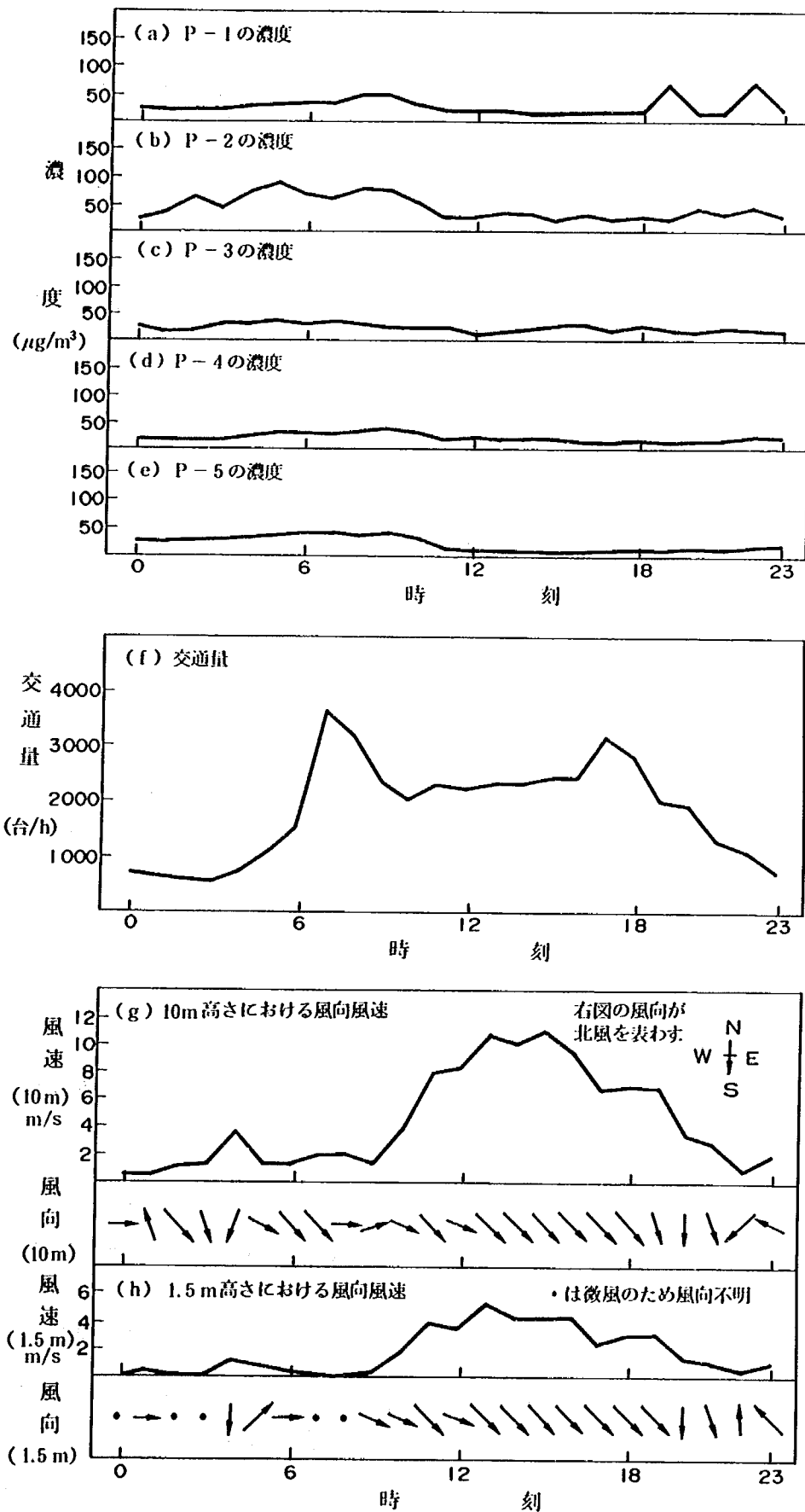


図2-15 1月26日の測定結果

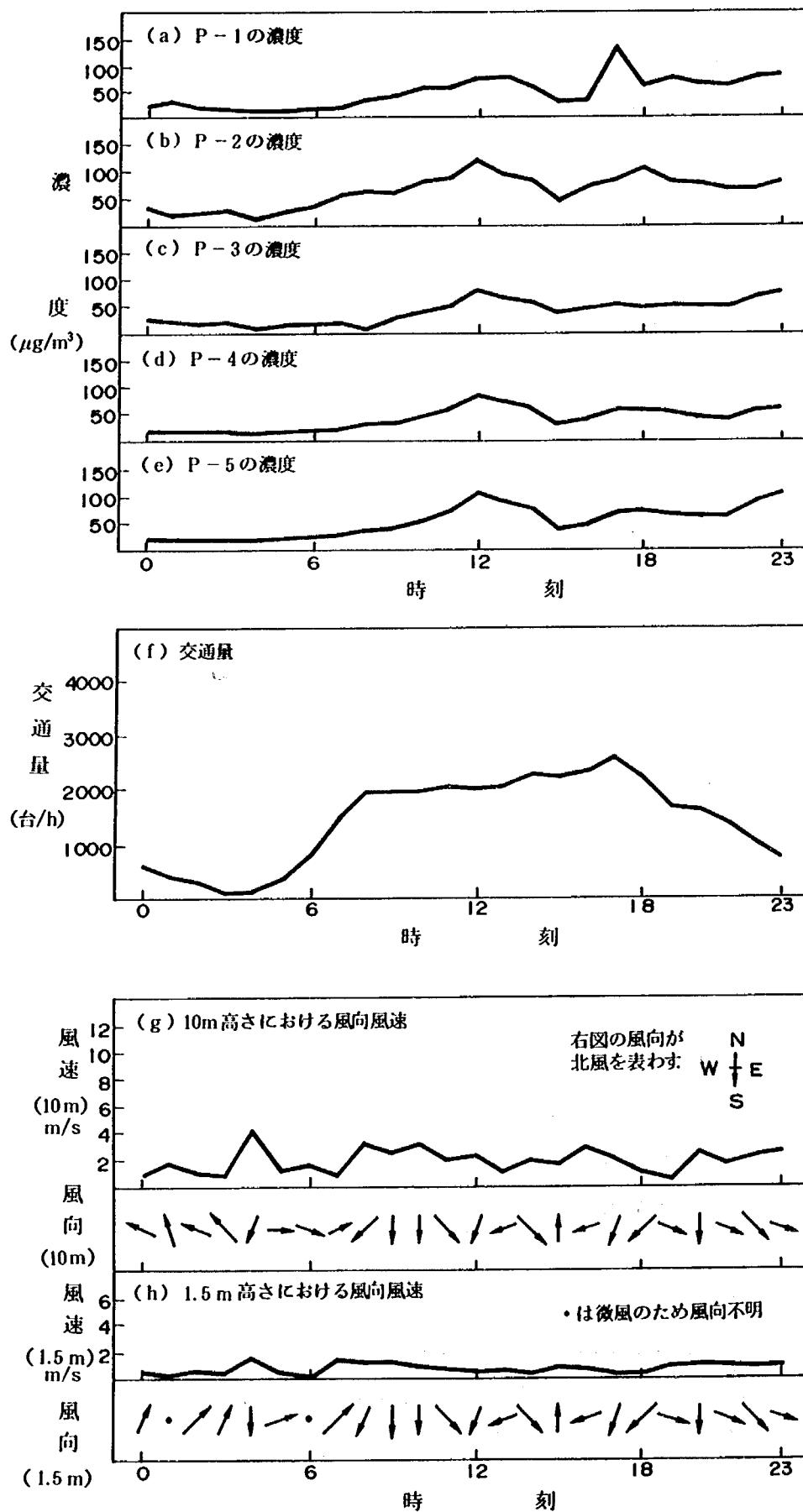


図 2-16 1月27日の測定結果

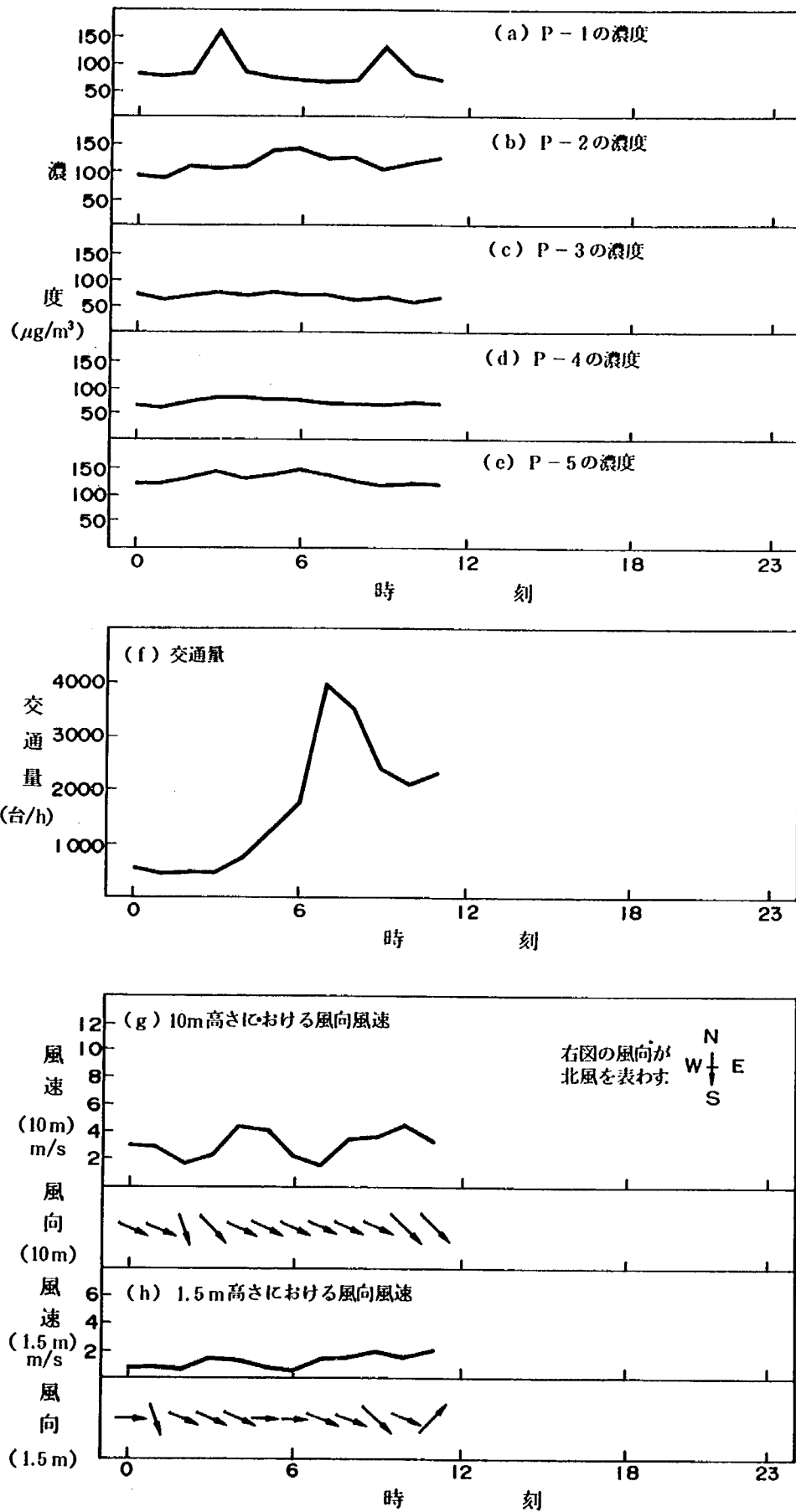


図2-17 1月28日の測定結果

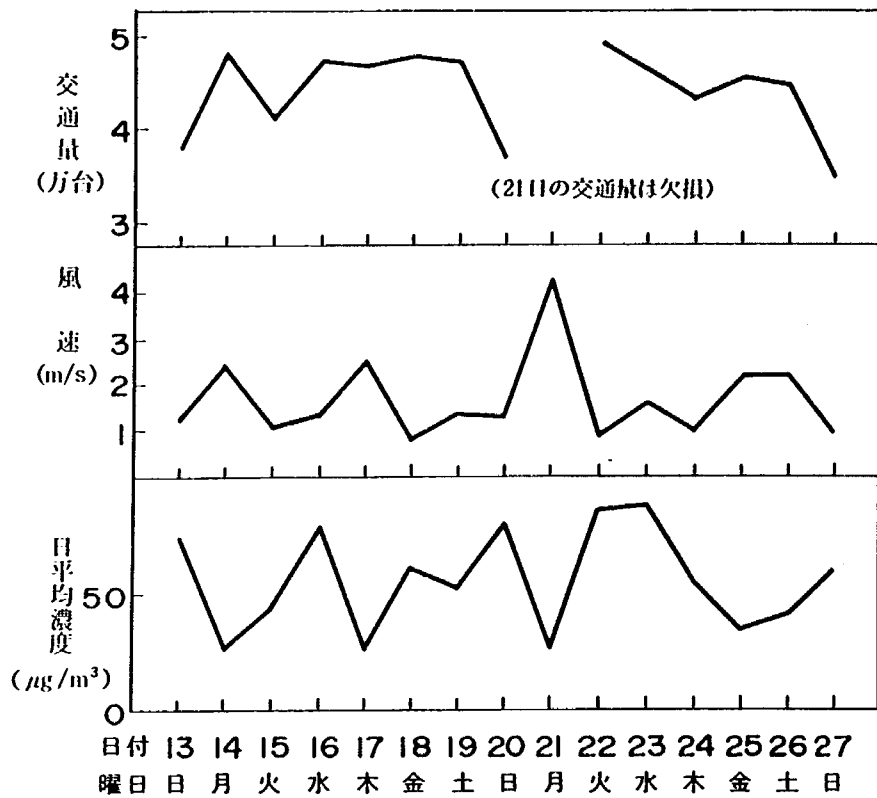


図 2-18 濃度の日変動と交通量・風速との関係

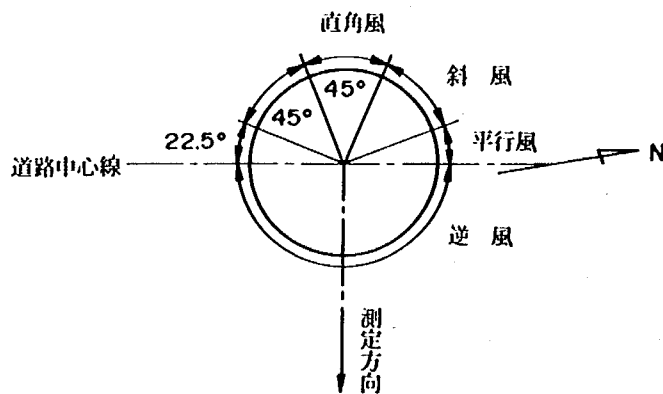
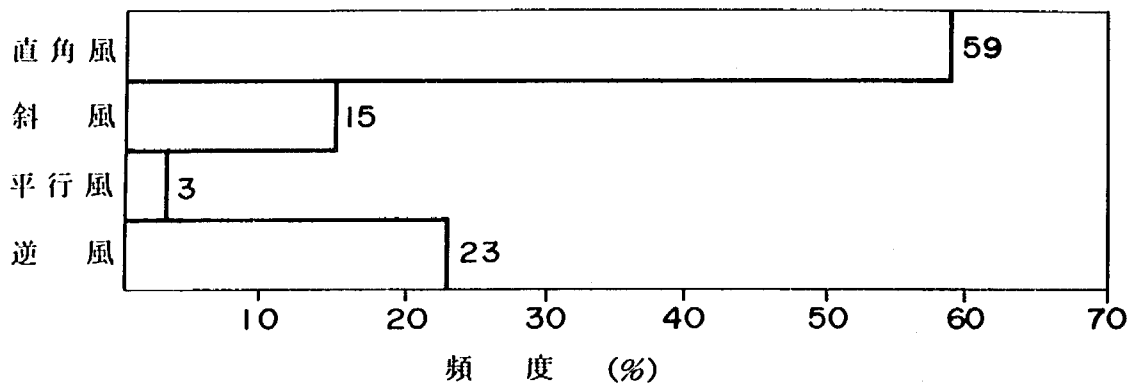


図 2-19 10 m 高さにおける風向頻度

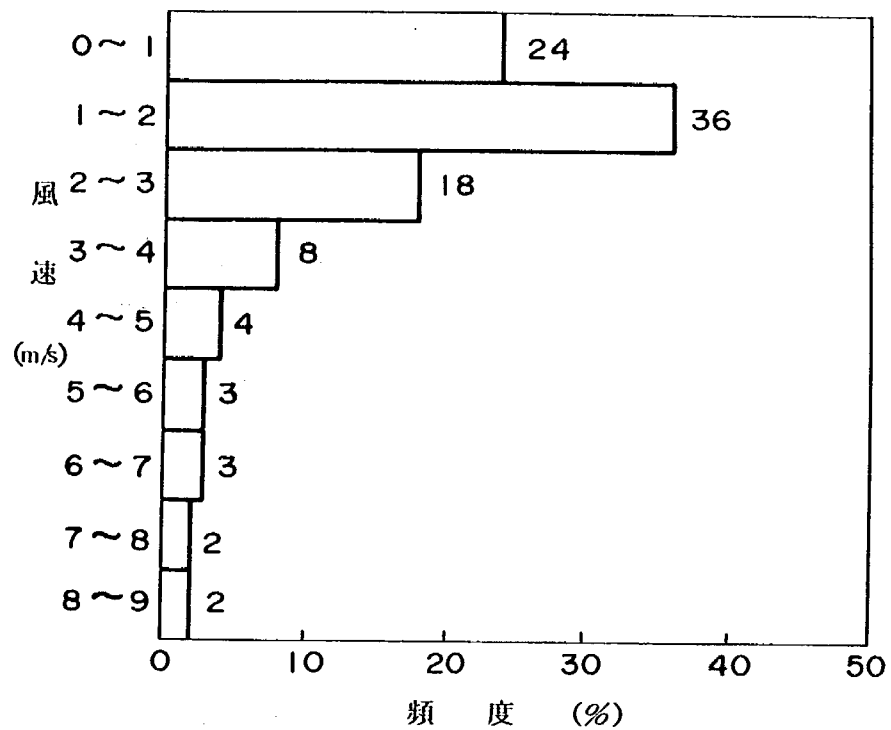


図 2-20 10 m 高さにおける風速頻度

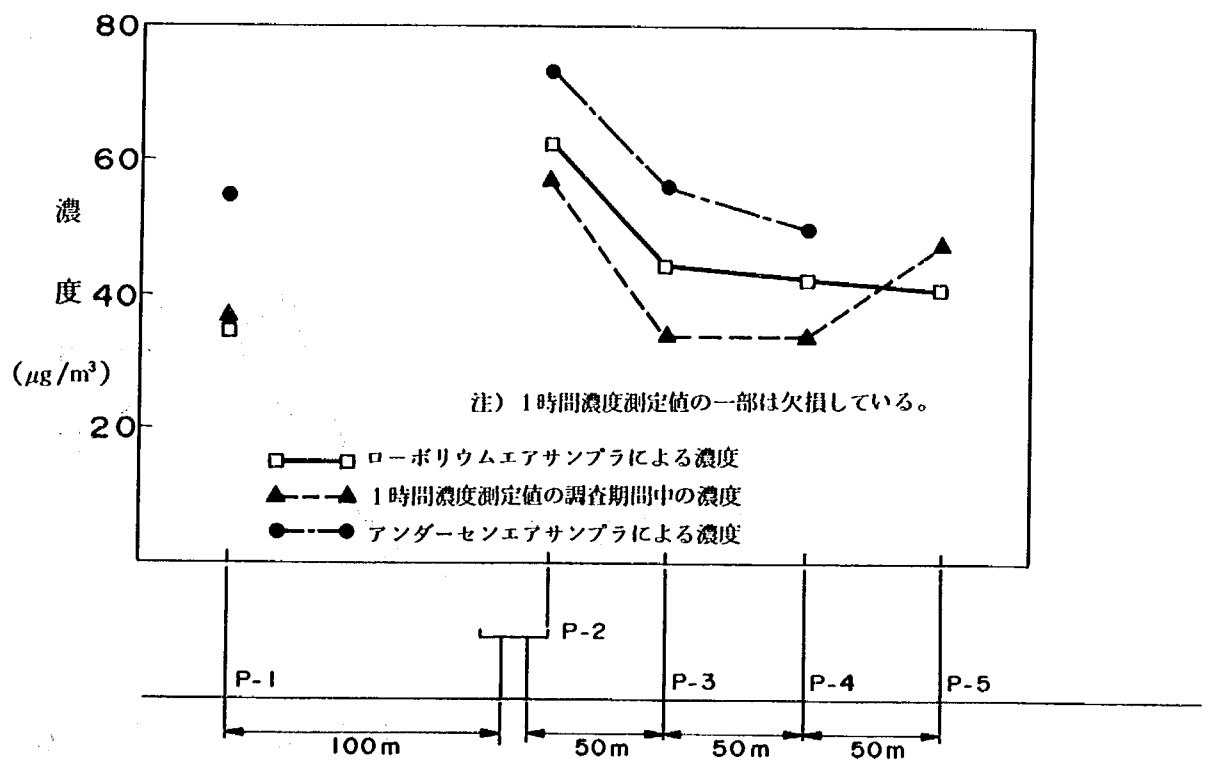


図 2-21 濃度の距離減衰

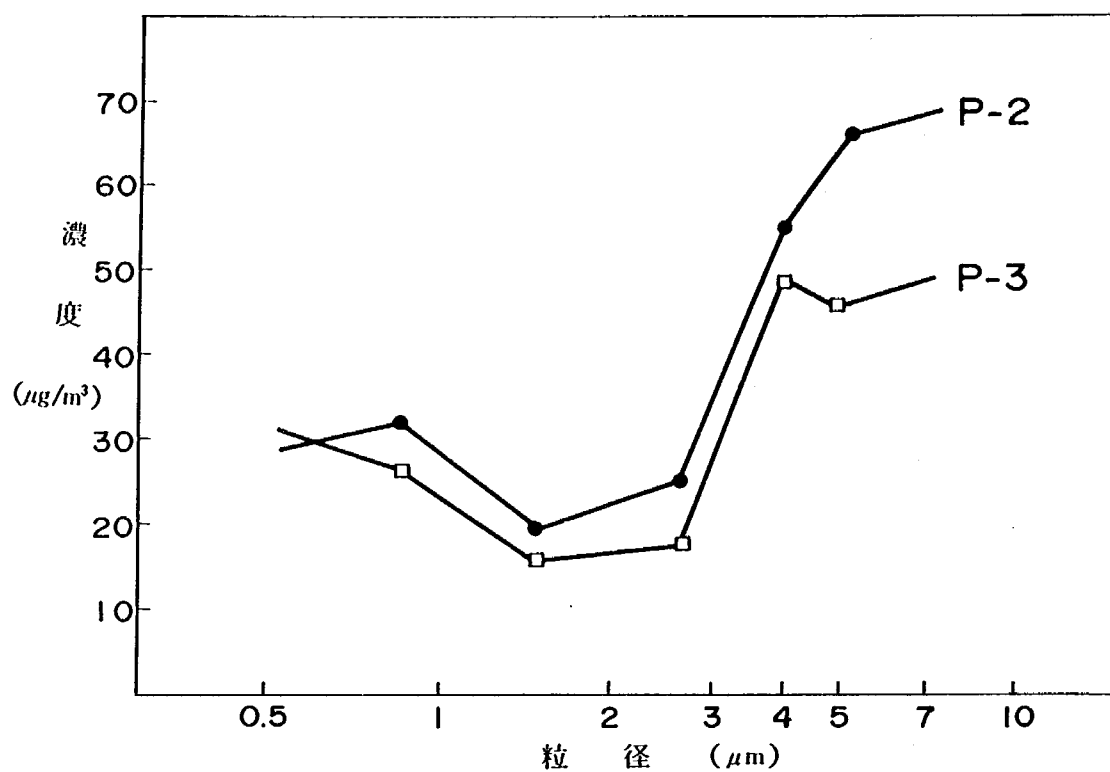


図 2-22 粒径分布の比較 (P-2, P-3)

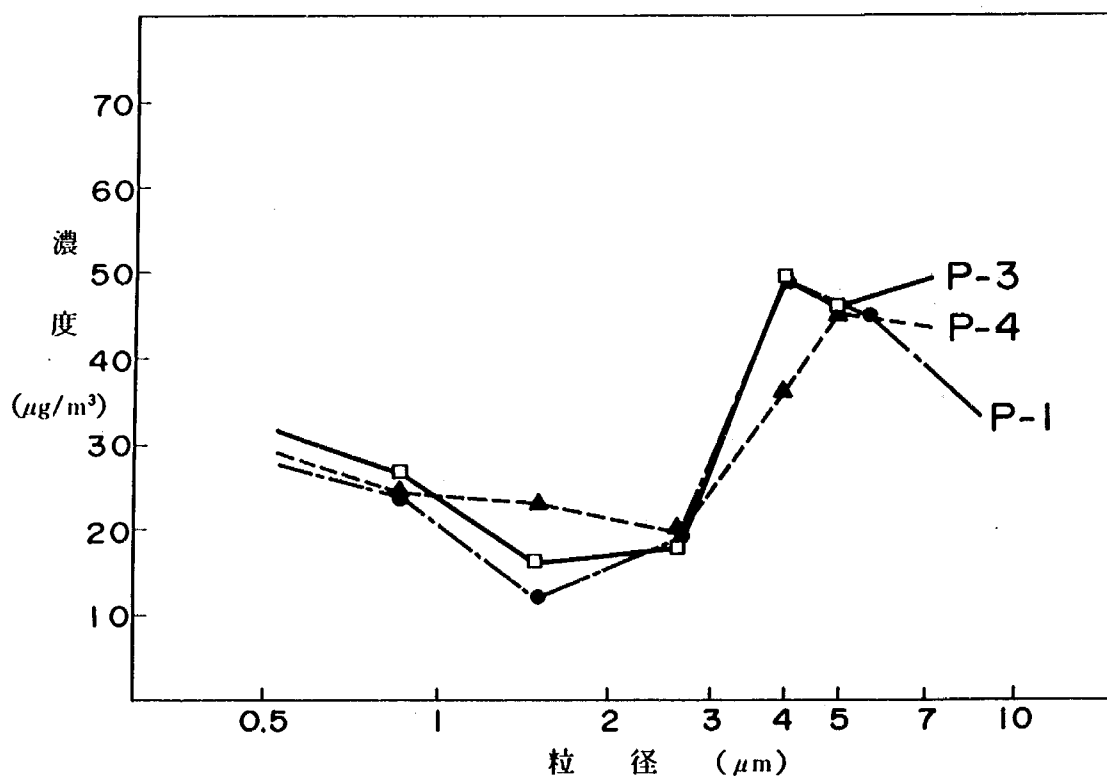


図 2-23 粒径分布の比較 (P-1, P-3, P-4)

浮遊粒子状物質の濃度を道路端からの距離との関係で図示したのが図 2-21 である。図 2-21 にはローボリウムエアサンプラ、アンダーセンエアサンプラによる結果と 1 時間濃度測定値の調査期間の平均値を示した。

さらにアンダーセンサンプラによる粒径別の濃度を図 2-22 と図 2-23 に示す。粒径分布を隣接する計測地点ごとに比較しているが、P-2 と P-3 では、道路端の P-2 が粒径全般にわたり高く、路端から 100 m 以上離れると粒径全般にわたってあまり差異がなく、P-3、P-4 ではほぼ同じ濃度となっており、これは P-1 の濃度ともおおむね一致している。すなわち、道路からの影響が少なくなっていると判断できる。

#### 2-4 今後の調査方針

今後、調査を行ってゆくためには、以下の項目について検討する。

##### 1. 排出係数の推定

シャーシダイナモ試験を行い、自動車からの排出係数を推定する。

##### 2. 物理的・化学的性質の把握

自動車からの排出ガスに含まれる成分の他に、タイヤや舗装耗によるもの、路面堆積物、土壌の組成、粒径分布、密度などを把握し、各要因の寄与を検討する。

##### 3. 拡散予測

粒径分布の特性を対応して粒子の大きさに応じて予測濃度を検討する。

- ① 土砂や路上堆積物のように比較的粒径の大きなものについては、自動車走行によるまきあげに従なう飛散距離を検討する。
- ② 粒径が小さく、重力沈降の影響を無視してさしつかえないものは、ガス状物質と類似の子測式であるブルーム式の適用を検討する。
- ③ 粒径が①と②の中間で重力沈降の影響を無視できない範囲のものについては、粒子の運動方程式の適用を検討する。

以上のような項目について検討を行い、予測手法を確立してゆくとともに、対策についても配慮することも今後の課題である。

### 第3章 基礎工に関する調査試験

基礎研究室 大志万 和 也  
佐 藤 幸 男  
安 保 良 一

#### 3-1 ま え が き

本州四国連絡橋Aルート of 明石海峡大橋は、橋長 3,560 m、中央径間 1,780 m の世界でも最大級の吊橋として計画されている。その松帆側アンカレッジの基礎地盤は、 $0^{\circ}\sim 20^{\circ}$  の傾斜角で海峡側に傾いている花崗岩層と、その上に存在する基礎幅と比較して薄い神戸層（アルコール砂岩）から成っている。

直接基礎の極限支持力の解析は、通常二次元剛塑性理論を適用して行われており、その結果得られた支持力公式が道路橋示方書など各種規準に採用されているが、これは均質地盤の全般せん断破壊に適用されるものである。松帆側アンカレッジの基礎地盤のように、局部せん断破壊を生じると考えられる軟岩から成る場合、また基礎の大きさとの関係から均質地盤と見なせない場合には、この支持力公式はそのまま適用することはできない。

そこで、地盤の強度定数の分布を反映させて Kötter の方程式を数値計算より解く方法、鉛直帯片に分割した仮定すべり線内の土の力の釣合いから支持力を求める方法（分割法）、有限要素法、剛体バネモデル（RBSM）などにより、松帆側アンカレッジの基礎地盤のような二層系地盤の極限支持力および変位が解析されている。

これらの解析手法によれば、二層系地盤の強度定数など地盤条件を反映させることができるが、なお理論上あるいはモデル化などにおいていくつかの仮定を設けざるを得ず、実験による破壊形態、極限支持力、変形などの確認が必要である。また、このような二層系地盤の支持特性に影響を与える要因としては、上層地盤および下層地盤の強度定数、それらの相対的關係、上層地盤の平均厚さと基礎幅との相対的關係、下層地盤の傾斜角、基礎の平面形状、荷重の傾斜角などが考えられる。

このため、昭和 56 年度から、これら要因に関して考慮すべき条件における模型実験を行い、二層系地盤の支持特性を調査してきた。

昭和 56 年度には、松帆側アンカレッジの現設計条件に対して相似性を満足させた模型実験により、その極限支持力を調査した<sup>1)</sup>。実験の主な諸元は次のとおりである。

- ・ 模型基礎の形状寸法は、幅 80 cm、奥行 64 cm の長方形で、実基礎の 8/1000。
- ・ 荷重傾斜角は、鉛直軸から約  $18^{\circ}$ 。
- ・ 下層地盤の傾斜角は水平面から荷重傾斜方向に約  $23^{\circ}$  下向き。
- ・ 上層地盤の平均厚さは約 30 cm。
- ・ 地盤はソイルセメントで作成し、上層地盤と下層地盤の変形係数の比を実地盤と相似させて、1:4 とした。

実験の結果、前記条件における傾斜二層地盤の極限支持力は、上層均質地盤の場合の約 1.4 倍となるこ

とが明らかとなった。

昭和 57 年度には、橋台位置の変更に対応できるように次の条件で実験を行い、上層地盤の平均厚さおよび下層地盤の傾斜角が、二層系地盤の極限支持力におよぼす影響を調査した<sup>2)</sup>。

- ・下層地盤の傾斜角は、 $0^\circ$ 、 $20^\circ$ 、 $25^\circ$ 、 $30^\circ$ の 4 種類。
- ・上層地盤の平均厚さと模型基礎の幅との比 ( $h/B$ ) は、 $0.3 \sim 3.0$  の約 10 種類。
- ・模型基礎の形状寸法は、幅 20 cm、奥行 16.5 cm の長方形。
- ・荷重傾斜角は、鉛直軸から、下層地盤の傾斜方向に約  $17^\circ$ 。
- ・下層地盤はセメントモルタルで、上層地盤は川砂で作成し、下層地盤を相対的に剛とした。
- ・奥行 16.5 cm の二次元実験槽を使用。但し、下層地盤の傾斜角が  $25^\circ$  のケースについては、三次元実験槽も使用。

実験の結果、傾斜二層地盤の支持力に関して、次のことが明らかとなった。

- ・ $h/B$  が小さくなる程、極限支持力は大きくなり、上層均質地盤の極限支持力より小さくはない。
- ・ $h/B \geq 2 \sim 3$  で極限支持力がほぼ一定となる。

昭和 58 年度には、松帆側アンカレッジの設計条件に対して相似性を考慮した模型実験を行い、基礎の平面形状が二層系地盤の極限支持力におよぼす影響を調査した<sup>3)</sup>。実験の主な諸元は次のとおりである。

- ・模型基礎の形状・寸法は、直径 30 cm の円形 (実基礎の  $1/300$ ) および幅 30 cm、奥行 1 m の長方形 (帯状に対応)。
- ・荷重方向は鉛直。
- ・下層地盤の傾斜角は  $0^\circ$  (水平)
- ・上層地盤の厚さと模型基礎の幅との比 ( $h/B$ ) は、 $0.6$ 、 $0.8$ 、 $1.0$ 、 $5.0$  の 4 種類。
- ・下層地盤はソイルセメントで、上層地盤は川砂で作成し、下層地盤を相対的に剛とした。

実験の結果、前記条件における平行二層地盤の極限支持力に関して、次のことが明らかとなった。

- ・円形基礎の極限支持力は、圧縮破壊における  $N_c$  の形状係数が 1 より小さくなることもあるために、長方形基礎より小さくなると考えられる。
- ・円形基礎と長方形基礎の極限支持力の比は、 $h/B=0.8 \sim 0.6$  のとき、 $0.80 \sim 0.68$  となった。

### 3-2 研究目的

直接基礎の極限支持力の解析は、通常二次元剛塑性理論を適用して行われている。これに対応するものは帯状基礎であるが、実際の構造物基礎の奥行は有限であるので三次元状態における極限支持力を求めなければならない。しかし、三次元状態における極限支持力の厳密な解析はむずかしく、主として実験研究により二次元基礎の支持力係数を修正するかたちでの実用公式が各種提案されている。

しかし、これら実験研究は主として均質地盤に対するものであり、二層系地盤に対するものは少ない。

このため、二層系地盤上の直接基礎模型による載荷実験を行い、その支持力特性を明らかにするとともに、三次元基礎と二次元基礎の極限支持力の相対的関係 (形状効果) を明らかにしようとするものである。実験条件は次のように選定した。

実験対象とする三次元基礎の平面形状は、松帆側アンカレッジの基礎として提案されている円形とした。また、比較対象とする二次元基礎は、理想的には無限の奥行を持つ必要があるが、実験上の制約もあり、短辺と長辺の比 ( $B/L$ ) が 0.33 の長方形基礎でもって、おおむね帯状基礎と見なせるものと考えた。

二層系地盤の支持力特性は、上層地盤と下層地盤の強度定数およびその相対的關係、上層地盤の平均厚さと基礎幅との比 ( $h/B$ )、下層地盤の傾斜角などにより異なる。実験地盤の強度定数は、松帆側アンカレッジの基礎地盤である神戸層 (上層地盤) および花崗岩層 (下層地盤) との相似性を満足させることとした。 $h/B$  は松帆側アンカレッジ建設地点の若干の変更に対応できること、過去の実験などにより上層均質地盤より小さな極限支持力が生ずる恐れがあると考えられる範囲を含めることを考慮して、1.0, 0.8, 0.6 の 3 種類とした。また均質地盤に相当するケースとして  $h/B=8.0$  も加えた。下層地盤の傾斜角は、基本的なケースである  $0^\circ$  (水平) とした。

直接基礎の極限支持力に影響を与える要因であると考えられる荷重傾斜角については、松帆側アンカレッジの設計条件に対応して約  $16.7^\circ$  とした。

実験で明らかにしようとする主要な項目は次のとおりである。

- ・  $h/B$  と破壊形態 (荷重～変位曲線, すべり線) との関係
- ・  $h/B$  と極限支持力
- ・  $h/B$  と形状効果

### 3-3 実験の相似性

模型実験を行う場合には、その相似性を検討する必要がある。

本実験の現象に関与する要因としては次のものが考えられる。

- ①  $B$ : 基礎幅 (m)
- ②  $E$ : 地盤の変形係数 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- ③  $c$ : 地盤の粘着力 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- ④  $\phi$ : 地盤のせん断抵抗角
- ⑤  $\gamma$ : 地盤の単位重量 ( $\text{t/m}^3$ )
- ⑥  $q_u$ : 地盤の圧縮強度 ( $\text{kg/cm}^2$ )

Buckingham の  $\pi$  定理によれば、これら 6 つの要因の次元マトリックスのランクは 2 であるので、独立な無次元量は 4 となる。いま、4 つの無次元量を次のように選ぶものとする。

$$\phi, \frac{E}{\gamma B}, \frac{c}{\gamma B}, \frac{q_u}{\gamma B}$$

実験の相似性を満足させるためには、原型と模型の無次元量を等しくすれば良いから、実験地盤に求められる強度定数は次のようになる。

$$\phi_m = \phi_p$$

$$E_m = E_p \cdot \gamma_m B_m / \gamma_p B_p$$

$$c_m = c_p \cdot \gamma_m B_m / \gamma_p B_p$$

$$q_{um} = q_{up} \cdot \gamma_m B_m / \gamma_p B_p$$

ここに、 $m, p$  は、それぞれ模型と原型の物理量であることを示す。

神戸層および花崗岩の強度定数は、過去の地質調査結果<sup>4),5)</sup>から、表-3.3.1のように仮定される。

表-3.3.1 原型地盤の強度定数

| 地盤名 | $E$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $\phi$ | $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> ) |
|-----|---------------------------|-----------------------------|---------------------------|--------|------------------------------|
| 神戸層 | 2,100 ~ 2,500             | 10                          | 2.0                       | 30°    | 1.1                          |
| 花崗岩 | 9,000 ~ 10,000            | 200                         | 5.0                       | 40°    | 1.3                          |

基礎模型の縮尺を 1/300 (原型の直径 90 m, 模型の直径 30 cm), 実験地盤の単位重量を 1.7 t/m<sup>3</sup> とすれば、実験地盤に要求される強度定数は、表-3.3.2 のようになる。

神戸層の実験地盤に要求される強度定数は小さく、非常にゆるい砂に相当するが、全般せん断に近い破壊形態となるように、湿った海砂を良く締固めて作成することとした。花崗岩の実験地盤に要求される強度定数も小さいが、神戸層と比較して  $E$  が 4 倍、 $q_u$  が 20 倍となっており、相対的に剛と考えられるので、ソイルセメントにより作成することとした。

表-3.3.2 実験地盤に要求される強度定数

| 地盤名 | $E$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $\phi$ | $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> ) |
|-----|---------------------------|-----------------------------|---------------------------|--------|------------------------------|
| 神戸層 | 10.8 ~ 12.9               | 0.052                       | 0.010                     | 30°    | 1.7                          |
| 花崗岩 | 39.2 ~ 43.6               | 0.87                        | 0.022                     | 40°    | 1.7                          |

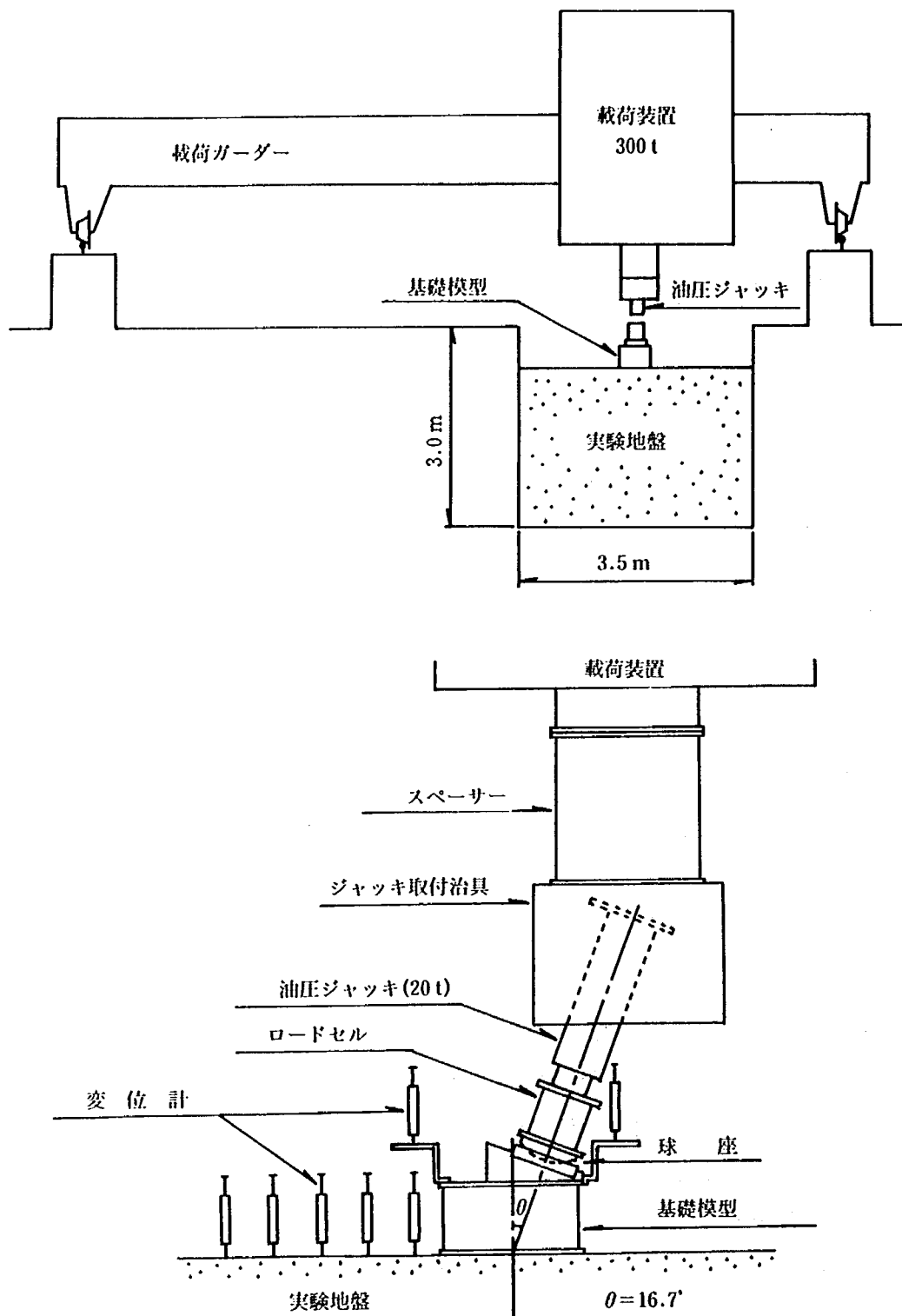
### 3-4 実験概要

実験は、土木研究所基礎特殊実験棟内小型実験土槽 (長さ 3.5 m, 幅 3.5 m, 深さ 3.0 m) に作成した実験地盤上 (一層系地盤・二層系地盤) に設置した基礎模型 (円形または長方形) に、300 t 載荷ガーダーを反力梁として、油圧ジャッキにより傾斜荷重 (鉛直より約 16.7°) を載荷してその極限支持力を求めるもので、これらの実験概要を図-3.4.1 に示す

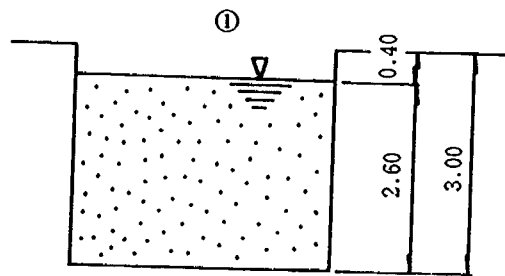
実験地盤は、神戸層を海砂、花崗岩層を 2% のソイルセメントで作成した。一層系地盤 (神戸層のみ・均質地盤) は容量 1.6 m<sup>3</sup> のバケットで海砂を小型実験土槽に投入し、水を注水して飽和させ、直径 30 cm, 長さ 2.5 m の棒状バイブレーターにより、所定の位置で所定の時間振動を与えて締固めた後、地表面をビニールフィルムで覆い 24 時間養生した。

一層系地盤作成手順を図-3.4.2 (a)(b) に示す。

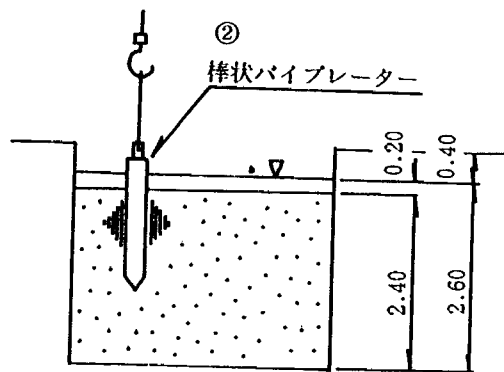
二層系地盤 (神戸層+花崗岩層) のうち花崗岩層は、表面水約 8% の砂と早強ポルトランドセメントをコンクリートミキサー (強制練りドラム容量 0.1 m<sup>3</sup>) により良く混合し、小型実験土槽に投入した。締固めは一層約 10 cm の厚さに敷均して、突き棒により突き固めながら足で踏み固め所定の高さまで仕上げ表面をビニールフィルムで覆い一週間養生した。



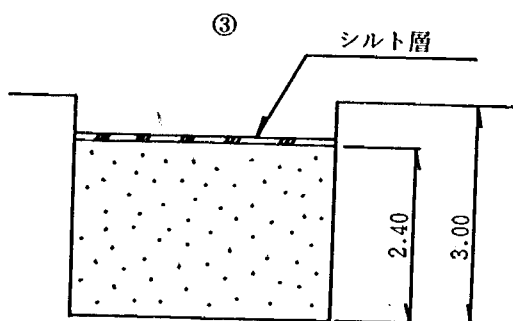
図一3.4.1 実験装置の概要



- ① クレーンにて砂を深さ 2.60 m まで搬入した後注水し砂を飽和させる。  
また砂は締固めによる密度の変化を考慮して所定の高さ +20 cm とした。

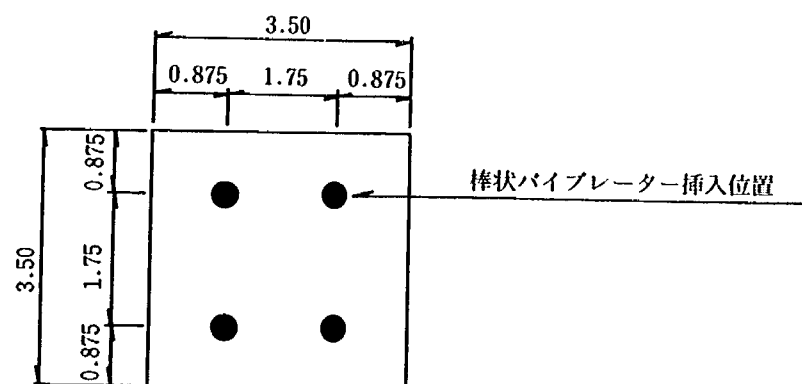


- ② 所定の位置に棒状バイブレーターを挿入し 5 分間振動を与えて締固める。

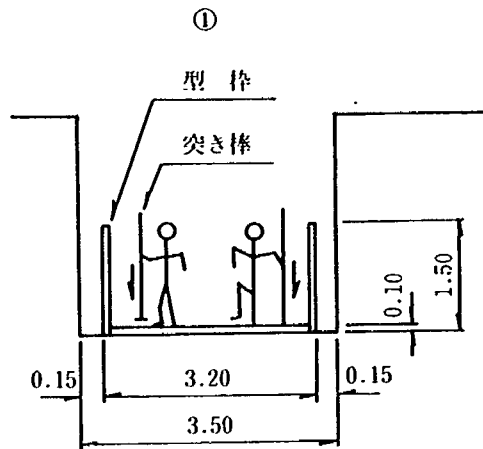


- ③ 水を抜き浮遊シルト層を除去すると同時にスコップ等で表面を水平に仕上げビニールフィルム等で表面を覆い 24 時間養生する。

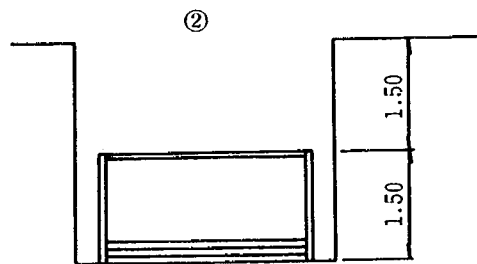
図—3.4.2(a) 一層系地盤作成手順 ( $h/B=8.0$ )



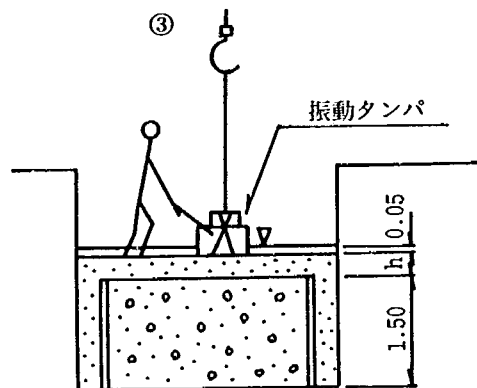
図—3.4.2(b) バイブレーター挿入位置



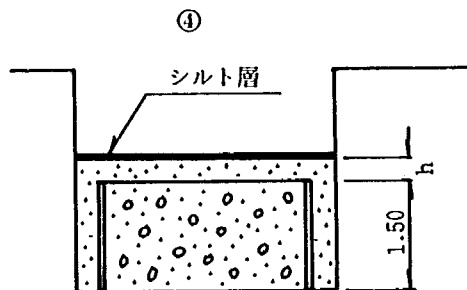
- ① ミキサーにて混合されたソイルセメントを投入し1層 10 cm程度に敷均した後、突き棒により突き固めながら足で踏み固める。また砂地盤を水締め出来るように水槽壁と作成地盤との間に型枠により空隙を設けるものとする。



- ② ①の作業を繰返し所定の高さ+5 cmまで造成した後スコップ等でスキ取りコテで地表面を整形した後表面をビニールフィルムで覆い一週間養生する。



- ③ 養生後クレーンで砂を所定の高さ+5 cmまで搬入した後注水し砂を飽和させ、クレーンにつるした振動タンパ(60~100 kg)で締め固める。



- ④ 締固の後浮遊シルト層を除去すると同時にコテ等で表面を水平に仕上げビニールフィルムで表面を覆い24時間養生する。

図一3.4.3 二層系地盤作成手順 ( $h/B=0.6, 0.8, 1.0$ )

養生終了後、容量  $1.6 \text{ m}^3$  のバケツで海砂を小型実験土槽に投入し、水を注入し砂を飽和させた。

飽和終了後、当研究室所有の天井クレーン（8 t 吊）に振動タンパー（起動力 60～100 kg）を吊るし締固めた後、地表面をビニールフィルムで覆い 24 時間養生した。二層系地盤の作成手順を図-3.4.3 に示す。

実験地盤作成終了後、基礎模型を図-3.4.4 に示すように設置し、地中すべり線観測のため図-3.4.5(a)(b) に示すように直径 2 cm のオーガーで孔をあけ、その中に標砂を充てんした。

荷重は、載荷ガーダーと一体となった 300 t ジャッキ構に円柱スペーサーを介して約  $16.7^\circ$  傾斜させて取り付けた 20 t 油圧ジャッキにより載荷した。

載荷方法は、予想最大荷重の  $1/8$  を増加荷重とする 4 サイクル載荷とし各荷重段階で一定時間荷重を保持した。荷重の大きさは基礎模型上に設置したロードセル（20 t）により、基礎模型の変位及び地盤の変位は、ひずみゲージ式変位計（ストローク 100 mm 又は 50 mm）により測定した。変位計の設置状況を図-3.4.6(a)(b) に示す。

荷重、変位の測定は、各荷重段階に達した直後及び 1 分、2 分、4 分、8 分後に行った。載荷終了後地表面のひびわれ及び地中すべり線を観測した。

実験条件は、3-2 研究目的に従い、次のとおりとした。

- ・荷重傾斜角は、鉛直軸より約  $16.7^\circ$ 。
- ・地盤の強度特性は、松帆側アンカレッジの基礎地盤と相似した、下層地盤が相対的に剛な二層系地盤。
- ・二層系地盤の幾何学的特性は、 $h/B=8.0, 1.0, 0.8, 0.6$  の平行二層地盤。
- ・基礎の平面形状は、円形および長方形（ $B/L=0.33$ ）。
- ・基礎寸法は、松帆側アンカレッジ基礎の  $1/300$ 、すなわち、直径（又は  $B$ ）= 30 cm

同一条件における実験を各 2 回行うこととしたので、実験ケースは表-3.4.1 のようになる。

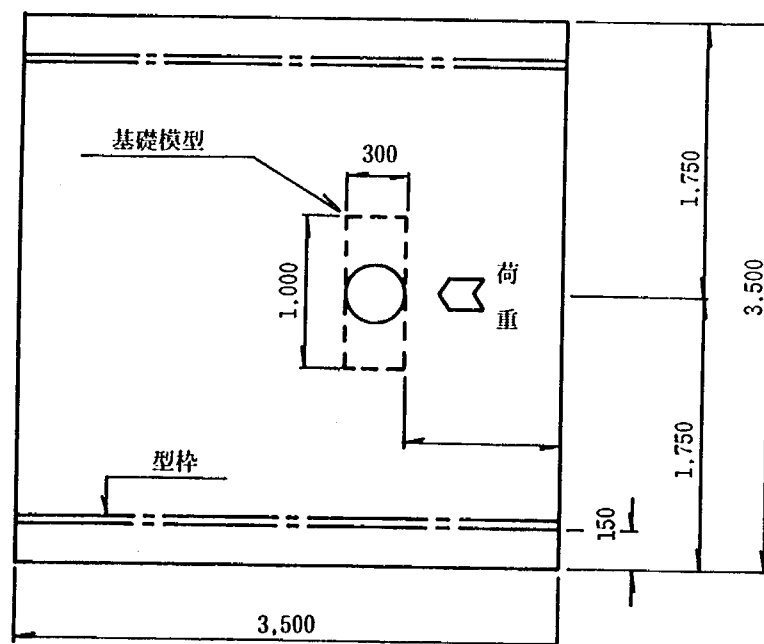
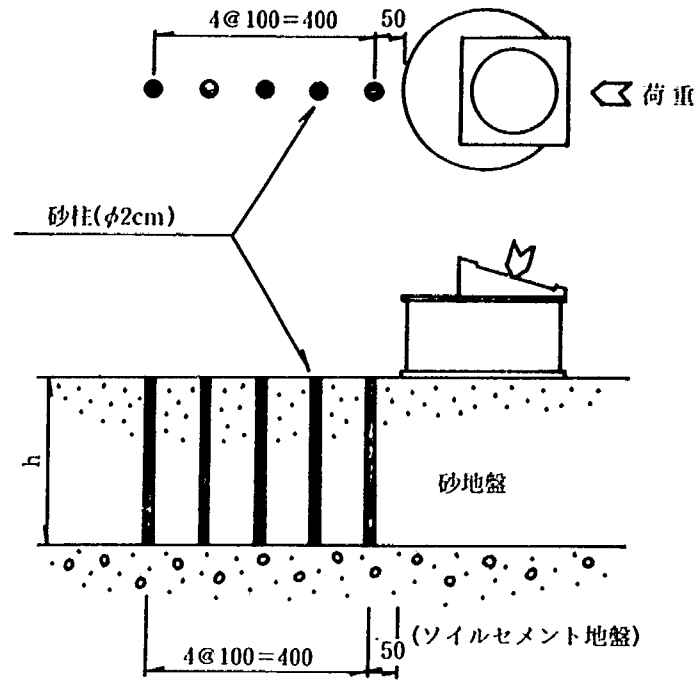
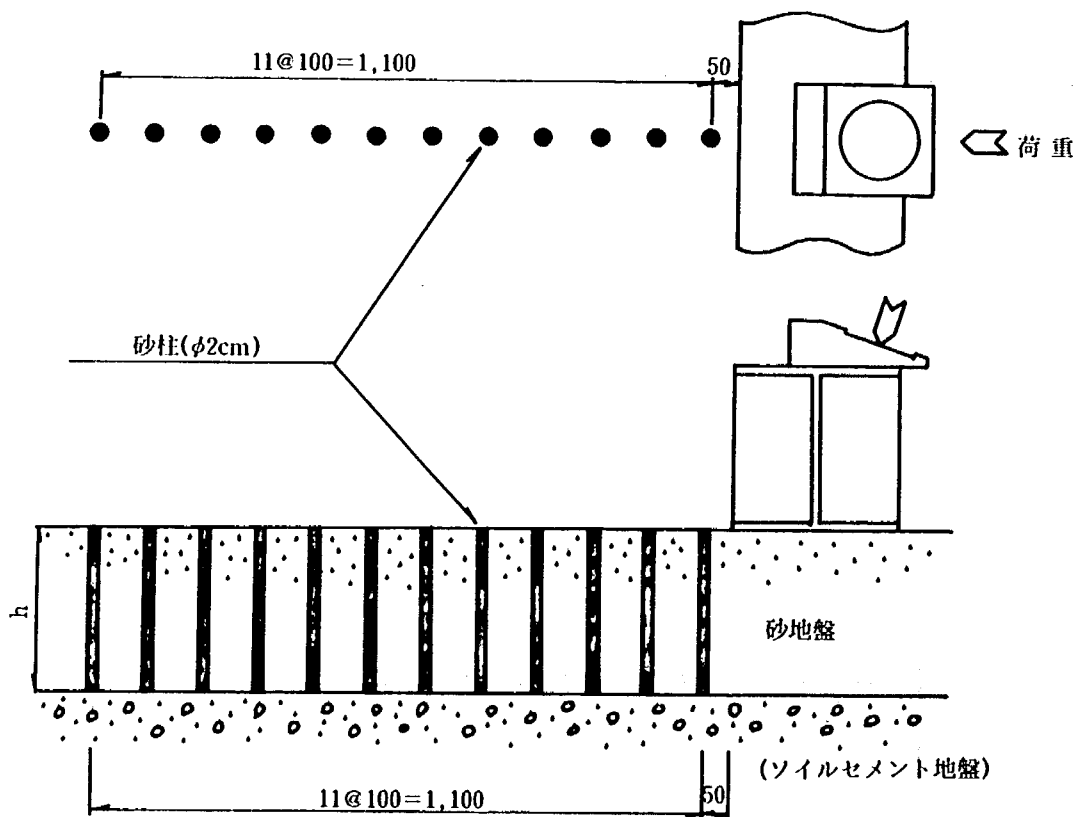


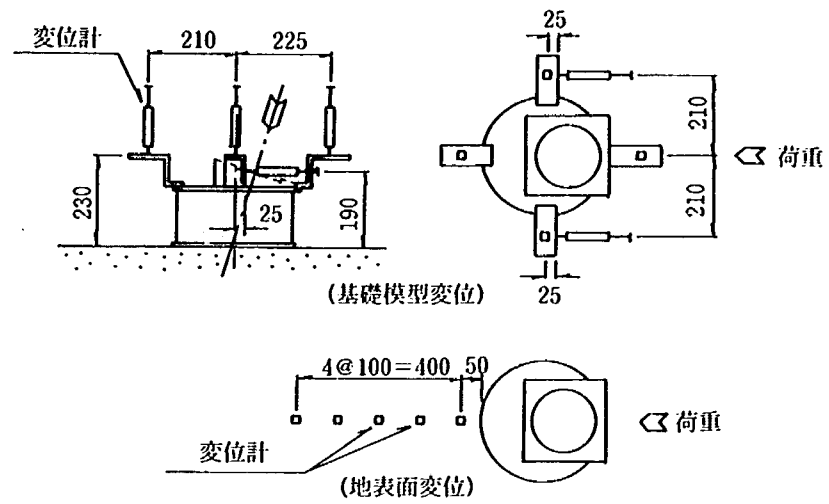
図-3.4.4 基礎模型の配置



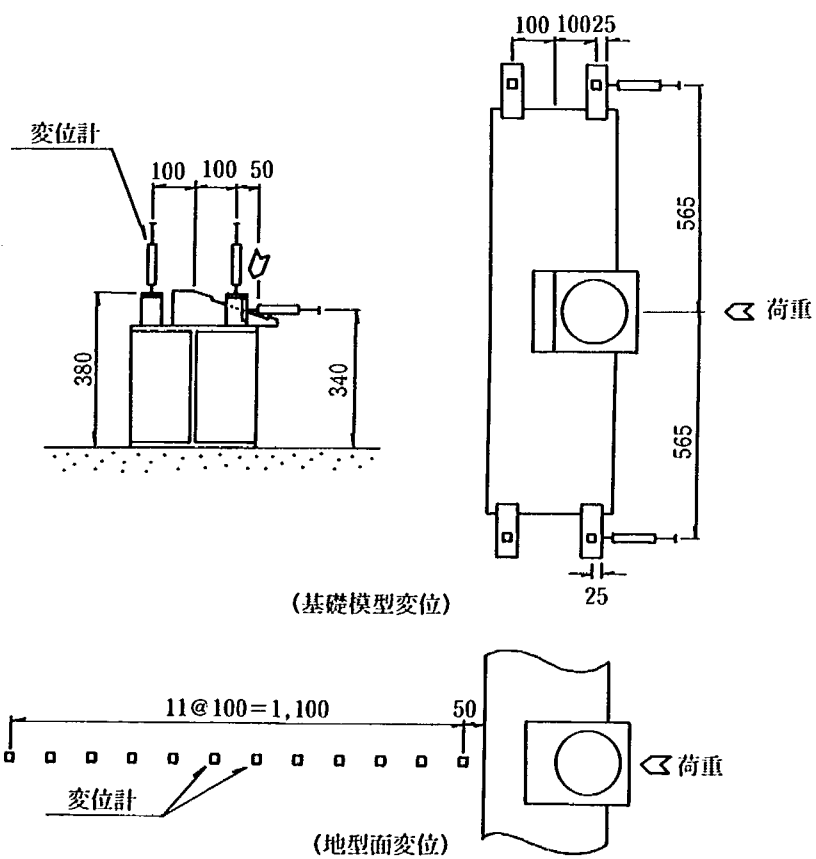
図一3.4.5(a) 砂柱設置位置 (円形基礎)



図一3.4.5(b) 砂柱設置位置 (長方形基礎)

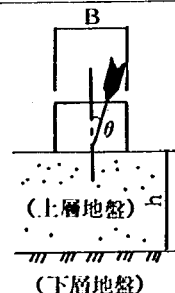


図一3.4.6(a) 変位計設置位置 (円形基礎)



図一3.4.6(b) 変位計設置位置 (長方形基礎)

表—3.4.1 実験 ケ ー ス

| 地 盤   | 基礎の形状 | 上層地盤厚さ | h/ B | 実験 番 号  | 備 考                                                                                                     |
|-------|-------|--------|------|---------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1 回 目 | 円 形   | 240 cm | 8.0  | D-8.0-1 | <br>(上層地盤)<br>(下層地盤) |
|       |       | 30 "   | 1.0  | D-1.0-1 |                                                                                                         |
|       |       | 24 "   | 0.8  | D-0.8-1 |                                                                                                         |
|       |       | 18 "   | 0.6  | D-0.6-1 |                                                                                                         |
|       | 長 方 形 | 240 "  | 8.0  | L-8.0-1 |                                                                                                         |
|       |       | 30 "   | 1.0  | L-1.0-1 |                                                                                                         |
|       |       | 24 "   | 0.8  | L-0.8-1 |                                                                                                         |
|       |       | 18 "   | 0.6  | L-0.6-1 |                                                                                                         |
| 2 回 目 | 円 形   | 240 "  | 8.0  | D-8.0-2 | { 円 形 基 礎 } 共 に<br>B = 30 cm<br>θ = 16.7°                                                               |
|       |       | 30 "   | 1.0  | D-1.0-2 |                                                                                                         |
|       |       | 24 "   | 0.8  | D-0.8-2 |                                                                                                         |
|       |       | 18 "   | 0.6  | D-0.6-2 |                                                                                                         |
|       | 長 方 形 | 240 "  | 8.0  | L-8.0-2 |                                                                                                         |
|       |       | 30 "   | 1.0  | L-1.0-2 |                                                                                                         |
|       |       | 24 "   | 0.8  | L-0.8-2 |                                                                                                         |
|       |       | 18 "   | 0.6  | L-0.6-2 |                                                                                                         |

### 3-5 地 盤 定 数

#### (1) 上層(砂)地盤

上層地盤の締固め程度を調べるために、実験終了後、基礎模型の周辺3ヶ所から試料を採取して、単位体積重量および含水比を測定した。その結果は、表—3.5.1に示すように、単位体積重量が1.68程度、含水比が4.5%程度となっている。

上層地盤の材料として用いた砂について、実験地盤と同じ程度の単位体積重量および含水比となるように供試体を作成し、三軸圧縮試験を行った。三軸試験により得られた  $c$  および  $\phi$  を図—5.3.1に、変形係数  $E_{50}$  を表—3.5.2に示す。なお、軸ひずみと体積ひずみの関係は図—3.5.2のとおりであり、上層地盤の締固め程度は、ややゆるい程度と考えられる。

また、地中すべり線観測のために上層地盤を掘削したときの自立高さ(130 cm 以上)から、式(3.5.1)により粘着力を求めると、 $c=0.05 \text{ kg/cm}^2$  以上となる。

$$c = \frac{H_c \cdot \gamma}{2 \cdot \tan(45^\circ + \phi/2)} \dots \dots \dots (3.5.1)$$

ここに、 $H_c$ ：自立高さ (cm)

なお、上層地盤の材料として用いた砂の粒度分布を、図—3.5.3に示す。

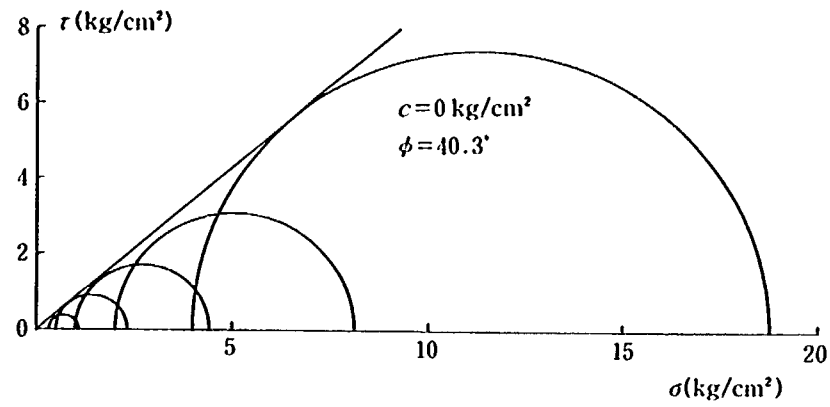


図-3.5.1 三軸圧縮試験による  $c$  および  $\phi$

表-3.5.1 上層地盤の単位体積重量

| 地盤          | 実 験 番 号 | 単位体積重量<br>( $\text{g} / \text{cm}^3$ ) | 含 水<br>(%) | 比           | 地盤      | 実 験 番 号 | 単位体積重量<br>( $\text{g} / \text{cm}^3$ ) | 含 水<br>(%) | 比 |
|-------------|---------|----------------------------------------|------------|-------------|---------|---------|----------------------------------------|------------|---|
| 1<br>回<br>目 | D-0.6-1 | 1.70                                   | 4.17       | 2<br>回<br>目 | D-0.6-2 | 1.69    | 3.95                                   |            |   |
|             |         | 1.69                                   |            |             |         | 1.67    |                                        |            |   |
|             |         | 1.70                                   |            |             |         | 1.72    |                                        |            |   |
|             | D-0.8-1 | 1.67                                   |            |             | D-0.8-2 | 1.70    |                                        |            |   |
|             |         | 1.68                                   |            |             |         | 1.71    |                                        |            |   |
|             |         | 1.67                                   |            |             |         | 1.70    |                                        |            |   |
|             | D-1.0-1 | 1.69                                   |            |             | D-1.0-2 | 1.70    |                                        |            |   |
|             |         | 1.66                                   |            |             |         | 1.69    |                                        |            |   |
|             |         | 1.67                                   |            |             |         | 1.70    |                                        |            |   |
|             | D-8.0-1 | 1.67                                   |            |             | D-8.0-2 | 1.67    |                                        |            |   |
|             |         | 1.68                                   |            |             |         | 1.68    |                                        |            |   |
|             |         | 1.67                                   |            |             |         | 1.68    |                                        |            |   |
|             | L-0.6-1 | 1.68                                   | 3.84       |             | L-0.6-2 | 1.69    | 5.98                                   |            |   |
|             |         | 1.69                                   |            |             |         | 1.67    |                                        |            |   |
|             |         | 1.66                                   |            |             |         | 1.72    |                                        |            |   |
|             | L-0.8-1 | 1.66                                   |            |             | L-0.8-2 | 1.67    |                                        |            |   |
|             |         | 1.69                                   |            |             |         | 1.68    |                                        |            |   |
|             |         | 1.68                                   |            |             |         | 1.66    |                                        |            |   |
|             | L-1.0-1 | 1.66                                   |            |             | L-1.0-2 | 1.71    |                                        |            |   |
|             |         | 1.67                                   |            |             |         | 1.70    |                                        |            |   |
|             |         | 1.68                                   |            |             |         | 1.70    |                                        |            |   |
|             | L-8.0-1 | 1.70                                   |            |             | L-8.0-2 | 1.65    |                                        |            |   |
|             |         | 1.69                                   |            |             |         | 1.68    |                                        |            |   |
|             |         | 1.71                                   |            |             |         | 1.65    |                                        |            |   |
|             | 平 均     | 1.68                                   | 4.15       |             | 平 均     | 1.69    | 4.84                                   |            |   |

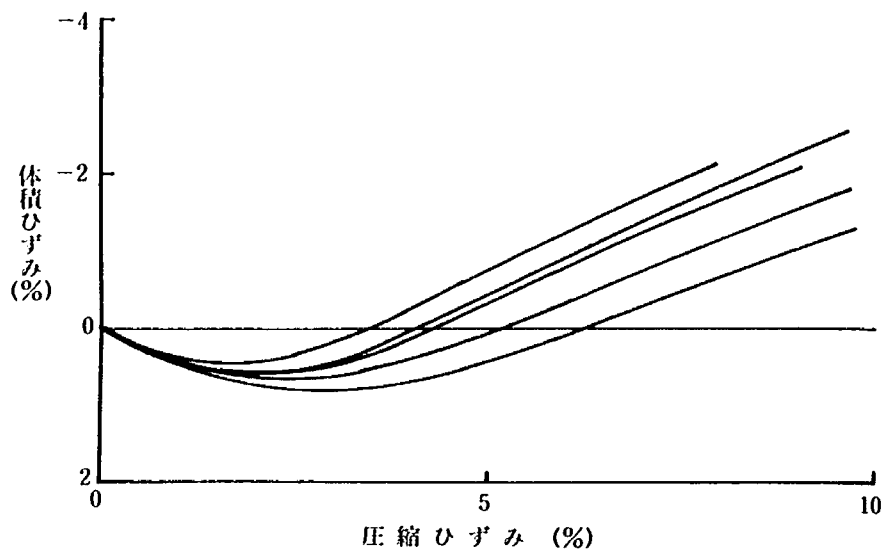


図-3.5.2 三軸圧縮試験のひずみ関係

表-3.5.2 三軸圧縮試験による  $E_{50}$

| 単位体積重量 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ ) | 側 圧 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) | $E_{50}$ ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) |
|-----------------------------------|---------------------------------|--------------------------------------|
| 1.59                              | 0.25                            | 24                                   |
| 1.61                              | 0.50                            | 51                                   |
| 1.59                              | 1.00                            | 138                                  |
| 1.59                              | 2.00                            | 152                                  |
| 1.73                              | 4.00                            | 526                                  |
| 平                                 | 均                               | 140                                  |

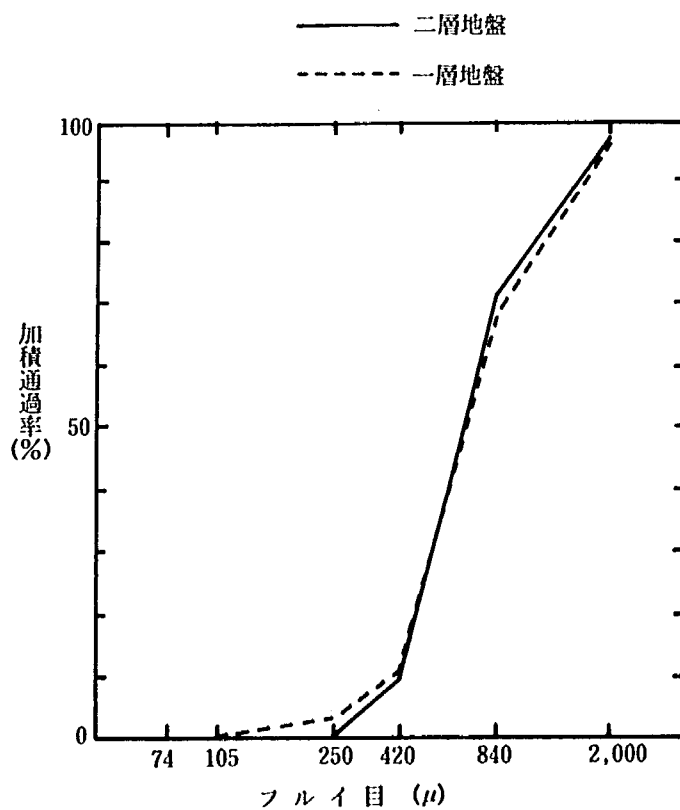


図-3.5.3 上層地盤に使用した砂の粒度分布

## (2) 下層（ソイルセメント）地盤

地盤各層作成時に、コンクリートミキサーから採取したソイルセメントを突き固めて円柱供試体（直径 10 cm, 高さ 20 cm）を作成し、一軸圧縮試験を行った。一軸圧縮試験により得られた一軸圧縮強度  $q_u$ ,  $E_{30}$  を表-3.5.3, 表-3.5.4 に示す。

また、全ての実験終了後上層地盤を撤去し、下層地盤上で直径 30 cm の剛円板による載荷試験を行った。その荷重～変位関係を図-3.5.4 に示す。100 t 載荷後、操作ミスにより地盤が破壊したため、正確な極限支持力は得られなかったが、図-3.5.5 に示す  $\log P \sim \log S$  曲線から降伏支持力は 70 t と推定され、荷重～変位曲線の目視などから、極限支持力はおおむね 120 t 程度と推定される。

平板載荷試験による極限支持力 120 t から、道路橋示方書に示される式 (3.5.2) により逆算して求めた  $c, \phi$  の組合せ、その  $c, \phi$  から、Mohr-Coulomb の破壊基準により式 (3.5.3) で求めた一軸圧縮強度  $q_u$  および荷重～変位曲線の繰り返し部分の立上り勾配の 1/2 から弾性理論により式 (3.5.4) で求めた変形係数  $E_{30}$  を、表-3.5.5 に示す。

$$p_u = 1.3cN_c + 0.3\gamma BN_r \dots\dots\dots (3.5.2)$$

ここに、 $p_u$ : 極限支持力 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$\gamma$ : 地盤の単位体積重量 ( $\text{kg}/\text{cm}^3$ )

$B$ : 基礎の載荷幅 (cm)

$N_c, N_r$ : 支持力係数

$$q_u = \frac{2c \cdot \cos \phi}{(1 - \sin \phi)} \dots\dots\dots (3.5.3)$$

$$E = \frac{0.79(1 - \nu^2)B}{2} \frac{\Delta p}{\Delta S} \dots\dots\dots (3.5.4)$$

ここに、 $\nu$ : 地盤のポアソン比,  $\nu = 0.3$  とする

$\Delta p / \Delta S$ : 荷重～変位曲線の繰り返し部分の立上がり勾配 ( $\text{kg}/\text{cm}^3$ )

また、ソイルセメント地盤の  $q_u$  を  $11 \text{ kg}/\text{cm}^2$  として、Mohr-Coulomb の破壊規準により求められる  $c, \phi$  の組み合わせを表-3.5.6 に示す。

表-3.5.3 突き固めた供試体による一軸圧縮試験結果(1週強度)

| 地盤   | $q_u$ (kg / cm <sup>2</sup> ) | $E_{50}$ (kg / cm <sup>2</sup> ) | 供試体密度 (g / cm <sup>3</sup> ) |
|------|-------------------------------|----------------------------------|------------------------------|
| 第8層  | 6.93                          | 6,940                            | 1.89                         |
|      | 6.47                          | 9,257                            | 1.87                         |
|      | 6.57                          | 6,580                            | 1.85                         |
| 第11層 | 6.98                          | 4,653                            | 1.81                         |
|      | 6.37                          | 3,038                            | 1.80                         |
|      | 7.69                          | 5,500                            | 1.82                         |
| 第13層 | 6.27                          | 4,831                            | 1.81                         |
|      | 7.44                          | 6,200                            | 1.80                         |
|      | 8.41                          | (28,067)                         | 1.83                         |
| 第15層 | 4.69                          | —                                | 1.82                         |
|      | 4.64                          | —                                | 1.79                         |
|      | 4.74                          | 2,788                            | 1.79                         |
| 平均   | 6.43                          | 5,532                            | 1.82                         |

表-3.5.4 突き固めた供試体による一軸圧縮試験結果(4週強度)

| 地盤   | $q_u$ (kg / cm <sup>2</sup> ) | $E_{50}$ (kg / cm <sup>2</sup> ) | 供試体密度 (g / cm <sup>3</sup> ) |
|------|-------------------------------|----------------------------------|------------------------------|
| 第8層  | 12.04                         | —                                | 1.89                         |
|      | 10.96                         | 7,307                            | 1.85                         |
|      | 11.01                         | —                                | 1.89                         |
| 第11層 | —                             | —                                | 1.82                         |
|      | 11.06                         | 6,913                            | 1.81                         |
|      | 11.06                         | 6,506                            | 1.81                         |
| 第13層 | 11.01                         | 5,248                            | 1.80                         |
|      | 12.23                         | 6,120                            | 1.82                         |
|      | 11.52                         | 6,063                            | 1.80                         |
| 第15層 | 9.83                          | 4,686                            | 1.82                         |
|      | 9.81                          | 3,629                            | 1.82                         |
|      | 10.14                         | —                                | 1.83                         |
| 平均   | 10.97                         | 5,809                            | 1.83                         |

表-3.5.5 平板載荷試験によるソイルセメント地盤の強度定数

| $q_u$ (kg / cm <sup>2</sup> ) | $c$ (kg / cm <sup>2</sup> ) | $\phi$ (°) | $E_{30}$ (kg / cm <sup>2</sup> ) |
|-------------------------------|-----------------------------|------------|----------------------------------|
| 8.69                          | 2.12                        | 38         | 1,860                            |
| 7.38                          | 1.72                        | 40         |                                  |
| 6.20                          | 1.38                        | 42         |                                  |

表-3.5.6 一軸圧縮試験による強度定数

| $q_u$ (kg / cm <sup>2</sup> ) | $c$ (kg / cm <sup>2</sup> ) | $\phi$ (°) |
|-------------------------------|-----------------------------|------------|
| 11                            | 2.68                        | 38         |
|                               | 2.57                        | 40         |
|                               | 2.45                        | 42         |

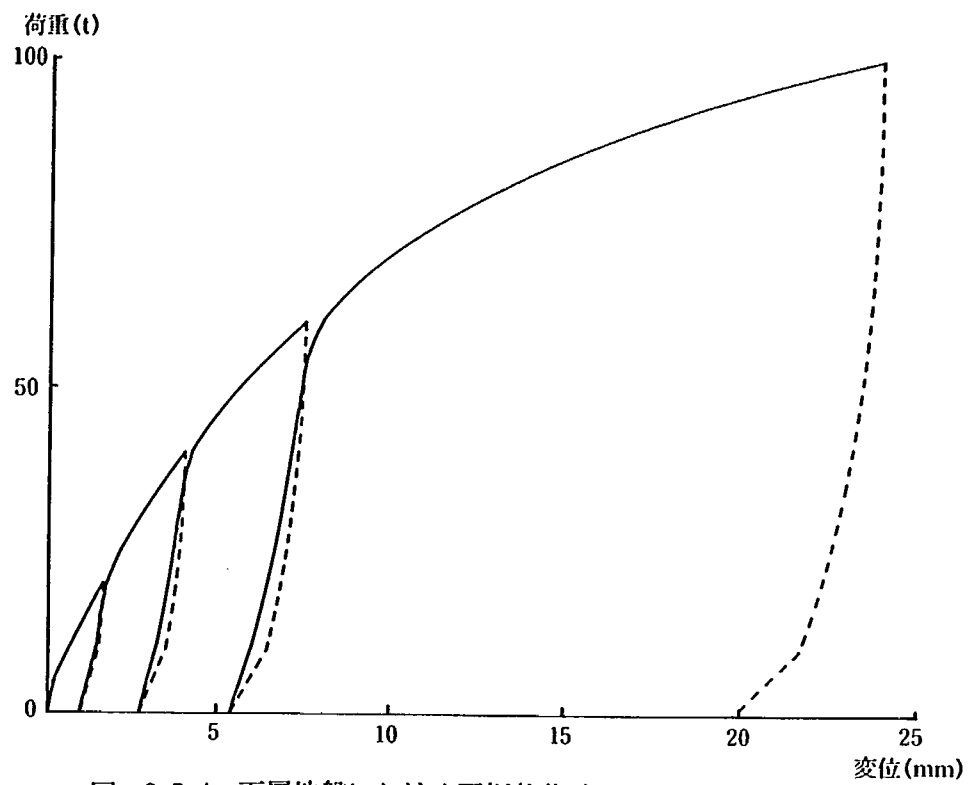


図-3.5.4 下層地盤における平板載荷試験の荷重～変位関係

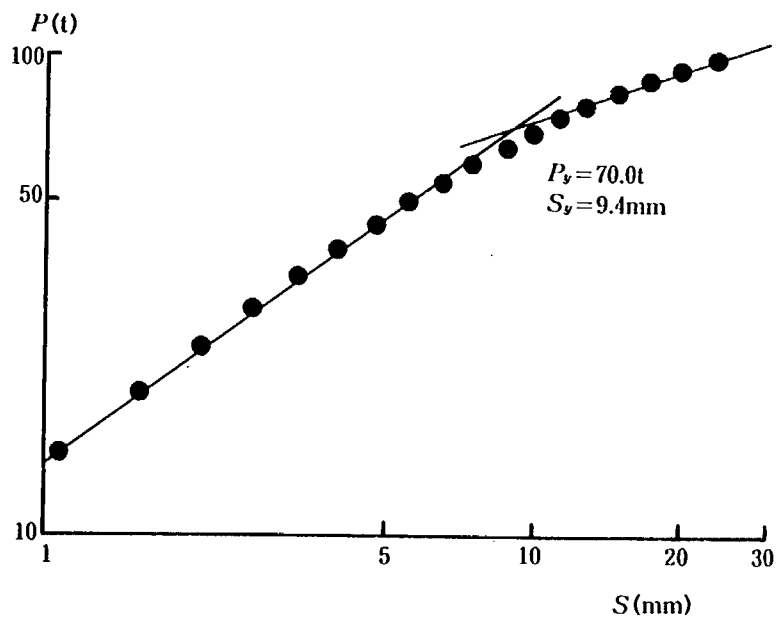


図-3.5.5 下層地盤における平板載荷試験の  $\log P \sim \log S$

### 3-6 実験結果

円形および長方形基礎の鉛直荷重強度～鉛直変位の関係を、上層地盤の厚さ  $h$  が 240 cm, 30 cm, 24 cm, 18 cm の場合について、それぞれ図-3.6.1～図-3.6.4 に示す。いずれの場合も、地盤の残留支持力が最大荷重より小さく、ピーク荷重が見られる。また、ピーク荷重に至るまでの変位は、円形基礎の方が長方形基礎よりも大きくなっているが、荷重～変位曲線の勾配は、両基礎の間に大きな差は見られない。

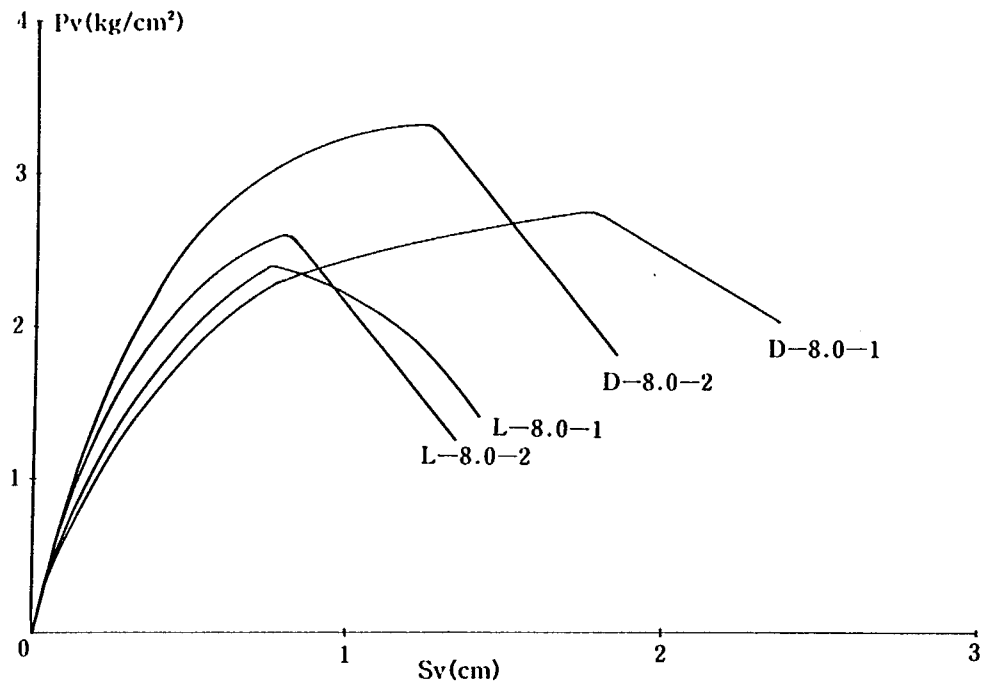


図-3.6.1 荷重～変位関係 ( $h/B=8.0$ )

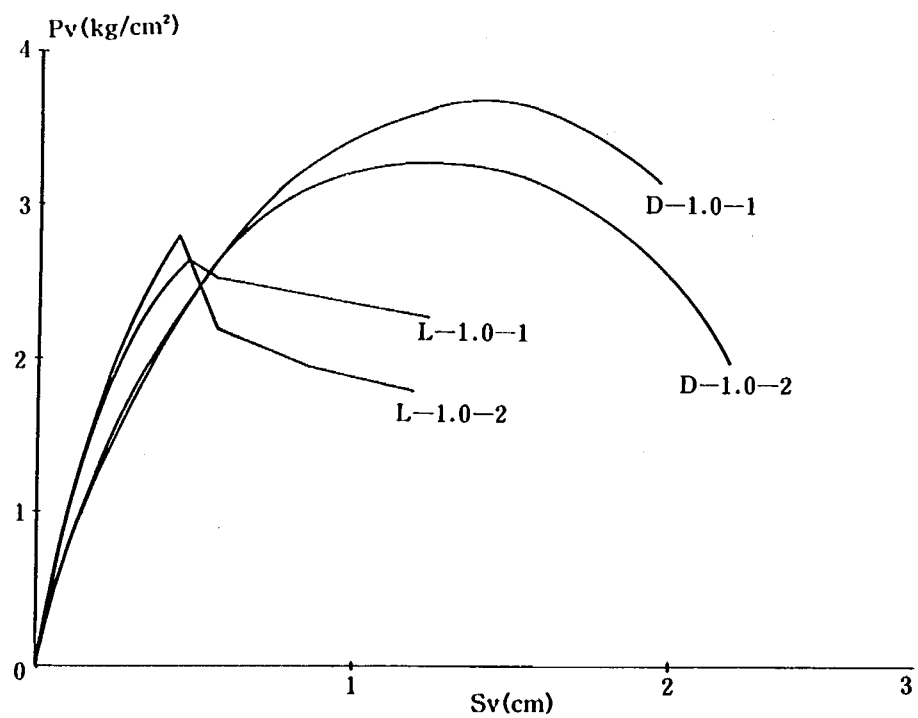


図-3.6.2 荷重～変位関係 ( $h/B=1.0$ )

上層均質地盤の荷重～変位曲線は、図-3.6.1のように、円形および長方形の両基礎共に非線形形状を示し、局部せん断破壊に近くなっている。

二層地盤の荷重～変位曲線は、円形基礎については、 $h$  が 30 cm, 24 cm の場合は上層均質地盤と同様の形状を示し、局部せん断破壊に近くなっているが、 $h$  が 18 cm と小さい場合はほぼ直線的な形状を示し、全般せん断破壊に近くなっている。長方形基礎については、 $h$  が 30 cm, 24 cm, 18 cm のいずれも、上層均質地盤と異なり、全般せん断破壊に近くなっている。

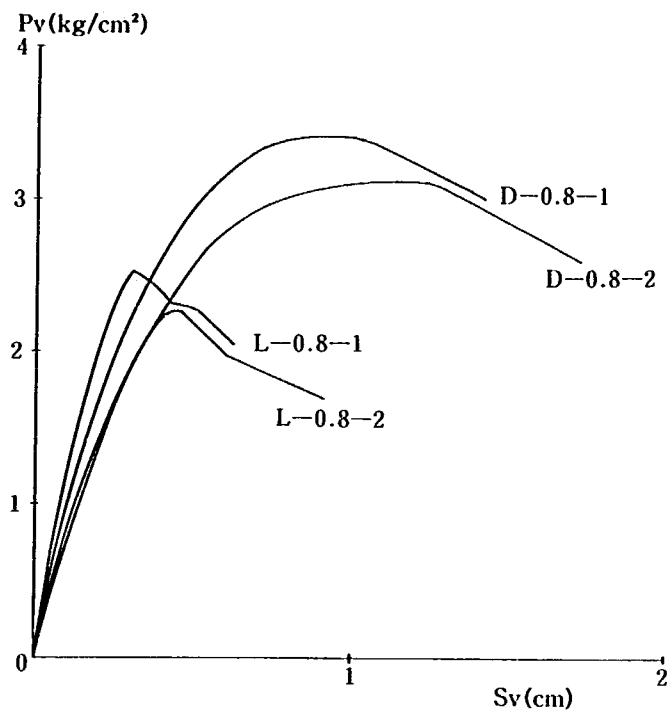


図-3.6.3 荷重～変位関係 ( $h/B=0.8$ )

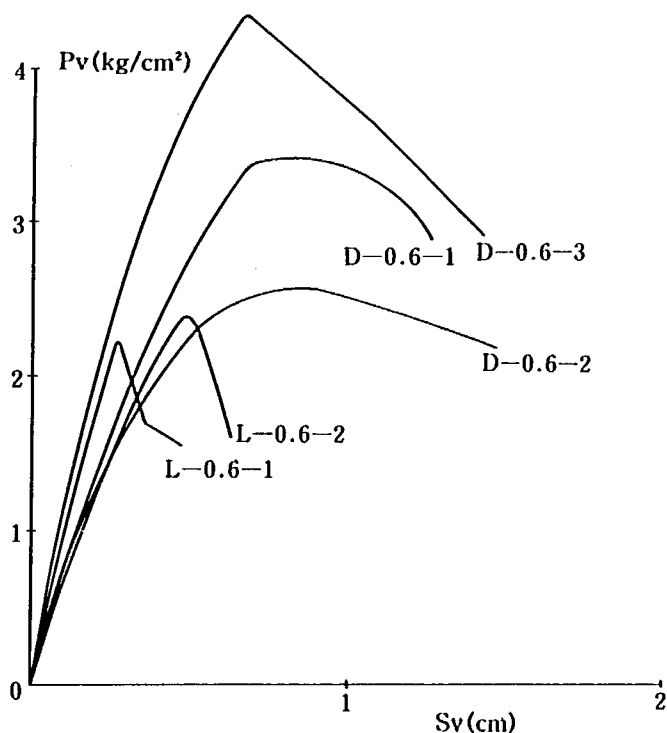


図-3.6.4 荷重～変位関係 ( $h/B=0.6$ )

載荷は、いずれの場合も、変位とともに荷重が減少するまで行っており、最大荷重を極限支持力とした。

最大荷重載荷時の基礎および地盤の鉛直変位、載荷終了後の地中すべり線および地表面のクラックや隆起の状況を、図—3.6.5～図—3.6.12 に示す。すべり線観測のため、極限支持力に達した後も基礎が十分に変位するまで、載荷をつづけた。

写真—3.6.1 のように、いずれの場合も地中すべり線が認められるが、円形基礎は長方形基礎に較べるとやや不明瞭であり、また地盤の塑性領域が小さくなっている。

二層地盤の場合、円形基礎のすべり線は、 $h$  が 24 cm 以下のとき下層地盤に接している。長方形基礎のすべり線は、いずれの場合も下層地盤に接しており、 $h$  が小さくなるに従い、地盤の塑性領域も小さくなっている。

極限支持力および降伏支持力を、表—3.6.1 に示す。降伏支持力は、図—3.6.13～図—3.6.16 に示す  $\log P \sim \log S$  曲線の変曲点から求めた。

円形基礎および長方形基礎の極限支持力と、上層地盤の厚さと基礎幅との比 ( $h/B$ ) との関係を示す図—3.6.17 に示す。同図には、過去に行われた二層地盤の模型実験結果<sup>6),7)</sup> もあわせて示す。

上層均質地盤の帯状基礎に対する極限支持力は剛塑性理論により式 (3.6.1) で求められる。

$$p_u = cN_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \dots\dots\dots (3.6.1)$$

上層地盤の強度定数は、地盤掘削時の自立高さから  $c = 0.05 \text{ kg/cm}^2$ 、三軸圧縮試験から  $\phi = 40^\circ$ 、実験地盤から採取した試料から  $\gamma = 0.0017 \text{ kg/cm}^3$  と推定されるので、 $16.7^\circ$  の傾斜荷重に対して、 $N_c = 35$ 、 $N_\gamma = 22$  となって、式 (3.6.1) から、上層地盤の極限支持力は  $0.05 \times 35 + \frac{1}{2} \times 0.0017 \times 30 \times 22 = 1.75 + 0.56 = 2.31 \text{ kg/cm}^2$  と計算され、ほぼ帯状基礎と見なされる長方形基礎の実験値  $2.50 \text{ kg/cm}^2$  とおおむね一致している。

二層地盤の極限支持力は、一般には  $h/B$  が小さくなるに従って相対的に剛な下層地盤の影響を受けて大きくなるが、図—3.6.17 の過去の実験例のように、 $h/B$  が 0.5～1.0 の範囲で上層均質地盤の極限支持力よりも小さくなる場合がある（極小値を示す）ことが知られている。今回の実験では、円形基礎の場合には  $h/B$  が 0.6～1.0 の範囲では極限支持力は殆ど変らないが、長方形基礎の場合には  $h/B$  が小さくなるに従って極限支持力が小さくなる傾向にあり、 $h/B = 0.6$  付近で極小値が生じていると見られる。

円形基礎と長方形基礎の極限支持力の比 ( $p_{uc}/p_{ur}$ ) と  $h/B$  との関係を図—3.6.18 に示す。いずれの場合も、円形基礎の極限支持力は長方形基礎よりも大きくなっている。

長方形基礎の極限支持力に極小値が生じているため、二層地盤の  $p_{uc}/p_{ur}$  は、上層均質地盤の場合より大きく、また  $h/B$  が小さくなるに従って大きくなる。

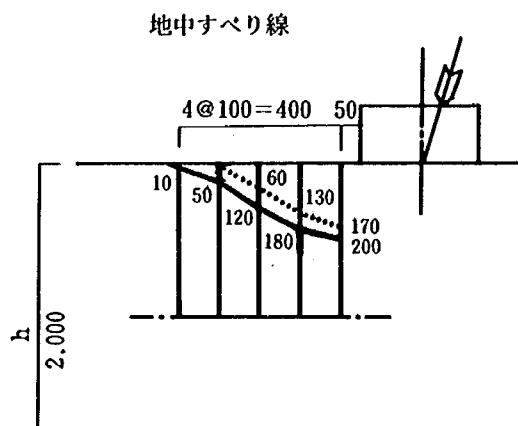
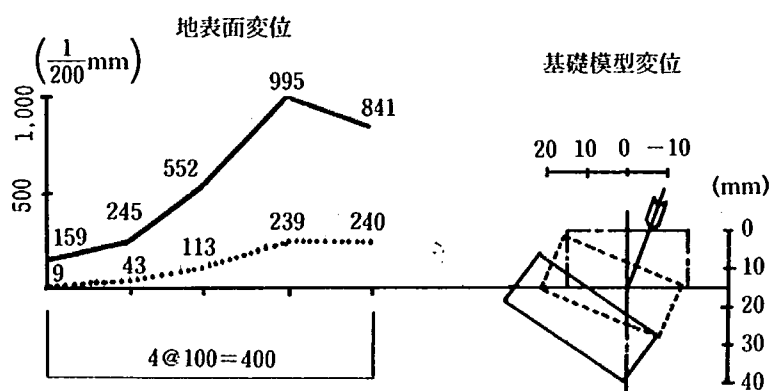
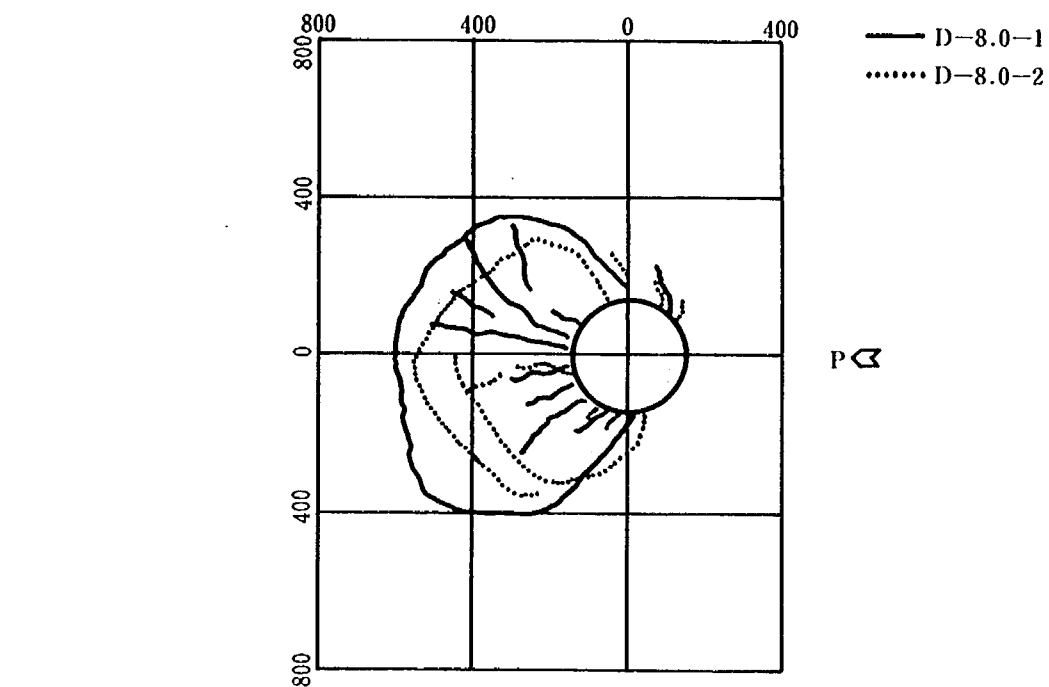


図-3.6.5 破壊状況 ( $h/B=8.0$ )

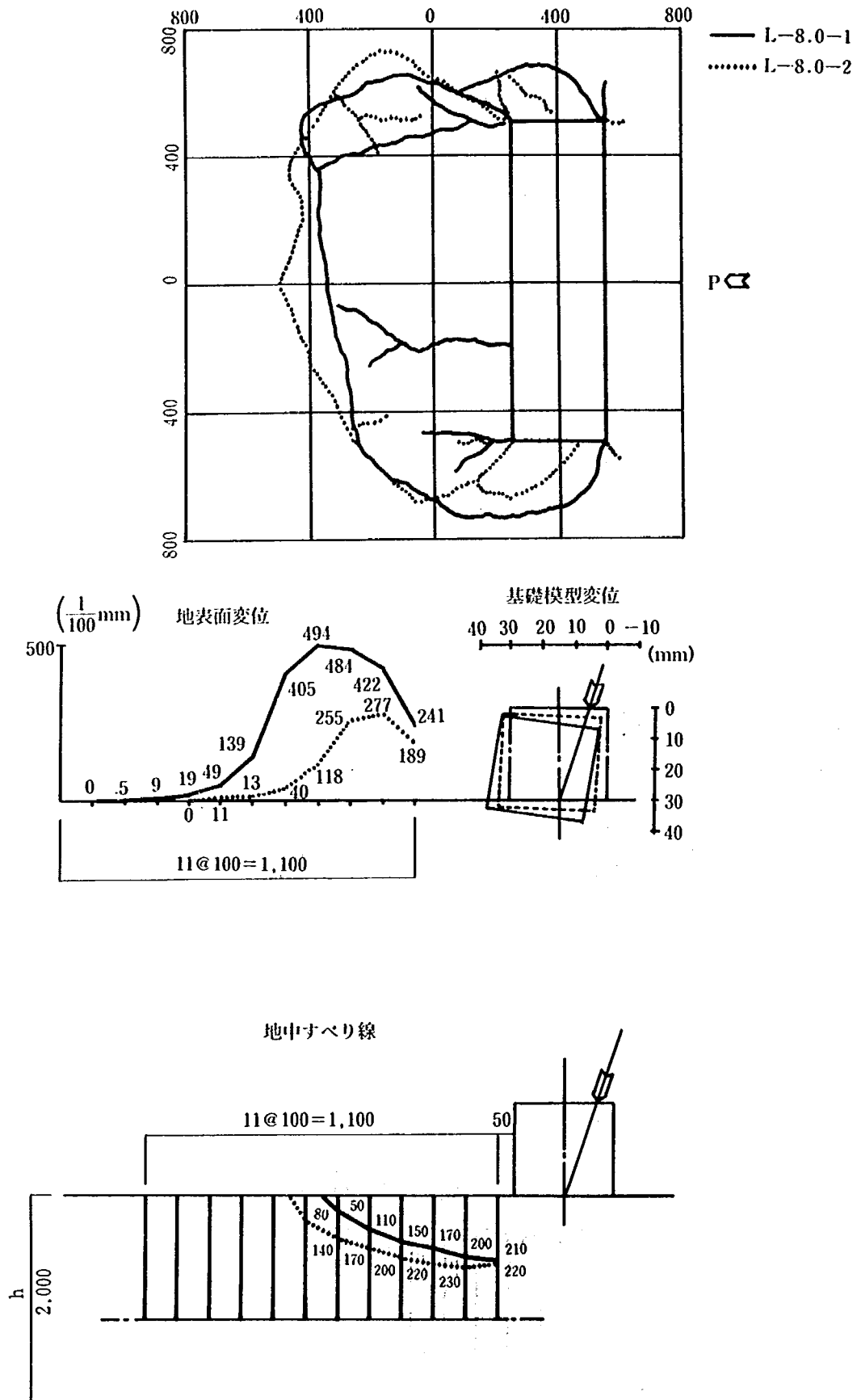
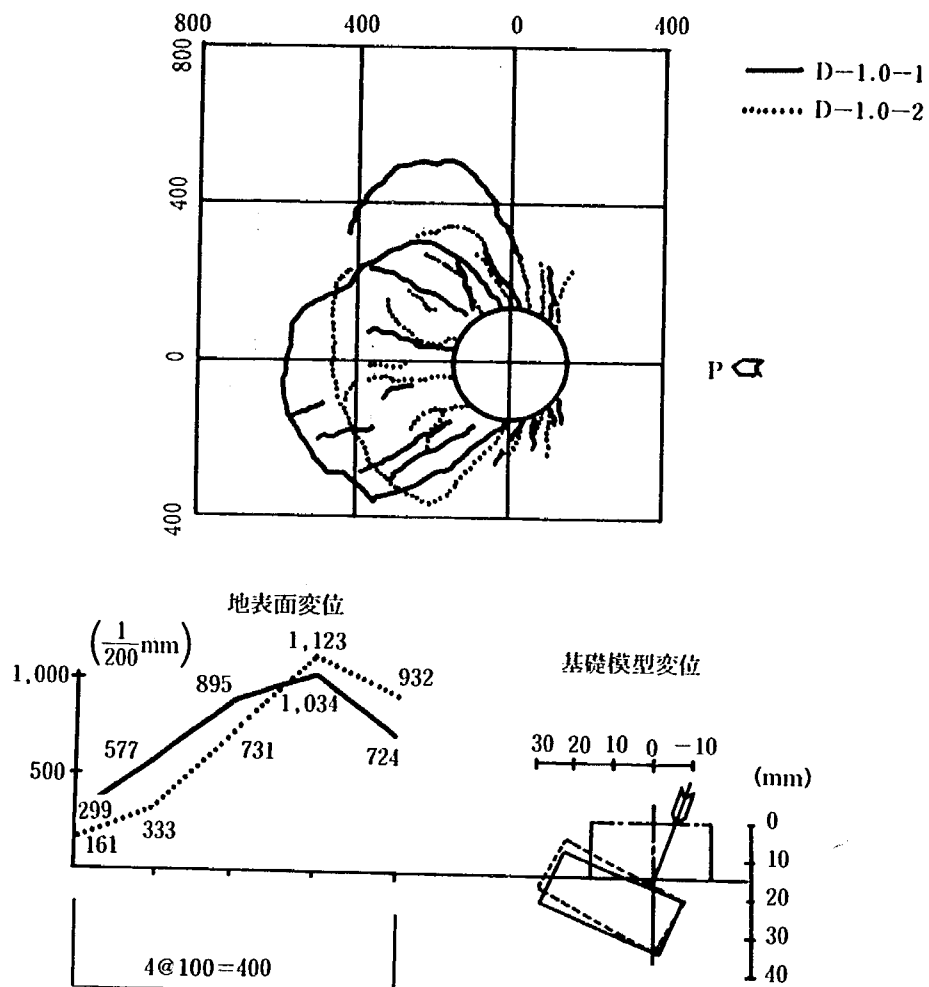


図-3.6.6 破壊状況 ( $h/B=8.0$ )



図一3.6.7 破壊状況 ( $h/B=1.0$ )



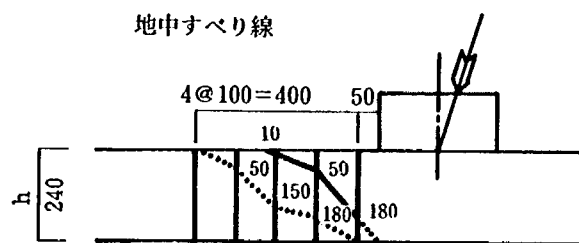
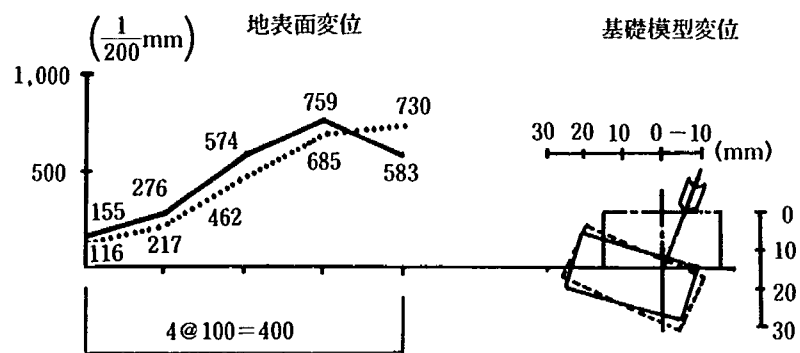
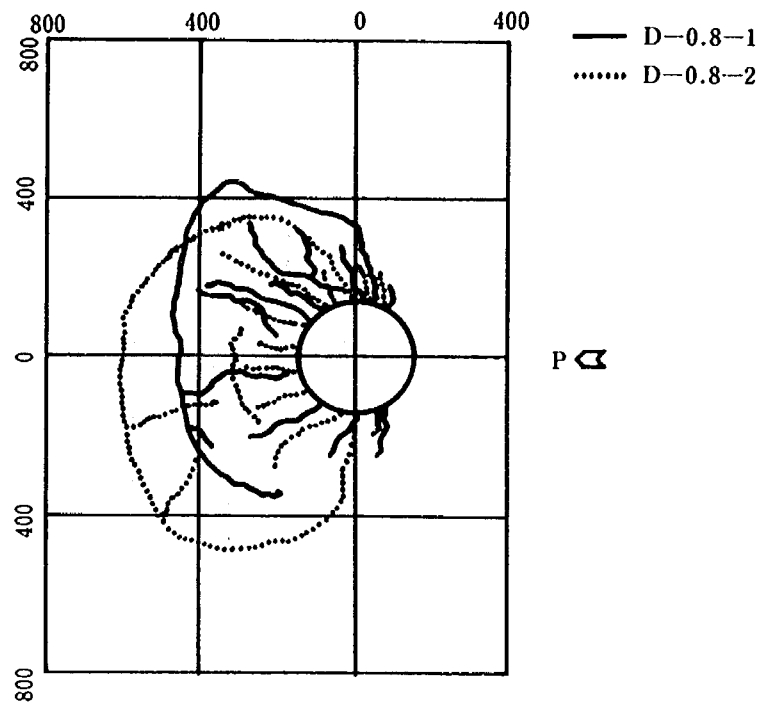


図-3.6.9 破壊状況 ( $h/B=0.8$ )

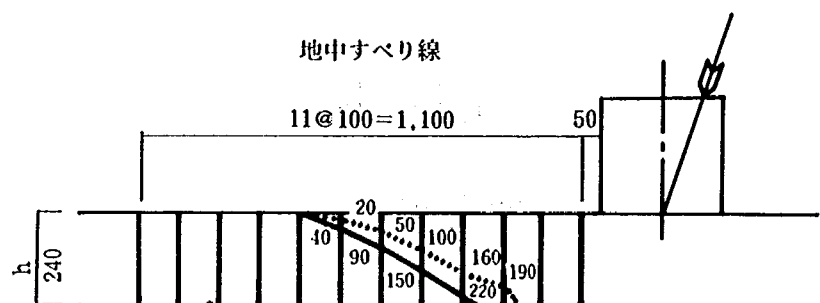
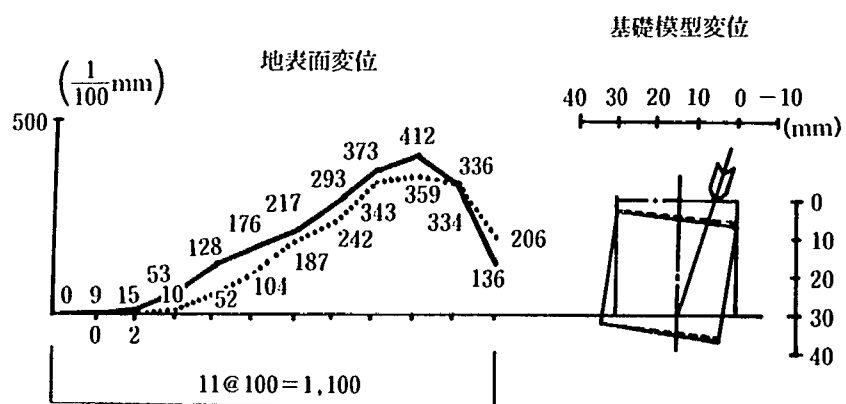
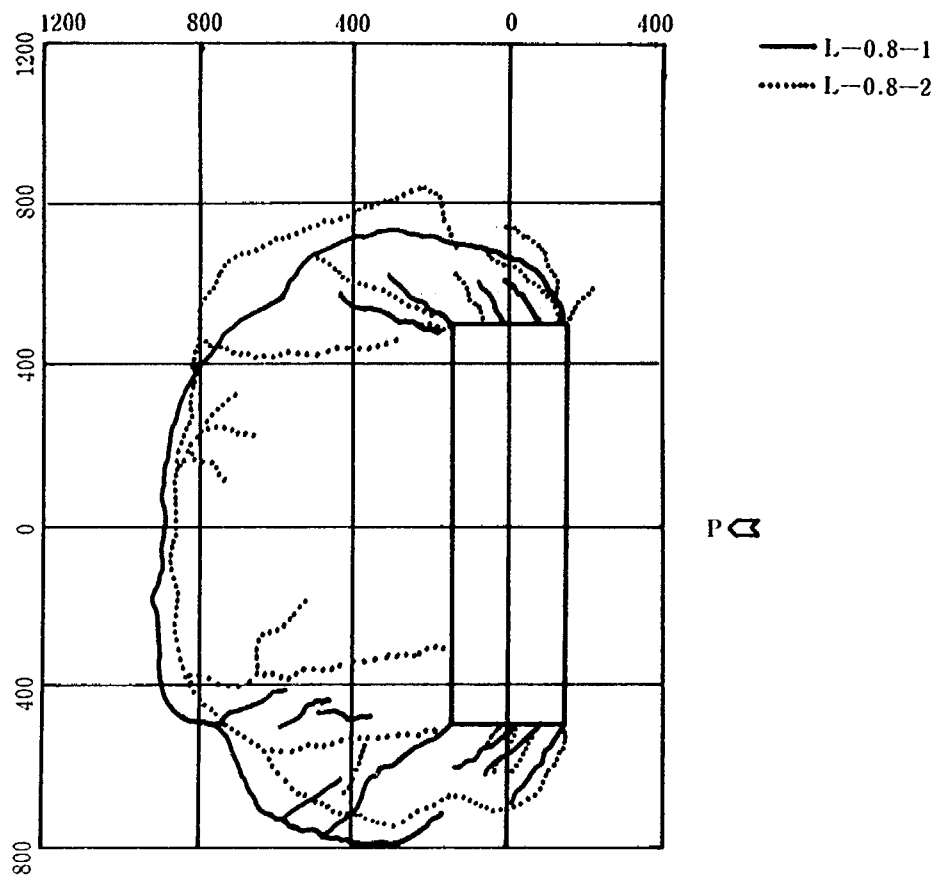


図-3.6.10 破壊状況 ( $h/B=0.8$ )

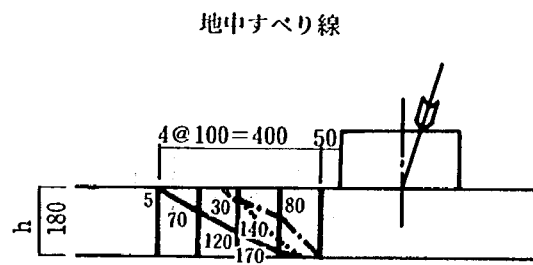
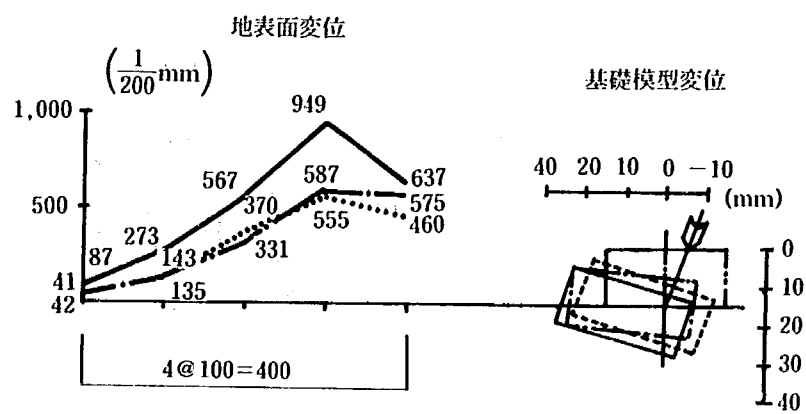
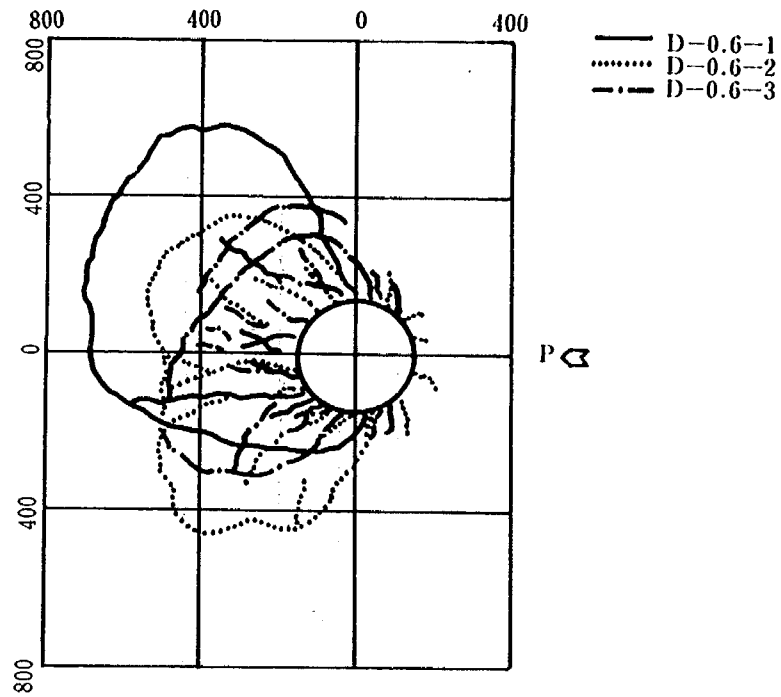
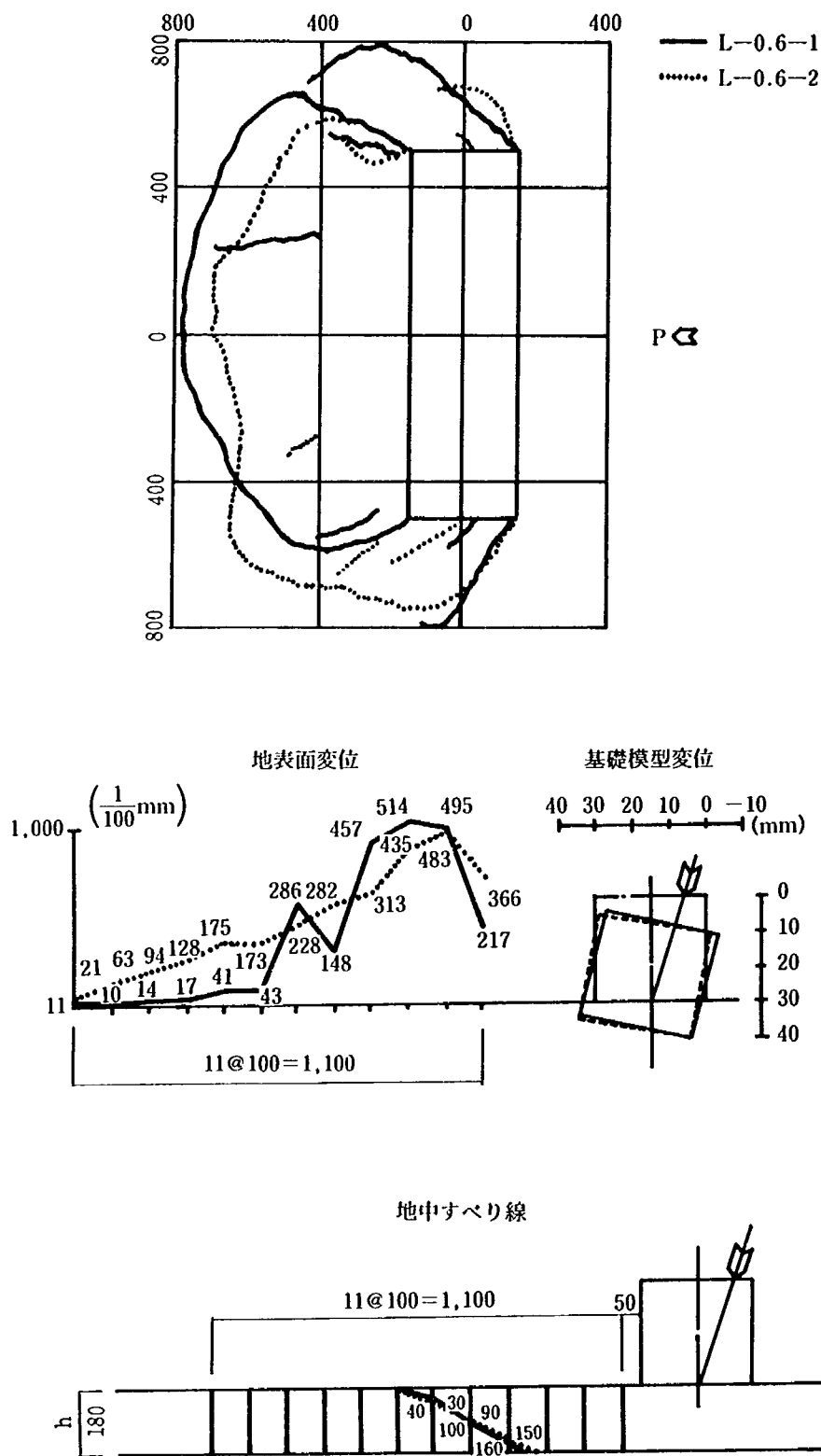
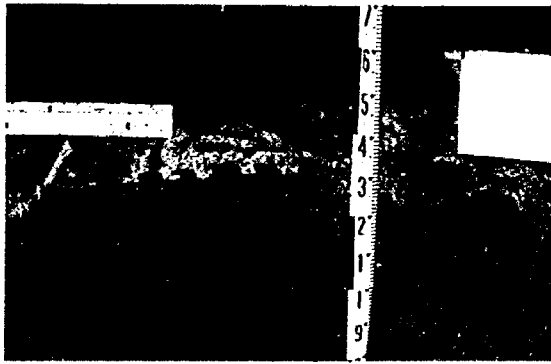


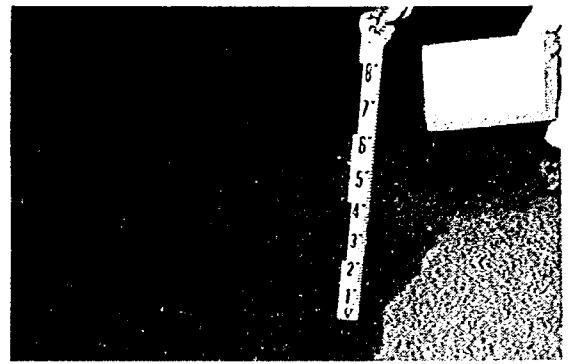
図-3.6.11 破壊状況 ( $h/B=0.6$ )



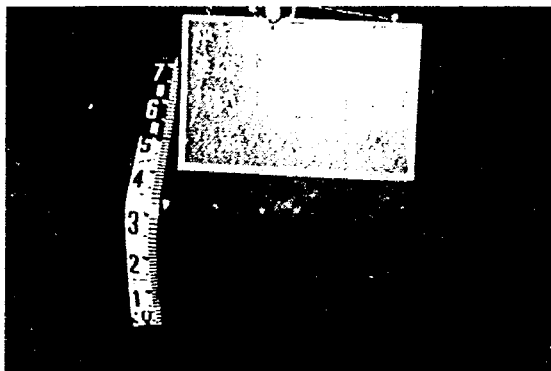
図一3.6.12 破壊状況 ( $h/B=0.6$ )



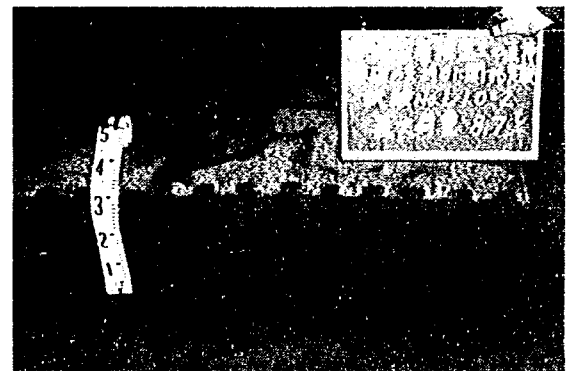
D-8.0-1



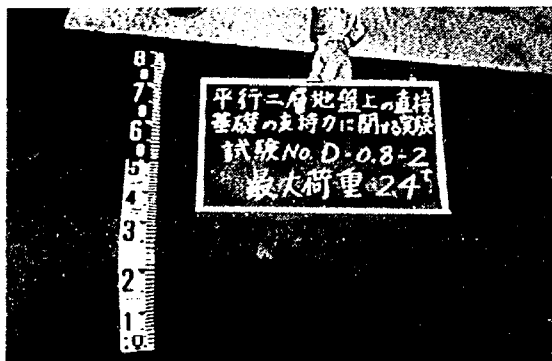
L-8.0-2



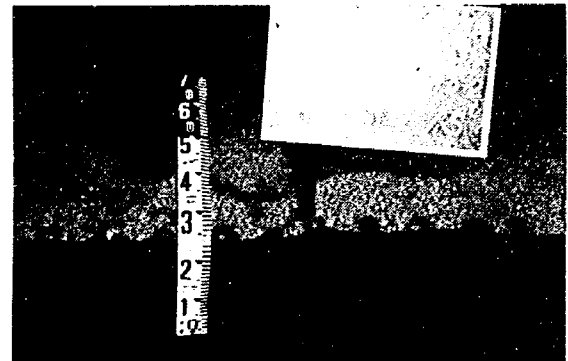
D-1.0-1



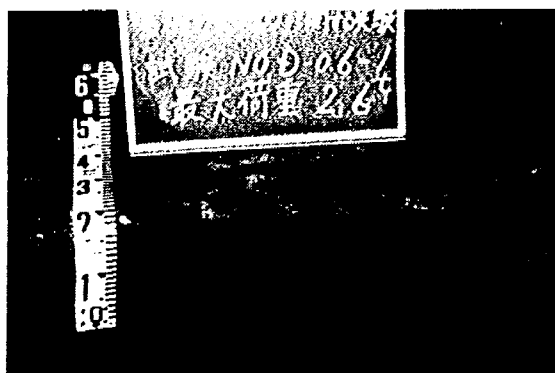
L-1.0-2



D-0.8-2



L-0.8-2



D-0.6-1



L-0.6-1

写真-3.6.1 地中すべり線

表-3.6.1 載荷実験による支持力(kg/cm<sup>2</sup>)

|                       | 実験の種類 |     | 上 層 地 盤 の 厚 さ |      |      |      |
|-----------------------|-------|-----|---------------|------|------|------|
|                       | 形 状   | 番 号 | 240cm         | 30cm | 24cm | 18cm |
| 極<br>限<br>支<br>持<br>力 | 円 形   | 1   | 3.03          | 3.83 | 3.59 | 3.57 |
|                       |       | 2   | 3.49          | 3.39 | 3.40 | 2.75 |
|                       |       | 3   | —             | —    | —    | 4.55 |
|                       |       | 平 均 | 3.26          | 3.61 | 3.50 | 3.62 |
|                       | 長 方 形 | 1   | 2.48          | 2.71 | 2.61 | 2.48 |
|                       |       | 2   | 2.73          | 2.89 | 2.35 | 2.32 |
|                       |       | 平 均 | 2.61          | 2.80 | 2.48 | 2.40 |
| 降<br>伏<br>支<br>持<br>力 | 円 形   | 1   | 3.11          | 3.11 | 3.26 | 3.54 |
|                       |       | 2   | 2.97          | 2.83 | 2.97 | 2.69 |
|                       |       | 3   | —             | —    | —    | 3.96 |
|                       |       | 平 均 | 3.04          | 2.97 | 3.12 | 3.40 |
|                       | 長 方 形 | 1   | 2.03          | 2.57 | 2.60 | 2.33 |
|                       |       | 2   | 2.33          | 2.27 | 2.33 | 2.33 |
|                       |       | 平 均 | 2.18          | 2.42 | 2.47 | 2.33 |

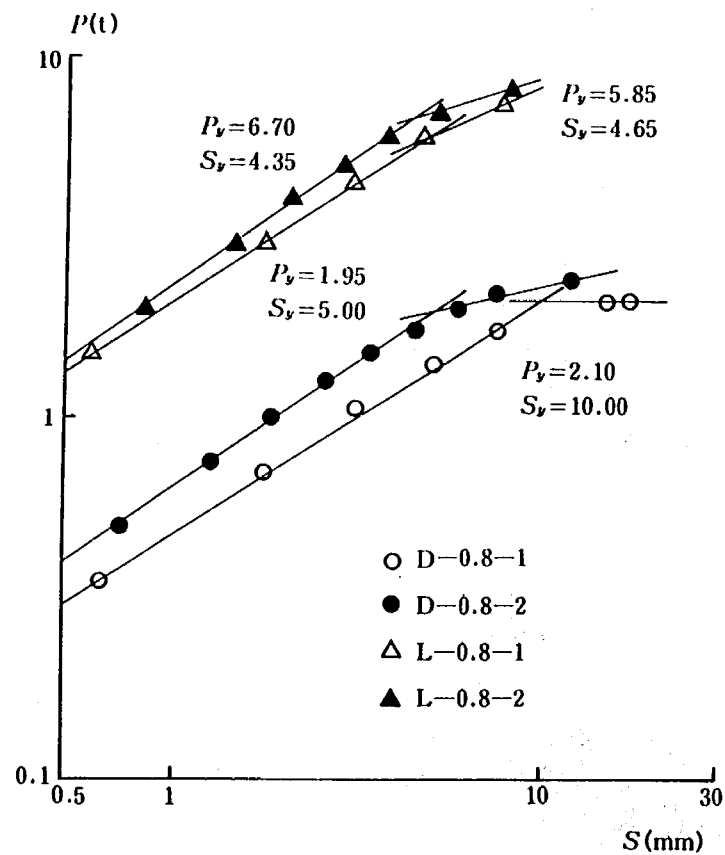


図-3.6.13  $\log P \sim \log S$  ( $h/B=8.0$ )

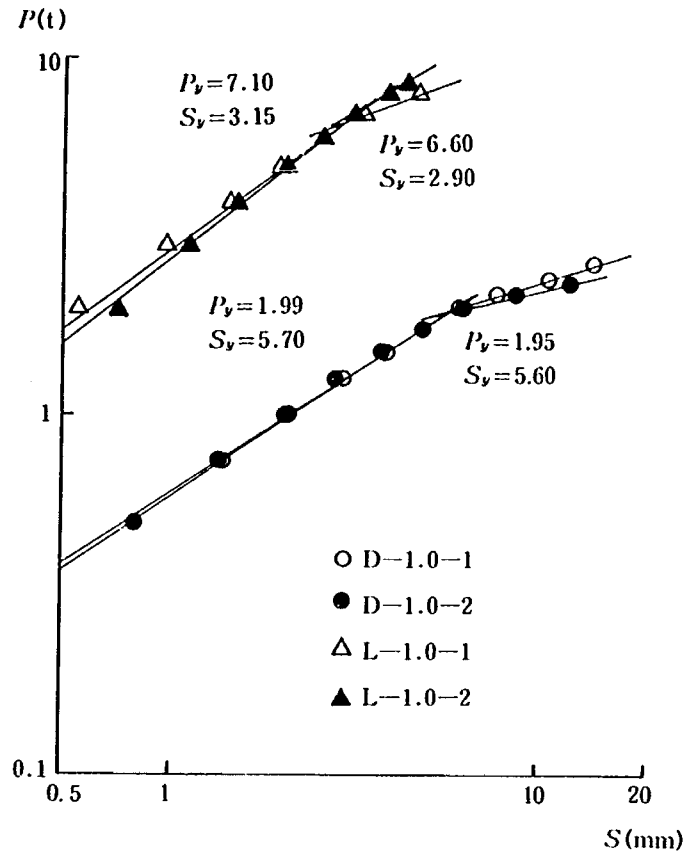


图-3.6.14  $\log P \sim \log S$  ( $h/B=1.0$ )

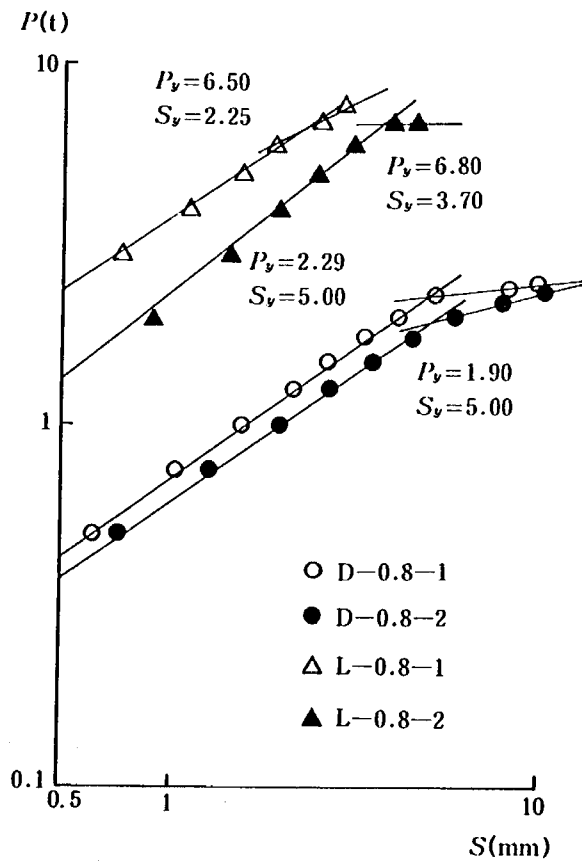


图-3.6.15  $\log P \sim \log S$  ( $h/B=0.8$ )

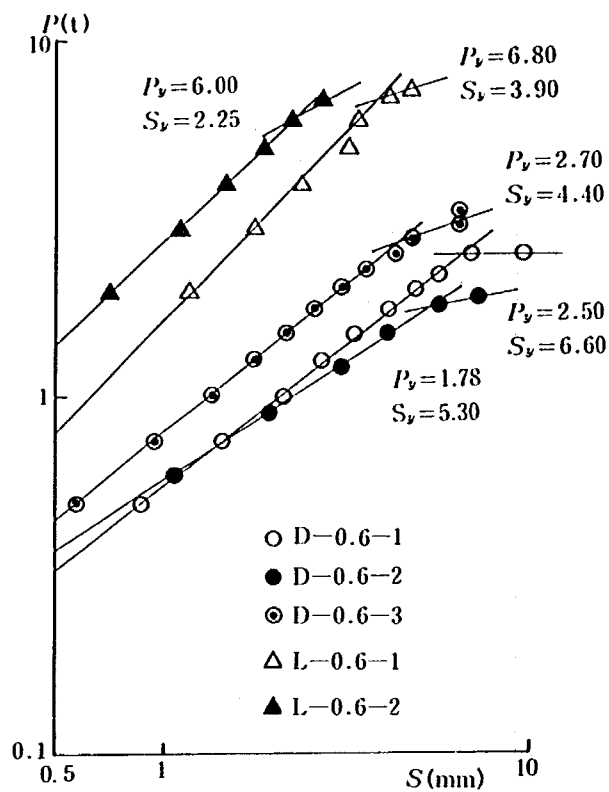


図-3.6.16  $\log P \sim \log S$  ( $h/B=0.6$ )

極限支持力( $kg/cm^2$ )

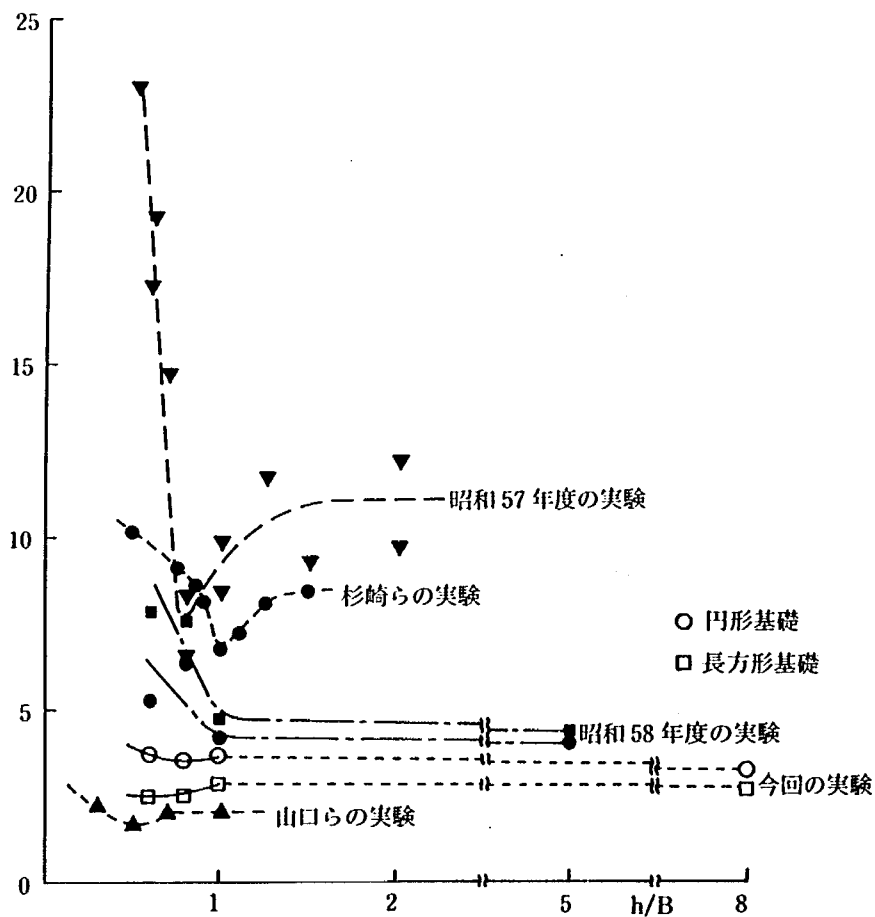
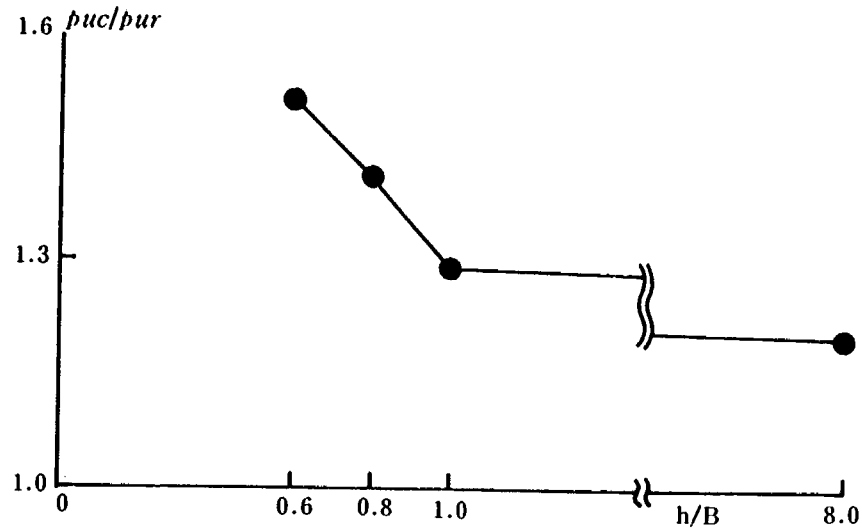


図-3.6.17 極限支持力と $h/B$ の関係



図—3.6.18 極限支持力の形状効果と $h/B$ の関係

### 3-7 考 察

#### (1) 地盤定数

3-5 地盤定数で得られた実験地盤の強度定数を整理すると、表—3.7.1 のようになる。

実験地盤に関する、表—3.7.1 の推定された強度定数は、表—3.3.2 の相似性を満足させるために要求される強度定数より大きくなっているが、上層地盤と下層地盤の  $E$  の比は 1:4 程度となっており、上層地盤の締固めが十分にはできなかったが、目標をほぼ満足していると考えられる。

表—3.7.1 実験地盤の強度定数

| 地盤<br>推定地点 | 上 層 地 盤                     |                           |            |                           | 下 層 地 盤                     |                           |                |                           |
|------------|-----------------------------|---------------------------|------------|---------------------------|-----------------------------|---------------------------|----------------|---------------------------|
|            | $q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $\phi$ (°) | $E$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $\phi$ (°)     | $E$ (kg/cm <sup>2</sup> ) |
| 一軸圧縮試験     |                             |                           |            |                           | 11                          | 2.68<br>2.57<br>2.45      | 38<br>40<br>42 | 5,800                     |
| 三軸圧縮試験     | 0                           | 0                         | 40         | 140                       |                             |                           |                |                           |
| 平板載荷試験     |                             |                           |            |                           | 8.7<br>7.4<br>6.2           | 2.12<br>1.72<br>1.38      | 38<br>40<br>42 | 1,800                     |
| 自立高さ       |                             | 0.05                      |            |                           |                             |                           |                |                           |

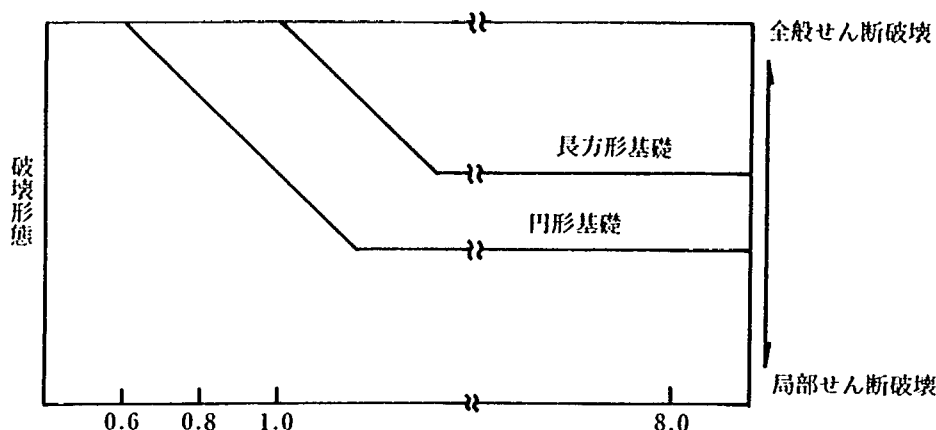
#### (2) 破壊形態

本実験による破壊形態を模式的に表現すれば、図—3.7.1 のようになっている。

直接基礎の載荷による地盤内の応力条件は、円形基礎の場合は三次元軸対称、長方形基礎の場合は平面ひずみと考えられるが、砂のせん断試験の比較によれば、三軸試験に比して平面ひずみ試験の場合には一般に破壊時の軸ひずみが小さく、得られる  $\phi$  の値が大きいとされており、これが図—3.7.1 のような破壊形態となる理由の一つと考えられる。

二層地盤における載荷の場合は、相対的に剛な下層地盤により土粒子の鉛直方向の動きが拘束されて

破壊時の基礎の変位が小さくなり、特にすべり線が下層地盤に接するときには全般せん断のような破壊を示すものと考えられる。



図—3.7.1 実験条件と破壊形態

### (3) 極限支持力

上層均質地盤の極限支持力は、3—6 実験結果に述べたとおり、推定される上層地盤の強度定数 ( $c=0.05 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\phi=40^\circ$ ) を用いて剛塑性理論により計算される支持力とおおむね一致している。

二層地盤の場合は、 $h/B$  の大きさにより、破壊形態が全般せん断破壊、引裂き破壊、圧縮破壊と変化し、それに応じて極限支持力 ( $N_c$  に関するもので、自重を無視している) が図—3.7.2 のようになるといわれている<sup>8)</sup>。

二層地盤の極限支持力の極小値は、自重を考慮してもおおむね図—3.7.2 のような現象における引裂き破壊に対応して生ずるものと考えられる。今回の実験では、長方形基礎の場合にはこのような引裂き破壊が起こっているが、円形基礎の場合にはこのような破壊は起こっていない。これは、円形基礎の場合には、長方形基礎に較べて土粒子の移動の自由度が大きいためと考えられる。

円形基礎あるいは長方形基礎などの二次元基礎の極限支持力と帯状の二次元基礎の極限支持力との比較研究により、三次元基礎の形状係数に関する実用公式が多数提案されている。二次元基礎の極限支持力は、式(3.6.1)のように、すべり線に沿うせん断抵抗によるもの ( $N_c$  項) と、塑性領域の土の自重によるもの ( $N_\gamma$  項) との重ね合せて求められており、三次元基礎の形状係数もそれぞれに対して研究されている。

三次元基礎のすべり面には側面部分が加わるので、一般に  $N_c$  項は三次元基礎の方が二次元基礎より大きくなる。また、三次元基礎では土粒子の移動の自由度が大きく、基礎から離れた地盤の応力減少度が著しいため、一般にその塑性領域は二次元基礎より小さく、 $N_\gamma$  項は三次元基礎の方が二次元基礎より小さくなる。

形状係数に関する実用公式として、道路橋示方書<sup>9)</sup> には式 (3.7.1) が示されている。

$$p_{uc} = 1.3cN_c + \frac{1}{2}0.6\gamma BN_\gamma, \dots\dots\dots (3.7.1)$$

ここに、 $p_{uc}$  : 円形基礎の極限支持力

上層地盤の強度定数、 $c=0.05 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\phi=40^\circ$ ,  $\gamma=0.0017 \text{ kg/cm}^3$  から、 $16.7^\circ$  の傾斜荷重に対して  $Nc=35$ ,  $N\gamma=22$  となるので、式 (3.7.1) により  $p_{uc}$  は  $1.3 \times 0.05 \times 35 + 0.6 \times 0.0017 \times 30 \times 22/2 = 2.28 + 0.34 = 2.62 \text{ kg/cm}^2$  と計算される。従って、3-6 実験結果で求めた  $p_{ur}=2.31 \text{ kg/cm}^2$  から、 $p_{uc}/p_{ur}=2.62/2.31=1.12$  と計算される。これに対して、上層均質地盤における  $p_{uc}/p_{ur}$  の実験値は、1.25 となっており、式 (3.7.1) は、傾斜荷重に対してもおおむね妥当であると考えられる。

二層地盤の場合には、長方形基礎の極限支持力に極小値が生じたために、 $p_{uc}/p_{ur}$  は上層均質地盤よりも大きくなっている。この場合、円形基礎と長方形基礎の破壊形態が異なるため、両者の極限支持力を単純に比較して形状効果と見なすことはできないが、 $h/B$  が  $1.0 \sim 0.6$  の範囲では、円形基礎に対して式 (3.7.1) を適用しても安全側であると考えられる。

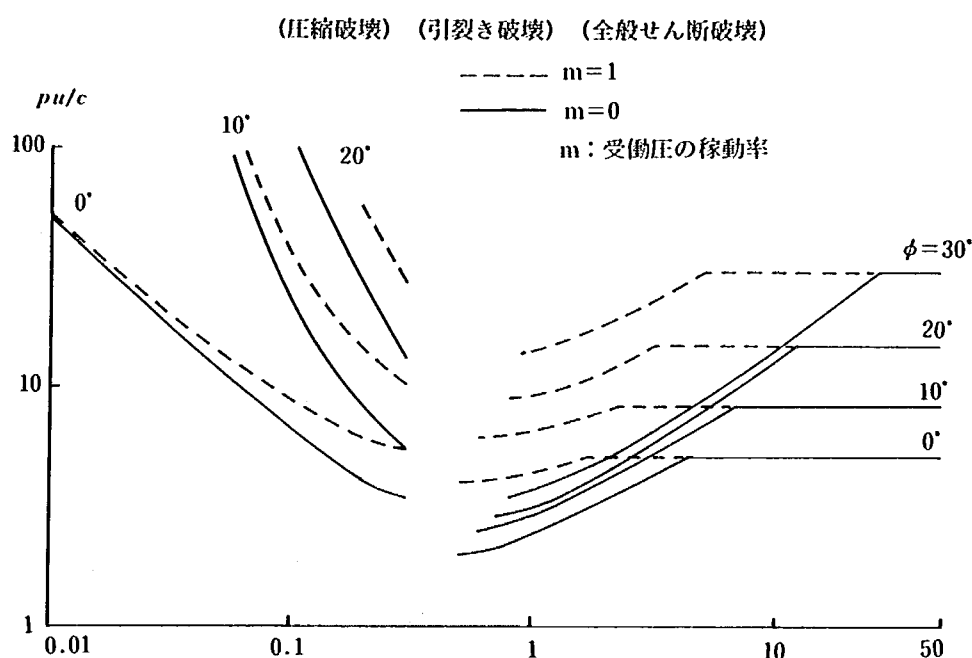


図-3.7.2 二層地盤の破壊形態と支持力

### 3-8 ま と め

本年度は、下層地盤が相対的に剛な平行二層地盤において、円形および長方形基礎模型による約  $16.7^\circ$  の傾斜荷重の載荷実験を行い、その支持特性を調査した。実験地盤は、明石海峡大橋松帆側アンカレッジ建設地点の神戸層（上層地盤）および花崗岩層（下層地盤）との相似性を満足するように作成した。

平行二層地盤の支持特性は、上層地盤と下層地盤の強度定数およびその相対的關係により異なるが、本年度の約  $16.7^\circ$  の傾斜荷重による載荷実験から得られる結論は、 $h/B=8.0$  の上層均質地盤と見なせる場合および  $h/B=1.0 \sim 0.6$  の平行二層地盤の場合についてまとめると次のとおりである。

- (1) 上層均質地盤の破壊形態は、荷重～変位曲線が非線形形状を示すが、長方形基礎の場合には地中すべり線が明瞭で全般せん断破壊に近く、円形基礎の場合には地中すべり線が比較的不明瞭で局部せん断破壊に近くなっている。

- (2) 平行二層地盤の長方形基礎の破壊形態は、明瞭なすべり線が下層地盤に接して発生し、荷重～変位曲線がほぼ直線的であり、全般せん断性破壊となっているが、極限支持力に極小値が発生しており、引裂き破壊とみなされる。
- (3) 平行二層地盤の円形基礎の破壊形態は、 $h/B$  が小さくなるに従って荷重～変位曲線がほぼ直線的で全般せん断性破壊に近くなっており、 $h/B=0.6$  のときには長方形基礎とほぼ同じように全般せん断性破壊とみなされるが、極限支持力に明確な極小値は認められず、引裂き破壊は起こっていないと考えられる。
- (4) 上層均質地盤の直接基礎の極限支持力に関する形状効果は、約  $16.7^\circ$  の傾斜荷重に対しても式(3.7.1)の実用公式によりおおむねあらわされる。
- (5) 平行二層地盤の直接基礎の極限支持力に関する形状効果は、長方形基礎と円形基礎の破壊形態が異なるため本来の形状効果とはいえないが、約  $16.7^\circ$  の傾斜荷重に対しては式(3.7.1)の実用公式は安全側の値を与える。

#### 参 考 文 献

- 1) 本州四国連絡橋の計設施工に関する研究報告；土木研究所資料第 1792 号，昭和 57 年 3 月。
- 2)                               〃                               ；                               〃                               第 1973 号，昭和 58 年 3 月。
- 3)                               〃                               ；                               〃                               第 2086 号，昭和 59 年 3 月。
- 4) 本州四国連絡橋基礎の地盤と支持力に関する調査研究報告書；土質工学会，昭和 52 年 3 月。
- 5) 本州四国連絡橋の耐震，地盤に関する調査研究報告書；土木学会，昭和 57 年 3 月。
- 6) 非粘性土からなる二層地盤の支持力について；山口柏樹他，第 12～13 回土質工学研究発表会。
- 7) 浅い剛体基礎の極限支持力に関する研究；土木研究所資料第 1611 号，昭和 55 年 10 月。
- 8) Ultimate Bearing Capacity of the Multi-Layered Ground；H. Yamaguchi, Proc. IV th. A.R.C.S. M.F.E.
- 9) 道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編；日本道路協会，昭和 55 年 5 月

## 第4章 耐 風 調 査

構造研究室 横 山 功 一  
佐 藤 弘 史  
神 畠 一 夫  
福 田 誠

### 4-1 調 査 の 概 要

今年度は児島・坂出ルートに建設される岩黒島橋（3 径間連続斜張橋，185 m+420 m+185 m）のケーブルの耐風性を調査した。本橋橋桁の耐風性については昭和 56 年度に調査を行っており，設計案は自励振動に対して充分安定であり，また渦励振に対しても上弦材にフェアリングを取付けることによりこれを抑制できることが確認されている<sup>1)</sup>。一方，本橋のケーブルは 2 面吊りであり，各ケーブルは片主構 2 本ずつ定着されている。したがって上流側ケーブルの後流による下流側ケーブルの不安定振動，いわゆる wake galloping に対する検討が重要と考えられるため，この現象に着目し，風洞実験にもとづく調査を行った。現在までに得られた成果をとりまとめて報告する。

### 4-2 ケーブルの構造諸元

岩黒島橋ケーブルの諸元を表 4-1 に示す。表では，櫃石島橋側の側径間 (IB 1 P～IB 2 P 間) のケーブル（ケーブル番号 1～11）の諸元が示されており，他の径間のケーブルの諸元もほぼこれらと同様である。

表 4-1 ケーブルの構造諸元

| ケーブル<br>番 号 | 直 径 D<br>(m) | 単位長さあたり<br>重量 <sup>2)</sup><br>(kg f/m) |              | 1 次固有振動数 f<br>(Hz)         |                            | ケーブル<br>無応力長<br>ℓ<br>(m) | ケーブル<br>の傾き<br>θ<br>(度) | 無次元質<br>量 <sup>3)</sup><br>m/(ρD <sup>2</sup> ) | 無次元最<br>大風速 <sup>4)</sup><br>(U/fD)<br>max | 最大レイ<br>ノルス数 <sup>5)</sup><br>(Re)<br>max | ケーブル<br>中心間隔<br>S/D |
|-------------|--------------|-----------------------------------------|--------------|----------------------------|----------------------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------------------------------|--------------------------------------------|-------------------------------------------|---------------------|
|             |              | グ ラ ウ<br>ト 前                            | グ ラ ウ<br>ト 後 | グ ラ ウ <sup>1)</sup><br>ト 前 | グ ラ ウ <sup>2)</sup><br>ト 後 |                          |                         |                                                 |                                            |                                           |                     |
| 1           | 0.187        | 90.6                                    | 101.2        | 0.54                       | 0.51                       | 192                      | 26                      | 2,410                                           | 629                                        | 7.5×10 <sup>5</sup>                       | 2.4~4.3             |
| 2           | 0.187        | 87.0                                    | 98.1         | 0.57                       | 0.54                       | 179                      | 27                      | 2,340                                           | 594                                        | 7.5×10 <sup>5</sup>                       | 2.4~4.3             |
| 3           | 0.187        | 79.8                                    | 91.8         | 0.62                       | 0.58                       | 167                      | 28                      | 2,190                                           | 553                                        | 7.5×10 <sup>5</sup>                       | 2.4~4.3             |
| 4           | 0.169        | 69.4                                    | 78.8         | 0.69                       | 0.65                       | 154                      | 29                      | 2,300                                           | 546                                        | 6.8×10 <sup>5</sup>                       | 2.7~4.7             |
| 5           | 0.169        | 65.8                                    | 75.6         | 0.76                       | 0.71                       | 141                      | 31                      | 2,210                                           | 500                                        | 6.8×10 <sup>5</sup>                       | 2.7~4.7             |
| 6           | 0.147        | 50.0                                    | 57.4         | 0.85                       | 0.79                       | 129                      | 32                      | 2,210                                           | 517                                        | 5.9×10 <sup>5</sup>                       | 3.1~5.4             |
| 7           | 0.147        | 50.0                                    | 57.4         | 0.93                       | 0.87                       | 117                      | 34                      | 2,210                                           | 469                                        | 5.9×10 <sup>5</sup>                       | 3.1~5.4             |
| 8           | 0.147        | 50.0                                    | 57.4         | 1.04                       | 0.97                       | 105                      | 37                      | 2,210                                           | 421                                        | 5.9×10 <sup>5</sup>                       | 3.1~5.4             |
| 9           | 0.147        | 50.0                                    | 57.4         | 1.18                       | 1.10                       | 94                       | 40                      | 2,210                                           | 371                                        | 5.9×10 <sup>5</sup>                       | 3.1~5.4             |
| 10          | 0.169        | 65.8                                    | 75.6         | 1.34                       | 1.25                       | 82                       | 43                      | 2,210                                           | 284                                        | 6.8×10 <sup>5</sup>                       | 2.7~4.7             |
| 11          | 0.169        | 69.4                                    | 78.8         | 1.53                       | 1.44                       | 71                       | 48                      | 2,300                                           | 247                                        | 6.8×10 <sup>5</sup>                       | 2.7~4.7             |

注 1)  $f \propto mg^{-1/2}$  と仮定し， $f_{\text{グラウト前}} = f_{\text{グラウト後}} \times (\text{重グラウト前} / \text{重グラウト後})^{-1/2}$  により計算。

2) グラウトとしてセメントミルクを用いた場合とポリウレタン系樹脂を用いた場合との平均。

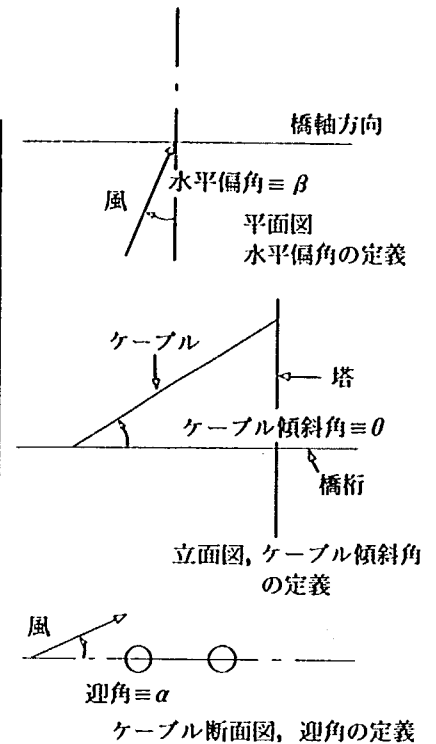
3) m はグラウト後の値を使用。

4) Umax として 60 m/s を仮定，f はグラウト後の値。

5) Umax として 60 m/s を仮定， $\nu = 1.5 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$  を仮定。

表4-2 水平偏角と迎角との関係

| 水平偏角(度) | 迎 度 (度)      |              |              |
|---------|--------------|--------------|--------------|
|         | ケーブル傾斜角26.2° | ケーブル傾斜角30.0° | ケーブル傾斜角48.2° |
| 0       | 0            | 0            | 0            |
| 10      | -4.5         | -5.0         | -7.5         |
| 20      | -9.1         | -10.3        | -15.2        |
| 30      | -14.3        | -16.1        | -23.3        |
| 40      | -20.3        | -22.8        | -32.0        |
| 50      | -27.8        | -30.8        | -41.6        |
| 60      | -37.4        | -40.9        | -52.2        |
| 70      | -50.5        | -53.9        | -64.0        |
| 80      | -68.2        | -70.6        | -76.7        |
| 90      | -90.0        | -90.0        | -90.0        |



風速の鉛直成分が0のとき  

$$\alpha = \tan^{-1}(-\sin\theta \cdot \tan\beta)$$

本ケーブルの構造諸元を耐風性の観点から他の円柱構造物（例えばランガー橋の吊材に用いられるパイプ部材）と比較すると、以下のような特徴が挙げられる。

- a 無次元質量が大きい。
- b 検討すべき無次元風速の範囲が広い。

さらに、耐風性の検討にあたって留意すべき点として、次の事項が挙げられる。

- c ケーブルが水平面に対して傾いているため、水平偏角の作用により迎角が付加されたような効果を与える。
- d ケーブル中心間隔がケーブル軸方向に変化する。
- e 60 m/s 程度の強風に対してはレイノルズ数は超臨界域となるが、20 m/s 程度の強風では亜臨界域となる。

cに関連して、水平偏角と迎角との関係を表4-2に示す。

#### 4-3 2本ケーブルの風による振動に関する既往の調査・研究

Vickery は4本の煙突列の風による振動を実験的に調べている<sup>2)</sup>。図4-1および図4-2は上流から2番目の円柱の頂点の振動変位の標準偏差( $\tilde{y}$ )を円柱直径( $d$ )で無次元化して示したものである。円柱の中心間隔は $4d$ であり、気流は境界層乱流を用いている。無次元風速( $U/f_0d$ )は高々10であり、振動は主としてカルマン渦により発現しているものと考えられる。図2では $\tilde{y}/d$ の最大値と構造減衰定数( $\beta_s$ )との関係を示しており、今回対象とするケーブルの質量減衰パラメータ( $m/\rho d^2 \cdot \beta_s \approx 2300 \times 0.01/2\pi = 3.7$ )を用

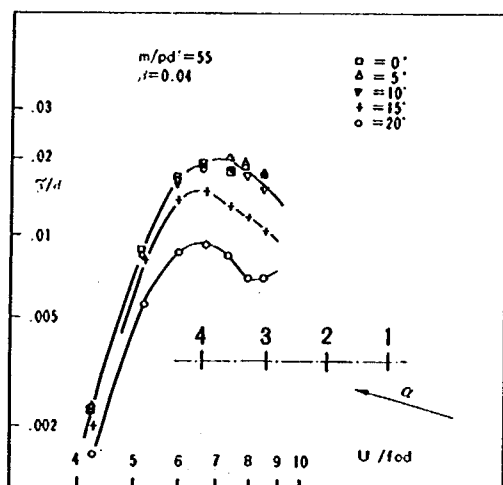


図 4-1 風速と振幅の関係  
(Vickery<sup>2)</sup>による)

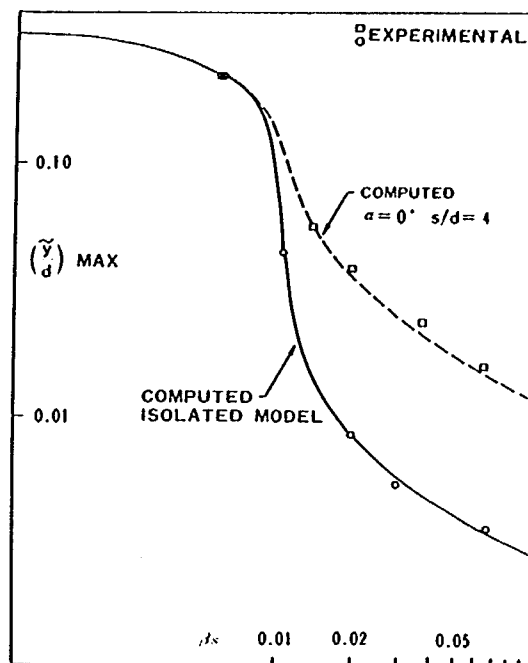


図 4-2 最大振幅と構造減衰との関係  
(Vickery<sup>2)</sup>による)

い、同図より最大応答を推定すれば、 $\bar{y}$  は直径の約 0.015 倍となり、低風速でのカルマン渦による振動は非常に小さいと推定される。

Wardlaw らは 2 本の送電線の風による振動について研究をしており<sup>3)</sup>、2 本の送電線の中心間隔が直径の 10 倍から 20 倍のときに下流側の送電線が直径の 10 倍程度の振幅で楕円状に振動すること、間隔が直径の 20 倍以上の場合には振動発現風速が十分高くなること、また間隔が直径の 6~7 倍の場合には顕著な振動は見られないことなどを明らかにしている。今回対象としている 2 本ケーブルの間隔は高々直径の 5.4 倍であるため、Waralaw らが観測した振動は発現しないものと考えられる。

Wardlaw らの観測した振動は、準定常理論による推定が可能な現象であったのに対し、宇都宮らは並列円柱の風洞実験により、準定常理論では説明のつかない振動が下流側円柱で発現することを明らかにしている<sup>4)</sup>。この振動は主として気流直角方向であり、2 円柱の中心間隔が直径( $D$ )の 6 倍、迎角が  $0^\circ$  の場合、無次元風速 ( $U/fD$ ) が約 80 より発現し、 $U/fD$  が 250 程度で振幅は  $0.8D$  にまで達している。同様の現象は他の研究者によっても報告されている<sup>5),6),7)</sup> が、円柱の中心間隔および迎角によって発現の有無が左右される。この特性をとりまとめ、図 4-3 に示す。図より、岩黒島橋のケーブルに対してもこのような振動が発現するおそれがあると考えられるため、今回の調査の主要な対象とすることにした。なお、ここでは高風速 ( $U/fD \gg 5$ ) で発現する 2 本ケーブルの大振幅 (ケーブル直径と同程度以上の振幅) の正弦波的な振動を Wake galloping と呼ぶことにする。

#### 4-4 調査方法

前節で述べた Wake galloping の研究成果は主として一様気流中での 2 次元剛体模型を用いた風洞実験結果に基くものである。さらに検討を要する事項としては

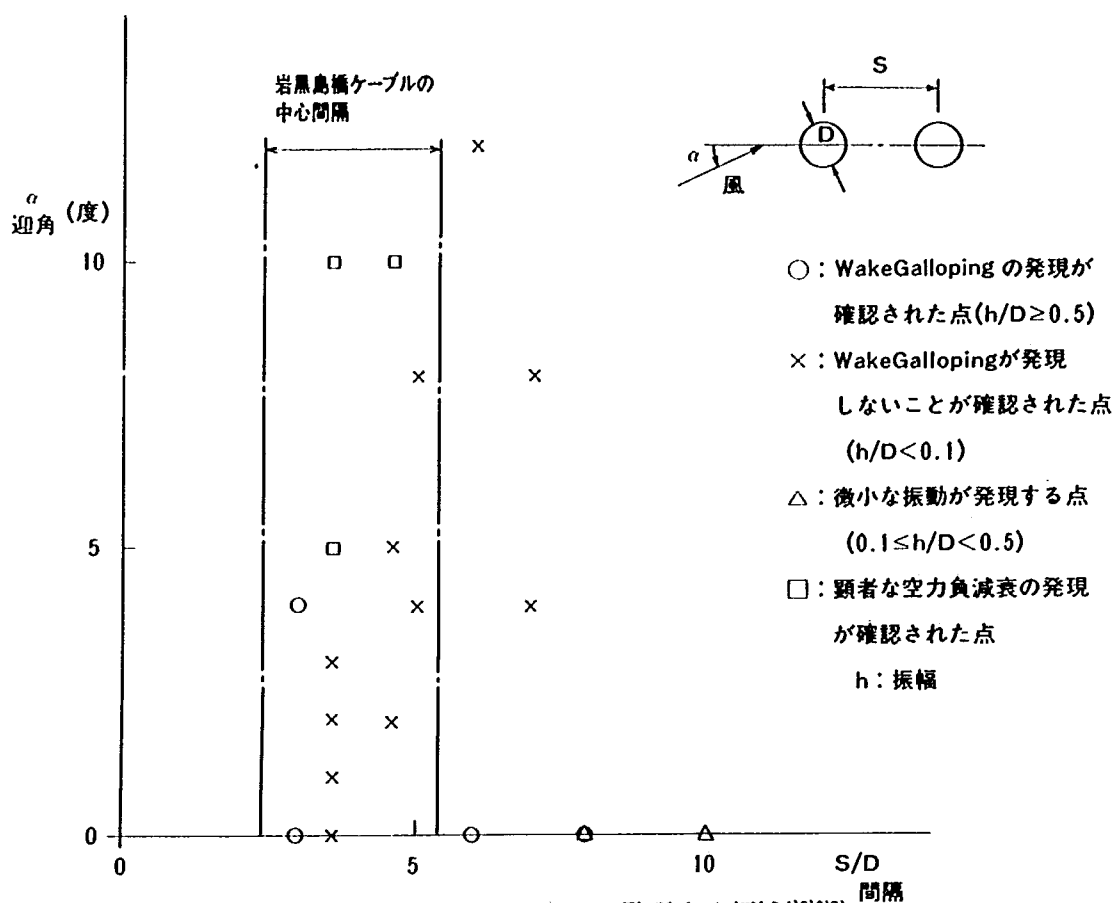


図4-3 Wake galloping の発現する領域<sup>1)5)6)7)</sup>

- a ケーブルの3次元性の影響……振動モード，ケーブル中心間隔の軸方向の変化
- b 水平偏角の影響
- c 構造減衰の影響
- d レイノルズ数の影響
- e 自然風の乱れの影響

などが挙げられる。今回はこれらのうちとくにa, bを考慮し，3次元模型を用いた風洞実験を行うこととした。また，あわせてc, eに関しても検討を行うこととした。ただし，dについては縮尺の小さな3次元模型でレイノルズ数を実橋に相似させることは不可能なため，今回の実験ではレイノルズ数を1000以上にし亜臨界域で実験を行うこととした。なお，実橋ケーブルでは風速によってはレイノルズ数が超臨界域になることもあるため，この影響に関しては別途検討が必要である。

模型化は1組(2本)のケーブルのみとした。ケーブル長さ( $l$ )，直径( $D$ )，傾き( $\theta$ )，質量( $m$ )はケーブルによって異なるが，無次元質量( $m/(\rho D^2)$ )は約2,300，傾きは30度に設定することとした。模型ケーブルの長さは1.5mとした。この長さは実橋の1/128～1/47であるが，同じ縮尺で模型ケーブルの直径を決めるとレイノルズ数が1000を下回る風速領域が広くなるため，長さと直径に関する縮尺を違え，レイノルズ数および無次元風速に関する条件を満たすように諸元を定めた。模型の概要図を図4-4に示す。模型の振動は，各模型に取付けた2台の小型加速度計(重量0.4g)により測定した。

実験では，無次元風速( $U/fD$ )，水平偏角( $\beta$ )，気流(乱れのほとんどない一様気流あるいは格子乱流)，

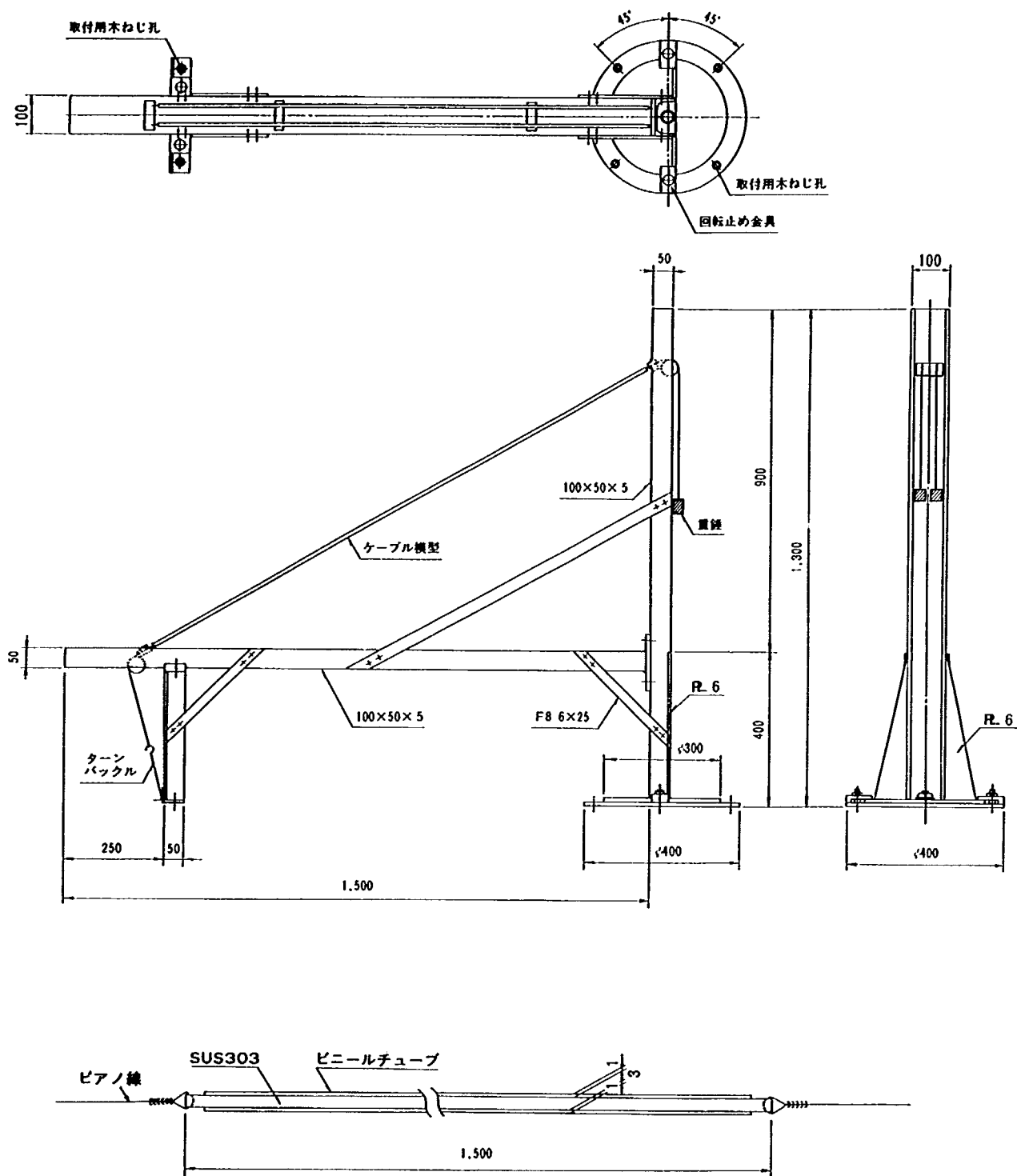


図 4-4 ケーブル模型概要図

をパラメータとし、これらに対風応答に及ぼす影響を調査した。

#### 4-5 調査結果

各実験ケースの実験条件をとりまとめて表 4-3 に示す。

##### 4-5-1 ケーブルの構造特性

表4-3 実験ケース

| 実験番号 | ケーブル本数,<br>直径,間隔                      | 水平偏角*(度) | 気 流  | 対策の有無          |
|------|---------------------------------------|----------|------|----------------|
| 1    | 2本ケーブル<br>中心間隔<br>2D~4D<br>直径D=0.005m | 0        | 一様気流 | 対策無し           |
| 2    |                                       | 10       |      |                |
| 3    |                                       | 20       |      |                |
| 4    |                                       | 30       |      |                |
| 5    |                                       | 40       |      |                |
| 6    |                                       | 50       |      |                |
| 7    |                                       | 60       |      |                |
| 8    |                                       | 70       |      |                |
| 9    |                                       | 80       |      |                |
| 10   |                                       | 90       |      |                |
| 11   |                                       | 0        | 格子気流 |                |
| 12   |                                       | 40       |      |                |
| 13   |                                       | 0        |      |                |
| 14   |                                       | 40       |      |                |
| 15   | 単独ケーブル<br>D=0.005m                    | 0        | 一様気流 | 対策付き**<br>対策無し |

\* 橋軸直角方向を0°と定義した。

\*\* 対策とは、2本のケーブルを2次セードの腹の位置(1/4および3/4点)で剛に結ぶことである。

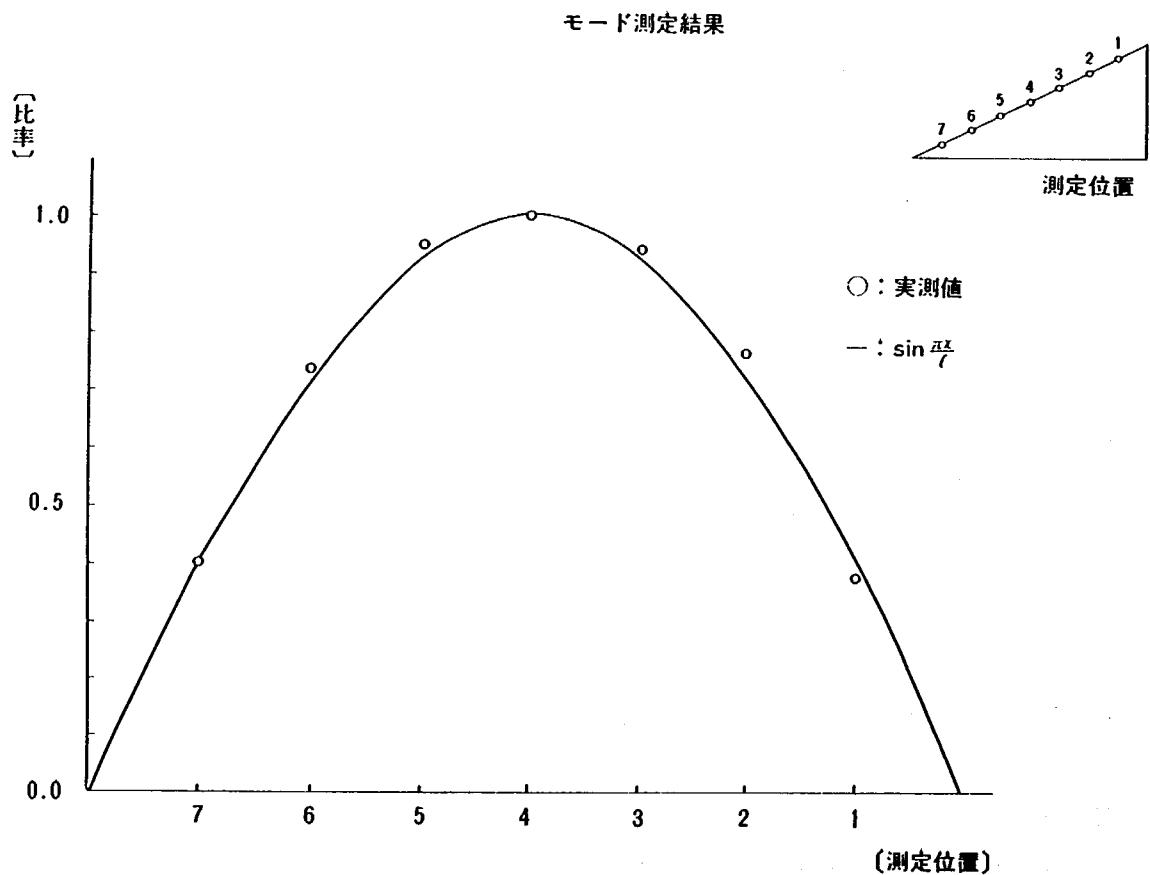


図4-5-1 モード図(鉛直振動1次モード)

# モード測定結果

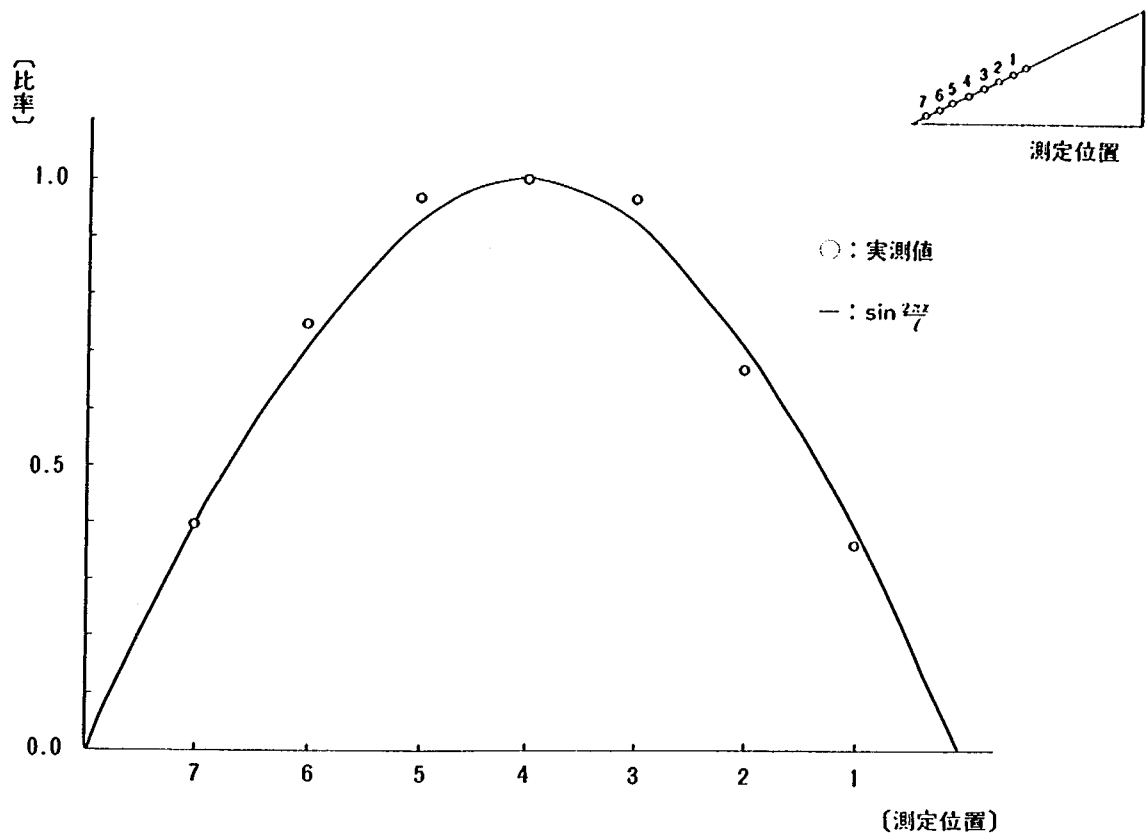


図 4-5-2 モード図 (鉛直振動 2 次モード)

ケーブルの単位長さあたりの無次元質量 ( $m/\rho D^2$ ,  $m$ : 単位長さあたり質量,  $\rho$ : 空気密度,  $D$ : ケーブル直径) は 2360 であり, 実橋ケーブルとほぼ等しい。固有振動数は 1 次モードで約 8.5 Hz, 2 次モードで約 18 Hz であり, 無風時の減衰率は 0.01~0.05 の範囲であった。振動モードを図 4-5 に示す。1 次モードおよび 2 次モードとも正弦波に近い形状を示している。

## 4-5-2 格子乱流の特性

本橋は海上に架設され, しかもケーブルは高い位置に架設されるため乱れの強さは小さいものと想定される。このため本実験ではバーサイズの小さな格子 (メッシュサイズ 0.625 m, バーサイズ 0.100 m) を使用し, 格子からおよそ 10 m 下流の位置で実験することとした。格子乱流のパワースペクトル密度関数を図 4-6 に示す。図には実橋ケーブルに作用すると推定される気流のパワースペクトル (高度 100 m, 粗度長 0.01 m を仮定し, ESDU<sup>9)</sup> により推定) もあわせて示した。図より, 上述の配慮をした格子乱流でも, 今回着目する無次元振動数 ( $fD/U$ ) 0.001~0.1 の範囲では, まだ乱れの強さが自然風にそれに比べて大きいことがわかる。

## 4-5-3 ケーブルの対風応答特性

### 4-5-3-1 水平偏角の影響

実験番号 1~10 により水平偏角 ( $\beta$ ) を  $0^\circ \sim 90^\circ$  (橋軸直角方向を  $0^\circ$  とする) に変化させたときの, 2 本ケーブルの風による振動を調べた。顕著な振動が発現した例として  $\beta = 0^\circ$  のケースと  $\beta = 40^\circ$  のケースの風速と振幅との関係を図 4-7 に示す。 $\beta = 0^\circ$  のとき, 無次元風速 ( $U/f_2 D$ ,  $f_2$ : 2 次の固有振動数)

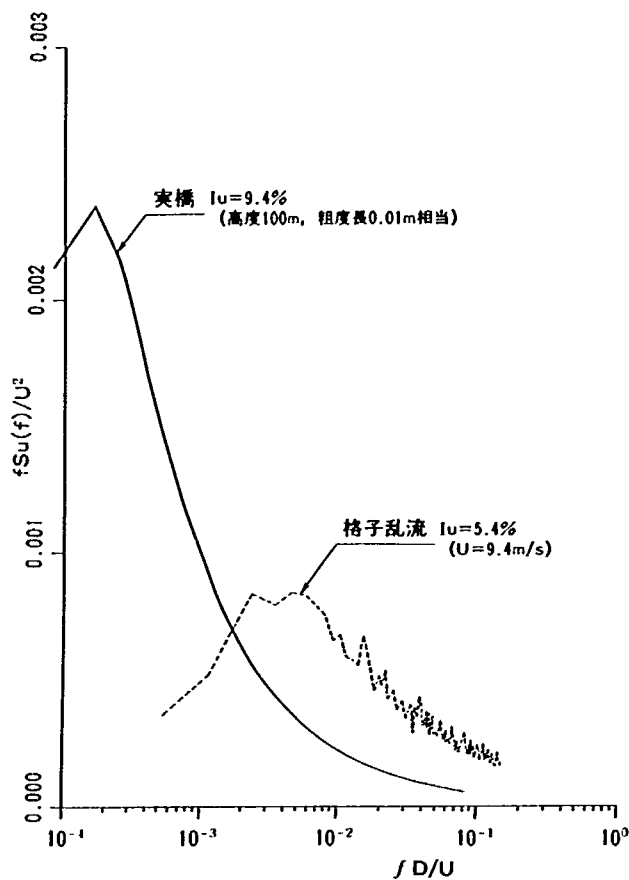


図4-6-1 乱流のパワースペクトル  
(主流方向成分)

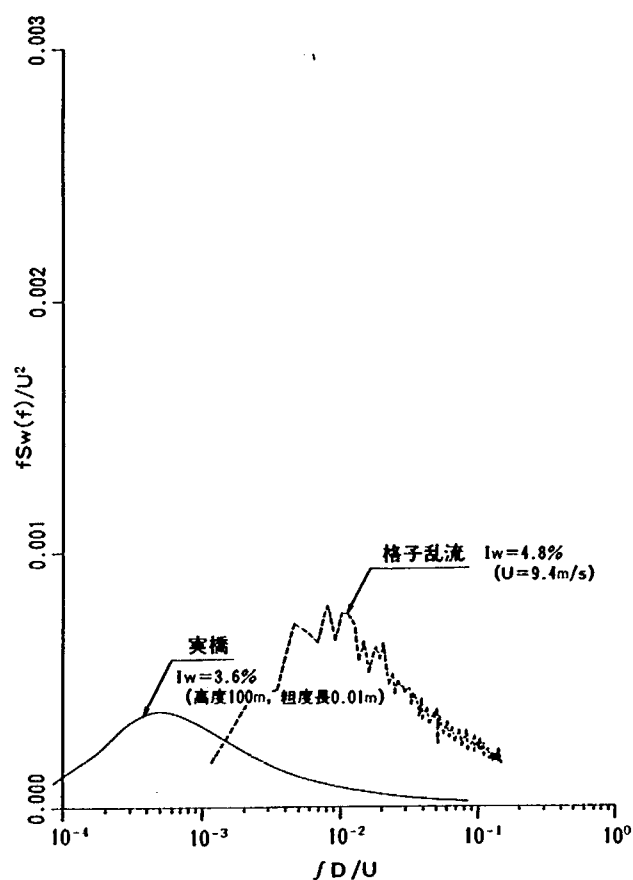


図4-6-2 乱流のパワースペクトル  
(鉛直方向成分)

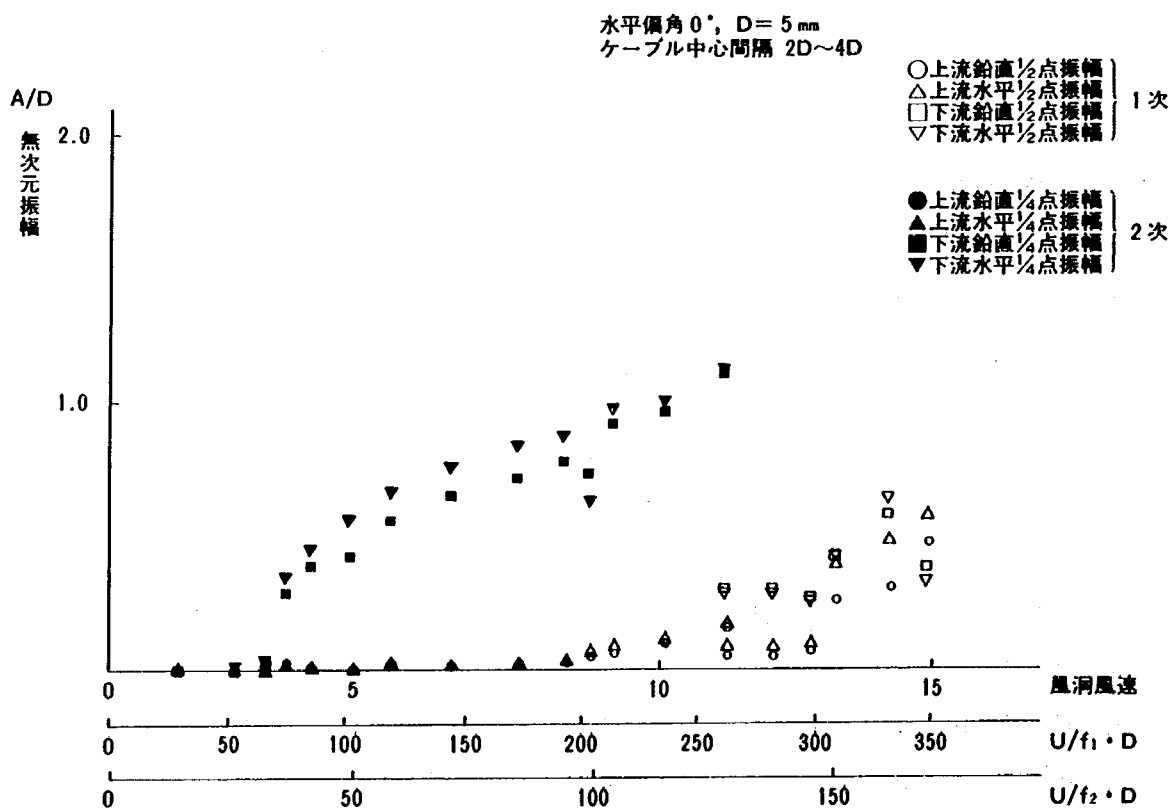


図4-7-1 風速—振幅曲線 ( $\beta=0^\circ$ , 実験番号1)

水平偏角 $40^\circ$   $D=5\text{mm}$   
ケーブル中心間隔  $2D\sim 4D$

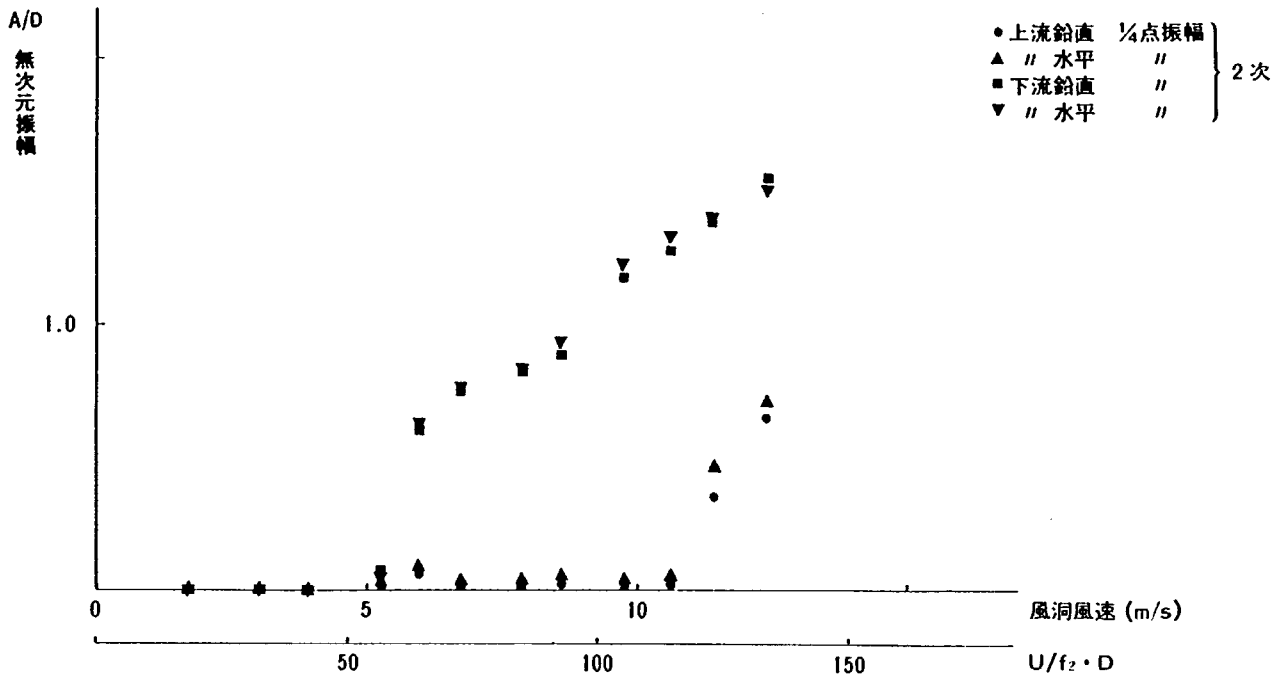


図 4-7-2 風速—振幅曲線 ( $\beta=40^\circ$ , 実験番号 5)

30 より 2 次モードの振動が発現する。この振動は下流側ケーブルだけに見られ、また、鉛直振動および水平振動とも同程度の振幅で振動し、その振動波形はほぼ正弦波的なものであった。振幅は、 $U/f_2 D$  が約 130 まで風速とともに増加するが、それ以上の風速ではこの振動は発現しなくなり、代わりに、1 次モードが卓越した不規則な振動が発現する。 $\beta=40^\circ$  の場合は、 $U/f_2 D$  が 60 より、 $\beta=0^\circ$  で見られた振動と同様な 2 次モードが卓越した振動が発現し、実験した範囲 ( $U/f_2 D < 130$ ) では振幅は風速とともに増加する。また、 $U/f_2 D$  が 120 より上流側ケーブルも 2 次モードで振動を始めるが、これは、下流側ケーブルの振幅が大きくなり、ぶつかるために生じたものである。

実験番号 1~10 で他に顕著な振動が発現したケースはいずれも  $\beta=0^\circ, 40^\circ$  と同様に、下流側ケーブルが 2 次のモードで振動し、しかも鉛直方向および水平方向とも同程度の振幅であった。この、下流側ケーブル 2 次モードの鉛直振動ケーブルの 1/4 点の振幅に着目し、これに及ぼす水平偏角の影響をとりまとめて図 4-8 に示す。実験は各水平偏角で  $U/f_2 D$  がおよそ 160 まで実施したが、この範囲では、 $\beta=10^\circ, 20^\circ, 60^\circ, 70^\circ, 80^\circ, 90^\circ$  については顕著な振動は観測されなかった。また、 $\beta=0^\circ$  では高風速で 2 次モードの振動が発現しなくなるが、 $\beta=30^\circ, 40^\circ, 50^\circ$  の振動の高風速における挙動については現時点では明らかにされていない。

今回の実験は主として風によるケーブルの振動を測定するのみであり、とくにケーブルを加振あるいは強制静止させていないが、いくつかの水平偏角、風速において、振動中の模型を強制的に静止させ、その後の振動の発達性状を観測した。測定結果を表 4-4 に示す。表によれば、この振動が自励

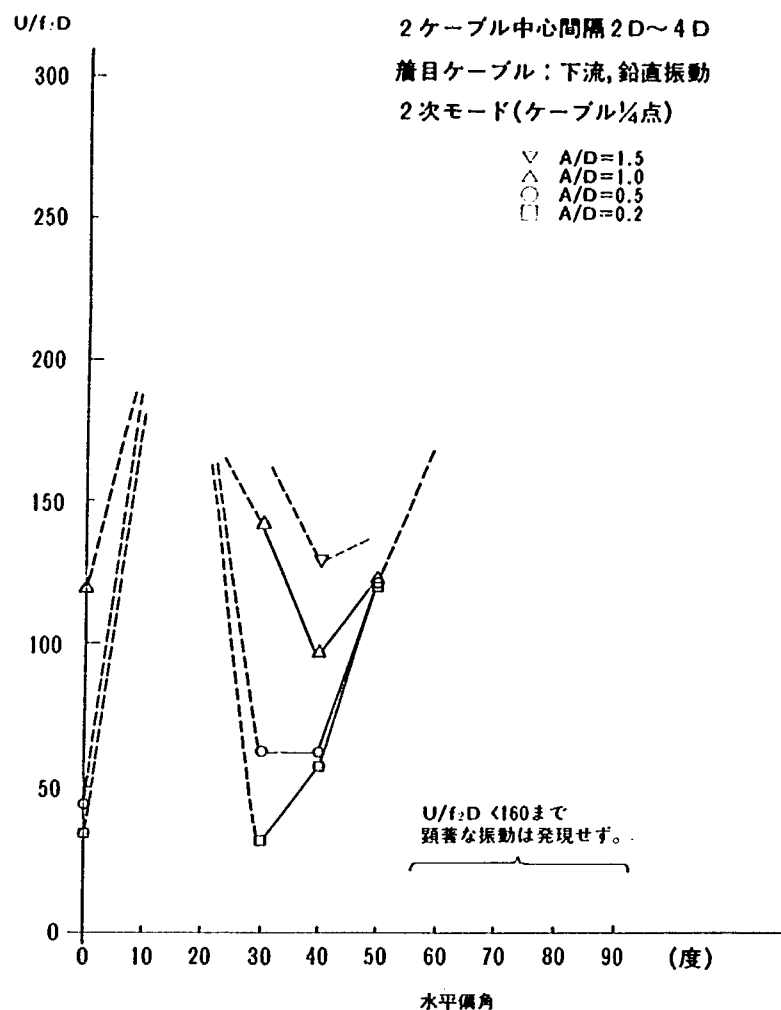


図 4-8 水平偏角の影響 (実験番号 1~10)

表 4-4 通風時の対数減衰率 (下流側ケーブル・鉛直 2 次モード)

| 水平偏角 | 通 風 時 の 対 数 減 衰 率    |          |                |          |
|------|----------------------|----------|----------------|----------|
|      | $U/f_2 D = 64$       |          | $U/f_2 D = 98$ |          |
| 0°   | $A/D$                | $\delta$ | $A/D$          | $\delta$ |
|      | 0.17                 | -0.044   | 0.23           | -0.046   |
|      | 0.34                 | -0.030   | 0.46           | -0.038   |
|      | 0.51                 | -0.011   | 0.70           | -0.026   |
| 40°  | $U/f_2 D \approx 62$ |          | $U/f_2 D = 94$ |          |
|      | $A/D$                | $\delta$ | $A/D$          | $\delta$ |
|      | 0.11                 | -0.017   | 0.26           | -0.052   |
|      | 0.23                 | -0.012   | 0.52           | -0.041   |
|      | 0.34                 | -0.009   | 0.77           | -0.011   |

振動であるならば、構造減衰が0.05程度増加すれば2次モードの振動を直径の0.2倍程度の振幅まで抑制されることが推定される。

#### 4-5-3-2 気流の乱れの影響

$\beta=0^\circ$ および $40^\circ$ のケースにつき、4-5-2の格子乱流のもとで対風応答特性を調べた(実験番号11, 12)。このときの風速と振幅との関係を図4-9に示す。これを一様気流中での結果(図4-7)と比較すれば、 $\beta=0^\circ$ のとき、高風速での1次モードが卓越する不規則振動の振幅が乱流中では増加する。また $\beta=40^\circ$ のとき、高風速で1次モードの卓越する不規則な振動が上流側模型で発現する、などの差異が見られるが、基本的には同様な振動特性を示していると見ることができる。

#### 4-5-3-3 制振対策の検討

本ケーブルの振動を抑制するためには、1つは4-5-3-1で述べたように減衰を増加させるという方法があり、既往の実験結果<sup>9)</sup>によれば、他段のケーブルと結ぶことにより減衰を増すことが可能である。ここでは、2本のケーブルを剛に結ぶ対策を取り上げ、その効果を調べた。現在問題としている振動は、上流側ケーブルはほぼ静止しており、下流側ケーブルのみが鉛直・水平に振動しているため、両者を剛に結んだときに、結ぶ前の状態と同じモードで振動するならばケーブルのたわみ剛性のみならずねじれ剛性もまた振動変形に抵抗することとなり、発現風速の上昇が期待される。ケーブルのねじれ変形を伴わず上下流ケーブルが同じに振動するならば、下流側ケーブルまわりの流れの状況

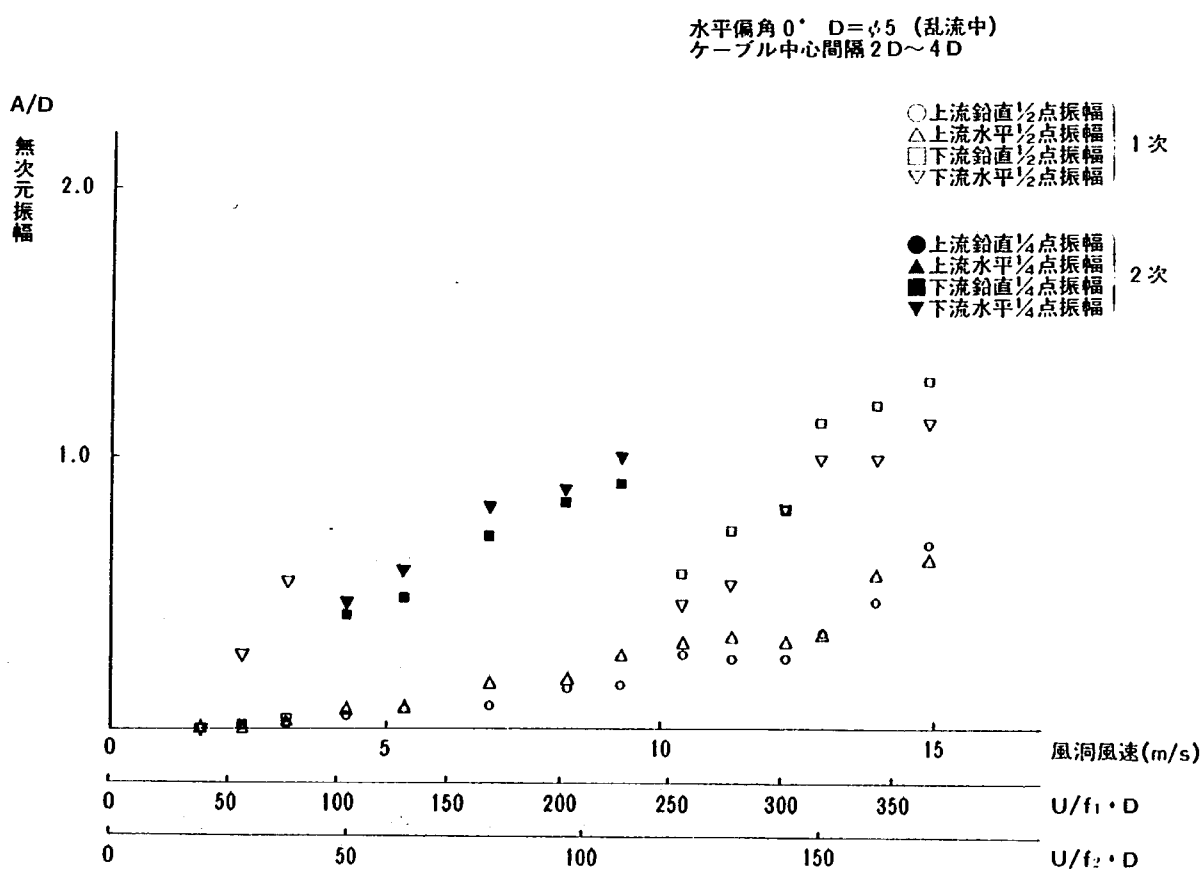


図4-9-1 風速-振幅曲線 ( $\beta=0^\circ$ , 実験番号11)

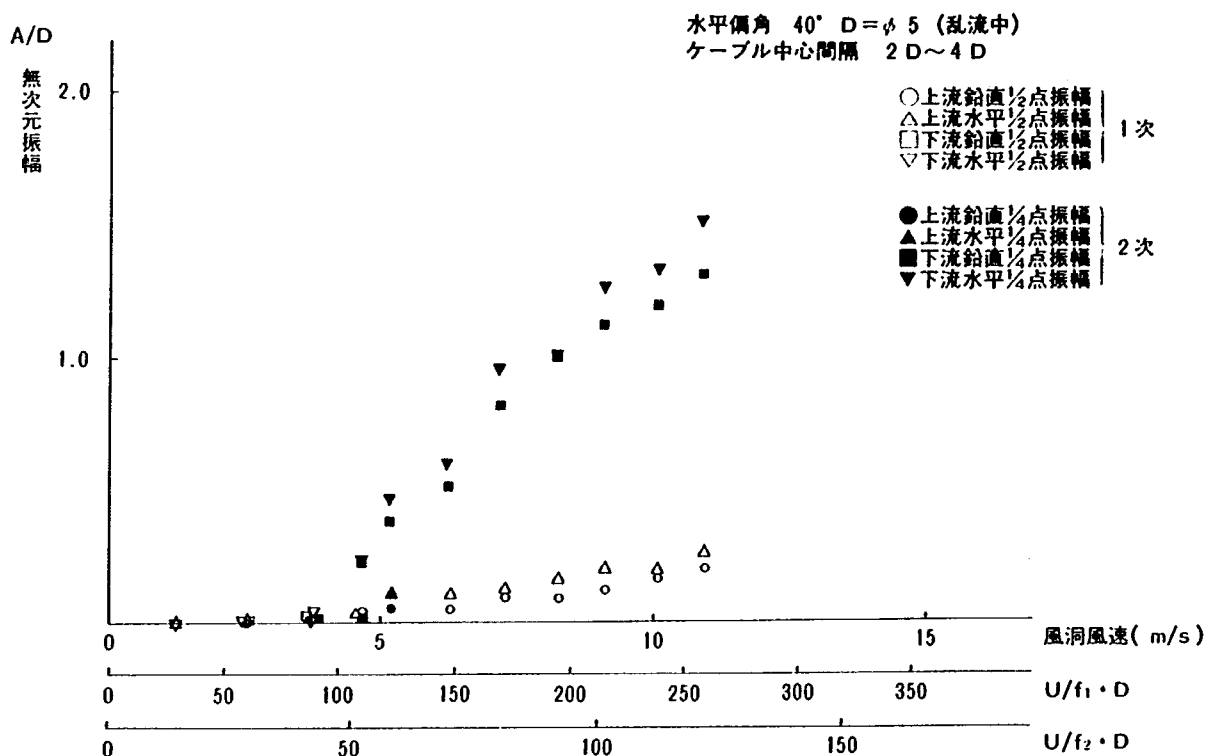


図 4-9-2 風速—振幅曲線 ( $\beta=40^\circ$ , 実験番号 12)

が変化することとなり、現在問題となっている振動は回避できるものと考えられる。また、振動が発現するにしても、両ケーブルがぶつかることは避けるであろう。

以上のような考えにより、2次モードの腹に相当する  $1/4$  点および  $3/4$  点で両ケーブルを剛に結び  $\beta=0^\circ$ ,  $40^\circ$  で対風応答を測定した。その結果を図 4-10 に示す。図より明らかになるように顕著な振動はほとんど発生せず、対策の効果は確認された。無風時の振動試験によると、1次モードおよび2次モードとも上下流ケーブルは同じに振動しており、それらの振動数、減衰特性は対策を施すとほぼ同じであった。したがって、ねじれ変形の拘束効果が大きかったものと推定される。実験ではケーブルのねじれ剛性に対してはとくに相似条件を考慮しておらず、現実実験は本対策の効果を定性的に検討したに止まるため、実橋ケーブルの本対策を適用するにあたってはそのねじれ剛性を考慮した検討が必要となる。

#### 4-5-3-4 単独ケーブルとの比較

単独ケーブルの風速と振幅との関係を図 4-11 に示す。図より単独ケーブルはほとんど振動しないことがわかる。この結果および、2本ケーブルにおいても上流側ケーブルはほとんど振動しないことを考えると、2本ケーブルの下流側で発現した振動は上流側の後流に起因する振動、すなわち、wake galloping であると推定される。

#### 4-5-4 ケーブルの耐風性の評価

耐風性を評価するためには、構造物の安全性の観点からどの程度の振幅が許容されるかについて、すなわち許容振幅について検討する必要がある。この点については詳細な検討が本州四国連絡橋公団で現在実施されているところであるが、ここでは仮に、2本のケーブルが互いにぶつかる振幅を許容振

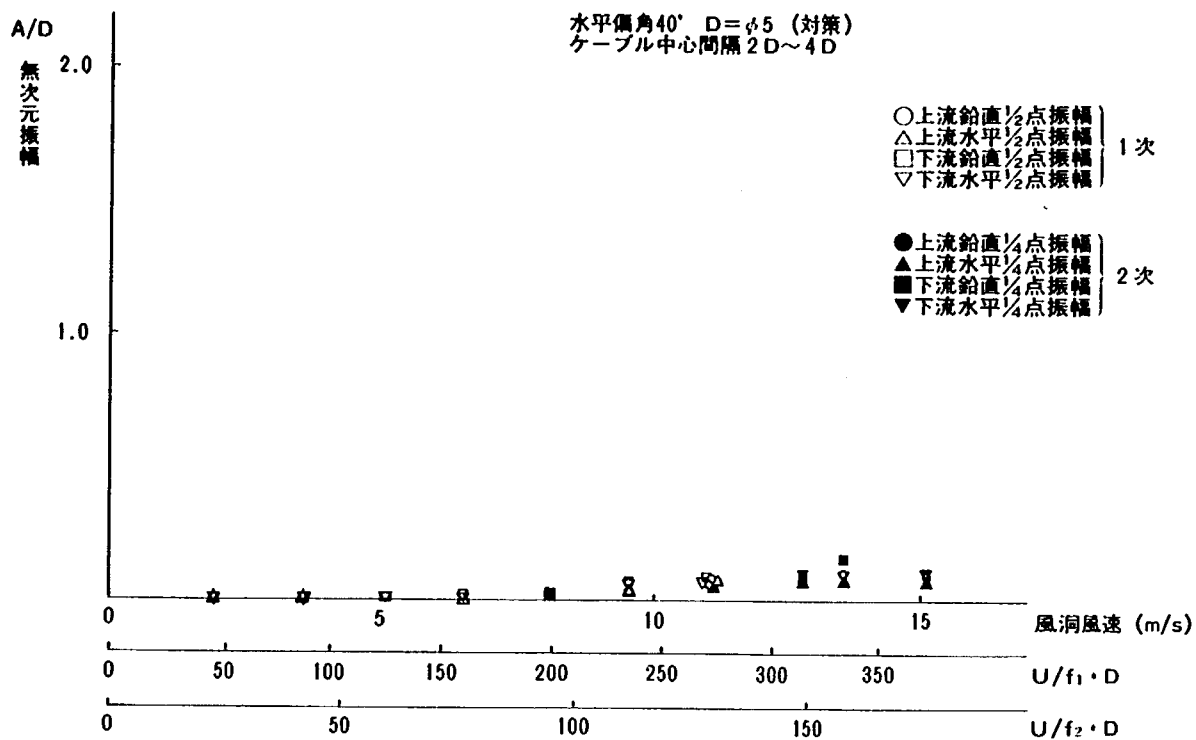


図4-10-1 風速—振幅曲線( $\beta=0^\circ$ , 実験番号13)

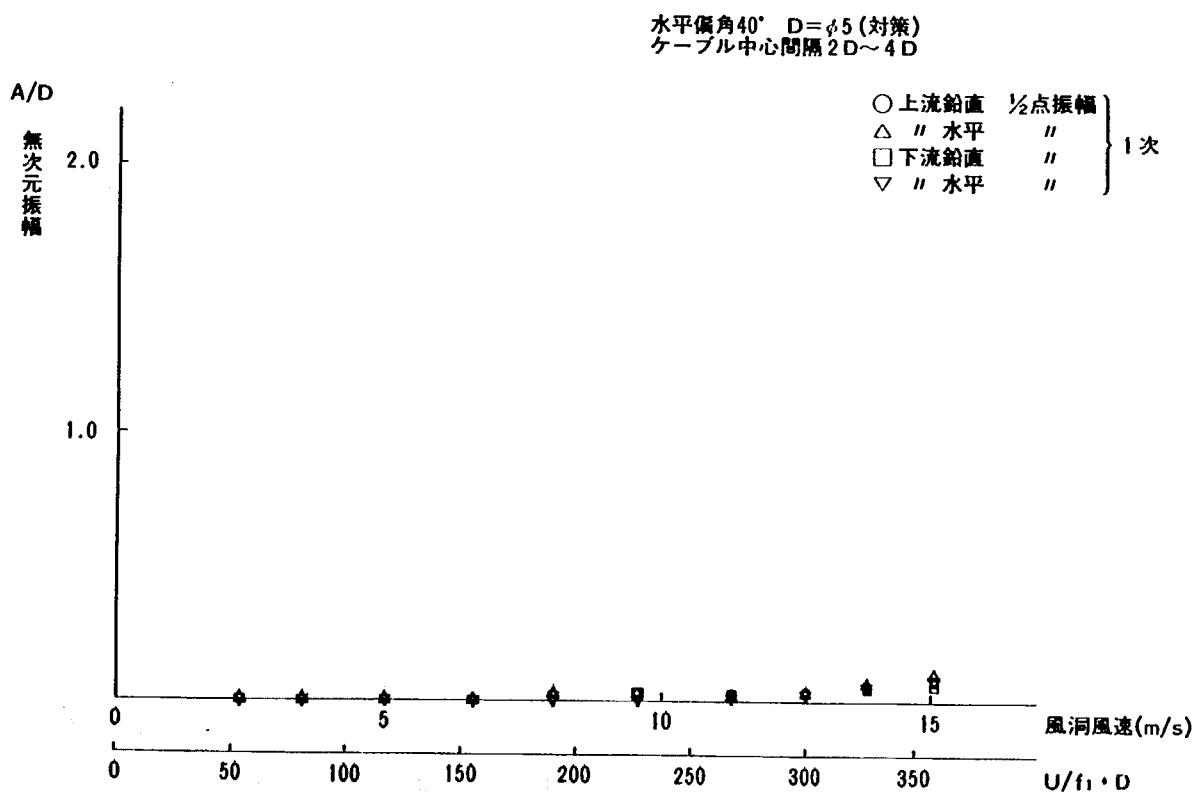


図4-10-2 風速—振幅曲線( $\beta=10^\circ$ , 実験番号14)

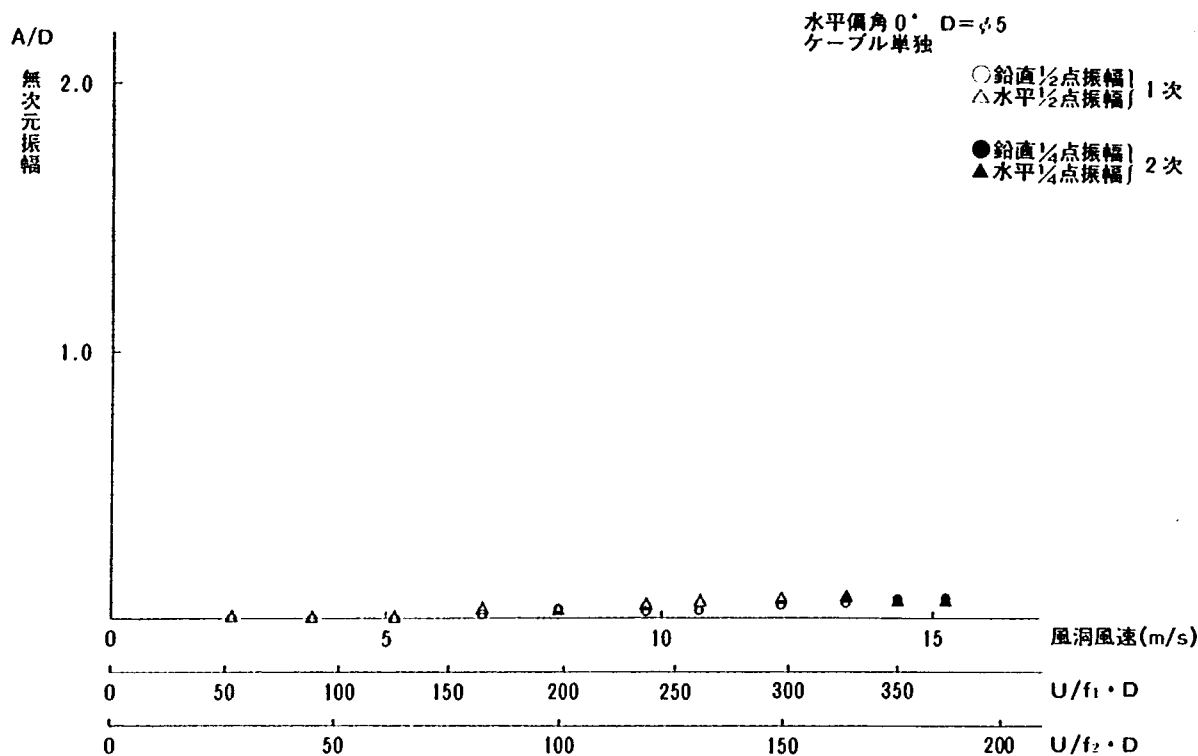


図 4-11 風速—振幅曲線 ( $\beta=0^\circ$ , 実験番号 15)

幅と考え、検討を進める。

4-5-3-1で述べたように、 $\beta=40^\circ$ の場合、 $U/f_2 D$ が120より両ケーブルがぶつかる現象が観測された。また $\beta=50^\circ$ でも同様の現象が観測されている。 $U/f_2 D=120$ に対応する実橋風速はケーブルによって異なるが、最も長いケーブルでおよそ23 m/s、短いケーブルで58 m/sであり、(実橋振動数は1次振動数の2倍と仮定した)、本橋基本風速(43 m/s)にケーブルほぼ中央の高度(100 m)の補正を施した風速60 m/sに比べかなり低いといえよう。今回観測された wake galloping は格子乱流中でもほぼ同様に発現したこと、および実験に用いたケーブル模型の構造減衰は他の実橋ケーブルの構造減衰(0.003~0.013<sup>9)</sup>)に比べ大きいこと、などを勘案すると、現設計案のままケーブルを架設した場合 wake galloping により2本のケーブルがぶつかる可能性はかなり高いと考えられる。したがって、4-5-3-3で述べたような振動抑制対策を講ずることが必要であると考えられる。

#### 4-6 ま と め

岩黒島橋で近接して設置される2本ケーブルの耐風性について風洞実験にもとづき調査を行った。とくに着目した現象は、上流側ケーブルの後流に起因する下流側ケーブルの不安定振動、いわゆる wake galloping であったが、調査の結果以下の事項が明らかとなった。

4-6-1, 2本ケーブルの間隔を2D(D:ケーブル直径)~4Dにケーブル軸方向に変化させて配置させ、風向を橋軸直角方向から橋軸方向まで $10^\circ$ きざみに変化させて振動を計測したところ、水平偏角 $\beta$ (橋軸角方向を $0^\circ$ とする) $=0^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ$ において wake galloping が観測された。

4-6-2, この wake galloping は下流側ケーブルだけが鉛直方向、水平方向に同程度の振幅で振動す

るものであり、2次のモードが卓越していた。また、格子により発生させた乱流中においてもその特性はほとんど変化しない。

4-6-3,  $\beta=40^\circ, 50^\circ$ では高風速で下流側ケーブルが上流側ケーブルにぶつかるほどの振幅に達しており、しかもこの風速は実橋に換算し 23 m/s~58 m/s であり、実橋で発現する可能性はかなり高いものと考えられる。

4-6-4, wake galloping を抑制するための手段として両ケーブルを 1/4 点および 3/4 点で剛に結ぶ方法を取り上げ、その対策が効果のあることを実験的に確認した。

## 参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所；本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告，第5章耐風調査，土木研究所資料第1792号，昭和57年3月。
- 2) B.J. Vickery；Across-wind buffeting in a group of four in-line model chimneys, J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 8, 1981.
- 3) R.L. Wardlaw, K.R. Cooper, R.G. Ko and J.A. Watts；Wind tunnel and analytical investigations into the aeroelastic behaviour of bundled conductors, Transaction Paper, IEEE Power Eng. Soc., IEEE PES Summer Meeting and Energy Resources Conf., July, 1974.
- 4) 宇都宮英彦，鎌倉米康；並列円柱の空気力学的挙動に関する基礎的考察，第5回構造物の耐風性に関するシンポジウム論文集，1978.
- 5) 白石成人，松本勝，白土博通，佐川信之；直列柱状構造物の空力特性に関する基礎的研究，第7回風工学シンポジウム論文集，1982.
- 6) 本州四国連絡橋公団；ケーブルの制振対策について，1984.
- 7) 幡手信司，久保喜延，弓山肇；並列 Bluff Body の空力弾性挙動，土木学会第38回年次学術講演会講演概要集第1部，1983.
- 8) ESDU；Characteristics of atmospheric turbulence near the ground, Part II；Single point data for strong winds (neutral atmosphere), 74031, Wind Engineering Volume 1, 1982.
- 9) 横山，山川，坂田，斉藤，鈴木；斜張橋の大形化に対するケーブルの振動とその防止対策，三菱重工技報，Vol. 14, No.3, 1977

## 第5章 明石海峡大橋の設計荷重に関する調査試験

橋梁研究室 佐伯 彰 一  
宮 田 年 耕  
中 野 正 則  
佐 藤 和 徳

### 5-1 ま え が き

長大橋の設計において、現行の許容応力度法を適用した場合、短スパンの橋梁に比べ、結果的に高い安全率を有することが多い。橋の重要度は別途考慮するとして、物理的な要因（例えば、スパン）に対してすべての橋梁において同一の安全率を確保することは、構造物の設計思想として望ましい姿と思われる。

限界状態設計法は、この点に解答を与えうる設計法であり、将来的には我が国の設計法はこれに移行していくことは疑いのないところである。

明石海峡大橋は世界的にも類をみないスパンを有することから、その設計に限界状態設計法を導入することは、今後の大きな課題の一つと考えられている。

本調査試験は、明石海峡大橋の設計に限界状態設計法を導入するための基本事項すなわち設計荷重、部材耐力および全体安全係数等を明らかにすることを目的として進められており、昨年度は活荷重の特性値を明らかにした。本年度は、既に完成した因島大橋等長大吊橋における実態調査結果に基づき、死荷重の特性値を明らかにするものである。

### 5-2 明石海峡大橋の設計における死荷重の意味

明石海峡大橋の場合、ケーブルに最大張力を与える荷重のうち、死荷重の占める割合が約9割である。

いま、ある部材に死荷重、活荷重のみ作用し、その比率が0.9:0.1の場合を考える。許容応力度設計法によればこの部材は(1)式で照査することとなる。

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_d + \sigma_l \leq \sigma_a \\ \sigma_d / \sigma_l = 9 \\ \sigma_a = \sigma_y / \gamma \end{array} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに  $\sigma_d$  : 死荷重応力度  
 $\sigma_l$  : 活荷重応力度  
 $\sigma_a$  : 部材の許容応力度  
 $\sigma_y$  : 部材の強度  
 $\gamma$  : 安全率

鋼部材においては、安全率 ( $\gamma$ ) は約1.7であるので、(1)式は以下のように変形できる。

$$\sigma_d \leq 0.53 \sigma_y \dots\dots\dots (2)$$

一方、限界状態設計法によれば、(3)式で照査することとなる。

$$\frac{1}{\gamma_R} R \geq \gamma_g (S_d^* + S_l^*) \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに  $R$  : 部材の耐力

$S_d^*$  : 死荷重による断面力

$$(S_d^* = f(\gamma_d \cdot Q_d))$$

$S_l^*$  : 活荷重による断面力

$$(S_l^* = f(\gamma_l \cdot Q_l))$$

$\gamma_R$  : 材料係数

$\gamma_d$  : 死荷重係数  $Q_d$  : 死荷重の規格値

$\gamma_l$  : 活荷重係数  $Q_l$  : 活荷重の規格値

$\gamma_g$  : 全体安全係数

AASHTO の橋梁標準示方書等を参考に、 $\gamma_R=1.0$ 、 $\gamma_g=1.3$ 、 $\gamma_d=1.0$ 、 $\gamma_l=2.0$ と仮定し、(3)式を応力表示とすると

$$\sigma_d \leq 0.63 \sigma_y \quad \dots\dots\dots (4)$$

となる。

この事例でみるように、死荷重比率の大きい構造物においては、荷重係数の数値に妥当性があれば許容応力度設計法で設計するよりも、限界状態設計法で設計の方が経済性を追求することができるといえる。

### 5-3 死荷重特性値検討の枠組

死荷重特性値とは、死荷重のばらつきを考慮した場合における最大の荷重の期待値をいう。

通常、ある部材に外力として作用する死荷重  $Q_d$  は(5)式により算定される。

$$Q_d = \sum_i q_{di} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに  $q_{di}$  : ある部材に外力として作用する個々の部材の死荷重

したがって、死荷重  $Q_d$  の特性値を求めることは、 $q_{di}$  の総計の特性値を求めることにほかならない。本調査研究においては、検討の対象に吊橋のケーブルをとりあげ、このケーブルに作用する死荷重の特性値を求めることとする。

因島大橋を例にとると、ケーブルに作用する死荷重( $Q_d$ )は表5-1に示すように、個々の死荷重( $q_{di}$ )を総計することにより算定される。以下において、個々の死荷重( $q_{di}$ )のばらつきはできるかぎり、過去の長大吊橋の調査データより検討するものとするが、把握が行われていない  $q_{di}$  については適切なばらつきを仮定して、ケーブルに作用する死荷重のばらつきおよび特性値を推定するものとする。

### 5-4 部材の寸法の分布

設計時の死荷重仮定値と実橋の重量とは当然なんらかの誤差が生じる。設計・施工の流れは図5-1

表5-1 因島大橋工事完成時の死荷重

単位: t/m/Br

| 死 荷 重 項 目        |                                                       |                                                      | 側 径 間  | 中央径間   |        |
|------------------|-------------------------------------------------------|------------------------------------------------------|--------|--------|--------|
| 前<br>死<br>荷<br>重 | ケーブル部                                                 | 1 主ケーブル（素線径5.17mm, PWS 127×91, 一般部径618mm）            | 4.031  | 3.890  |        |
|                  |                                                       | 2 ラッピングワイヤ（径4mm）                                     | 0.089  | 0.087  |        |
|                  |                                                       | 3 ハンドロープ（径：上段30mm, 中・下段18mm）                         | 0.042  | 0.041  |        |
|                  |                                                       | 4 ケーブルバンド                                            | 0.338  | 0.284  |        |
|                  |                                                       | 5 ハンガーロープ（径54mm, CFRC）                               | 0.551  | 0.442  |        |
|                  |                                                       | ケーブル部前死荷重合計（センターステイは不含）                              |        | 5.051  | 4.744  |
|                  | 吊<br>構<br>造<br>部                                      | 6 舗装（グースト＝35mm, $\rho=2.4$ , 改質ト＝30mm, $\rho=2.35$ ） | 2.192  | 2.192  |        |
|                  |                                                       | 7 自動車防護柵, オープングレーチング                                 | 1.297  | 1.290  |        |
|                  |                                                       | 8 鋼床版の縦桁, 縦桁支承, 伸縮装置等                                | 4.138  | 4.159  |        |
|                  |                                                       | 床組関係合計                                               |        | 7.627  | 7.641  |
|                  |                                                       | 9 主構                                                 | 2.619  | 3.168  |        |
|                  |                                                       | 10 上・下横構                                             | 0.768  | 0.838  |        |
|                  |                                                       | 11 中間主構トラス                                           | 1.718  | 1.763  |        |
|                  |                                                       | 補剛トラス合計（端主横トラス, リンクは端部集中荷重扱いで不含）                     |        | 5.105  | 5.769  |
|                  |                                                       | 12 検査車軌条桁等（※検査設備の合計）                                 | 0.253  | 0.254  |        |
|                  |                                                       | 13 自転車歩行者道                                           | 1.062  | 1.057  |        |
|                  |                                                       | 14 縦横断検査路                                            | 0.413  | 0.416  |        |
|                  | 15 公団・電々管路(0.293t), 送水管(0.054t), 吊ピース・照明・電気(0.051t)   | 0.407                                                | 0.387  |        |        |
|                  | 16 塗装                                                 | 0.169                                                | 0.169  |        |        |
|                  | 付属構造物合計                                               |                                                      | 2.304  | 2.283  |        |
|                  | 吊構造部前死荷重合計                                            |                                                      | 15.036 | 15.693 |        |
|                  | 前 死 荷 重 合 計                                           |                                                      |        | 20.087 | 20.437 |
| 後<br>死<br>荷<br>重 | 17 自歩道高欄忍び返し(0.050t), 自歩道縁石(0.029t)                   | 0.079                                                | 0.080  |        |        |
|                  | 18 電波取収材(2.630㎡, 0.015t), 公団管路条数増(側：0.057t, 中：0.077t) | 0.057                                                | 0.092  |        |        |
|                  | 19 予備荷重(応力余裕の最も小さな主塔から決定した吊橋全体の余裕死荷重。)                | 0.518                                                | 1.097  |        |        |
|                  | 後 死 荷 重 合 計                                           |                                                      | 0.654  | 1.269  |        |
| 死 荷 重 合 計        |                                                       |                                                      | 20.741 | 21.706 |        |

(注) 前死荷重とは、補剛トラス応力を0とする死荷重であり、後死荷重とは補剛トラスに応力を生じさせる死荷重である。

のようなフローになっており、設計時死荷重と実重量との誤差は、\*印を付した箇所が発生する。

すなわち、\*1の箇所では、死荷重の仮定値と精算値の間で誤差が生じ、\*2の箇所では、寸法、単位重量のばらつきおよび、溶接、切削による重量の増減によって誤差が生じる。また、\*3の箇所では舗装打設等の現場作業における誤差がある。

このように、誤差が生じる要因は種々あるが、ここでは、\*2および\*3に着目して(\*1においては誤差がないものとして)、以下の検討を行う。

また、個々の部材の死荷重のばらつきは、部材の幾何学的寸法におけるばらつきと、使用される材料の単位重量におけるばらつきの両面から考察を加える必要があるが、今回検討の対象とする部材は主として鋼部材であり、鋼の単位重量の実測結果によるとそのばらつきは0.05%程度であるため、確定値として取扱ってもよいものと思われる。したがって死荷重のばらつきは、\*2、\*3において発生する部材寸法のばらつきに対応するものとして取扱うこととする。

図5-2～図5-9は、因島大橋等で実測された個々の部材の寸法の分布を示す。

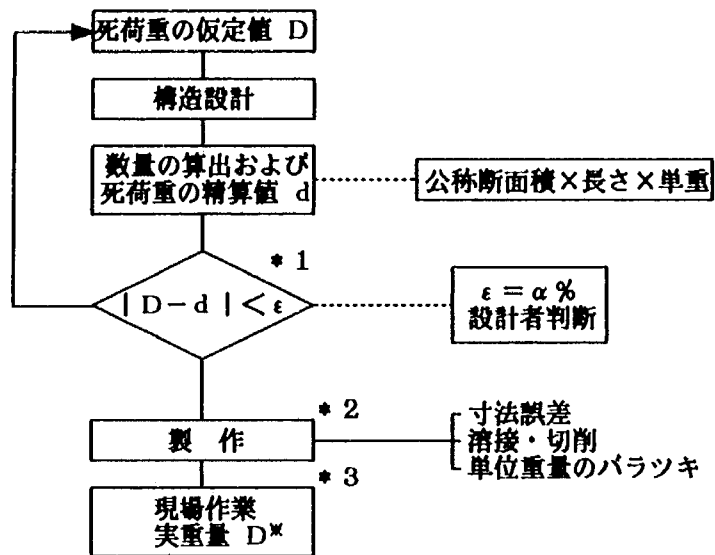


図 5-1 設計・施工の流れ図

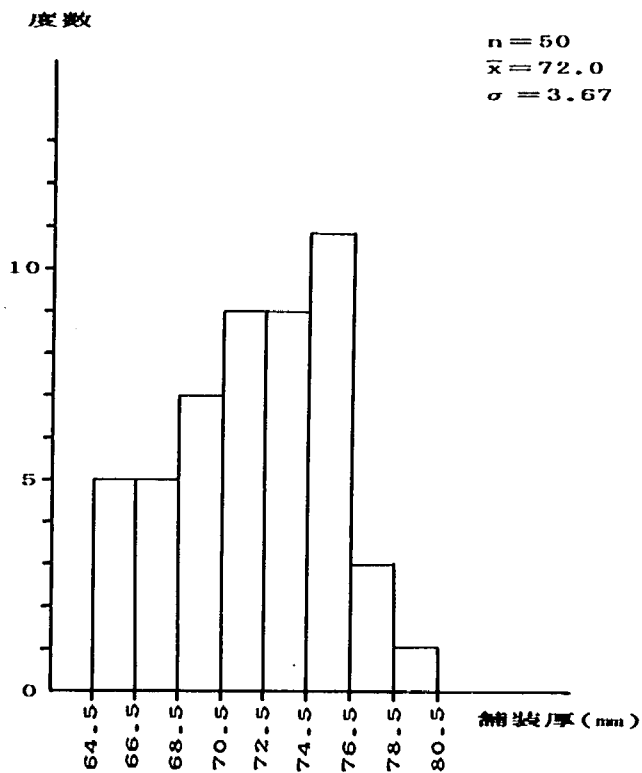


図 5-2 舗装厚分布  
(地方公共団体管理橋梁における実測結果)

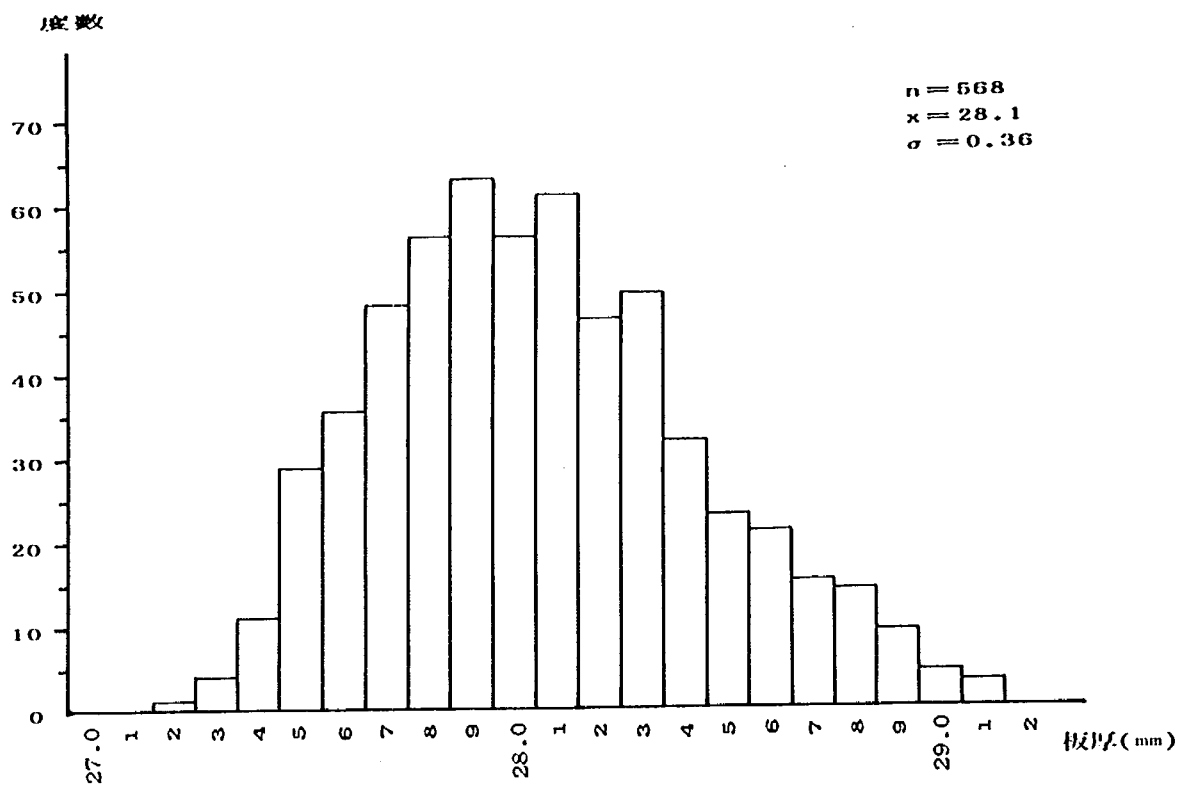


図5-3 SM 50 YB(t=28 mm) 板厚分布 (因島大橋における実測結果)

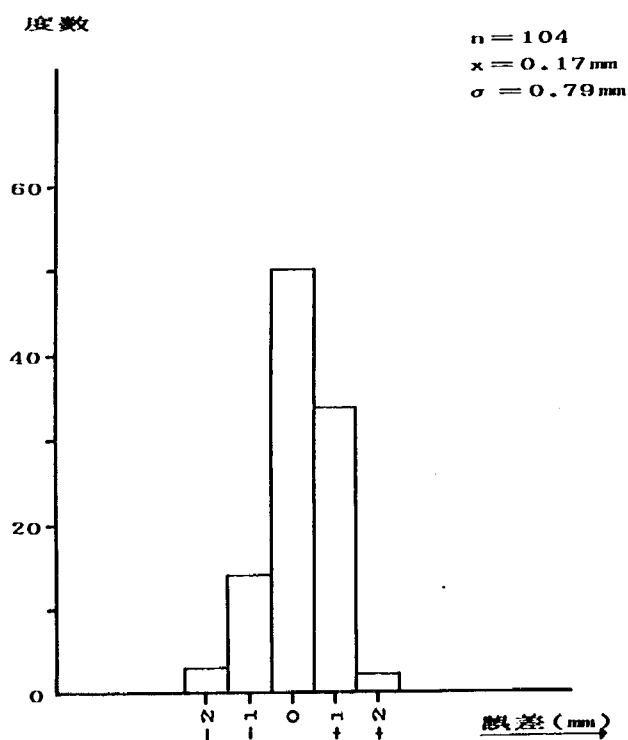


図5-4 補剛トラス部材の板幅分布 (因島大橋における実測結果)

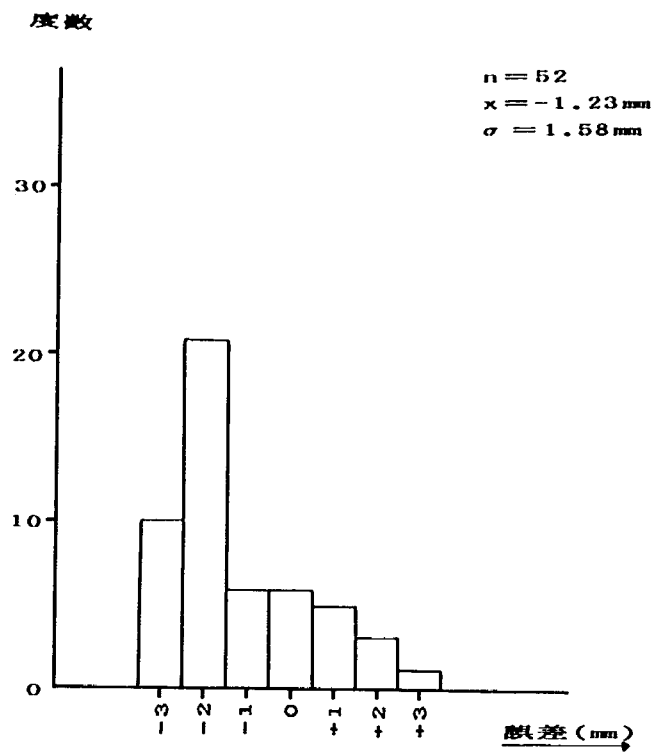


図 5-5 補剛トラス部材の部材長分布  
 (因島大橋における実測結果)

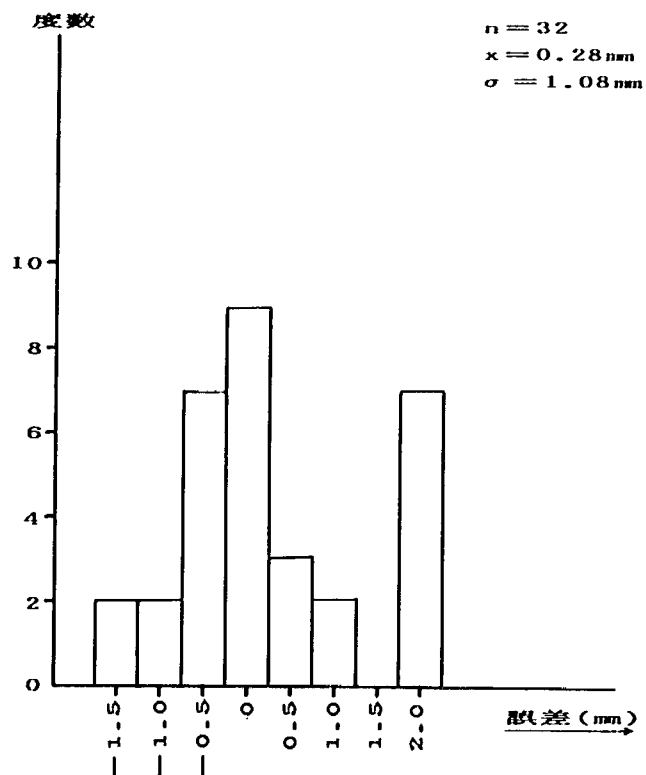


図 5-6 鋼床版の部材長分布  
 (因島大橋における実測結果)

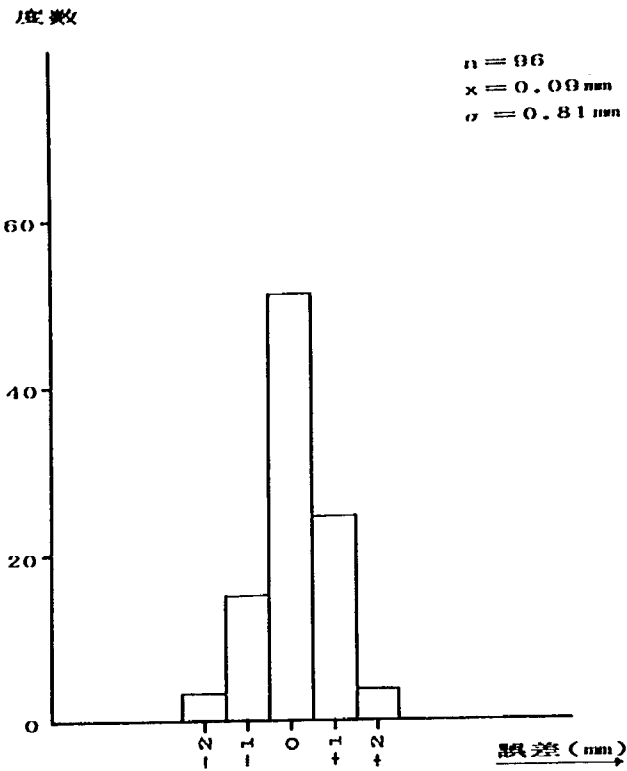


図5—7 鋼床版リブの高さ分布  
(因島大橋における実測結果)

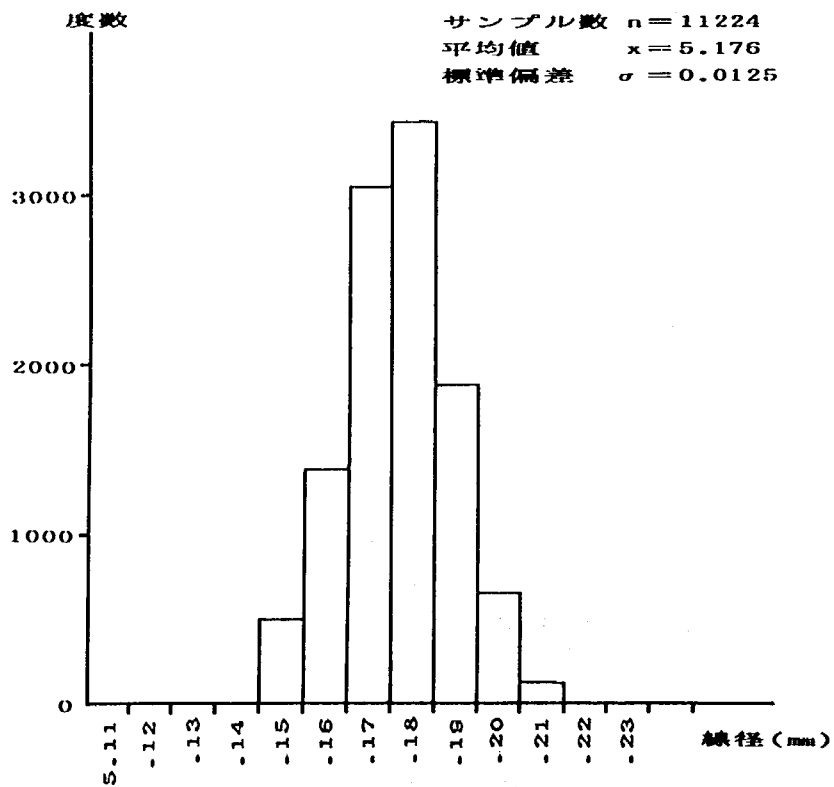


図5—8 亜鉛メッキ鋼線の線径分布  
(因島大橋における実測結果)

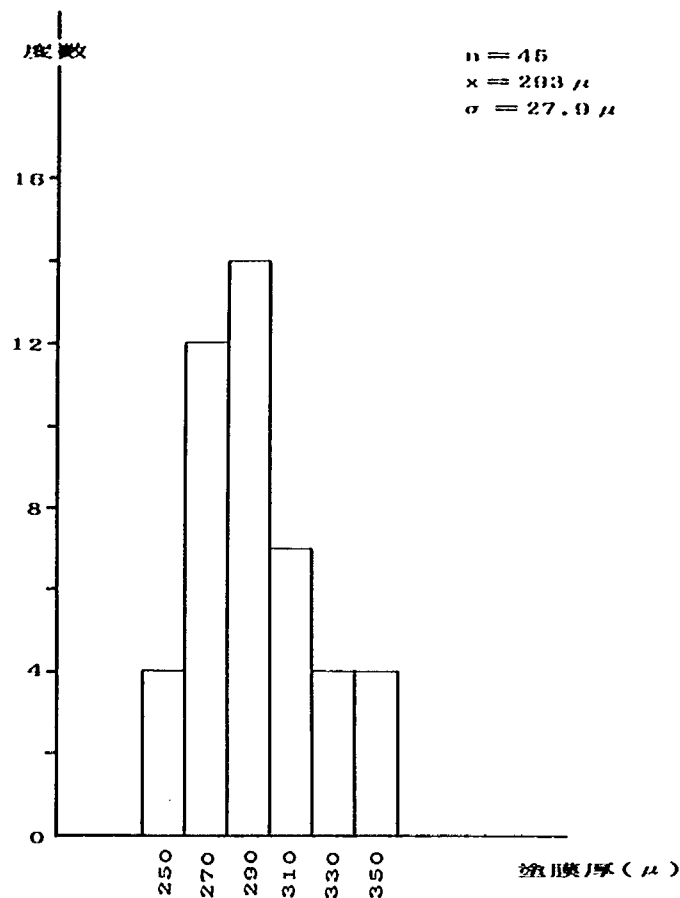


図5-9 塗膜厚分布 (因島大橋における実測結果)

### 5-5 死荷重の特性値の算定

限界状態設計法による死荷重の設計用値 ( $Q_d^*$ ) は(6)式により、算定される。

$$Q_d^* = \gamma_d \cdot Q_d \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに  $\gamma_d$ : 死荷重係数

$Q_d$ : 死荷重の規格値

(5)式および(6)式より

$$Q_d^* = \gamma_d \cdot \sum_i q_{di} \quad \dots\dots\dots (7)$$

と表わせる。ここでいう死荷重の規格値とは、設計部材体積に示方書に規定されている単位重量を乗じた重量の値のことであり、死荷重係数とは望ましくない方向への荷重の変動を考慮するための安全係数である。

(7)式で示されたように死荷重係数は、個々の部材の寸法等のばらつきが総計された死荷重の設計用値に与える影響をトータルで考慮する必要がある。

すなわち、ケーブルに作用する死荷重を考える場合、表5-1の例でみると19種の部材重量の個々の変動を、トータルで考慮し、死荷重係数を設定する必要がある。

一方、個々の部材の重量 ( $q_{di}$ ) は、(8)式により算出される。

$$q_{di} = A_i \cdot L_i \cdot \rho_i \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに  $A_i$  : 部材断面積

$L_i$  : 部材長

$\rho_i$  : 部材の材料の単位重量

なお、(7)式においては複数個の確率変数の和を、(8)式においては複数個の確率変数の積を求める必要があるため、まずこの点に関する確率法則を述べたうえで、死荷重の特性値を検討する。

#### (1) 複数の確率変数の和

複数個の確率変数の関数の数学的期待値 (平均値) は(9)式の一般形として得られる。すなわち、 $n$  個の変数の関数  $Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n)$  の平均値は次式のようにになる。

$$\begin{aligned} E(Z) &= E[g(X_1, X_2, \dots, X_n)] \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} \dots \int_{-\infty}^{\infty} g(x_1, \dots, x_n) \cdot f_{x_1, \dots, x_n}(x_1, \dots, x_n) dx_1 \dots dx_n \quad \dots\dots\dots (9) \end{aligned}$$

いま、 $a_1, a_2$  を定数として

$Y = a_1 X_1 + a_2 X_2$  とすると(9)式により

$$\begin{aligned} E(Y) &= \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} (a_1 x_1 + a_2 x_2) f_{x_1, x_2}(x_1, x_2) dx_1 dx_2 \\ &= a_1 \int_{-\infty}^{\infty} x_1 f_{x_1}(x_1) dx_1 + a_2 \int_{-\infty}^{\infty} x_2 f_{x_2}(x_2) dx_2 \quad \dots\dots\dots (10) \end{aligned}$$

これらの積分はそれぞれ  $E(X_1), E(X_2)$  であるから

$$E(Y) = a_1 E(X_1) + a_2 E(X_2) \quad \dots\dots\dots (11)$$

また、分散は、

$$\begin{aligned} Var(Y) &= E\{[(a_1 X_1 + a_2 X_2) - (a_1 \mu_{x_1} + a_2 \mu_{x_2})]^2\} \\ &= E\{[a_1(X_1 - \mu_{x_1}) + a_2(X_2 - \mu_{x_2})]^2\} \\ &= E[a_1^2(X_1 - \mu_{x_1})^2 + 2a_1 a_2(X_1 - \mu_{x_1})(X_2 - \mu_{x_2}) \\ &\quad + a_2^2(X_2 - \mu_{x_2})^2] \end{aligned}$$

第1項と第3項は分散、第2項は共分散であるので

$$\begin{aligned} Var(Y) &= a_1^2 Var(X_1) + a_2^2 Var(X_2) \\ &\quad + 2a_1 a_2 Cov(X_1, X_2) \quad \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

$X_1$  と  $X_2$  が独立であれば  $Cov(X_1, X_2) = 0$  であるから、

$$Var(Y) = a_1^2 Var(X_1) + a_2^2 Var(X_2) \quad \dots\dots\dots (14)$$

一般に、 $a_i$  を定数として

$$Y = \sum_i a_i X_i \dots\dots\dots (15)$$

とおいた場合には、(11)式、(13)式を拡張して次の結果を得る。

$$E(Y) = \sum_i a_i E(X_i) \dots\dots\dots (16)$$

および

$$Var(Y) = \sum_i a_i^2 \cdot Var(X_i) + \sum_{i,j} a_i a_j Cov(X_i, X_j) \dots\dots\dots (17)$$

## (2) 複数の確率変数の積

n 個の確率変数  $X_1, X_2, \dots, X_n$  が独立な場合、それらの積  $Z = X_1 X_2 \dots X_n$  の平均値は

$$\begin{aligned} E(Z) &= \int_{-\infty}^{\infty} \dots \int_{-\infty}^{\infty} x_1 \dots x_n f_{X_1}(x_1) \dots f_{X_n}(x_n) dx_1 \dots dx_n \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} x_1 f_{X_1}(x_1) dx_1 \dots \int_{-\infty}^{\infty} x_n f_{X_n}(x_n) dx_n \\ &= E(X_1) E(X_2) \dots E(X_n) \dots\dots\dots (18) \end{aligned}$$

同様に

$$E(Z^2) = E(X_1^2) E(X_2^2) \dots E(X_n^2) \dots\dots\dots (19)$$

なる関係が証明できるから、独立な確率変数の積の分散は

$$\begin{aligned} Var(Z) &= E(X_1^2) \dots E(X_n^2) \\ &\quad - \{E(X_1) \dots E(X_n)\}^2 \dots\dots\dots (20) \end{aligned}$$

となる。

## (3) 寸法のばらつき

部材寸法のばらつきの実測結果は、図 5-2～図 5-9 に示した。表 5-1 をもとにケーブルに作用する死荷重を算定する場合、図 5-2～図 5-9 をもとに、寸法のばらつきを無次元化する必要がある。

寸法のばらつきは、設計値の大小に依存することも考えられるが、設計値に対する実測値の比を指標として、各部材寸法のばらつきを示すこととする。

### ① 舗装厚

表 5-1 にみるようにケーブルにかかる全死荷重のうち舗装重量は約 1 割を占め、ウェイトの高い死荷重である。図 5-10 に舗装厚のばらつきを示すが、他の部材寸法に比べて実測値の平均値と設計値の乖離も大きく、分散も大きい。

### ② 鋼材の板厚

表 5-1 における主構、鋼床版等の死荷重のばらつきに影響を与える要素である。図 5-11 に鋼材の板厚のばらつきを示すが、実測値の平均値と設計値の乖離は 1/100 以下であるが、分散は比較

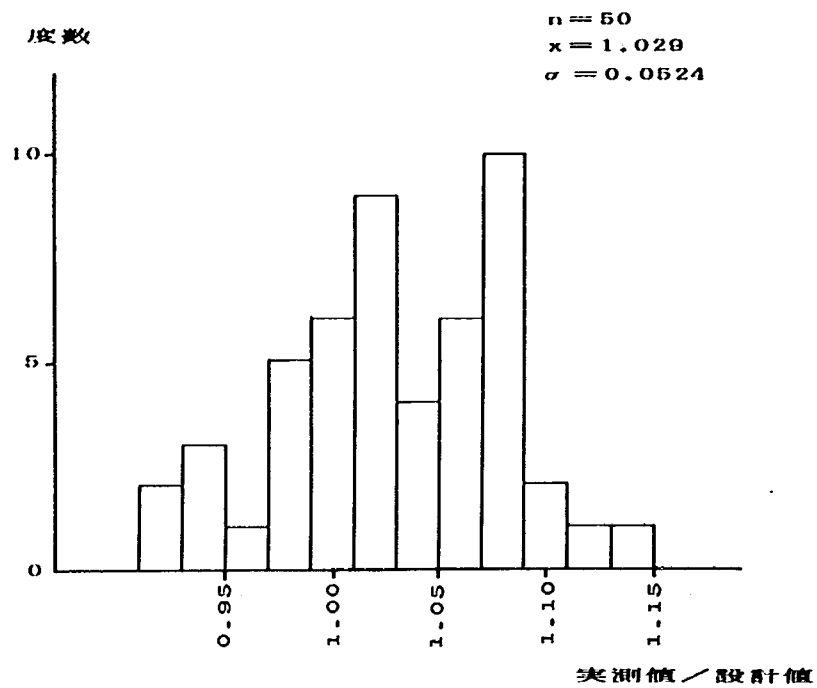


図5-10 舗装厚のばらつき

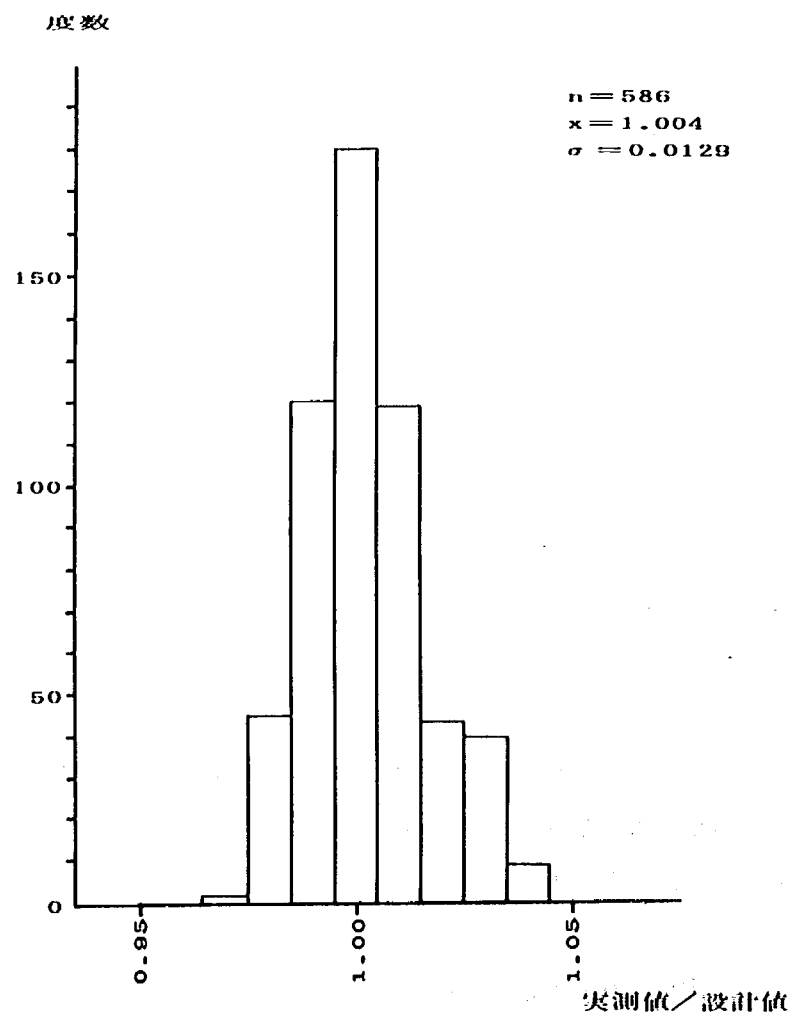


図5-11 鋼材の板厚のばらつき

的大きい。

③ 補剛トラス部材の板幅（部材高）

主構等の死荷重に影響を与える要素である。本四鋼橋等製作基準において部材精度がきびしく規定されており、表5-2でみるように $H \leq 1\text{m}$ の場合の許容差は $\pm 2\text{mm}$ である。したがって図5-12に示すように実測値の平均値と設計値との乖離、分散とも小さい値となっている。

④ 補剛材トラス部材の部材長

主構等の死荷重に影響を与える要素である。表5-2でみるように、 $L > 10\text{m}$ の場合でも許容差は $\pm 3\text{mm}$ であるため、図5-13に示すように部材長のばらつきは無視できる程度に小さい。

⑤ 鋼床版寸法

デッキプレート長のばらつきを図5-14に、リップ高さのばらつきを図5-15に示す。両図にみるように、鋼床版の製作時におけるばらつきは無視できる程度に小さい。

⑥ 亜鉛めっき鋼線の線径

主ケーブル等の死荷重等に影響を与える要素である。図5-16に示すように、実測値の平均値と設計値の乖離は $1/1000$ 程度であり、分散も小さい。

⑦ 塗膜厚

塗装がケーブルにかかる全死荷重に占める割合は $1\%$ 以下と小さいが、図5-17に示すように死荷重を増大させる方向でのばらつきは①～⑦でとりあげた寸法のうちで最も大きい。

(4) 個々の部材の死荷重のばらつき

表5-1および図5-10～図5-17をもとに各部材の死荷重のばらつきを算定する。

① 主ケーブル等

表5-1における死荷重項目1～5（4は除く）は基本的には鋼線より構成されている。鋼線の重量 $W_1$ は

$$W_1 = \pi r^2 \cdot l \cdot \rho \quad \dots\dots\dots (21)$$

ここに  $r$ ：線径

$l$ ：線長

$\rho$ ：単位重量

で算出できるが、いま、 $\pi$ 、 $l$ 、 $\rho$ を定数とすると(18)式、(20)式および図5-16より、 $W_1$ の平均値 $\overline{W_1}$ と分散 $\sigma_1$ は

$$\left. \begin{aligned} \overline{W_1} &= 1.0020 \cdot W_{d1} \\ \sigma_1 &= 0.0034 \cdot W_{d1} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (22)$$

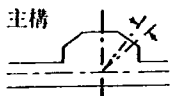
ここに  $W_{d1}$ ：設計時死荷重

② 舗装

舗装の重量は

表5-2 部材および仮組時の寸法許容差

(表示のない場合の単位: mm)

| 番号    | 部 材 名<br>要求項目 |               |                                                                                   | 吊                 |                                                                                                 | 橋                                                         |                                           | トラス                               | アーチ                                         | 鋼 床 板                |                                           |            |       |
|-------|---------------|---------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|-------------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------------|----------------------|-------------------------------------------|------------|-------|
|       |               |               |                                                                                   | 塔                 |                                                                                                 | 補 剛 桁                                                     |                                           | 各 部 材                             | アーチ<br>リブ                                   | デッキプレート、縦桁           |                                           |            |       |
|       |               |               |                                                                                   | 塔柱、斜材、水平材         |                                                                                                 | 主構、主構トラス、横構                                               |                                           |                                   |                                             | 条 件                  | 許 容 差                                     | 条 件        | 許 容 差 |
|       |               |               |                                                                                   | 条 件               | 許 容 差                                                                                           | 条 件                                                       | 許 容 差                                     |                                   |                                             |                      |                                           |            |       |
| 1     | 部 材 高         | 断面寸法          | 部 材 高                                                                             | 塔 柱               | ± 2                                                                                             | $H \leq 1 \text{ m}$                                      | ± 2                                       | 同 左                               | 同 左                                         | $H \leq 2 \text{ m}$ | ± 4<br>(注)現場溶接の場合には別途規定による                |            |       |
| 斜 材   |               |               |                                                                                   | $H > 1 \text{ m}$ |                                                                                                 | ± 3                                                       |                                           |                                   |                                             |                      |                                           |            |       |
| 水 平 材 |               |               |                                                                                   |                   |                                                                                                 |                                                           |                                           |                                   |                                             |                      |                                           |            |       |
| 2     |               |               |                                                                                   | フランジ幅             | 塔斜水柱材材材材                                                                                        | ± 2                                                       | $W \leq 1 \text{ m}$<br>$W > 1 \text{ m}$ | ± 2<br>± 3                        | 同 左                                         | 同 左                  | $W \leq 1 \text{ m}$<br>$W > 1 \text{ m}$ | ± 2<br>± 4 |       |
| 3     | 対角線長          | 塔斜水柱材材材材      | ± 3                                                                               | 箱 断 面             | ± 3                                                                                             | 同 左                                                       | 同 左                                       | —                                 | —                                           |                      |                                           |            |       |
| 4     | 断面のねじれ        | 塔 (部材長10mあたり) | ± 3                                                                               | 箱 断 面             | ± 3                                                                                             | 同 左                                                       | 同 左                                       | —                                 | —                                           |                      |                                           |            |       |
| 5     | 部 材 の 寸 法     | メタルタッチ部材      |  | ± 1               | —                                                                                               | —                                                         | —                                         | —                                 | —                                           | —                    |                                           |            |       |
| 6     | 長             | 一般部材          | 斜材、水平材<br>$L \leq 10 \text{ m}$<br>$L > 10 \text{ m}$                             | ± 2<br>± 3        | $L \leq 10 \text{ m}$<br>$L > 10 \text{ m}$                                                     | ± 2<br>± 3                                                | 同 左                                       | 同 左                               | —                                           | —                    |                                           |            |       |
| 7     | 法 容 差         | 圧縮部材の曲り       | —                                                                                 | —                 | 主構・主横トラス<br> | $y \leq \frac{L}{1000}$                                   | 同 左                                       | 同 左                               | —                                           | —                    |                                           |            |       |
| 8     | 端面直角度         | 塔 柱           | 20°                                                                               | —                 | —                                                                                               | —                                                         | —                                         | —                                 | —                                           |                      |                                           |            |       |
| 9     | ガセット角         | —             | —                                                                                 | —                 | 主構<br>       | $\frac{1}{1000}$                                          | 同 左                                       | —                                 | —                                           | —                    |                                           |            |       |
| 10    | 板の平面度         | W：リブ間隔または腹板間隔 | $\frac{W}{300}$<br>ただし最小値は3とする。                                                   | 同 左               | 同 左                                                                                             | 箱断面<br>W：溶接線間距離<br>$\frac{W}{150}$                        | 同 左                                       | W：溶接線間距離<br>$\frac{W}{150}$       | デッキプレート<br>W：リブ間隔または腹板間隔<br>$\frac{W}{150}$ | $\frac{W}{150}$      |                                           |            |       |
| 11    |               |               |                                                                                   |                   |                                                                                                 | I断面の腹板高<br>$\frac{h}{250}$<br>フランジの直角度<br>$\frac{h}{100}$ | —                                         | 縦桁の腹板<br>h：腹板高<br>$\frac{h}{150}$ | $\frac{h}{150}$                             |                      |                                           |            |       |
|       |               |               |                                                                                   |                   |                                                                                                 |                                                           |                                           | フランジの直角度<br>$\frac{h}{100}$       | $\frac{h}{100}$                             |                      |                                           |            |       |

(注) 「鋼橋等製作基準・同解説」本四公団より抜粋

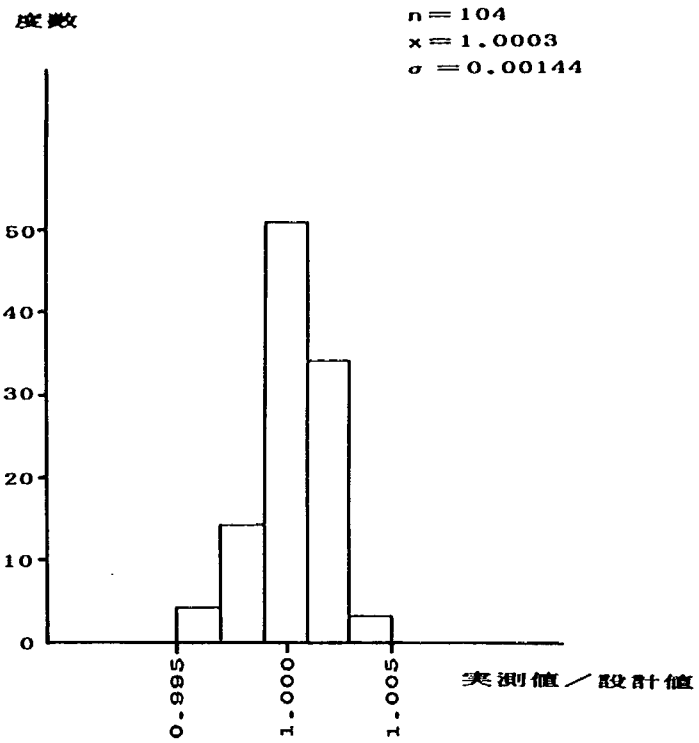


図 5-12 補剛トラス部材の板幅のばらつき

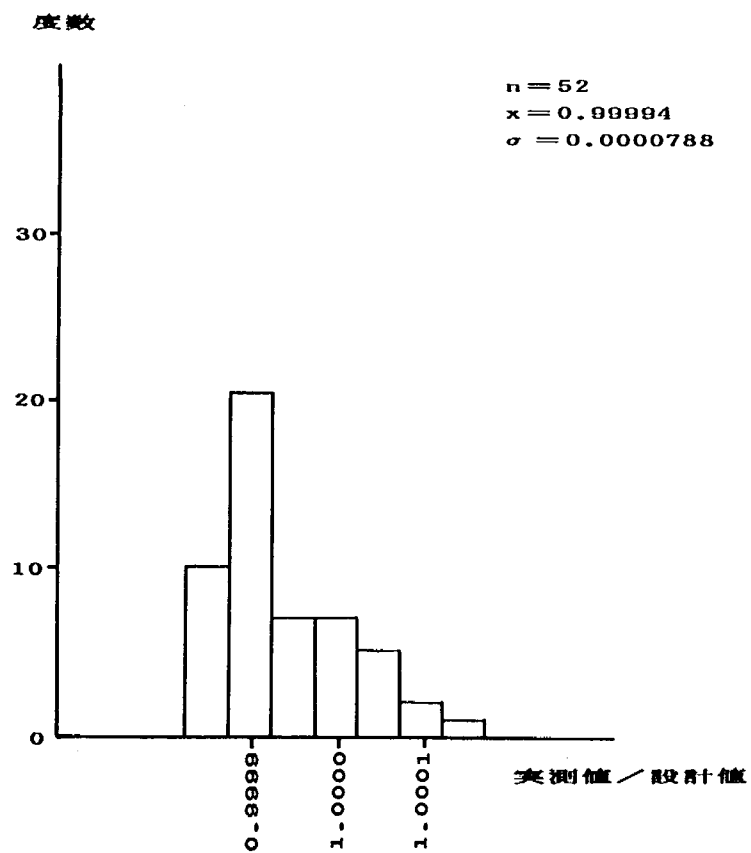


図 5-13 補鋼トラス部材の部材長のばらつき

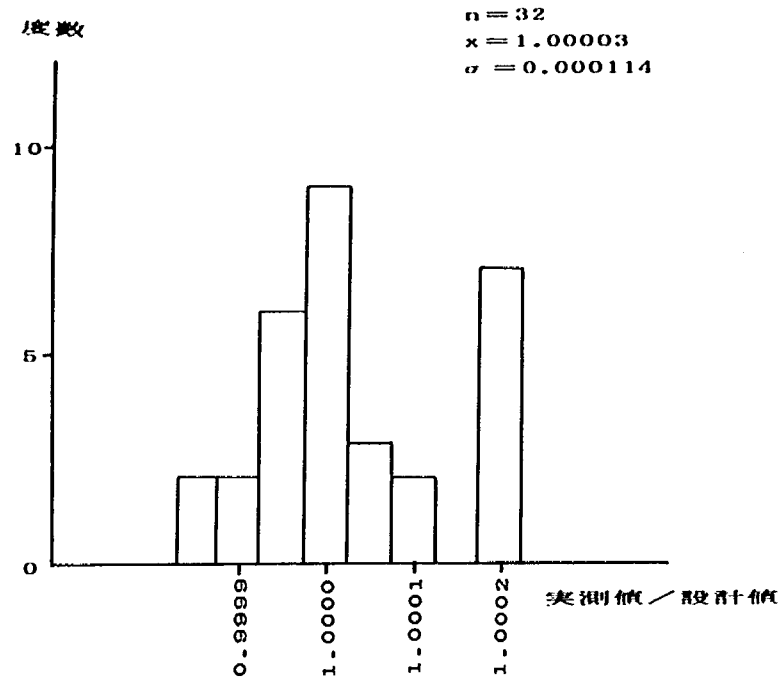


図 5-14 鋼床版のデッキプレート長のばらつき

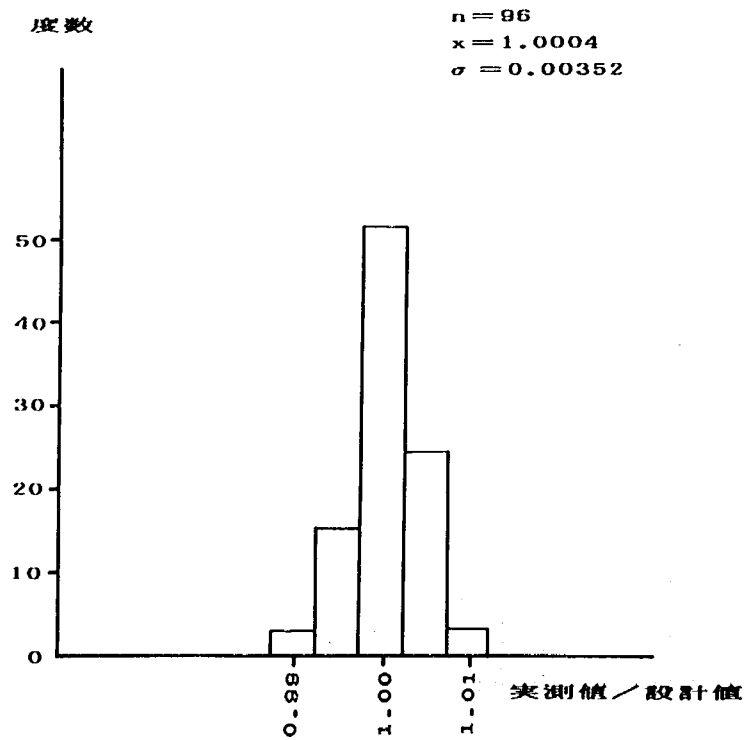


図 5-15 鋼床版のリブの高さのばらつき

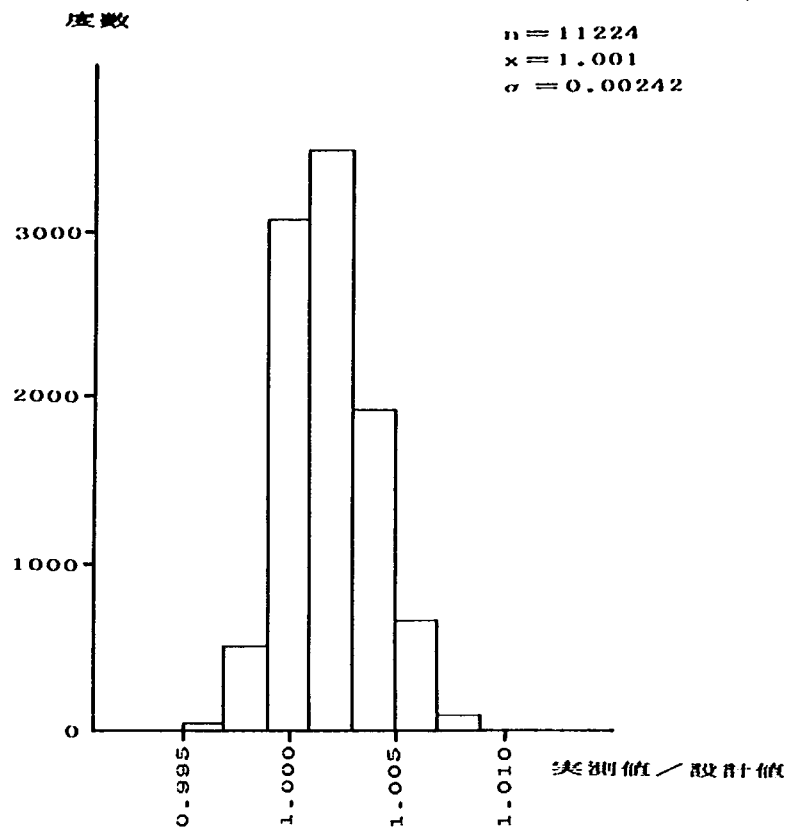


図5-16 亜鉛メッキ鋼線の線径のばらつき

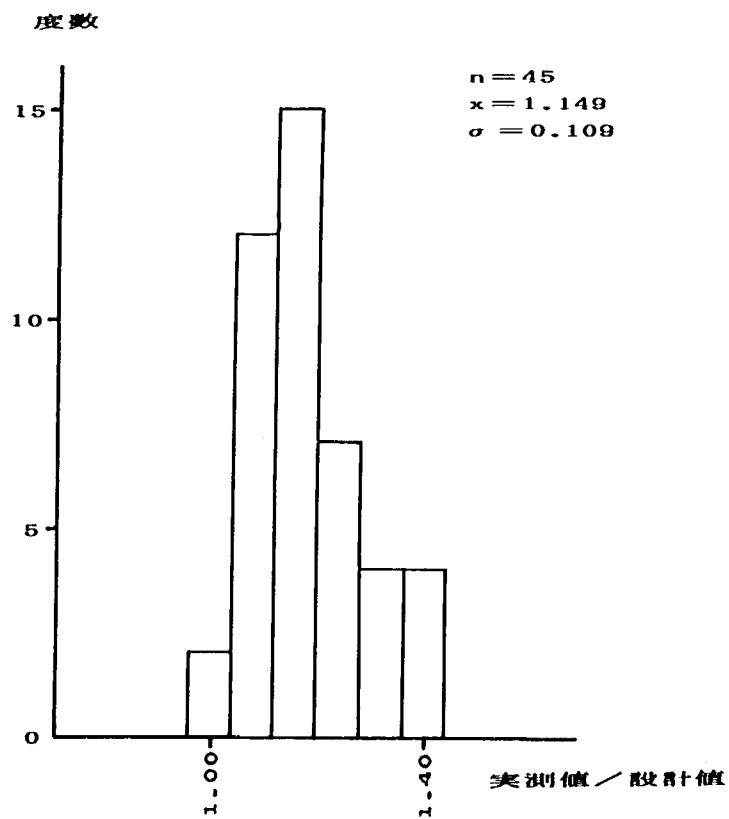


図5-17 塗膜厚のばらつき

$$W_2 = d \cdot A \cdot \rho \quad \dots\dots\dots (23)$$

ここに  $d$ ：舗装厚  
 $A$ ：舗装面積  
 $\rho$ ：単位重量

で算出されるが、いま  $A, \rho$  を定数とすると図 5—10 より、 $W_2$  の平均値  $\overline{W}_2$  と分散  $\sigma_2$  は

$$\left. \begin{aligned} \overline{W}_2 &= 1.0290 \cdot W_{d2} \\ \sigma_2 &= 0.0524 \cdot W_{d2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (24)$$

ここに  $W_{d2}$ ：設計時死荷重

### ③ 鋼 床 版

デッキプレートの重量は

$$W_{31} = t \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot \rho \quad \dots\dots\dots (25)$$

ここに  $t$ ：板厚

$l_1, l_2$ ：デッキプレートの長さ、幅

$\rho$ ：単位重量

いま、 $\rho$  を定数とすると (18) 式、(20) 式および図 5—11、図 5—14 より  $W_{31}$  の平均値  $\overline{W}_{31}$  と分散  $\sigma_{31}$  は

$$\left. \begin{aligned} \overline{W}_{31} &= 1.0041 \cdot W_{d31} \\ \sigma_{31} &= 0.0128 \cdot W_{d31} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (26)$$

ここに  $W_{d31}$ ：設計時死荷重

一方、リブの重量は

$$W_{32} = l \cdot h \cdot t \cdot \rho \quad \dots\dots\dots (27)$$

いま、 $\rho$  を定数とすると (18) 式、(20) 式および図 5—11、図 5—14、図 5—15 より  $W_{32}$  の平均値  $\overline{W}_{32}$  と分散  $\sigma_{32}$  は

$$\left. \begin{aligned} \overline{W}_{32} &= 1.0044 \cdot W_{d32} \\ \sigma_{32} &= 0.0133 \cdot W_{d32} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (28)$$

ここに  $W_{d32}$ ：設計時荷重

$W_{d31}$  と  $W_{d32}$  の比を 0.65：0.35 と仮定すると

$$\left. \begin{aligned} W_{d31} &= 0.65 W_{d3} \\ W_{d32} &= 0.35 W_{d3} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (29)$$

となり、鋼床版の重量は、(30)式で表わされる。

$$W_3 = W_{d31} + W_{d32} \dots\dots\dots (30)$$

(11)式、(14)式、(26)式、(28)式および(29)式より、 $W_3$ の平均値  $\overline{W}_3$  と分散  $\sigma_3$  は

$$\left. \begin{aligned} \overline{W}_3 &= 1.0042 \cdot W_{d3} \\ \sigma_3 &= 0.0095 \cdot W_{d3} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (31)$$

ここに  $W_{d3}$ ：設計時死荷重

#### ④ 主 構 等

主構等の重量は、

$$W_4 = l \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot \rho \dots\dots\dots (32)$$

ここに、 $l$ ：板厚

$l_1$ ：幅

$l_2$ ：長さ

$\rho$ ：単位重量

いま、 $\rho$ を定数とすると(18)式、(20)式および図5—11、図5—12、図5—13より  $W_4$ の平均値  $\overline{W}_4$  と分散  $\sigma_4$  は

$$\left. \begin{aligned} \overline{W}_4 &= 1.0042 W_{d4} \\ \sigma_4 &= 0.0143 W_{d4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (33)$$

ここに  $W_{d4}$ ：設計時荷重

#### ⑤ 塗 装

塗装重量は

$$W_5 = t \cdot A \cdot \rho \dots\dots\dots (34)$$

ここに  $t$ ：塗膜厚

$A$ ：塗装面積

$\rho$ ：単位重量

で算出されるが、いま、 $A, \rho$ を定数とすると、図5—17より、 $W_5$ の平均値  $\overline{W}_5$  と分散  $\sigma_5$  は

$$\left. \begin{aligned} \overline{W}_s &= 1.1490 \cdot W_{ds} \\ \sigma_s &= 0.109 \cdot W_{ds} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (35)$$

ここに、 $W_{ds}$ ：設計時重量

(5) 総死荷重のばらつき

表5－1および個々の部材のばらつきの算定結果に基づき、(16)式および(17)式によりケーブルにかかる死荷重のばらつきを算定した。その結果を表5－3に示す。なお、ケーブルバンド、防護柵付属物等は、ばらつきの実体を把握しえなかったので、(4)において算出した類似の部材のばらつきをあてはめ、表を作成している。また、表5－1における後死荷重は、表5－3からは省いている。

(6) 死荷重の特性値および死荷重係数

死荷重の分布を正規分布であると仮定すると、 $m+2\sigma$ は97.73%の信頼度を有し、 $m+3\sigma$ は99.87%の信頼度を有する。したがって、97.73%の信頼度をとると死荷重の特性値  $Qd^{**}$  は

$$Qd^{**} = m + 2\sigma \dots\dots\dots (36)$$

99.87%の信頼度をとるとすると

$$Q_d^{**} = m + 3\sigma \dots\dots\dots (37)$$

死荷重の設計用値＝特性値とすると(6)式および表5－3より死荷重係数  $\gamma_d$  は信頼度97.73%の場合

$$\gamma_d = 1.021$$

表5－3 ケーブルにかかる死荷重のばらつき

|           |          | t / m / Br     |           |          |       |
|-----------|----------|----------------|-----------|----------|-------|
| 死 荷 重 項 目 |          | 設 計 時<br>死 荷 重 | 実 死 荷 重   |          | 適用した式 |
|           |          |                | 平 均 値 (m) | 標準偏差 (σ) |       |
| 1         | 主ケーブル    | 3.890          | 3.8978    | 0.0132   | (21)  |
| 2         | ラッピングワイヤ | 0.087          | 0.0872    | 0.0003   | (21)  |
| 3         | ハンドロープ   | 0.041          | 0.0411    | 0.0001   | (21)  |
| 4         | ケーブルバンド  | 0.284          | 0.2846    | 0.0010   | (21)  |
| 5         | ハンガーロープ  | 0.442          | 0.4429    | 0.0015   | (21)  |
| 6         | 舗 装      | 2.192          | 2.2556    | 0.1149   | (23)  |
| 7         | 自動車防護柵等  | 1.290          | 1.2954    | 0.0123   | (30)  |
| 8         | 鋼床版等     | 4.159          | 4.1765    | 0.0395   | (30)  |
| 9         | 主 構      | 3.168          | 3.1813    | 0.0453   | (32)  |
| 10        | 上・下横構    | 0.838          | 0.8415    | 0.0120   | (32)  |
| 11        | 中間主横トラス  | 1.763          | 1.7704    | 0.0252   | (32)  |
| 12        | 検査設備     | 0.254          | 0.2551    | 0.0036   | (32)  |
| 13        | 自動車歩行者道  | 1.057          | 1.0614    | 0.0151   | (32)  |
| 14        | 縦横断検査路   | 0.416          | 0.4177    | 0.0059   | (32)  |
| 15        | 送水管等     | 0.387          | 0.3886    | 0.0055   | (30)  |
| 16        | 塗 装      | 0.169          | 0.1942    | 0.0184   | (34)  |
| 死 荷 重 合 計 |          | 20.437         | 20.5913   | 0.1363   |       |

信頼度 99.87%の場合

$$\gamma_d = 1.028$$

となる。

#### 5-6 ま と め

過去の死荷重実態によれば、吊橋ケーブルに作用する死荷重の荷重係数は 1.03 程度の数値としてよい。ただし、今回の調査試験結果については、以下の点に問題点が残されている。

- (1) すべての死荷重項目について、寸法等の実態を把握したわけではなく、結果を導くにあたって、それらの死荷重項目のばらつきを仮定している。
- (2) ケーブルに作用する死荷重を検討対象としており、その他の部材に働く死荷重のばらつきについてはふれていない。
- (3) 死荷重のばらつきを有意に算定するには寸法実測のサンプル数が十分でない項目もある。
- (4) 部材によっては、孔あけ、ボルト、溶接等死荷重の増減に影響を与える要因を考慮すべきであるが、これに関する検討を行っていない。

このほか、図 5-1 でも示したように、死荷重係数の設定には、仮定値と精算値の誤差が介在しており、また部材の単位体積重量のばらつきも考慮する必要がある。今後は、これらの誤差も考慮して、総合的に検討していく必要がある。

#### 参 考 文 献

- 1) 伊藤, 亀田訳「土木, 建築のための確率, 統計の基礎」丸善
- 2) Spiegel, Probability and Statictics, Mc Graw-Hill

## 第6章 長大橋の設計地震入力に関する調査試験

振動研究室 佐々木 康  
田 村 敬 一  
栄 原 徹 郎  
相 沢 興  
高 橋 和 之

### 6-1 ま え が き

明石海峡大橋の耐震設計に用いる地震動入力の強度は、本州四国連絡橋耐震設計基準・同解説（以下、耐震設計基準と呼ぶ）により規定されており、これによれば、地震動の最大加速度は、架橋地点の橋梁下部構造支持地盤上において 180 gal とするとされている。また、動的解析に用いる加速度応答スペクトルとしては、図 6-1-1 に示すスペクトルを使用するものと規定されている。しかしながら、これらの規定は、昭和 49 年に定められたものであり、現時点に比較し地震動の特性に関する情報が相対的に少なかった時期に定められたものであることから、見直しが必要とされている。本課題は明石海峡大橋の耐震設計に用いる動的解析の加速度応答スペクトルの見直しを図るとともに、時刻歴地震応答解析用の入力地震波を合理的に定めることを目的に、昭和 55 年度を初年度として開始されたものである。

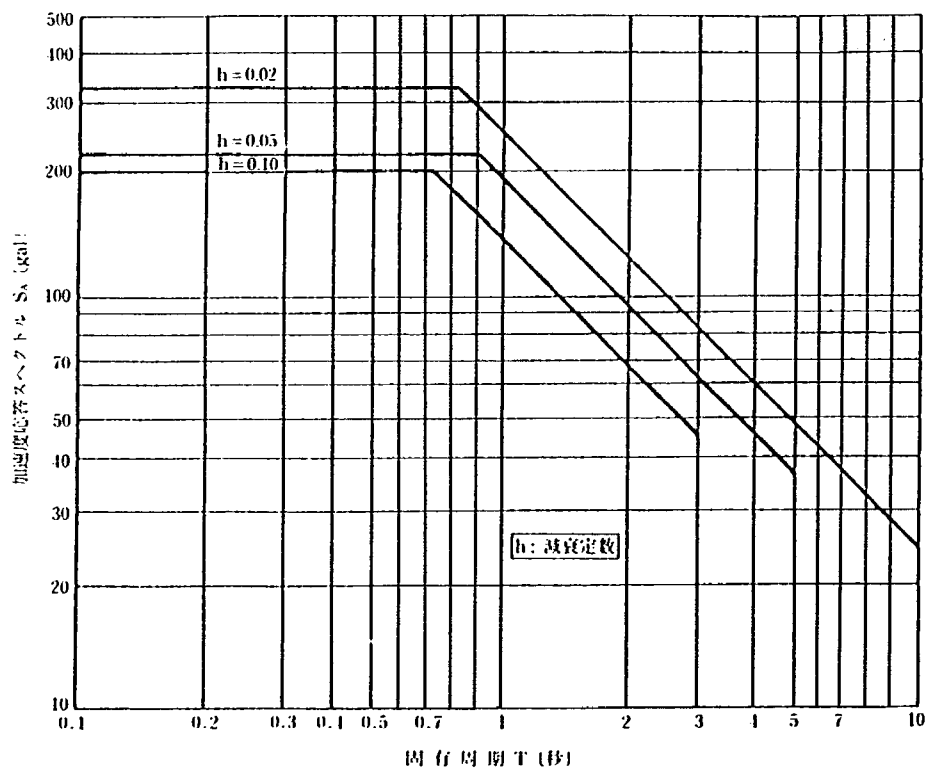


図 6-1-1 加速度応答スペクトル曲線  
(地震動の最大加速度が 180 gal の場合)

昭和 55 年度には、架橋地点の地震発生状況を既往の地震活動を考慮して、確率的に解析し得る手法を検討し、これに基づく電算解析プログラム RISK を開発した。RISK は任意地点における任意の再現期間に相当する地震応答スペクトルの期待値を求めることのできる電算プログラムである。昭和 56 年度には、RISK に入力するデータとして明石海峡大橋周辺の地震の発生状況に基づく地域区分、河角のマグニチュードの信頼性、解析に考慮する最小マグニチュード  $m_0$  の設定法等を検討した。昭和 57 年度には、これに基づき明石海峡大橋建設地点における最大加速度、加速度応答スペクトルの期待値を予備的に検討した。昭和 58 年度は、昭和 57 年度までの検討結果に基づき、予測式まわりのばらつきを考慮した加速度応答スペクトルの期待を求め、これと現行の耐震設計基準に規定されている動的解析用の加速度応答スペクトルとの比較を行うとともに、明石海峡大橋の動的解析に用いる入力地震応答スペクトルを提案した。また、実測の強震記録をもとに、その応答スペクトル特性を目標とする応答スペクトルに一致するよう振幅特性を調整する方法により、明石海峡大橋の時刻歴地震応答解析に用いる加速度波形を求めた。

さらに、長周期地震動の特性を検討するため、昭和 57 年度から気象庁 1 倍強震計(低倍率の機械式変位型地震計、固有周期 5 ～ 6 秒)記録の解析を開始した。これは、従来工学の方面で使用されている SMAC-B<sub>2</sub> 型強震計が振子の固有周期が 0.14 秒の機械式強震計であり、数値化の精度等を含めた総合精度を考慮すると周期 5 秒程度以上の地震動が正しくとらえられていない可能性がある。このために、周期 5 ～ 10 秒程度の範囲の長周期地震動を比較的正確にとらえているとされている気象庁 1 倍強震計記録に着目したものである。昭和 57 年度は、1968 年十勝沖地震(マグニチュード 7.9)により東北、北海道地区で観測された 50 成分の変位記録を数値化し、これを数値微分して求めた加速度波形の特徴を予備的に検討した。昭和 58 年度は、これをもとに、最大地震動および加速度応答スペクトルの距離減衰特性について検討した。

本年度は、昨年度までの検討に引き続き、1968 年日向灘地震(マグニチュード 7.5)による 51 成分の気象庁 1 倍強震計記録の数値化を行い、長周期地震動特性について検討した。

## 6-2 動的解析用入力地震動の設定方法の概要

### (1) 解析手法の概要<sup>1)</sup>

任意の架橋地点周辺において過去に発生した地震の規模とその発生頻度の関係は Gutenberg-Richter により次式で与えられるとされている

$$\log N(M) = a - bM \quad \cdots \cdots (6-2-1)$$

ここで、 $N(M)$  はマグニチュードが  $M$  以上の地震の発生回数であり、 $a$ ,  $b$  は定数である。たとえば、図 6-2-1 は、1885 ～ 1980 年間に明石海峡大橋を中心とする半径 300 km の範囲に生じた地震の位置および規模を示したものであり、これより式(6-2-1)の  $N(M) \sim M$  の関係を求めると図 6-2-2 のようになる。なお、図 6-2-1 および 6-2-2 には後述するサブゾーンに分割した場合の結果も示している。

いま、このように解析対象地点の周辺を  $N$  個のサブゾーンに分割し、第  $i$  サブゾーンの単位面積当たりの年平均地震発生回数を  $\nu_i$  (回/年・km<sup>2</sup>) とすれば第  $i$  サブゾーンに生じる地震  $E_i$  によって着目地点

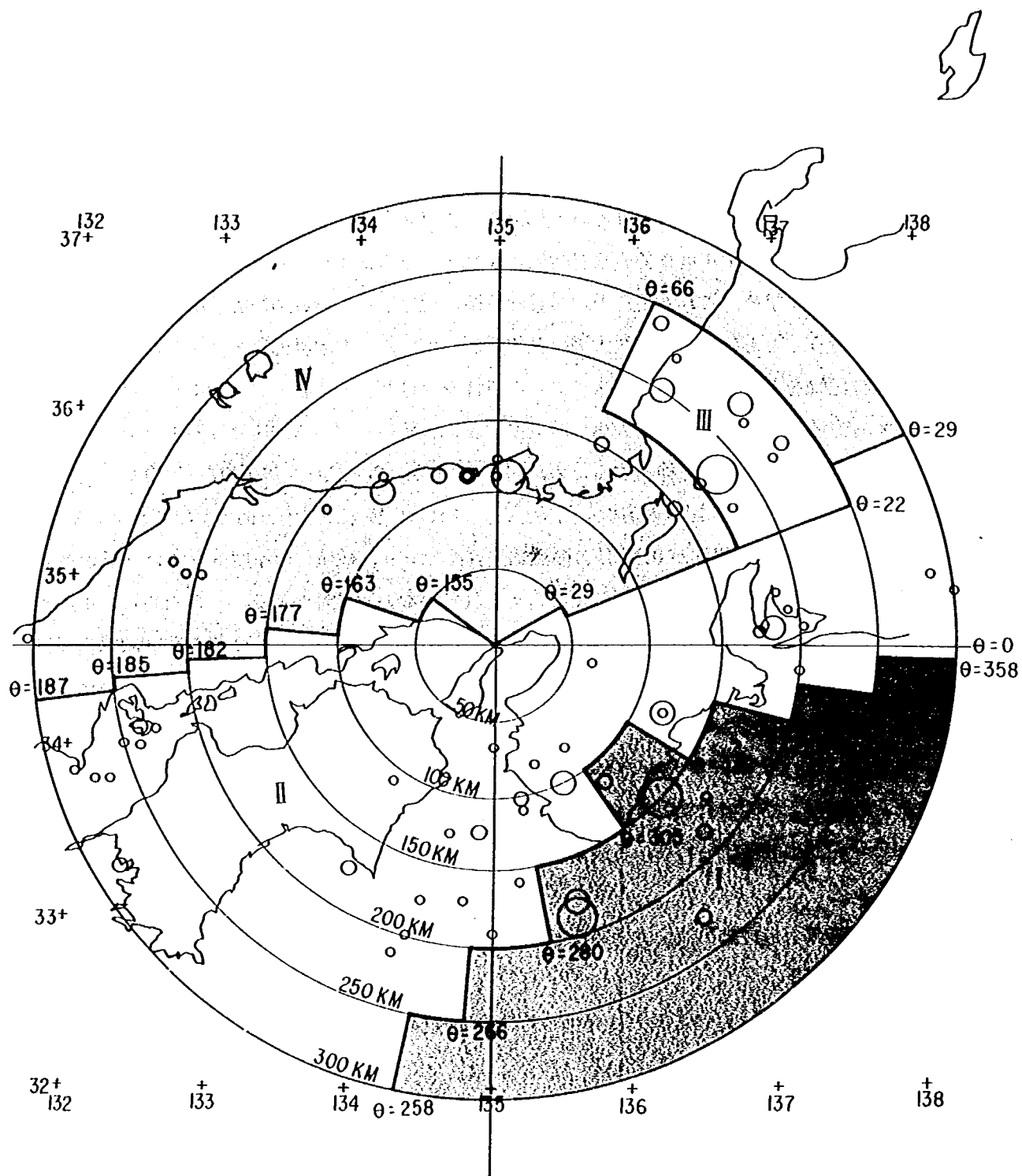


図 6-2-1 明石海峡大橋周辺地区のサブゾーン分割

での地震動の強度  $Y$  がある設定値  $y$  を超える確率は次式となる。

$$P\{Y > y | E_i\} = P\{M > m | E_i\} \dots\dots\dots (6-2-2)$$

ここで、 $m = g_1(y, \Delta)$  は距離減衰式を  $y = f(m, \Delta)$  とした場合に、これを  $m$  について変換したマグニチュードの値である。いま、第  $i$  サブゾーンを、解析地点を中心とする半径を  $\Delta_{1i}$  から  $\Delta_{2i}$ 、角度  $\theta_{1i}$  から  $\theta_{2i}$  で区切られた範囲とすれば、解析地点で  $Y > y$  となる地震の発生回数  $\lambda(y)$  は次式で求められる。

$$\lambda(y) = \sum_{i=1}^N \int_{\theta_{1i}}^{\theta_{2i}} \int_{\Delta_{1i}}^{\Delta_{2i}} P\{M > m | E_i\} \nu_i d\Delta d\theta \dots\dots\dots (6-2-3)$$

ここで、地震の発生が空間的、時間的に独立の事象と仮定できれば、 $Y > y$  となる地震の再現期間（年平均発生確率の逆数） $T_R(y)$  は次式で与えられる。

$$T_R(y) = 1/\lambda(y) \dots\dots\dots (6-2-4)$$

## (2) 加速度応答スペクトルの予測式

我が国の地盤上 67 地点において過去 88 回の地震に際して得られた 2 @ 197 組の水平加速度強震記録（水平 2 成分）を重回帰分析した結果によれば、減衰定数 5 % の絶対加速度応答スペクトル  $\tilde{S}_A(T, h)$  は次式により与えられる<sup>2)</sup>。

$$\tilde{S}_A(T, 0.05) = a(T, GC) \times 10^{b(T, GC)M} \times (\Delta + 30)^{-1.178} \dots\dots\dots (6-2-5)$$

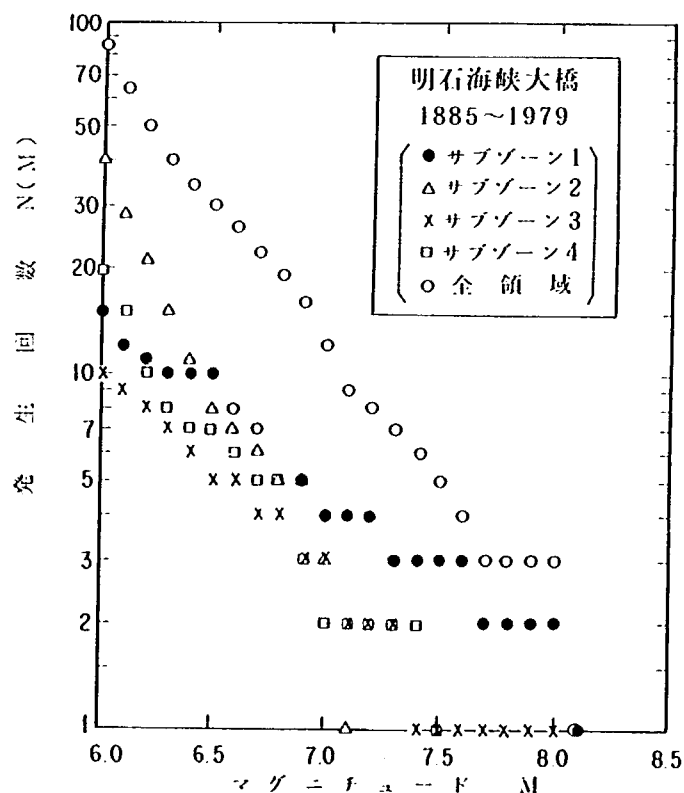


図 6-2-2 明石海峡大橋周辺(半径 300 km 以内)における地震の発生回数とマグニチュードの関係

ここで、係数  $a(T, GC)$  および  $b(T, GC)$  は固有周期  $T$  および地盤種別  $GC$  ごとに表 6-2-1 のように与えられる係数であり、 $M$  および  $\Delta$  は、それぞれ、地震のマグニチュードおよび震央距離(km)を表す。地盤種別は基本的には、道路橋示方書耐震設計編の種別(1種, 2種, 3種, 4種)によっているが、耐震設計編に規定する2種および3種地盤をまとめて2種地盤とし、全体を3種類に分類している。なお、式(6-2-5)を求めるに際しては、SMAC型強震計の短周期の設器補正を加えるとともに、水平面内で水平2成分の合成を施してある。

明石海峡大橋建設地点における加速度応答スペクトル(減衰定数5%)  $S_A(T, 0.05)$  を推定するに際しては、式(6-2-5)による1種地盤上の推定式を、次式のように補正して用いるものとした<sup>3)</sup>。

$$S_A(T, 0.05) = \gamma_1(T) \times \gamma_2(T) \times \gamma_3(T) \times \bar{S}_A(T, 0.05) \dots\dots\dots (6-2-6)$$

ここで、

$\gamma_1(T)$ : 1種地盤表面から下部構造重心位置への変換係数(=1.0)

$\gamma_2(T)$ :  $\bar{S}_A(T, 0.05)$  のスペクトルの推定式の予測精度による補正係数(=1.5)

$\gamma_3(T)$ : 高次モードに対する補正係数(=1.0)

なお、式(6-2-6)は減衰定数  $h=5\%$  に対する加速度応答スペクトルを与えるものであるが、任意の減衰定数  $h$  に対する加速度応答スペクトル  $S_A(T, h)$  は平均的に次式で求めることができる<sup>4)</sup>。

$$S_A(T, h) = S_A(T, 0.05) \times \left( \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \right) \dots\dots\dots (6-2-7)$$

表 6-2-1  $\bar{S}_A$  スペクトルの距離減衰式の係数  $a(T, GC_i)$  および  $b(T, GC_i)$

| 固有周期<br>〔 秒 〕 | 1 種 地 盤      |              | 2 種 地 盤      |              | 3 種 地 盤      |              | 備考                                                                            |
|---------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-------------------------------------------------------------------------------|
|               | $a(T, GC_i)$ | $b(T, GC_i)$ | $a(T, GC_i)$ | $b(T, GC_i)$ | $a(T, GC_i)$ | $b(T, GC_i)$ |                                                                               |
| 0.1           | 2420         | 0.211        | 848.0        | 0.262        | 1307         | 0.208        | 重相関<br>係数<br>$R = 0.90$<br><br>$\log U_{SA}$<br>の標準<br>偏差<br>$\sigma = 0.261$ |
| 0.15          | 2407         | 0.216        | 629.1        | 0.288        | 948.2        | 0.238        |                                                                               |
| 0.2           | 1269         | 0.247        | 466.0        | 0.315'       | 1128         | 0.228        |                                                                               |
| 0.3           | 574.8        | 0.273        | 266.8        | 0.345        | 1263         | 0.224        |                                                                               |
| 0.5           | 211.8        | 0.299        | 102.2        | 0.388        | 580.6        | 0.281        |                                                                               |
| 0.7           | 102.5        | 0.317        | 34.34        | 0.440        | 65.67        | 0.421        |                                                                               |
| 1.0           | 40.10        | 0.344        | 5.04         | 0.548        | 7.41         | 0.541        |                                                                               |
| 1.5           | 7.12         | 0.432        | 0.719        | 0.630        | 0.803        | 0.647        |                                                                               |
| 2.0           | 5.78         | 0.417        | 0.347        | 0.644        | 0.351        | 0.666        |                                                                               |
| 3.0           | 1.67         | 0.462        | 0.361        | 0.586        | 0.262        | 0.635        |                                                                               |

### (3) 動的解析用応答スペクトル

上述した式(6-2-4)および式(6-2-6)を用いて、減衰定数  $h=5\%$  の加速度応答スペクトルの期待値  $S_A$  を求めた結果が図6-2-3である。ここで、再現期間  $T_R$  は75年の場合と150年の場合の2ケースの場合を示している。再現期間として75年と150年を選んだのは、次の理由による。すなわち、一般の道路橋の耐用年数を50年程度とみなし、この間にあるレベルの地震動が生じない確率が0.5となるような地震動の再現期間を求めると約75年になる。一方、明石海峡大橋の耐用年数は一般の道路橋よりも長いと考え、これを100年程度とみなすと、上記と同様の条件の再現期間は約150年となる。

なお、本州四国連絡橋の耐震設計に考慮すべき地震として、耐震設計基準では紀伊半島沖および土佐沖に100年あたり1～2回の発生が予想される（再現期間は50～100年程度）マグニチュード8程度の地震を想定するとしている。図6-2-4は式(6-2-6)を用いて  $M=8$  および、これよりもう一まわり大きい  $M=8.5$  の地震が震央距離150kmの地点に発生したとした場合の明石海峡建設地点に生じるであろう加速度応答スペクトルを推定したものである。

上記結果のうち、再現期間150年のスペクトルとマグニチュード8.5、震央距離150kmに相当するスペクトルを比較すると図6-2-5のようになる。これによれば、固有周期  $T$  が0.5秒付近を境として、短周期側では再現期間150年のスペクトルが、また、長周期側では  $M=8.5$ ,  $\Delta=150\text{km}$  スペクトルの方が、それぞれ、相対的に大きい。これら2種類のスペクトルのうち固有周期ごとにいずれか大きい方の

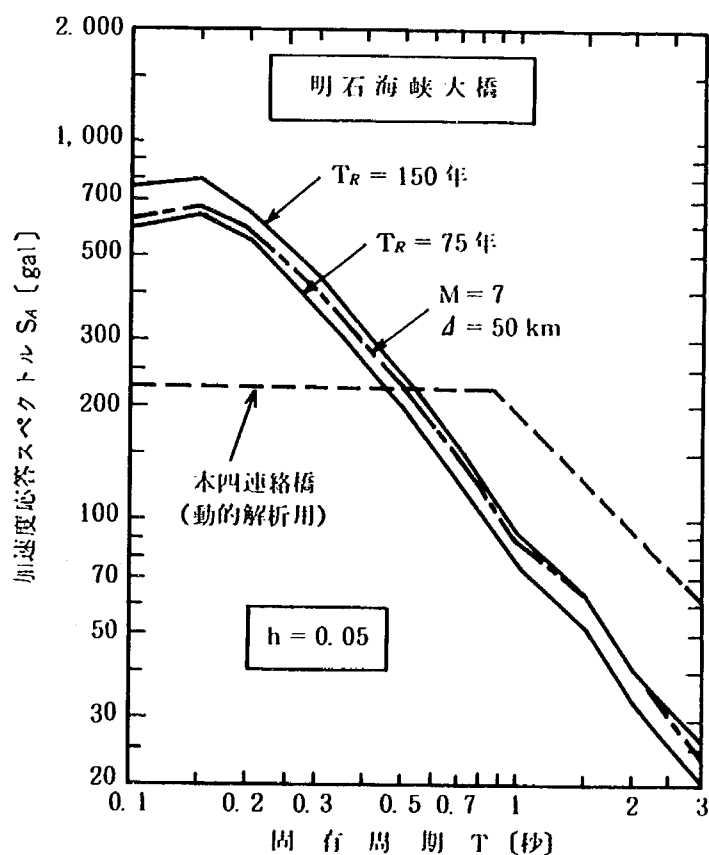


図6-2-3 再現期間75年および150年に相当する加速度応答スペクトル  $S_A(T, 0.05)$

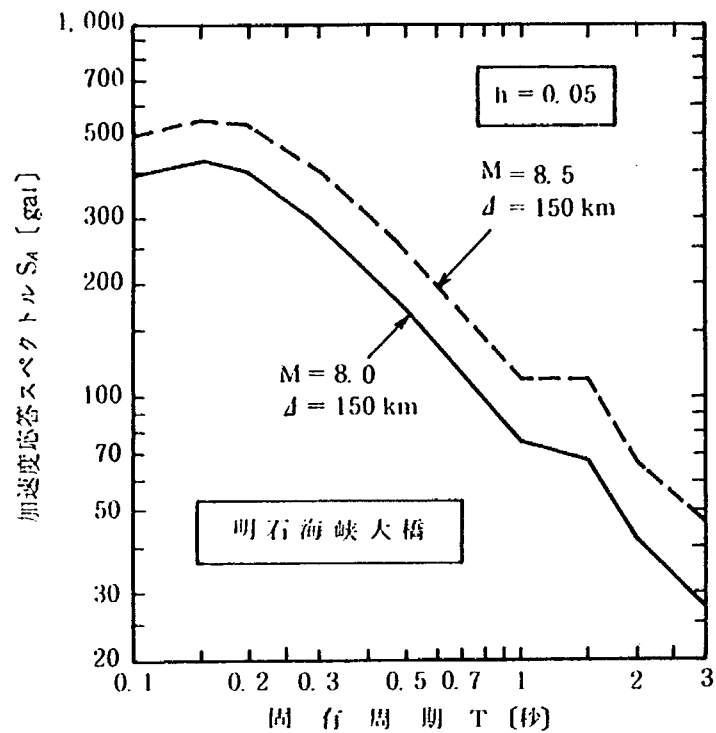


図 6-2-4 マグニチュード  $M=8$  および 8-5, 震央距離  $\Delta=150$  km に相当する加速度応答スペクトル  $S_A(T, 0.05)$

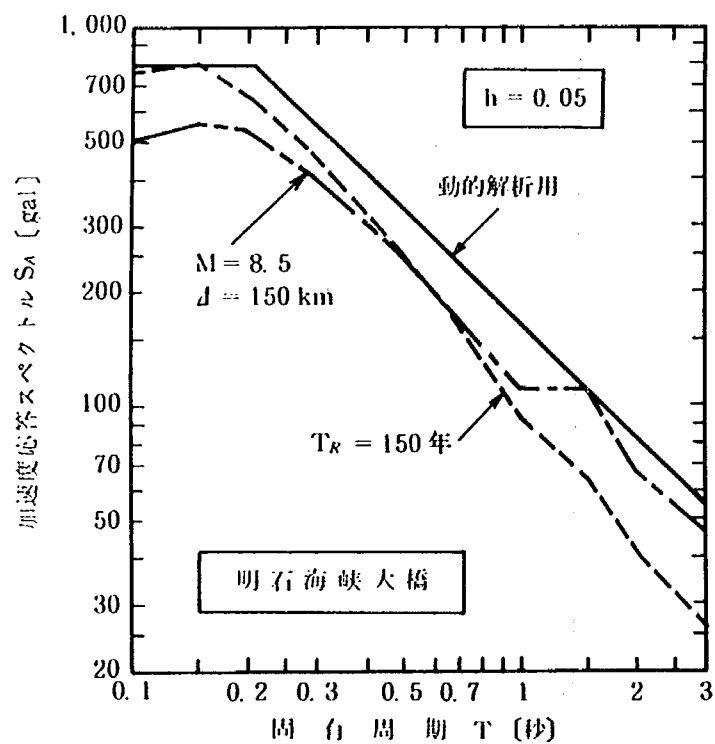


図 6-2-5 再現期間 150 年のスペクトルおよび  $M=8.5$ ,  $\Delta=150$  km のスペクトル比較および提案する動的解析用スペクトル

スペクトル値をとり、短周期領域では加速度応答スペクトル一定、長周期領域では速度応答スペクトル一定として上記のスペクトルを包絡すると図6-2-5中の実線のようなになる。この応答スペクトルは、上述したように、1) 応答スペクトルの推定式のばらつきを考慮する補正係数  $\gamma_2(T)$  を 1.5 としていること、2) 再現期間 150 年の応答スペクトルおよび  $M=8.5$ ,  $\Delta=150\text{km}$  の応答スペクトルのうち大きい方の応答スペクトル値を採用していること、3) 2) を包絡する応答スペクトルを用いること、等から、かなり余裕を持った応答スペクトルということができよう。式(6-2-6)の補正係数等、検討すべき点も残されているが、ここでは、この応答スペクトルを明石海峡大橋の動的解析法のスペクトルとして提案することとする。今後、本応答スペクトルを用いた試算を行い、適用性について検討することが必要とされる。

図6-2-6は、上記提案応答スペクトルと耐震設計基準の応答スペクトルの比較を示したものである。また、同図中には 1978 年宮城県沖地震により、宮城県石巻市の開北橋周辺地盤上で得られた橋軸直角方向成分の加速度強震記録（図6-2-7参照）の応答スペクトルも参考のため示している。

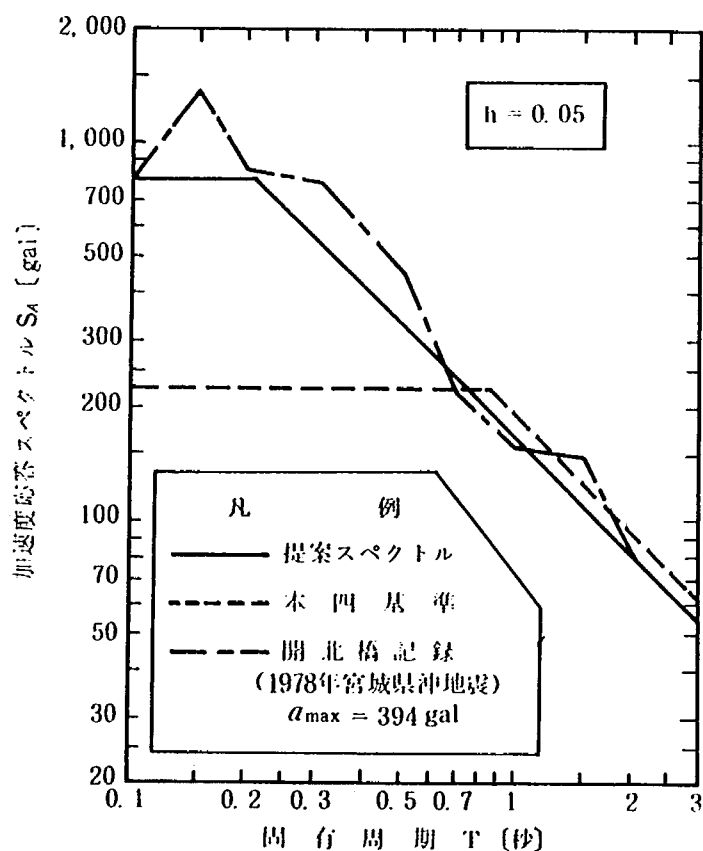


図6-2-6 提案スペクトルと他スペクトルとの比較

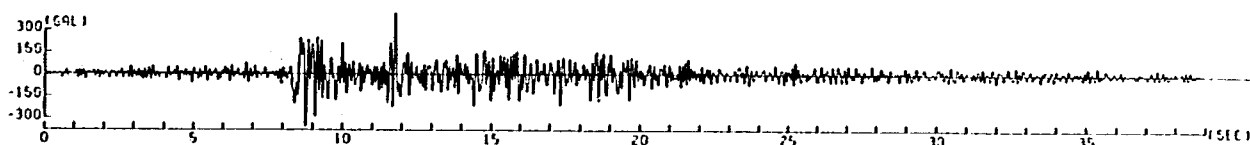


図6-2-7 1978年宮城県沖地震 ( $M=7.4$ ) による開北橋周辺地盤上の記録 (橋軸直角方向), 最大加速度  $a_{max}=394\text{gal}$

#### (4) 入力地震波の作成方法<sup>5)</sup>

耐震設計基準では、動的解析に用いる地震動として、架橋地点付近で記録された代表記録および1940年エルセントロ地震記録を基礎地盤上において最大加速度180 galに縮小もしくは拡大して用いると規定されている。しかしながら、現状では、明研海峡大橋建設地点周辺で耐震計算に使用できる程度の強震記録が得られていないこと、また、エルセントロ地震記録の最大加速度を180 galに縮小して入力地震動とすることには、長周期構造物の耐震設計上問題が多いことを考慮し、ここでは、上記図6-2-5に示した提案応答スペクトルに一致するよう応答スペクトル特性を修正した模擬地震波形を作成し、これを地震入力として用いることを提案する。

模擬地震波形の作成方法は、以下の通りである、いま、目標として与えられた加速度応答スペクトルを $S_A(f)$ 、振幅特性を調整したい加速度強震記録を $a(t)$ 、その加速度応答スペクトルを $\tilde{S}_A(f)$ とする。ただし、 $S_A(f)$ と $\tilde{S}_A(f)$ の応答スペクトルを計算する際の減衰定数は任意の値でよいが、両者に共通の値を用いるものとする。等時間間隔の強震記録 $a(t)$ を $a_m(m=0,1,\dots,N-1)$ と表すと、そのフーリエ変換は次式で与えられる。

$$C_k = \frac{1}{N} \sum_{m=0}^{N-1} a_m \exp\left(-i \frac{2\pi k m}{N}\right) \quad \dots\dots\dots (6-2-8)$$

ここで、

$$k=0, 1, 2, \dots, N-1$$

$C_k$ : 複素フーリエ係数 (複素振幅)

複素フーリエ振幅  $C_k$  は、

$$C_k = \frac{A_k - iB_k}{2} \quad (k=0, 1, 2, \dots, N-1) \quad \dots\dots\dots (6-2-9)$$

であり、ここで、 $A_k$ 、 $B_k$ はそれぞれ有限フーリエ  $\cos$  係数、有限フーリエ  $\sin$  係数である。式(6-2-8)から  $A_k$ 、 $B_k$ は次式となる。

$$\left. \begin{aligned} A_k &= 2\operatorname{Re}(C_k) \\ B_k &= -2\operatorname{Im}(C_k) \end{aligned} \right\} \left( k=0, 1, 2, \dots, \frac{N}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (6-2-10)$$

$k$  次成分の振幅  $X_k$  および位相  $\phi_k$  は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} X_k &= \sqrt{A_k^2 + B_k^2} \\ \phi_k &= \tan^{-1}\left(\frac{B_k}{A_k}\right) \end{aligned} \right\} \left( k=0, 1, 2, \dots, \frac{N}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (6-2-11)$$

いま、強震記録の持つ位相特性は保ったまま、振幅特性のみを調整するためには、式(6-2-11)から、 $A_k$ 、 $B_k$ に一定の倍率を乗じればよいことがわかる。したがって、いま目標とする応答スペクトル $S_A(f)$ に対する強震記録の応答スペクトル $\tilde{S}_A(f)$ の比 $a(f)$ を次式で定義し、

$$a(f) = \frac{S_A(f)}{\bar{S}_A(f)} \dots\dots\dots (6-2-12)$$

修正した複素フーリエ振幅  $C_k'$  を次式で求める。

$$C_k' = a(f) C_k = a(f) \frac{A_k - iB_k}{2}$$

これを、逆フーリエ変換すれば、修正した加速度波形  $a_m'$  が次のように求められる。

$$a_m' = \sum_{k=0}^{N-1} C_k' \exp\left(i \frac{2\pi k m}{N}\right) \dots\dots\dots (6-2-13)$$

応答スペクトルとフーリエ振幅の間には振動数領域において一義的な対応関係がないため、特殊な場合を除き、式(6-2-13)の  $a_m'$  の応答スペクトル  $\bar{S}_A(f)$  は  $S_A(f)$  と一致しない。したがって、式(6-2-8)～(6-2-13)の過程を数回繰り返し、最終的に式(6-2-12)がある一定の値以下となるようにする。

以上に示した方法をフローチャートにすると図6-2-8となる。土木研究所では、上記の手法に従って任意の波形をもとに、その応答スペクトル特性を任意の応答スペクトルに調整できる電算プログラム WAVE-1を開発した。同プログラムを用いて、図6-2-7に示した1978年宮城県沖地震による開北橋周辺地盤上の記録をもとに振幅調整して図6-2-8の提案スペクトルに一致した応答スペクトル特性を有する模擬地震波形を作成すると、図6-2-9に示すようになる。

#### (5) 入力地震動の設定方法

以上に示した動的解析用入力地震動の設定方法の手順を示すと、次のようになる。

- 1) 電算解析プログラム RISK を用いて、架橋地点における再現期間150年に相当する加速度応答スペクトルを求める。
- 2) 既往の強震記録の統計解析に基づく加速度応答スペクトルの推定式を用いてマグニチュード8.5、震央距離150kmに相当する加速度応答スペクトルを求める。
- 3) 1)および2)の加速度応答スペクトルのうち固有周期ごとにいずれか大きい方のスペクトル値を取り、短周期領域では加速度応答スペクトル一定、長周期領域では速度応答スペクトル一定となるように上記スペクトルを包絡した加速度応答スペクトルを作成する。この加速度応答スペクトルをもって、動的解析用の加速度応答スペクトルとする。
- 4) 電算解析プログラム WAVE-1 を用いて、実測の強震記録をもとに、その応答スペクトル特性を3)で作成した加速度応答スペクトルに一致するように振幅特性を調整する。この模擬地震波形をもって、時刻歴地震応答解析用の入力地震波とする。

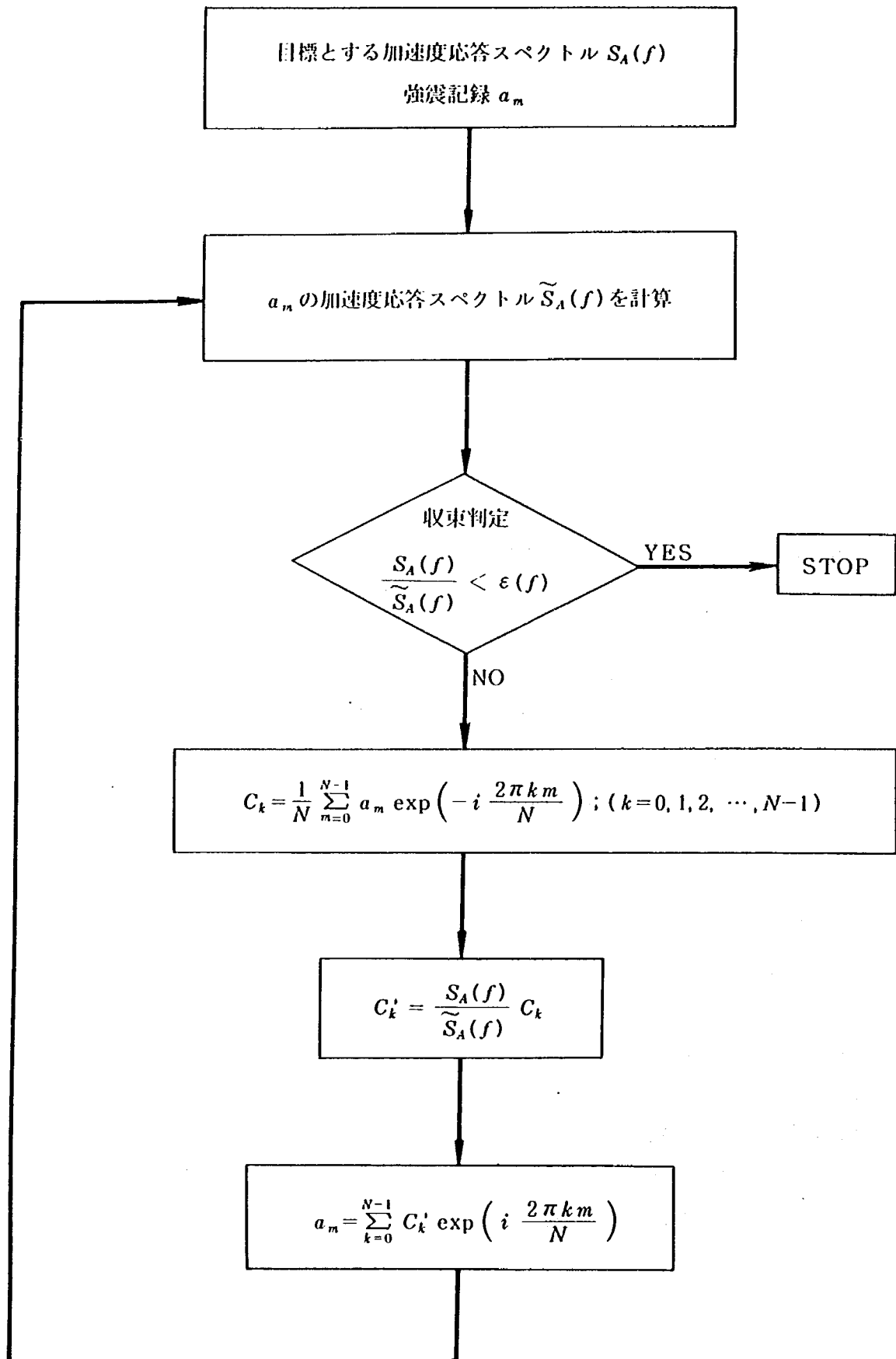


図 6-2-8 強震記録の振幅特性調整のフローチャート



図 6-2-9 振幅調整した加速度波形, 最大加速度  $a_{max}=324\text{gal}$

### 6-3 長周期地震動特性の検討<sup>(1)</sup>

#### (1) 検討の経緯

地震動の特性に関する研究は、我が国においては従来 SMAC 型強震計記録を主体として行われてきており、最大地震動（最大加速度、最大速度、最大変位）および加速度応答スペクトルに及ぼす地震の規模、震央距離、地盤条件等の影響が体系的に調査されてきている。また、これらの検討結果に基づき、式(6-2-5)のように上記諸特性の推定式（距離減衰式）も提案されるに至っている。SMAC 型強震計の中でも主要記録の大部分を提供しているのは SMAC-B<sub>2</sub> 型強震計であるが、この型の強震計は、振子の固有期が 0.14 秒の機械式強震計であり、さらに記録はスタイラスペーパー上にアナログ記録として得られる。したがって、各種の解析に用いるためにはこれを数値化しなければならないが、主としてこの過程の精度の関係で SMAC-B<sub>2</sub> 型強震計記録の精度が安定しているのはおおむね 0.07～3 秒の範囲内とされている。さらに、振子の機械的な固有周期が 0.14 秒であることから、本質的に数秒のオーダーの地震動を正確に記録し得るかどうかに関しては検討の余地があると考えられる。

土木構造物の固有周期は一般に短いものが多く、固有周期が 1～2 秒を超えるものは稀であるが、明石海峡大橋等の長大吊橋では数秒のオーダーになる場合がある。こうした長周期構造物の設計地震力を設定する際には、SMAC 型強震計記録の検討だけでは十分ではなく、長周期の地震動特性を慎重に検討する必要があると考えられる。

以上のような観点から、周期 5～15 秒程度の長周期地震動を比較的正しくとらえていると考えられる気象庁 1 倍強震計（固有周期 5～6 秒の機械式変位型地震計）の記録に着目し、昭和 57 年度には、1968 年十勝沖地震による 50 成分の記録を数値化することにより、長周期地震動の特性を予備的に検討した。この結果、従来の SMAC 型強震計記録の解析からは得られない長周期地震動の特徴として、1) 継続時間が非常に長い（7～10 分継続とする）、2) 長周期成分（周期 5～15 秒程度）を卓越して含んでいる、3) 変位振幅が大きい（20 cm を超えるものがある）等が明らかとなった。昭和 58 年度には、前年度数値化した記録をもとに、最大地震動（最大変位、最大速度、最大加速度）および加速度応答スペクトルの両者について、それぞれの距離減衰特性を検討した。その結果、以下の事項が明らかになった。

- 1) 気象庁 1 倍強震計記録から求められた最大速度の距離減衰特性は、既往の工学式強震計記録の統計解析により求められた最大速度の距離減衰特性と比較的よく一致している。
- 2) 最大加速度および最大変位については、気象庁 1 倍強震計と工学式強震計がカバーする周期帯域の

注) ここで対象としている長周期地震動とは、3～20 秒程度の周期帯域の地震動を指す。

違いから、気象庁1倍強震計記録の距離減衰特性と既往の強震記録の統計解析による距離減衰特性とを直接比較することはできない。

- 3) 同一の震央距離に対する気象庁1倍強震計記録と工学式強震計記録による加速度応答スペクトル値を比較すると、一般に後者の方が前者よりも大きい、震央距離による応答スペクトル値の変化の様子は比較的よく一致している。

本年度は、昨年度までの検討に引き続き、1968年日向灘地震（マグニチュード7.5）による18地点51成分の気象庁1倍強震計記録の数値化を行い、長周期地震動特性について検討した。

## (2) 数値化および計器補正の概要<sup>6)</sup>

気象庁1倍強震計記録の数値化の方法は、SMAC型強震計記録の数値化の方法<sup>7)</sup>に従った。これにより得られるのは変位記録であるので、これに振動数領域で気象庁1倍強震計の特性を補正するためのフィルターをかけ、数値微分して、速度および加速度を求めた。ここで、フィルターの短周期側および長周期側の遮断周期は、それぞれ、2秒および20秒とした。一例として、高知の例を示すと、図6-3-1のようになる。

## (3) 最大地震動（最大変位、最大速度、最大加速度）の距離減衰

気象庁1倍強震計記録から求めた最大変位、最大速度および最大加速度の一覧を示すと、表6-3-1のようになる。それらの距離減衰特性を示すと、図6-3-2、図6-3-3および図6-3-4のようになる。ここで、水平成分の場合には、水平2成分のうちいずれか大きい方の値を示している。また、図6-3-5は工学式強震計記録による最大加速度の距離減衰を示したものである。これらより、最大変位、最大速度および最大加速度の距離減衰に関し、以下の事項が指摘される。

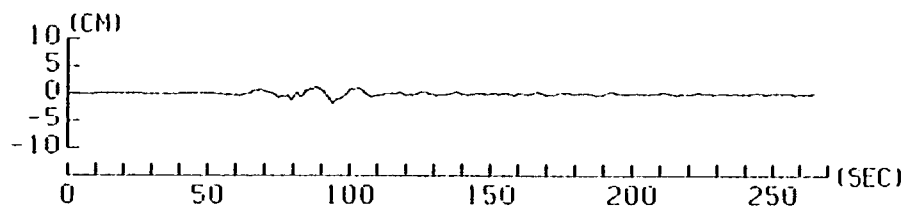
- 1) 気象庁1倍強震計記録による最大変位（水平成分）は、データに若干のばらつきは見られるが、おおむね震央距離の $-0.7$ 乗程度に比例して減少していることが認められる。一方、既往の工学式強震計記録（2@197成分）の統計解析による最大変位の減少率は震央距離の $-1.25$ 乗程度とされている。したがって、日向灘地震による気象庁1倍強震計記録の距離減衰は、工学式強震計記録の統計解析に基づく距離減衰よりも小さかったことが指摘される。
- 2) 震央距離200kmおよび300kmにおける最大変位、最大速度および最大加速度の範囲を図6-3-2～図6-3-5から読み取ると、表6-3-2のようになる。また、表中には我が国で得られた既往の強震記録の統計解析から求められた次の予測式<sup>2)</sup>による値も参考のため示している。

$$a_{max} = \begin{cases} 987 \times 10^{0.216M} \times (\Delta + 30)^{-1.218} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 233 \times 10^{0.313M} \times (\Delta + 30)^{-1.218} & (2, 3 \text{ 種地盤}) \dots\dots\dots (6-3-1) \\ 404 \times 10^{0.265M} \times (\Delta + 30)^{-1.218} & (4 \text{ 種地盤}) \end{cases}$$

$$v_{max} = \begin{cases} 20.8 \times 10^{0.263M} \times (\Delta + 30)^{-1.222} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 2.81 \times 10^{0.430M} \times (\Delta + 30)^{-1.222} & (2, 3 \text{ 種地盤}) \dots\dots\dots (6-3-2) \\ 5.11 \times 10^{0.404M} \times (\Delta + 30)^{-1.222} & (4 \text{ 種地盤}) \end{cases}$$

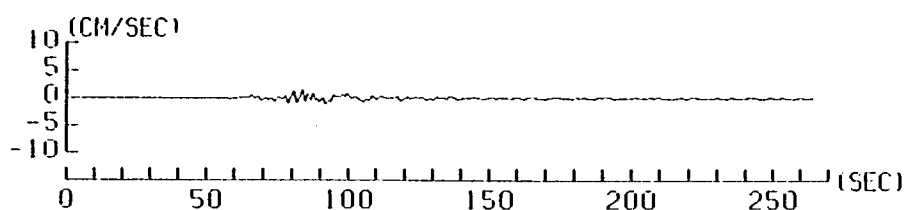
INDEX NO. 58  
KOUCHI U-D  
ARRANGEDDISP.A  
MAX.=-1.600(CM)

E.O. NO. 20



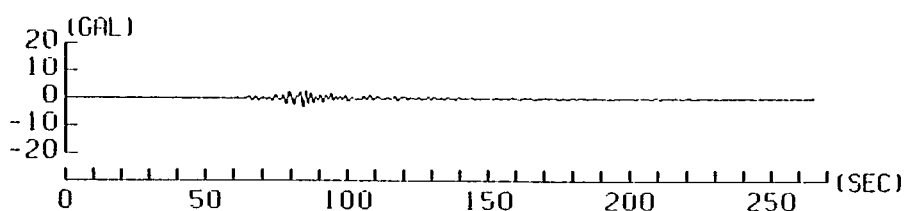
INDEX NO. 59  
KOUCHI U-D  
ARRANGEDVEL.A  
MAX.=1.367(CM/SEC)

E.O. NO. 20



INDEX NO. 60  
KOUCHI U-D  
ARRANGEDACC.A  
MAX.=-3.051(GAL)

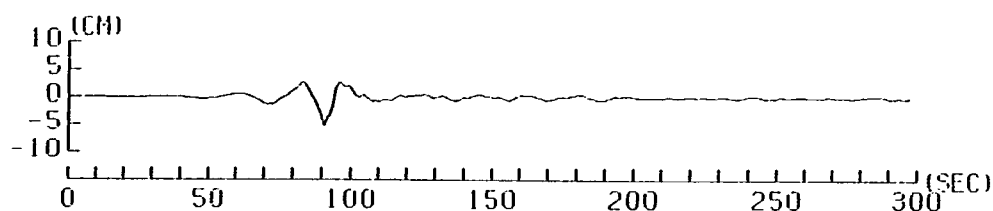
E.O. NO. 20



(a) 上下成分

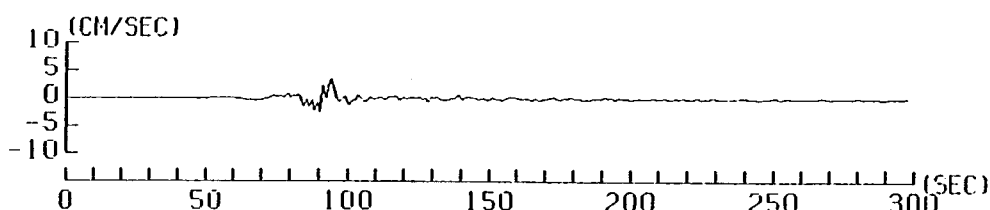
INDEX NO. 61  
KOUCHI N-S  
ARRANGEDDISP.A  
MAX.=-5.211(CM)

E.O. NO. 21



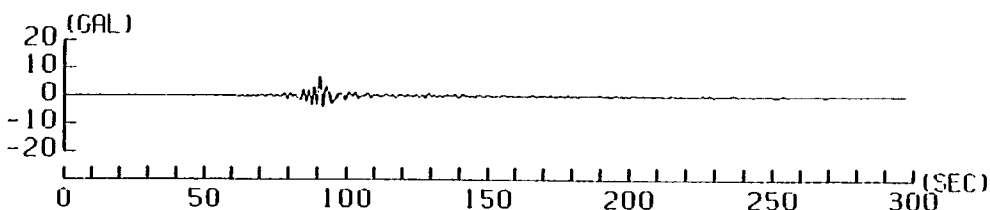
INDEX NO. 62  
KOUCHI N-S  
ARRANGEDVEL.A  
MAX.=3.258(CM/SEC)

E.O. NO. 21



INDEX NO. 63  
KOUCHI N-S  
ARRANGEDACC.A  
MAX.=6.618(GAL)

E.O. NO. 21

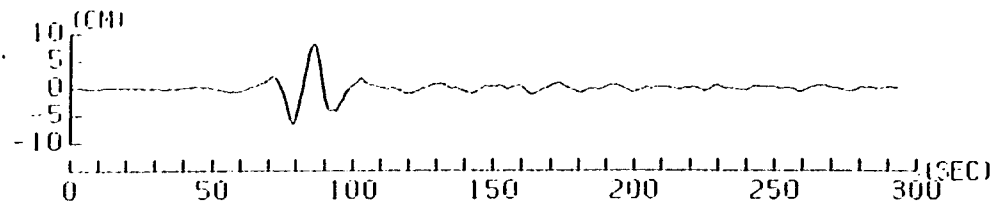


(b) 南北成分

図6-3-1(1) 気象庁1倍強震計記録から求めた変位, 速度, 加速度 (高知)

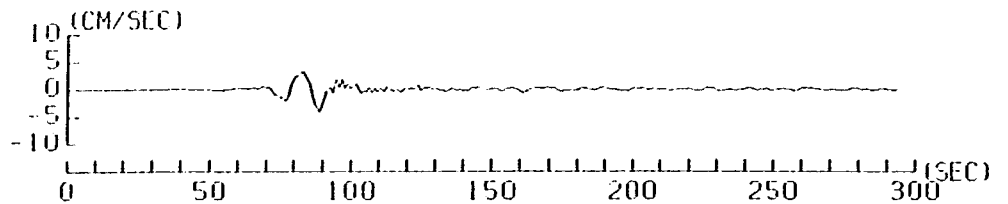
INDEX NO. 64  
KOUCHI E-W  
ARRANGED U.S.P.A.  
MAX. = 8.163 (CM)

E.O. NO. 22



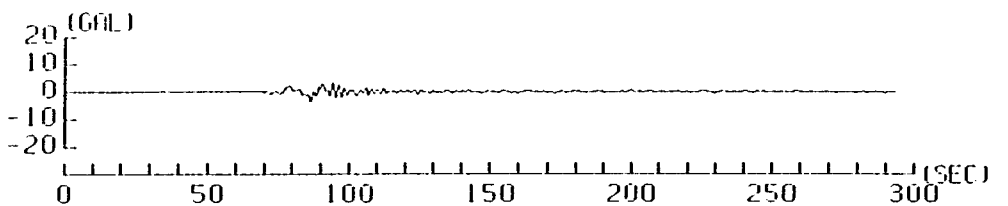
INDEX NO. 65  
KOUCHI E-W  
ARRANGED VEL. A  
MAX. = -4.075 (CM/SEC)

E.O. NO. 22



INDEX NO. 66  
KOUCHI E-W  
ARRANGED ACC. A  
MAX. = -3.561 (GAL)

E.O. NO. 22

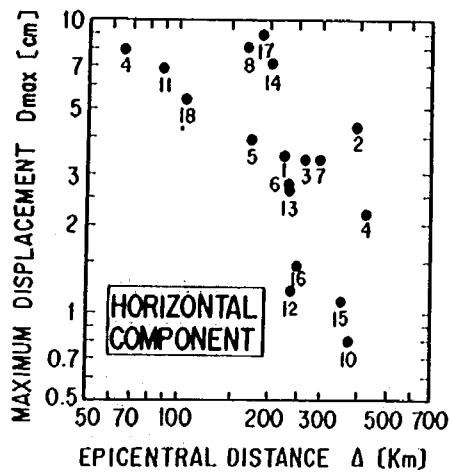


(c) 東西成分

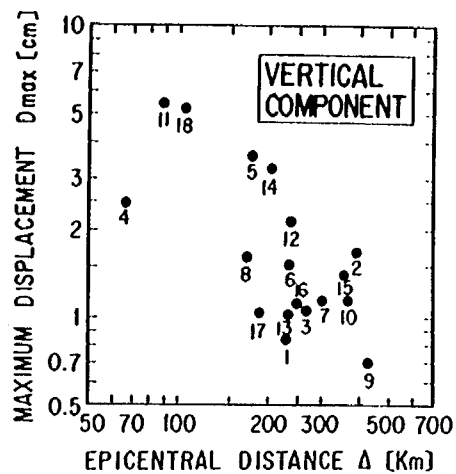
図 6-3-1(2) 気象庁 1 倍強震計記録から求めた変位、速度、加速度 (高知)

表 6-3-1 最大変位、最大速度および最大加速度の一覧

| No | 観測所名  | 上 下 成 分      |                  |                | 南 北 成 分      |                  |                | 東 西 成 分      |                  |                | 震央距離<br>(km) |
|----|-------|--------------|------------------|----------------|--------------|------------------|----------------|--------------|------------------|----------------|--------------|
|    |       | 最大変位<br>(cm) | 最大速度<br>(cm/sec) | 最大加速度<br>(gal) | 最大変位<br>(cm) | 最大速度<br>(cm/sec) | 最大加速度<br>(gal) | 最大変位<br>(cm) | 最大速度<br>(cm/sec) | 最大加速度<br>(gal) |              |
| 1  | 剣 山   | 0.849        | 1.015            | 2.142          | 3.423        | 2.137            | 2.618          | 3.036        | 1.416            | 1.155          | 227          |
| 2  | 大 阪   | 1.664        | 1.228            | 3.011          | 4.241        | 3.279            | 5.589          | 4.164        | 2.420            | 3.648          | 384          |
| 3  | 高 松   | 1.040        | 0.599            | 0.848          | 2.981        | 1.865            | 2.760          | 3.331        | 2.345            | 3.786          | 266          |
| 4  | 足 摺   | 2.438        | 2.727            | 7.096          |              |                  |                | 7.783        | 7.996            | 15.856         | 66           |
| 5  | 松 山   | 3.556        | 1.526            | 1.691          | 3.908        | 2.572            | 4.110          |              |                  |                | 174          |
| 6  | 広 島   | 1.507        | 0.917            | 1.926          | 2.171        | 1.223            | 1.300          | 2.721        | 2.277            | 2.446          | 232          |
| 7  | 岡 山   | 1.132        | 0.652            | 0.903          | 2.998        | 1.459            | 1.373          | 3.274        | 1.833            | 2.015          | 296          |
| 8  | 高 知   | 1.600        | 1.367            | 3.051          | 5.211        | 3.258            | 6.618          | 8.168        | 4.075            | 3.561          | 169          |
| 9  | 京 都   | 0.692        | 0.356            | 0.524          | 2.170        | 1.563            | 1.275          | 2.079        | 1.237            | 0.820          | 424          |
| 10 | 厳 原   | 1.131        | 0.634            | 0.771          | 0.558        | 0.395            | 0.619          | 0.811        | 0.542            | 0.522          | 368          |
| 11 | 延 岡   | 5.389        | 5.336            | 6.349          | 4.086        | 5.398            | 8.879          | 6.729        | 3.715            | 6.128          | 88           |
| 12 | 下 関   | 2.099        | 1.087            | 1.467          | 1.174        | 0.840            | 1.123          | 0.757        | 0.819            | 1.901          | 238          |
| 13 | 佐 賀   | 1.034        | 1.557            | 3.989          | 2.663        | 3.942            | 9.639          |              |                  |                | 235          |
| 14 | 鹿児島   | 3.237        | 1.822            | 3.919          | 6.868        | 9.338            | 21.080         | 7.097        | 4.963            | 10.261         | 203          |
| 15 | 福 江   | 1.392        | 0.761            | 1.426          | 0.585        | 0.595            | 1.359          | 1.110        | 0.902            | 1.117          | 350          |
| 16 | 福 岡   | 1.112        | 0.849            | 1.804          | 1.109        | 1.313            | 2.766          | 1.437        | 1.080            | 2.390          | 247          |
| 17 | 室 戸 岬 | 1.048        | 0.724            | 1.520          | 8.810        | 4.990            | 4.098          | 4.344        | 2.151            | 2.163          | 188          |
| 18 | 宇 和 島 | 5.199        | 2.830            | 6.078          | 4.505        | 2.368            | 4.207          | 5.316        | 3.592            | 5.167          | 106          |



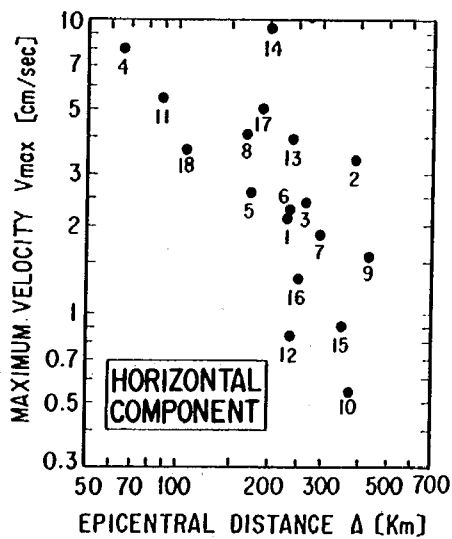
(a) 水平成分



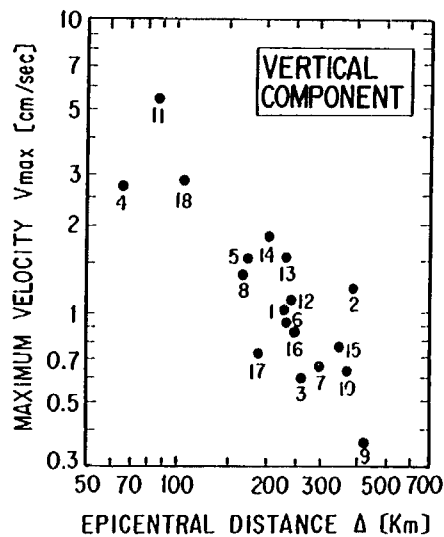
(b) 上下成分

- 1 TSURUGIYAMA
- 2 ŌSAKA
- 3 TAKAMATSU
- 4 ASHIZURI
- 5 MATSUYAMA
- 6 HIROSHIMA
- 7 OKAYAMA
- 8 KŌCHI
- 9 KYŌTO
- 10 IZUHARA
- 11 NOBEOKA
- 12 SHIMONOSEKI
- 13 SAGA
- 14 KAGOSHIMA
- 15 FUKUE
- 16 FUKUOKA
- 17 MUROTOMISAKI
- 18 UWAJIMA

図 6-3-2 気象庁 1 倍強震計記録による最大変位の距離減衰



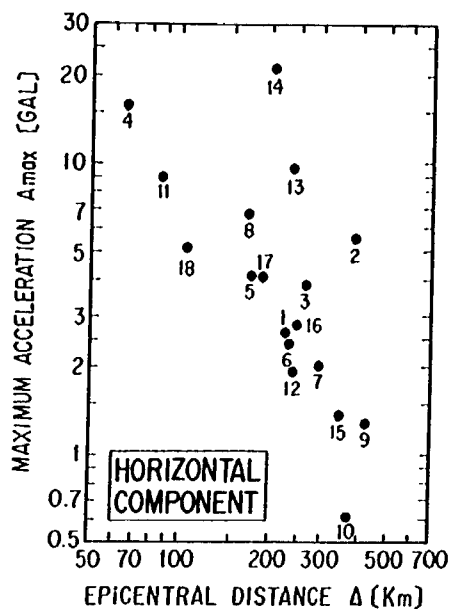
(a) 水平成分



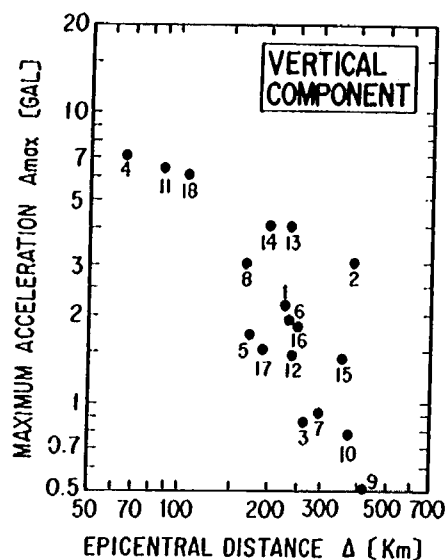
(b) 上下成分

- 1 TSURUGIYAMA
- 2 ŌSAKA
- 3 TAKAMATSU
- 4 ASHIZURI
- 5 MATSUYAMA
- 6 HIROSHIMA
- 7 OKAYAMA
- 8 KŌCHI
- 9 KYŌTO
- 10 IZUHARA
- 11 NOBEOKA
- 12 SHIMONOSEKI
- 13 SAGA
- 14 KAGOSHIMA
- 15 FUKUE
- 16 FUKUOKA
- 17 MUROTOMISAKI
- 18 UWAJIMA

図 6-3-3 気象庁 1 倍強震計記録による最大速度の距離減衰



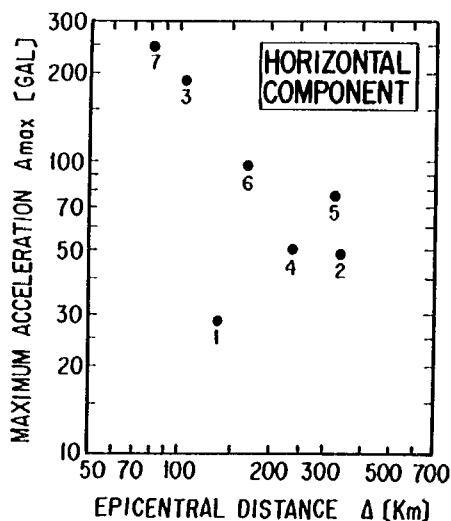
(a) 水平成分



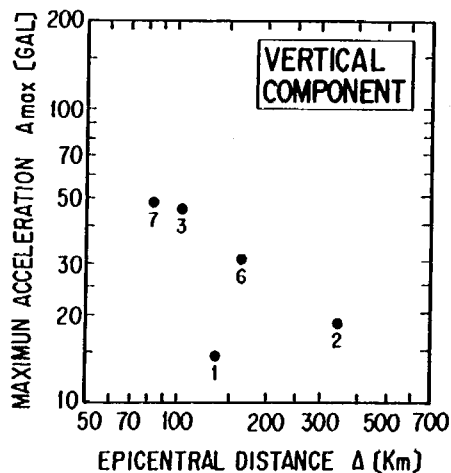
(b) 上下成分

- 1 TSURUGIYAMA
- 2 ŌSAKA
- 3 TAKAMATSU
- 4 ASHIZURI
- 5 MATSUYAMA
- 6 HIROSHIMA
- 7 OKAYAMA
- 8 KŌCHI
- 9 KYŌTO
- 10 IZUHARA
- 11 NOBEOKA
- 12 SHIMONOSEKI
- 13 SAGA
- 14 KAGOSHIMA
- 15 FUKUE
- 16 FUKUOKA
- 17 MUROTOMISAKI
- 18 UWAJIMA

図 6-3-4 気象庁 1 倍強震計記録による最大加速度の距離減衰



(a) 水平成分



(b) 上下成分

- 1 ISHISETO BRIDGE SITE
- 2 MYŌKEN BRIDGE SITE
- 3 ITAJIMA BRIDGE SITE
- 4 ARIAKE SEA
- 5 WAKAYAMA PORT
- 6 KŌCHI PORT
- 7 HOSOSHIMA PORT

図 6-3-5 工学式強震計記録による最大加速度の距離減衰

表 6-3-2 最大地震動（水平成分）の比較

|                  | 震央距離  | 気象庁 1 倍<br>強震計記録 | 工学式強震<br>計 記 録 | 既往の工学式強震計記録の統<br>計解析に基づく予測式 |          |       | 備 考                                                                                          |
|------------------|-------|------------------|----------------|-----------------------------|----------|-------|----------------------------------------------------------------------------------------------|
|                  |       |                  |                | 1 種地盤                       | 2, 3 種地盤 | 4 種地盤 |                                                                                              |
| 最大変位<br>(cm)     | 200km | 3 ~ 9            | —              | 0.42                        | 1.21     | 1.84  | 既往の工学式強震計<br>記録の統計解析に基<br>づく予測式では 3 秒<br>以上の長周期成分は<br>遮断されている。                               |
|                  | 300km | 1 ~ 4            | —              | 0.27                        | 0.77     | 1.17  |                                                                                              |
| 最大速度<br>(cm/sec) | 200km | 3 ~ 9            | —              | 2.5                         | 6.1      | 7.1   |                                                                                              |
|                  | 300km | 1 ~ 3            | —              | 1.6                         | 3.9      | 4.6   |                                                                                              |
| 最大加速度<br>(gal)   | 200km | 4 ~ 20           | 90 程度          | 55                          | 69       | 52    | 気象庁 1 倍強震計記<br>録には 2 秒以下の周<br>期成分が含まれてい<br>ない（数値化時に数<br>值的に遮断している）<br>ため、最大加速度は<br>小さくなっている。 |
|                  | 300km | 2 ~ 6            | 60 程度          | 35                          | 44       | 34    |                                                                                              |

$$d_{max} = \begin{cases} 0.626 \times 10^{0.372M} \times (\Delta + 30)^{-1.254} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 0.062 \times 10^{0.567M} \times (\Delta + 30)^{-1.254} & (2, 3 \text{ 種地盤}) \dots\dots\dots (6-3-3) \\ 0.070 \times 10^{0.584M} \times (\Delta + 30)^{-1.254} & (4 \text{ 種地盤}) \end{cases}$$

ここで、地盤種別は道路橋示方書耐震設計編の地盤種別を示している。また、上記推定式を求める際には、強震記録に 1/12 秒および 3 秒をそれぞれ周期の下限および上限とする計器補正を加えてある。

表 6-3-2 により以下の事項が指摘される。

- 1) 最大変位については、気象庁 1 倍強震計記録から求められる値が 3 ~ 9 cm (震央距離 200 km), 1 ~ 4 cm (震央距離 300 km) であるのに対し、式 (6-3-3) による推定値は 0.4 ~ 1.8 cm (震央距離 200 km), 0.3 ~ 1.2 cm (震央距離 300 km) と小さい。これは、上述したように式 (6-3-3) が周期 3 秒までの変位を対象としているのに対して、気象庁 1 倍強震計記録では 20 秒までの周期成分を対象としているためと考えられる。
- 2) 最大加速度については、上記 1) と反対で、気象庁 1 倍強震計記録から求められる値は 4 ~ 20 gal (震央距離 200 km), 2 ~ 6 gal (震央距離 300 km) と非常に小さい。これは、前述したように気象庁 1 倍強震記録には周期 2 秒以下の短周期成分が含まれていないために、加速度値が小さく求められたものである。なお、工学式強震記録による最大加速度は 90 gal 程度 (震央距離 200 km), 60 gal 程度 (震央距離 300 km) であり、式 (6-3-1) による最大加速度の推定値より多少大きくなっている。
- 3) 最大速度については、気象庁 1 倍強震計記録から求められる値と式 (6-3-2) により求められる推定値は比較的良く一致している。これは、速度は加速度と変位の中の中間の周期領域で卓越し、上

記1)と2)の中間的な性格を有しているため、気象庁1倍強震計記録の周期帯域と工学式強震記録の周期帯域がおおむね合致しているためと考えられる。

#### (4) 加速度応答スペクトルの距離減衰

気象庁1倍強震計記録の加速度応答スペクトル(減衰定数5%)から固有周期2秒, 5秒, 10秒および20秒について距離減衰を求めると, 図6-3-6のようになる。また, 工学式強震計によって得られた記録から加速度応答スペクトル(減衰定数5%)を計算し, 固有周期2秒, 5秒および10秒のスペクトル値の減衰特性を求めると, 図6-3-7のようになる。ここで, 工学式強震計による記録には, 強震計の短周期計器補正は加えていない。この理由は, ここで検討対象としているような長周期地震動に対しては計器特性の影響はないためである。図6-3-6より, 震央距離200kmおよび300kmにおける気象庁1倍強震計記録による加速度応答スペクトル値の範囲を示すと, 表6-3-3のようになる。なお, 図6-3-7からわかるように, 工学式強震計記録による加速度応答スペクトルの距離減衰特性はばらつきが大きいので, ここでは示していない。また, 表中には, 式(6-3-1)~(6-3-3)と同一の既往強震記録の統計解析から求められた次の予測式<sup>2)</sup>による加速度応答スペクトル値(減衰定数5%, 固有周期2秒, 水平成分)を示している。

$$S_a(2\text{秒}) = \begin{cases} 5.78 \times 10^{0.417M} \times (\Delta + 30)^{-1.178} & (1\text{種地盤}) \\ 0.347 \times 10^{0.644M} \times (\Delta + 30)^{-1.178} & (2, 3\text{種地盤}) \quad \dots\dots (6-3-4) \\ 0.351 \times 10^{0.666M} \times (\Delta + 30)^{-1.178} & (4\text{種地盤}) \end{cases}$$

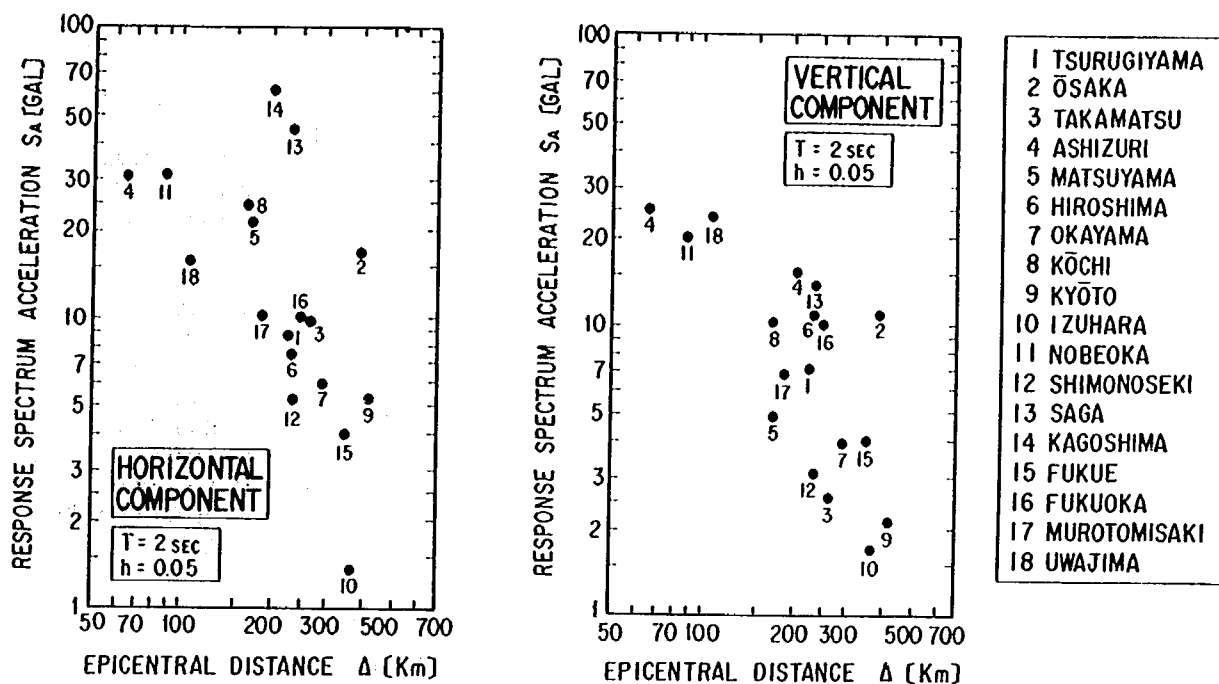
表6-3-3 加速度応答スペクトル値(水平成分, 減衰定数  $h=0.05$ ) の比較

##### (a) 気象庁1倍強震計記録

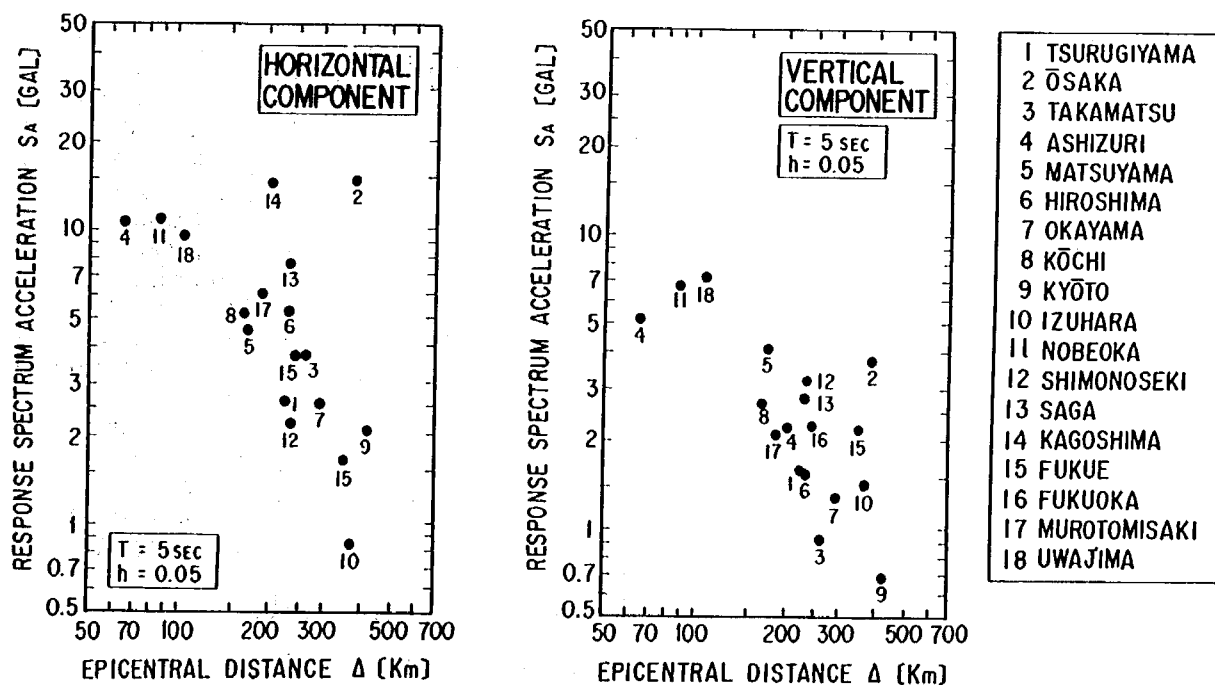
| 固有周期 $T$ (秒) | 震 央 距 離 |         |
|--------------|---------|---------|
|              | 200 km  | 300 km  |
| 2            | 10 ~ 60 | 4 ~ 20  |
| 5            | 4 ~ 15  | 2 ~ 10  |
| 10           | 2 ~ 6   | 1 ~ 3   |
| 20           | 0.7 ~ 3 | 0.3 ~ 1 |

##### (b) 既往の工学式強度震計記録の統計解析に基づく加速度応答スペクトル値(固有周期2秒)

| 震央距離 (km) | 地 盤 種 別 |            |         |
|-----------|---------|------------|---------|
|           | 1 種 地 盤 | 2, 3 種 地 盤 | 4 種 地 盤 |
| 200       | 12.8    | 38.7       | 57.3    |
| 300       | 8.4     | 25.3       | 37.5    |

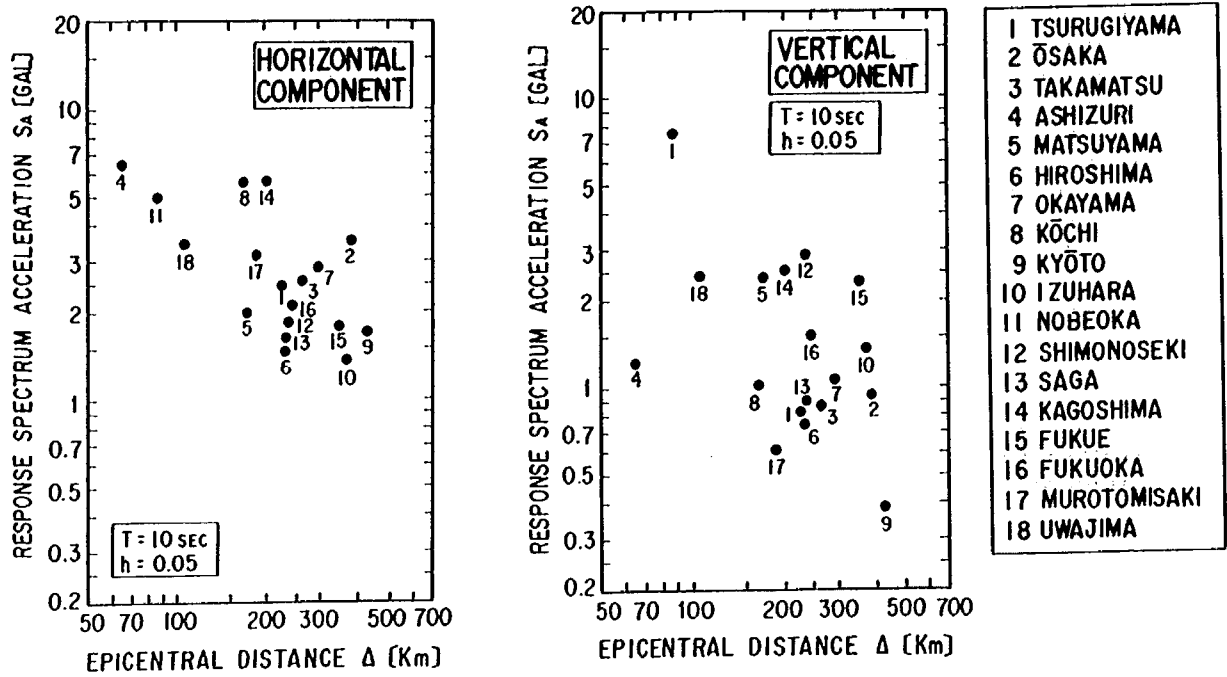


(a)  $T=2$  [秒]

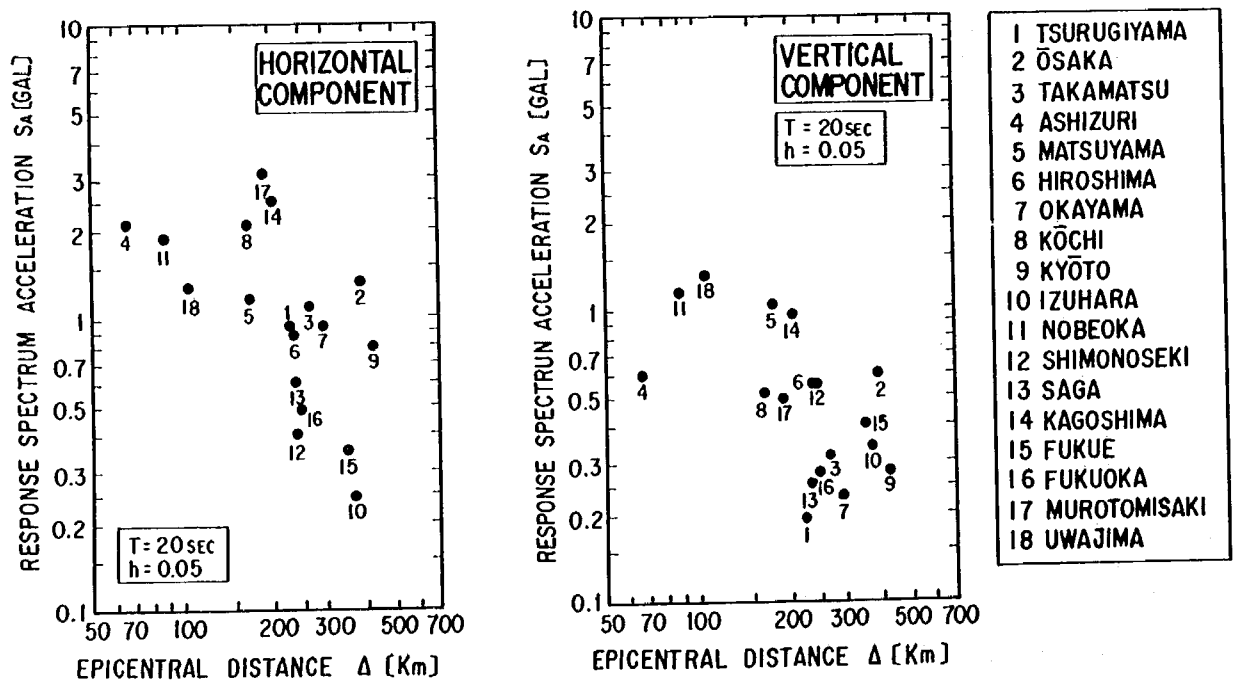


(b)  $T=5$  [秒]

図 6-3-6(1) 気象庁 1 倍強震計記録による加速度応答スペクトル  
(減衰定数  $h=0.05$ ) の距離減衰

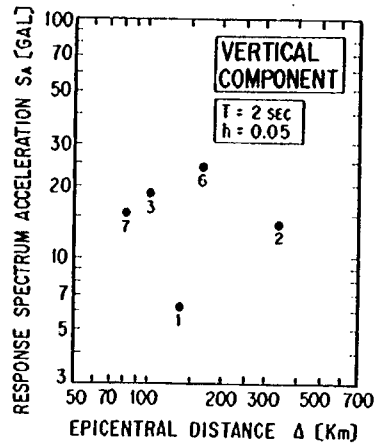
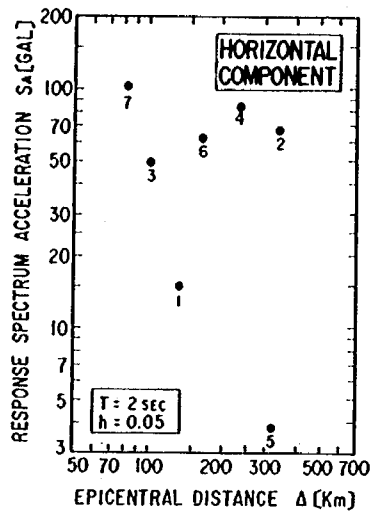


(c)  $T=10$  (秒)



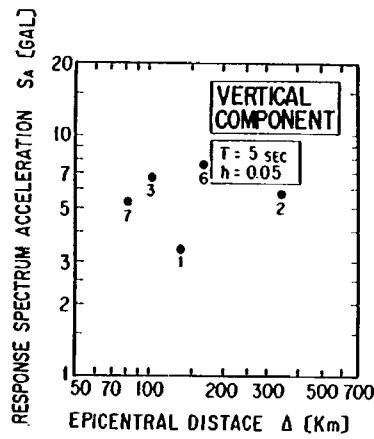
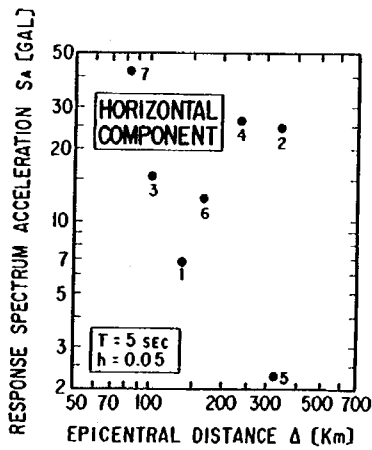
(d)  $T=20$  (秒)

図 6-3-6(2) 気象庁 1 倍強震計記録による加速度応答スペクトル  
(減衰定数  $h=0.05$ ) の距離減衰



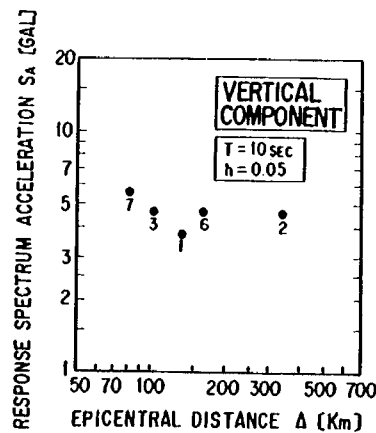
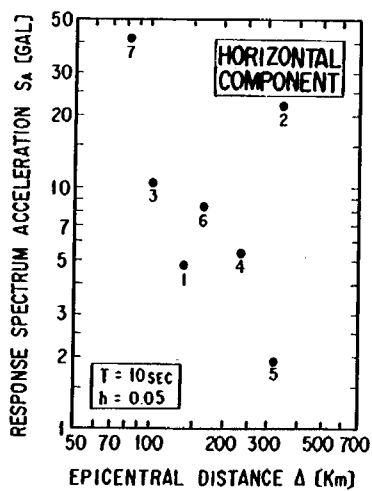
- 1 ISHISETO BRIDGE SITE
- 2 MYŌKEN BRIDGE SITE
- 3 ITAJIMA BRIDGE SITE
- 4 ARIAKE SEA
- 5 WAKAYAMA PORT
- 6 KŌCHI PORT
- 7 HOSOSHIMA PORT

(a)  $T=2$  [秒]



- 1 ISHISETO BRIDGE SITE
- 2 MYŌKEN BRIDGE SITE
- 3 ITAJIMA BRIDGE SITE
- 4 ARIAKE SEA
- 5 WAKAYAMA PORT
- 6 KŌCHI PORT
- 7 HOSOSHIMA PORT

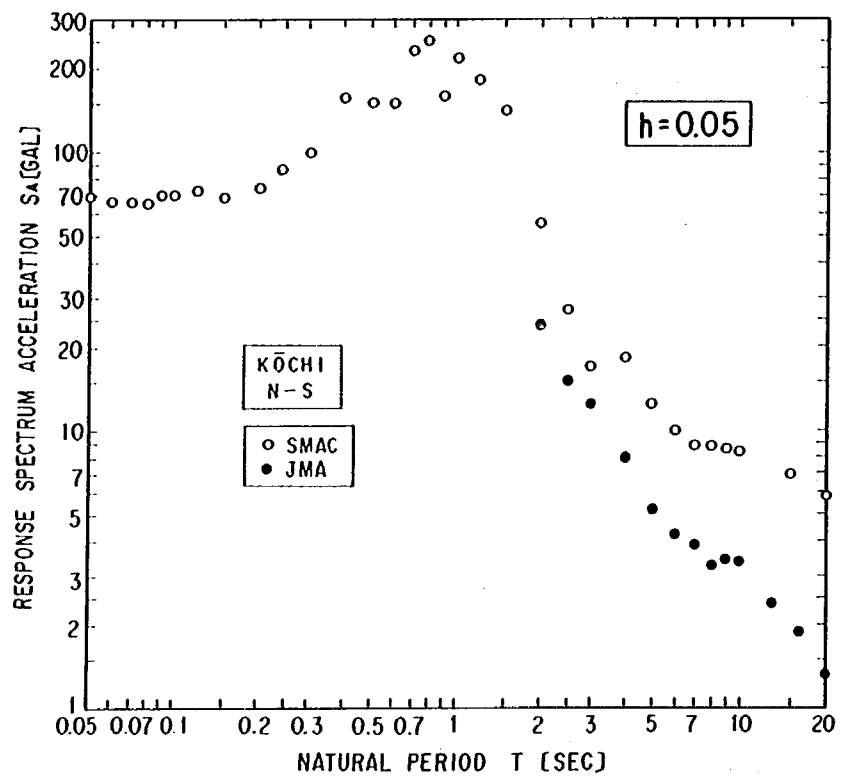
(b)  $T=5$  [秒]



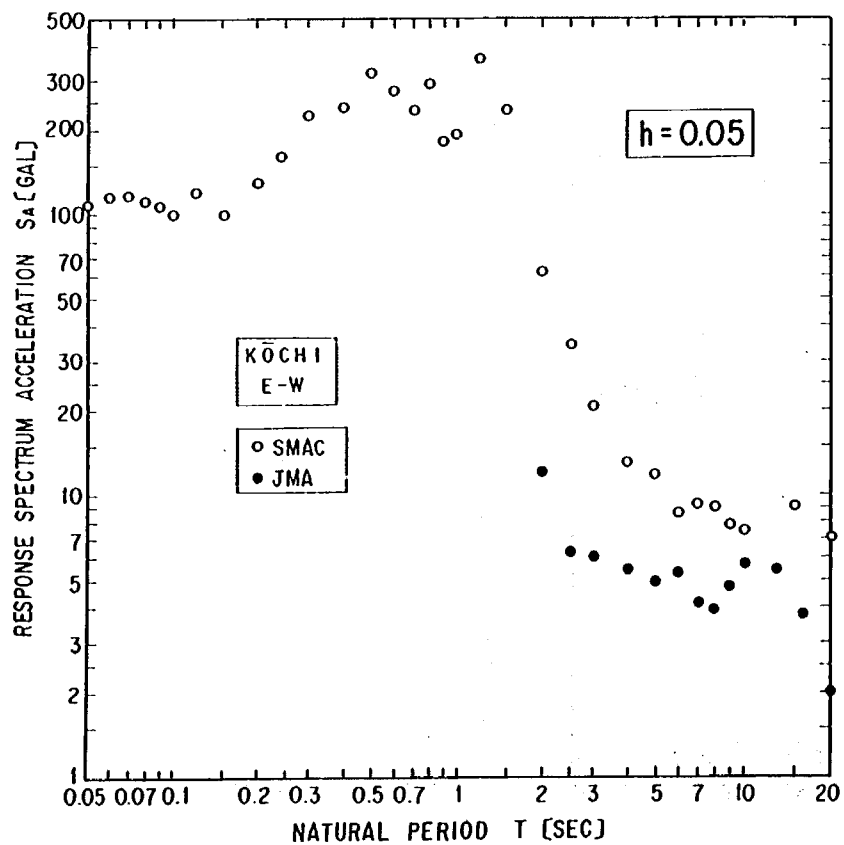
- 1 ISHISETO BRIDGE SITE
- 2 MYŌKEN BRIDGE SITE
- 3 ITAJIMA BRIDGE SITE
- 4 ARIAKE SEA
- 5 WAKAYAMA PORT
- 6 KŌCHI PORT
- 7 HOSOSHIMA PORT

(c)  $T=10$  [秒]

図 6-3-7 工学式強震計記録による加速度応答スペクトル(減衰定数  $h=0.05$ ) の距離減衰



(a) 南北成分



(b) 東西成分

図6-3-8 気象庁1倍強震計記録と工学式強震計記録による加速度応答スペクトルの比較(高知)

これらの結果より、加速度応答スペクトルに関し、以下の事項が指摘される。

- 1) 同一の震央距離に対する固有周期2秒、5秒および10秒のスペクトル値を、気象庁1倍強震記録および工学式強震計記録の両方で比較すると、どちらもばらつきが大きいが、一般に後者の方が前者よりも約2倍程度以上大きい。
  - 2) 式(6-3.4)による固有周期2秒の加速度応答スペクトルの推定値は、12.8~57.3 gal(震央距離200 km)、8.4~37.5 gal(震央距離300 km)である。一方、気象庁1倍強震計記録による固有周期2秒の加速度応答スペクトル値は、10~60 gal(震央距離200 km)、4~20 gal(震央距離300 km)である。したがって、震央距離200 kmに対する両者の加速度応答スペクトル値はよく一致していることになるが、これは、気象庁1倍強震計記録による加速度応答スペクトル値のばらつきが大きく、震央距離200 kmに対する値が大き目に評価されたためであると考えられる。また、震央距離300 kmの場合には、上述した1)と同様の傾向が認められる。
- (5) 気象庁1倍強震計記録と工学式強震計記録による加速度応答スペクトルの比較
- 日向灘地震では、高知において気象庁1倍強震計と工学式強震計の両方で記録が得られている。両者の記録より、減衰定数5%の加速度応答スペクトルを求めると、図6-3-8に示すようになる。図6-3-8より、固有周期2~20秒の範囲では、工学式強震計記録による加速度応答スペクトル値の方が気象庁1倍強震計記録による応答スペクトル値よりも大きく、両者の一致は一般によくないことがわかる。

#### 6-4 ま と め

昭和55年度から昭和59年度までに実施した調査結果をとりまとめると、以下のようになる。

##### 1) 動的解析用加速度応答スペクトルの設定

- (i) 架橋地点周辺の地震発生状況を考慮して、当該地点における任意の再現期間に相当する加速度応答スペクトルの期待値を確率論的に求める手法を検討し、これに基づく電算解析プログラム RISK を開発した。
- (ii) RISK に入力するデータとして、明石海峡周辺の地震の発生状況に基づく地域区分、解析に考慮する最小マグニチュードの設定法等について検討した。
- (iii) (i)および(ii)の検討結果に基づき、加速度応答スペクトルの期待値を求め、これと現行の耐震設計基準に規定されている動的解析用の加速度応答スペクトルとの比較を行うとともに、明石海峡大橋の動的解析に用いる加速度応答スペクトルを提案した。

##### 2) 時刻歴地震応答解析用の入力地震波の設定

実測の強震記録をもとに、その応答スペクトル特性を目標とする応答スペクトルに一致するよう振幅特性を調整する手法を検討し、これに基づく電算解析プログラム WAVE-1を開発した。また、同プログラムを用いて、明石海峡大橋の時刻歴地震応答解析に用いる模擬地震波形を作成した。

##### 3) 長周期地震動特性の検討

- (i) 1968年十勝沖地震および1968年日向灘地震により、それぞれ、50成分および51成分の気象庁1倍

強震計記録（変位記録）を数値化し、これを数値微分することによる、速度および加速度を求めた。

(ii) 気象庁 1 倍強震計記録から求めた最大変位、最大速度および最大加速度の距離減衰特性について検討した。この結果、気象庁 1 倍強震計記録から求められた最大速度の距離減衰特性は、既往の工学式強震計記録の統計解析により求められた最大速度の距離減衰特性と比較的よく一致しているが、最大変位および最大加速度については、気象庁 1 倍強震計と工学式強震計がカバーする周期帯域の違いから、両者を直接比較することはできないことが明らかになった。

(iii) 同一の震央距離に対する気象庁 1 倍強震計記録と工学式強震計記録による加速度応答スペクトル値を比較すると、一般に、後者の方が前者よりも大きいが、震央距離による応答スペクトル値の変化の様子は比較的よく一致していることが明らかになった。

なお、今後は工学式強震計記録および気象庁 1 倍強震計記録から求められる加速度応答スペクトルの整合性について検討し、短周期領域から長周期領域までを包含する明石海峡大橋の設計用加速度応答スペクトルをとりまとめる必要がある。

## 参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所：既往地震活動に基づく地震動強度の期待値推定法，土木研究所資料，第 1696 号，昭和 56 年 7 月
- 2) 建設省土木研究所：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法——（その 4）最大加速度，速度，変位および加速度応答スペクトルの距離減衰式の再検討——，土木研究所資料，第 1993 号，昭和 58 年 3 月
- 3) 建設省土木研究所：動的解析用入力地震動の設定法，土木研究所資料，第 2120 号，昭和 59 年 3 月
- 4) 建設省土木研究所：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法——（その 5）減衰定数による地震応答速度スペクトルの補正式の開発——，土木研究所資料，第 2001 号，昭和 58 年 7 月
- 5) 建設省土木研究所：確率手法に基づく動的解析用入力地震動波形の設定法，土木研究所資料，第 1992 号，昭和 58 年 3 月
- 6) 建設省土木研究所：気象庁 1 倍強震計記録に基づく長周期地震動特性の解析——1968 年十勝沖地震記録の解析——，土木研究所資料，第 1869 号，昭和 58 年 3 月
- 7) 川島一彦，高木義和，相沢興：数値化精度を考慮した SMAC-B<sub>2</sub> 型強震計記録の計器補正法および変位計算法，土木学会論文報告集，第 325 号，昭和 57 年 9 月

## 第7章 長大橋の耐震性に関する調査試験

|       |         |
|-------|---------|
| 耐震研究室 | 川 島 一 彦 |
|       | 萩 原 良 二 |
|       | 長谷川 金 二 |
|       | 小 山 達 彦 |
|       | 吉 田 武 史 |

### 7-1 ま え が き

明石海峡大橋は、未固結の神戸層に根入れされた今までに例を見ない巨大な基礎を有する橋梁となることが予想されており、基礎の基本寸法等の決定に際しては、耐震上の検討が重要な課題になると考えられる。従来、本州四国連絡橋の基礎の耐震計算は、昭和49年9月に出された土木学会本州四国連絡橋の耐震設計指針によって行われてきているが、これは静的な平板載荷試験等より得られる変形係数をばね定数とする剛体2自由度系モデルを基本とした設計計算法であり、上記のように未固結の岩盤層に深く根入れされた大規模な剛体基礎の耐震設計に適用するためには、十分なものではない。したがって、地震力の有効入力、動的相互作用解析に基づく復元力および減衰特性等に関する検討結果を踏まえた新しい耐震計算法が必要とされている。

本調査は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮した明石海峡大橋の剛体基礎の耐震計算法を開発するために実施するものであり、本年度は根入れに伴う有効地震入力の特性、有効入力のうちの回転成分の影響、ばねおよび減衰係数の振動数依存性の影響につき、検討を加えたものである。

### 7-2 調 査 目 的

明石海峡大橋の剛体基礎の耐震計算に適用し得る地盤と構造物の動的相互作用効果を考慮した実用的な耐震計算モデルを開発することを目的とする。

### 7-3 調 査 方 法

#### 7-3-1 動的相互作用効果の分類

地盤と構造物の動的相互作用に関しては、従来、実測、実験等を中心として各種の検討が行われている。これらによれば、大型の基礎構造物の耐震性に影響を与える地盤と構造物の動的相互作用効果としては、一般に以下のものが挙げられる。

- 1) 構造物の質量効果——構造物の質量が十分大きい場合には、これを振動させるだけの十分な地震エネルギーの供給が周辺地盤を通して行われないう限り、構造物の振動は大きくなならない。
- 2) 構造物の剛性効果——地盤は、平面的にも立面的にも箇所別に異なった振動をする。その中に、地盤に比較して相対的に剛性の高い基礎が根入れされた場合には、構造物は周辺地盤の振動を拘束することになり、結果として構造物は周辺地盤の振動とは異なった振動をする。
- 3) 地盤のばね効果——構造物の側から見れば、周辺地盤の存在は一種のばねとして作用する。このば

ねは、構造物の形状、寸法および剛性、地盤の剛性および層序、振動数、振幅等の関数となる。

4) 地盤の減衰効果——周辺地盤は、構造物に振動エネルギーを供給すると同時に、構造物に入った振動エネルギーを再び地盤にもどす役割を持っている。後者は、一般に逸散減衰と呼ばれ、根入れのある基礎ではかなり大きい。逸散減衰も、上記3)と同じように、構造物の形状、寸法、剛性、地盤の剛性、層序、振動数、振幅等の関数である。

5) 構造物周辺（直近）地盤の軟化——地盤と構造物との間に生じる相対変位に伴い、構造物に接する周辺地盤は軟化し、場合によっては両者の間に滑り、剥離等が生じる。

動的相互作用の効果には、この他にもいろいろのものを考えることができるが、本検討では、上記のうち、2), 3), 4)の影響を中心にこれらの特性を評価し得る耐震計算モデルを開発することを目指とするものとする。この理由は、上記2), 3), 4)が軟岩中に根入れされた明石海峡大橋の剛体基礎の耐震計算上、重要な役割を果たすと考えられるためである。

### 7-3-2 動的サブストラクチャー法の適用

図7-3-1に示すように地盤中に根入れされた剛体基礎構造物の運動方程式は絶対変位系で表わすと一般に次のようになる。

$$\begin{bmatrix} m_{ss} & m_{sa} & 0 \\ m_{as} & m_{aa} & m_{ab} \\ 0 & m_{ba} & m_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{r}_s^t \\ \ddot{r}_a^t \\ \ddot{r}_b^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{ss} & c_{sa} & 0 \\ c_{as} & c_{aa} & c_{ab} \\ 0 & c_{ba} & c_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{r}_s^t \\ \dot{r}_a^t \\ \dot{r}_b^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ss} & k_{sa} & 0 \\ k_{as} & k_{aa} & k_{ab} \\ 0 & k_{ba} & k_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_s^t \\ r_a^t \\ r_b^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \cdots (1)$$

ここで

s: 構造物に係わる自由度に属することを表わすサフィックス

a: 地盤（基盤を除く）に係わる自由度に属することを表わすサフィックス

b: 基盤に係わる自由度に属することを表わすサフィックス

m, c, k: 質量行列, 減衰行列, 剛性行列

$\ddot{r}^t, \dot{r}^t, r^t$ : 絶対加速度ベクトル, 絶対速度ベクトル, 絶対変位ベクトル

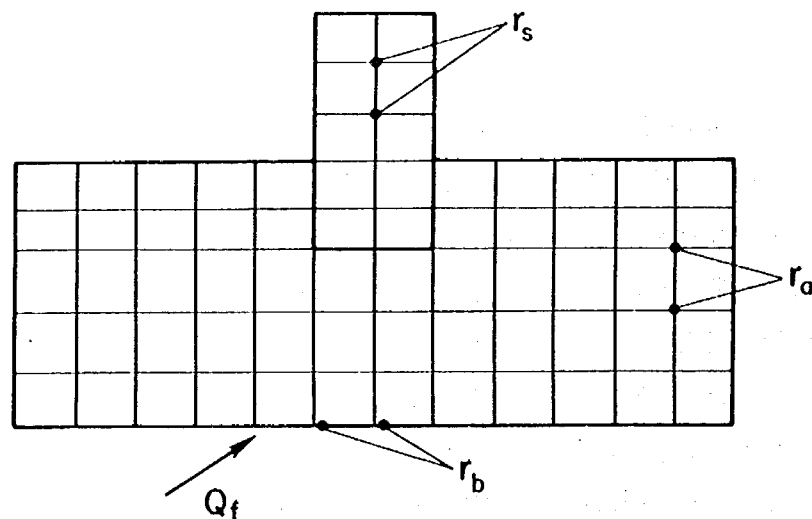


図7-3-1 一体モデルによる基礎および地盤のモデル化

式(1)から、基礎に係わる自由度を取り去ると次式のようになる。

$$\begin{bmatrix} m_{ss} & m_{sa} \\ m_{as} & m_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{r}_s^t \\ \dot{r}_a^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sa} \\ C_{as} & C_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{r}_s^t \\ \dot{r}_a^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ss} & k_{sa} \\ k_{as} & k_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_s^t \\ r_a^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -m_{ab} \ddot{r}_b^t - C_{ab} \dot{r}_b^t - k_{ab} r_b^t \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(2)$$

基礎に一樣な入力が入力作用する場合には、式(2)を相対座標系の運動方程式に変換したうえで、時刻歴地震応答解析法により解を求めることができる。

以上は、構造物と地盤とを一体として解析する方法であるが、これを構造物と地盤に分けて解く方法が動的サブストラクチャー法と呼ばれるものである。この方法は、本来は構造物と地盤を一体として解くと自由度が多くなり過ぎ、うまく解けないような場合に対して、考え出された方法であるが、ここでは以下に示すように、動的相互作用の効果を考慮した構造物の有効入力を評価するために用いることとする。

動的サブストラクチャー法では、地盤およびこれに根入れされた構造物を図7-3-2に示すように切り離す。構造物と地盤との間に作用する力(動的相互作用力)を  $R_b$  とすれば、両者の運動方程式を絶対変位座標系で表わすと次式のようになる。

#### 構造物の運動方程式

$$\begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{r}_s^t \\ \dot{r}_b^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sb} \\ C_{bs} & C_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{r}_s^t \\ \dot{r}_b^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ss} & k_{sb} \\ k_{bs} & k_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_s^t \\ r_b^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ R_b \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(3)$$

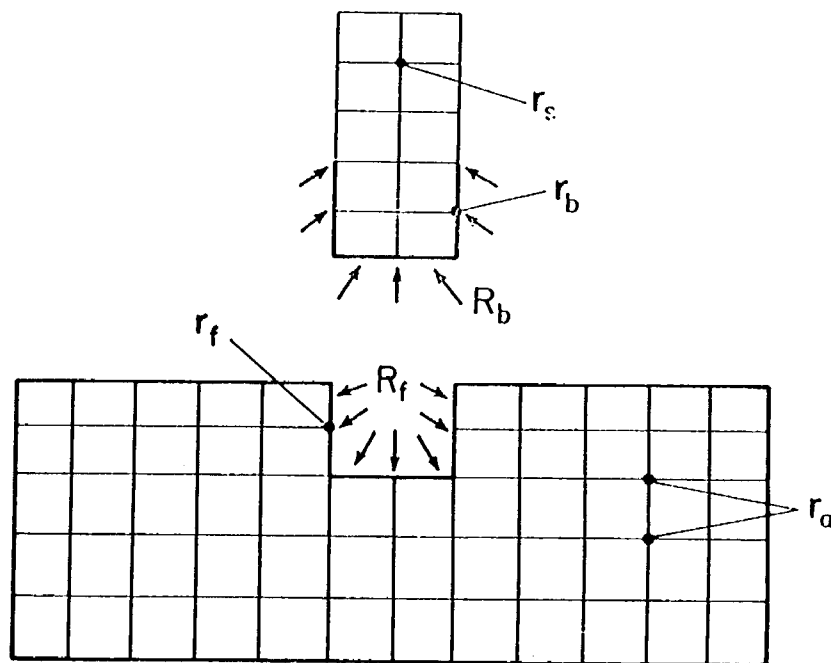


図7-3-2 動的サブストラクチャー法による基礎および地盤のモデル化

## 地盤の運動方程式

$$\begin{bmatrix} m_f & 0 \\ 0 & m_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{r}_f^t \\ \ddot{r}_a^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{ff} & c_{fa} \\ c_{af} & c_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{r}_f^t \\ \dot{r}_a^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ff} & k_{fa} \\ k_{af} & k_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_f^t \\ r_a^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -R_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここで

$s$  : 構造物に係わる自由度に属することを表わすサフィックス

$a$  : 地盤に係わる自由度に属することを表わすサフィックス

$b$  : 構造物と地盤の接触面に係わる構造物側の自由度に属することを表わすサフィックス

$f$  : 構造物と地盤の接触面に係わる地盤側の自由度に属することを表わすサフィックス

$m, c, k, \ddot{r}^t, \dot{r}^t, r^t$  : 式(1)と同じ

$R_b$  : 地盤の構造物との間に作用する動的相互作用力

また、動的相互作用力が作用しない場合の自然地盤の運動方程式は次式で与えられる。

$$\begin{bmatrix} m_f & 0 \\ 0 & m_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{r}_f^0 \\ \ddot{r}_a^0 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{ff} & c_{fa} \\ c_{af} & c_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{r}_f^0 \\ \dot{r}_a^0 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ff} & k_{fa} \\ k_{af} & k_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_f^0 \\ r_a^0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots(5)$$

いま、動的相互作用が存在することによる変位（相互作用変位）を次式により定義すると、

$$r_f = r_f^t - r_f^0$$

$$r_a = r_a^t - r_a^0 \quad \dots\dots\dots(6)$$

式(4)から式(5)を差し引くことにより、次式が得られる。

$$\begin{bmatrix} m_f & 0 \\ 0 & m_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{r}_f \\ \ddot{r}_a \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{ff} & c_{fa} \\ c_{af} & c_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{r}_f \\ \dot{r}_a \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ff} & k_{fa} \\ k_{af} & k_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_f \\ r_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -R_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots(7)$$

これをフーリエ変換すると

$$\left[ -\bar{\omega}^2 \begin{bmatrix} m_f & 0 \\ 0 & m_a \end{bmatrix} + i\bar{\omega} \begin{bmatrix} c_{ff} & c_{fa} \\ c_{af} & c_{aa} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ff} & k_{fa} \\ k_{af} & k_{aa} \end{bmatrix} \right] \begin{Bmatrix} \hat{r}_f \\ \hat{r}_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\hat{R}_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots(8)$$

となる。ここで、 $\hat{\phantom{x}}$ はフーリエ変換を表わす。式(8)は、構造物のない自然地盤の境界面に相当する位置に、 $-R_b e^{i\omega t}$ となる力を作用された場合の自然地盤の運動方程式を表わしている。いま、式(8)を次のように書き改める。

$$\begin{bmatrix} G_{ff} & G_{fa} \\ G_{af} & G_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \hat{r}_f \\ \hat{r}_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \hat{R}_f \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots(9)$$

ここで

$$G_{ff} = -\bar{\omega}^2 m_f + i\bar{\omega} c_{ff} + k_{ff}$$

$$G_{fa} = i\bar{\omega} c_{fa} + k_{fa} \quad \dots\dots\dots(10)$$

$$G_{aa} = -\bar{\omega}^2 m_a + i\bar{\omega} c_{aa} + k_{aa}$$

これらを静的に縮合すると次式が得られる。

$$S_f \hat{r}_f = \hat{R}_f \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここで

$$S_f = G_{ff} - G_{fa} G_{aa}^{-1} G_{af} \quad \dots\dots\dots (12)$$

いま、境界面上の構造物の変位と境界面上の地盤の変位は等しいから、任意の振動数  $\bar{\omega}$  に対して、次式が成り立つ。

$$\hat{r}_f^t = \hat{r}_b^t \quad \dots\dots\dots (13)$$

式(11)、(13)を式(3)に代入すると構造物の運動方程式は次のようになる。

$$\left[ -\bar{\omega}^2 \begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix} + i\bar{\omega} \begin{bmatrix} c_{ss} & c_{sb} \\ c_{bs} & c_{bb} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ss} & k_{sb} \\ k_{bs} & k_{bb} \end{bmatrix} \right] \begin{Bmatrix} \hat{r}_s^t \\ \hat{r}_b^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -S_f \hat{r}_b \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (14)$$

また、

$$\hat{r}_b = \hat{r}_b^t - \hat{r}_b^0 = \hat{r}_b^t - \hat{r}_f^0 \quad \dots\dots\dots (15)$$

であるから、式(14)は次式のようになる。

$$\left[ -\bar{\omega}^2 \begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix} + i\bar{\omega} \begin{bmatrix} c_{ss} & c_{sb} \\ c_{bs} & c_{bb} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ss} & k_{sb} \\ k_{bs} & k_{bb} + S_f \end{bmatrix} \right] \begin{Bmatrix} \hat{r}_s^t \\ \hat{r}_b^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ S_f \hat{r}_f^0 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (16)$$

上式を解き、これをフーリエ逆変換することにより、動的相互作用を考慮した構造物の地震応答を求めることができる。これが Boundary Method と呼ばれる動的サブストラクチャー法の概要であり、以上の過程をまとめると以下の3ステップより成り立っている。

- 1) 構造物が無い自由地表面の応答  $r_f^0$  を式(5)より求める。
- 2) 振動数  $\bar{\omega}$  ごとに式(12)の  $S_f(\omega)$  を求める。
- 3) 振動数  $\bar{\omega}$  ごとに式(16)を解き、これをフーリエ逆変換することにより、構造物の地震応答を求める。

ここでは、上記の手法により構造物と地盤の境界面における応答を求め、これを以下の仮定の下に、剛体とした基礎に作用させることによって剛体基礎の地震応答を求めることとした(図7-3-3参照)。

- 1) 剛体基礎の剛性は十分大きいものとし、併進および回転の自由度を有する剛体2自由度系としてモデル化する。
- 2) 剛体基礎には、動的サブストラクチャー法により求めた式(16)の右辺の項を作用させる。これは一般に水平成分と回転成分の両者を有している。以後、これを有効入力と呼ぶ。

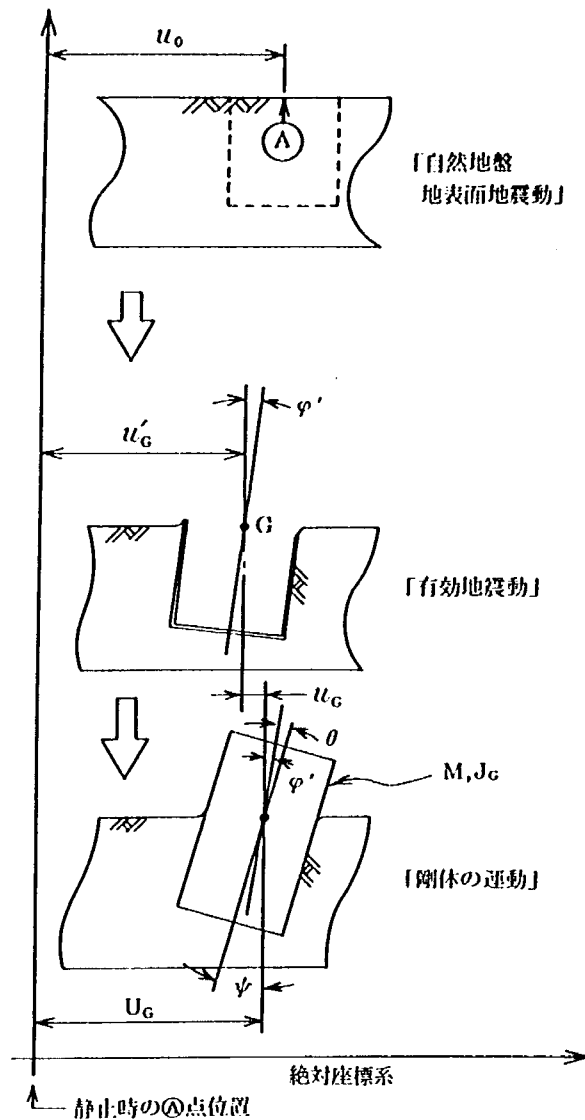


図 7-3-3 地震動を受ける埋設剛体基礎とその記号

3) 地盤と構造物を結ぶばね係数および逸散減衰係数は、複素剛性として動的サブストラクチャー法により求められる値を用いる。

これにより、前述した動的相互作用効果のうち、構造物の剛性効果、地盤のばね効果、地盤の減衰効果を取り入れた解析が可能となる。

以上のようにすると、剛体 2 自由度で表わした剛体基礎の運動方程式は次のように与えられる。

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_G \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_G \\ \theta \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_G^{EF} \\ \ddot{\varphi}^{EF} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (17)$$

ここで

$M, J$  : 剛体の質量および回転質量

$u_G, \theta$  : 剛体の重心点における相対変位および相対回転角

$K_{11}, K_{12}, K_{22}$  : 水平ばね, 水平と回転の連成ばね, 回転ばね(複素剛性)

$\ddot{u}_{EF}^E, \ddot{\phi}^{EF}$  : 水平および回転の有効入力

なお、現在の本州四国連絡橋耐震設計指針に示されている耐震計算法に比較し、式(17)は以下の点で異なっている。

- 1) 入力地震動としては、地表面の加速度ではなく、有効入力を用いる。
- 2) ばね係数  $K_{11}, K_{12}, K_{22}$  は本四方式ではなく、振動数依存性を有する弾性ばねによって与えられる。
- 3) 減衰定数は各モードごとに与えるのではなく、複素剛性として振動数成分ごとに与えられる。

## 7-4 調査結果

### 7-4-1 解析対象とする剛体基礎

解析対象としたのは、図7-4-1に示す明石海峡大橋主塔基礎(2P)であり、高さ80m、直径46mの円柱状の基礎を想定した。明石層中への根入れ深さは25mである。これを軸対称有限要素法を用いることにより、図7-4-2に示すようにモデル化した。基礎は、TP-260mの花崗岩層の上面とし、明石層および神戸層の地盤諸元は、参考文献4)に従った。

基盤面での入力地震動としては、1978年宮城県沖地震により開北橋近傍地盤上で観測された強震記録

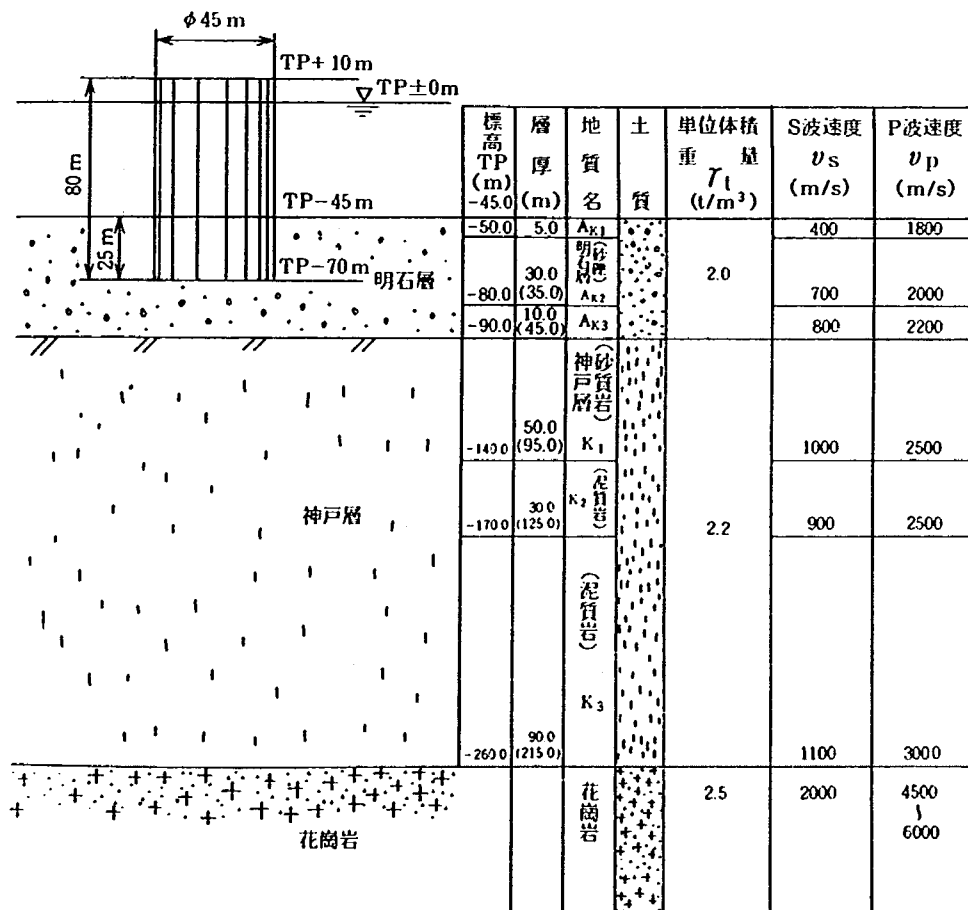


図7-4-1 明石海峡大橋主塔基礎(2P)地盤モデル



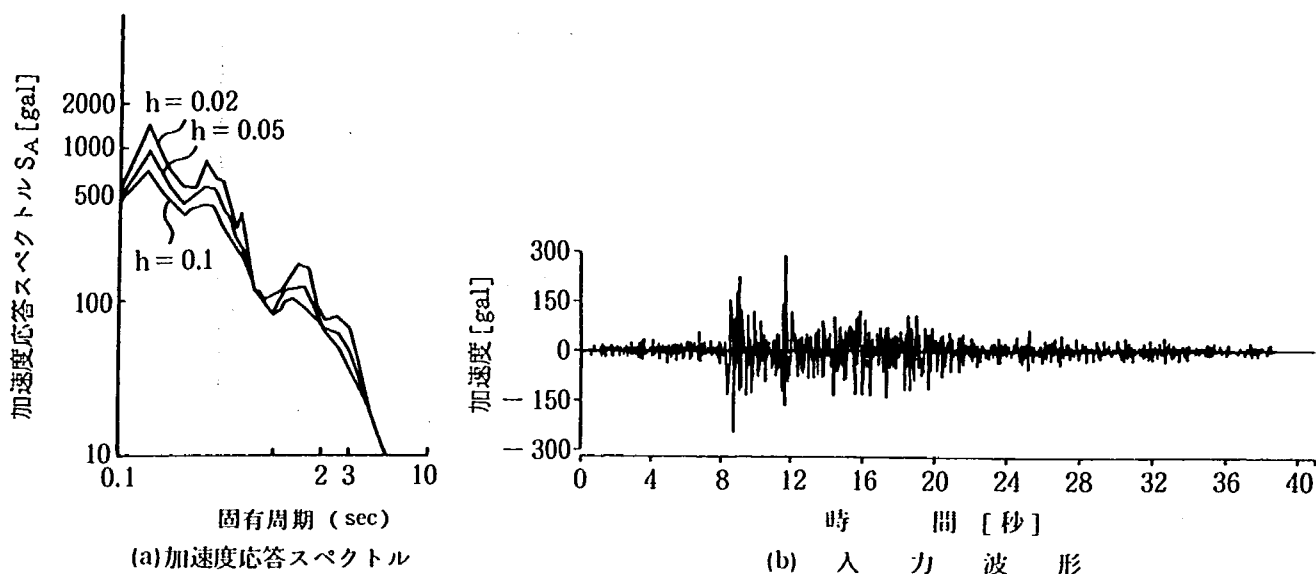


図 7-4-3 基盤の入力地震動波形 (開北橋記録, 最大加速度 290 gal)

(橋軸直角方向成分)を用いることとし, 最大加速度は, 記録時の値のままとした(図 7-4-3 参照)。

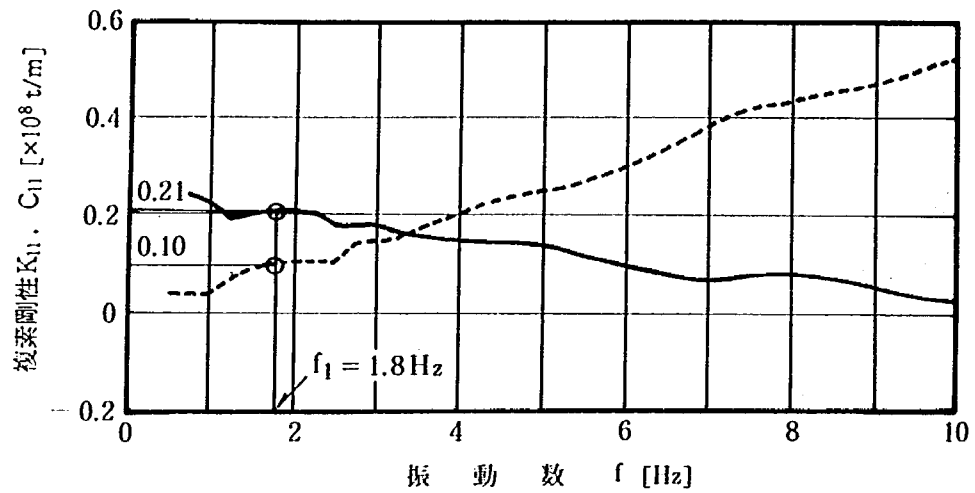
#### 7-4-2 有効入力を考慮することによる効果

軸対称有限要素法を用いた剛体基礎 (2 P) のばね係数  $K_{11}$ ,  $K_{12}$ ,  $K_{22}$  および減衰係数  $c_{11}$ ,  $c_{12}$ ,  $c_{22}$  を求めた結果が図 7-4-4 である。現行の本四耐震設計指針により求められるばね係数との比較については後述することとする。有効入力の特徴を検討するために, 自由地表面における応答加速度と比較した結果が, 図 7-4-5, 7-4-6 である。ここで, 上述したように有効入力では水平成分の他に, 回転成分も存在することに注意しなければならない。水平成分どうしを比較すると, 自由地表面においては最大加速度が約 550 gal であるのに対して有効入力では約 410 gal になっている。これは波形の比較からわかるように有効入力では自由地表面入力に比較して短周期成分が減少しているためである。このような点を示すために, 両波形 (水平成分) の加速度応答スペクトル (減衰定数 5 %) を比較した結果が図 7-4-7 である。固有周期 0.8 秒以上では有効入力と自由地表面の応答とはほとんど違いが無いが, 固有周期 0.8 秒以下の領域では, 固有周期の短い程, 有効入力の方が自由地表面の応答よりも小さくなっているのがわかる。このような点を示すために, いま, 次式による応答スペクトル比  $\gamma_{EF}$  を定義する。

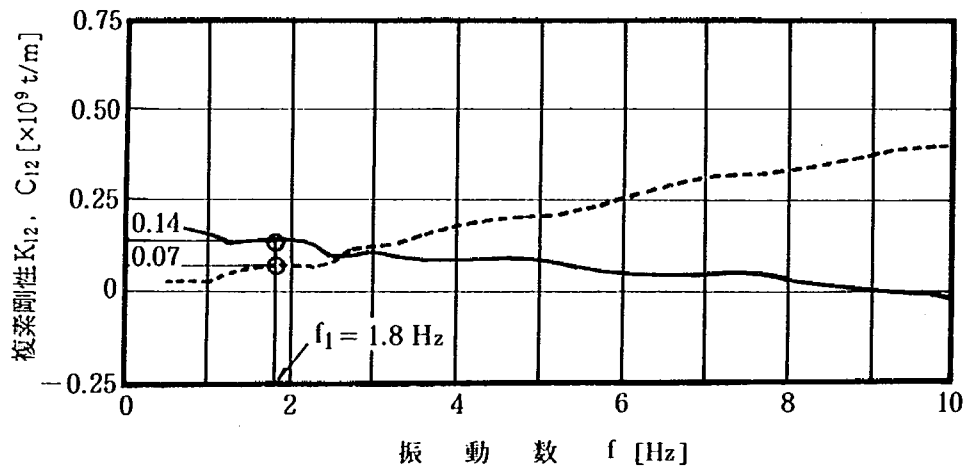
$$\gamma_{EF} = \frac{\text{有効入力(水平成分)の加速度応答スペクトル } S_A(h=5\%)}{\text{自由地表面の水平成分加速度の加速度応答スペクトル } S_A(h=5\%)} \quad \cdots (18)$$

図 7-4-8 は式 (18) による応答スペクトル比  $\gamma_{EF}$  を示したものである。これによれば, 固有周期が 0.1 秒の場合には  $\gamma_{EF} \approx 0.5$  にまで低下しており, 固有周期が 0.8 秒程度になって  $\gamma_{EF} \approx 1.0$  となることがわかる。

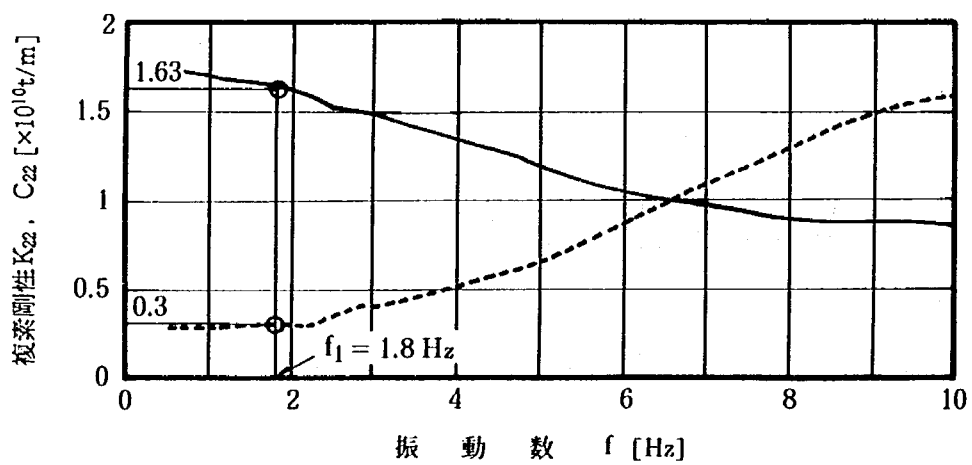
なお, 式 (17) からわかるように, いま, 有効入力の回転成分の影響を無視できるものと考えれば, 有効入力の加速度応答スペクトルおよび自由地表面応答の加速度応答スペクトルは, それぞれ有効入力および自由地表面応答を入力とした場合の剛体基礎の最大応答加速度を近似的に与えるものと考えることができる。したがって, いま, 自由地表面位置において明石海峡大橋の動的解析設計入力スペクトル  $S_A$



(a) 複素剛性  $K_{11}$  および  $C_{11}$



(b) 複素剛性  $K_{12}$  および  $C_{12}$



(c) 複素剛性  $K_{22}$  および  $C_{22}$

図 7-4-4 P2 剛体基礎に対するばね係数および減衰係数

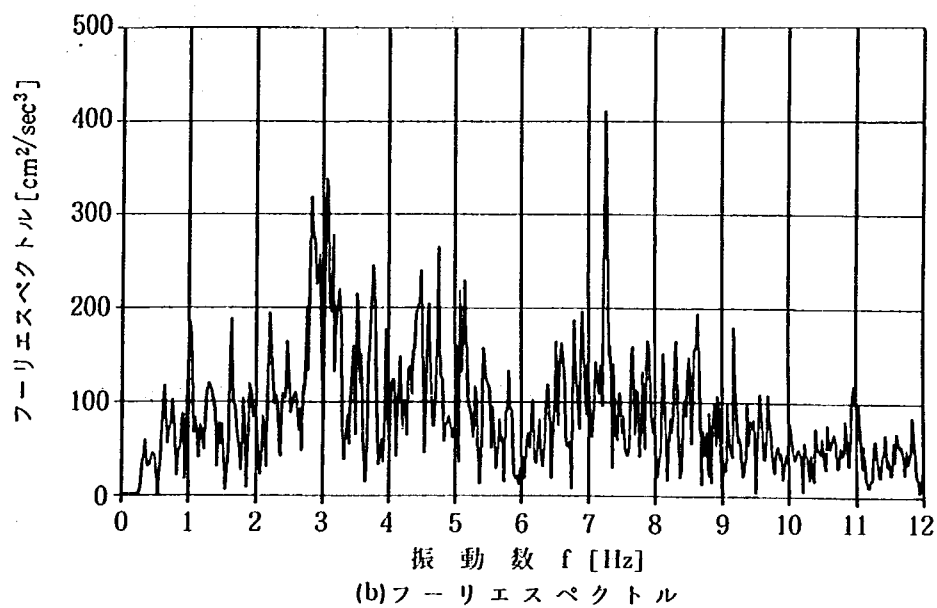
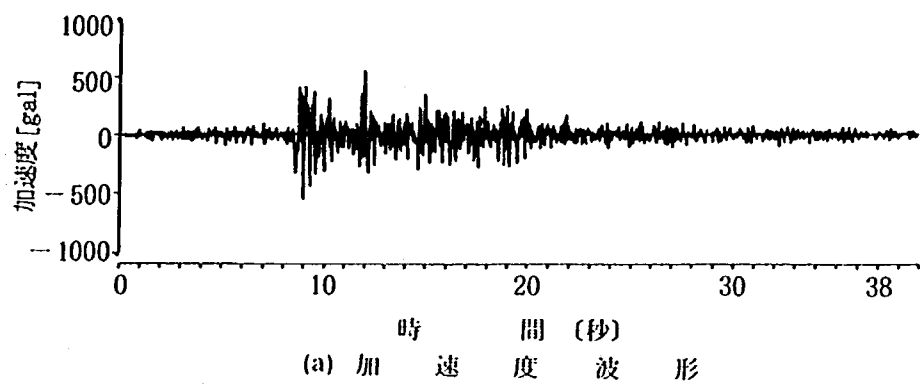
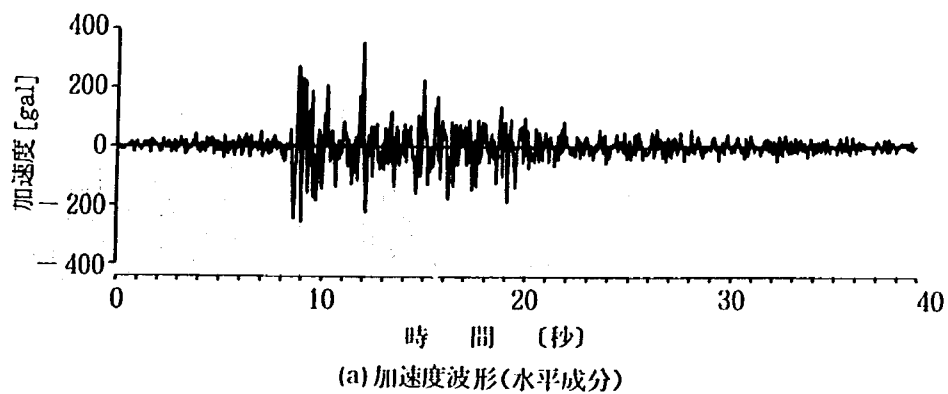
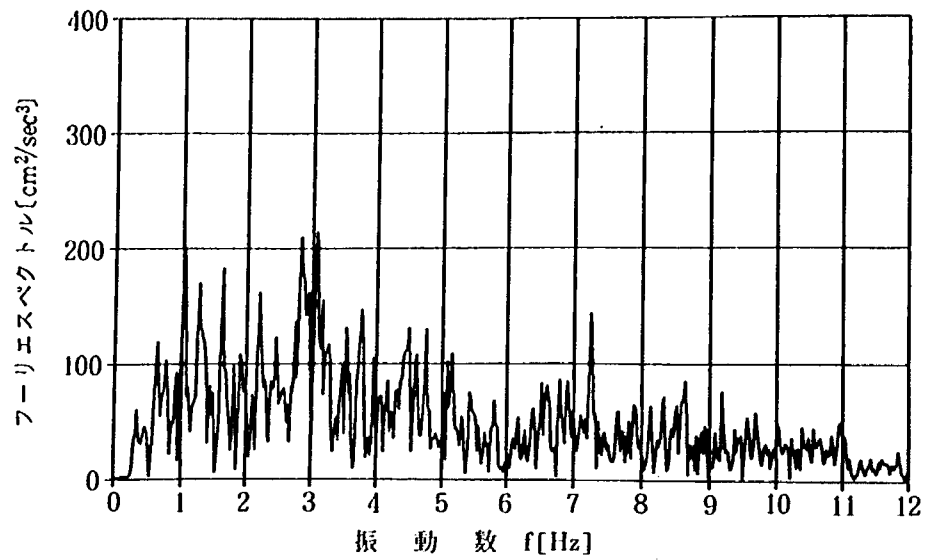
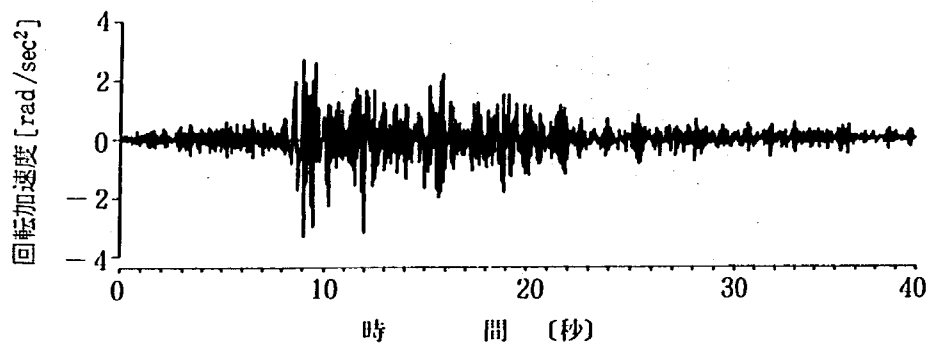


図 7-4-5 自然地盤地表面地震動（水平成分）とそのフーリエスペクトル

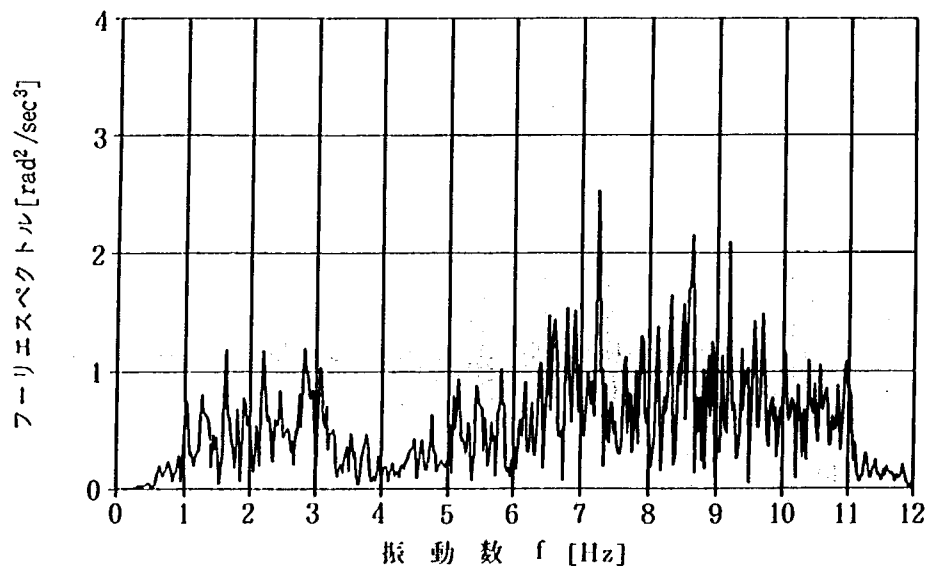




(b) 加速度波形(水平成分)のフーリエスペクトル



(c) 回転加速度波形



(d) 回転加速度波形のフーリエスペクトル

図7-4-6 有効入力(水平成分および回転成分)およびそのフーリエスペクトル

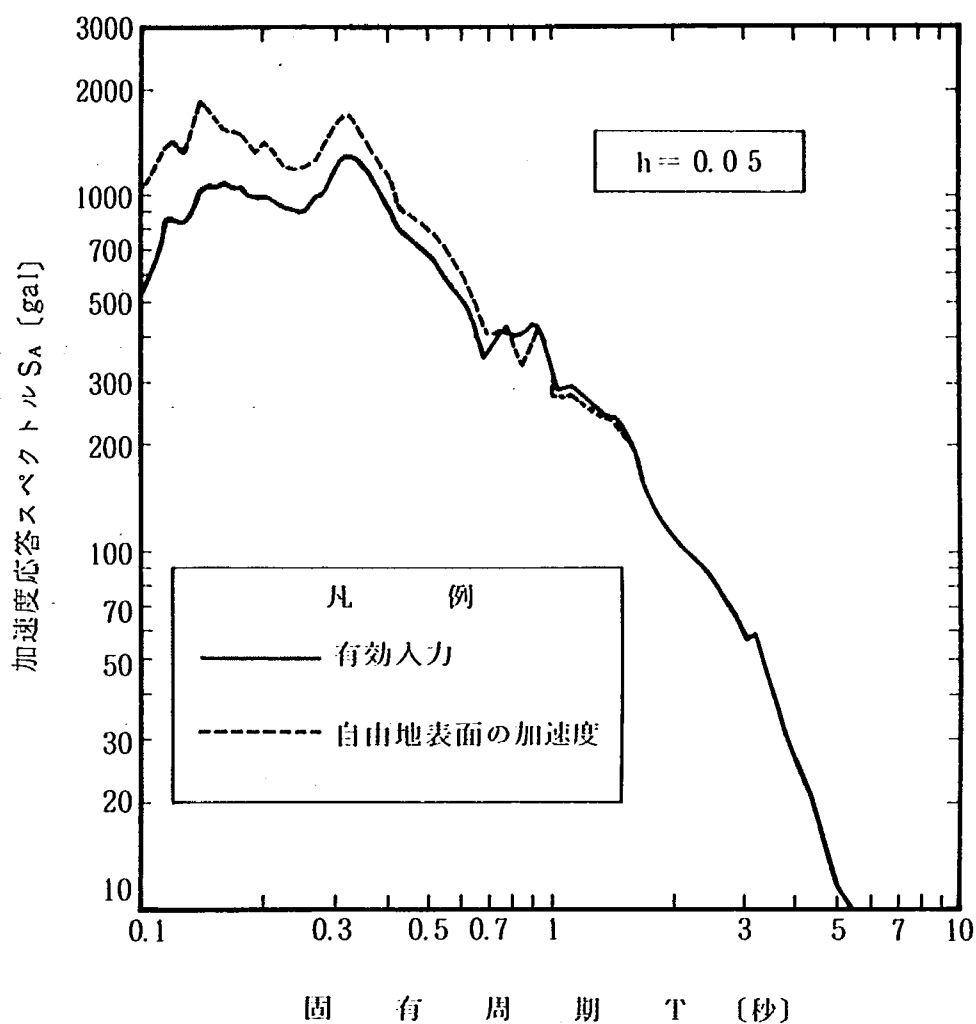


図7—4—7 加速度応答スペクトルによる自由地表面の応答加速度と有効入力（水平成分）の比較

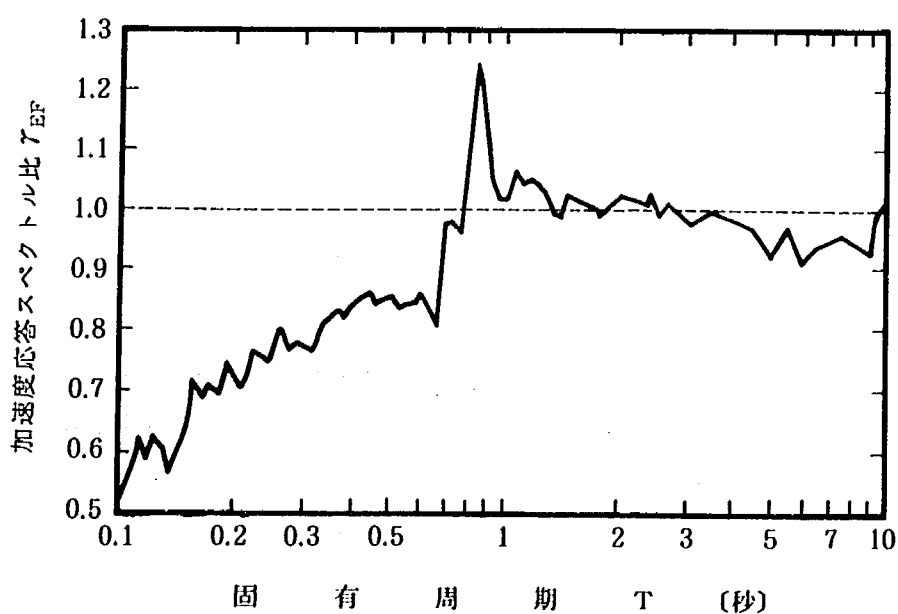


図7—4—8 応答スペクトル比（動的相互作用補正係数）

(減衰定数 0.05 で与えるものとする) が与えられたとした場合には、次式により有効入力を考慮したスペクトル  $S_A^{EF}$  (減衰定数  $h$ ) を求めることができる。

$$S_A^{EF}(T, h) = \gamma_{EF}(T) \times \gamma_{DP}(h) \times S_A(T, 0.05) \quad \dots\dots\dots (19)$$

ここで、

$S_A^{EF}(T, h)$ : 有効入力を考慮した加速度応答スペクトル (減衰定数  $h$ )

$S_A(T, h)$ : 自由地表面で与えられる動的解析用入力スペクトル (減衰定数 0.05)

$\gamma_{EF}(T)$ : 式(18)で定義した応答スペクトル比 (以後、動的相互作用補正係数と呼ぶ)

$\gamma_{DP}(h)$ : 減衰定数補正係数で次式によって求める。

$$\gamma_{DP}(h) = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \quad \dots\dots\dots (20)$$

次に、以上のような有効入力および自由地表面応答の両者を用いて、実際に式(17)によって剛体基礎の重心点における加速度応答を求めた結果が図 7-4-9、図 7-4-10 である。これによれば、自由地表面応答を作用させた場合には、重心における水平応答の最大加速度は約 580 gal であるのに対し、有効入力を作用させた場合には約 460 gal となっており、20%程度最大加速度が減少しているのがわかる。

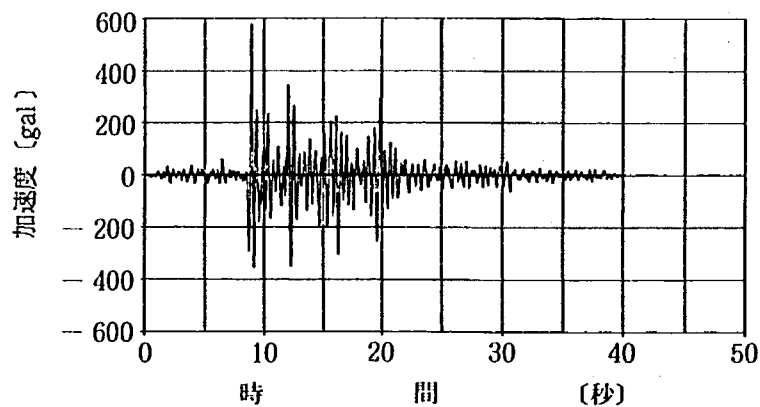


図 7-4-9 自由地表面の加速度を入力した場合の剛体基礎重心位置における加速度応答

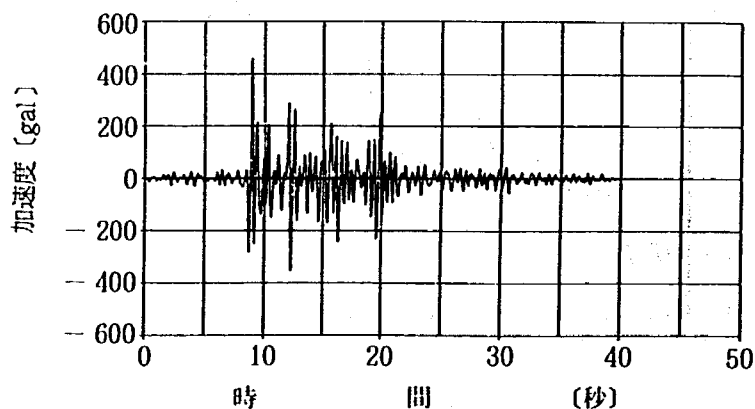


図 7-4-10 有効入力を用いた場合の剛体基礎重心位置における加速度応答

これは、有効入力作用させた場合には、自由地表面入力作用させた場合に比較して短周期成分が大きく減少しているためである。なお、表7-4-1は、最大応答値について両者の比較を示したものである。表中には、軸対称有限要素法を用いて、剛体基礎、周辺地盤を一体として解析した場合の結果、および、後述する現行の本四モデルを用いた場合の結果も示している。剛体基礎および周辺地盤を一体として軸対称有限要素法により解析した結果は、いわば、このような問題を考える際の厳密解と考えてもよい。有効入力作用させた場合の解析結果は本来、このような厳密解と全く同じ結果を与えるべき性格のものであるが、両者の数値計算上の過程の違いから、完全には一致していない。

表7-4-1 剛体基礎重心位置および天端における最大応答値の比較

| ケースNo | ばね係数の設定法                 | 入力地震動         | 剛体基礎の固有周期<br>[秒] |      | 重心位置の<br>最大加速度<br>[gal] | 重心位置の<br>最大角転角<br>[rad/sec <sup>2</sup> ] | 天 端 の<br>最 大 変 位<br>[cm] |
|-------|--------------------------|---------------|------------------|------|-------------------------|-------------------------------------------|--------------------------|
|       |                          |               | 1 次              | 2 次  |                         |                                           |                          |
| 1     | 動的サブストラクチャ法による           | 自由地表面<br>の加速度 | 0.53             | 0.15 | 582                     | 0.161                                     | 5.47                     |
| 2     | "                        | 有 効 入 力       | 0.53             | 0.15 | 461                     | 0.107                                     | 4.53                     |
| 3     | 本四耐震設計基準                 | 自由地表面<br>の加速度 | 1.16             | 0.20 | 486                     | 0.198                                     | 10.24                    |
| 4     | 地盤——剛体基礎を一体とした軸対称有限要素法解析 |               |                  |      | 494                     | 0.138                                     | 6.23                     |

#### 7-4-3 現行の本四耐震設計指針に準拠した解析モデルによる検討

上記の結果と比較するために、現行の本四耐震設計指針に基づき、図7-4-1に示した剛体基礎(2P)の最大応答を検討した結果を以下に示す。

本四モデルでは、式(17)に相当する剛体基礎の運動方程式を次式で与えている。

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_G \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_G \\ \theta \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_G^f \\ \ddot{\phi}^f \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (19)$$

ここで、 $M$ 、 $J$ 、 $u_G$ 、 $\theta$ は、式(17)と同じである。ばね係数  $K_{11}$ 、 $K_{12}$ 、 $K_{22}$  は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} K_{11} &= K_1 \\ K_{12} &= -K_1(h_1 - h_G) \\ K_{22} &= K_1(h_1 - h_G)^2 + K_2 \quad \dots\dots\dots (20) \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} K_1 &= k_H + k_{HS}h_s \\ K_2 &= k_R + k_H(h_0 - h_1)^2 + \frac{k_{HS}}{3} \{ (h_s + h_1 - h_0)^3 + (h_0 - h_1)^3 \} \\ h_1 &= \frac{1}{K_1} \left[ k_H h_0 + k_{HS} \left( h_0 - \frac{h_s}{2} \right) h_s \right] \quad \dots\dots\dots (21) \end{aligned}$$

ここで、式(20)、(21)の記号は全て本四モデルに従っている(図7-4-11参照)。式(21)中の  $k_H$ 、 $k_R$ 、 $k_{HS}$  は、それぞれ、基礎底面の水平ばね、回転ばね、基礎側壁の単位深さ当りの水平ばねであり、それぞれ

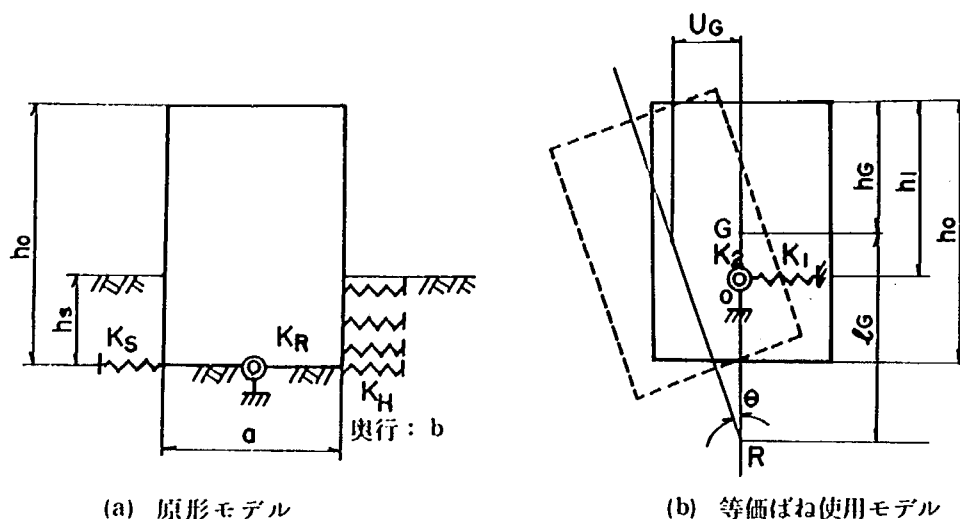


図 7-4-11 本四耐震設計基準によるばね係数と動的サブストラクチャ法により求められるばね係数の比較

次式で与えられる。

$$\begin{aligned}
 k_H &= K_S \cdot ab \\
 k_{HS} &= K_H \cdot b \quad \dots\dots\dots (22) \\
 k_R &= \frac{K_V a^3 b}{12}
 \end{aligned}$$

ここで、 $K_S$ 、 $K_H$ 、 $K_V$  は、それぞれ、底面地盤の水平方向せん断ばね定数、根入れ部の前面の水平方向地盤反力係数、底面の鉛直方向地盤反力係数であり、次式により求める。

$$\begin{aligned}
 K_V &= K_{V0} \left( \frac{B_V}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \\
 K_H &= K_{H0} \left( \frac{B_H}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \quad \dots\dots\dots (23) \\
 K_S &= \lambda K_V
 \end{aligned}$$

ここで、

$B_V, B_H$  : 鉛直面および水平面の基礎の載荷幅 [cm]

$$K_{V0} = \frac{1}{30} \alpha E_0$$

$$K_{H0} = \frac{1}{30} \alpha E_0$$

$E_0$  : 直径 30 cm の剛体円板による載荷試験、ボーリング孔内、載荷試験、供試体の一軸または三軸圧縮試験、 $N$  値のいずれかにより推定した地盤の変形係数 [kg/cm<sup>2</sup>]

$\alpha$  :  $E_0$  を求める方法ごとに与えられる係数 (地震時の  $\alpha$  は常時の  $\alpha$  の 2 倍)

一方、既往の地盤調査結果 [4] によれば、ボーリング孔内載荷試験 (LLT) により求められた変形係数  $E_{sb}$  は、明石層については 12,000 t/m<sup>2</sup> と求められており、これより、地震時の変形係数  $E_0$  は次のようになる。

$$E_0 = \alpha (=8) \times E_{sb} = 96,000 \text{ t/m}^2 \quad \dots\dots\dots (24)$$

以上のようにして求められるばね係数  $K_{11}$ ,  $K_{12}$ ,  $K_{22}$  を図 7-4-4 に示した軸対称有限要素法により求められたばね係数（ただし、これは振動数によって変化するため、振動数  $f=1.8$  Hz（1 次固有振動数）の場合の値で代表させる）と比較した結果が表 7-4-2 である。これによれば、本四耐震設計指針により求められる水平ばね係数は軸対称有限要素法によって求められる値よりもかなり小さいが、このような違いが生じる理由は、両者の方法で想定している地盤の変形係数  $E_0$  の値が異なるためである。すなわち、軸対称有限要素法解析では、ポアソン比  $\nu$  を 0.5 程度と見込むと、地盤の変形係数  $E$  は、次のようになる。

$$E=2(1+\nu)G_s \doteq 3G_s \quad \dots\dots\dots (25)$$

ここで

$$G_s = \frac{\gamma_t}{g} V_s^2 \quad \dots\dots\dots (26)$$

であり、せん断波の速度  $V_s$  を 860 m/sec 程度（明石層のせん断波速度）と見込むと  $E \doteq 480,000$  t/m<sup>2</sup> 程度となる。これに対して、本四耐震設計指針では式(24)により変形係数を与えており、これによれば、 $E_0=96,000$  t/m<sup>2</sup> となる。このように両者の変形係数に大きな違いが生じることはこれまでも度々指摘されているが、これに対しては以下のように解釈される場合が多い。

- 1) 式(24)による地盤の変形係数は、静的な設計（震度法による静的な耐震計算を含めて）に用いることを念頭に置いたものであり、このため地盤に生じる変形がある程度大きくなった場合に相当する値である。なお、震度法による静的な耐震計算では、ばね係数を小さめに評価しておくことは、結果として構造物の変位が大きくなり求められることとなり、一般に設計上安全側の結果を与える場合が多い。
- 2) 式(25)による地盤の変形係数は地盤のひずみが地震時に生じる程度の微小値に対応する変形係数を求めたものである。したがって、両者のひずみ振幅の違いから、上記 1) による値よりもかなり大きな変形係数になってもよい。

以上のように、地盤の変形係数の違いを単純に変形係数のひずみ依存性によると考えることができるかどうかは、神戸層の力学的特性とも合わせて今後検討していかなければならないが、本四耐震設計基準により与えられるばね係数が軸対称有限要素法により求められるばね係数よりもかなり小さくなる大きな原因は、両者の変形係数の評価に違いがあることは事実であり、今後の詳細な検討が必要とされる。なお、震度法による静的な耐震計算と異なり、動的な耐震計算では、構造物の固有周期（特に、基本固有周期）を正しく把握することが重要であり、このためには、ばね係数を正しく評価しなければならない。

表 7-4-2 本四耐震設計基準によるばね係数と動的サブストラクチャ法により求められるばね係数の比較

|             | 本四耐震設計基準                      | 動的サブストラクチャ法                   | 備 考                                                                                                        |
|-------------|-------------------------------|-------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 変 形 係 数     | 96,000 t/m <sup>2</sup>       | 480,000 t/m <sup>2</sup>      | 本四耐震設計基準の値は 明石層のボーリング孔内変形係数 $E_{sb}=12,000$ t/m <sup>2</sup> に基づく。<br>動的サブストラクチャ法による値は地盤の弾性波速度に基づく弾性係数による。 |
| 重心点における水平ばね | $1.65 \times 10^7$ t/m        | $2.1 \times 10^7$ t/m         |                                                                                                            |
| 重心点における回転ばね | $0.26 \times 10^{10}$ tm/rad. | $1.63 \times 10^{10}$ tm/rad. |                                                                                                            |

仮に、ばね係数を実際の値よりも小さく評価したとすると、固有周期を実際の値よりも長めに評価することになる。したがって、一般に、長周期になる程、入力地震動強度は低下することを考えると、構造物の固有周期を実際の値よりも長めに評価することは、構造物の応答を過小に評価することになることに注意しなければならない。

次に本四耐震設計基準により求めた剛体基礎の固有周期を表 7-4-1 に示す。これによれば、1 次固有周期  $T_1$  は、1.16 秒となり、軸対称有限要素法によって求めたばね係数を用いた固有周期 0.53 秒よりも非常に長くなる。また、剛体基礎の重心点および天端における最大応答値も表 7-4-1 に示されているが、本四耐震設計基準により求められる値と軸対称有限要素法による値にはかなりの違いがあることがわかる。これは、基本固有周期が 2 つの手法により大きく異なることからある程度当然と言える。

#### 7-4-4 剛体基礎の簡易耐震計算法の検討

7-4-2 に示した手法では、軸対称有限要素法による解析結果を基本として、ばね係数、逸散減衰係数、有効入力の評価した。この手法によれば、ある程度任意の形状、寸法の剛体基礎の耐震計算を行うことが可能であるが、将来、明石海峡大橋基礎の基本寸法を決定するに当たっては、多数のケースに対する耐震設計を実施することが必要とされる。このためには、一々大次元の有限要素法解析を行わなくてもある程度の精度で剛体基礎の地震応答を推定し得る手法を開発することが必要とされる。7-4-3 に示した現行の本四耐震設計基準に対する検討結果も考慮すると、今後、明石海峡大橋の大規模剛体基礎の耐震計算手法として開発すべき解析モデルとしては、以下の条件を満足している必要があると考えられる。

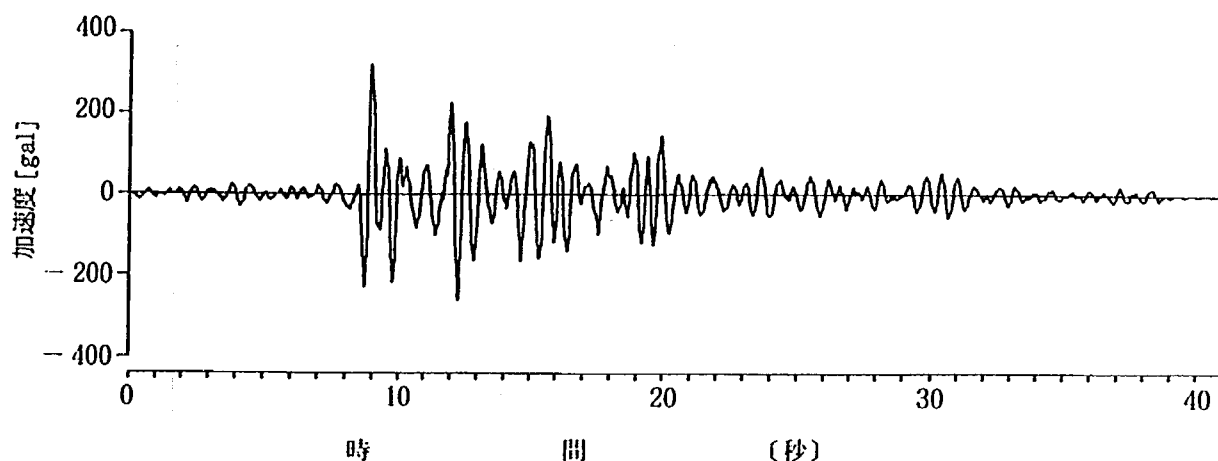
- 1) 簡便な方法であること
- 2) 剛体基礎の固有周期を正しく評価できること
- 3) 有効入力の評価できること

以上のような条件を満足する力学モデルとしては、現行の本四耐震設計基準に規定される応答スペクトル法を用いた剛体 2 自由度系モデルを基本とし、これに、以下のような改良を加えたモデルが現実的と考えられる。

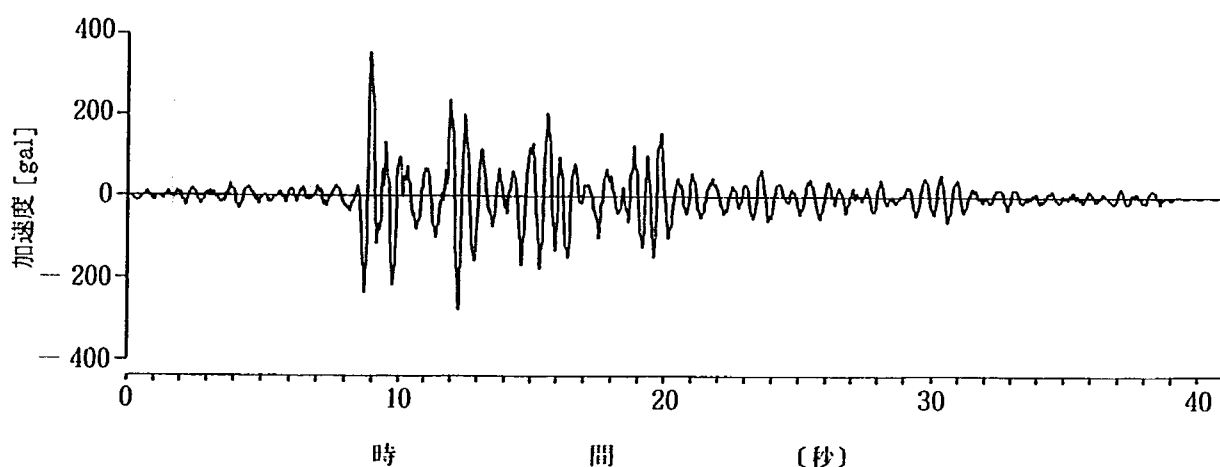
- 1) 入力とする応答スペクトルに、有効入力の影響を取り入れる方法を検討する。このためには、前述したように式(19)に示した方法が有効と考えられる。
  - 2) 根入れの効果を考慮できる正確かつ簡単なばね係数および逸散減衰係数の設定手法を開発する。
- 本年度は、このようなモデルを開発するための第 1 段階として、応答スペクトル法を適用する前提となる以下の 2 項目について簡単に検討することとした。

##### 1) ばね係数および減衰係数の振動数依存性の影響

式(17)に示した剛体基礎の運動方程式では、ばね係数(複素減衰であるので、この中に減衰係数も含む)は振動数依存性を持つ(図 7-4-4 参照)。このような系の運動方程式は、周波数領域の解析(フーリエ変換および逆変換の手法を用いる)により解を求めることができるが、このためには、時刻歴応答解析を必要とし、応答スペクトル法を適用することができない。応答スペクトル法を適用するためには、ばね係数および減衰係数は振動数によって変化しないと仮定する必要があるが、このた



(a) 振動数に依存する場合 (最大加速度 321 ガル)



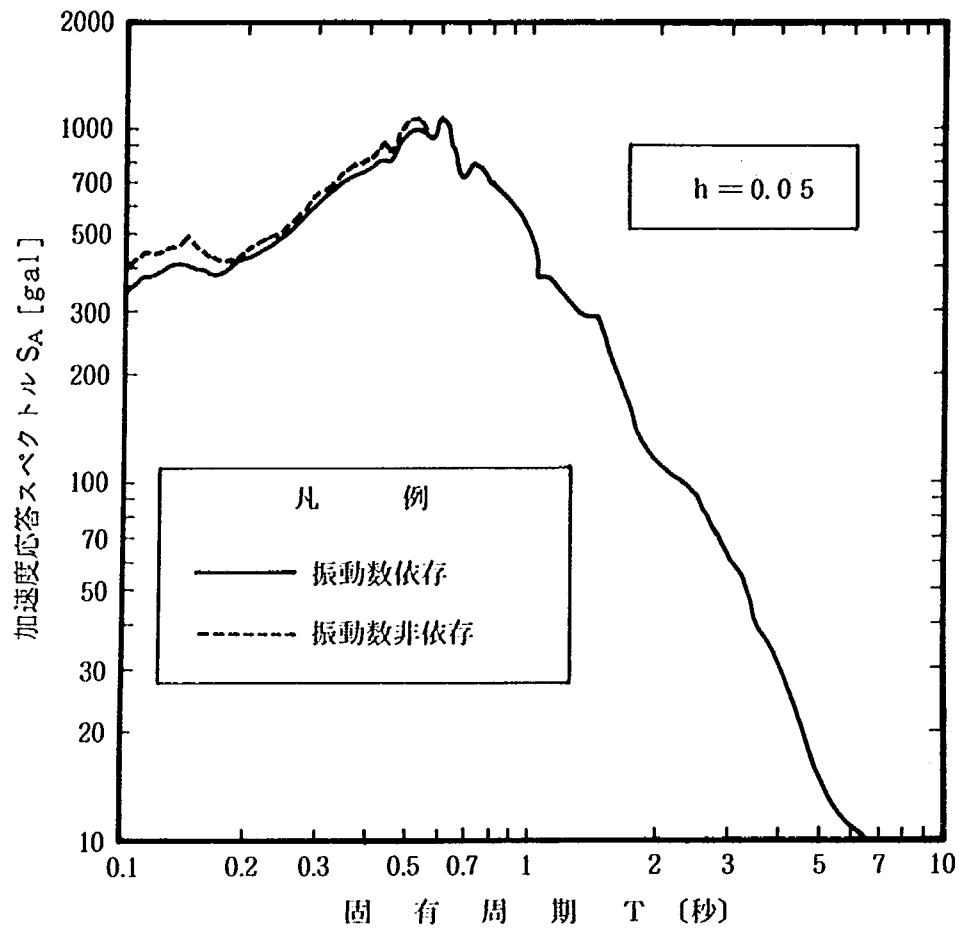
(b) 振動数に依存しない場合 (最大加速度 355 ガル)

図 7-4-12 ばね係数および減衰係数の振動数依存性が剛体基礎重心位置における水平方向加速度応答に及ぼす影響

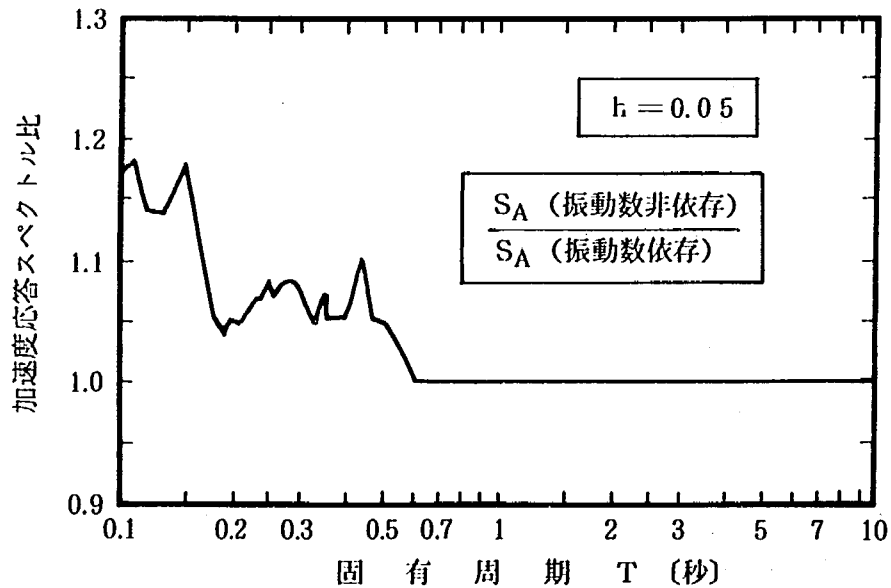
めにここでは剛体基礎の基本固有振動数 ( $f_1 = 1.8 \text{ Hz}$ ) に相当するばね係数および減衰係数を全振動数に対して仮定することにより、どの程度の精度があるかを検討することとした。図 7-4-12 は、図 7-4-2 に示したと同じモデルに対してばね係数および減衰係数を振動数依存性とした場合と、振動数に依存しないとした場合の剛体基礎重心位置における加速度応答を比較したものである。これを加速度応答スペクトルによって比較した結果が図 7-4-13 である。これによれば、ばね係数および減衰係数を振動数によらないと仮定することにより、固有周期 0.6 秒程度以下の領域においては加速度応答を小さく評価するが、その度合いは 10~20% 程度であることがわかる。

## 2) 有効入力のうち、回転成分を無視することの影響

式(17)に示したように、有効入力には併進成分  $\ddot{u}^E$  と同時に回転成分  $\ddot{\phi}^E$  が存在する。応答スペクトル法では、回転成分も考慮することができるが、回転成分に対する応答スペクトルを水平成分とは別に用意する等、取り扱いがやや複雑となる。このため、回転成分を無視できるとすれば、計算法が

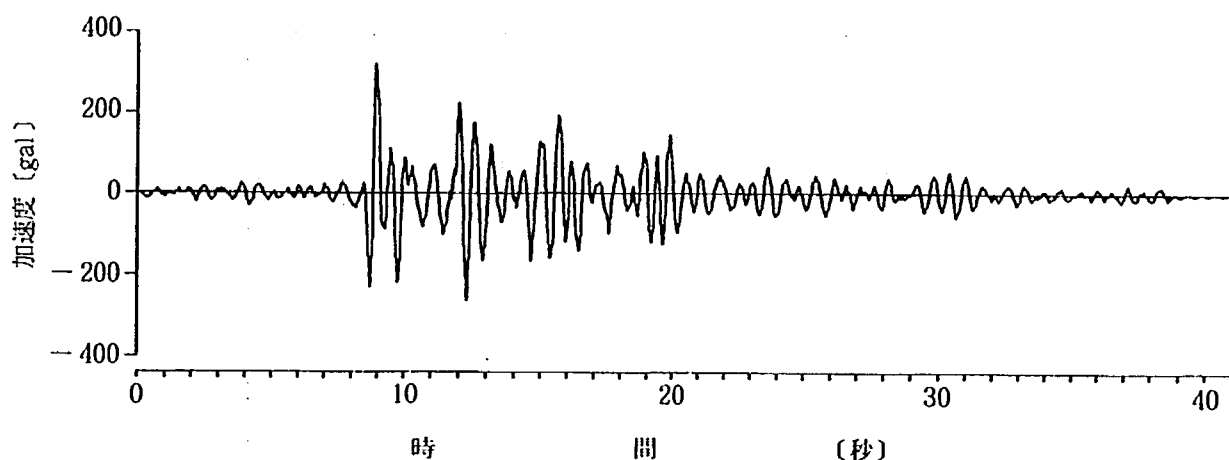


(a) 加速度応答スペクトルによる比較

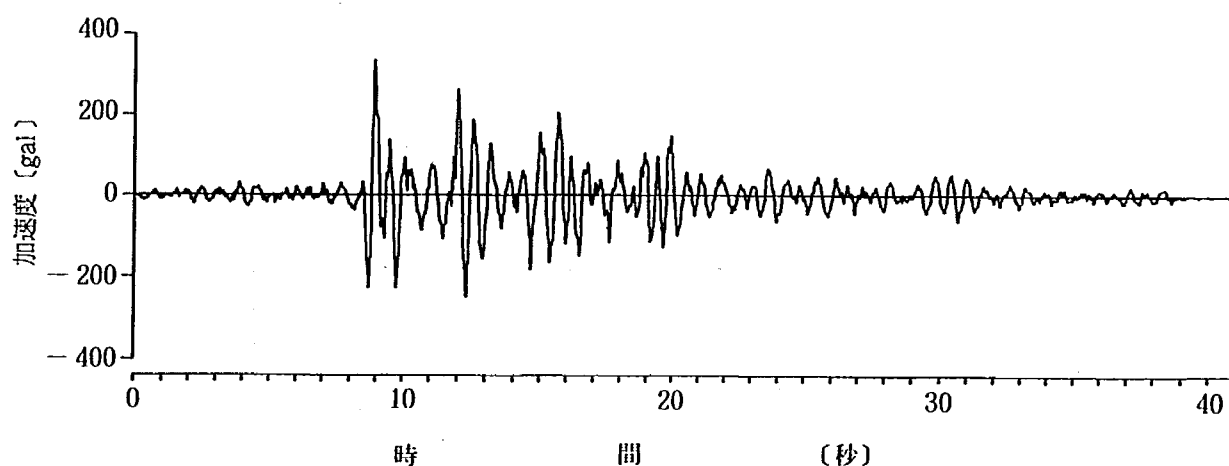


(b) 加速度応答スペクトル比

図 7-4-13 ばね係数および減衰係数の振動数依存性を無視することによる影響  
(剛体基礎重心位置における加速度応答から求めた加速度応答スペクトル)



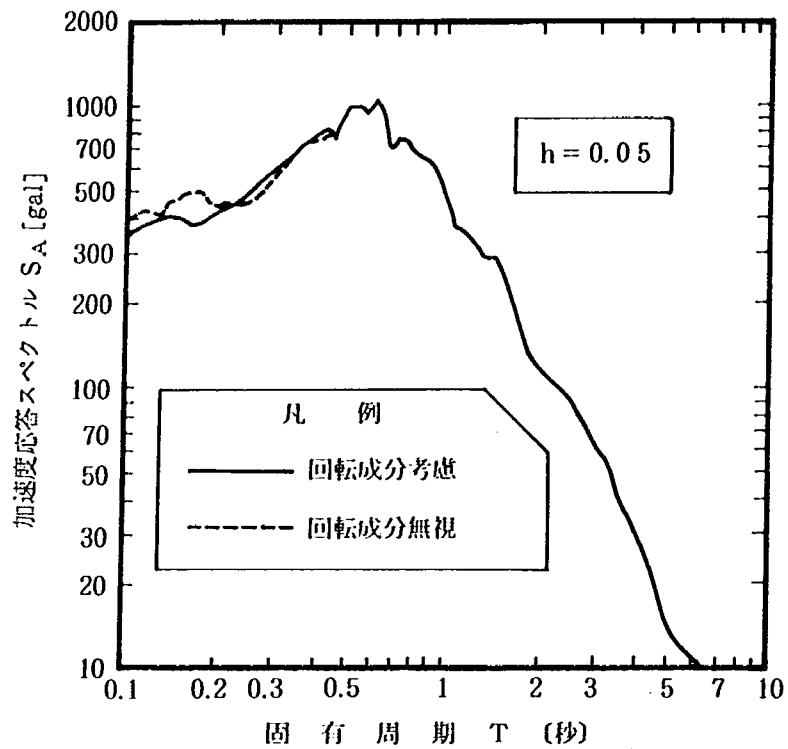
(a) 回転成分入力を考慮した場合（最大加速度 321 ガル）



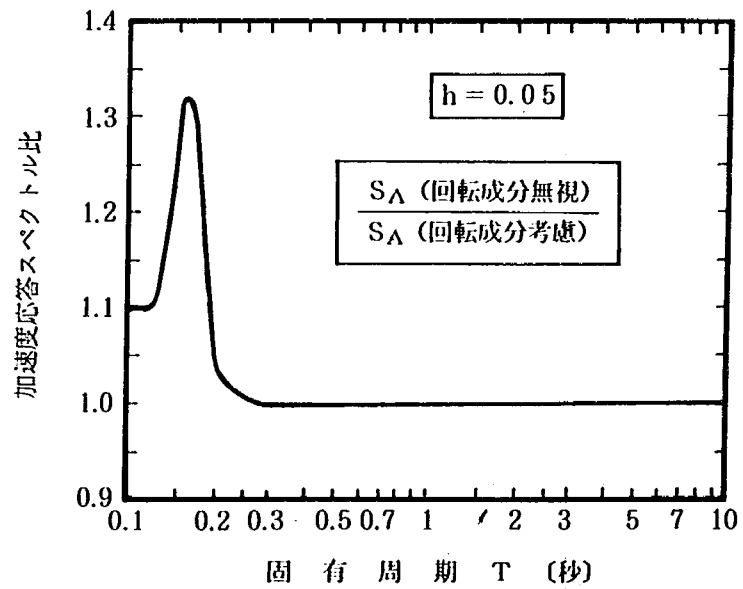
(b) 回転成分入力を無視した場合（最大加速度 335 ガル）

図 7-4-14 有効入力のうち回転成分を無視することが、剛体基礎重心位置における水平方向加速度応答に及ぼす影響

簡単になるが、このような可能性を検討するために、ここでは式(17)において併進成分の有効入力と同時に回転成分の有効入力を考慮した場合と、これを無視した場合の両者の応答を比較することとした。このようにして、剛体基礎の重心位置における加速度応答を比較した結果が、図 7-4-14 である。また、これを加速度応答スペクトルによって比較した結果が、図 7-4-15 である。これによれば回転成分を無視することにより、固有周期 0.2 秒程度以下の領域においては 30% 程度応答を大きめに評価することがわかる。



(a) 加速応答スペクトルによる比較



(b) 加速応答スペクトル比

図 7-4-15 有効入力のうち、回転成分を無視することの影響（剛体基礎重心位置における加速応答から求めた加速応答スペクトル）

## 7-5 ま と め

未固結の神戸層に根入れされる明石海峡大橋剛体基礎の合理的な耐震計算法を開発することを目的として、動的相互作用を考慮した簡単な耐震計算法に関する予備的な検討を行った。本検討結果をまとめると以下になる。

- 1) 現行の本四耐震設計基準に示されるばね係数を用いた剛体2自由度モデルによる固有周期は、有限要素法により求められる固有周期に比較して非常に大きな値となる。このようになる理由は、本四耐震設計基準により与えられるばね係数が、有限要素法により求められるばね係数よりも小さいためであるが、この原因は、両者が想定している地盤の変形係数に大きな違いがあるためである。今後、神戸層の力学的な特性に対する検討とも合わせて耐震設計に想定すべき地震時の変形に見合った地盤の変形係数の設定法を検討していく必要がある。
- 2) 有効入力を適切に評価することにより、短周期領域の剛体基礎の地震応答を小さくすることができる。
- 3) 有効入力を考慮した応答スペクトル法による剛体2自由度モデルを開発するために前提となるばね係数および減衰係数の振動数依存性の影響、および、有効入力のうちの回転成分の影響を簡単に検討した。この結果によれば、剛体基礎の基本固有振動数に相当するばね係数および減衰係数を全振動数に対して用いても、剛体基礎重心の応答は短周期領域で10~20%小さく求まる程度であること、また、有効入力のうちの回転成分を無視すると剛体基礎重心の加速度応答は、固有周期0.2秒以下の領域で30%程度大きく求められることがそれぞれわかった。これより、一応、一定のばね係数および減衰係数（基本固有振動数に相当する値を用いる）を用い、回転成分を無視した応答スペクトル法による解析を行ってもよいと考えられるが、今後、剛体基礎に生じる断面力についての検討を加えた上で、最終的に判断することが必要とされる。

## 参 考 文 献

- 1) 土木学会：本州四国連絡橋の耐震，地盤に関する調査研究報告書，昭和59年3月
- 2) 原田隆典，久保慶三郎，片山恒雄，廣瀬利光：地中円筒剛体，構造物の地震応答解析モデルの考え方，土木学会論文報告集，第339号，1983
- 3) 原田隆典，久保慶三郎，片山恒雄：地中埋設剛体基礎の地震応答解析モデルの考え方，土木学会論文報告集，第334号，1983
- 4) 土質工学会：明石層・神戸層に関する基礎地盤検討報告書，昭和50年3月
- 5) Bayo, E. and Wilson, E. L.: Numerical Techniques for The Evaluation of Soil-Structure Interaction Effects in the Time Domain, Report No. EERC 83-04, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1983.
- 6) 川島一彦，相沢 興：減衰定数に対する地震応答スペクトルの補正法，土木学会論文集，第344/I-1号，1984.

## 第8章 海中構造物に関する調査試験

海岸研究室 宇 多 高 明  
古 川 博 一  
横 山 揚 久

### 8-1 ま え が き

本州四国連絡橋の明石海峡大橋では架橋に際して作業基地を作るための埋立が予定されている。埋立地は日本でも有数の速い潮流が流れる明石海峡に建設されるため、潮流の流況や海底および沿岸の地形に影響を与える可能性がある。本調査の目的は埋立地の建設が潮流に及ぼす影響を水理模型実験より明らかにして、対策を検討することである。

昭和58年度は海中構造物に関する調査試験の初年度として、明石海峡の水理模型水槽を造った。また潮流流況の再現性検証実験を行い、播磨灘の流況を修正すれば現地の潮流流況を再現できる見通しがついた。本年度は昨年度に引き続き潮流流況の再現性検証を行うとともに架橋予定地点付近の潮流流況を詳細に分析した。来年度は最終年度として、埋立地建設に伴う潮流への影響および対策を検討し、全体をとりまとめる。

### 8-2 調 査 目 的

明石海峡大橋の架橋に際して、作業基地を作るための埋立が明石海峡の両岸で予定されている。埋立地は潮流の強い明石海峡の最狭部に計画されており、海峡の潮流流況に影響を及ぼす可能性がある。潮流流況の変化は海峡を航行する船舶や海底および沿岸の地形に影響する。このため埋立地建設による潮流流況の変化を水理模型実験により調査する。

埋立地は海峡部で発生する大規模な渦に影響を与え、渦の変化が潮流主流部の流向・流速にも影響を及ぼすと考えられる。また埋立の影響を定量的に評価するためには、現況の潮流の定量的測定が必要である。本年度は埋立前の潮流流速を海峡部の多地点で測定し、得られた潮流データを調和解析することにより平均流的成分と乱れ成分に分解し、潮流の構造を3次的に解明した。また昨年度に引き続き、現地潮流に対する模型潮流の再現性検討を行った。

### 8-3 周期流の解析方法

周期流の流速測定結果を調和分析することにより、海峡部の潮流特性を調査した。現地の潮流の場合、月や太陽の影響による潮汐周期をもとに調和分析が行われる。模型実験では海浜流発生装置を用い正弦波流量を16分周期で与えている。この周期を基本周期  $T$  とする。その整数分の1の周期を持つ正弦波の和として潮流の北方流速あるいは東方流速を式(8-3-1)のように表わす。

$$v(t) = v_0 + \sum a_m \sin(\sigma_m t + \epsilon_m) \quad \cdots \cdots \cdots (8-3-1)$$

ここに

$v(t)$ : 任意時間  $t$  における流速

$v_0$ : 恒流成分

$a_m$ : 振 幅

$\sigma_m = \frac{2\pi m}{T}$ ,  $m=1, 2, \dots$  の整数

$\epsilon_m$ : 位 相

であり,  $v_0, a_m, \epsilon_m$  はそれぞれ次のように求まる。

$$v_0 = \frac{\Delta}{nT} \sum_{k=1}^{nT/\Delta} v(k\Delta) \quad (8-3-2)$$

$$a_m = \sqrt{C_m^2 + S_m^2} \quad \dots\dots\dots (8-3-3)$$

$$\epsilon_m = \tan^{-1}(C_m/S_m) \quad \dots\dots\dots (8-3-4)$$

$$C_m = \frac{2\Delta}{nT} \sum_{k=1}^{nT/\Delta} v(k\Delta) \cos(\sigma_m k\Delta) \quad \dots\dots\dots (8-3-5)$$

$$S_m = \frac{2\Delta}{nT} \sum_{k=1}^{nT/\Delta} v(k\Delta) \sin(\sigma_m k\Delta) \quad \dots\dots\dots (8-3-6)$$

ここに,  $n$ : 測定した潮流周期の数

$\Delta$ : サンプルング間隔

式(8-3-1)で正弦関数は潮汐における分潮に相当するもので, 分潮流と呼ばれる。 $m$  番目の分潮流を  $m$  次分潮流と呼ぶ。

図8-3-1に示す潮流楕円の要素は次のようにして決定される。楕円長軸と  $E$  軸のなす角  $\theta$  は式(8-3-7)で示される。

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left( \frac{a_E \cdot a_N \cos(\epsilon_N - \epsilon_E)}{\frac{1}{2}(a_E^2 - a_N^2)} \right) \quad \dots\dots\dots (8-3-7)$$

なお添字  $E, N$  はそれぞれ  $E$  方向,  $N$  方向の諸量を表わす。

長軸の流速  $L_{max}$  および短軸の流速  $L_{min}$  は次のように求まる。

$$L_{max} = \sqrt{A^2 + B^2} \quad \dots\dots\dots (8-3-8)$$

$$L_{min} = \sqrt{C^2 + D^2} \quad \dots\dots\dots (8-3-9)$$

ここに

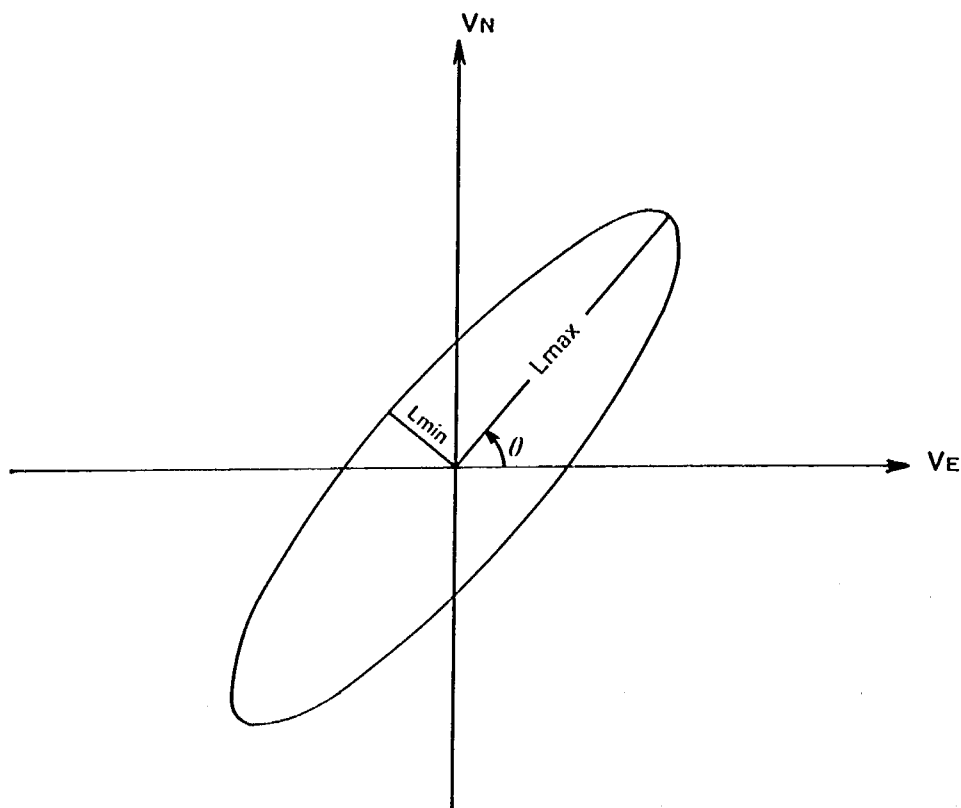


図 8-3-1 潮流楕円要素の定義

$$\left. \begin{aligned} A &= a_E \cos \epsilon_E \cos \theta + a_N \cos \epsilon_N \sin \theta \\ B &= a_E \sin \epsilon_E \cos \theta + a_N \sin \epsilon_N \sin \theta \\ C &= -a_E \cos \epsilon_E \sin \theta + a_N \cos \epsilon_N \cos \theta \\ D &= -a_E \sin \epsilon_E \sin \theta + a_N \sin \epsilon_N \cos \theta \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (8-3-10)$$

観測開始から分潮流が最大（長軸位置）になるまでに要する時間  $t_P$  は式(8-3-11)で表わされる。

$$t_P = \frac{T}{2\pi} \tan^{-1} \left| \frac{A}{B} \right| \dots \dots \dots (8-3-11)$$

式(8-3-7)から式(8-3-11)までは基本周期をはじめ各分潮流に対して求めることができる。

潮流の平均的な流れは恒流成分といくつかの卓越した分潮流によって表わすことができる。この考えにしたがって式(8-3-1)を次のように書に換える。

$$v(t) = v_0 + \sum_{m=1}^{m_0} a_m \sin(\sigma_m t + \epsilon_m) + v'(t) \dots \dots \dots (8-3-12)$$

ここに

$m_0$  : 卓越した分潮流の個数

$v'(t)$  : 任意時間  $t$  における高次の正弦波の和

$v'(t)$  は平均流に対し、乱れを表わす項である。本調査では乱れ成分の流速の絶対値の平均を乱れ強さと定義した。乱れ強さ  $T_v$  は式(8-3-13)で表わされる。

$$T_v = \frac{A}{nT} \sum_{k=1}^{nT/A} \sqrt{v_E^2(kA) + v_N^2(kA)} \dots \dots \dots (8-3-13)$$

## 8-4 実験方法

### 8-4-1 実験設備

実験には土木研究所海洋沿岸実験施設に設置した明石海峡模型水槽を用いた。この水槽には明石海峡を中心とした大阪湾、播磨灘の一部が水平縮尺 1/1,000、鉛直縮尺 1/500 で造られている。海床はモルタルで造られ、滑面仕上げがなされている。潮流は海浜流発生装置により生じる。この装置は周期 10~100 分の正弦波流量あるいは定常流量として最高 5 m<sup>3</sup>/min (揚程 6 m) を循環させることが可能である。

明石海峡模型水槽を用いた実験は昨年度から実施され、模型潮流の現地潮流に対する再現性の検討がなされた。その結果、西流から東流への転流時に播磨灘で生じる循環流の回転方向が、模型潮流と現地潮流で反転していることが指摘された。このため今年度は、播磨灘の流況を改善するために、模型水槽に対して一部粗度付けと、大津湾側の 2 本の分散管の分流比を変更した。また昨年度は水槽内に海峡周辺の海岸構造物、港湾構造物、埋立地等が設置されなかったため、今年度は既設の構造物を製作した。

粗度付けは播磨灘の明石前面の浅海域での潮流流速を低減させるために行った。明石側の模型境界壁より水深 10 m 位置まで玉砂利 (粒径 mm) で一様に敷詰めた。西流時、大阪湾内での潮流主流を北上させ、淡路島の西側に生じる循環流の規模を小さくするため、大阪湾側の東、南 2 本の分散管の分流バルブの開度を 1:3 から 1:1 に変更した。その他多くの対策を試みたが、播磨灘での循環流の回転方向およびその強さにほとんど変化は生じなかった。上記の対策も播磨灘の循環流に対する効果は見られなかったが、部分的な流況の改善がなされたため、このままの条件で本実験を実施した。港湾構造物等の付帯構造物の設置位置は、1/25,000 の地形図および本州四国連絡橋公団の資料より求めた。付帯構造物は 12 mm 厚の耐水合板で製作した。合板の全面に防水処理を施し、模型水槽の所定の位置にシリコンを用いて接着した。粗度付けを行った範囲および付帯構造物位置は図 8-4-1 に示すとおりである。

### 8-4-2 実験方法

実験は以下の 3 種類に大別される。

- ① 水槽の特性検討実験
- ② 海峡中央部の潮流特性調査実験
- ③ 潮流流況実験

①および②は流速計を用いて潮流流速をオイラー的に測定する実験であり、③は水面に浮べたフロートをラグランジュ的に観測する実験である。実験①は②、③の基礎となる実験であり、明石海峡模型水槽の特性を把握するために次の 4 項目からなる実験を行った。第 1 は潮流を流し始めて何分間で安定した潮流が得られるかを検討するための立上げ時の流速変化測定である。第 2 は連続して周期流を発生させた場合ばかりでなく、装置を停止・再稼働させた場合でも同様な潮流が生じるかを検討する潮流流速の繰り返し再現性検討実験である。第 3 は安定した潮流状態での流速変動の規模とその原因を検討するために行う安定流下での流速変動測定である。第 4 は潮流を発生させるポンプの停止により生じる水槽内の減衰振動を測定する固有振動周期測定である。

実験概要は表 8-4-1 に示すとおりである。実験①の測定位置は図 8-4-2、実験②の測定位置は図 8-4-3 に示すとおりである。実験①の流速測定は水深 10 m の場所で行った。実験②の I~III 断

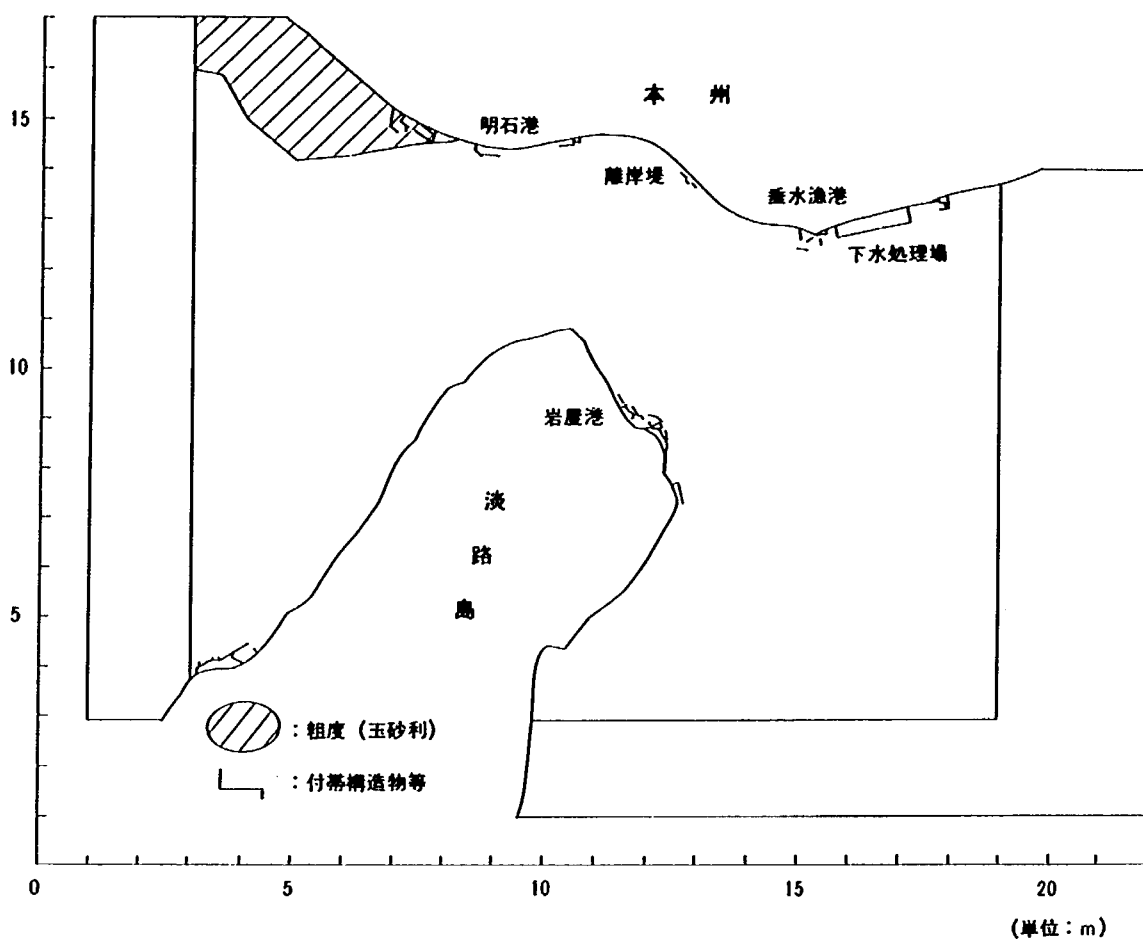


図 8-4-1 付帯構造物等位置図

表 8-4-1 実験概要

| 実 験                | 検 討 項 目        | 潮 流 条 件                | 測 定 位 置                       | 備 考        |
|--------------------|----------------|------------------------|-------------------------------|------------|
| 水槽の特性検討実験 (①)      | 立上げ時の流速変化測定    | 定常流立上げ, 東流, 西流 3 ケースづつ | A 0                           |            |
|                    |                | 周期流立上げ 2 ケース           | A 0                           |            |
|                    | 潮流流速の繰り返し再現性検討 | 定常流 東流 3 ケース, 西流 2 ケース | A 0                           |            |
|                    |                | 周期流 2 ケース              | A 0                           | 立上げ実験結果を利用 |
|                    | 安定流下での流速変動測定   | 定常流 東流, 西流各 1 ケース      | A 0 ~ 2<br>B 0 ~ 2<br>C 0 ~ 2 |            |
|                    | 水槽の固有振動測定      | 定常流通水停止 東流, 西流各 1 ケース  | A 0, B 0, C 0                 |            |
| 海峡中央部の潮流特性調査実験 (②) | 潮流絞り要素等の構造     | 周期流                    | I, II, III 断面, D              |            |
| 潮流流況実験 (③)         | 表面流況           | 周期流                    | 全 域                           | ラグランジュ的観測  |

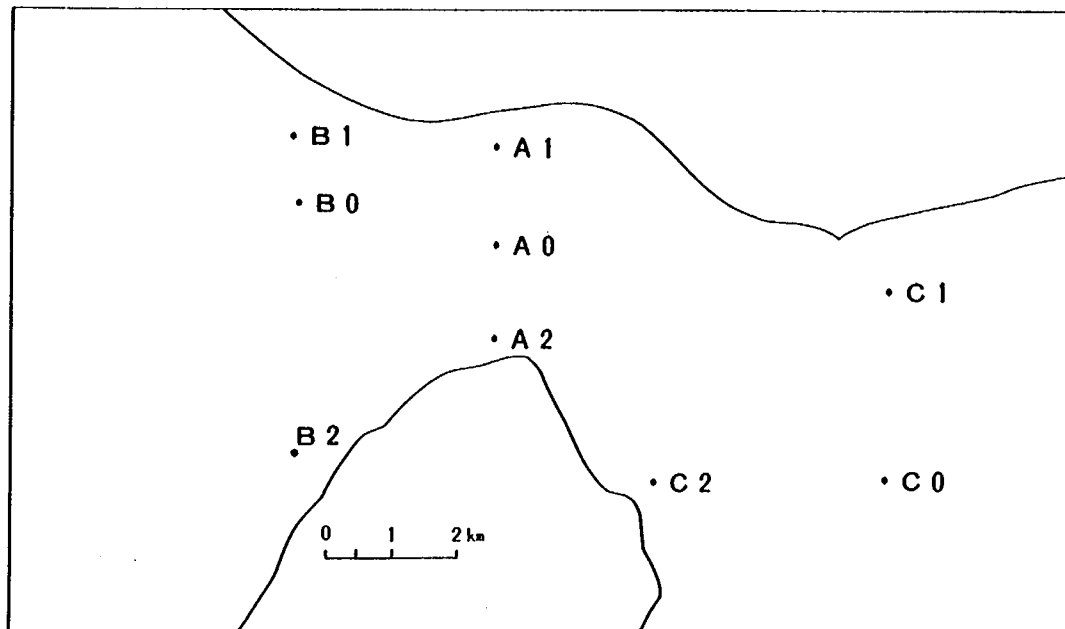


図 8-4-2 水槽特性測定位置

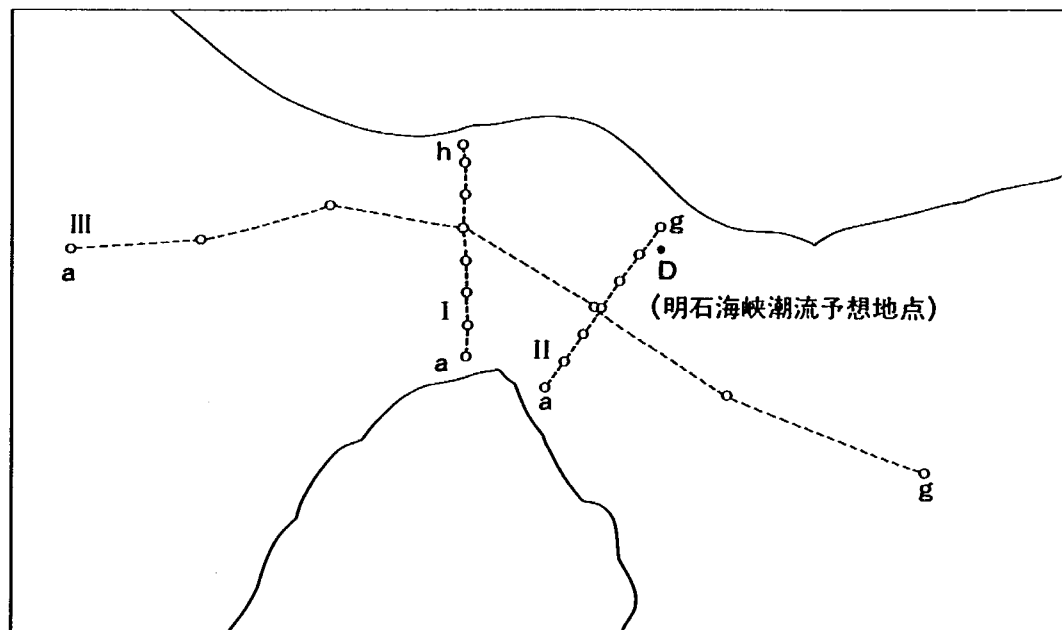
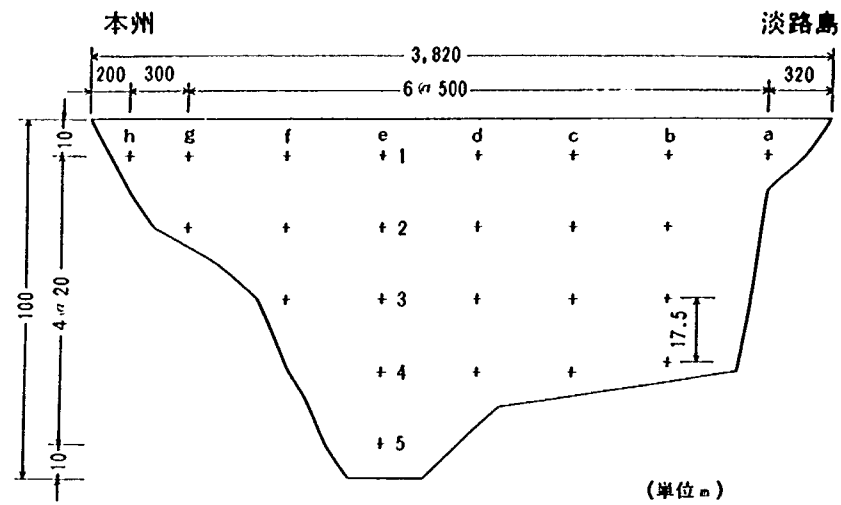
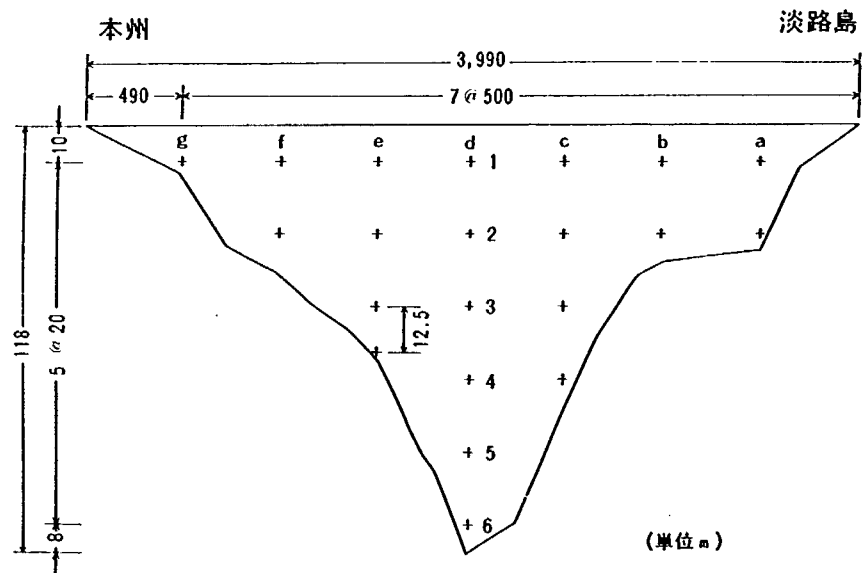


図 8-4-3 潮流特性測定位置

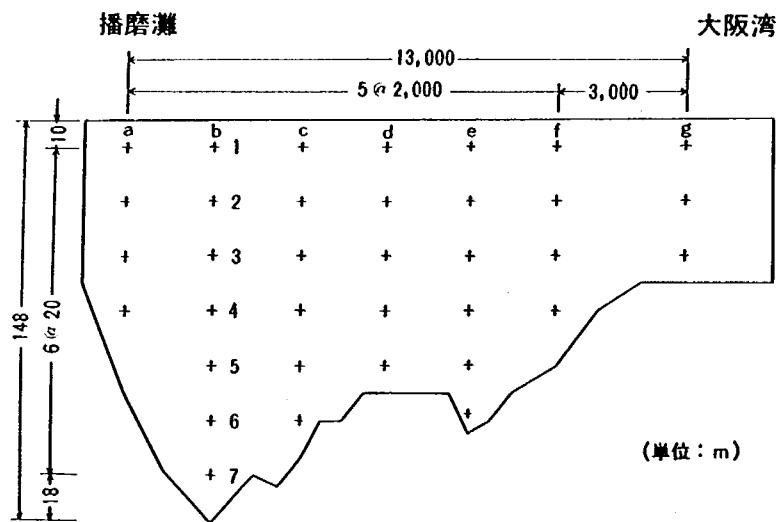
面を図 8-4-4 に示す。I 断面は東経 135° に沿い海峡を南北方向に切った断面を西方から見たものである。断面内の各測点は淡路島側から本州側に  $a, b, c \dots$  の順で、また表層から底に向って 1, 2, 3  $\dots$  の順で表示した。II 断面は橋軸断面を北西から見たものである。測点記号は I 断面と同様の方法で表わす。III 断面は最深部を縦断方向に結んだ断面を南側から投射したものである。測点を示すアルファベットは播磨灘から順に付けた。図 8-4-3 に示すように I<sub>a</sub> と III<sub>a</sub> は重複した測点であり、同じ測定結果を用いた。D 点は海上保安庁水路部の「明石海峡」潮流予測地点である。



(a) I断面



(b) II断面



(c) III断面

図 8—4—4 潮流測定断面図

流速測定には検知部分が直径 8 mm の X—Y 軸方向二成分型電磁流速計 (VM—201) を用いた。流速計の設置方向は実験②のⅡ断面以外では現地の真北に合わせた。Ⅱ断面での測定では橋軸方向に合わせた。実験①および②の流速計の測定条件を表 8—4—2 にまとめる。流速計の応答速度は 5 秒とした。実験②のⅢ<sub>a</sub>～Ⅲ<sub>c</sub> では応答速度を 0.5 秒とした。

実験③の流況測定は直径 30 mm の円形フロートをモータドライブカメラで撮影することにより行った。1 回の測定では写真を 2 秒間隔で 12 枚撮影する。撮影は D 点での西流から東流への転流時を位相 0 とし、 $\pi/6$  位相ごとに 12 回行った。

定常流流量および周期流最大流量は  $2.4 \text{ m}^3/\text{min}$  とした。この流量は昨年度の実験で春秋平均大潮時の流速を再現する流量であることが確認されている。

実験に適用する相似則はフルード則である。模型諸元の現地諸元に対する縮率は表 8—4—3 に示すとおりである。現地での潮流周期を 12 時間とすれば模型での周期は 16 分 6 秒となる。周期流は海浜流発生装置に付属する正弦波信号発生装置からの信号により流量制御弁および 4 個の電動バタフライ弁からなる流向切換弁が作動して発生する。周期はこの装置を用いることにより 10 分～100 分まで連続的に可変であるが、秒単位までの微調整は困難である。また電源を切れば設定した周期が変わる。このため実験ごとに実際の周期を測定した。この周期を今後、基本周期 T と呼ぶ。定常流の場合の時間は模型での時間を用い、周期流の場合は基本周期 T で除した無次元時間を用いた。流速値はいずれの場合も現地換算値を用いた。

表 8—4—2 流速測定条件

| 実 験            | 検 討 項 目        | 潮 流 条 件 | 測 定 時 間 | サンプリング<br>間 隔 | サンプリング数 | 備 考                |
|----------------|----------------|---------|---------|---------------|---------|--------------------|
| 水槽の特性検討実験 (①)  | 立上げ時の流速変化測定    | 定 常 流   | 66.7 分  | 5.0 秒         | 800     |                    |
|                |                | 周 期 流   | 83.3    | 5.0           | 1,000   | 5 周期               |
|                | 潮流流速の繰り返し再現性検討 | 定 常 流   | 1.7     | 0.5           | 200     |                    |
|                |                | 周 期 流   | —       | —             | —       | 立上げ実験結果を利用         |
|                | 安定流下での流速変動測定   | 定 常 流   | 8.3     | 2.5           | 200     |                    |
| 海峡中央部の潮流特性調査実験 | 水槽の固有振動測定      | 定 常 流   | 50      | 5.0           | 600     |                    |
|                | 潮流格間要素等の構造     | 周 期 流   | 50      | 5.0           | 600     | D 地点 3 周期          |
|                |                |         | 16.7    | 2.5           | 400     | I, II, III 断面 1 周期 |

表 8—4—3 模型の縮率

|         |           |
|---------|-----------|
| 水 平 縮 尺 | 1 / 1,000 |
| 鉛 直 縮 尺 | 1 / 500   |
| 時 間 縮 尺 | 1 / 44.7  |
| 流 速 縮 尺 | 1 / 22.4  |

## 8-5 実験結果

### 8-5-1 水槽の特性

潮流立上げ時の流速変化を測定して潮流が安定するのに要する時間について検討した。定常流立上げ時の流量として図8-5-1に示す3種を与えた。図8-5-2に東流定常流立上げ時の流速変動を示す。測定は図8-4-2に示す海峡中央部のA0で行った。流速は東方流速  $V_E$  と北方流速  $V_N$  で表わす。流速は現地換算した値である。以降の流速は特別ことわりがない場合、全て現地流速である。流速測定は4,000秒間行い、流速の変動が小さくなった後半2,000秒間のデータを用いて流速の平均および標準偏差  $\sigma$  を求めた。図に示すデータは前半2,000秒間の流速変化を示すものである。測定結果と合わせて、平均流速および平均流速  $\pm 3\sigma$  が示されている。 $\pm 3\sigma$  の変動範囲を基準として、立上げに要する時間を調査した。

Case 1は装置稼動時に  $2.4 \text{ m}^3/\text{min}$  の流量を与えた場合である。稼動とともに東流流速は平均値を中心に変動する。この変動は減衰振動的に減少し、立上げ後18.5分で流速変動は  $\pm 3\sigma$  の範囲に治まる。北方流速は変動が小さく、5分後に  $\pm 3\sigma$  の範囲に治まる。

Case 2, 3は流量を正弦波曲線により0から  $2.4 \text{ m}^3/\text{min}$  へ変化させたもので、流量変化時間はそれぞれ4分、10分である。それぞれ一定流量に達した時点で、流速は  $\pm 3\sigma$  の範囲に入っている。

東流立上げ時と同様に西流立上げ時の流速測定も行った。西流の場合、北方流速が  $\pm 3\sigma$  の範囲に治まるのに要する時間が東流の場合より長くなる。立上げに要する時間をまとめれば表8-5-1となる。この表から定常流を立上げて20分たてば安定した流況が得られることがわかる。

立上げ実験では流速計のセッティングが十分でなく、東流、西流、3ケースずつ得た平均流速がばらついていたため、流速計の据付け方向を厳密にセットして平均流速を測定する再実験を行った。その結果を表8-5-2に示す。表より同じ流量を流せば同程度の流速値を取ることを確認した。以降の測定では、流速計の据付けを慎重に行った。

周期流についても、立上げ時の流速測定を行い、立上げに要する時間と実験潮流の繰り返し再現性について検討した。測定は定常流と同じ海峡中央部のA0で行った。流速測定は東流から周期流を立上げ

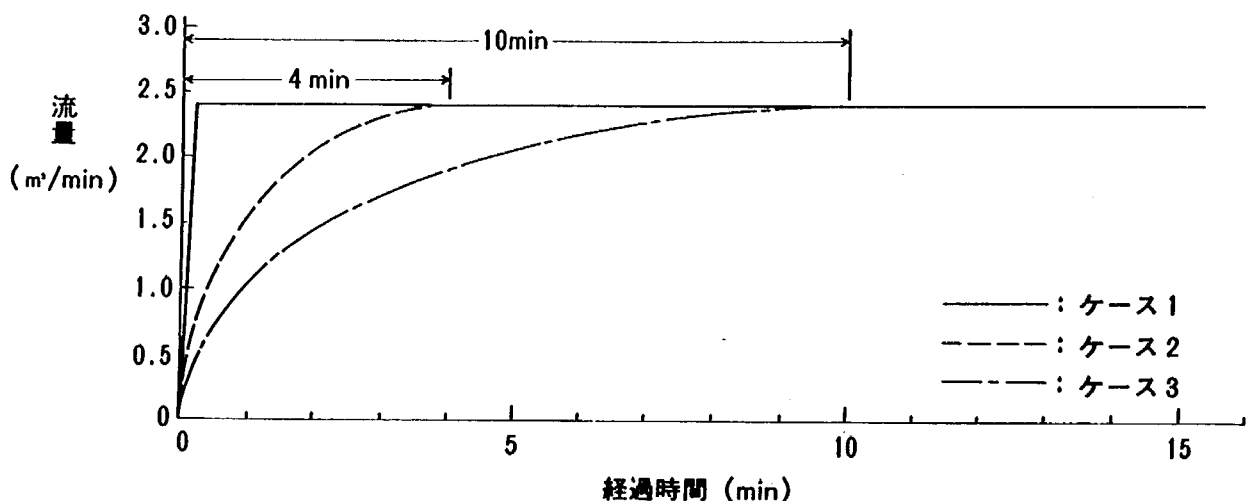


図8-5-1 流量立上げ方法

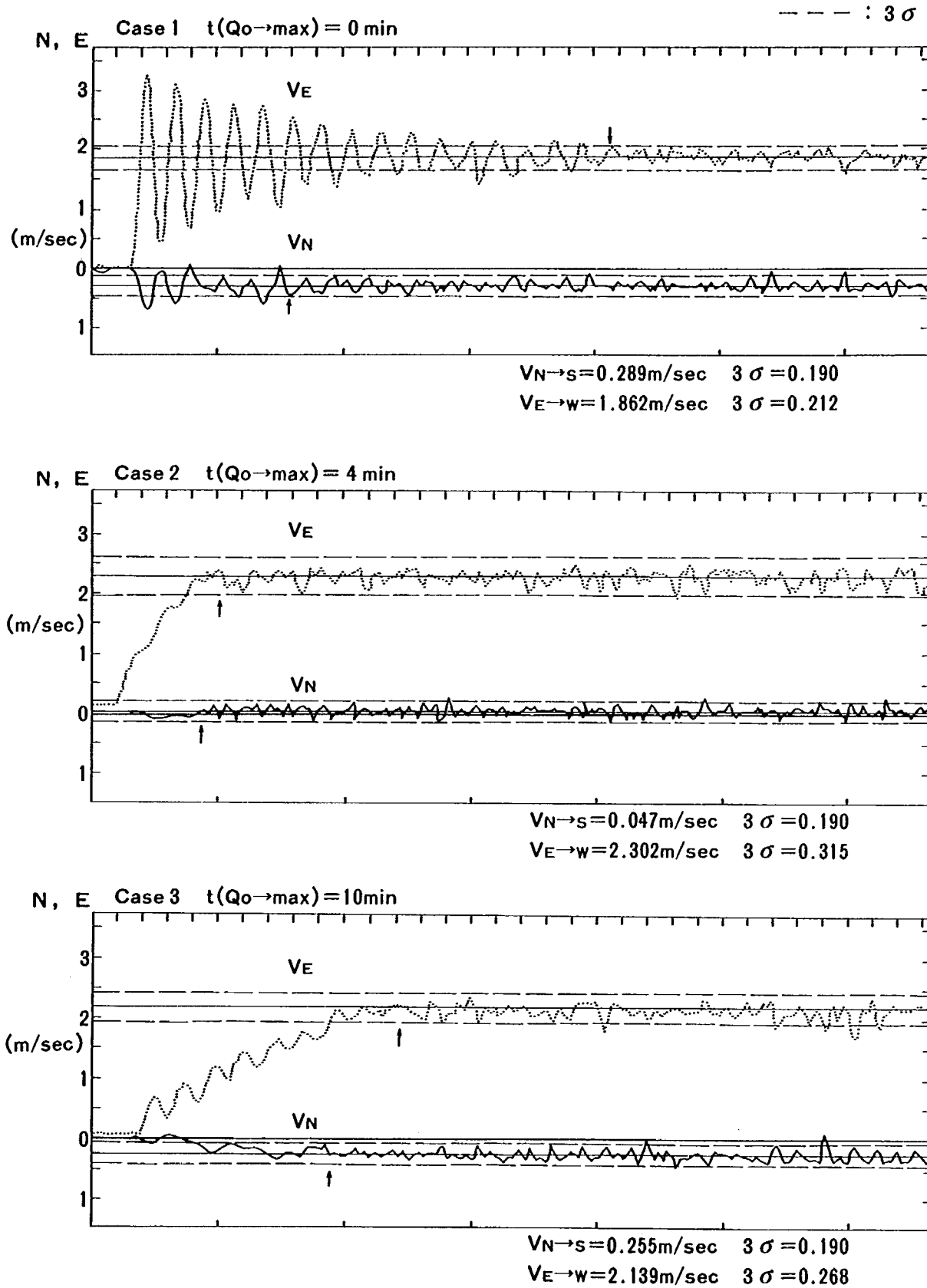


図 8-5-2 定常流立上げ時の流速変化

た場合と西流から周期流を立上げた場合の2ケース行った。測定は5,000秒間(約5周期)行った。立上げに要する時間と実験潮流の繰り返し再現性を検討するため、北方流速成分と東方流速成分のそれぞれについて相関係数を求めた。結果を表8-5-3に示す。自己相関係数は5周期目の一連の流速データと他の周期のデータの相関係数から、また相互相関係数は東流から立上げた場合の5周期目のデータと西流から立上げた場合のデータの相関係数から求めた。

表8-5-3から次のような特徴が見出される。北方流速成分に対する相関係数は東方流速成分に対する値より低い。相互相関係数も自己相関係数より低い。また1周期目の値は2周期目以降の値より若干低くなる。この原因は、北方流速成分に大規模な乱れの影響が強く現われていること、海浜流発生装置のON-OFFにより設定した潮流周期が若干変化したため、1周期目の流速変動の内に立上げの影響が含まれているためである。立上げ後2周期目以降の潮流のくり返し再現性とその精度は良い。したがっ

表8-5-1 立上げ安定時間  
(単位:分)

| 流向 |       | ケース1 | ケース2 | ケース3 |
|----|-------|------|------|------|
|    |       |      |      |      |
| 東流 | $V_N$ | 5.0  | 3.5  | 7.5  |
|    | $V_E$ | 18.5 | 4.0  | 10.0 |
| 西流 | $V_N$ | 11.5 | 10.0 | 10.0 |
|    | $V_E$ | 12.0 | 4.0  | 12.5 |

表8-5-2 定常流繰り返し測定流速  
(単位:cm/sec)

| 流向 | 回 | 北方流速 | 東方流速 | 流速値 | 備考    |
|----|---|------|------|-----|-------|
| 東流 | 1 | 29   | 186  | 188 | 立上げ実験 |
|    | 2 | 26   | 214  | 215 | "     |
|    | 3 | -5   | 230  | 230 | "     |
|    | 4 | 41   | 205  | 209 | 再実験   |
|    | 5 | 39   | 208  | 211 | "     |
|    | 6 | 28   | 221  | 223 | "     |
| 西流 | 1 | -128 | -216 | 251 | 立上げ実験 |
|    | 2 | -104 | -284 | 303 | "     |
|    | 3 | -14  | -298 | 298 | "     |
|    | 4 | -150 | -247 | 289 | 再実験   |
|    | 5 | -154 | -252 | 295 | "     |

表8-5-3 周期流立上げ時の相関係数

|      | 東流立上げ     |           | 西流立上げ     |           | 相互相関      |           |
|------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|      | $R_{A,N}$ | $R_{A,E}$ | $R_{A,N}$ | $R_{A,E}$ | $R_{C,N}$ | $R_{C,E}$ |
| 1周期目 | 0.957     | 0.993     | 0.939     | 0.993     | 0.923     | 0.991     |
| 2周期目 | 0.975     | 0.996     | 0.960     | 0.997     | 0.912     | 0.990     |
| 3周期目 | 0.982     | 0.996     | 0.954     | 0.997     | 0.921     | 0.990     |
| 4周期目 | 0.982     | 0.997     | 0.966     | 0.998     | 0.907     | 0.991     |
| 5周期目 | 1         | 1         | 1         | 1         | -         | -         |

注) 添字 N, E はそれぞれ北方流速成分, 東方流速成分を示す。 $R_A$ ,  $R_C$  は自己相関係数, 相互相関係数を表す。

て、周期流に対する以降の実験では、2 周期目以降の潮流を用いて測定を行った。潮流周期の変化は高々 2 % 程度であり、潮流の特性そのものには影響を与えないと考えた。潮流周期の変化に対する補正は時間を周期で無次元化することで対処した。

海峡周辺の流速を 9 地点で測定し、その地点での流速の変動の規模および原因について検討した。潮流としては東流定常流および西流定常流を流した。測定結果は表 8-5-4 および図 8-5-3 にとりまとめた。図中には 9 地点の平均流速をベクトルで、また流速変動をその包絡線で示した。東流 C2 地点、西流 A1 地点での流速ベクトルは包絡線上を回転するように変化しており、その回転方向を矢印で示した。平均流速およびその流向は昨年度の結果と同じ傾向を示した。流速変動に鉛直方向の乱れの影響が含まれるかどうか検討するために、平均流速を用いて鉛直方向のレイノルズ数を求めた。その結果を表 8-5-5 に示す。流速、水深等は全て模型値で表わした。たとえば、図 8-5-3 (a) 東流について見れば、流速変動の小さい場所として A1, B2 地点があり、逆に変動の大きい場所として C1, C2 地点が挙げられる。一方、表 8-5-5 に示す鉛直方向レイノルズ数から判断した流れの状態を見れば、前者の変動の小さい場所が乱流、後者の変動の大きい場所が層流となる。このことから鉛直方向レイノルズ数から判断した流れの状態と、測定した流速データの変動は一致しないことがわかる。鉛直方向の乱れは高周波領域で卓越している。測定した流速値は 5 秒間のフィルターをかけたものであるため、鉛直方向の乱れは除去されている。このことから測定値の変動は水平方向の乱れによることが明らかとなる。海峡部で発生する大規模な渦による流速変動として、図 8-5-3 (a) 東流の場合 C2 地点、(b) 西流の場合 A1 地点での変動が代表的なものである。これらのデータでは大規模な渦による流速変動のスケールは、各流速成分の振幅 0.5 m/sec, 周期 50~70 sec となる。この場合流速は現地換算値、周期は模型値である。

定常流を発生させるポンプを停止させることにより、水槽内の流速に減衰振動を生じさせた。流速測定は海峡中央部、大阪湾、播磨灘の各 1 点で行った。図 8-5-4 には初期状態として西流の場合の大阪湾での流速の減衰過程を示す。周期は一定で振幅が減衰振動により漸減している。表 8-5-6 に各地点における流速の固有振動周期を示す。明石海峡により区切られた大阪湾と播磨灘でも周期が変わらず、水槽全体が約 70 秒という固有振動周期を持つことがわかる。2 方向の流速成分がほぼ同一周期で振動していることから、その振動を平面的に見れば楕円振動となる。

図 8-5-5 に減衰振動時の測定位置での流向変化と水槽全体の流れの推定流向を示す。測定位置での流向変化は西向きの流れがピークとなる場合と東向きがピークとなる場合の流向を示す 2 本の矢印と、その間の流向変化を示す楕円で表わした。水槽全体の流れの推定流向は太い矢印で表わした。

初期状態が東流の場合、A0, B0 では流向は 180° 変化している。この流れの方向は最深部に沿っている。一方、大阪湾の C0 地点では流向が東⇄北と変化している。東流定常状態で大阪湾側に発達した時計回りの循環流が、流速減衰時にも維持されており、流向が東⇄北と変化していると考えられる。初期状態が西流の場合、播磨灘の B0 地点では西向きの流れが卓越する。また A0 地点では流れが東西交互に生じるが、その流れは常に北向き流速を持つ。これは西流時には東流時と逆に播磨灘で反時計回りの循環流が発達するためである。

表 8—5—4 定常流流速變動諸元

| 流向     | 測定位置 |   | 流速成分  | 平均流速 m/sec | 周 期 (sec) | 振 幅 (m/sec) | 標 準 偏 差 |
|--------|------|---|-------|------------|-----------|-------------|---------|
| 東<br>流 | A    | 0 | $V_N$ | + 0.66     | 33        | 0.10        | 0.095   |
|        |      |   | $V_E$ | - 1.74     | 41        | 0.09        | 0.089   |
|        |      | 1 | $V_N$ | + 0.06     | 33        | 0.05        | 0.032   |
|        |      |   | $V_E$ | - 1.15     | 37        | 0.04        | 0.045   |
|        |      | 2 | $V_N$ | + 0.36     | 39        | 0.03        | 0.000   |
|        |      |   | $V_E$ | - 2.62     | 47        | 0.14        | 0.122   |
|        | B    | 0 | $V_N$ | - 0.26     | 30        | 0.10        | 0.084   |
|        |      |   | $V_E$ | - 1.33     | 31        | 0.10        | 0.095   |
|        |      | 1 | $V_N$ | + 0.05     | 76        | 0.04        | 0.032   |
|        |      |   | $V_E$ | + 0.02     | 57        | 0.03        | 0.032   |
|        |      | 2 | $V_N$ | - 1.64     | 34        | 0.07        | 0.055   |
|        |      |   | $V_E$ | - 1.27     | 36        | 0.05        | 0.045   |
|        | C    | 0 | $V_N$ | + 2.19     | 86        | 0.15        | 0.105   |
|        |      |   | $V_E$ | - 2.17     | 50        | 0.10        | 0.084   |
|        |      | 1 | $V_N$ | + 0.18     | 58        | 0.06        | 0.071   |
|        |      |   | $V_E$ | - 0.25     | 27        | 0.27        | 0.217   |
|        |      | 2 | $V_N$ | - 0.10     | 51        | 0.47        | 0.366   |
|        |      |   | $V_E$ | - 0.04     | 51        | 0.46        | 0.330   |
| 西<br>流 | A    | 0 | $V_N$ | - 1.34     | 62        | 0.11        | 0.084   |
|        |      |   | $V_E$ | + 2.25     | 61        | 0.12        | 0.089   |
|        |      | 1 | $V_N$ | - 0.34     | 66        | 0.29        | 0.207   |
|        |      |   | $V_E$ | + 0.64     | 72        | 0.42        | 0.294   |
|        |      | 2 | $V_N$ | - 0.02     | 40        | 0.07        | 0.055   |
|        |      |   | $V_E$ | - 0.23     | 48        | 0.13        | 0.095   |
|        | B    | 0 | $V_N$ | - 0.40     | 35        | 0.11        | 0.100   |
|        |      |   | $V_E$ | + 2.36     | 52        | 0.27        | 0.207   |
|        |      | 1 | $V_N$ | - 0.22     | 30        | 0.05        | 0.055   |
|        |      |   | $V_E$ | + 0.37     | 66        | 0.21        | 0.161   |
|        |      | 2 | $V_N$ | - 0.75     | 58        | 0.03        | 0.045   |
|        |      |   | $V_E$ | - 0.59     | 64        | 0.03        | 0.032   |
|        | C    | 0 | $V_N$ | - 1.37     | 51        | 0.08        | 0.095   |
|        |      |   | $V_E$ | + 0.89     | 40        | 0.10        | 0.084   |
|        |      | 1 | $V_N$ | + 0.36     | 18        | 0.02        | 0.000   |
|        |      |   | $V_E$ | + 1.69     | 28        | 0.04        | 0.045   |
|        |      | 2 | $V_N$ | - 2.27     | 24        | 0.08        | 0.071   |
|        |      |   | $V_E$ | + 1.16     | 20        | 0.03        | 0.032   |

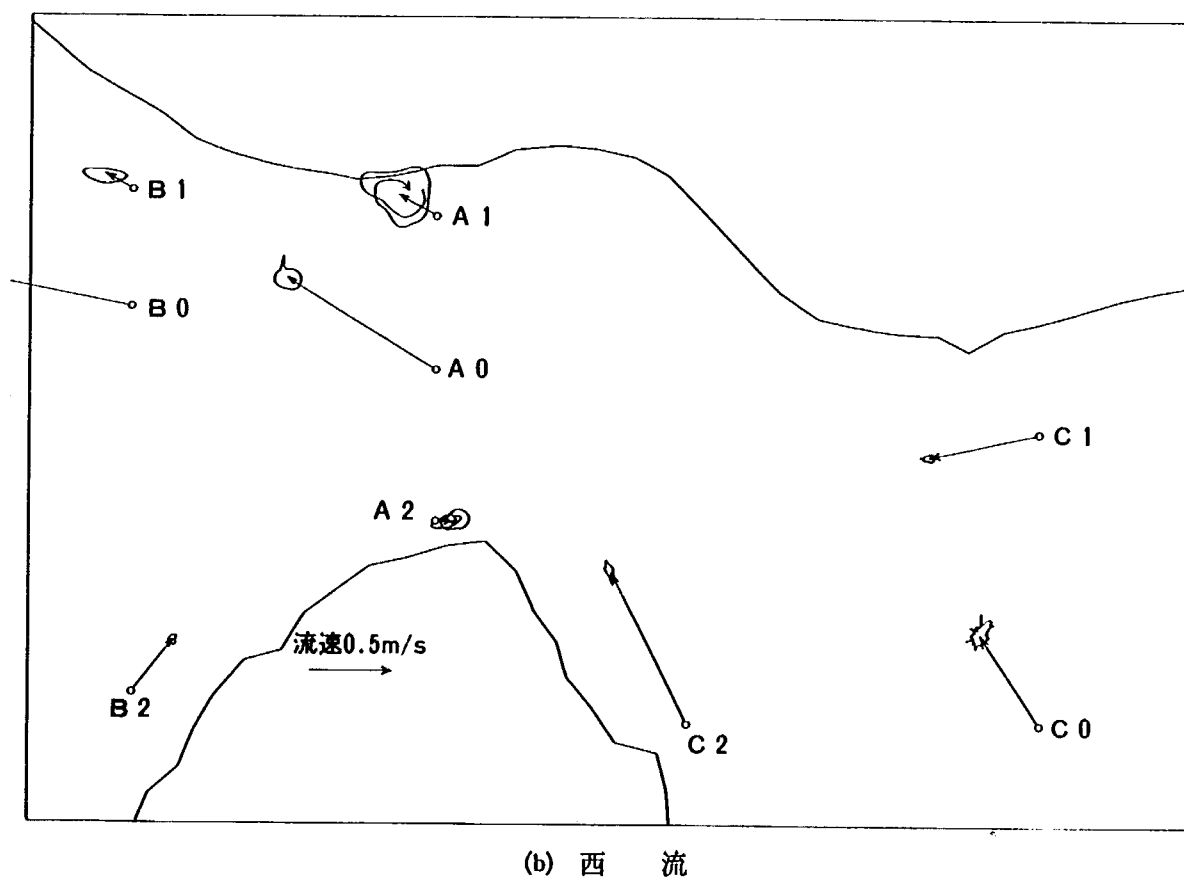
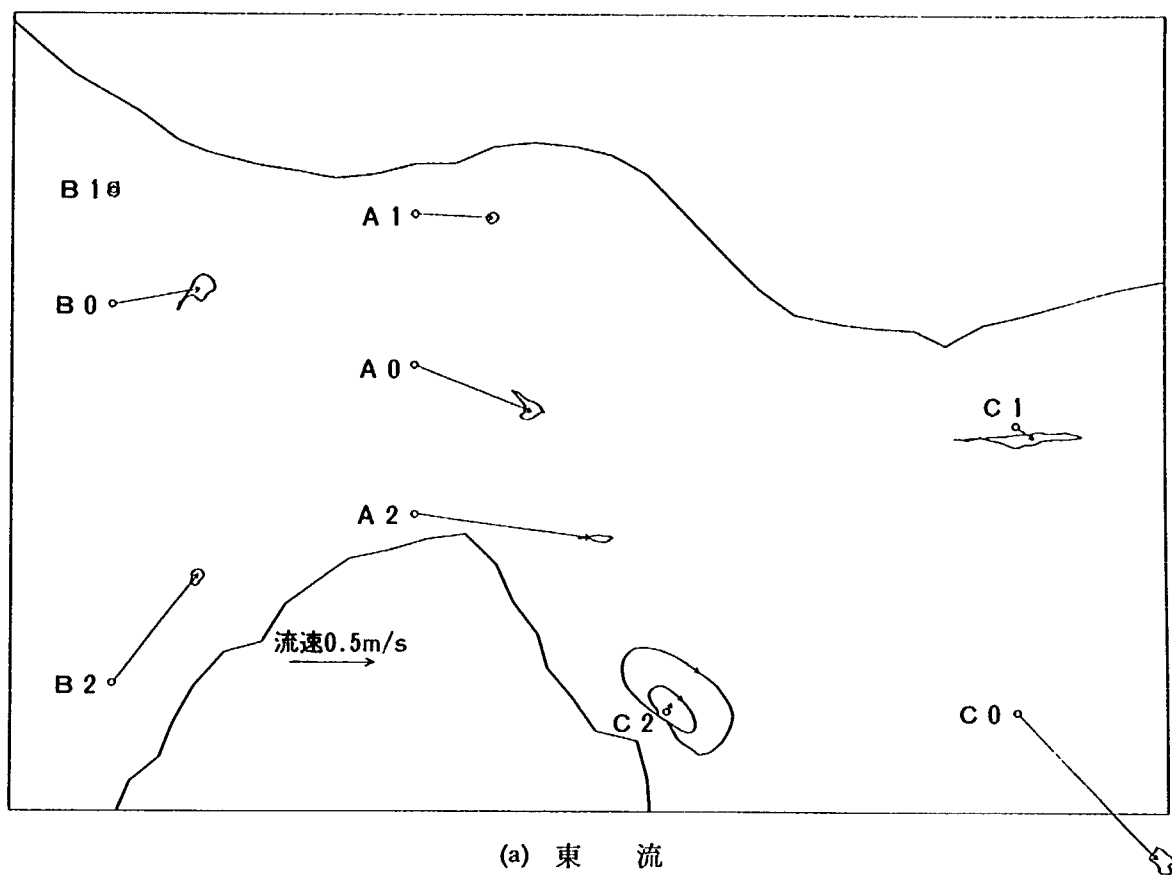


図 8-5-3 流速変動模式図

表 8—5—5 定常流鉛直方向レイノルズ数

| 流向         | 測定位置 |   | 流速成分<br>(cm/sec) | $V_N$ | 平均流速<br>(cm/sec) | 水深<br>(cm) | 動粘性係数    | レイノルズ数 | 流れの状態 |
|------------|------|---|------------------|-------|------------------|------------|----------|--------|-------|
|            |      |   |                  | $V_E$ |                  |            |          |        |       |
| 東<br><br>流 | A    | 0 | 2.95             |       | 8.32             | 16.5       | 1.146E-2 | 11,979 | 乱流    |
|            |      |   | -7.78            |       |                  |            |          |        |       |
|            |      | 1 | 0.27             |       | 5.15             | 7.0        | "        | 3,146  | 乱流    |
|            |      |   | -5.14            |       |                  |            |          |        |       |
|            |      | 2 | 1.61             |       | 11.83            | 5.7        | "        | 5,884  | 乱流    |
|            |      |   | -11.72           |       |                  |            |          |        |       |
|            | B    | 0 | -1.16            |       | 6.06             | 27.0       | "        | 14,277 | 乱流    |
|            |      |   | -5.95            |       |                  |            |          |        |       |
|            |      | 1 | 0.22             |       | 0.24             | 3.3        | "        | 69     | 層流    |
|            |      |   | 0.09             |       |                  |            |          |        |       |
|            |      | 2 | -7.33            |       | 9.27             | 8.0        | "        | 6,471  | 乱流    |
|            |      |   | -5.68            |       |                  |            |          |        |       |
|            | C    | 0 | 9.79             |       | 13.78            | 11.0       | "        | 13,227 | 乱流    |
|            |      |   | -9.70            |       |                  |            |          |        |       |
|            |      | 1 | 0.80             |       | 1.38             | 4.4        | "        | 530    | 層流    |
|            |      |   | -1.12            |       |                  |            |          |        |       |
|            |      | 2 | -0.45            |       | 0.48             | 5.7        | "        | 239    | 層流    |
|            |      |   | -0.18            |       |                  |            |          |        |       |
| 西<br><br>流 | A    | 0 | -5.99            |       | 11.71            | 16.5       | 1.146E-2 | 16,860 | 乱流    |
|            |      |   | 10.06            |       |                  |            |          |        |       |
|            |      | 1 | -1.52            |       | 3.24             | 7.0        | "        | 1,979  | 乱流    |
|            |      |   | 2.86             |       |                  |            |          |        |       |
|            |      | 2 | -0.09            |       | 1.03             | 5.7        | "        | 512    | 層流    |
|            |      |   | -1.03            |       |                  |            |          |        |       |
|            | B    | 0 | -1.79            |       | 10.70            | 27.0       | "        | 25,209 | 乱流    |
|            |      |   | 10.55            |       |                  |            |          |        |       |
|            |      | 1 | -0.98            |       | 1.92             | 3.3        | "        | 553    | 層流    |
|            |      |   | 1.65             |       |                  |            |          |        |       |
|            |      | 2 | -3.35            |       | 4.27             | 8.0        | "        | 2,981  | 乱流    |
|            |      |   | -2.64            |       |                  |            |          |        |       |
|            | C    | 0 | -6.13            |       | 7.31             | 11.0       | "        | 7,017  | 乱流    |
|            |      |   | 3.98             |       |                  |            |          |        |       |
|            |      | 1 | 1.61             |       | 7.73             | 4.4        | "        | 2,968  | 乱流    |
|            |      |   | 7.56             |       |                  |            |          |        |       |
|            |      | 2 | -10.15           |       | 11.40            | 5.7        | "        | 5,670  | 乱流    |
|            |      |   | 5.19             |       |                  |            |          |        |       |

限界レイノルズ数  $Re = 580$

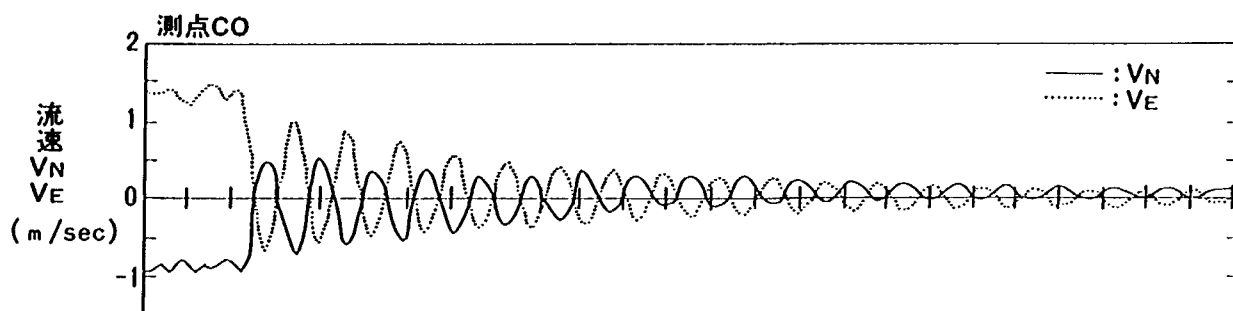
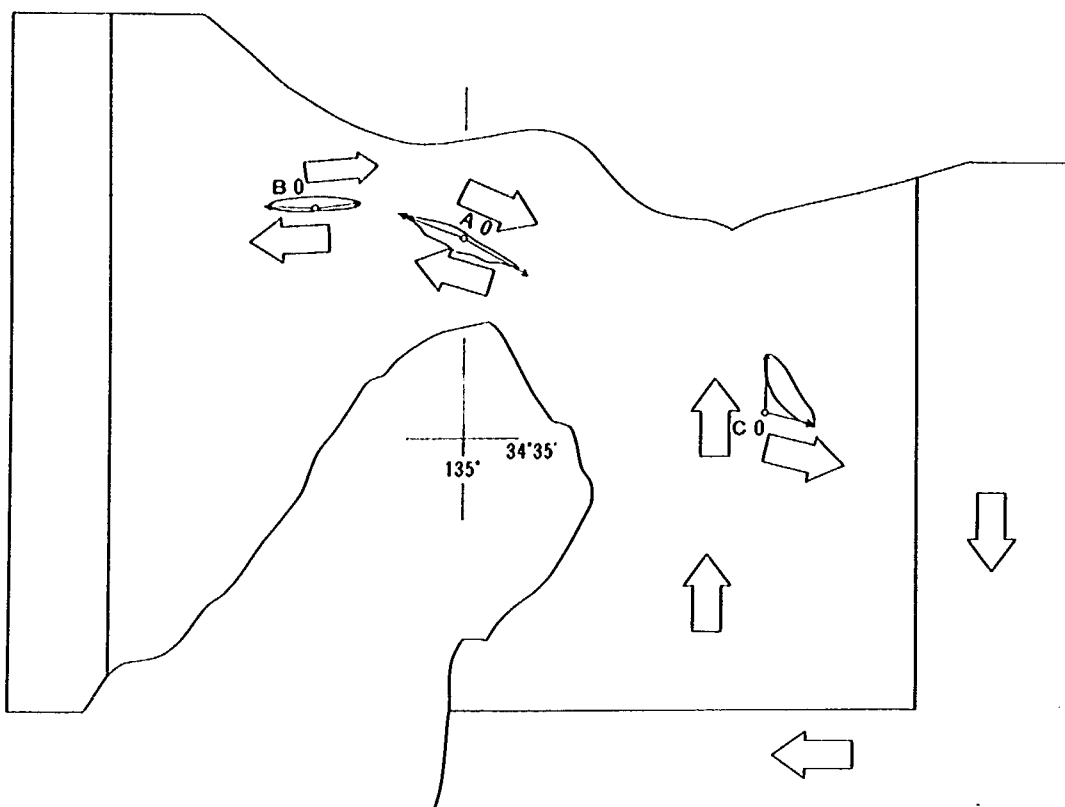


図8—5—4 流速減衰振動

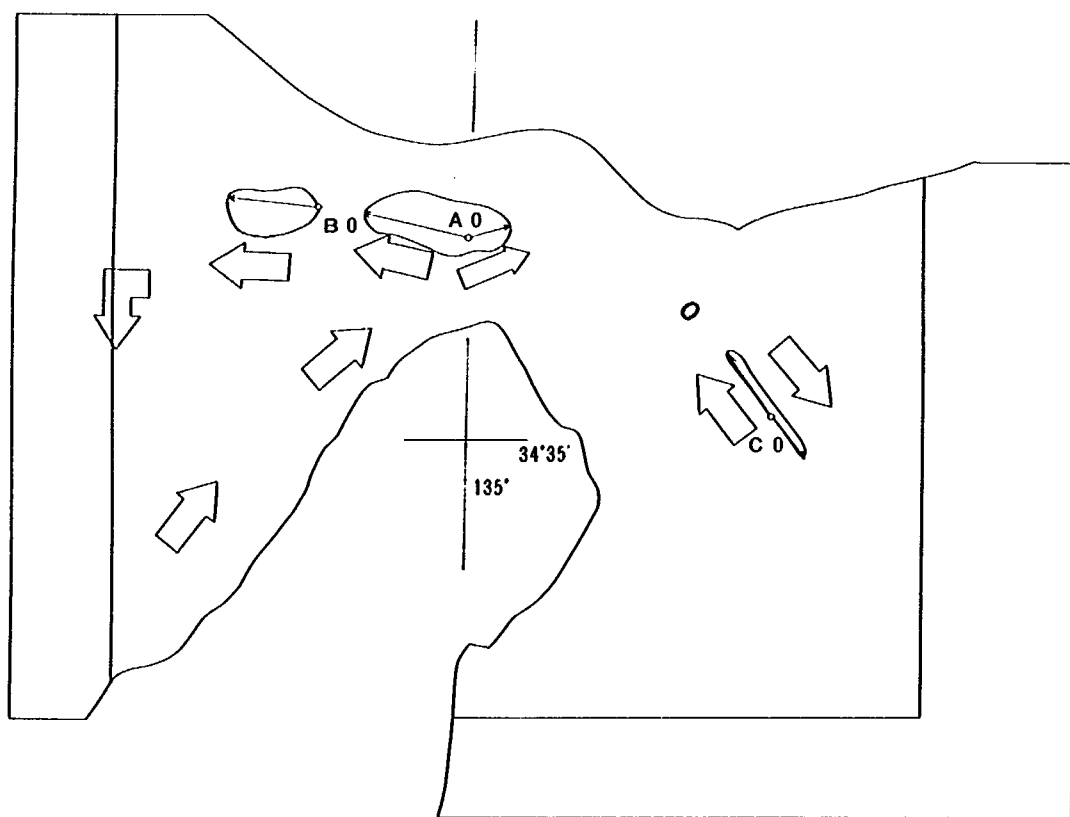
表8—5—6 減衰振動周期

(単位: sec)

| 流 向<br>測定点 | 東 流 通 水 停 止 |       | 西 流 通 水 停 止 |       |
|------------|-------------|-------|-------------|-------|
|            | $V_E$       | $V_N$ | $V_E$       | $V_N$ |
| A 0        | 69.1        | 70.1  | 70.8        | 71.3  |
| B 0        | —           | 70.0  | 73.8        | 74.2  |
| C 0        | 71.3        | 70.7  | 75.6        | 76.3  |



(a) 東 流



(b) 西 流

図 8-5-5 定常流振動特性模式図

このように循環流は東流時には大阪湾で、また西流時には播磨灘で発達する。また一旦発生した循環流は長時間保存される。

## 8-5-2 海峡中央部の潮流特性

### (1) 各分潮流の寄与率

代表地点の流速測定結果から、分潮流の楕円長軸流速をスペクトルで表わし、各分潮流の寄与率について検討した。20個の分潮流に対して調和解析を行い、スペクトルとして図8-5-6に表わした。横軸には各分潮流の次数、つまり基本周期の周波数を1とした場合の各分潮流の周波数を示す。これらのグラフから1次分潮流が卓越していること、また岸沿いでは2次分潮流の影響も無視できないことが明らかである。このことから潮流の主成分を恒流成分と1次および2次の分潮流の和で表わした。残りの高次の項は乱れ成分として扱った。乱れ成分として扱った周波数部分でもスペクトルのピークはいくつか見られるが、全ての測点に共通したピークは周波数が13の位置に存在する。潮流の基本周期は16分で、周波数13は約74秒となる。これは水槽の固有振動周期とほぼ一致する。したがって乱れ成分の中に水槽の固有振動による影響が現われているが、全体として固有振動より低周波の振動が卓越している。松帆崎側の $I_{a1}$ および $II_{a1}$ では乱れ成分として扱った高次の分潮流の中にも流速が20 cm/secを上まわるものが見られる。しかし両者に共通した傾向は見られない。また西流を定常流として流下させた時、大規模な渦が観測されたA1地点に相当する $I_{e1}$ あるいは $I_{h1}$ では乱れが少ない。定常流と周期流では大規模渦の発生機構が異なると考えられる。

### (2) 潮流の3次元構造

海峡中央部に設定したI～III断面での潮流の3次元構造を明らかにする。I～III断面の各測点の流速データを調和分析し、その結果から潮流の構造を検討した。解析結果を表8-5-7にとりまとめた。前項で検討した分潮流の寄与率をもとに恒流成分と1次、2次分潮流の楕円要素および乱れ強さをとりまとめた。潮流時差は海峡の潮流予測地点(D点)での楕円長軸に達する時から対象地点で楕円長軸に達する時までの経過時間を基本周期Tで除したものである。D点での潮流楕円要素は表8-5-8に示すとおりである。海浜流発生装置で作りだす潮流は東流出現時間と西流出現時間が異なるため、東流から測定を開始したケースと西流から測定を開始したケースについて、それぞれ潮流楕円要素を求めた。両ケースの要素は潮流時差以外一致している。この場合、潮流時差として流向切換弁作動後、楕円長軸に達する時間を基本周期Tで除した値を用いた。表8-5-7における潮流時差は、流向切換弁作動後、楕円長軸に達するまでの時間からD地点での潮流時差を差引いた値である。基本周期Tが測定ごとに若干変化するため、無次元化した時差を用いた。

I～III断面での恒流流速分布について、その特徴を明らかにする。図8-5-7にI断面の恒流流速分布を示す。断面が南北方向に配置されているため、断面通過流速は東方流速、断面方向流速は北方流速と等しい。流速正方向は東および北の方向である。断面通過流速は鉛直方向にほぼ一様で水平方向に変化している。海峡の中央から少し南側に流向の変化点が見られる。その南側では恒流は東に流れ、淡路島に近づくほど流速が早くなる。西流時に淡路島の陰に入り、東に流れる反流が発達するためである。断面を平均して見れば通過する流量の収支は0となることから、本州側では補償流とし

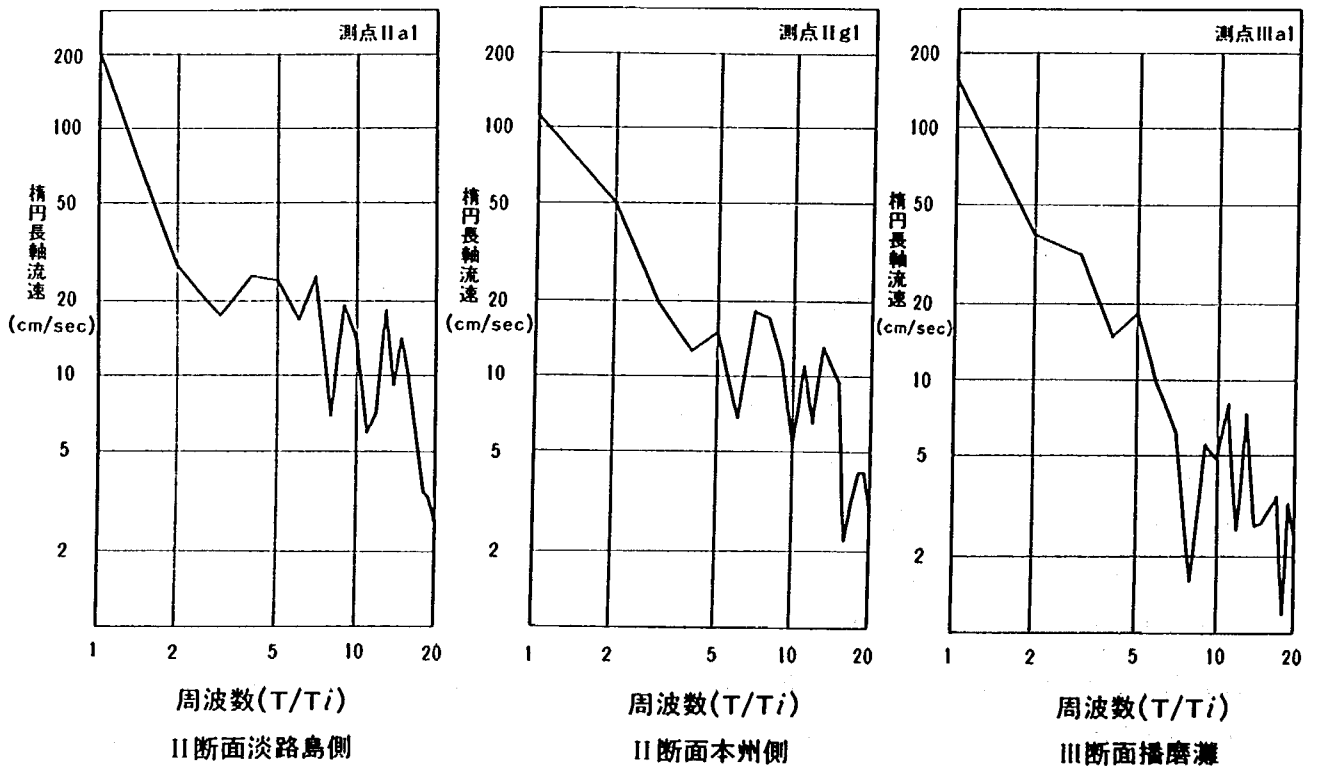
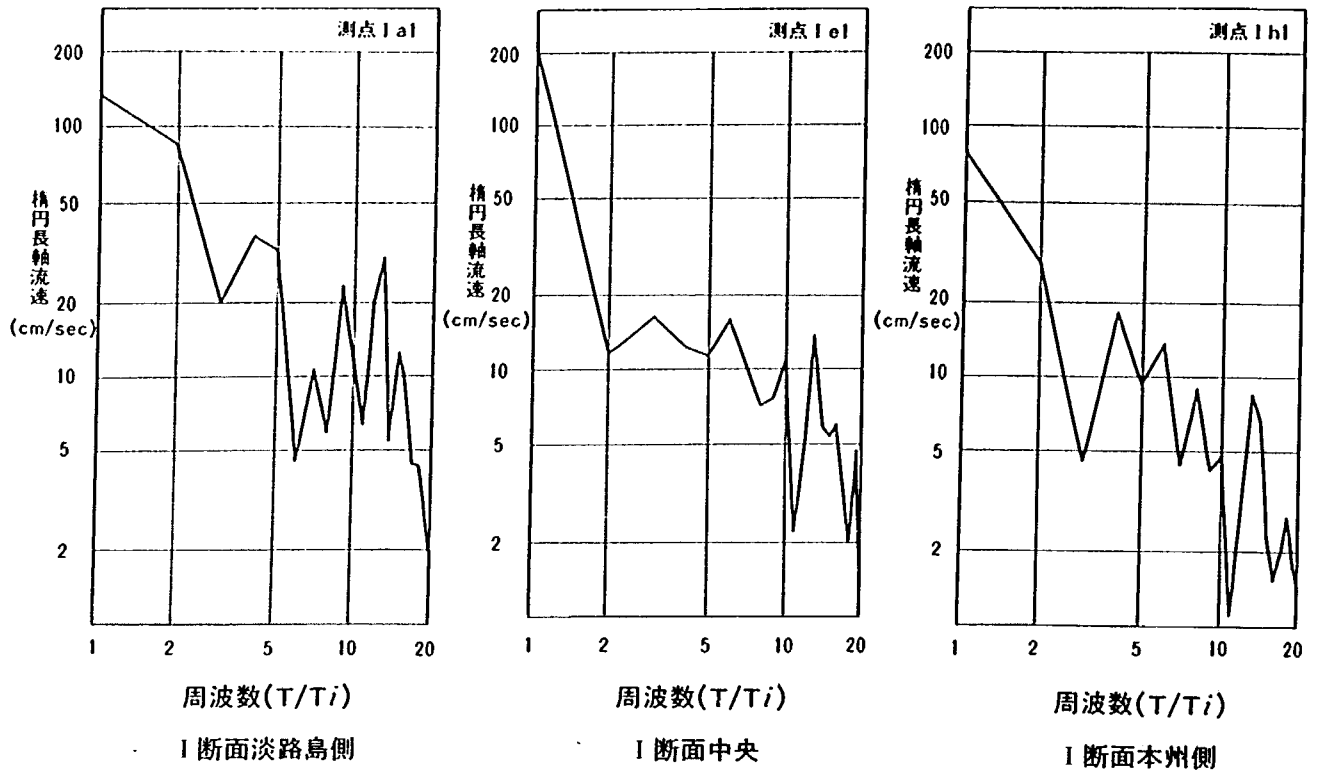


図 8-5-6 流速スペクトル

表8-5-7 潮流データの解析結果

(その1)

| 測定位置 |     | 恒流成分  |       | 1次分潮流 |      |              |        | 2次分潮流 |      |              |        |
|------|-----|-------|-------|-------|------|--------------|--------|-------|------|--------------|--------|
|      |     | $V_N$ | $V_E$ | Lmin  | Lmax | 軸角度<br>(DEG) | 潮流時差   | Lmin  | Lmax | 軸角度<br>(DEG) | 潮流時差   |
| I    | a 1 | 1     | 79    | 5     | 131  | 6.3          | -0.002 | 2     | 85   | 1.9          | -0.212 |
|      | b 1 | 15    | 38    | 2     | 185  | -8.5         | -0.015 | 20    | 50   | -7.7         | -0.128 |
|      | b 2 | 11    | 52    | 4     | 206  | -11.4        | -0.019 | 17    | 55   | 0.5          | -0.138 |
|      | b 3 | 7     | 43    | 3     | 209  | -7.7         | 0.011  | 9     | 48   | -5.3         | -0.116 |
|      | b 4 | -2    | 38    | 14    | 191  | -6.2         | -0.016 | 4     | 38   | -5.2         | -0.133 |
|      | c 1 | 35    | 3     | 18    | 241  | -17.6        | 0.028  | 6     | 41   | -36.2        | -0.184 |
|      | c 2 | 35    | -7    | 12    | 249  | -17.8        | 0.029  | 4     | 41   | 113.2        | -0.161 |
|      | c 3 | 27    | -6    | 18    | 243  | -14.3        | 0.021  | 4     | 34   | 120.6        | -0.156 |
|      | c 4 | 12    | 1     | 16    | 225  | -10.9        | 0.018  | 9     | 28   | -35.2        | -0.177 |
|      | d 1 | 27    | -7    | 14    | 224  | -15.1        | 0.024  | 6     | 24   | -25.5        | -0.167 |
|      | d 2 | 31    | -6    | 20    | 246  | -16.0        | 0.034  | 5     | 37   | -33.3        | -0.147 |
|      | d 3 | 30    | -4    | 20    | 242  | -16.0        | 0.033  | 5     | 35   | -35.9        | -0.137 |
|      | d 4 | 23    | -7    | 17    | 240  | -14.0        | 0.034  | 6     | 25   | -35.4        | -0.129 |
|      | e 1 | 29    | -10   | 17    | 210  | -18.0        | 0.040  | 9     | 12   | -30.1        | -0.128 |
|      | e 2 | 31    | -12   | 18    | 224  | -19.8        | 0.049  | 5     | 24   | -36.3        | -0.123 |
|      | e 3 | 29    | -15   | 13    | 227  | -19.4        | 0.043  | 2     | 21   | -38.5        | -0.138 |
|      | e 4 | 23    | -22   | 12    | 220  | -17.3        | 0.048  | 1     | 20   | -40.7        | -0.103 |
|      | e 5 | 9     | -13   | 10    | 200  | -15.7        | 0.043  | 8     | 21   | -33.1        | -0.120 |
|      | f 1 | 22    | -11   | 12    | 175  | -17.8        | 0.042  | 6     | 16   | -43.1        | -0.166 |
|      | f 2 | 19    | -23   | 13    | 188  | -14.4        | 0.035  | 6     | 12   | -16.1        | -0.152 |
|      | f 3 | 14    | -21   | 11    | 181  | -14.5        | 0.053  | 3     | 12   | -43.4        | -0.090 |
| II   | g 1 | 13    | -15   | 9     | 128  | -2.3         | 0.041  | 2     | 11   | 10.7         | -0.155 |
|      | g 2 | 3     | -9    | 6     | 109  | -3.3         | 0.019  | 5     | 11   | 7.8          | -0.207 |
|      | h 1 | 2     | 5     | 2     | 80   | 7.0          | 0.000  | 1     | 29   | 12.1         | -0.149 |
|      | a 1 | 10    | 10    | 5     | 203  | -50.2        | -0.025 | 1     | 28   | -4.6         | -0.200 |
|      | a 2 | 8     | -7    | 1     | 249  | -51.0        | -0.009 | 10    | 37   | -53.8        | -0.028 |
|      | b 1 | 24    | -8    | 0     | 294  | -32.8        | 0.017  | 4     | 19   | 36.4         | -0.176 |
|      | b 2 | 25    | -16   | 1     | 322  | -33.5        | 0.017  | 22    | 23   | 31.6         | -0.147 |
|      | c 1 | 23    | 2     | 8     | 258  | -34.8        | 0.024  | 6     | 11   | -38.7        | -0.141 |
|      | c 2 | 24    | -6    | 4     | 290  | -34.8        | 0.036  | 4     | 14   | 60.5         | -0.176 |
|      | c 3 | 15    | -4    | 7     | 278  | -36.0        | 0.036  | 9     | 16   | -57.8        | -0.066 |
|      | c 4 | -11   | 3     | 13    | 241  | -36.4        | 0.035  | 6     | 17   | -55.0        | -0.086 |
|      | d 1 | 12    | -1    | 4     | 246  | -26.7        | 0.033  | 1     | 10   | -9.3         | -0.068 |
|      | d 2 | 10    | -6    | 1     | 269  | -29.3        | 0.042  | 1     | 12   | -25.6        | -0.100 |
|      | d 3 | 11    | -6    | 1     | 286  | -37.5        | 0.042  | 3     | 16   | -30.8        | -0.076 |
|      | d 4 | 4     | -9    | 0     | 270  | -37.1        | 0.041  | 1     | 14   | -15.4        | -0.059 |
|      | d 5 | -4    | -10   | 3     | 259  | -38.9        | 0.044  | 1     | 7    | -69.1        | -0.128 |
|      | d 6 | -16   | 0     | 6     | 234  | -35.6        | 0.043  | 6     | 9    | -29.7        | -0.145 |
|      | e 1 | -1    | 4     | 6     | 234  | -33.9        | 0.049  | 5     | 11   | 38.1         | -0.072 |
|      | e 2 | 4     | 3     | 3     | 255  | -33.9        | 0.036  | 6     | 16   | 37.0         | -0.184 |
|      | e 3 | -3    | 1     | 4     | 246  | -34.4        | 0.040  | 3     | 8    | 17.8         | -0.127 |
|      | e 4 | 1     | 5     | 8     | 225  | -39.1        | 0.043  | 5     | 14   | 64.3         | -0.019 |
|      | f 1 | -3    | 34    | 14    | 192  | -27.6        | 0.001  | 4     | 37   | -53.4        | -0.080 |
|      | f 2 | -4    | 26    | 6     | 207  | -29.7        | 0.008  | 12    | 49   | -39.9        | -0.071 |
|      | g 1 | -5    | 78    | 11    | 111  | -32.1        | 0.066  | 8     | 49   | -39.5        | -0.162 |

(その2)

| 測定位置 |     | 恒流成分  |       | 1次分潮流 |      |              |       | 2次分潮流 |      |              |        |
|------|-----|-------|-------|-------|------|--------------|-------|-------|------|--------------|--------|
|      |     | $V_N$ | $V_E$ | Lmin  | Lmax | 軸角度<br>(DEG) | 潮流時差  | Lmin  | Lmax | 軸角度<br>(DEG) | 潮流時差   |
| Ⅲ    | a 1 | -50   | 15    | 4     | 152  | 13.4         | 0.044 | 6     | 39   | 52.2         | -0.089 |
|      | a 2 | -50   | 7     | 0     | 164  | 4.4          | 0.055 | 12    | 44   | 24.5         | -0.066 |
|      | a 3 | -48   | 13    | 3     | 155  | 6.9          | 0.044 | 5     | 47   | 21.9         | -0.077 |
|      | a 4 | -43   | 7     | 2     | 151  | 9.4          | 0.053 | 7     | 44   | 19.5         | -0.056 |
|      | b 1 | -36   | -14   | 12    | 167  | 4.4          | 0.064 | 13    | 50   | 7.5          | -0.081 |
|      | b 2 | -38   | -13   | 12    | 172  | 7.5          | 0.072 | 9     | 61   | 11.2         | -0.072 |
|      | b 3 | -37   | -9    | 13    | 173  | 9.0          | 0.074 | 6     | 57   | 8.2          | -0.072 |
|      | b 4 | -38   | -6    | 10    | 161  | 6.9          | 0.074 | 4     | 51   | 6.1          | -0.056 |
|      | b 5 | -41   | -3    | 17    | 170  | 10.8         | 0.086 | 1     | 55   | 8.3          | -0.052 |
|      | b 6 | -47   | -2    | 21    | 162  | 15.0         | 0.086 | 2     | 56   | 13.3         | -0.042 |
|      | b 7 | -48   | 8     | 16    | 150  | 15.7         | 0.086 | 1     | 53   | 19.6         | -0.039 |
|      | c 1 | -15   | -19   | 6     | 175  | -3.6         | 0.048 | 1     | 27   | -12.3        | -0.117 |
|      | c 2 | -8    | -21   | 8     | 183  | -4.2         | 0.069 | 4     | 42   | -15.5        | -0.076 |
|      | c 3 | -10   | -10   | 14    | 189  | -2.7         | 0.060 | 7     | 45   | -10.3        | -0.107 |
|      | c 4 | -11   | -22   | 2     | 179  | -3.6         | 0.077 | 1     | 35   | -24.6        | -0.058 |
|      | c 5 | -20   | -14   | 2     | 173  | 0.1          | 0.077 | 1     | 40   | -21.0        | -0.062 |
|      | c 6 | -30   | -7    | 5     | 154  | 4.3          | 0.083 | 1     | 43   | -9.8         | -0.033 |
|      | d 1 | 29    | -10   | 17    | 210  | -18.0        | 0.040 | 9     | 12   | -30.1        | -0.128 |
|      | d 2 | 31    | -12   | 18    | 224  | -19.8        | 0.049 | 5     | 24   | -36.3        | -0.123 |
|      | d 3 | 29    | -15   | 13    | 227  | -19.4        | 0.043 | 2     | 21   | -38.5        | -0.138 |
|      | d 4 | 23    | -22   | 12    | 220  | -17.3        | 0.048 | 1     | 20   | -40.7        | -0.103 |
|      | d 5 | 9     | -13   | 10    | 200  | -15.7        | 0.043 | 8     | 21   | -33.1        | -0.120 |
|      | e 1 | 10    | 19    | 5     | 243  | -36.6        | 0.021 | 2     | 8    | -30.8        | -0.141 |
|      | e 2 | 16    | 12    | 4     | 264  | -32.6        | 0.027 | 4     | 8    | -33.5        | -0.141 |
|      | e 3 | 16    | 8     | 3     | 263  | -35.8        | 0.054 | 7     | 12   | -18.7        | -0.090 |
|      | e 4 | 10    | 5     | 1     | 257  | -36.5        | 0.029 | 8     | 15   | -40.8        | -0.117 |
|      | e 5 | 3     | -5    | 6     | 250  | -36.9        | 0.055 | 1     | 11   | 107.8        | -0.109 |
|      | e 6 | -11   | -10   | 7     | 224  | -38.5        | 0.030 | 6     | 13   | 128.0        | -0.150 |
|      | f 1 | -10   | 27    | 15    | 204  | -44.7        | 0.022 | 5     | 19   | 111.7        | -0.203 |
|      | f 2 | -6    | 31    | 20    | 255  | 132.6        | 0.053 | 6     | 25   | 107.5        | -0.145 |
|      | f 3 | -8    | 26    | 15    | 257  | 130.3        | 0.033 | 8     | 19   | 119.0        | -0.182 |
|      | f 4 | -19   | 19    | 9     | 249  | 130.4        | 0.057 | 7     | 19   | 123.6        | -0.159 |
|      | g 1 | -31   | 49    | 2     | 163  | -34.9        | 0.084 | 13    | 26   | 64.2         | -0.134 |
|      | g 2 | -29   | 50    | 7     | 162  | -25.6        | 0.073 | 2     | 16   | 85.4         | -0.161 |
|      | g 3 | -22   | 40    | 2     | 143  | -27.8        | 0.098 | 3     | 23   | 87.7         | -0.116 |

表 8-5-8 潮流予測地点 (D 点) での潮流格点要素

|            | 東流から測定開始   | 西流から測定開始   |
|------------|------------|------------|
| 恒 流 $V_E$  | 1.81 m/sec | 1.79 m/sec |
| $V_N$      | 0.90 "     | 0.91 "     |
| 格点長軸流速     | 2.01 "     | 2.00 "     |
| 格点短軸流速     | 0.10 "     | 0.09 "     |
| 軸 角 度      | -26.3 (°)  | -26.8 (°)  |
| 潮流時差*(t/T) | 0.210      | 0.221      |

\* この場合の時差は流量弁切換後格点長軸に達するまでの時間。

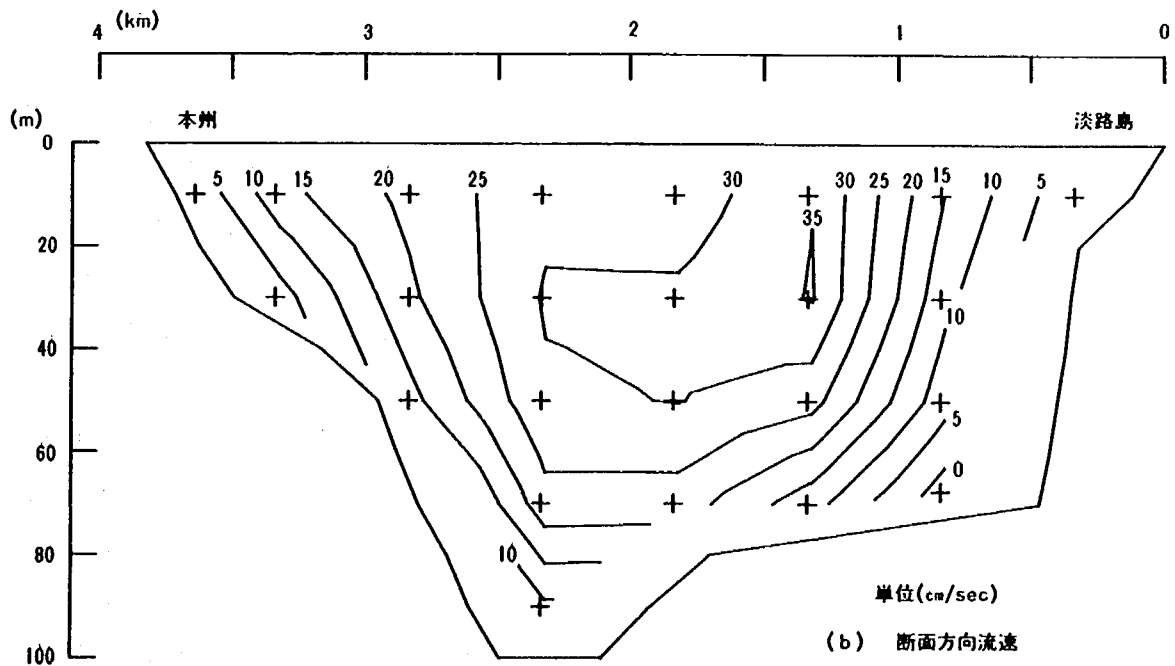
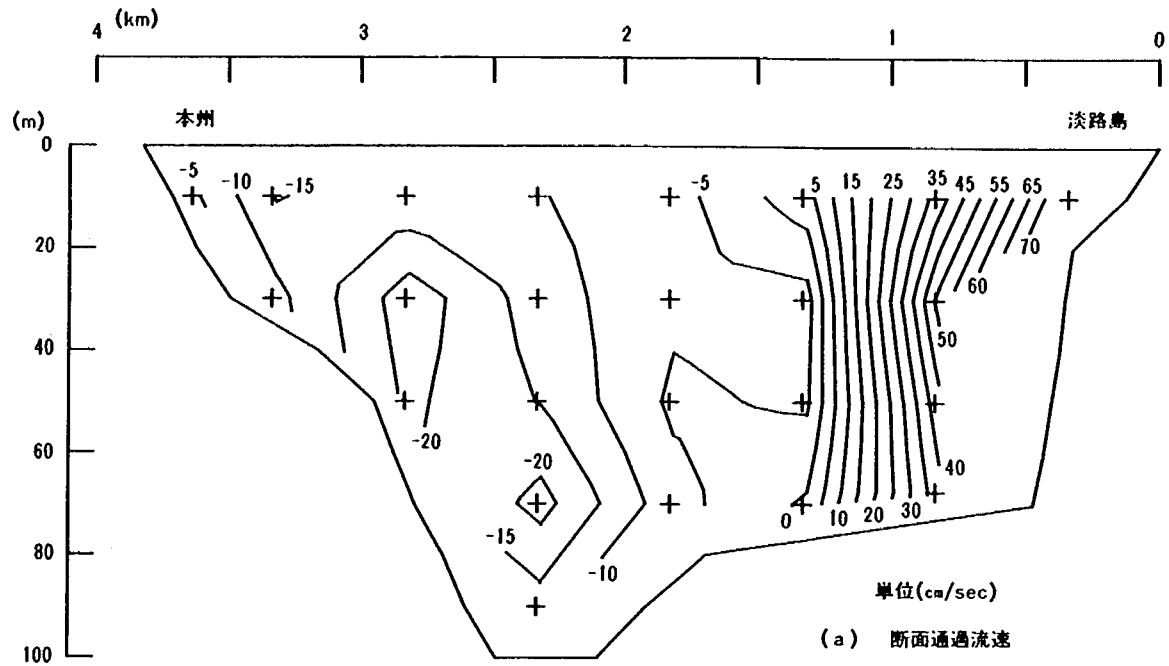


図 8-5-7 I 断面における恒流流速分布

て恒流は西へ流れる。断面方向の流れは全て北向きの流れである。中央部で流速が早く、側面および底面付近で遅い。

II断面の恒流流速成分を図8-5-8に示す。II断面は橋軸断面であり、断面通過流速は大阪湾方向を正、断面方向流速は本州方向を正とした。断面を通過する流れは、I断面とは逆に淡路島側で西流方向、本州側で東流方向である。本州側岸付近では流速コンターが密になり、流速こう配が急であることを示している。この部分は西流時に垂水付近の地形の影響で反流が生じるために、恒流は大阪湾側に流れる。中央部から淡路島側では補償流として播磨灘側に流れる。淡路島側でも反流が生ずるが、のちに図8-5-21で示すように西流時だけでなく東流時にも生ずるため、恒流への寄与は少ない。海峡の中央では上層、中層、下層と流向が変化している。また断面方向流速に関しても上、下層で流向が反対になっている。I断面において鉛直方向で流向の変化が見られなかったのは、断面形状が底の広い台形断面で流れが均一化されていたためである。II断面は三角形断面であるため、鉛直方向に均一な流れとならず恒流流向が変化している。

III断面の恒流流速分布を図8-5-9に示す。大阪湾内では恒流は東に、播磨灘では南に流れている。流速コンターは鉛直方向に傾き、上層と下層で恒流流向が変化していることがわかる。I～III断面の最上層と最下層の恒流ベクトルを図8-5-10に示す。上層と下層の流速差はI断面以外ではあまり顕著でなく、流向差は測定位置によって大きく変化している。恒流は海峡部ではI<sub>a</sub>、II<sub>g</sub>で、III断面では大阪湾、播磨灘で発達している。前者は地形の影響を受けた局所的な流れであり、I<sub>a</sub>とII<sub>a</sub>では距離が近いにもかかわらず、恒流の流向・流速とも違っている。一方後者は大きな水域で生じている大規模な流れが原因で、少しばかり位置が異なってもその傾向は大きく変わらない流れである。のちに図8-5-16に示すように播磨灘で見られる反時計回りの循環流、大阪湾では中央で大阪湾奥へ、両岸に沿って海峡部へ向う流れにより恒流は発達する。

次に1次分潮流の楕円要素の内から長軸流速と潮流時差を取り上げ、その構造について検討した。図8-5-11にI～III断面での長軸流速分布を示す。I断面の場合、中央部で流速が早く、両岸付近では遅い。特に本州側では1 m/sec以下の流速となる。II断面はI断面と比較して流積が82%と狭く、平均的に流速が早くなる。淡路島側で流速が早く、淡路島1,000 m沖合に3.2 m/secを越える最高流速が現れる。III断面では海峡中央部、架橋地点付近で最も早くなる。流量を一定とした場合、流速は断面積に反比例することから大阪湾や播磨灘では遅くなる。以上のことから橋軸断面付近は海峡で最も潮流が早い地点と考えられる。全ての断面で鉛直方向に長軸流速を見た場合、中層部が最も早く上層および下層では遅くなる。水深が50 m以上ある場所(鉛直方向に3点以上測定)での流速の鉛直分布を求めたものが図8-5-12である。縦軸は流速測定深さを海底面の深さで除した無次元深さである。横軸は流速を鉛直方向の最大流速で除した無次元流速である。プロットした結果から、水深の2割から5割の範囲で流速が一樣であること、その上層でも下層でも流速が低減していることがわかる。下層の流速変化は底面での摩擦によるものである。上層での流速変化は流れに対し直角方向に生じる2次流が原因と考えられる。流れは一般に中央で早く岸近くで遅いが、2次流により岸付近の遅い流れが中央の表層に集まる。このため表層部の流速は遅くなる。グラフから推定すれば表層の流

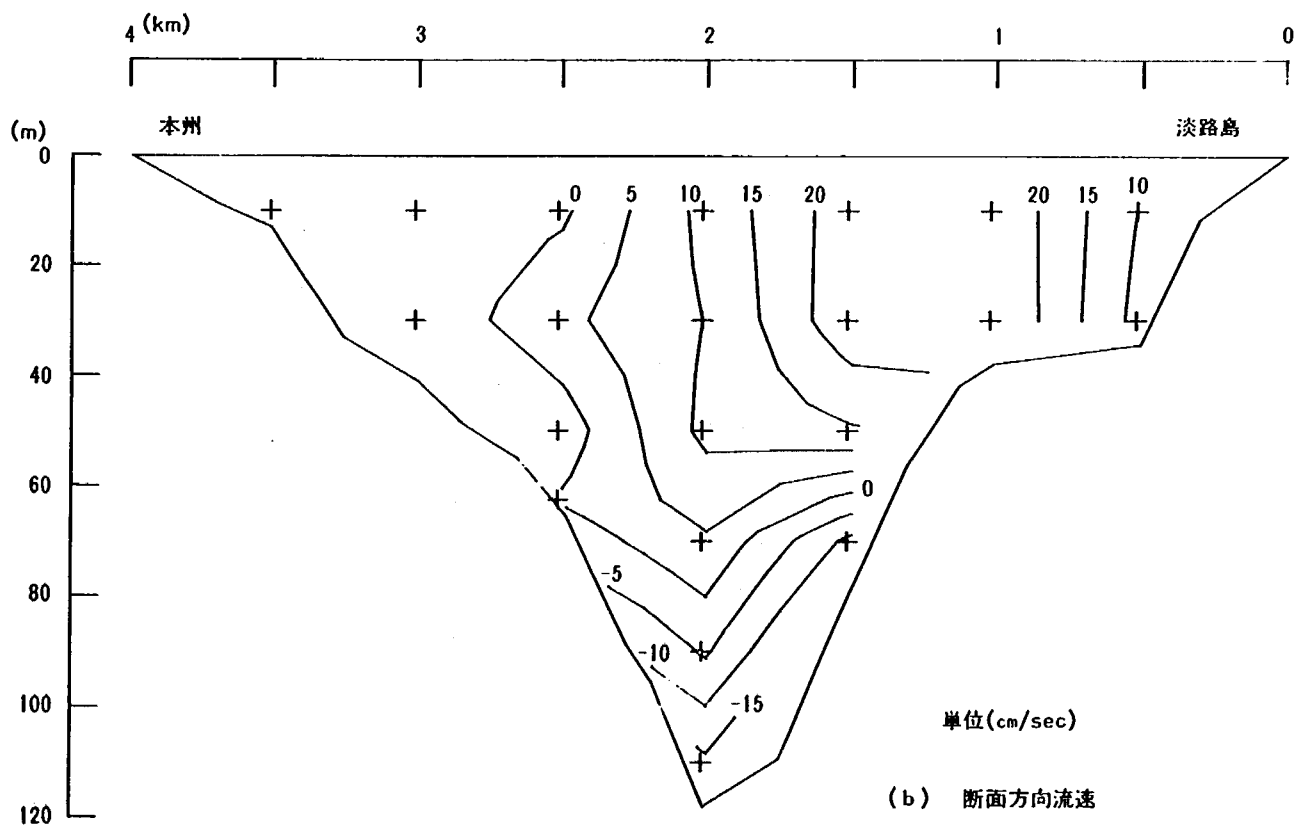
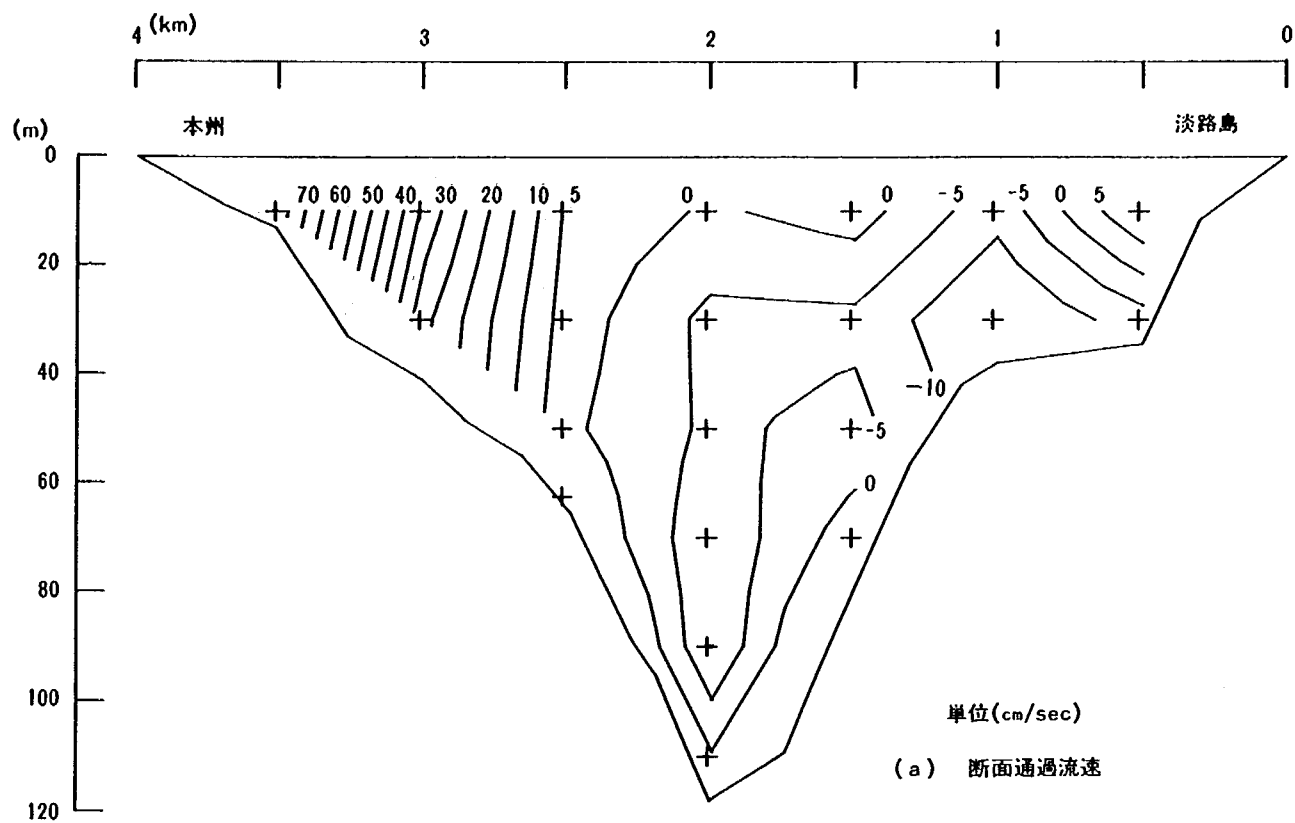


図8-5-8 II断面における恒流流速分布

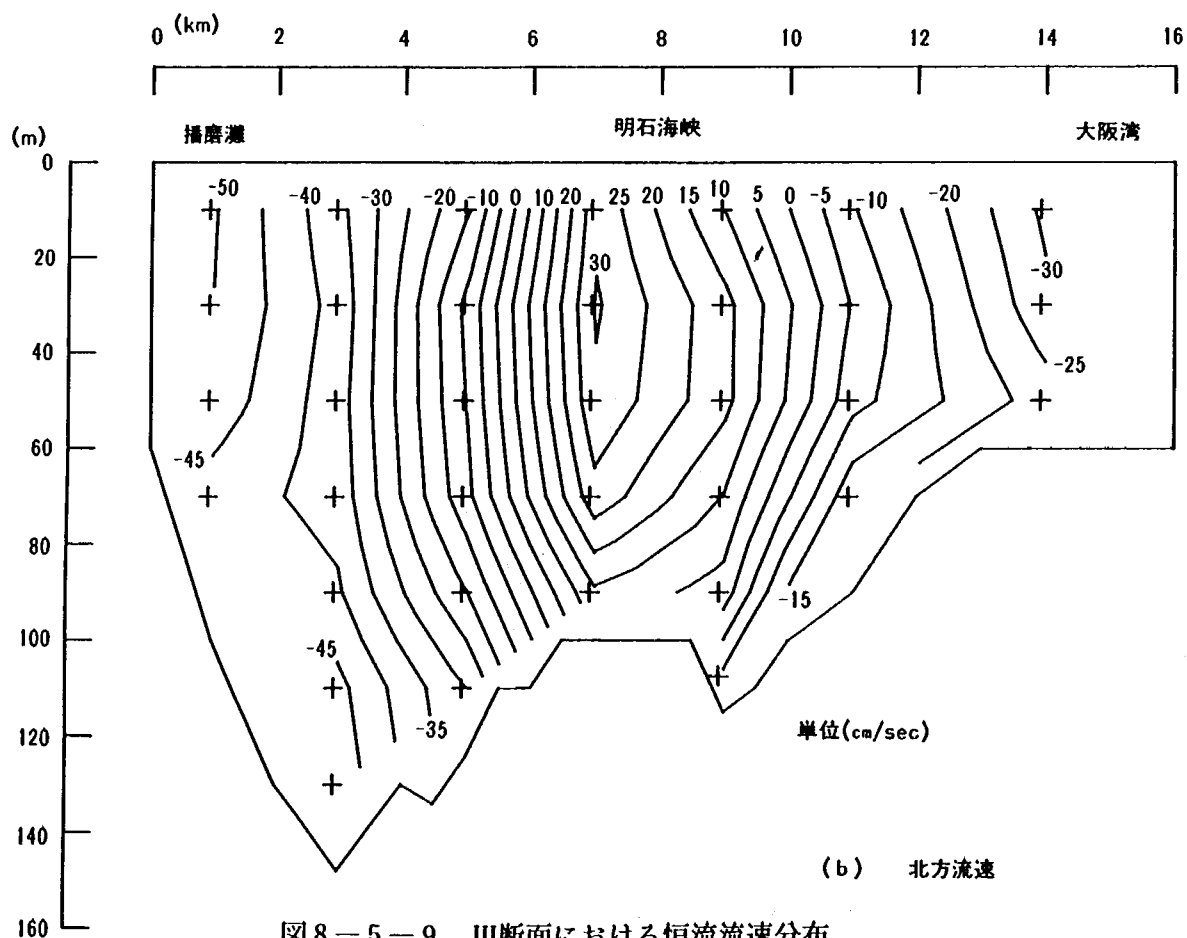
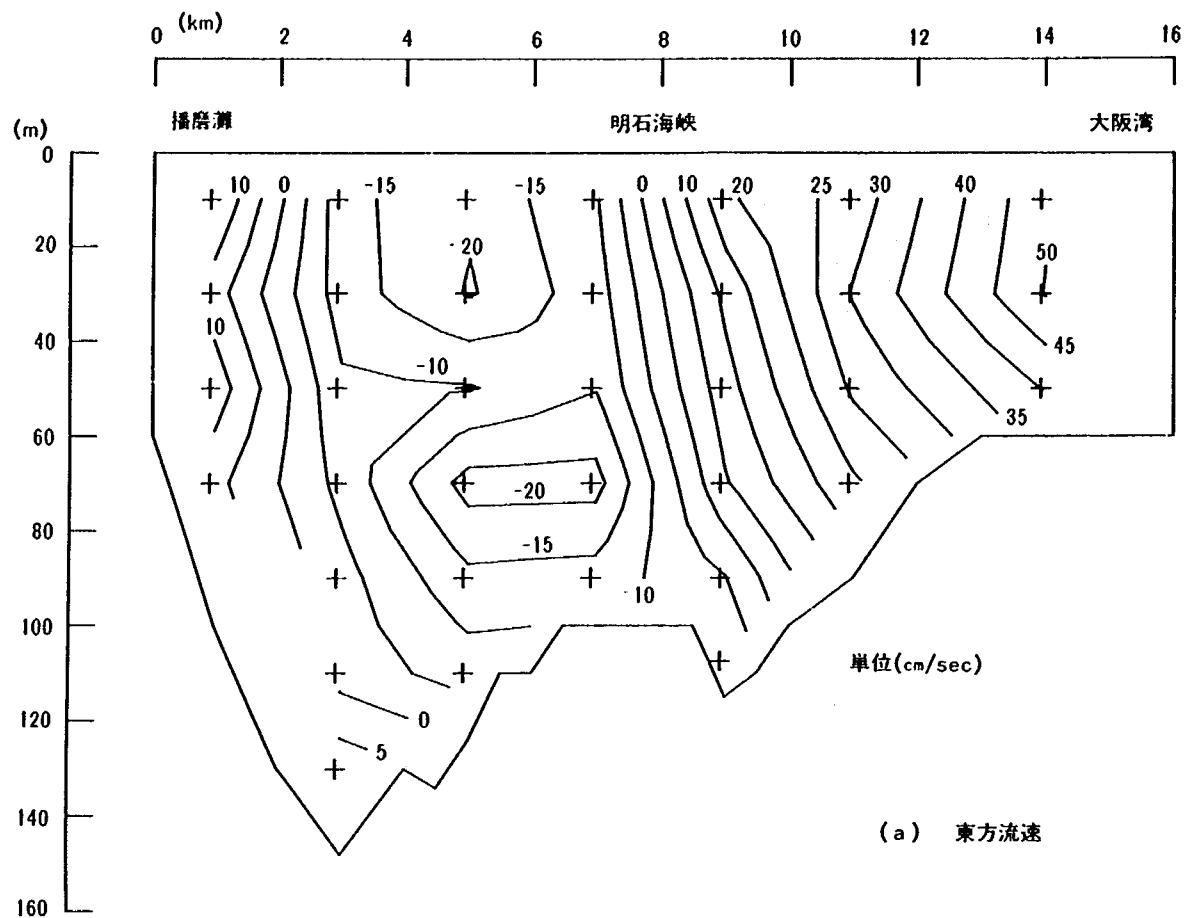


図8-5-9 III断面における恒流流速分布

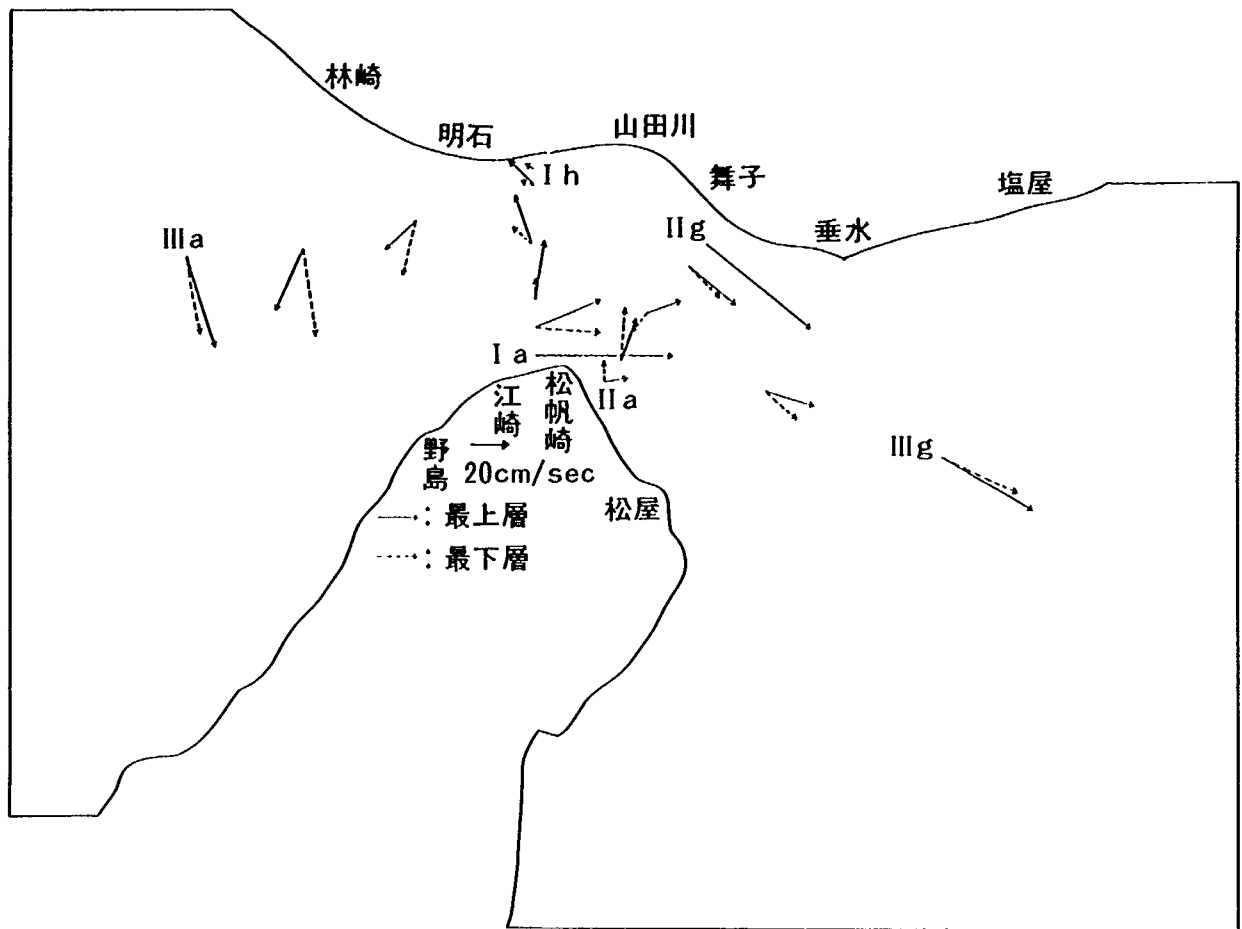


図 8-5-10 恒流ベクトル図

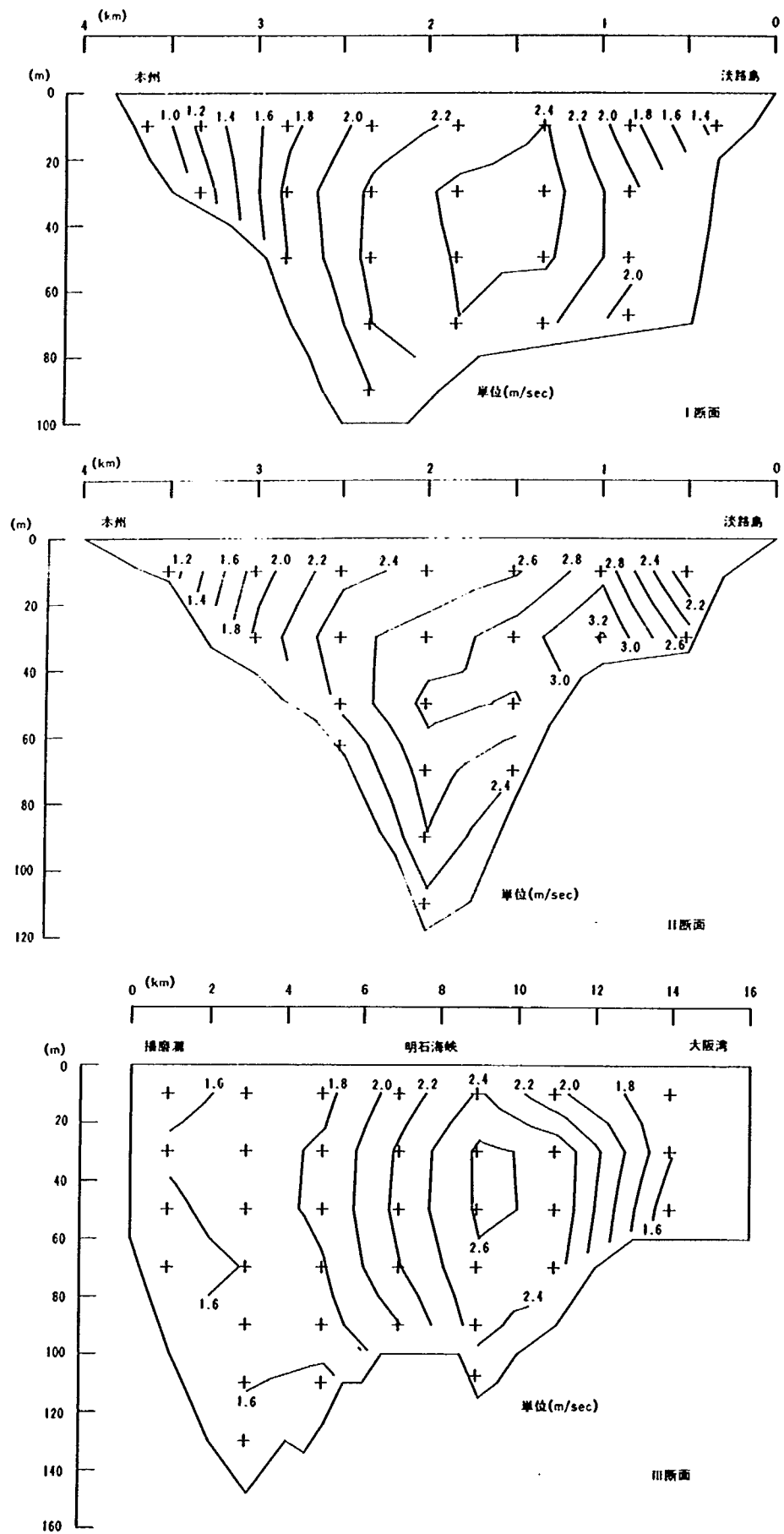


図 8-5-11 1次分潮流楕円の長軸流速分布

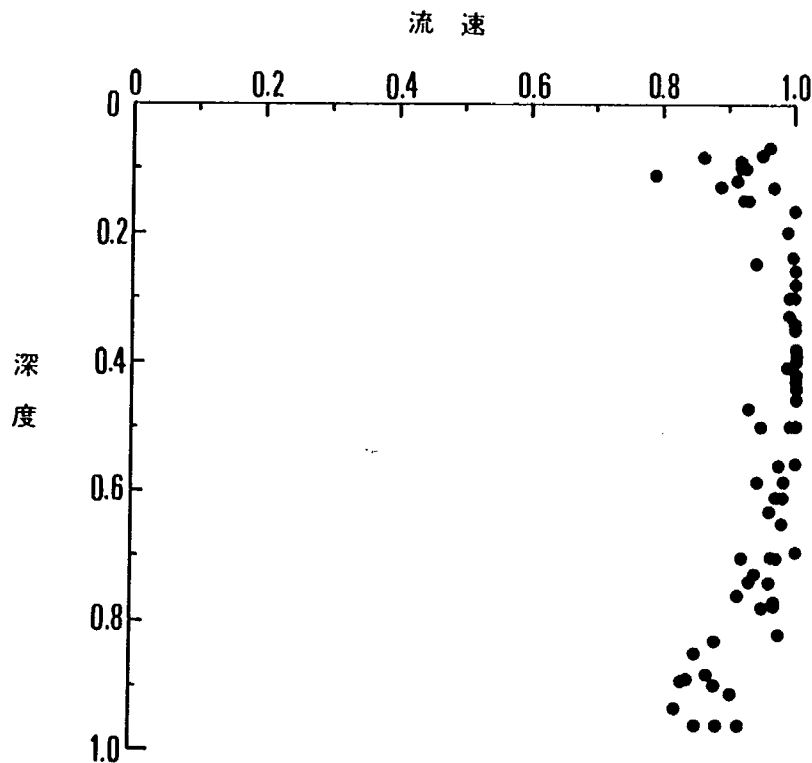


図 8—5—12 楕円長軸流速の鉛直分布

速は最高流速の 8 割程度と考えられる。

1 次分潮流の潮流時差の各断面での変化を図 8—5—13 に示す。潮流時差の基準地点は II 断面の近く、本州側離岸距離約 1,000 m の比較的水深の浅い場所にある。時差が大きくなれば、基準地点と比較して潮流の位相が遅れる。I 断面および II 断面の時差分布から、岸に近いほど位相が早くなることがわかる。断面を通過する流量の位相は各断面で等しいことから、浅海部で流速の位相が進めば、深海部で補完的に潮流位相は遅くなる。ただし浅海域の面積は一般に深海域の面積より小さいため、前者では時差の変化は大きく後者では小さくなる。これらのことが I, II 断面の時差分布から明らかとなる。III 断面の大阪湾や播磨灘では潮流時差が大きい。これは I, II 断面同様に、周囲の浅海域で位相が早くなり、深海域で位相が遅くなるためである。III 断面で最も水深の浅い III<sub>g</sub> で潮流時差が最も大きくなることから、時差はその地点の水深だけでなく周囲の状況が影響することがわかる。

次に 2 次分潮流楕円の長軸流速の断面内変化を図 8—5—14 に示す。2 次分潮流の指標として長軸流速を用い、どのような場合に 2 次分潮流が発達するかを調べた。I 断面では淡路島側で、II 断面では両岸付近で発達しており、中央部では影響が少ない。このことは III 断面にも現われており、海峡部では流速が小さく播磨灘で大きい。3 次分潮流以下の影響を乱れ強さとし、その分布を図 8—5—15 にとりまとめる。I, II 断面では 2 次分潮流の長軸流速が早い場所で大きな値を示しており、海峡両岸で大規模な変動が生じていることを表わしている。定常流に対する流速測定では図 8—5—3 に示すように西流時に A 1 で大規模な渦が観測された。周期流に対する実験では I 断面の本州側沿岸でそのような結果が見られず、定常流と周期流では渦の発生位置等に変化があると考えられる。III 断面の播磨灘では 2 次分潮流が発達しているが、乱れ強さに関しては III 断面内の他の場所と同様に小さい。こ

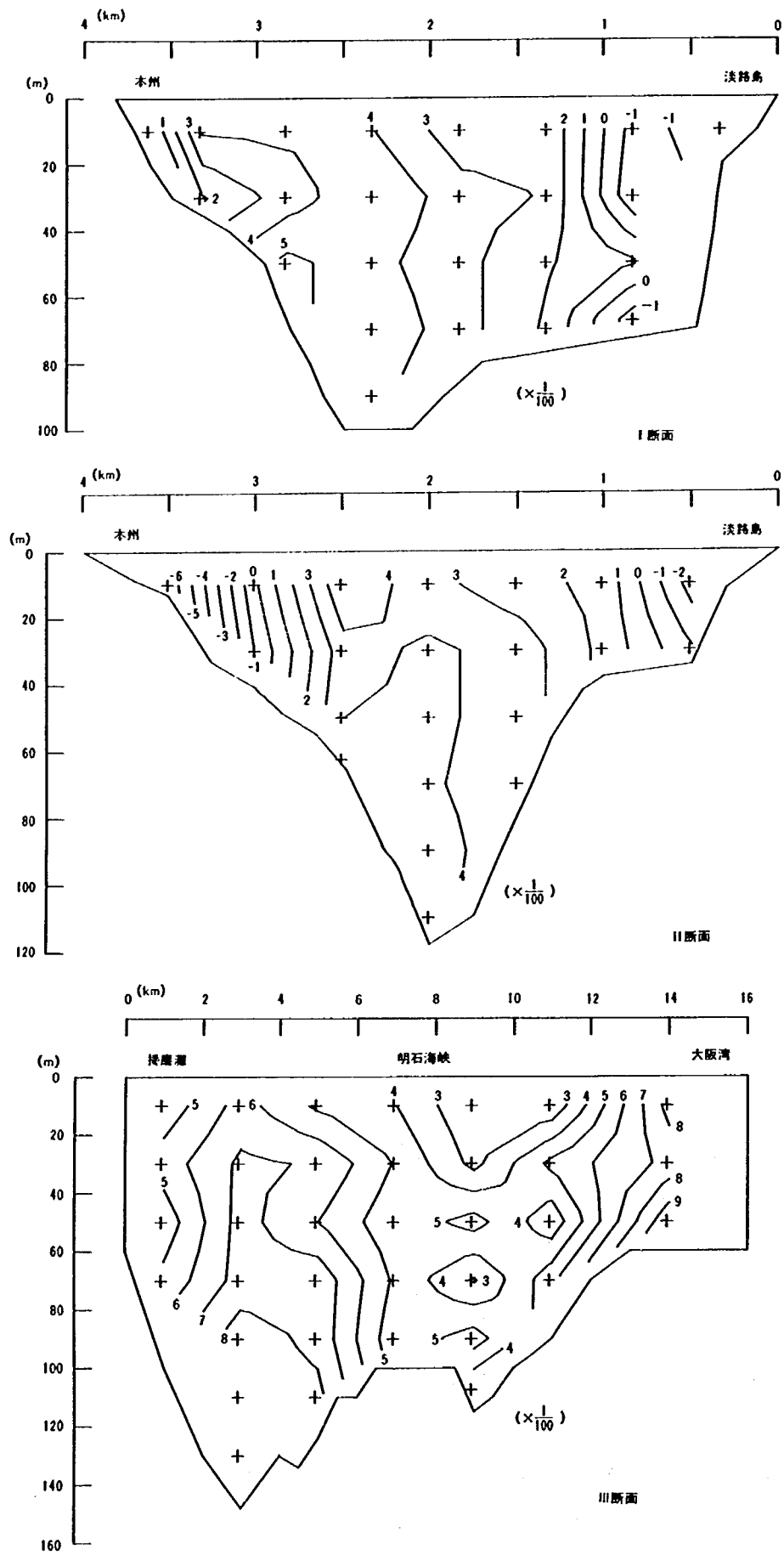


図 8-5-13 1次分潮流の潮流時差分布

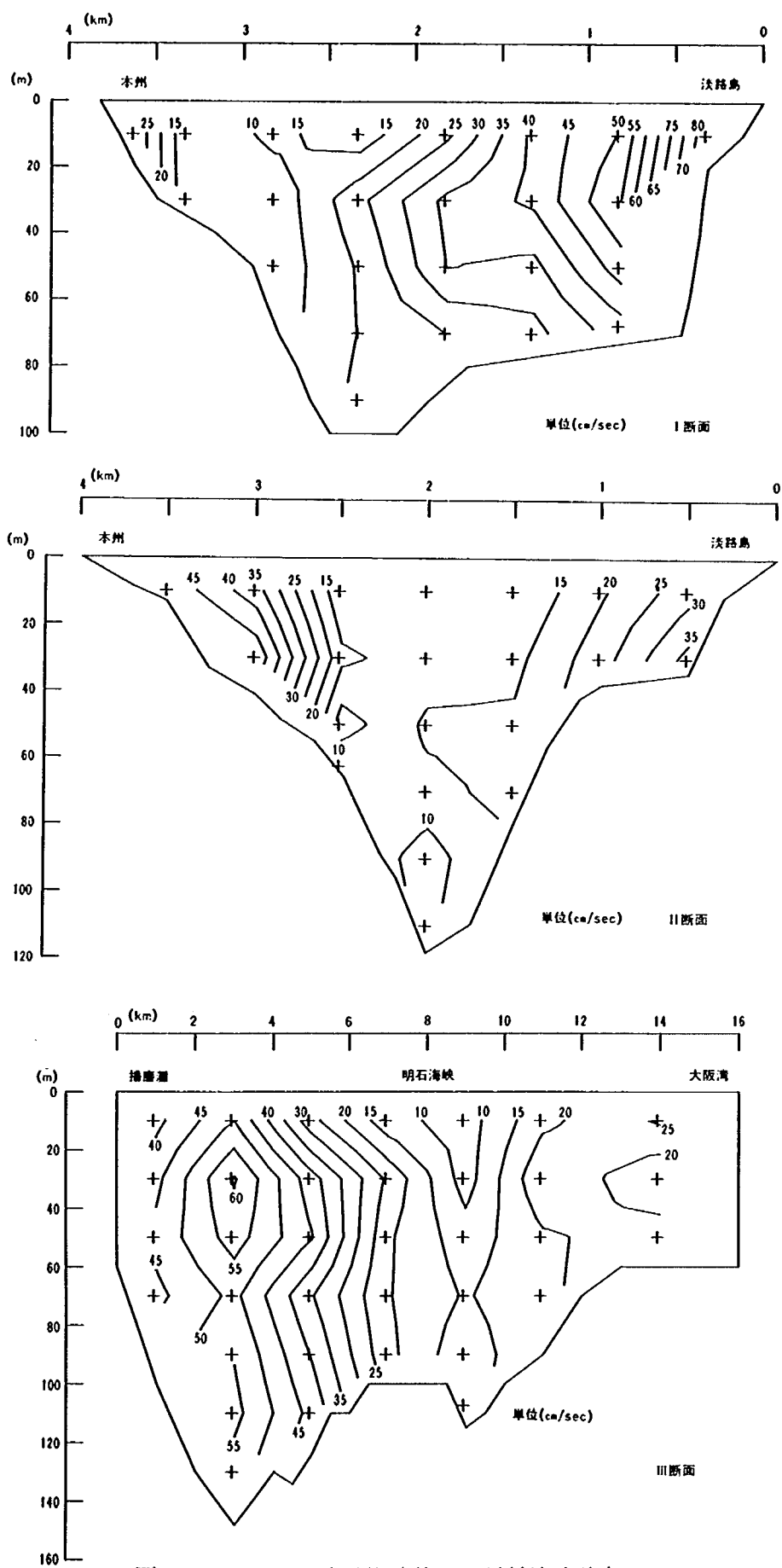


図 8-5-14 2次分潮流楕円の長軸流速分布

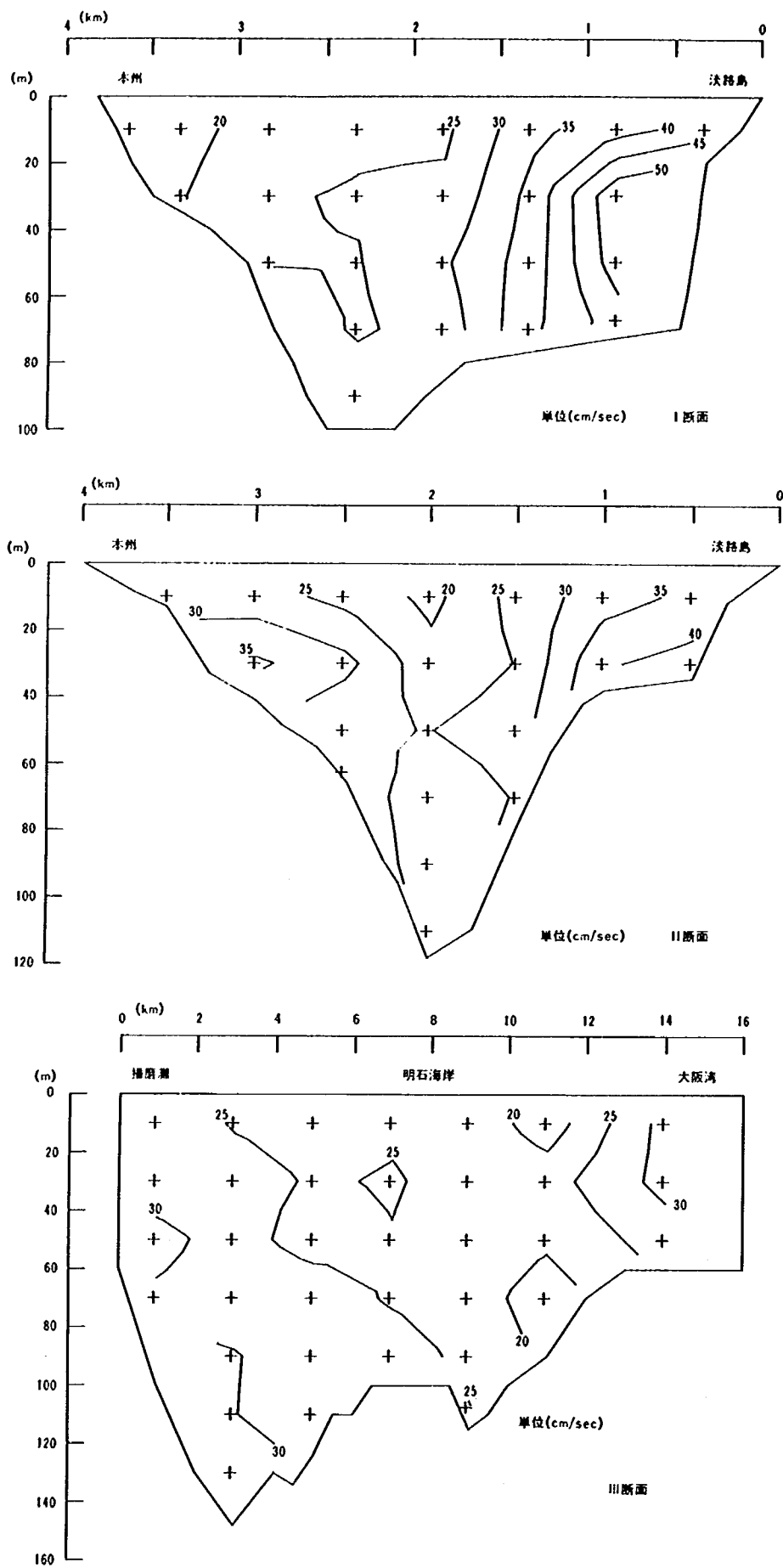


図 8—5—15 乱れ強さ分布

のことから、播磨灘での2次分潮流は海峡部の2次分潮流と性質の異なったものと考えられる。

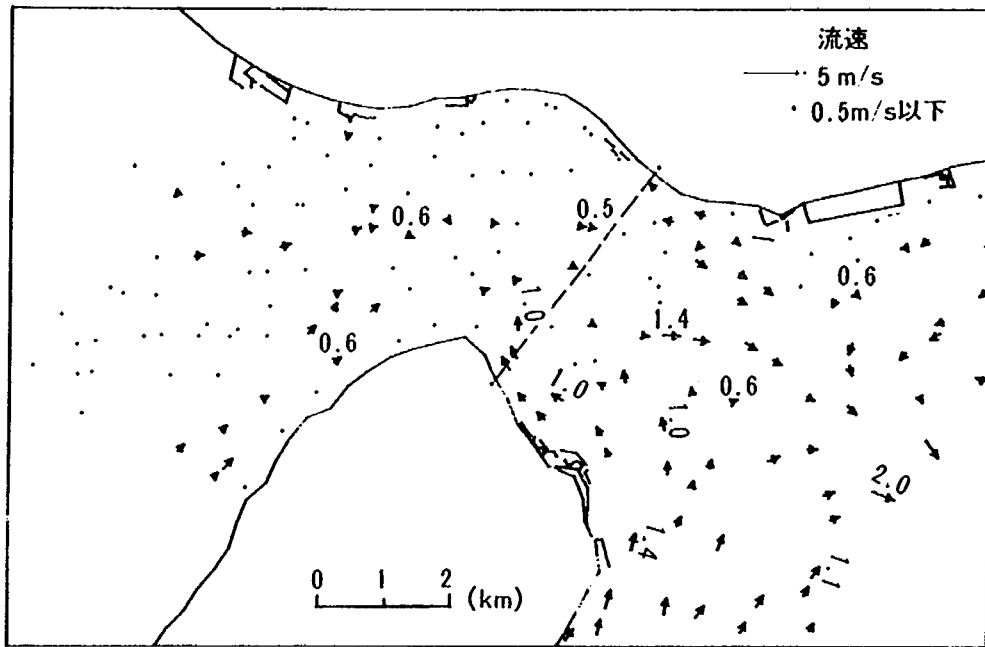
### 8-5-3 潮流流況

昨年度に引続き、模型潮流流況の現地流況に対する再現性の検討を行った。今年度は播磨灘での流況、橋軸付近での流況について検討した。

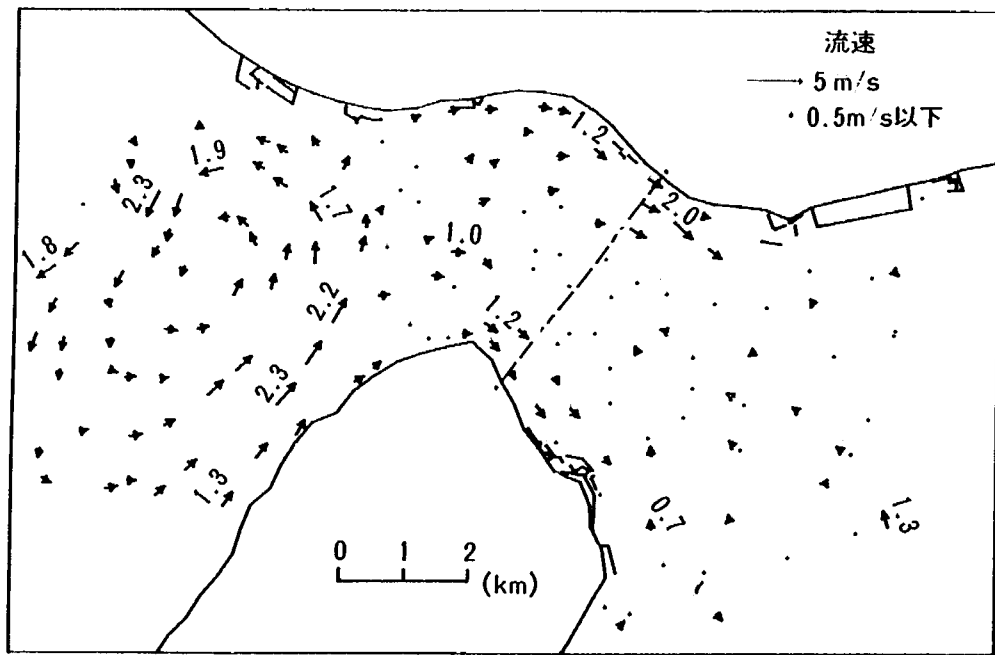
水槽の改良は8-4に示すとおりである。また昨年度は流向切換時を基準に測定を行ったが、本年度は海上保安庁水路部が作製した潮流流況図と同様に潮流予測地点(D点)での潮流位相から測定時期を決定した。

D点において転流が生じる時間における流況を図8-5-16に示す。図中の破線は橋軸位置を示す。東流から西流への転流時には、大阪湾側で兩岸に沿って海峡部へ向う流れが海峡入口で反転し大阪湾奥へ向う1対の循環流が存在する。西流から東流への転流時には播磨灘で大規模な反時計回りの循環流が存在する。これらの循環流はそれぞれ東流および西流時に発達したもので、図8-5-5に示される定常流通水停止時の流れと同じく保存性の強い流れである。潮流流況図と実験潮流では播磨灘に出現する環流の回転方向が異なることは昨年度指摘された通りである。既往の研究成果から播磨灘の環流の回転方向を調査した。図8-5-17に示す数値計算結果<sup>1)</sup>では転流時に現われる循環流は反時計回りである。また中国工業技術試験所の瀬戸内海水理模型による実験<sup>2)</sup>でも明石海峡から播磨灘にかけて図8-5-18に示すように反時計回りの恒流が確認されている。以上のデータから実験潮流として得た反時計回りの循環流は信頼性の高いものであることが確認された。

潮流の再現性として、全域での再現性ばかりでなく海峡中央部の架橋地点付近での潮流の再現性も問題となる。本州四国連絡橋公団では昭和48~49年度に橋軸付近の潮流観測を実施している。図8-5-19に示すように、調査海域は埋立予定地周辺および橋脚位置周辺に限られている。橋軸周辺の実験流況は図8-5-20および図8-5-21に示すとおりである。図8-5-20は水深10m位置での流速観測データをもとに、恒流成分、1次分潮流、2次分潮流を合成したものである。曲線上の黒丸は潮流位相を12等分した時刻における流速位置を示す。数字0は西流から東流への転流時である。図8-5-21に示す一連の流況図は図8-5-16の海峡中央部の拡大図に相当する。西流から東流への転流時を0として、潮流1周期を位相 $\pi/6$ ごとに12枚の流況図で表わしたものである。橋軸を示す破線上の●印は橋脚位置を表わし、この周辺がBおよびC海域であることを示す。橋軸周辺の現地流況と模型流況を比較した結果をまとめたのが表8-5-9である。現地流況は本州四国連絡橋公団資料<sup>3)</sup>による。模型での最大流速は恒流成分、1次分潮流、2次分潮流を合成して求めたものである。表8-5-9の結果から、模型実験ではかなり良好に現地流況が再現されていることがわかる。



(a) 東流から西流への転流時



(b) 西流から東流への転流時

図8-5-16 全域流況図

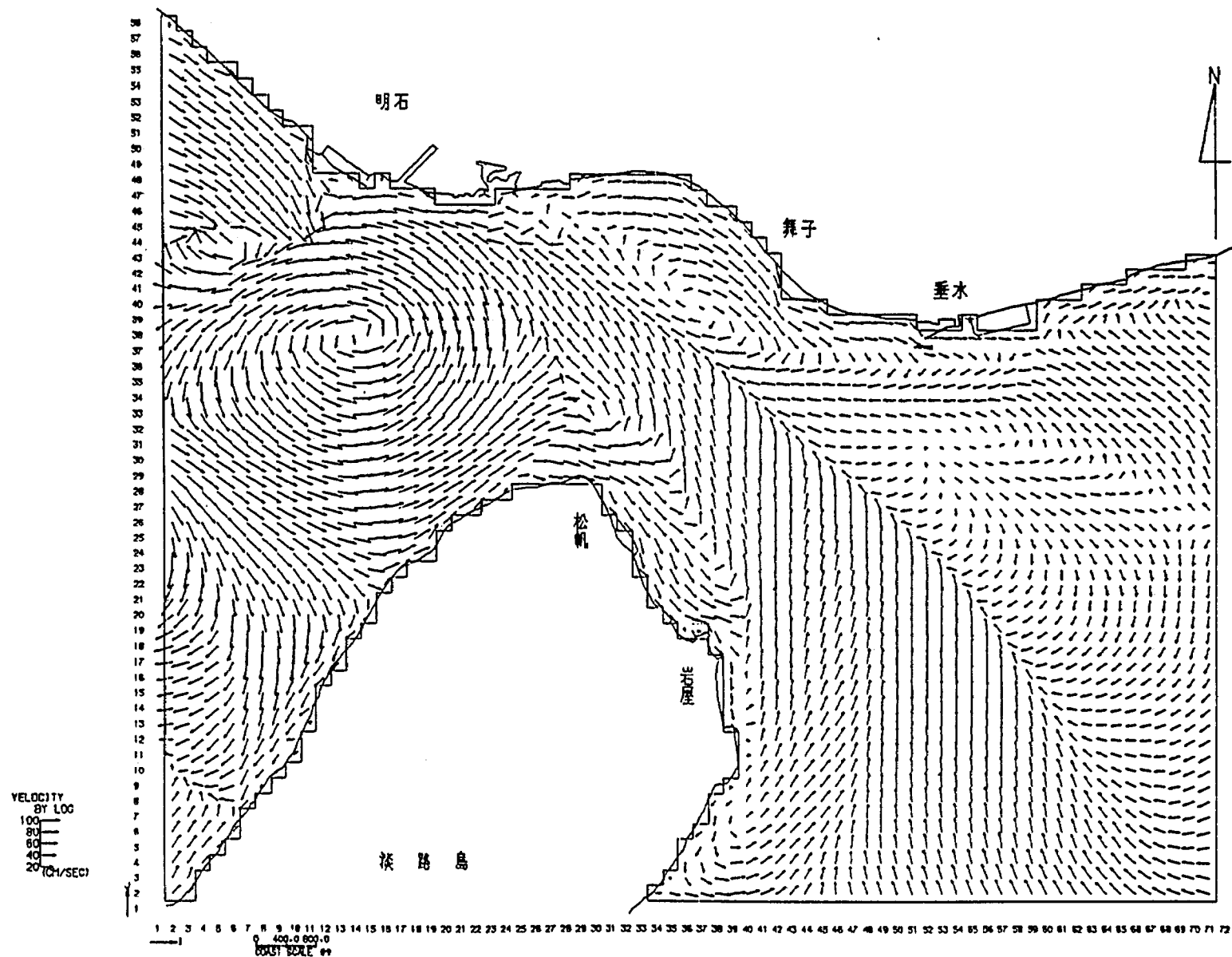


図 8-5-17 数値計算による潮流流況<sup>1)</sup> (平均大潮 西流から東流への転流時)

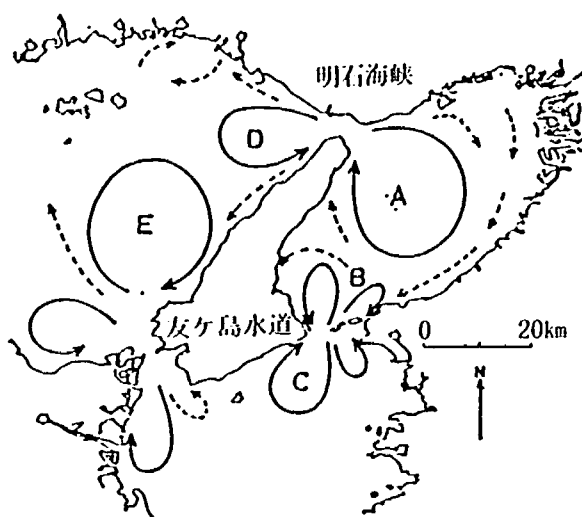


図8-5-18 大阪湾周辺海域の環流分布<sup>2)</sup>

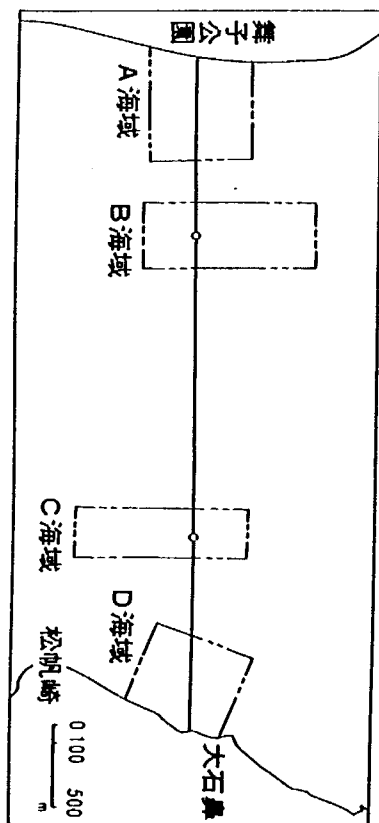


図8-5-19 現地調査海域

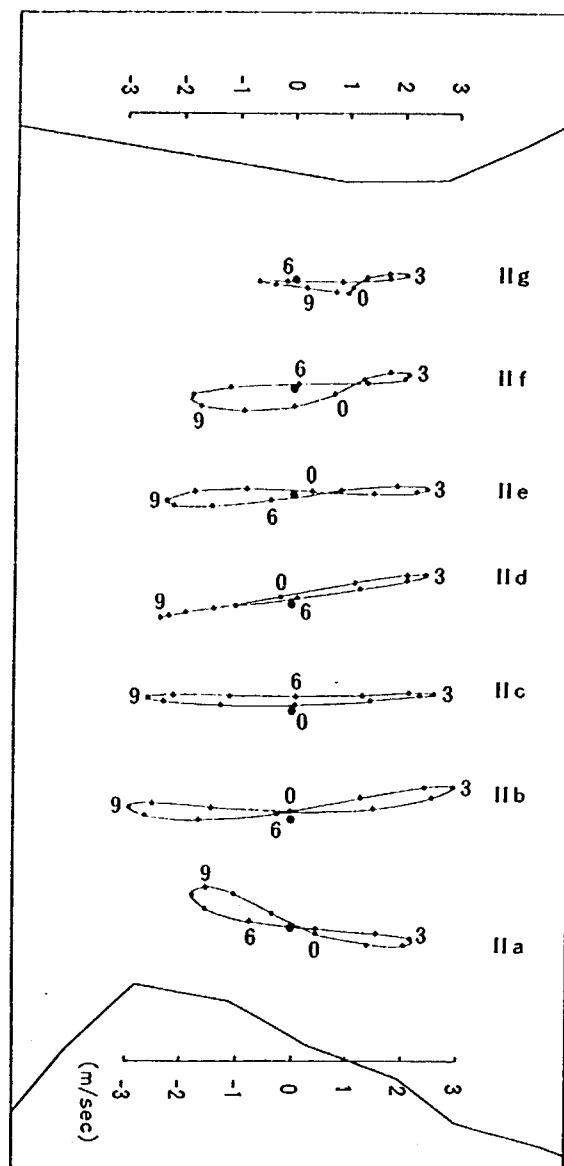
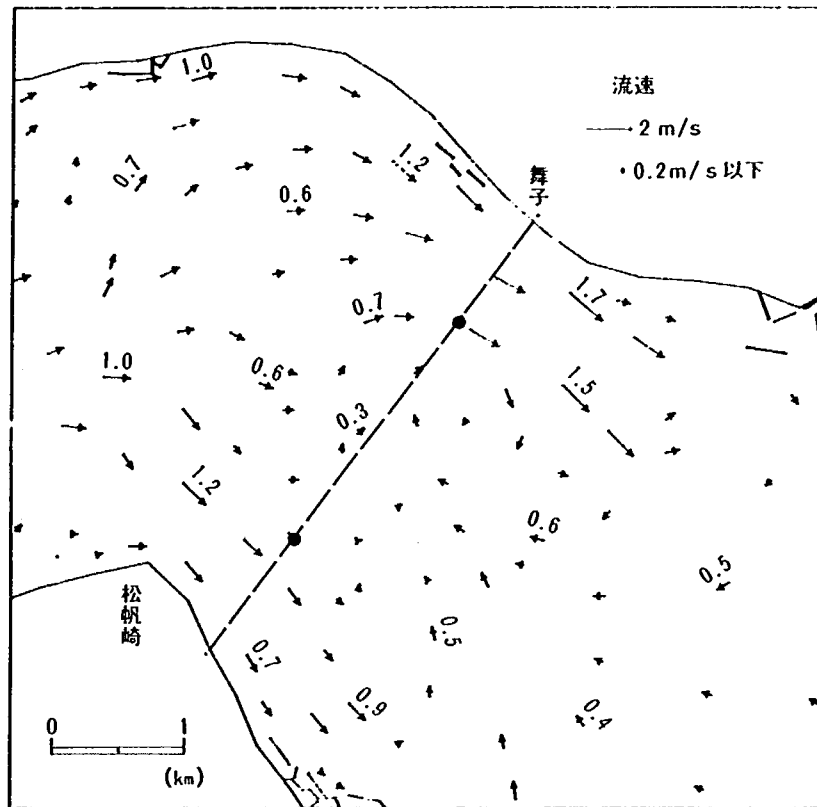
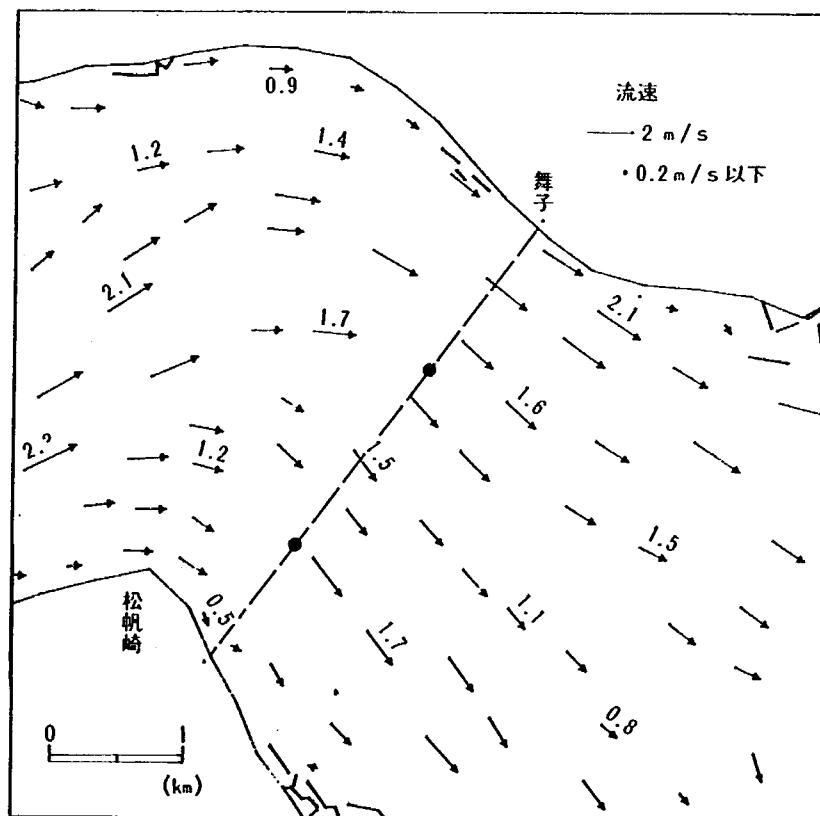


図8-5-20 橋軸上の流速ダイヤグラム

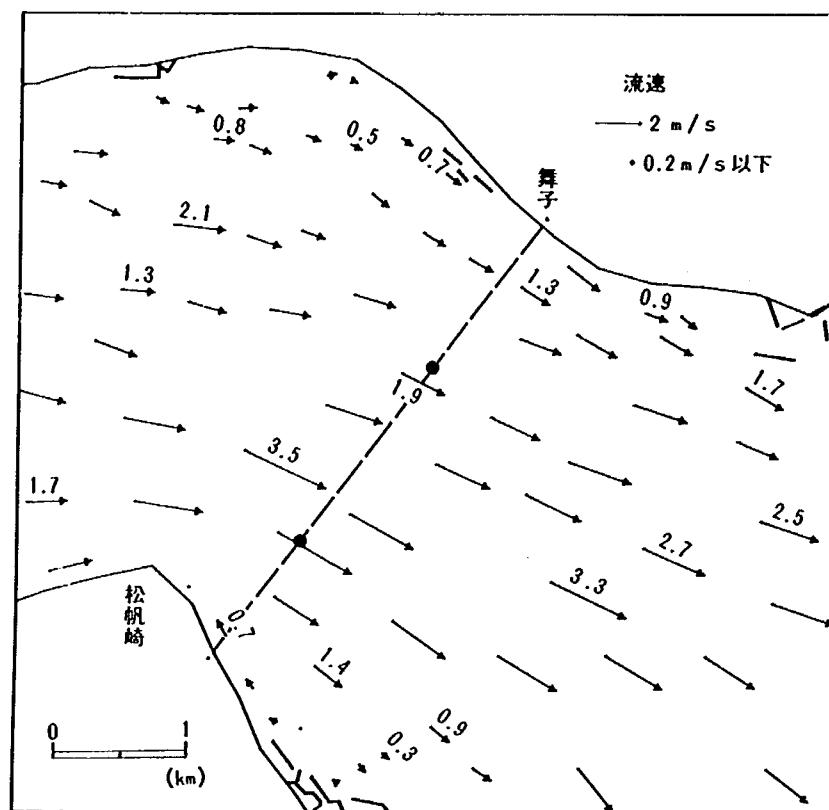


(a) 位相0：西流から東流への転流時

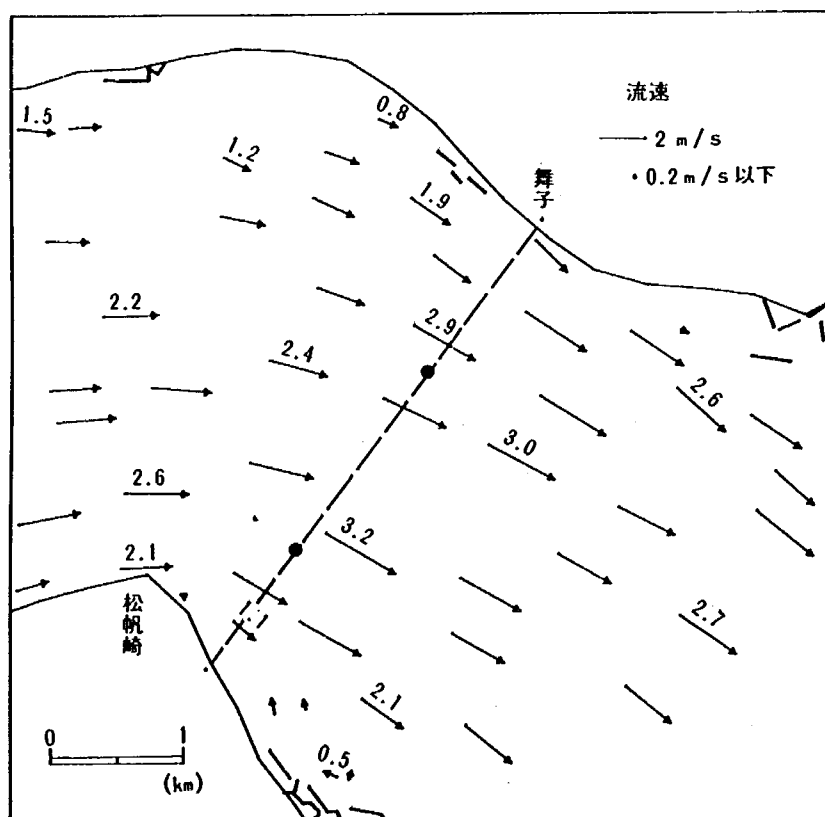


(b) 位相 $\frac{1}{6}\pi$ ：東流時

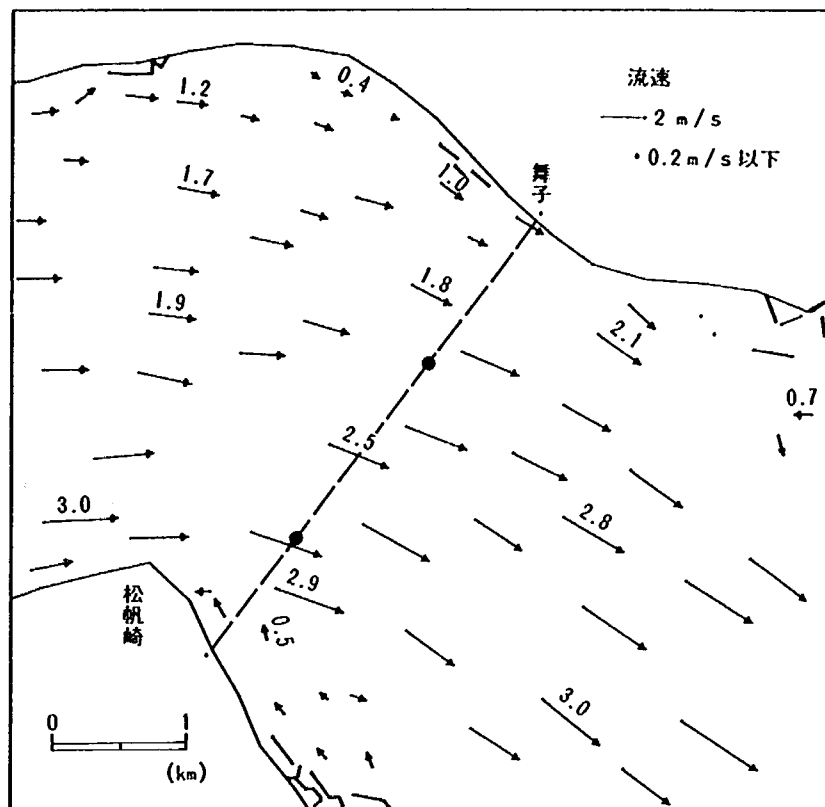
図8-5-21 橋軸周辺海域流況



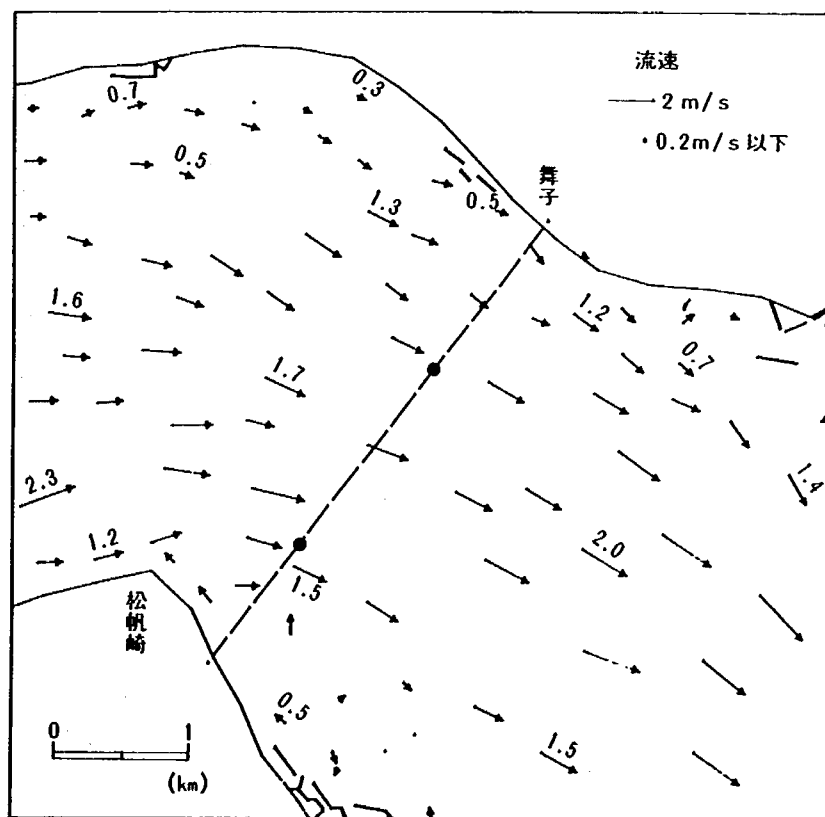
(c) 位相 $\frac{1}{3}\pi$ : 東流時



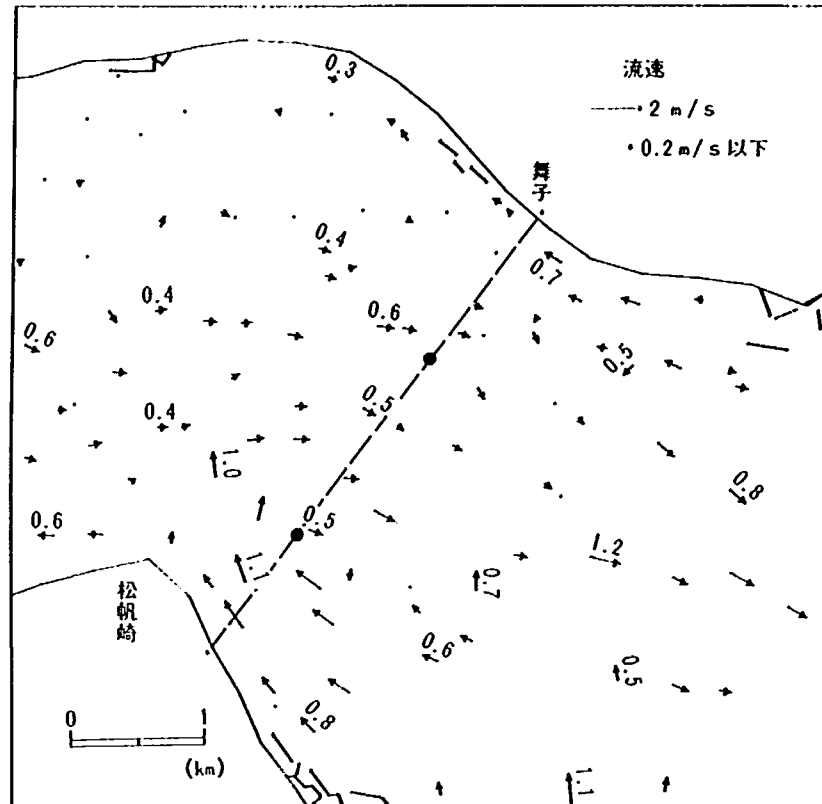
(d) 位相 $\frac{1}{2}\pi$ : 東流最強時



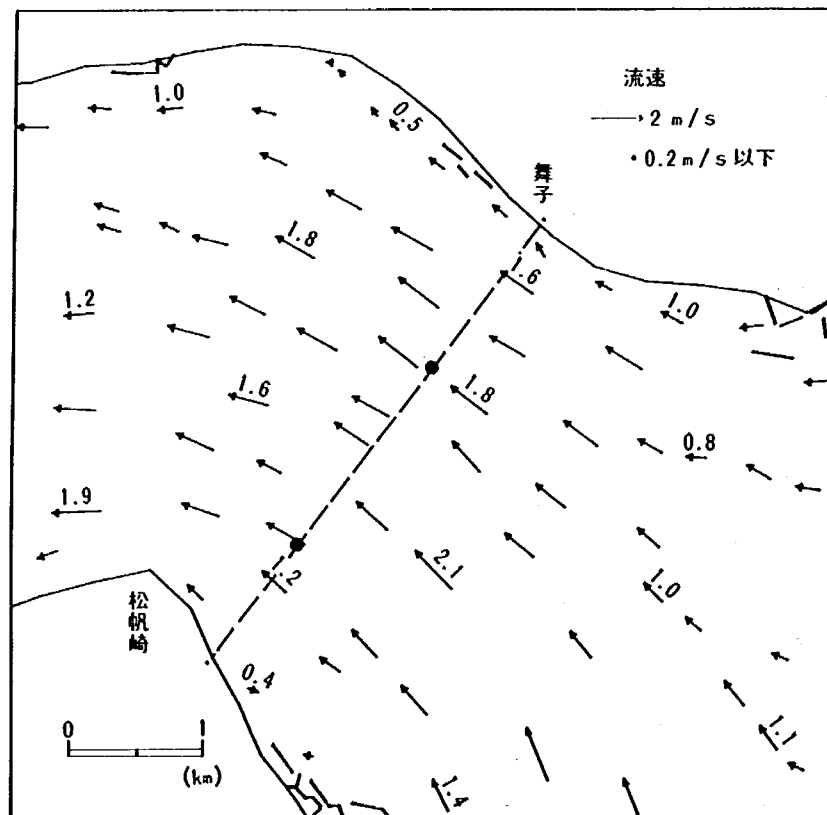
(e) 位相 $\frac{2}{3}\pi$ : 東流時



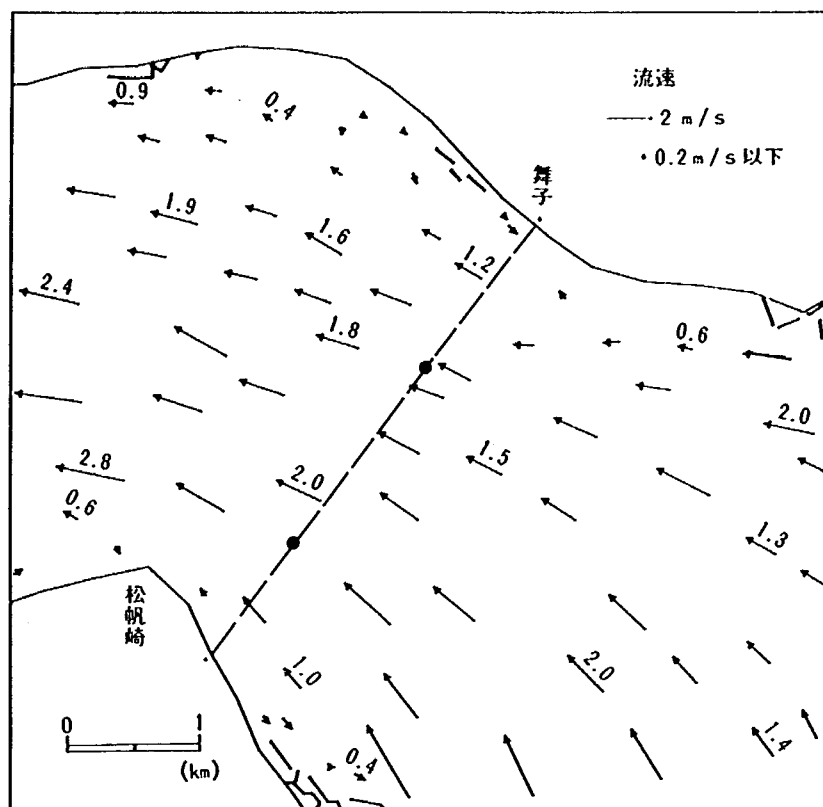
(f) 位相 $\frac{5}{6}\pi$ : 東流時



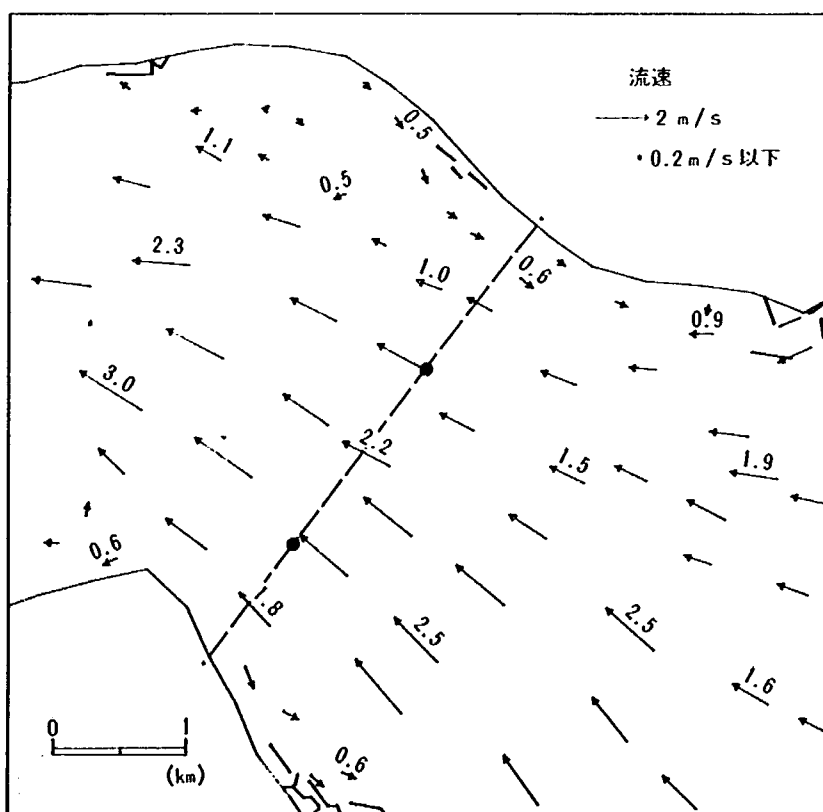
(g) 位相 $\pi$ : 東流から西流への転流時



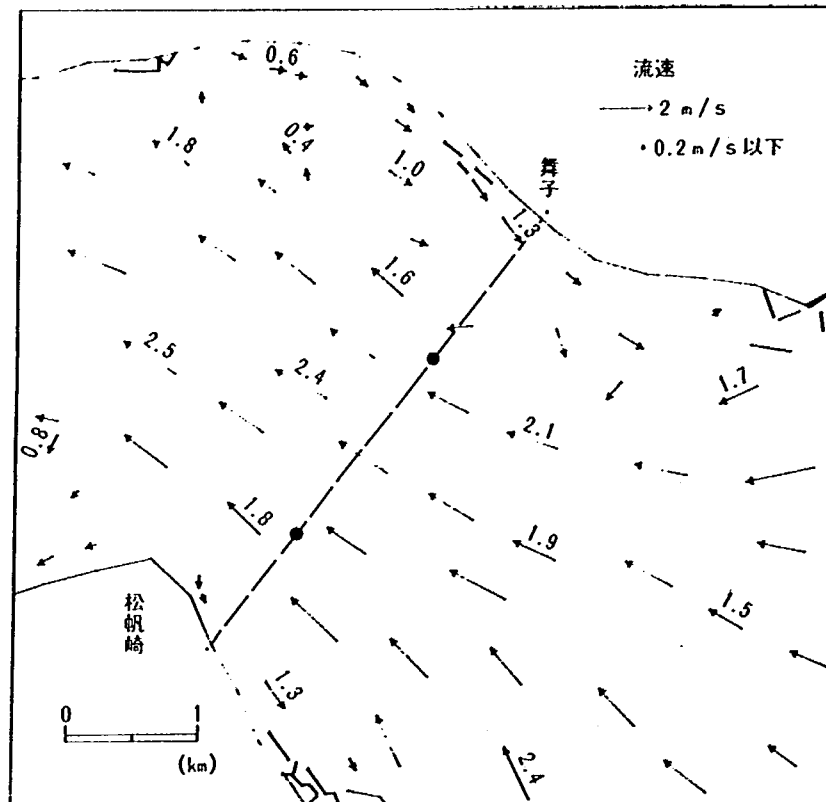
(h) 位相 $\frac{7}{6}\pi$ : 西流時



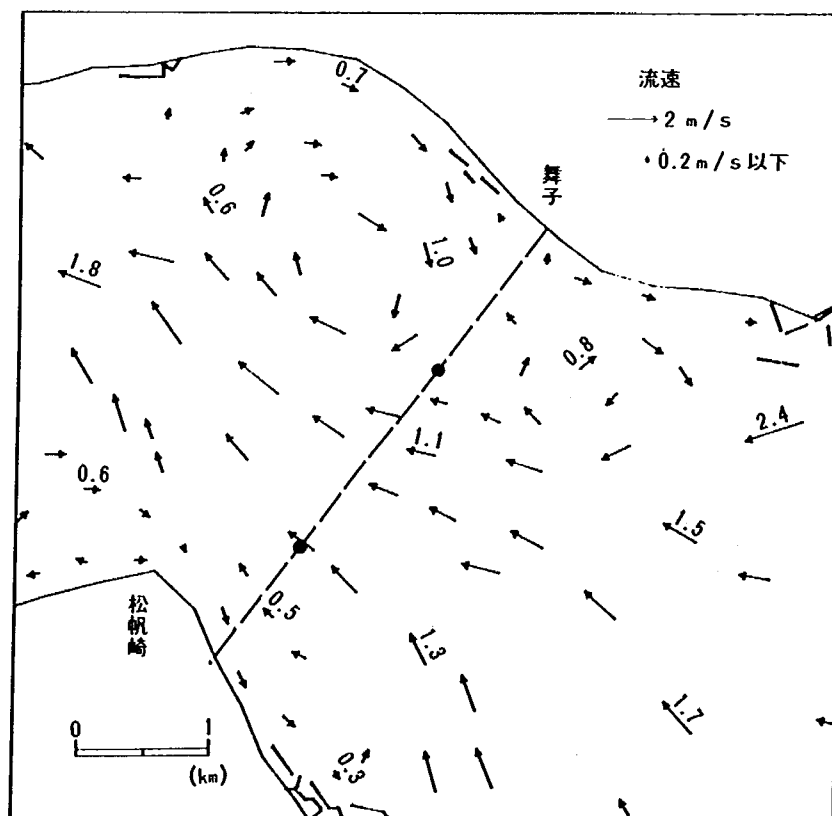
(i) 位相 $\frac{1}{3}\pi$ : 西流時



(j) 位相 $\frac{3}{2}\pi$ : 西流最強時



(k) 位置 $\frac{5}{3}\pi$ : 西流時



(l) 位相 $\frac{1}{6}\pi$ : 西流時

表 8-5-9 橋軸付近流況対比表

| 海域                | 現 地 流 況                                                                                                                                                                                                                                                                                    | 実 験 流 況                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               | 比 較                                                                                           |
|-------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|
| A 海域<br>(舞子側海岸付近) | <p><u>東 流 時</u><br/>潮流は海岸線に平行に流れる。<br/>流速は遅く、平均大潮期には沖合 300 m、水深 20 m の地点で最大流速 1.0 m/sec 強。</p> <p><u>西 流 時</u><br/>反流域が発達し、その範囲は平均大潮期で岸から 300 m 程度沖に達する。<br/>西向き流速は東流の場合 50% 程度である。</p>                                                                                                    | <p><u>東 流 時</u><br/>潮流は海岸線に平行に流れる。<br/>沖合 490 m、水深 10 m の地点 (II g<sub>1</sub>) で最大流速 2.05 m/sec 流況図から岸付近でも流速はあまり減速しないことがわかる。</p> <p><u>西 流 時</u><br/>反流域が発達、II g<sub>1</sub> でも西流最強時には東へ流れはじめる。反流域の範囲は 500 m 程度である。<br/>II g<sub>1</sub> の西流最大流速は 0.70 m/sec である。</p>                                                                                 | <p>流向は等しいが、実験流速の方が 2 倍程度早い。</p> <p>反流域が発達。<br/>その範囲はほぼ一致する。<br/>西流最大流速はほぼ一致している。</p>          |
| B 海域              | <p><u>流 速</u><br/>ピーク流速の出現回数は東流で 2.5 m/sec、西流で 3.5 m/sec 以下のものが 99% を占める。</p> <p><u>流 向</u><br/>表面流では潮流主方向は橋軸にはほぼ直交する。</p> <p><u>鉛直方向分布</u><br/>大潮期では、表層が最強時、中下層の流速は表層の 80~100% で海底まではほぼ一様である。<br/>中下層における潮止り時間は表層より若干 (30 分以内) 早くなる傾向がある。</p>                                             | <p><u>流 速</u><br/>沖合 990 m、水深 10 m の地点 (II f<sub>1</sub>) で東流最大流速 2.15 m/sec、西流最大流速 1.84 m/sec に達する。</p> <p><u>流 向</u><br/>潮流主方向は橋軸にはほぼ直交する。</p> <p><u>鉛直方向分布</u><br/>水深 10 m と 30 m の流速を比較すると、東流時にはほぼ同じであるが、西流時には下層の方が速い。<br/>下層の方が潮流の位相が早くなるが、その時間は 10 分以内である。</p>                                                                                  | <p>流速に関して直接比較できない。</p> <p>流向は一致している。</p> <p>西流時流速の傾向は一致していない。</p> <p>潮流の位相が早くなる傾向が一致している。</p> |
| C 海域              | <p><u>流 速</u><br/>松帆よりの強流帯の近傍に位置し、流速は大きい。</p> <p><u>流 向</u><br/>流況は地形の影響が大きく、東流でその様子を異にする。<br/>西流の場合は、淡路島の岸に沿って北西に向う。<br/>東流の場合は、流向が東北東から南東に向きを変える所にあり、流速が大きくなると沖へ向う傾向が強い。</p> <p><u>鉛直方向分布</u><br/>表層の流速を 100 とした場合、中層での流速は 60~110、下層では 40~110 となる。<br/>B 海域同様、潮止まり時間は 30 分以内で早く現われる。</p> | <p><u>流 速</u><br/>松帆側海岸より沖合 1,000 m、水深 10 m (II b<sub>1</sub>) 地点で東流最大流速 2.98 m/sec、西流最大流速 2.96 m/sec、a~g の測定位置の内で流速が最も早くなる。</p> <p><u>流 向</u><br/>西流時には流向が比較的安定しており、北西に向う。<br/>東流時には D 海域で生じる反流の影響を受ける。反流域が発達するとともに流向は沖向きになる。</p> <p><u>鉛直方向分布</u><br/>水深 10 m より水深 30 m の方が流速が早く、東流最大流速 3.31 m/sec、西流最大流速 3.16 m/sec に達する。<br/>上・下層の潮流位相は変わらない。</p> | <p>流速、流向ともよく一致している。</p> <p>鉛直方向の流速、潮流位相の特性は現地と模型で若干異なる。</p>                                   |
| D 海域<br>(松帆側海岸付近) | <p><u>西 流 時</u><br/>潮流は海岸線に平行に流れる。<br/>橋軸方向、岸から 250、400、600 m 地点で平均大潮時の流速は 1.0、1.5、2.0 m/sec となる。</p> <p><u>東 流 時</u><br/>松帆崎沖の強い流れによる反流域が発達。反流域と東流域の潮目は松帆崎から大石鼻 400~500 m の地点を結ぶ線上に見られる。<br/>潮目の沖側の流速は西流とはほぼ等しい。</p>                                                                      | <p><u>西 流 時</u><br/>潮流は海岸線に平行に流れる。<br/>橋軸方向、離岸 500 m、水深 10 m (II a<sub>1</sub>) 地点で最大流速 1.87 m/sec に達する。<br/>沿岸 250 m 程度の範囲で反流が生じる。</p> <p><u>東 流 時</u><br/>松帆崎沖の強い流れによる反流域が発達。反流域は松帆崎から岩尾の沖 800 m 付近に 3 角形状に発達する。橋軸付近では岸から約 500 m に達する。<br/>反流域の外側の流速は西流とはほぼ等しい。</p>                                                                                 | <p>西流時、東流時とも現地と模型で流況は一致している。</p>                                                              |

#### 8-5-4 実験結果のまとめ

水槽の特性検討実験は他の実験の基礎実験として行った。その結果をまとめれば次のとおりになる。

- (1) 潮流立上げ時の流速変化を測定して、潮流が安定するのに要する時間について検討した。この結果、定常流の場合は20分後から、また周期流の場合は2周期目から測定を開始すれば安定した潮流を観測できることを確認した。
- (2) 潮流の繰り返し再現性に関して定常流および周期流で測定を行い、十分な再現性を有することを確認した。
- (3) 定常流流下時に海峡周辺の9地点で流速測定を行い、流速の変動の規模および原因について検討した。流速変動は鉛直方向のレイノルズ数と無関係で水平方向の乱れが原因であり、大規模な乱れが生じる場所では流速変動のスケールは振幅0.5 m/sec（現地換算）、周期50~70 sec（模型）に達することが明らかになった。
- (4) 定常流の通水を停止し、水槽内に減衰振動を生起させ固有振動周期を求めた。水槽の固有振動周期は70秒前後であり、大阪湾、播磨灘を含めて水槽一体とした振動が生じることが明らかになった。また減衰時の流速振動が楕円振動であることから、定常流時に水槽内に生じる循環流の向きおよびその保存性が強いことが明らかになった。

海峡中央部の潮流特性調査実験では潮流の立体的構造を明らかにするために、東経135°線上（Ⅰ断面）、橋軸（Ⅱ断面）の2つの横断面および海峡の最深部を結ぶ縦断面（Ⅲ断面）の3断面、計80点で1周期の潮流流速を測定した。その結果は以下のとおりである。

- (5) 潮流の分潮流の楕円長軸流速をスペクトルで表わし、各分潮流の寄与率について検討した。その結果、3次以上の分潮流の寄与率が小さいことから、潮流流速を恒流成分、1次分潮流、2次分潮流、3次以上の乱れ成分に分離して扱った。
- (6) Ⅰ断面、Ⅱ断面を通過する恒流流速成分は、地形的な条件より恒流成分が発達する部分と、補償流として逆向きの流れが生じる部分に分かれる。同様なことは潮流時差にも生じる。浅海域では時差が進み、補完的に深海域では時差が遅れる。
- (7) 橋軸付近は断面積が狭いため、最も潮流が早くなる。
- (8) 楕円長軸流速の鉛直分布を調べると、水深の2~5割の深さで流速は一樣であること、その上層でも下層でも流速が低減していることがわかる。下層では底面摩擦により流速が減少する。上層での減速は2次流が原因と考えられる。
- (9) Ⅰ断面の淡路島側、Ⅱ断面の両岸で、2次分潮流、3次元以上の乱れ成分が発達しており、中央部では1次分潮流が発達している。

フロートを用いた流況測定を行い、播磨灘での流況および橋軸周辺の流況について、現地流況に対する再現性を検討した。

- (10) 模型実験の潮流と海上保安庁水路部が作製した潮流流況図では西流から東流に転流する時に播磨灘で生じる循環流の回転方向が反対である。しかし数値計算や他の模型水槽での潮流実験でも今回の実験と同じ方向の環流が出現することから、実験結果はかならずしも間違っていないことが明らかに

なった。

- (II) 橋軸周辺での現地流況と実験流況を比較検討した結果、模型実験ではかなり良好に現地流況を再現することが確認された。

#### 8-6 あ と が き

本年度は埋立前の潮流流速を海峡部の多地点で測定し、潮流の構造を立体的に解明した。しかし海峡部で発生する大規模渦の構造については十分な検討が行えなかった。来年度は埋立地建設後の潮流流速を測定し、潮流の平均的な流ればかりでなく、大規模渦の変化についても検討を行い、埋立の影響と対策を明らかにしたい。

#### 参 考 文 献

- 1) 本州四国連絡橋公団，センチュリリサーチセンタ株式会社；明石海峡大橋の作業基地が潮流に及ぼす影響に関する調査用資料作成報告書，昭和 59 年 3 月．
- 2) 上嶋英機，橋本英資，山崎宗広，宝田盛康；瀬戸内海の海水交換機構—ラグランジュ的手法による水埋模型実験—；第 31 回海岸工学講演会論文集，pp. 665～669, 1984.
- 3) 本州四国連絡橋公団第一建設局垂水工事事務所；明石海峡大橋検討概要書，昭和 54 年 3 月．

本州四国連絡橋の設計・施工に  
関する研究

土研資料第 2220 号  
昭和 60 年 3 月

建設省土木研究所橋梁計画官

要 旨

本四公団受託研究に関する59年度の報告書である。



郵便はがき

40円切手  
をはいて  
下さい

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地  
建設省土木研究所  
橋梁計画官  
行

No. \_\_\_\_\_

No. \_\_\_\_\_

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2220号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印