

本州四国連絡橋公団

受託研究報告 No.15

土木研究所資料
第2357号

本州四国連絡橋の設計施工に関する
研究報告

昭和61年3月

建設省土木研究所

Copyright © 1986 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

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

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委託された「本州四国連絡橋に関する調査試験」の昭和60年度報告書である。

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

(1)では直接基礎の支持力、(2)では明石海峡大橋の耐風性調査および大鳴門橋における自然風および対風応答データの解析、(3)では全体安全係数、(4)では塔基礎および築島の建設に伴う影響の評価、(5)では浮遊粒子状物質の拡散、(6)では長周期構造物の設計地震入力、(7)では剛体基礎の耐震計算法について、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, 設計, 施工, 基礎工, 耐風, 交通環境, 海中構造物, 耐震性

目 次

第1章 総 論	1
1-1 基礎工に関する調査試験	1
1-2 耐風に関する調査試験	2
1-3 明石海峡大橋の設計荷重に関する調査試験	3
1-4 海中構造物に関する調査試験	4
1-5 交通環境に関する調査試験	5
1-6 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験	6
1-7 明石海峡大橋剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験	7
第2章 基礎工に関する調査試験	9
2-1 まえがき	9
2-2 研究目的	10
2-3 支持力に関する形状係数についての文献調査	10
2-4 支持力に関する形状係数の検討	25
2-5 変位に関する形状係数の検討	43
2-6 まとめ	51
第3章 耐風に関する調査試験	53
3-1 調査概要	53
3-2 明石海峡大橋の耐風性調査	53
3-3 大鳴門橋における自然風および対風応答データの解析	69
第4章 明石海峡大橋の設計荷重に関する調査試験	99
4-1 まえがき	99
4-2 部分安全係数法導入の意義	99
4-3 全体安全係数の検討	100
4-4 部分安全係数法による明石海峡大橋主ケーブルの設計	105
4-5 あとがき	114
第5章 海中構造物に関する調査試験	115
5-1 まえがき	115
5-2 調査項目	115
5-3 実験の相似性について	115

5-4	実験方法	138
5-5	実験結果	138
5-6	主塔基礎周辺の拡散	152
5-7	影響の評価について	156
第6章 交通環境に関する調査試験		157
6-1	まえがき	157
6-2	実測調査方法	157
6-3	実測調査結果	159
6-4	鉛直方向濃度分布	166
6-5	水平方向濃度距離減衰	166
6-6	粒径別濃度分布	166
6-7	粒子状物質の定量分布	172
6-8	発生源別濃度寄与率の推定	176
6-9	まとめ	177
6-10	あとがき	177
第7章 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験		178
7-1	まえがき	178
7-2	気象庁一倍強震計の記録精度に関する実験的検討	178
7-3	長周期地震動の距離減衰特性の検討	195
7-4	まとめ	202
第8章 明石海峡大橋剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験		203
8-1	まえがき	203
8-2	剛体基礎の新耐震設計法	204
8-3	解析対象基礎	218
8-4	新耐震計算法の適用可能性の検討	221
8-5	まとめ	242

第 1 章 総 論

昭和60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) 基礎工に関する調査試験（基礎研究室）
- (2) 耐風に関する調査試験（構造研究室）
- (3) 明石海峡大橋の設計荷重に関する調査試験（橋梁研究室）
- (4) 海中構造物に関する調査試験（海岸研究室）
- (5) 交通環境に関する調査試験（交通環境研究室）
- (6) 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験（振動研究室）
- (7) 明石海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験（耐震研究室）

これらの受託研究を遂行するための経費の総額は23,700千円であった。以下に各課題の概略を紹介する。

1-1 基礎工に関する調査試験

一般の直接基礎の支持力解析及び変形解析は平面歪を仮定して、2次元剛塑性理論より得られた支持力係数を修正する形で3次元状態での支持力・変形を求める実用公式が提案されているが、明石海峡大橋の基礎の極限支持力算定法として考えられている分割法やR. B. S. M（剛体バネモデル）の場合は、直接、極限支持力が求められるので、これらの実用公式は適用出来ない。このため明石海峡大橋の支持力解析手法に適用できる簡便な形状効果の算定法を提案すべく形状効果に関する実験・研究・解析データなどの文献調査を行ない支持力解析として明石海峡大橋の設計条件である傾斜荷重（ $\tan \theta = 0.3$ ）に対応できる道路橋示方書の支持力公式を用いて地盤定数などの5つのパラメーターと帯状基礎を基準にした支持力比を目的変数とした一次結合による重回帰分析を行なうとともに有限要素法（F. E. M）を用いて鉛直および傾斜荷重作用時における変位に関する等価変形係数を求めることを目的として解析を行なった。これらの調査・解析についての結果および今後の課題をとりまとめると次のとおりとなる。

- 1) 直接基礎の支持力に関する形状効果についての文献調査結果より、 N_c 、 N_q 、 N_r のいずれの項にかかる形状係数も B/L が小なる範囲においては各種提案値にばらつきが大きい。これらの形状係数あるいは支持力係数については内部摩擦角(ϕ)の評価によっても変化するため有限要素法（F. E. M）等による3次元解析を行ない、その応力状態を把握しさらに支持力および形状効果に関する検討を加える必要があると考えられる。
- 2) 明石海峡大橋の設計条件である傾斜荷重（ $\tan \theta = 0.3$ ）に対応できる道路橋示方書の支持力公式を用いて地盤定数などの5つのパラメーター（ C 、 ϕ 、 θ 、 B 、 D_f ）と帯状基礎を基準とした支持力比を目的変数とした一次結合による重回帰分析を行なった結果 $C = 0$ 材、 $\phi = 0$ 材および C 、 ϕ 材とも重相関係数はともに0.85以上となっておりおおむね良好であったと考えられる。しかしながら今後は重回帰式については仮定した式と支持力公式との関係などについて検討を加える必要が

あると考えられる。

3) モデル条件を設定して有限要素法 ($F. E. M$) により換算変形係数を求めた。鉛直荷重作用時の地盤反力係数比は $F. E. M$ 計算結果、剛性基礎 ($L/B=10$) で 2 倍、弾性理論解による地盤反力係数比は剛性・たわみ性基礎 ($L/B=10$)、たわみ性基礎 ($L/B=100$) でそれぞれ 2.5、3 および 4 となった。また傾斜荷重作用時の変形係数比は 2 次元モデルの場合ポアソン比 $\nu=0.3$ 、0.4 の時 1.6、3 次元モデルの場合の変形係数はポアソン比 $\nu=0.3$ 、0.4 の時、縦方向変形係数、横方向変形係数で 2 および 3 となっている。しかしながらこれらの構造モデル条件を設定して求めた結果について一般性があるかどうかは今後データの蓄積をはかりさらに検討を加える必要があると考えられ、また、応力からの検討も必要となってくると思われる。

1-2 耐風に関する調査試験

今年度は明石海峡大橋の耐風性調査および大鳴門橋における自然風および対風応答データの解析を実施した。明石海峡大橋の耐風調査では、トラス補剛桁設計案のフラッター（ねじれモードあるいはねじれモードと鉛直たわみモードの連成した崩壊的な自励振動）に着目し、一様気流中および格子乱流中で風洞試験を行い、フラッターにおよぼす気流の乱れの影響を調査した。この結果明らかとなった事項は以下のとおりである。

- (1) 3 種類の格子により発生された乱流の乱れ強さは本橋架橋地点の自然風の乱れ強さの範囲と概ね等しかったが、乱れのスケールはかなり小さく、スケール比（乱れのスケールの補剛トラス主構間隔に対する比）は実橋に比べ 1 オーダ程度小さかった。
- (2) 上記のような格子乱流中での実験より本設計案のフラッター特性におよぼす気流の乱れの影響は迎角によって異なり、負の迎角では乱れ強さが大きくなるに従いフラッター限界風速が高まるのに対し、正の迎角 (3°) では乱れ強さが大きくなるに従いフラッター限界風速が低くなる傾向が明らかとなった。

大鳴門橋には建設前になされた耐風設計の妥当性を確認するために、また上述の明石海峡大橋の設計に資するデータを蓄積するために、自然風および対風応答を観測し記録するシステムが設置されている。本システムで観測されたデータは磁気テープに記録されるが、今年度はこのデータ解析用プログラムを作成し、観測されたデータを用い基本的統計量を計算した。その結果以下の事項が明らかとなった。

- (1) 今年度本橋観測システムでは磁気テープ 45 本のデータが収録された。記録された最大の平均風速は補剛桁位置で約 20 m/s であった。これらには 4 つの台風（台風 6 号、8 号、13 号、20 号）の影響による強風データも含まれている。
- (2) 平均風速および平均風向は大鳴門橋の橋軸方向にほぼ一様であった。
- (3) 台風時には平均風向および平均風速が時間的に徐々に変化するが、それ以外の強風では数時間の間その値がほぼ一定であった。
- (4) 主流方向風速の乱れの強さは概して小さく、5% 以下のデータも少くなかった。

- (5) 大鳴門橋の補剛桁で橋軸直角方向平均風速約20m/sにおいて観測された鉛直方向の振動加速度データは低次の固有振動数よりも高い振動数の成分が卓越していた。

1-3 明石海峡大橋の設計荷重に関する調査試験

(1) ま え が き

本調査試験は、明石海峡大橋の設計に限界状態設計法を適用するために必要な荷重係数、全体安全係数等を明らかにすることを目的として実施するものであり、過年度において、活荷重係数及び死荷重係数の検討が行なわれている。本年度は、全体安全係数について検討を行なうとともに、限界状態設計法により明石海峡大橋主ケーブルの設計を行ない、限界状態設計法導入の利点の把握について、定量的アプローチを試みるものである。

(2) 全体安全係数検討

全体安全係数(r_G)は、本来

- i) 荷重作用の不正確さの評価
- ii) 構造物中の予期し難い応力分布
- iii) 建設中に生じる寸法精度の変化
- iv) 構造物の社会的的重要性

等を考慮して決定する係数である。この係数を求めるには、上記各項目について定量的に把握し、確率論的なアプローチを行なう必要があるが、現在までのところ、その実行は、極めて困難である。そこで、本検討では、死荷重係数、活荷重係数、支間長を変数とし桁中央の曲げモーメントを対象に次式をもって許容応力度法とのキャリブレーションを行ない、パラメトリックに全体安全係数を算定するものとした。

$$r_G = \frac{1.7 \phi (M_D + M_L)}{M_D^* + M_L^*}$$

ここに $M_D^* = f(r_D \cdot D)$

$M_L^* = f(r_L \cdot L)$

M_D : 死荷重規格値による曲げモーメント

M_L : 活荷重規格値による曲げモーメント

r_D : 死荷重係数

r_L : 活荷重係数

ϕ : 材料係数

r_G の算定結果は、支間長、死荷重係数、活荷重係数の各組み合わせに対しそれぞれ得られるが、以下のような仮定にしたがうと、 $r_G=1.05$ 程度となることが把握された。

i) 対象とする橋梁の支間長 : 130 m

ii) 死荷重係数 : 1.2

iii) 活荷重係数 : 2.513 (再現期間100年, 車間距離1.0 m, 波滞回数100回/日, 大型車混

入率20%, 支間130 mを条件にシュミレーションから得られた値)

(3) 限界状態設計法(部分安全係数法)による明石海峡大橋主ケーブルの設計結果死荷重係数, 活荷重係数, 全体安全係数の検討結果を踏まえて設定した3ケースについて部分安全係数法により主ケーブル必要断面積を算定し, 許容応力度による設計結果との対比を行なった。

設定したケースは以下の通りであり, ケース1は, 安全率を下限程度にとった場合, ケース3は, 明石海峡大橋の特殊性及び社会的重要性を考慮し, 安全率を高くとった場合, ケース2は, その中間程度の安全率を考慮した場合に対応している。

〔ケース1〕

r_D : 59年度成果から信頼度99.87%に対応する。ケーブルの死荷重係数1.03を用いる。

r_L : 58年度成果から大型車混入率20%, 再現期間100年, 渋滞回数1回/20日間を条件として得られる165を用いる。

r_G : 支間長130 mの橋梁を対象にキャリブレーションした場合に得られる105を用いる。

〔ケース2〕

r_D : 59年度死荷重係数算定時に考慮されなかった誤差等を考慮し1.1を用いる。

r_L : 58年度成果から, 大型車混入率20%, 再現期間100年, 渋滞回数1回/日を条件として得られる186を用いる。

r_G : 長大橋梁であることを考慮し120を用いる。

〔ケース3〕

r_D : 59年度死荷重係数算定時に考慮されなかった誤差等を考慮し1.2を用いる。

r_L : 58年度成果から大型車混入率20%, 再現期間100年, 渋滞回数10回/日を条件として得られる203を用いる。

r_G : 長大橋梁であることを考慮し, 130を用いる。

その結果, 部分安全係数法によると主ケーブル必要断面積(主ケーブル2本当り)は, 許容応力度法に比べ, ケース1で0.322(m²), ケース2で0.175(m²), ケース3で0.032(m²)削減されることが明らかになった。そして, ここで明石海峡大橋の社会的重要性及び特殊性を考え, かなり高い安全率を考慮したケース3においても, 許容応力度法に比べ経済的な設計結果がもたらされることが把握されたことから, 本検討により明石海峡大橋の主ケーブルの設計に部分安全係数法を導入することの意義を確認することができたと考えられる。

1-4 海中構造物に関する調査試験

明石海峡大橋の主塔基礎および作業基地は海中に建設される。これらの構造物の建設は, 潮流の流況や海水交換, 拡散等の現象に影響を生じる可能性がある。前年度までの調査により, 水理実験の手法上の問題として, 実験条件の設定や現地との相似性(再現性)について検討してきた。本年度はこれまでの成果をとりまとめ, 水理実験における影響評価の考え方を決定した。次に実験によって構造物建設の影響の評価を行った。

(1) 実験の相似性

実験の相似性において問題となるのは、物理現象に関する相似性と実験装置の再現性である。本実験では歪模型を用いているが、現地での観測データを検討した結果、その点について問題はないことがわかった。また、拡散に関する相似は厳密には成立しないが、歪が小さいことから実験での比較により検討する。実験装置の再現性については、連続稼動内での各周期間の再現性は非常に良いが、一旦装置を止めて再稼動する場合の再現性は悪いことがわかった。これは、周期設定誤差によるもので、影響の評価は連続稼動の中で行うことにした。

(2) 影響とその評価

影響を評価するにあたっては、その目的や時空間スケールによって見方を変える必要がある。以下にはその点をふまえ、影響の評価を行った。

・流況

海峡全体に関する流れの構造にはほとんど影響はないが、築島周辺の水質問題等については、短期的にも長期的にも影響が生じる可能性がある。また、長期的な問題として、舞子側の東流最強時に沿岸沿いの流れの向きが変わり、漁場の変化などの影響を生じる可能性がある。各論については、生物相の調査や狭領域での検討によって評価しなければならない。

・海水交換

海峡周辺での流れを支配する渦構造など、基本的な流れに影響がないことから、海峡での海水交換に大きな変化は生じないと考えられる。

・拡散

主塔基礎後流域では3～10倍程度拡散係数が大きくなることがわかった。これは、主流の構造そのものを変化させるものではなく、水質等にとってはむしろ望ましい影響である。

1-5 交通環境に関する調査試験

本調査試験は、浮遊粒子状物質の拡散予測のために、その調査を行い性状の解明を行うことを目的として実施している。

昭和58年度には、浮遊粒子状物質に関する文献を調査し、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挙動を明らかにするための調査に着手している。昭和59年度は、高架構造道路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て以下のようなことがわかった。

1) 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日平均風速との間には、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。

2) 道路端からの距離減衰

浮遊粒子状物質は、道路端から50m以上離れると、濃度および粒径分布が、バックグラウンド

地点とほぼ等しくなる。つまり、道路交通による浮遊粒子状物質の影響は、道路から50m以内に限られる。

本年度は、昨年度の調査結果をふまえ、道路端から50m以内の地域で、鉛直方向にも測定点を設け、拡散予測に必要なデータの積重ねを行い、その結果から推定されることをまとめると以下のようなになる。

- 1) 雨は、浮遊粒子状物質濃度の低減に大きな効果をもつと思われる。
- 2) 鉛直方向に濃度分布を調べると排出源高さ付近の濃度が最大となる。
- 3) 直角風および斜風の場合、道路近傍においては、風速が高い方が濃度が低くなるが、平行風の場合には、風速が高い方が濃度が高い。
- 4) 直角風および斜風の場合、道路の排源高近傍においては、濃度の距離減衰傾向がみられるが、平行風の場合は、特に風速の高い場合に、距離減衰がみられない。
- 5) 浮遊粒子状物質のうち粒径の大きなものについては、粒径の小さなものに比べて距離減衰が大きい。また、沈降速度を考慮してもその原因は明らかでない。
- 6) 粒子状物質の定量分析により、その化学的組成が明らかになった。その中で道路端で濃度の増加がみられるもののうち $Si \cdot Al \cdot Fe \cdot Ca \cdot Mg \cdot K \cdot Mn$ は、自動車走行にともなう巻き上げ、 $C \cdot SO_2$ は自動車の排出ガス中の粒子状物質、 S は排出ガス中の粒子状物質とタイヤゴムの摩耗、 Zn はタイヤゴムの摩耗の影響と考えられる。
- 7) 今回の調査データからは、自動車排気管と巻き上げという二つの発生源による、道路交通に起因する粒子状物質濃度への寄与率は、それぞれ25.3%、68.8%であった。

1-6 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験

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。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ものもある。こうした長周期構造物の設計地震入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。

以上のような観点から、本調査は明石海峡大橋の合理的な設計地震入力を設定することを目的として昭和60年度から開始されたものである。

本年度は、気象庁一倍強震計の記録精度について加振実験により検討するとともに、1983年日本海中部地震による64成分の気象庁一倍強震計記録の数値化を行い、長周期地震動の距離減衰特性について検討した。その検討結果をとりまとめると、以下のようなになる。

1) 気象庁一倍強震計の記録精度に関する実験的検討

長周期地震動特性の解明を図るために、最近、気象庁一倍強震計記録の解析が数多く実施され

ているが、同強震計の記録精度について検討された事例は必ずしも多くない。そこで、本調査では、気象庁一倍強震計の加振実験を行い、計器補正フィルターの妥当性について検討するとともに、一倍強震計記録から数値微分して求めた加速度による加速度応答スペクトルの精度について検討した。その結果、現状では、気象庁一倍強震計記録の計器補正フィルターの長周期側の遮断周期は20秒とすることが適当であると考えられ、また、その時の固有周期2～20秒の範囲における加速度応答スペクトル値（減衰定数5%）は十分な精度を有する加速度計（デジタル強震計）による加速度応答スペクトル値の1～1.2倍程度の値をとることが明らかになった。

2) 長周期地震動の距離減衰特性の検討

土木研究所では、現在までに、1968年十勝沖地震（マグニチュード7.9）による50成分および1968年日向灘地震（マグニチュード7.5）による51成分の気象庁一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てきた。本調査では、既往の検討に引き続き1983年日本海中部地震（マグニチュード7.7）による64成分の気象庁一倍強震計記録の数値化を行い、長周期地震動の距離減衰特性について検討した。その結果、気象庁一倍強震計記録から求めた最大速度の距離減衰特性は、既往のSMA C型強震計記録の統計解析から求め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、気象庁一倍強震計とSMA C型強震計がカバーする周期帯域の違いから直接比較することはできないことが明らかになった。また、既往の強震記録の統計解析に基づく加速応答スペクトル（減衰定数5%）の推定式から固有周期2秒の加速度応答スペクトル値を求め、これと気象庁一倍強震計記録より求めた同じ条件の加速度応答スペクトル値とを比較すると、一般に、前者の方が後者よりも2倍程度大きいことが明らかになった。

1-7 明石海峡大橋剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験

明石海峡大橋は、未固結の明石層に支持された巨大な基礎を有する橋梁となり、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となっている。従来、本州四国連絡橋の下部構造の耐震計算は、昭和49年9月の土木学会本州四国連絡橋の耐震設計基準同解説（以下本四耐震設計基準と呼ぶ）によって行なわれてきているが、基準が策定された昭和49年以後の各種の調査研究結果を総合すると、明石海峡大橋基礎の耐震設計に現行の本四耐震設計基準を適用するに際して、1)入力地震動の頭切り、2)有効地震入力、3)ばね係数、4)下部構造の減衰定数、5)耐震計算結果の安定照査法に対して検討を加えることが求められている。

本調査は、以上のような近年の耐震工学に関する新しい知見を踏まえて、明石海峡大橋の剛体基礎の耐震計算法を開発することを目的として、昭和59年度からスタートしたものである。昨年度は、動的サブストラクチャ法を基本とした新しい耐震計算手法の理論的背景に関してその可能性を検討した。本年度は、昨年度に引き続き、解析手法の検討を行い、これを応答スペクトル法を基本とした新しい耐震計算法として、その骨子を提案するとともに、提案手法を適用するに際して仮定すべき条件の精度及び影響を試算により検討した。

調査内容としては、動的サブストラクチャ法を適用し、有効入力の評価の可能な剛体2自由度系モデルの基本運動方程式を導き、この式を基本として、既往の研究による動的なばね係数及び減衰係数の簡易式を調査し、これらの適用性を検討した。次に、明石海峡大橋4A基礎（検討案）を解析対象とし、底面のばね係数及び減衰係数にVeletsosによる簡便式を用いて、ばね係数の変化が応答値に与える影響、ばね係数の振動数依存性の影響、減衰定数の決定法、及び有効入力の回転成分の影響について試算により検討した。

以上の調査の結果、次のような結果が得られた。

- 1) 底面及び側面の無次元複素ばね係数として種々の提案式がある。これらは、弾性論に従っているため、基礎全体としての、ばね定数の特性をよく表していると考えられるが、一方では誘導に際して用いられた仮定は、実際の地盤中の剛体基礎と完全に一致するものではない。したがってこれらの情報をもとに工学的判断を加えてばね定数の推定法を定めていくことが必要とされる。
- 2) 剛性の変化に対する応答値の変化を検討すると、複素ばねの実部及び虚部の増加に伴い、いずれの場合にも応答値は減少（加速度応答値を除く）するが、剛性実部の変化よりも虚部の変化に対する応答値の変化が大きなものとなっている。ただし、複素剛性の変化の極端な組み合わせの場合でも応答値の変化は、最大で40%弱であり、全体としては、工学的判断の幅でばね係数及び減衰係数を定め得る範囲と言える。
- 3) ばね係数及び減衰係数は、振動数によって変化するが、基本固有振動数に対するばね係数及び減衰係数を求め、この値を全振動数に用いた場合の応答値は、振動数依存性を考慮した場合よりもわずかに大きくなる程度でほとんど差がないといってよい。したがって、基本固有振動数に相当するばね係数及び減衰係数を用いてもよいと考えられる。
- 4) 複素剛性により与えられる減衰を粘性減衰により表すために固有振動数 f_1, f_2 において伝達関数の値が同じになるという条件を用いた。この手法による場合、どの成分の伝達関数に着目するかにより、求められる減衰定数が異なってくるが、水平入力に対する水平応答の伝達関数を用いた場合に伝達関数及び応答値が正解とよく一致する。ただし、この手法は、計算がやや煩雑であることから耐震設計に用いるためには簡略化が必要と考えられる。
- 5) 有効入力の回転成分を省略すると、正解に比較して最大変位及び最大回転角は増大し、最大応答加速度及び最大応答回転加速度はわずかに減少する。しかし、その変化は大きなものではなく、計算の簡略化を図るという観点から回転成分を省略して計算してもよいと考えられる。

以上の検討結果から、基本固有振動数に相当するばね係数及び水平入力に対する水平応答の伝達関数から得られる減衰定数を用い、有効入力のうち回転成分は省略して応答スペクトル法によって最大応答値を推定する耐震計算法が適用可能と考えられる。

第2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

2-1 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であり、その基礎は明石層、神戸層、花崗岩を支持層としている。

一般の直接基礎の支持力解析は、通常二次元剛塑性理論により行われており、その結果得られた支持力公式が、道路橋示方書などの各種基準に採用されている。この支持力公式は、均質地盤の全般せん断破壊の場合に適用されるものであり、明石海峡大橋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、または基礎寸法と比較して相対的に均質地盤と見なせない場合にはそのまま適用することはできない。このため、明石海峡大橋基礎の支持力解析あるいは変形解析は、分割法、RBSM、FEMなどにより行うものとされている。

これらの支持力解析あるいは変形解析は、解析手法の技術的限界、解析の容易さ、解析精度などを考慮して、いずれも平面歪を仮定して（二次元状態で）行うものとされている。一方、実際の構造物基礎の場合にはこの仮定は成立せず、三次元状態での支持力あるいは変形を求める必要がある。

このため、主として実験研究により、二次元基礎の支持力公式における支持力係数を修正するかたちでの、三次元基礎に対する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の鉛直荷重に対するものであるもので、昭和58～59年度に、模型実験によって長方形基礎（二次元状態と見なす）と円形基礎の支持力を比較した^{1),2)}

実験条件および実験結果の概要は、次のとおりである。

1) 実験条件

- 模型基礎の形状・寸法は、直径30cmの円形（実基礎の1/300）、および幅30cm、奥行1mの長方形。
- 荷重の傾斜角（鉛直方向からの角度）は、0°および16.7°。
- 地盤は下層が相対的に剛な平行二層地盤。
- 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（8.0）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。

2) 実験結果

- 上層均質地盤（ $h/B = 5.0$ または 8.0 ）の円形基礎の支持力は、荷重傾斜角がいずれの場合も、道路橋示方書などの実用公式により算定される値と大略等しい。
- 平行二層地盤（ $h/B = 0.6, 0.8, 1.0$ ）の円形基礎の支持力は、荷重傾斜角が0°の場合には、圧縮破壊における N_c の形状係数が全般せん断破壊における形状係数よりも小さいと考えられる

ために、道路橋示方書などの実用公式により算定される値より小さい。また、荷重傾斜角が 16.7° の場合には、円形基礎と長方形基礎の破壊形態が必ずしも同じではなくなると考えられるために、道路橋示方書などの実用公式により算定される値より大きい。

2-2 研究目的

直接基礎の支持力解析あるいは変形解析は、一般に平面歪を仮定して行われている。これに対して、実際の構造物基礎の場合にはこの仮定は成立しないので、三次元状態での支持力または変形を求めなければならない。

一般の直接基礎の場合には、二次元剛塑性理論により得られた支持力公式における各支持力係数(N_c, N_q, N_γ)に形状係数を乗じる形での実用公式が、主として実験研究により提案されている。しかし、明石海峡大橋基礎の支持力は、分割法またはRBSMにより求めるものとされており、この手法によればその支持力は、いわゆる支持力係数に関する成分の和というかたちではなく、一括したかたちで直接求められる。従って、一般の実用公式における形状係数は、そのままのかたちでは適用することができない。

すなわち、各支持力係数に対する実用公式の形状係数は、地盤定数(C, ϕ)、基礎寸法(B)、基礎の根入れ深さ(D_f)、荷重傾斜角(θ)などとは一般的には無関係の定数となっているが、各支持力成分の総和としての支持力に対する形状効果を考えれば、これらのパラメータに応じて異なる関数となる。

このため、総和としての支持力に対する形状効果とこれらのパラメータとの関係について解析を行い、明石海峡大橋基礎の支持力解析手法に対して適用できる簡便な形状効果の算定法を提案しようとするものである。

また、変位解析についても、支持力解析と同じように、形状効果を考慮する必要がある。このため、平面歪および軸対称モデルによるFEM解析などを行い、変形係数(E)に関する形状効果について検討を加え、その簡便な形状効果の算定法もあわせて提案しようとするものである。

2-3 支持力に関する形状係数についての文献調査

2-3-1 調査文献

直接基礎の支持力に関する形状効果について、以下の文献を調査し、形状係数についてのとりまとめを行った。

i) K. Terzaghi

"Theoretical Soil Mechanics" John Wiley 1954

ii) Aleksander. S. Vesic

"Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations" proc. ASCE. SM1.
pp45~73 1973

Ⅲ) A.W.Skempton

"The Bearing Capacity of Clay "

Building Research Congress 1951, pp 180 ~ 189.

Ⅳ) J.Brinch Hansen

"A General Formula of Bearing Capacity " D.G.I. Bull 1961

Ⅴ) G.G.Meyerhof

"The Ultimate Bearing Capacity of Foundations "

Geotechnique, Ⅲ-4. pp 301~332 1951

Ⅵ) 山口, 木村, 寺師

"極限支持力の精密解について "

第3回土質工学研究発表会, 昭和43年 pp 333~338

2-3-2 形状効果について

2-3-1に示した文献に述べられた内容のうち, 形状効果についてとりまとめ, 以下にその概要を示す。

Terzaghi は, 円形, 正方形, 長方形基礎の支持力を式(2.3.1.)で与えた。

$$\left\{ \begin{array}{l} q = 1.3 CN_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_r \text{ (円形直径 } 2R \text{)} \\ q = 1.3 CN_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_r \text{ (正方形 } B \times B \text{)} \\ q = (1 + 0.3 \frac{B}{L}) CN_c + \gamma D_f N_q + (0.5 - 0.1 \frac{B}{L}) \gamma B N_r \text{ (長方形 } B \times L \text{)} \end{array} \right. \dots\dots\dots (2.3.1)$$

ここに, C : 粘着力

γ : 単位体積重量

R, B : フーチング半径, 又はフーチング幅

L : フーチング長さ

N_c, N_q, N_r : 支持力係数で, 図-2.3.1に示す。図中, 破線は, 局部せん断破壊時の支持力係数を示す。

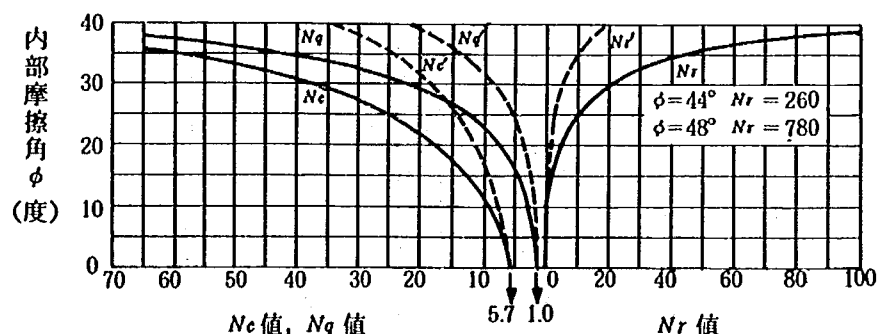


図-2.3.1 支持力係数 (Terzaghi 1954)

Vesic' は、形状効果を考慮した浅い基礎の支持力公式として、式 (2.3.2) を与えている。

$$p = CN_c\zeta_c + qN_q\zeta_q + \frac{1}{2}\gamma BN_r\zeta_r \cdots \cdots \cdots (2.3.2)$$

ここに、 C : 粘着力

q : 上裁荷重

γ : 単位体積重量

B : 基礎幅

N_c, N_q, N_r : 支持力係数

$\zeta_c, \zeta_q, \zeta_r$: 形状係数

支持力係数のうち、 N_c, N_q は、それぞれ、Prandtl, Reissner により求められたものを用い、 N_r については、Caquot, Kerisel により、近似的に与えられた $N_r = 2(N_q + 1)\tan\phi$ を採用している。表 - 2.3.1 に支持力係数値を示す。

表 - 2.3.1 支持力係数(Vesic')

ϕ (1)	N_c (2)	N_q (3)	N_r (4)	N_q/N_r (5)	$\tan\phi$ (6)
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.61	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

Vesic'の形状係数は、表-2.3.2に示すものであり、Ghentにおける実験結果から、基礎形状、内部摩擦角の関数として与えられている。

表-2.3.2 浅い基礎の形状係数

形状係数 底面形状	ζ_c	ζ_q	ζ_r
長 方 形	$1 + (B/L)(N_q/N_c)$	$1 + (B/L) \tan \phi$	$1 - 0.4 B/L$
円形・正方形	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \tan \phi$	0.60

ここに、 B ：基礎幅

L ：基礎長さ

ϕ ：内部摩擦角

N_c, N_q ：支持力係数

また、上載土のせん断抵抗を考慮する場合には、 N_c, N_q, N_r に乗ずる根入効果の係数(depth factor)として、Hansen による以下の形状係数を提示している。

$D/B \leq 1$ に対し、

$$\zeta_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D}{B}$$

$$\zeta_{rd} = 1$$

$$\zeta_{cd} = \zeta_{qd} - \frac{1 - \zeta_{qd}}{N_q \tan \phi}$$

但し $\phi = 0$ の時は、 $\zeta_{cd} = 1 + 0.4 D/B$

$D/B > 1$ に対し、

$$\zeta_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$\zeta_{rd} = 1$$

$$\zeta_{cd} = \zeta_{qd} - \frac{1 - \zeta_{qd}}{N_q \tan \phi}$$

但し、 $\phi = 0$ の時は、 $\zeta_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} (D/B)$

Skempton は、 $\phi = 0$ 材に対し、支持力公式を式(2.3.3)で与えた。

$$q = CN_c + P_o \dots\dots\dots (2.3.3)$$

ここに N_c は支持力係数であり、図-2.3.2で与えられる。

なお、Skempton は、近似的に以下の使用を提案している。

(I) 根入れ $D = 0$ に対し、

$N_{co} = 5$ 帯状基礎

$N_{co} = 6$ 正方形基礎、円形基礎

(II) $D/B < 2\frac{1}{2}$ の場合、

$$N_{cD} = (1 + 0.2 \frac{D}{B}) N_{co}$$

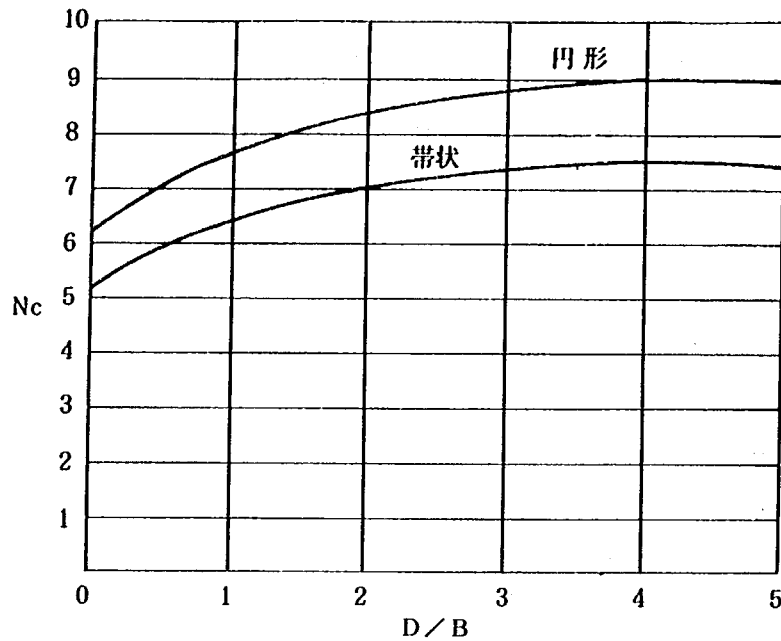


図- 2. 3. 2 $\phi = 0$ 材の支持力係数 (Skempton)

(iii) $D/B > 2\frac{1}{2}$ の場合

$$N_{cd} = 1.5 N_{co}$$

(iv) 任意の根入れに対する形状効果として,

$$N_c (\text{長方形}) = (1 + 0.2 \frac{B}{L}) N_c (\text{帯状})$$

Hansen は, 形状効果, 根入れおよび荷重の傾斜を考慮した一般化された支持力公式として, 式 (2. 3. 4) を示した。

$$q = CN_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + \bar{q} \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_r \cdot S_r \cdot d_r \cdot i_r \dots\dots\dots (2. 3. 4)$$

ここに, C : 粘着力

$\bar{q}$: 上載荷重

γ : 単位体積重量

N_c, N_q, N_r : 支持力係数

S_c, S_q, S_r : 形状係数

i_c, i_q, i_r : 荷重の傾斜による係数

d_c, d_q, d_r : 根入れの効果による係数

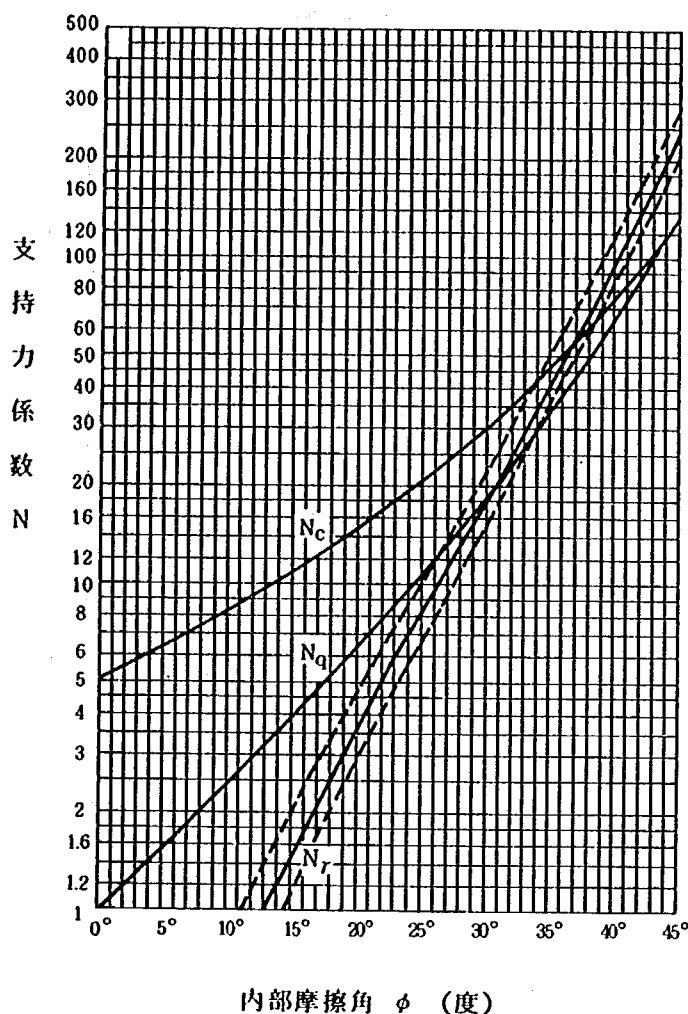
このうち N_c, N_q は, それぞれ Prandtl, Reissner による値であり, $N_r = 1.8 (N_q - 1) \tan \phi$ としている。Hansen の支持力係数を図- 2. 3. 3 に示す。

Hansen は, $L \geq B$ において, 形状係数を考慮するものとし, Meyerhof の実験値を包絡する実験式として次式を与えている。

$$S_c = 1 + (0.2 \tan^2 \phi) \frac{B}{L}$$

$$S_q = S_c - \frac{S_c - 1}{N_q}$$

$$S_r = 1 - \frac{1}{2} (0.2 + \tan^2 \phi) \frac{B}{L}$$



注) N_r の上側破線は、
Meyerhof による。また
下側破線は、Odgaard
による。

図- 2.3.3 支持力係数 (Hansen)

上載土のせん断抵抗を考慮するための係数 (depth factor) は、次式で与えられる。

$$d_r = 1$$

$$d_c = 1 + 0.35 \frac{D}{B} (D < B)$$

この係数は、円形すべり面を Hansen の塑性平衡状態に適用し、 $\phi = 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ$ について試算した結果、得られたものである。

D/B が大なる場合は、Meyerhof の実験値を満足する近似式として、以下の式を与えている。

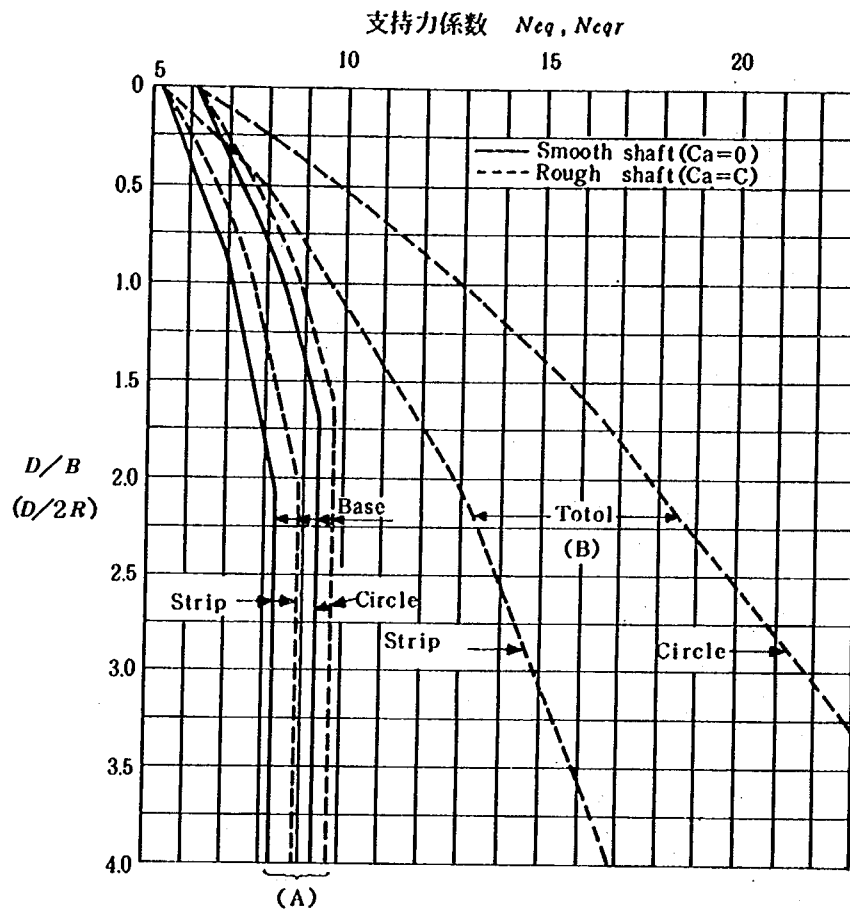
$$d_c = 1 + \frac{0.35}{B/D + 0.61(1 + 7 \tan^6 \phi)}$$

$$d_q = d_c - \frac{d_c - 1}{N_q}$$

Meyerhof は、根入れを考慮し、帯状基礎および円形基礎の支持力を式 (2.3.5) で与えた。

$$q = CN_c q + \gamma DKs \quad \dots\dots\dots (2.3.5)$$

ここに、 $N_c q$: 支持力係数で図- 2.3.4 に示す。



図中(A)は底面支持力を示し、(B)は基礎周面を完全に粗として、
(A)に周面摩擦を加算したものである。

N_{eq} : 帯状基礎の支持力係数

N_{eqr} : 円形基礎の支持力係数

図-2.3.4 支持力係数 ($\phi=0$)

図-2.3.5 に示すような長方形基礎に対しては、 $(L-B) \times B$ 部分を帯状基礎、その両端部を半径 $B/2$ の半円形基礎と考え、支持力係数を求めている。

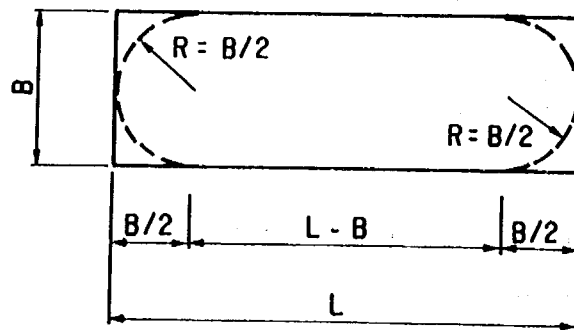


図-2.3.5 円弧部を持つ長方形基礎 (小判形基礎)

この時、

$$N_{cql} = \left(1 + 0.15 \frac{B}{L}\right) N_{cq}$$

N_{cql} : 長方形基礎 ($L \times B$) の支持力係数

N_{cq} : 帯状基礎の支持力係数

また、Meyerhof は、 $C = 0$ 材の形状係数について、幅 B が一定で、 L/B が異なる長方形基礎および円形基礎に関する載荷実験結果から、図 - 2.3.6 を与えている。

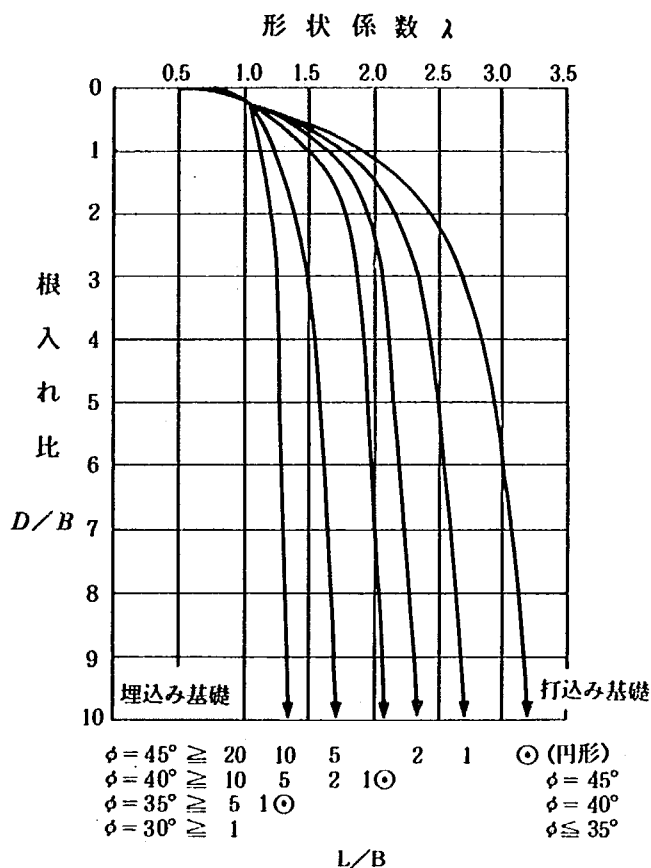


図 - 2.3.6 $C = 0$ 材の底面支持力に対する形状効果

$$\begin{aligned} (\text{任意形状底面支持力}) &= \lambda \times (\text{帯状基礎底面支持力}) \\ &= \lambda \times \gamma \times \frac{B}{2} N r q \end{aligned}$$

同図によると、形状係数(λ)は内部摩擦角のみならず、根入れ比 D/B によっても変化している。これは Meyerhof の支持力係数が、 γ 項と q 項を組み合わせで取り扱っているためである。

密な砂ほど形状効果は著しく、浅い基礎では、 L/B 小なるほど支持力が低いのに対し、 D/B が大きくなると、 L/B 小なるほど支持力は高い。また、内部摩擦角が低下すると、形状効果は減少し、ゆるい砂では、根入れ、形状によらず、支持力は一定となっている。

以上の各研究者によって提案された支持力に関する形状効果を取りまとめ、表 - 2.3.2 に示す。

表-2.3.2 支持力に関する形状効果

提 案 者		K. Terzaghi			A. S. Vesic			A. W. Skempton	J. B. Hansen			G. G. Meyerhof	
支 持 力 公 式	式	$q = CN_c + \gamma D_f N_q + \gamma \frac{B}{2} N_r$			$q = CN_c \zeta_c + q N_q \zeta_q + \frac{1}{2} \gamma B N_r \zeta_r$			$q = CN_c + P$	$q = CN_c S_c d_c i_c + q N_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_r S_r d_r i_r$			$q = \gamma \frac{B}{2} N_r$ $q = CN_c q + K \sigma_{TD}$	
	備 考	N_c, N_q, N_r : 支持力係数 D_f : 根入れ			$\zeta_c, \zeta_q, \zeta_r$: Vesicの形状係数			粘性土のみを対象($\phi=0$)	S_c, S_q, S_r : Hansenの形状係数 d_c, d_q, d_r : Hansenの根入れ効果を表す係数 i_c, i_q, i_r : Hansenの荷重の傾斜を表す係数			上式は、 $C=0$ 材、下式は $\phi=0$ 材に適用	
形 状 係 数	係数 形状	N_c の項に 乗ずる係数	N_q の項に 乗ずる係数	N_r の項に 乗ずる係数	ζ_c	ζ_q	ζ_r	N_c の項に 乗ずる係数	S_c	S_q	S_r	$\phi=0$ 材 $N_c q$ 項に 乗ずる係数	$C=0$ 材 $N_r q$ 項に 乗ずる係数
	円 形	1.3	1.0	0.6	$1+(N_q/N_c)$	$1+\tan\phi$	0.60	($N_{co}=6$) 1.2	-	-	-	1.15	図-25参照
	正 方 形	1.3	1.0	0.8	$1+(N_q/N_c)$	$1+\tan\phi$	0.60	($N_{co}=6$) 1.2	$B/L=1.0$ として、 長方形の S_c 式による	$B/L=1.0$ として、 長方形の S_q 式による	$B/L=1.0$ として、 長方形の S_r 式による	1.15	図-25参照
	長 方 形	$1+0.3 \frac{B}{L}$	1.0	$2 \times (0.5 - 0.1 \frac{B}{L})$	$1+(B/L) N_q/N_c$	$1+(B/L) \tan\phi$	$1-0.4 \frac{B}{L}$	$1+0.2 \frac{B}{L}$ ($N_{co}=5$)	$1+(0.2+\tan^2\phi) \times B/L$	$S_c - \frac{S_c-1}{\phi \geq 25^\circ \text{では}} S_q = S_c$	$1 - \frac{1}{2} (0.2 + \tan^2\phi) \frac{B}{L}$	$(1+0.15 \frac{B}{L})$	図-25参照
	特 徴	・実験値を帯状基礎の支持力と比較した結果、実験的に形状係数を設定			・Ghentにおける実験結果により設定 ・形状係数は、内部摩擦角にも依存				・Meyerhofの実験結果を包絡するよう、実験式として、定められた			・実験結果より設定	
支 持 力 係 数		・ N_c, N_q はそれぞれ、Prandtl, Reissnerの理論解による。			・ N_c, N_q は、それぞれPrandtl, Reissnerの理論解による。 ・ N_r はCaquot, Keriselの近似値 $N_r = 2(N_q + 1) \tan\phi$ による。				・ N_c, N_q はそれぞれPrandtl, Reissnerの理論解による。 ・ N_r は近似的に $N_r = 1.8(N_q + 1) \tan\phi$ による。				
備 考		形状係数は、基礎形状のみの関数			形状係数は、基礎形状および、内部摩擦角の関数							・Meyerhofは、 N_r, N_q を組合わせて、一つの支持力係数として与えている。	

道路橋示方書・同解説（下部構造編）においては支持力は、式（2.3.6）で与えられている。⁹⁾

$$Q_u = A' \left\{ \alpha \kappa N_c + \kappa q N_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B' N_r \right\} \dots\dots\dots (2.3.6)$$

ここに、

Q_u ：偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力(t)

c ：地盤の粘着力(t/m²)

q ：上載荷重(t/m²)、 $q = \gamma_2 \cdot D_f$

A' ：有効載荷面積(m²)

γ_1, γ_2 ：支持地盤および根入れ地盤の土の単位重量(t/m³)

ただし、地下水位以下では、水中単位重量を用いる。

B' ：偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)、 $B' = B - 2e_B$

B ：基礎幅(m)

e_B ：荷重の偏心量(m)

D_f ：基礎の有効根入れ深さ(m)

ただし将来、地盤の洗掘などの変動が予想される場合には、その分を差し引いた将来地盤線に対する根入れ深さとする。

α, β ：基礎の形状係数

κ ：根入れ効果に対する割増し係数($\kappa = 1 + 0.3 \frac{D_f'}{B'}$)

N_c, N_q, N_r ：荷重の傾斜を考慮した支持力係数

形状係数は、表－2.3.3に与えられている。

表－2.3.3 形 状 係 数

基礎底面の形状	帯 状	正方形, 円形	長方形, 楕円, 小判形
α	1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B'}{L'}$
β	1.0	0.6	$1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$
B', L' は下部構造編の図－解6.3.5による。ただし、 $\frac{B'}{L'} > 1$ の場合、 $\frac{B'}{L'} = 1$ とする。			

道路橋示方書における形状係数 α は、Terzaghiの N_c 項にかかる形状係数と同一値であり、形状係数 β は、Vesicの N_r にかかる形状係数と同一値となっている。

一方、根入れの効果を表わす κ ($\kappa = 1 + 0.3 \frac{D}{B}$)は、Hansenの $d_c \doteq d_q \doteq (1 + 0.35 \frac{D}{B})$ に比べ、安全側の係数を採用している。

図－2.3.7～図－2.3.10は、各形状係数値を比較したものである。図－2.3.7は、 $\phi = 0$ 材の形状係数(α)と B/L (B ：基礎幅、 L ：基礎長さ)の関係を示したものである。形状係数 α は、 $B/L = 1$ (正方形, 円形)において、 $\alpha = 1.15 \sim 1.30$ が提案されており、その分散範囲は最も広いが、 B/L の増加に伴い各提案値の差は減少している。

図-2.3.8は、形状係数を内部摩擦角の関数として取り扱っているVesicおよびHansenの形状係数と、 B/L の関係を示したものである。

内部摩擦角の増加に伴い、 α は増加し、その割合は $B/L < 1/10$ において著しい。相対的に見てVesicの方がHansenの形状係数に比べ大きな値を与えるようである。

図-2.3.9は、 N_r にかかる形状係数 β と B/L の関係を示す。 β の値は、内部摩擦角が大なるほど減少する。

Vesicの形状係数は、Terzaghiに比べ、安全側にあり、Hansenの $\phi = 40^\circ \sim 45^\circ$ に対応している。

図-2.3.10は、 N_q にかかる形状係数と B/L の関係を示したものである。Terzaghiは、 N_q の項に対して、形状効果を考えていない。

Vesic, Hansenは、内部摩擦角に依存する N_q 項にかかる形状係数を示している。特にHansenの係数は、 B/L 小なる時に、内部摩擦角による変化が大きい。

Meyerhofの $C = 0$ 材に対する形状係数 N_{rq} は、幅 B に関する形状効果と根入効果の両者を含むため、Vesic, Hansen等の、 N_q にかかる形状係数とは直接比較できない。

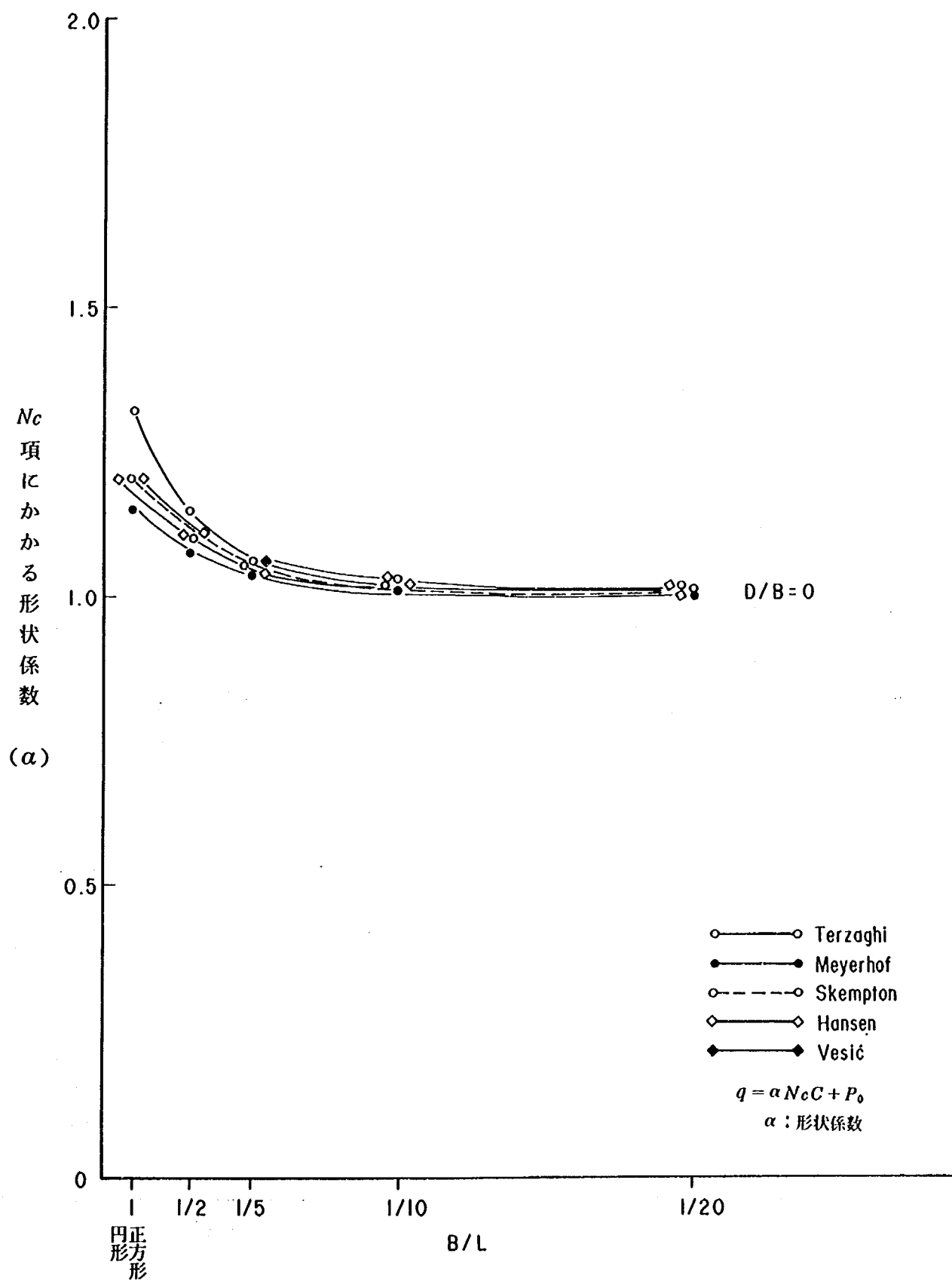


図- 2.3.7 N_c 項にかかる形状係数 ($\phi = 0^\circ$)

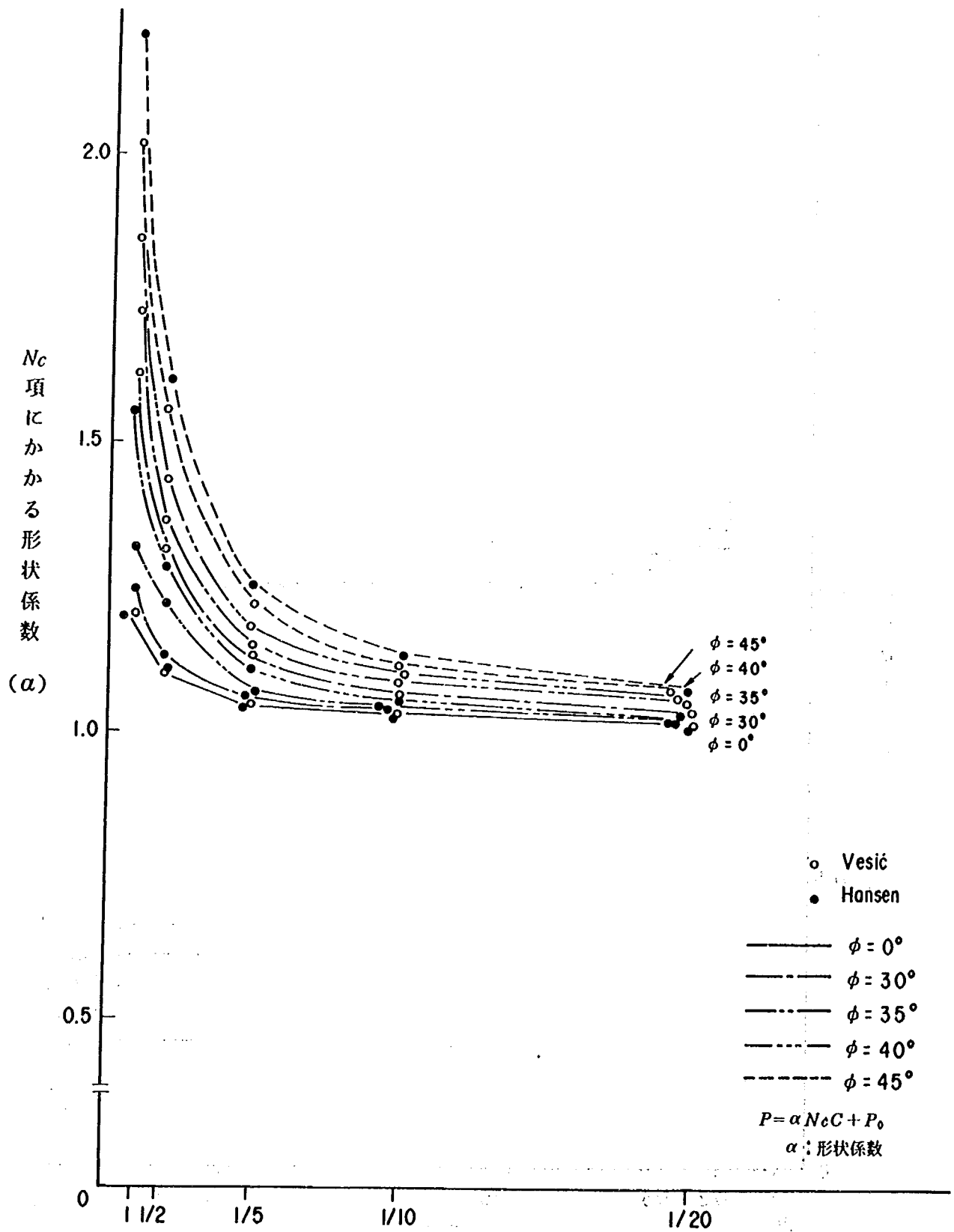


図-2.3.8 N_c 項にかかる形状係数 ($\phi = 30^\circ \sim 45^\circ$)

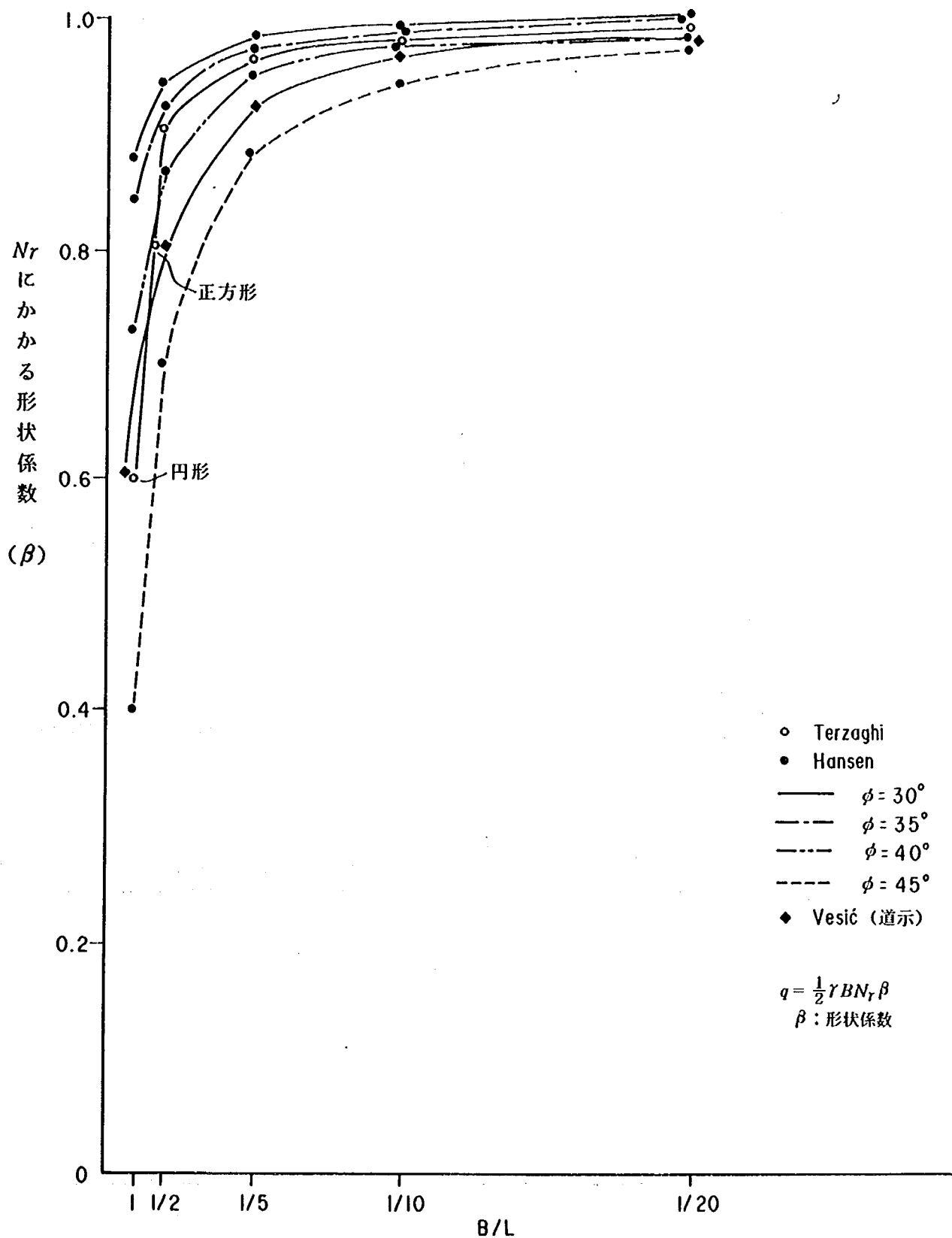


図-2.3.9 N_r にかかる形状係数 β

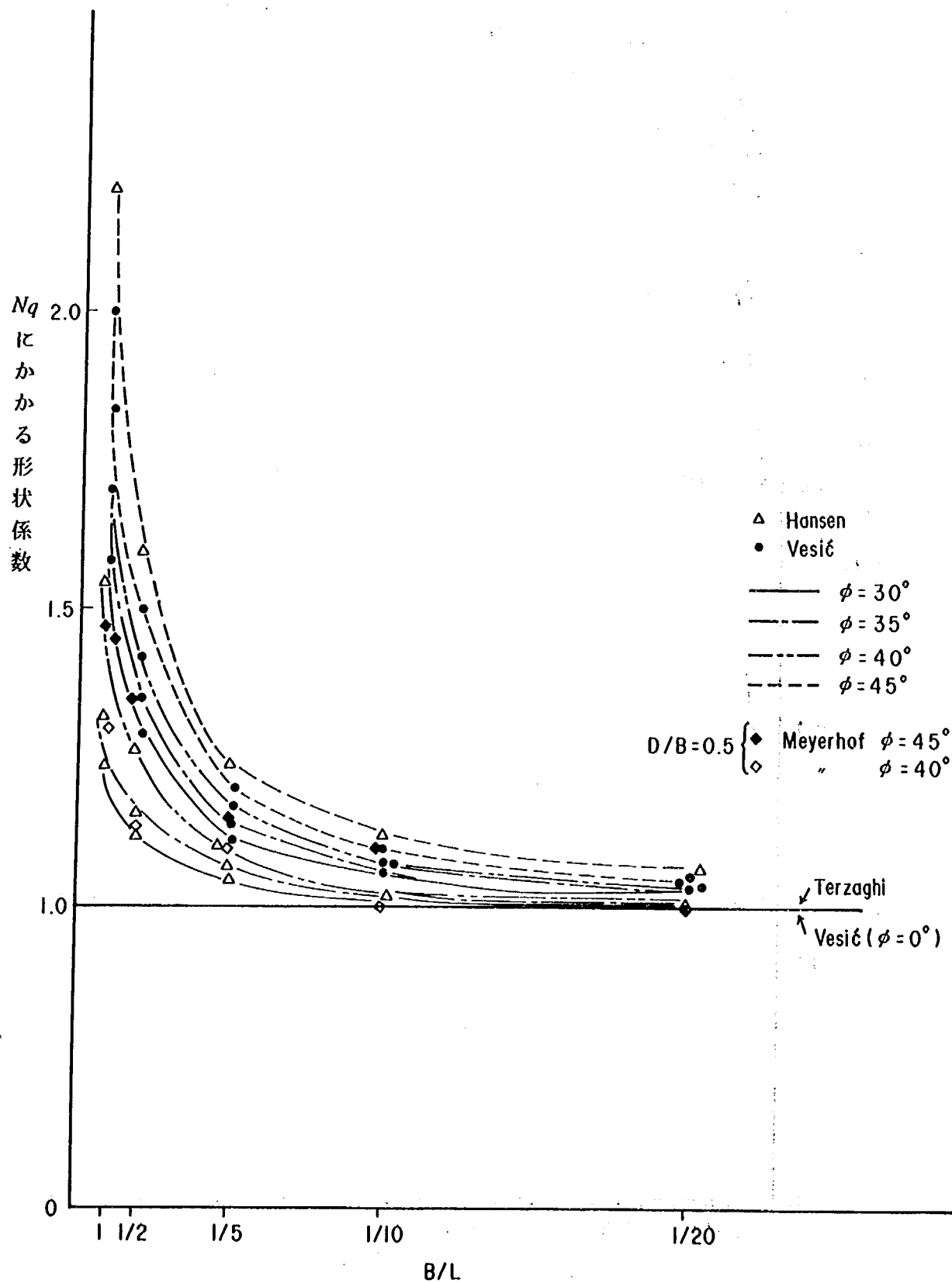


図-2.3.10 Nq にかかる形状係数

2-4 支持力に関する形状係数の検討

2-4-1 解析方法および解析条件

(1) 解析方法

1) 支持力公式

文献調査の結果から、Terzaghi, Meyerhof, 道路橋示方書等の支持力公式が、本項の検討に利用できそうであった。

しかしながら、Terzaghi の公式では傾斜荷重に関するものが見あたらず、Meyerhof の公式では、計算が非常に煩雑になることが判明した。

このため、荷重の傾斜を考慮した地盤の極限支持力公式として、道路橋示方書・同解説（下部構造編）における支持力公式（2.3.6）を採用することとした。

式（2.3.6）を次の如く変形して、単位面積当りの支持力で扱うこととした。これは、総支持力で扱うと、帯基礎の奥行き L のとり方によって、評価がかわってくることを、載荷重に偏心がないことによる。

$$q = \frac{Qu}{A'} = \alpha \kappa C N_c + \kappa q N_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B' N_r \quad \dots\dots\dots (2.4.1)$$

ここで、 α , β は基礎の形状係数であり、基礎の形により決まる定数である。また、支持力係数 N_c, N_q, N_r は、荷重の傾斜を考慮した値として、図表などから求めることができる。

2) 重回帰式

帯基礎を基準とした、円形、正方形および長方形基礎の支持力比を、 C, ϕ, θ, B および D_f をパラメータ（説明変数）として、次式で定める。

$$r = r(C, \phi, \theta, B, D_f) = \frac{q(C, \phi, \theta, B, D_f)}{q_{\text{帯}}(C, \phi, \theta, B, D_f)} \quad \dots\dots\dots (2.4.2)$$

ここに、

ϕ : 地盤の内部摩擦角 (度)

θ : 荷重の傾斜角 (度) ($\theta = 0$ のとき鉛直荷重となる)

ここで、支持力比 r を次のように仮定する。

$$r(C, \phi, \theta, B, D_f) = \beta_0 + \beta_1 C + \beta_2 \phi + \beta_3 \theta + \beta_4 B + \beta_5 D_f \quad \dots\dots\dots (2.4.3)$$

$$r(C, \phi, \theta, B, D_f) = \beta_0 + \beta_1 C + \beta_2 \phi + \beta_3 \theta + \frac{D_f}{B} \quad \dots\dots\dots (2.4.4)$$

ただし、 $\beta_i (i=0 \sim 5)$ は重回帰分析によって求められる重回帰係数である。

式（2.4.3）（2.4.4）のいずれを採用するかについては、重回帰分析を行ない、重相関係数の評価により決定することとした。

(2) 解析条件

1) 解析ケース

円形、正方形および長方形 ($L/B = 2, 4$) 基礎の4種類の基礎を対象とした。地盤としては、 $\phi = 0$ 材、 $C = 0$ 材および C, ϕ 材の3種類を想定した。したがって、解析ケースは表-2.4.1に示すように合計で $3 \times 4 = 12$ となる。

表-2.4.1 解析ケース

地盤 基礎		$\phi = 0$ 材	$c = 0$ 材	c, ϕ 材
円形		○	○	○
正方形		○	○	○
長方形	$\frac{L}{B} = 2$	○	○	○
	$\frac{L}{B} = 4$	○	○	○

なお、基準となる基礎は帯基礎である。

2) パラメータ

重回帰式に採用するパラメータ（説明変数）は5種類あり、それぞれのパラメータ値が変化する範囲は表-2.4.2の通りである。

表-2.4.2 パラメータの値

(単位: t, m)

パラメータ	初期値	最終値	ビッチ	備考
粘着力 c (t/m ²)	10	50	10	
内部摩擦角 ϕ (度)	25	45	5	
荷重傾斜角 θ (°)	0	25	5	
基礎幅 B (m)	10	100	10	
根入れ長 D_f (m)	0	$\frac{B}{2}$	$0.1 \times B$	すなわち $0 \leq \frac{D_f}{B} \leq 0.5$

3) 支持力係数

解析に用いた荷重の傾斜を考慮した支持力係数の値は $\phi = 0$ 材を表-2.4.3(a)に、 $c = 0$ 材および c, ϕ 材を表-2.4.3(b)にそれぞれ示す。¹⁰⁾

表-2.4.3(a) $\phi = 0$ 材の支持力係数

支持力係数	荷重傾斜角	θ				
		0°	5°	10°	15°	20°
N_r		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
N_q		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
N_c		5.14	4.60	3.90	3.30	2.50

表-2.4.3(b) $C=0$ 材および C, ϕ 材の支持力係数

θ		ϕ				
		25°	30°	35°	40°	45°
0°	Nr	6.92	15.32	35.19	86.46	217.0
	Nq	10.70	18.40	33.30	64.20	137.0
	Nc	20.71	30.12	46.08	75.23	134.0
5°	Nr	5.02	11.10	24.38	61.38	150.0
	Nq	9.17	15.60	27.90	52.70	106.0
	Nc	17.86	25.63	38.59	62.09	106.0
10°	Nr	3.42	7.46	17.40	41.78	98.0
	Nq	7.65	12.90	22.80	42.40	81.0
	Nc	15.06	21.34	31.66	49.79	80.0
15°	Nr	2.15	4.93	11.34	27.61	64.0
	Nq	6.13	10.40	18.10	33.30	65.0
	Nc	12.38	17.36	25.40	39.27	63.0
20°	Nr	1.19	2.92	6.91	16.41	42.0
	Nq	4.58	7.97	13.90	25.40	50.0
	Nc	9.90	13.75	19.88	30.26	58.0
25°	Nr	0.38	1.50	3.85	9.58	36.0
	Nq	2.41	5.67	10.20	18.70	36.0
	Nc	7.66	10.57	15.13	22.72	48.0

なお、支持地盤および根入れ地盤の土の単位重量 r_1 および r_2 は、土木研究所資料第 2086 号および第 2220 号より、次の値を採用した。

$$r_1 = r_2 = 1.7 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

また、重回帰分析に用いたデータの観測組数は、 $\phi=0$ 材が 1500、 $C=0$ 材が 1800、 C, ϕ 材が 9000 であった。

2-4-2 解析結果

(1) 重回帰式の選択

前項 2-4-1 の(1)解析方法 2)重回帰式で述べた方法にて支持力比 r に関する重回帰式を決定する。

先ず、式(2.4.3)、(2.4.4)に従った重回帰分析の結果を、 $\phi=0$ 材、 $C=0$ 材、 C, ϕ 材に分けて整理すると、表-2.4.4(a)(b)(c)～表-2.4.5(a)(b)(c)となる。

表-2.4.4、表-2.4.5より、 $\phi=0$ 材および C, ϕ 材に関しては、表-2.4.4の方が重相関係数の値が高い。 $C=0$ 材については、逆に表-2.4.5の重相関係数のの方が良好な値を示している。しかし、経験的に重相関係数は、0.85以上で十分とされており¹¹⁾ $C=0$ 材についても表-2.4.4の重回帰式が採用可能である。よって、次式(2.4.5)を選択する。

$$r = \beta_0 + \beta_1 C + \beta_2 \phi + \beta_3 \theta + \beta_4 B + \beta_5 D_f \dots\dots\dots (2.4.5)$$

表 - 2.4.4 (a) $\phi = 0$ 材 ($r = \beta_0 + \beta_1 C + \beta_2 \phi + \beta_3 \theta + \beta_4 B + \beta_5 D_f$)

基礎	回歸係數	β_0	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5	重相關係數 R
圓形 (C)		1.25569	0.00149	0	-0.00130	0.00003	-0.00313	0.924
正方形 (S)		"	"	0	"	"	"	0.924
長方形 (R)	$\frac{L}{B} = 2$	1.12784	0.00075	0	-0.00065	0.00001	-0.00156	0.924
	$\frac{L}{B} = 4$	1.06392	0.00037	0	-0.00032	0.00001	-0.00078	0.924

表 - 2.4.4 (b) $C = 0$ 材

基礎	回歸係數	β_0	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5	重相關係數 R
圓形 (C)		0.86578	0	-0.00417	0.00294	-0.00171	0.00686	0.860
正方形 (S)		"	0	"	"	"	"	0.860
長方形 (R)	$\frac{L}{B} = 2$	0.93289	0	-0.00208	0.00147	-0.00086	0.00343	0.860
	$\frac{L}{B} = 4$	0.96644	0	-0.00104	0.00074	-0.00043	0.00171	0.860

表 - 2.4.4 (c) C, ϕ 材

基礎	回歸係數	β_0	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5	重相關係數 R
圓形 (C)		1.31490	0.00426	-0.00994	0.00489	-0.00280	0.00103	0.960
正方形 (S)		"	"	"	"	"	"	0.960
長方形 (R)	$\frac{L}{B} = 2$	1.15745	0.00213	-0.00497	0.00244	-0.00140	0.00051	0.960
	$\frac{L}{B} = 4$	1.07872	0.00106	-0.00248	0.00122	-0.00070	0.00026	0.960

表 - 2.4.5 (a) $\phi = 0$ 材 ($r = \beta_0 + \beta_1 C + \beta_2 \phi + \beta_3 \theta + \beta_4 \frac{Df}{B}$)

基礎 \ 回歸係數		β_0	β_1	β_2	β_3	β_4	重相關係數 R
円形 (C)		1.26032	0.00149	0	-0.00130	-0.18412	0.787
正方形 (S)		"	"	0	"	"	0.787
長方形 (R)	$\frac{L}{B} = 2$	1.13016	0.00075	0	-0.00065	-0.09206	0.787
	$\frac{L}{B} = 4$	1.06508	0.00037	0	-0.00032	-0.04603	0.787

表 - 2.4.5 (b) $C = 0$ 材

基礎 \ 回歸係數		β_0	β_1	β_2	β_3	β_4	重相關係數 R
円形 (C)		0.74577	0	-0.00417	0.00294	0.48004	0.947
正方形 (S)		"	0	"	"	"	0.947
長方形 (R)	$\frac{L}{B} = 2$	0.87288	0	-0.00208	0.00147	0.24002	0.947
	$\frac{L}{B} = 4$	0.93644	0	-0.00104	0.00074	0.12001	0.947

表 - 2.4.5 (c) C, ϕ 材

基礎 \ 回歸係數		β_0	β_1	β_2	β_3	β_4	重相關係數 R
円形 (C)		1.16396	0.00426	-0.00994	0.00489	0.04463	0.779
正方形 (S)		"	"	"	"	"	0.779
長方形 (R)	$\frac{L}{B} = 2$	1.08198	0.00213	-0.00497	0.00244	0.02231	0.779
	$\frac{L}{B} = 4$	1.04099	0.00106	-0.00248	0.00122	0.01116	0.779

(2) 重回帰分析結果のグラフ化

重回帰式として選択した式(2.4.5)による重回帰の結果を縦軸に支持力比(r), 横軸に荷重傾斜角(θ)をとって, 整理したグラフとして, 次ページ以降に掲載する。同図には, 回帰推定値を直線で, 実測値を点で表示した。

図化にあたっては, 表-2.4.6の条件にて合計48種類のグラフを作成した。

一例を挙げると, $C=10\text{t/m}^2$, $B=10\text{m}$, $D_f/B=0$ を固定し, 同一図に $\phi=25, 30, 35, 40, 45^\circ$ のグラフを図化した。これを円形(正方形), 長方形($L/B=2,4$)基礎について作成した。

表-2.4.6 グラフ化の条件

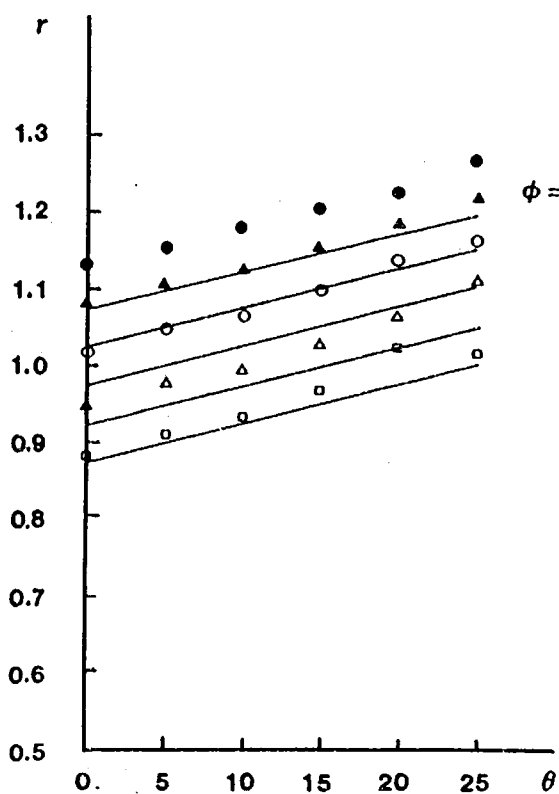
変化する パラメータ	固定するパラメータ(最小値, 最大値)				基 礎
	$C(\text{t/m}^2)$	ϕ	$B(\text{m})$	D_f/B	
$\phi=25\sim45$ (5° ピッチ)	10, 50	—	10, 100	0, 0.5	円形(正方形) 長方形($L/B=2,4$)
$C=10\sim50$ (10t/m^2 ピッチ)	—	25, 45	"	"	"

なお, 正方形基礎については, 円形基礎と同一のグラフになるので割愛した。

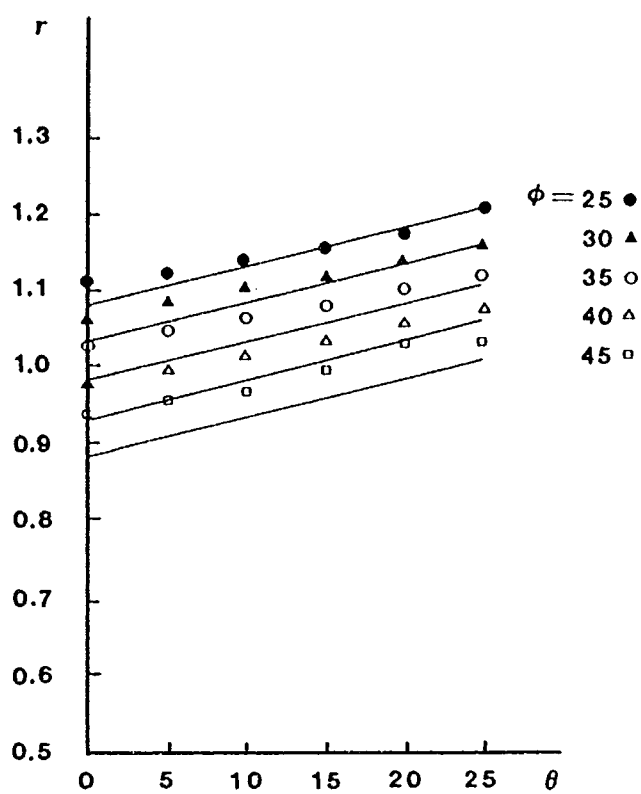
図-2.4.1の C, ϕ 材に着目したグラフより, その傾向などを特定することは難しい。

それは, 一つの基礎の重回帰分析に用いた観測値の組数が9000もあり, これからただか250程度の観測値を用い, かつ変化させるパラメータに荷重傾斜角(θ)と地盤の内部摩擦角(ϕ)を採用した部分的なグラフとなっているためである。

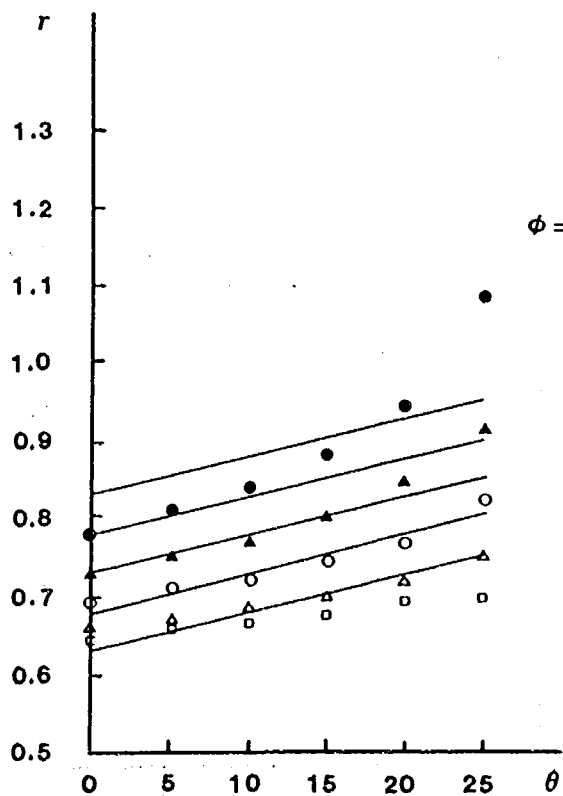
ただ, 全体としては, 円形, 正方形および長方形($L/B=2,4$)基礎とも, 重回帰係数が $R=0.96$ あり, 重回帰平面は観測値を比較的良く近似していると思われる。



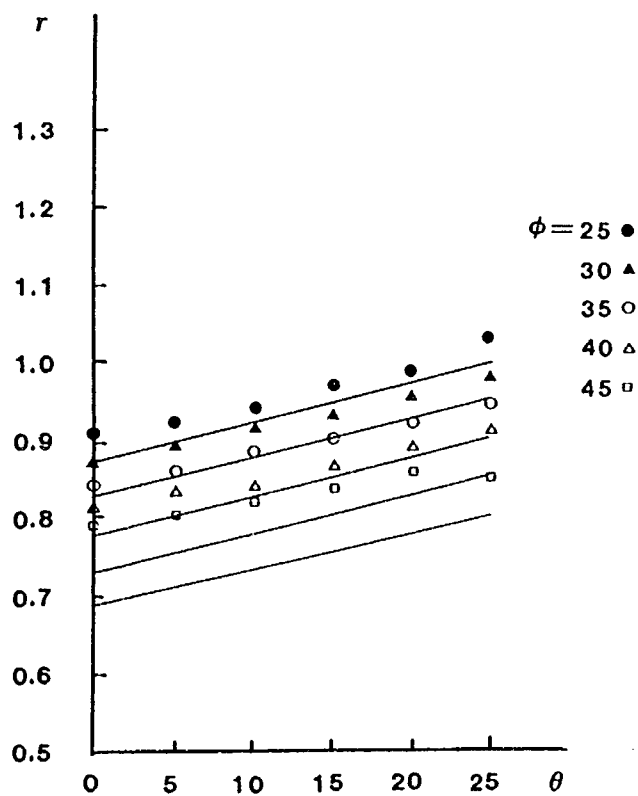
$C=10; B=10; D_f/B=0$



$C=10; B=10; D_f/B=0.5$

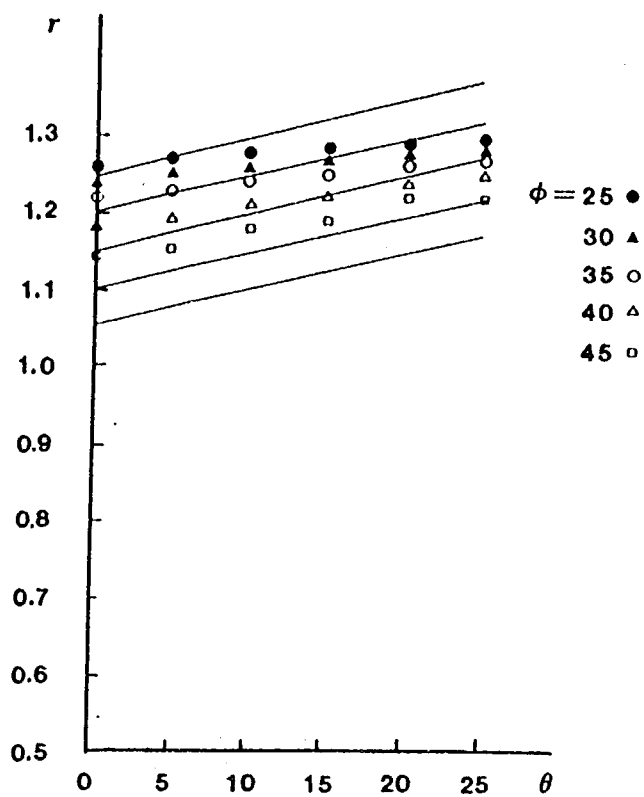


$C=10; B=100; D_f/B=0$

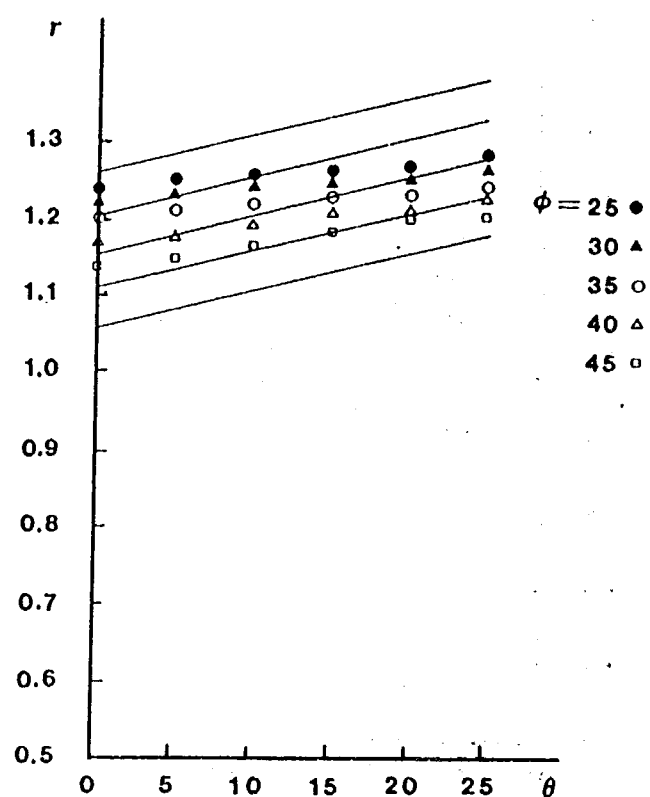


$C=10; B=100; D_f/B=0.5$

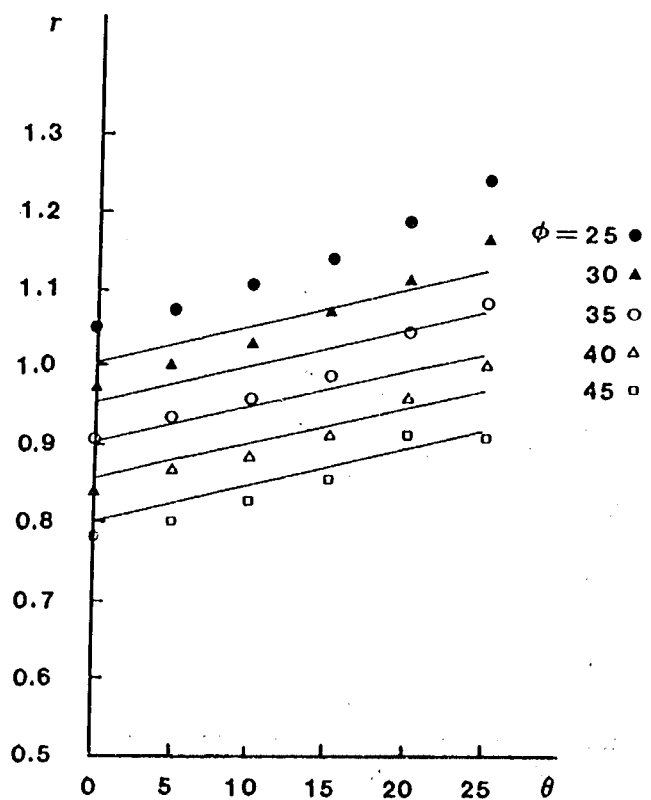
图-2.4.1(a) 円形(正方形)基礎



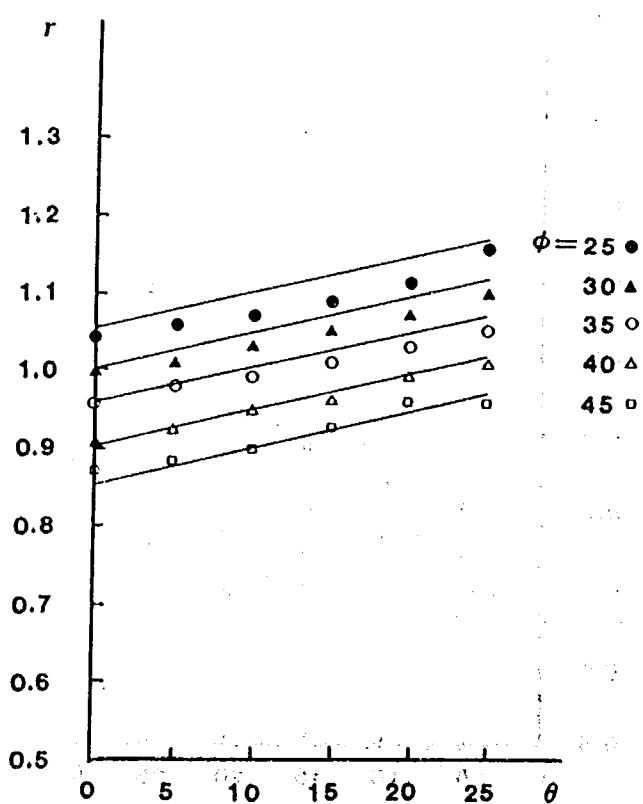
$C=50; B=10; D_f/B=0$



$C=50; B=10; D_f/B=0.5$

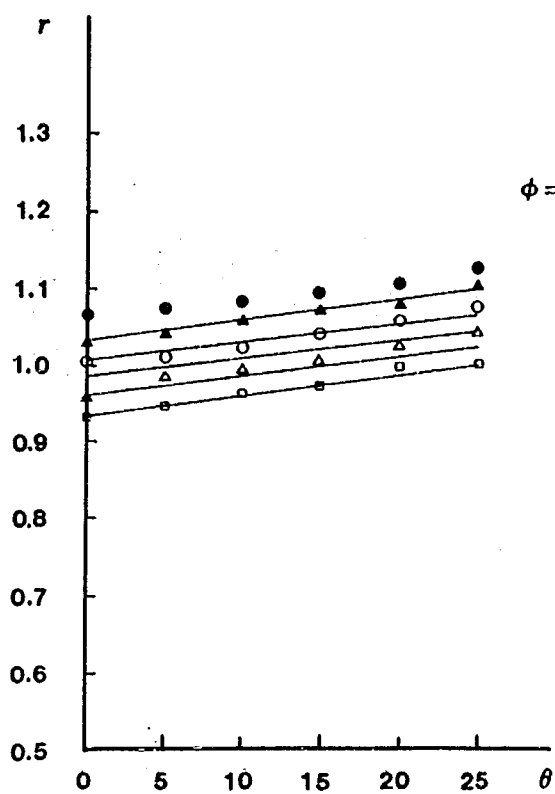


$C=50; B=100; D_f/B=0$

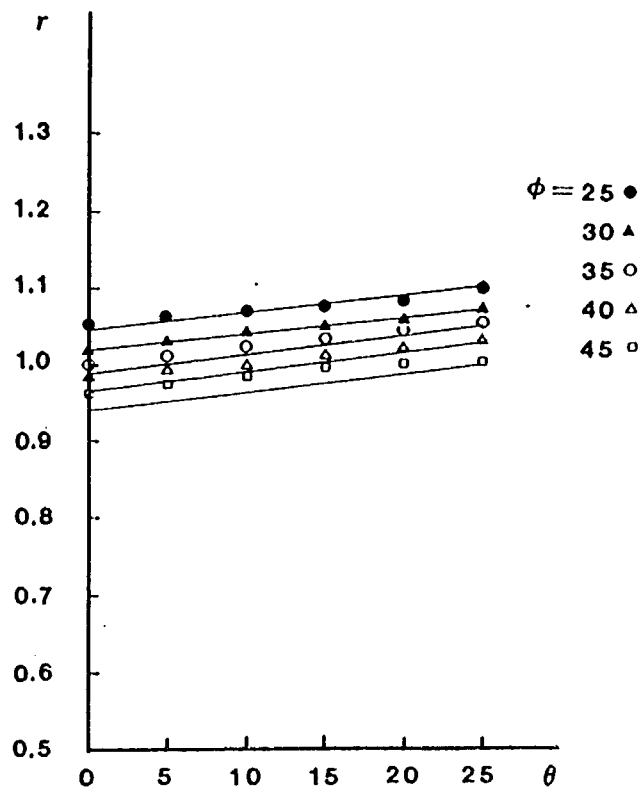


$C=50; B=100; D_f/B=0.5$

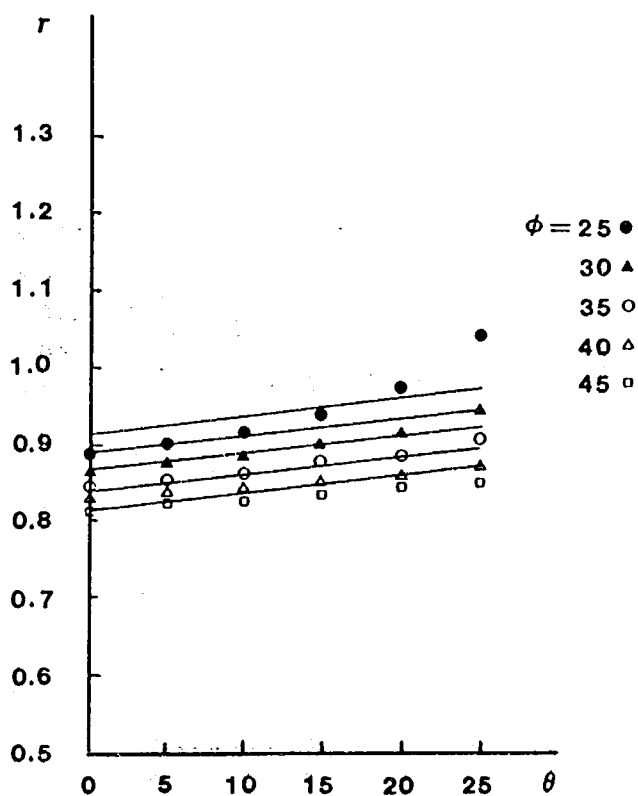
图-2.4.1(b) 円形(正方形)基礎



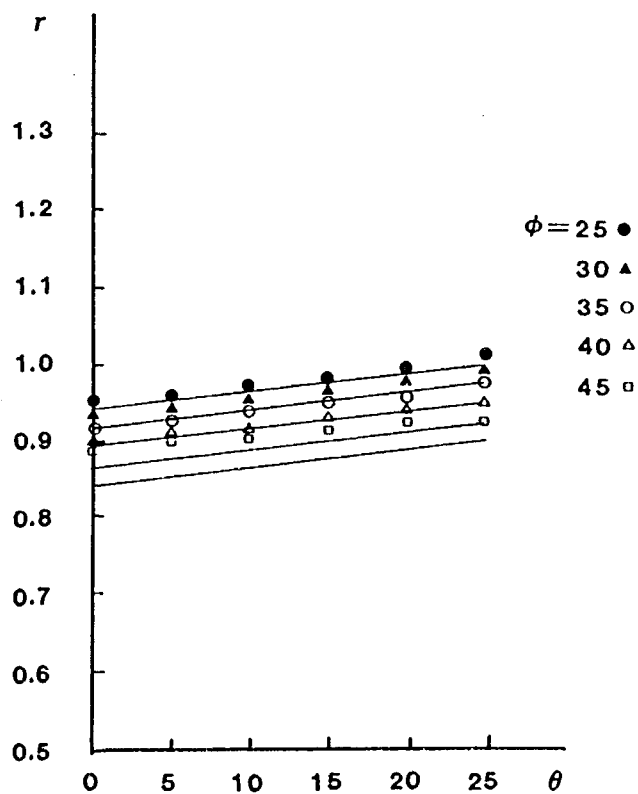
$C=10; B=10; D_f/B=0$



$C=10; B=10; D_f/B=0.5$

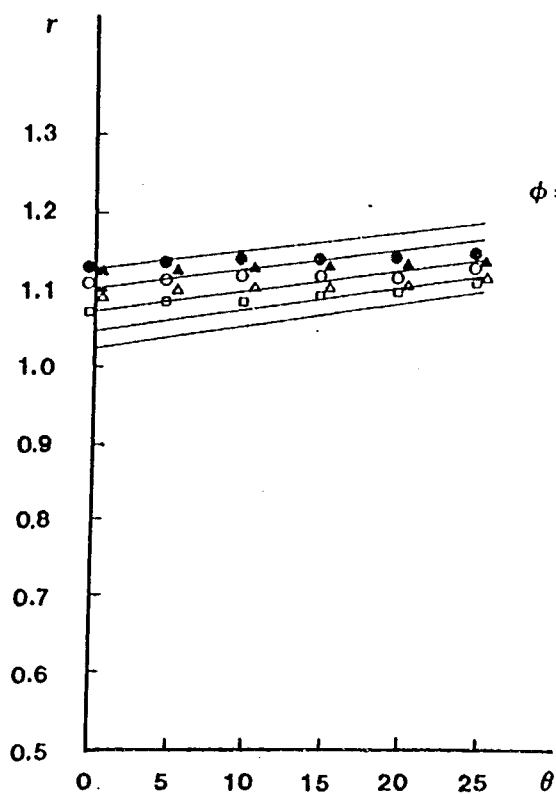


$C=10; B=100; D_f/B=0$

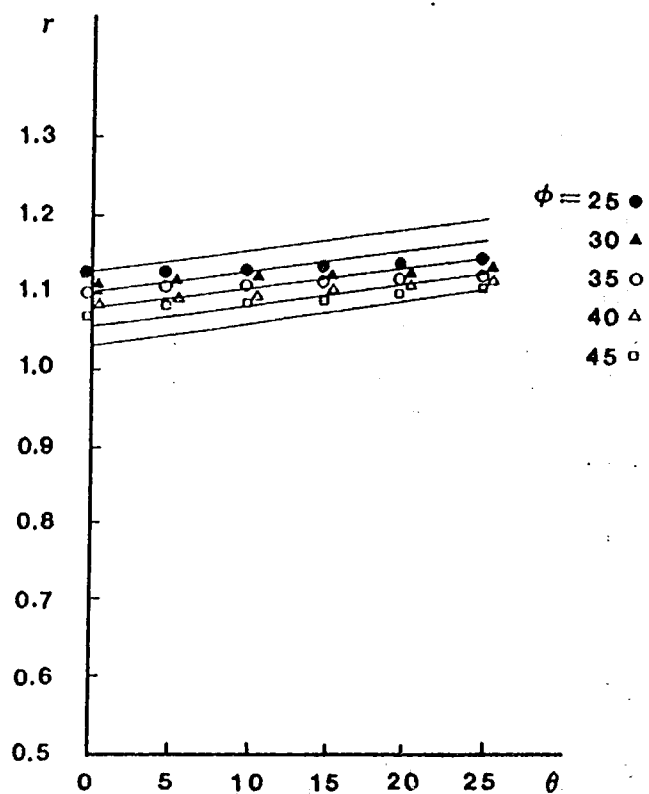


$C=10; B=100; D_f/B=0.5$

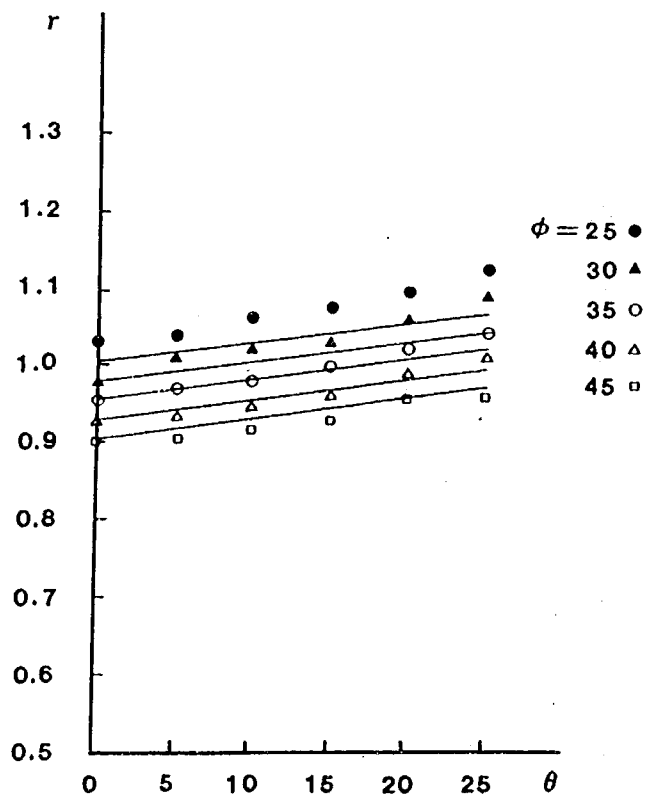
圖-2.4.1(c) 長方形基礎 ($L/B=2$)



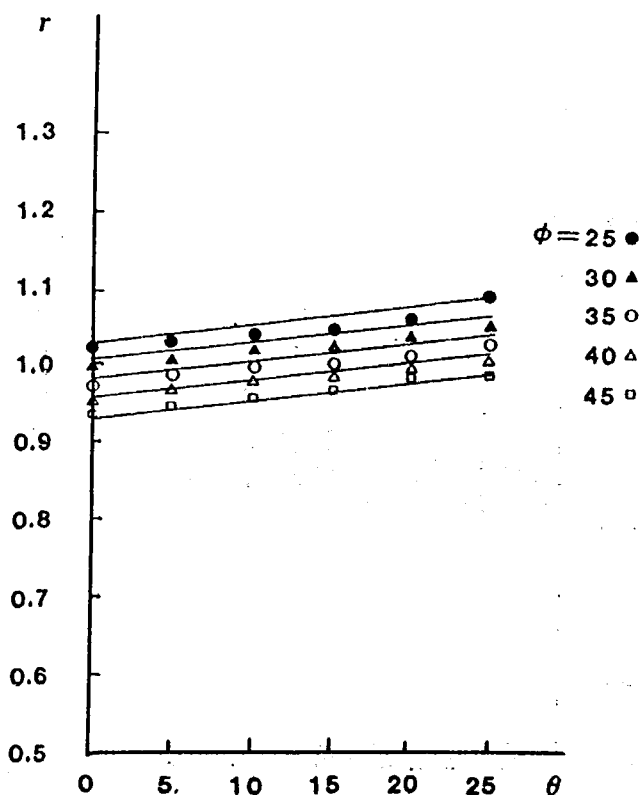
$C=50$; $B=10$; $D_f/B=0$



$C=50$; $B=10$; $D_f/B=0.5$

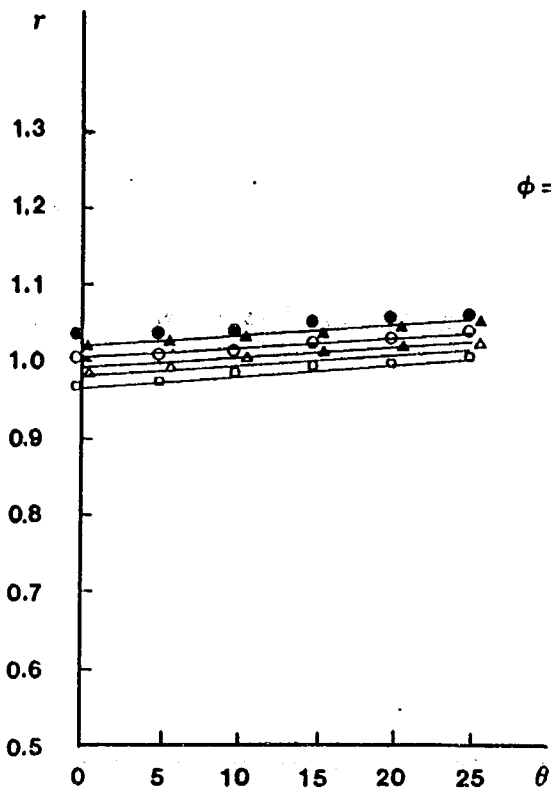


$C=50$; $B=100$; $D_f/B=0$

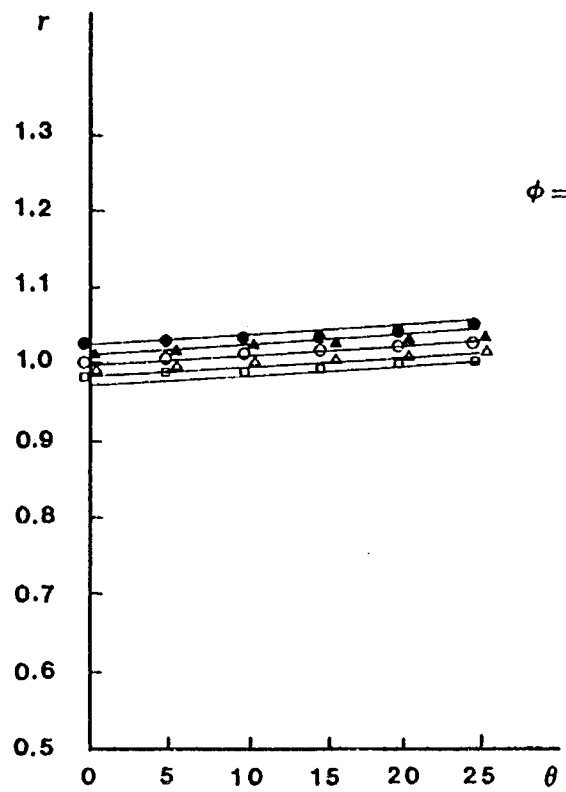


$C=50$; $B=100$; $D_f/B=0.5$

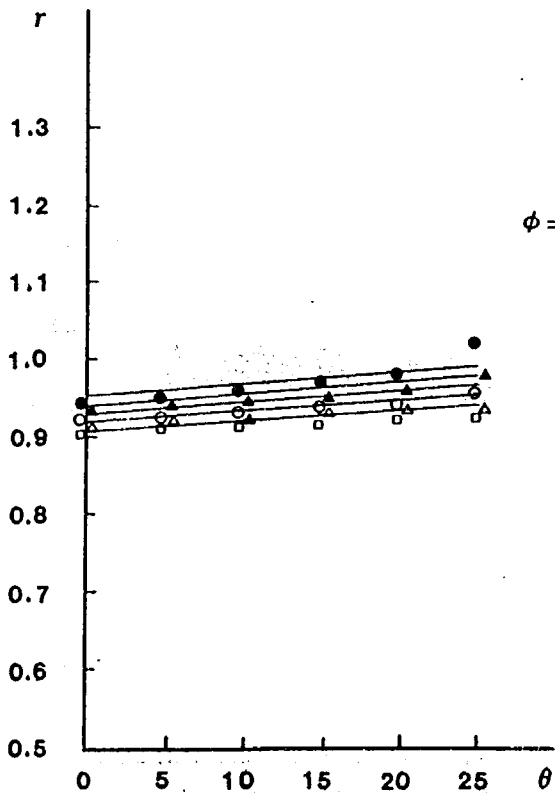
圖-2.4.1(d) 長方形基礎 ($L/B=2$)



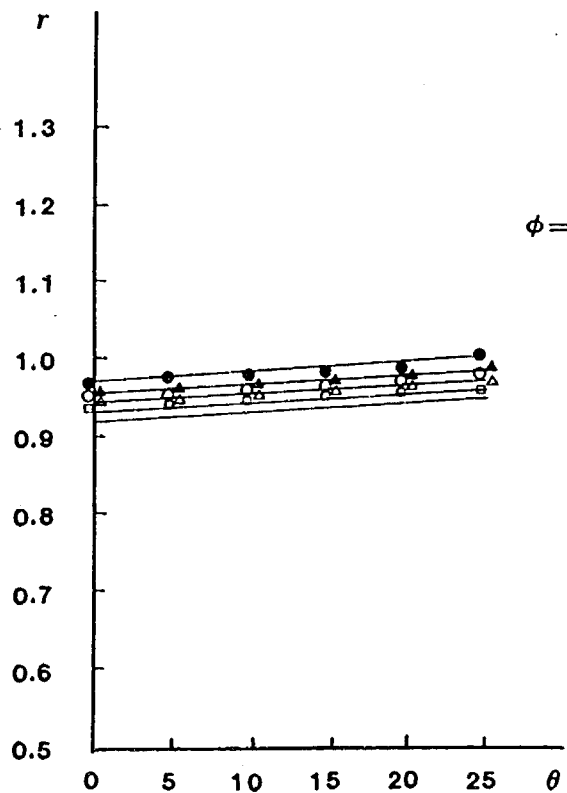
$C=10; B=10; D_f/B=0$



$C=10; B=10; D_f/B=0.5$

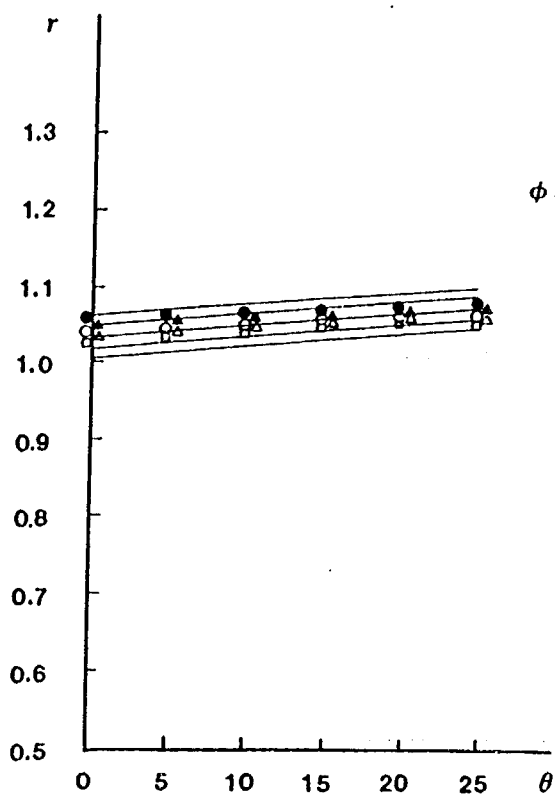


$C=10; B=100; D_f/B=0$

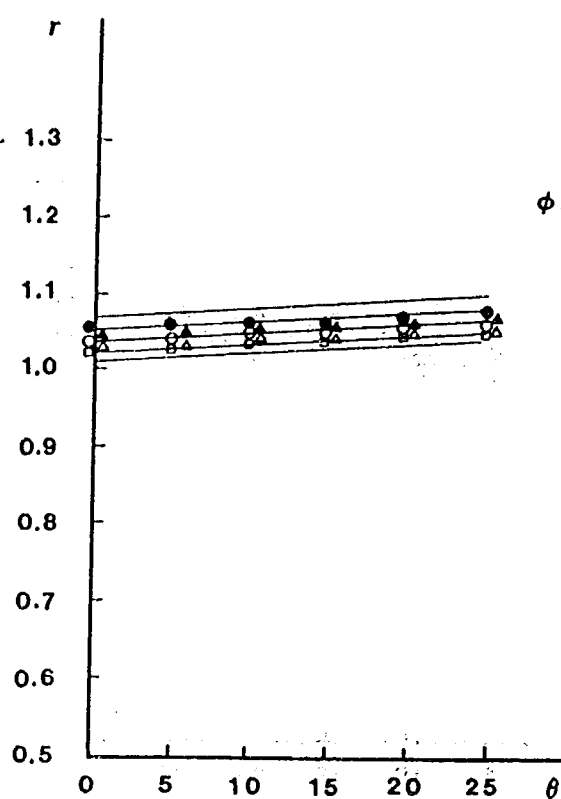


$C=10; B=100; D_f/B=0.5$

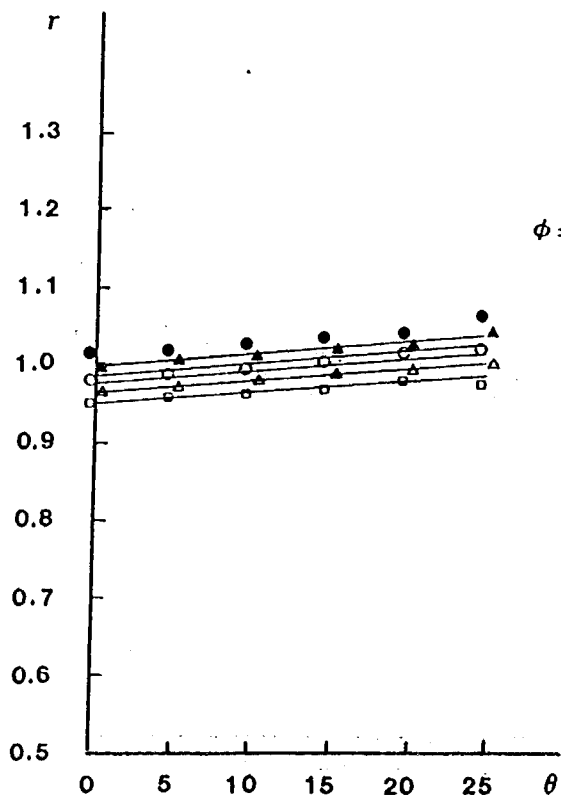
圖-2.4.1(e) 長方形基礎 ($L/B=4$)



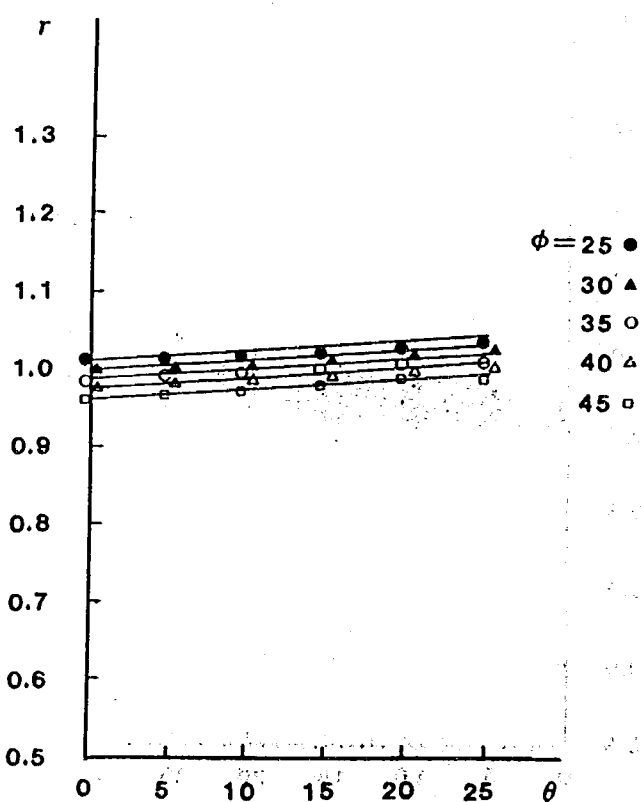
$C=50; B=10; D_f/B=0$



$C=50; B=10; D_f/B=0.5$

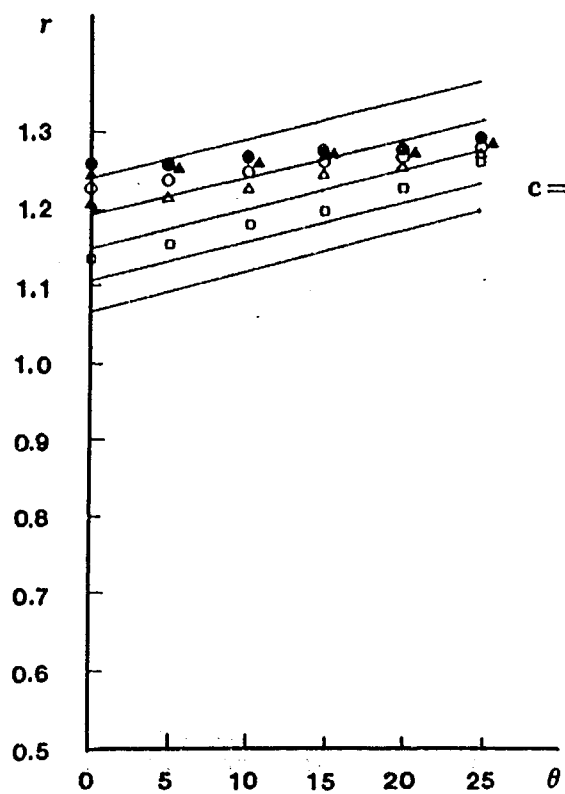


$C=50; B=100; D_f/B=0$

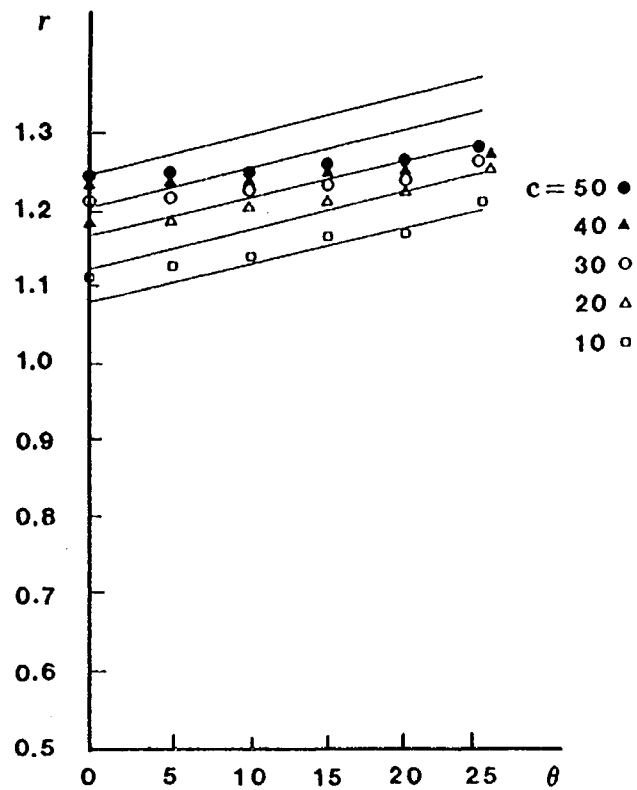


$C=50; B=100; D_f/B=0.5$

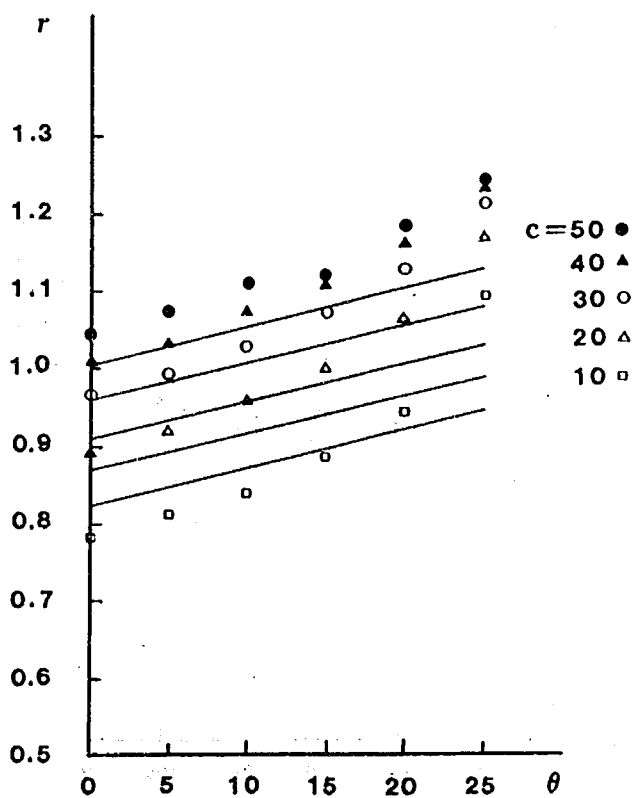
圖-2.4.1(f) 長方形基礎 ($L/B=4$)



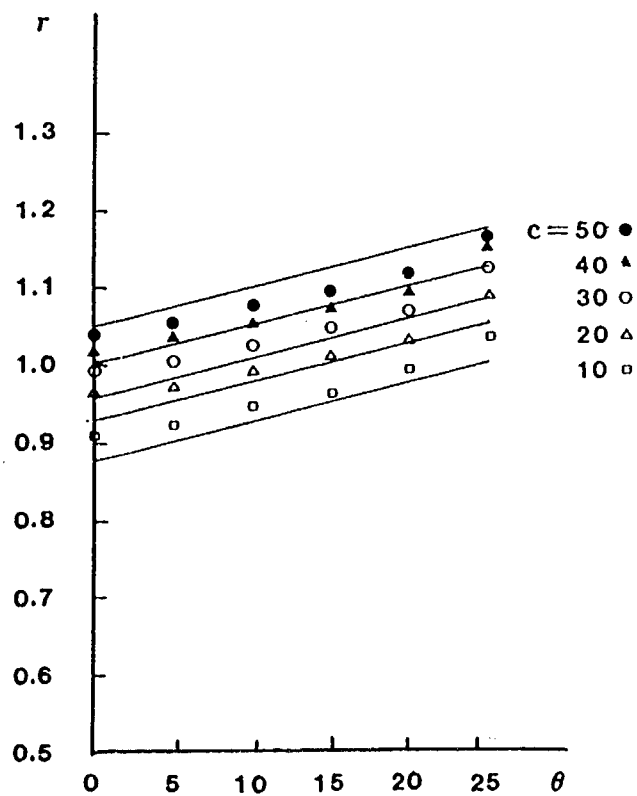
$\phi=25; B=10; D_f/B=0$



$\phi=25; B=10; D_f/B=0.5$

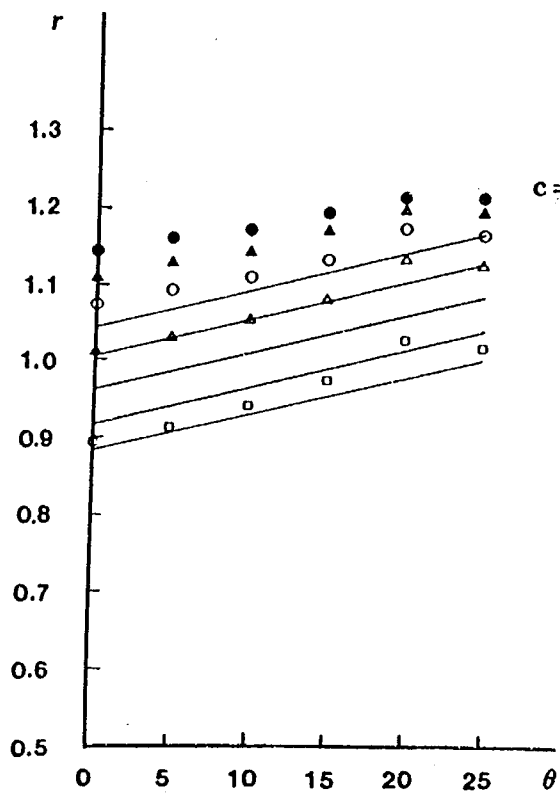


$\phi=25; B=100; D_f/B=0$

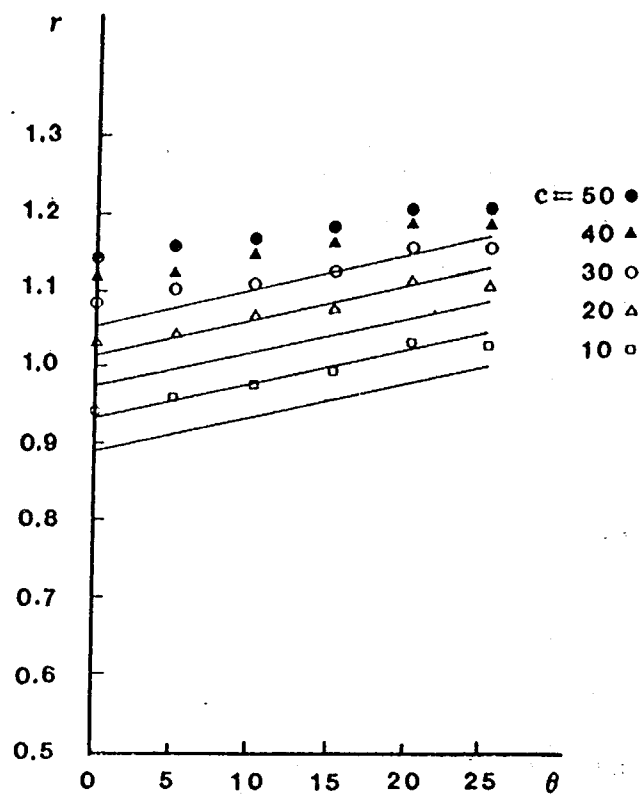


$\phi=25; B=100; D_f/B=0.5$

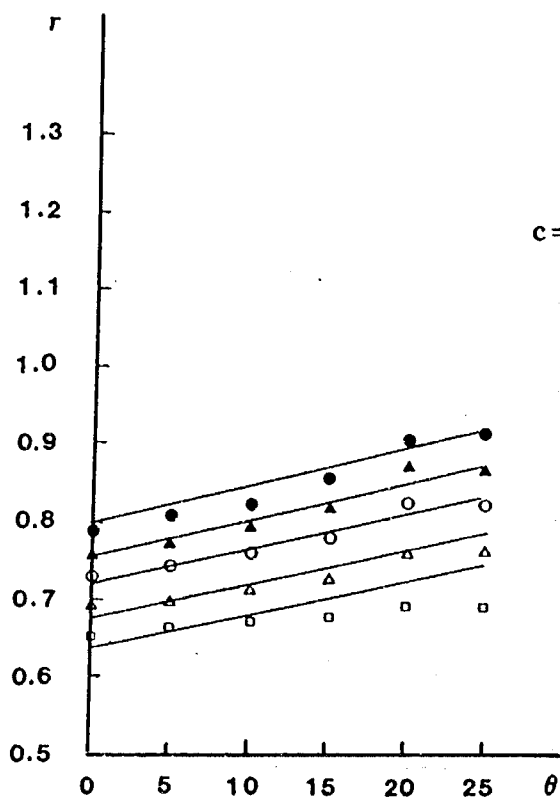
图-2.4.2(a) 圆形(正方形)基础



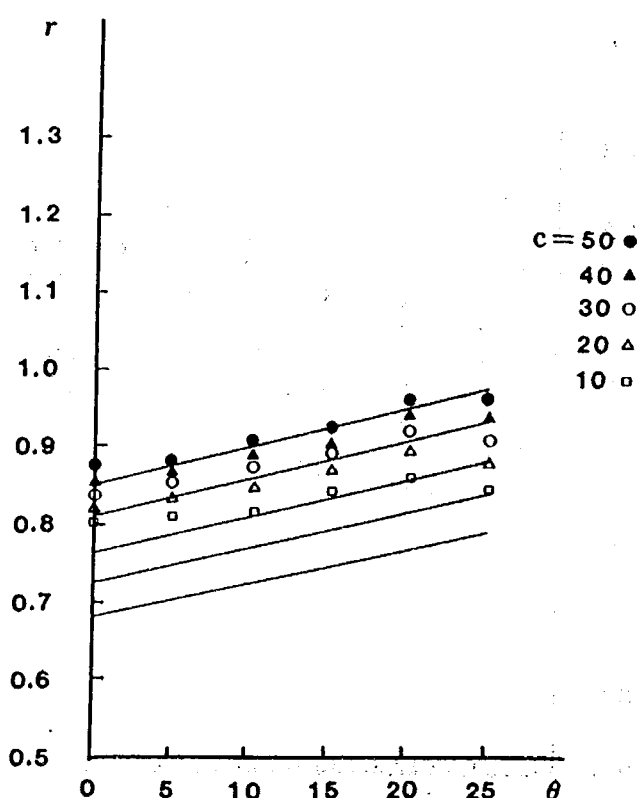
$\phi = 45^\circ$; $B = 10$; $D_f/B = 0$



$\phi = 45^\circ$; $B = 10$; $D_f/B = 0.5$

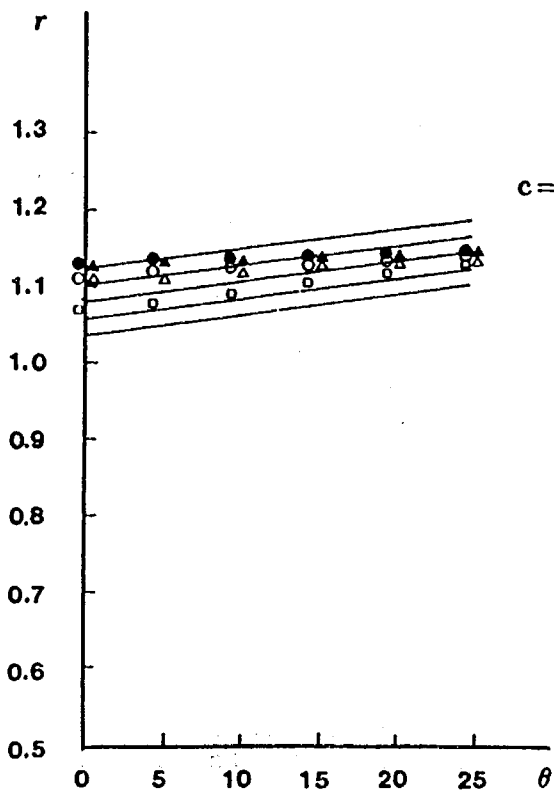


$\phi = 45^\circ$; $B = 100$; $D_f/B = 0$

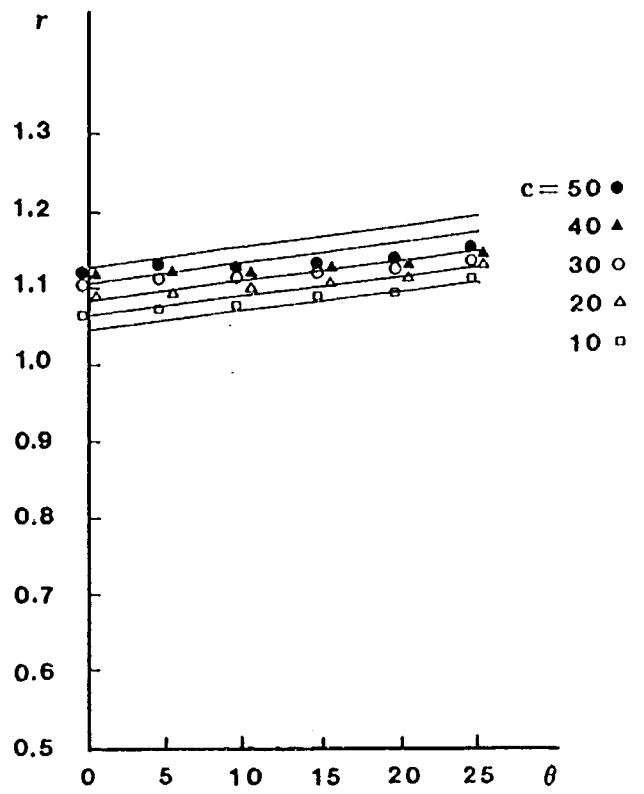


$\phi = 45^\circ$; $B = 100$; $D_f/B = 0.5$

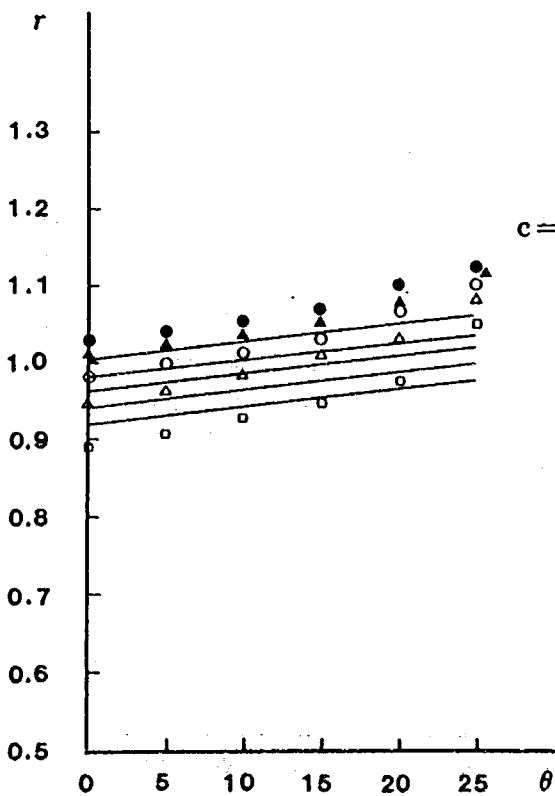
圖-2.4.2(b) 円形(正方形)基礎



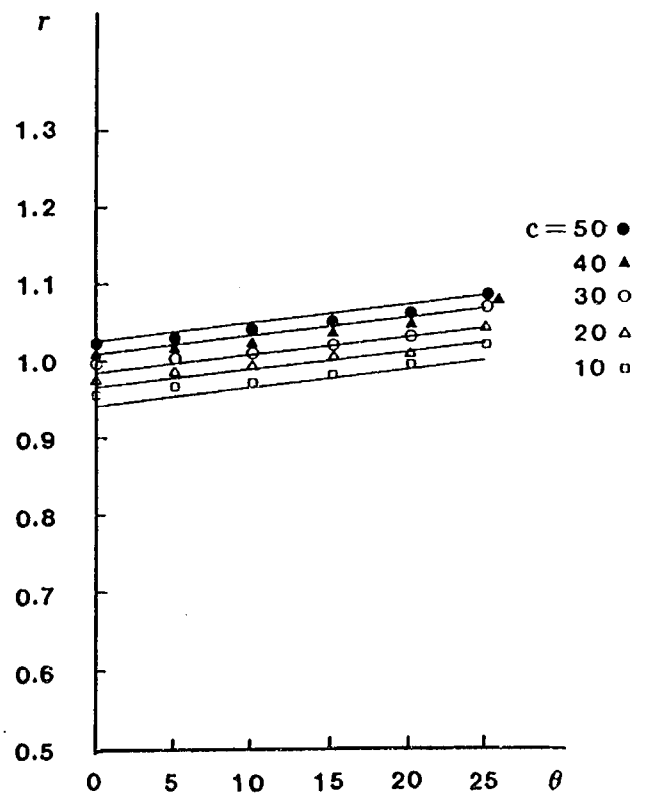
$\phi = 25$; $B = 10$; $D_f/B = 0$



$\phi = 25$; $B = 10$; $D_f/B = 0.5$

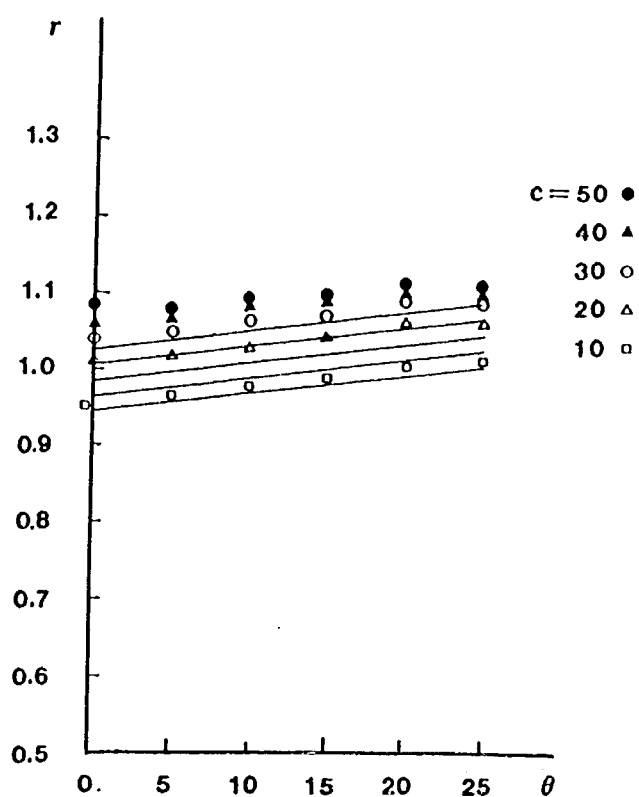


$\phi = 25$; $B = 100$; $D_f/B = 0$

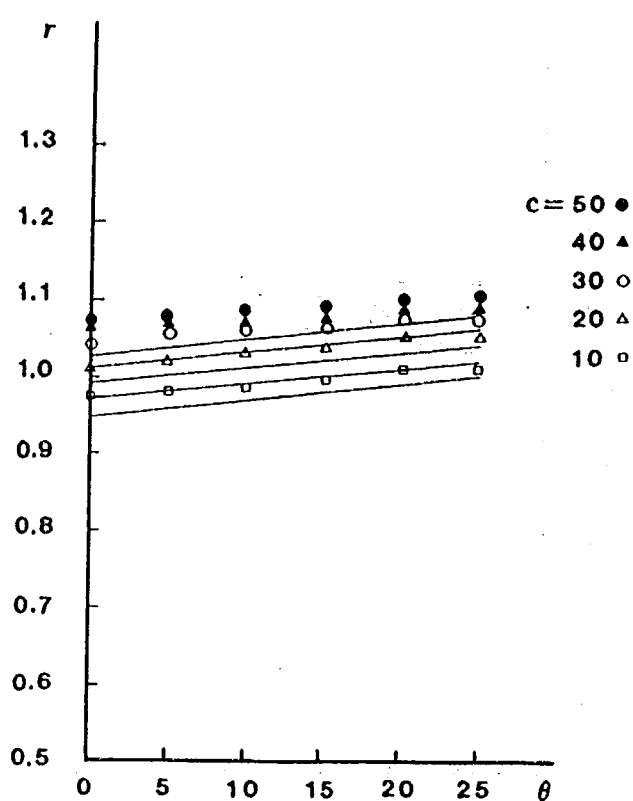


$\phi = 25$; $B = 100$; $D_f/B = 0.5$

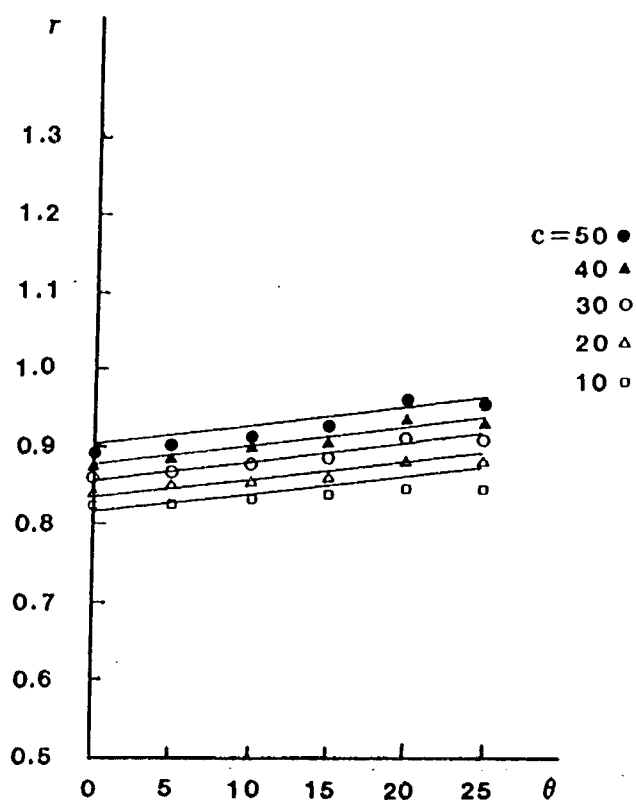
圖-2.4.2(c) 長方形基礎 ($L/B = 2$)



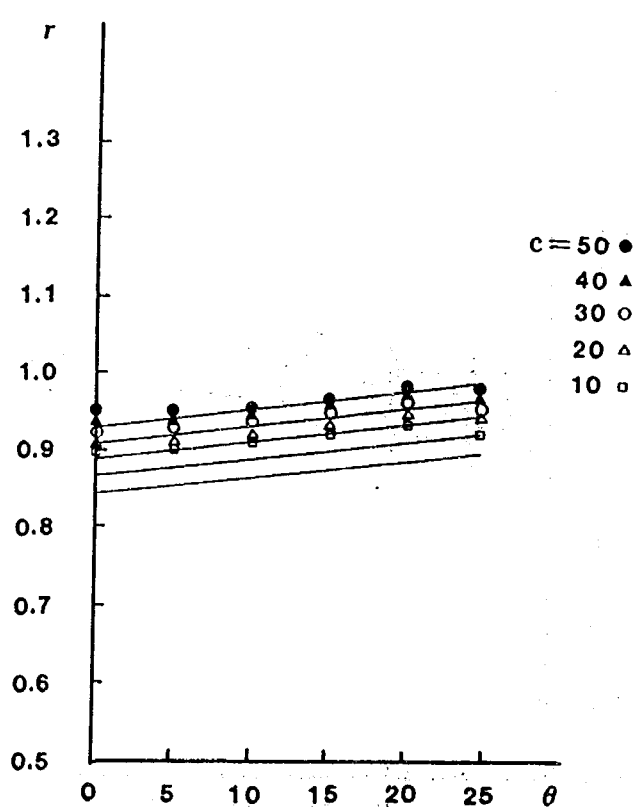
$\phi=45; B=10; D_f/B=0$



$\phi=45; B=10; D_f/B=0.5$

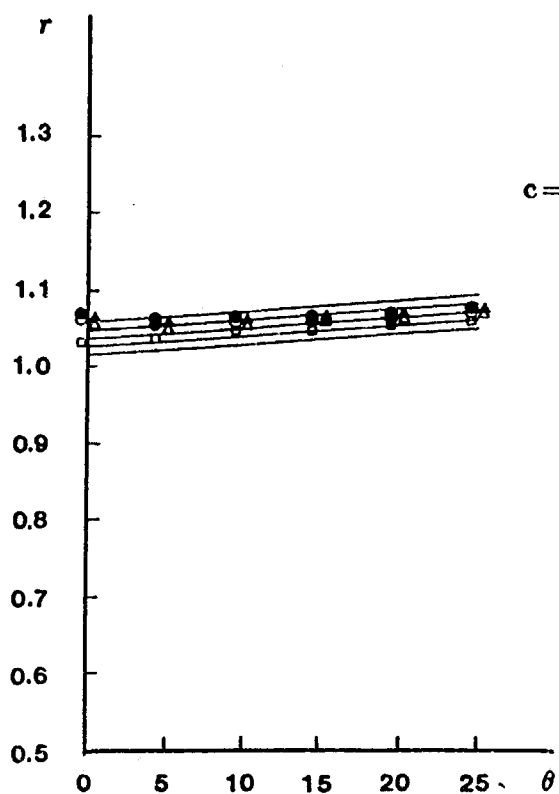


$\phi=45; B=100; D_f/B=0$

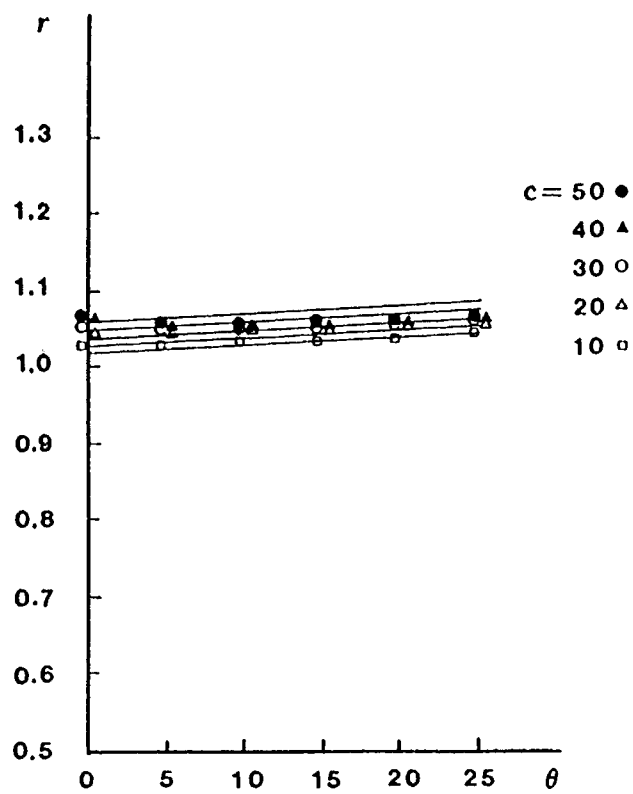


$\phi=45; B=100; D_f/B=0.5$

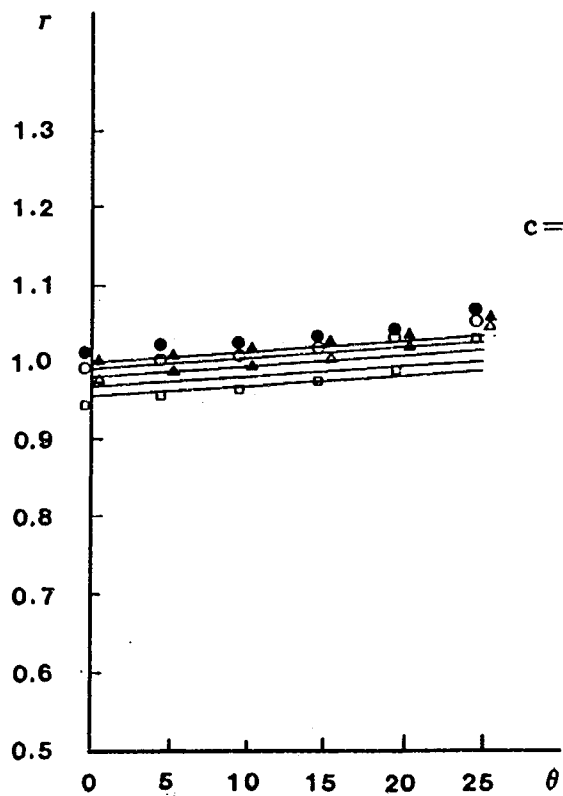
圖-2.4.2(d) 長方形基礎 ($L/B=2$)



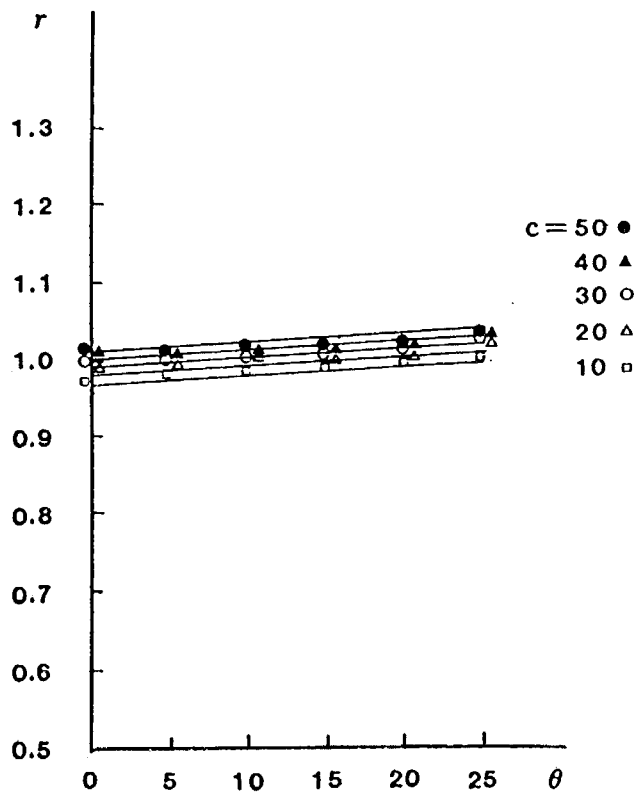
$\phi=25; B=10; D_f/B=0$



$\phi=25; B=10; D_f/B=0.5$

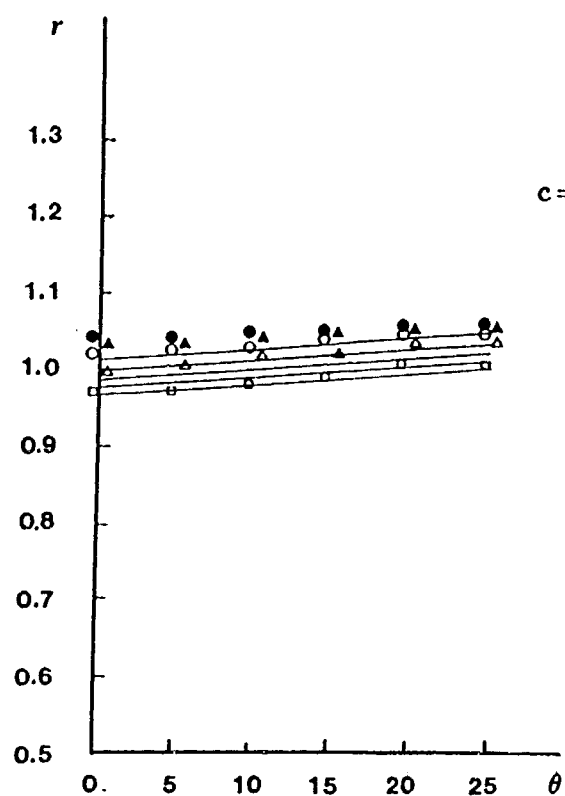


$\phi=25; B=100; D_f/B=0$

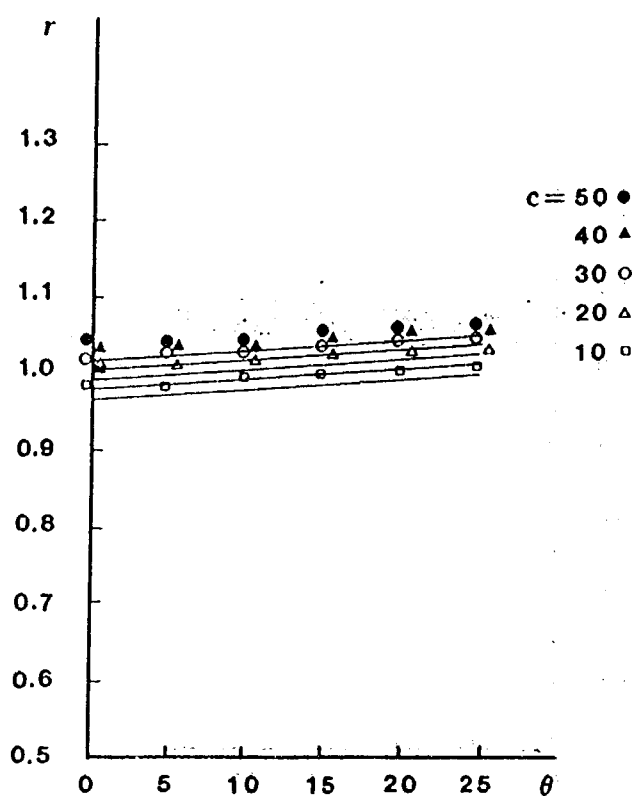


$\phi=25; B=100; D_f/B=0.5$

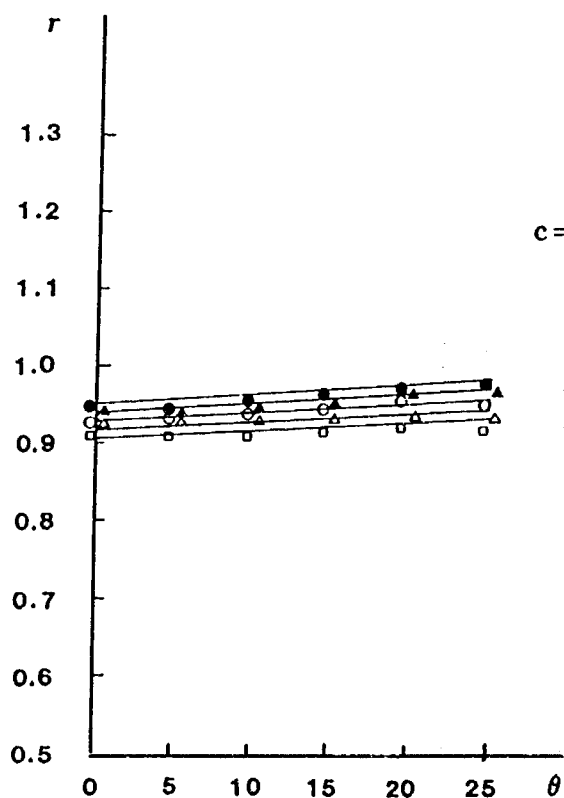
圖-2.4.2(e) 長方形基礎 ($L/B=4$)



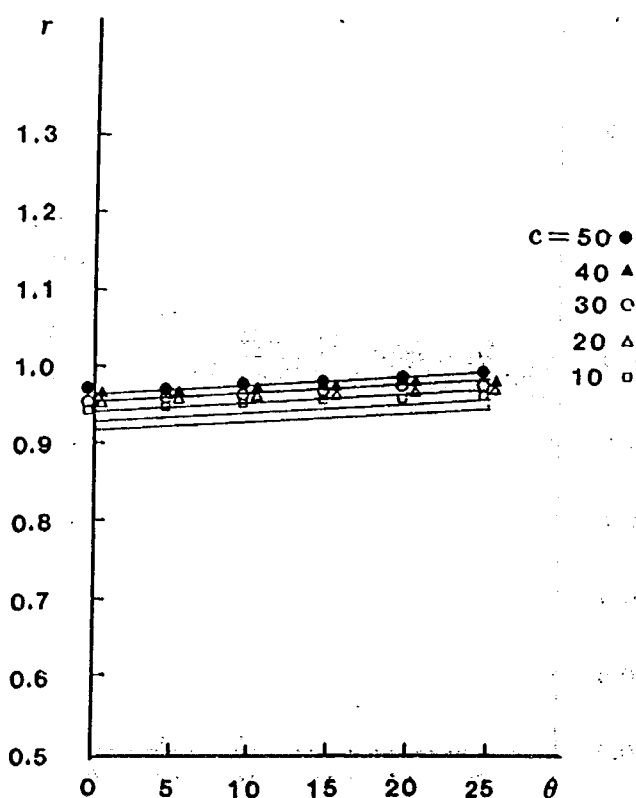
$\phi = 45; B = 10; D_f/B = 0$



$\phi = 45; B = 10; D_f/B = 0.5$



$\phi = 45; B = 100; D_f/B = 0$



$\phi = 45; B = 100; D_f/B = 0.5$

图一 2.4.2 (f) 长方形基础 ($L/B = 4$)

2-5 変位に関する形状係数の検討

2-5-1 解析方法および解析条件

(1) 解析方法

本検討では、変位に関する等価変形係数を求めることを目的とした。

それは、次の方法によった。

1) 鉛直荷重作用時

有限要素法を用いて、同一条件にて3次元軸対称解析（円形基礎）と2次元平面歪解析（帯基礎）を行なった。

これにより得られた地盤反力係数の比を、弾性理論より求められるそれと比較した。

2) 傾斜荷重作用時

有限要素法を用いて、根入れのある直接基礎を、3次元（等方性）解析し、これによって得られた変位（水平・鉛直）をあわせる形で、2次元（直交異方性）解析をして、縦・横方向変形係数を比較した。

(2) 解析条件（鉛直荷重）

1) 2次元モデル

有限要素法（FEM）の計算に用いた構造モデルは、図-2.5.1の如くである。モデルは対象なので半分を採用し載荷幅は $\frac{B}{2} = 15\text{cm}$ とした。図-2.5.2に要素分割を示す。

材料定数など諸条件を一括して、表-2.5.1に示す。

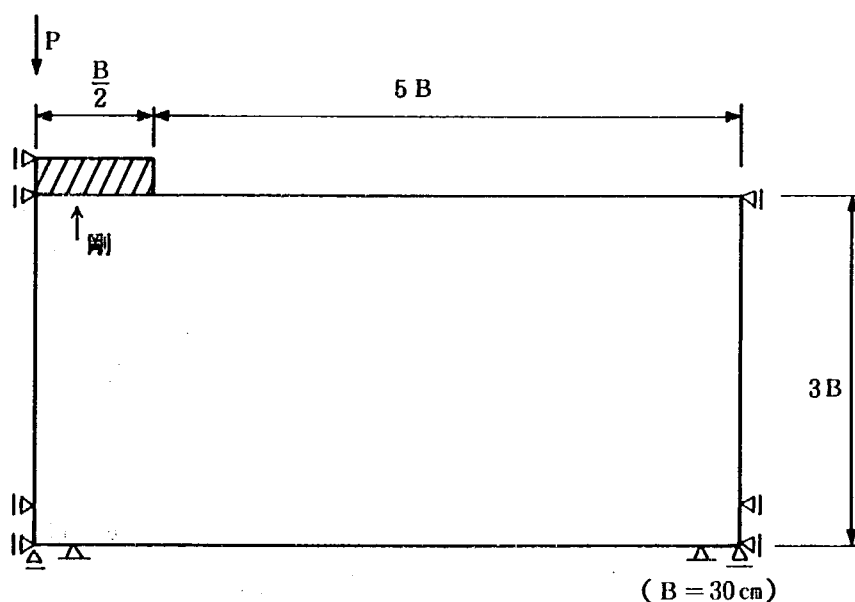


図-2.5.1 モデルの概要

表－2.5.1 鉛直方向変形係数決定条件

変形係数 E	ポアソン比 ν	荷重強度 p	拘束条件	材料タイプ
100 kg/cm ²	0.3 0.4	$p = 5 \text{ kg/cm}^2$ (入力集中荷重) $P = 75 \text{ kg}$	両側水平 下辺鉛直・水平 固定	等方性 (線形弾性)

なお、解析は平面歪で行ない、自重は無視した。

2) 3次元モデル(軸対称モデル)

構造モデルの概要は、図－2.5.2を360度回転した形である。材料定数など諸条件は、表－2.5.2に一括して示す。

表－2.5.2 鉛直方向変形係数決定条件

変形係数 E	ポアソン比 ν	荷重強度 p	拘束条件	材料タイプ
100 kg/cm ²	0.3 0.4	$p = 5 \text{ kg/cm}^2$ (入力集中荷重) $P = 5625 \text{ kg}$	側面水平 下面鉛直・水平 固定	等方性 (線形弾性)

(3) 解析条件(傾斜荷重)

1) 2次元モデル

構造モデルの概要は、図－2.5.2をY軸に対して対称に左へ2倍した形から中心部のメッシュ(3×6=18)を剛とした形である(図－2.5.3)。材料定数などの諸条件は、表－2.5.3に一括して示す。

表－2.5.3 傾斜荷重変形係数決定条件

変形係数 E	ポアソン比 ν	荷重強度 p	拘束条件	材料タイプ
199 kg/cm ²	0.3	$p = 5 \text{ kg/cm}^2$ (入力集中荷重)	両側水平 下面・鉛直水平	直交異方性 (線形弾性)
183 kg/cm ²	0.4	150 kg	固定	

根入れ部、支持地盤(直交異方性)の横方向変形係数は、3次元モデルにより求まる変位にあわせるトライアル計算により求める。

2) 3次元モデル

構造モデルの概要は、2次元モデルの分割を粗くし、それを360°回転させた形の10分割(36°)したソリッドモデルである(図－2.5.4)。材料定数などの諸条件は、表－2.5.4に一括して示す。

表 - 2.5.4 傾斜荷重変形係数決定条件

変形係数 E	ポアソン比 ν	荷重強度 p	拘束条件	材料タイプ
100 kg/cm^2	0.3	$p = 5 \text{ kg/cm}^2$ (入力集中荷重) 3534.3 kg	側面水平	等方性 (線形弾性)
	0.4		下面・鉛直水平 固定	

なお、2次元平面歪解析用モデルに採用する変形係数については、ポアソン比 $\nu = 0.3$ と 0.4 に分けて、3次元解析の等価2次元解析用換算変形係数として、次ページにより求め、これを適用した。

また、载荷部分については、剛性基礎を想定して、基礎底面が同一の沈下形状を示すように、剛な要素として扱った。荷重傾斜角については、 $\tan \theta = 0.3$ ($\theta = 16.7^\circ$) とした。

3) 傾斜荷重作用時の鉛直方向変形係数

傾斜荷重が作用したときの直交異方性構造モデルにおける、鉛直方向の変形係数を、鉛直荷重作用時のFEM計算結果から求める。これらの結果を表 - 2.5.5 に示す。

表 - 2.5.5 鉛直荷重作用時载荷点直下の沈下量と変形係数

条件 解析	$\nu = 0.3$	$\nu = 0.4$	$E \text{ kg/cm}^2$	$p \text{ kg/cm}^2$
2次元平面歪	$-1.626^{(\text{cm})}$	$-1.393^{(\text{cm})}$	100	5
3次元軸対称	-0.819	-0.762	100	5

表 - 2.5.5 より $\nu = 0.3$ のとき、沈下量比は次のようになる。

$$\text{沈下量比} = \frac{\delta \text{ 3次元}}{\delta \text{ 2次元}} = \frac{0.819}{1.626} = 0.504$$

よって、平面歪解析に用いる等価変形係数 E_v は、下記のようになる。

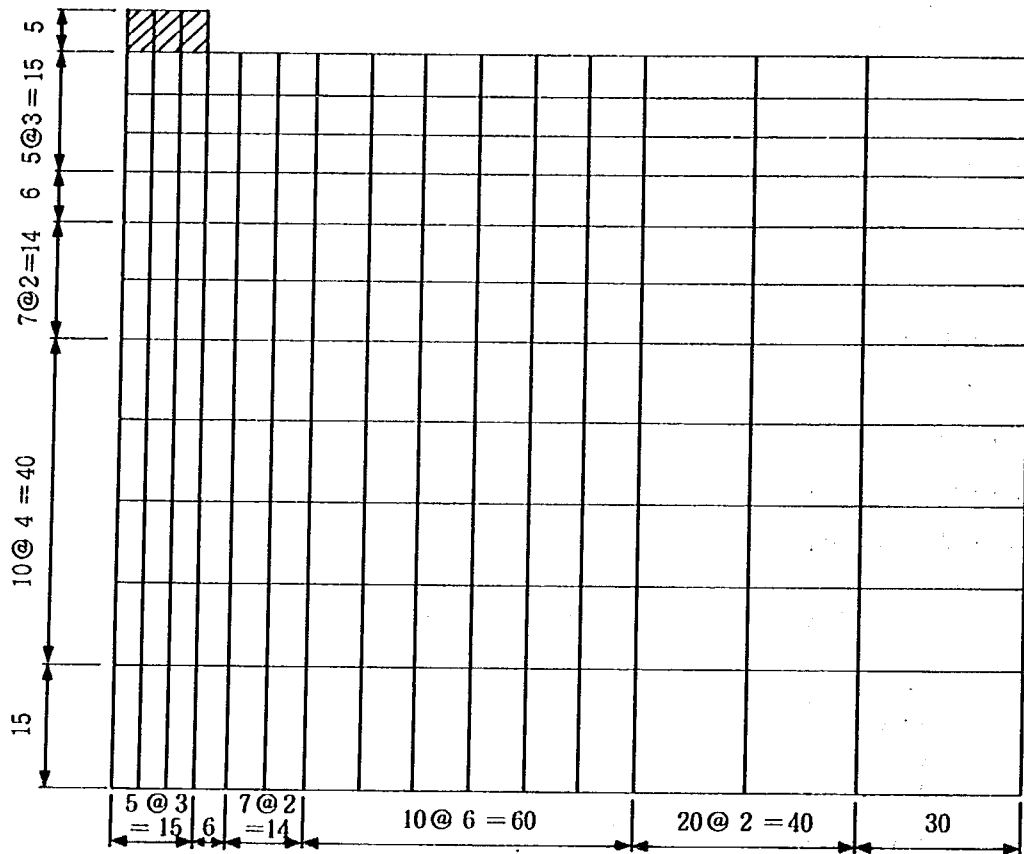
$$E_v = 100 \times \frac{1.626}{0.819} \approx 199 (\text{kg/cm}^2)$$

同様にして、 $\nu = 0.4$ のとき沈下量比および E_v は次のようになる。

$$\text{沈下量比} = \frac{0.762}{1.393} = 0.547$$

$$E_v = 100 \times \frac{1.393}{0.762} \approx 183 (\text{kg/cm}^2)$$

(4) モデルメッシュ図



図→ 2.5.2 鉛直荷重作用時 2次元・3次元（軸対称）モデル

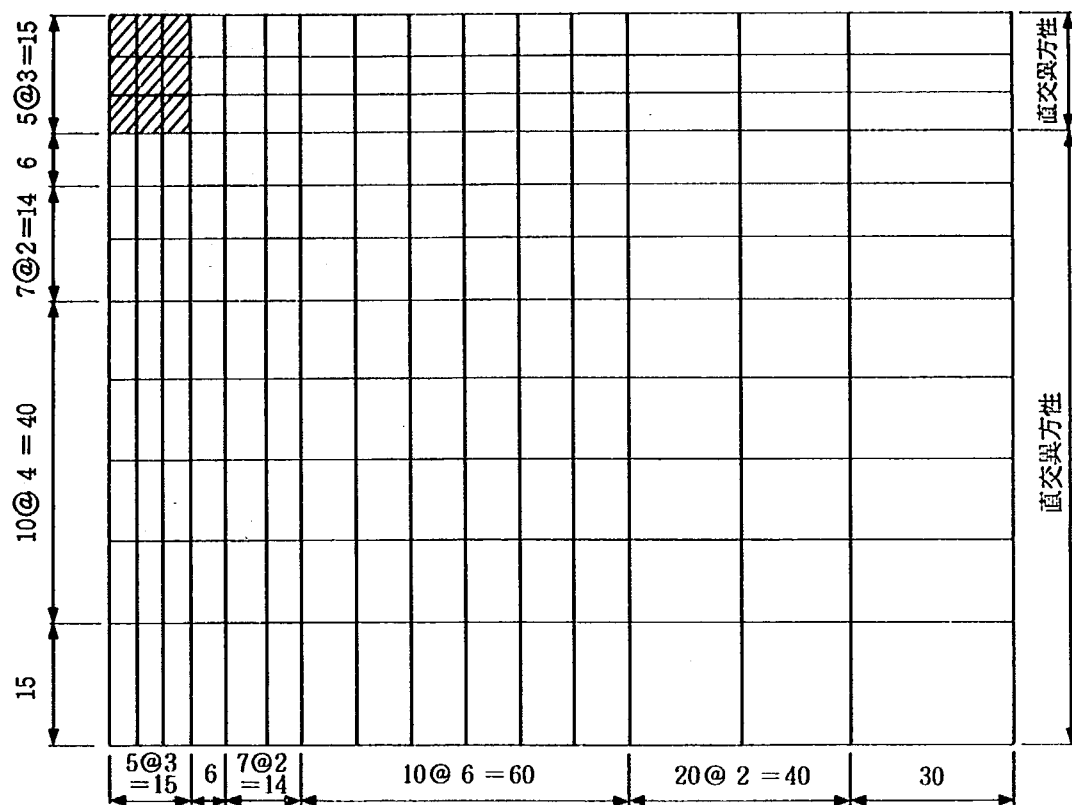
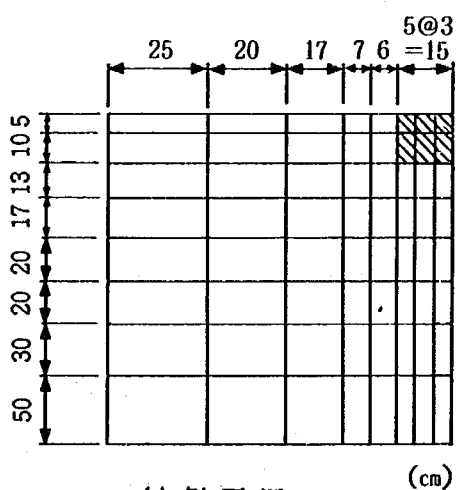
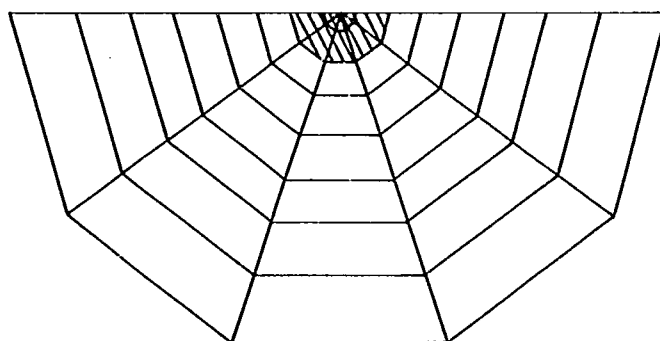


図-2.5.3 傾斜荷重作用時2次元モデル



(a) 側面図



(b) 平面図

図-2.5.4 傾斜荷重作用時3次元モデル

2-5-2 鉛直荷重作用時

F E Mの計算結果に基づき、地盤反力係数 k 値により評価した。表-2.5.5より、ポアソン比 $\nu = 0.3$ と 0.4 に分けて、先ず k 値を求めると、表-2.5.6のようになる。

表-2.5.6 地盤反力係数 $k (=P/\delta)$

解 析 条 件	(単位; kg/cm^2)	
	$\nu = 0.3$	$\nu = 0.4$
2 次 元 平 面 歪	3.08	3.59
3 次 元 軸 対 称	6.11	6.56
k 3 次元 / k 2 次元	1.98	1.83

これらの結果から、地盤反力係数比を基礎形状の変化でみると図-2.5.5となる。同図には、たわみ性基礎（基礎が剛ではなく、やわらかい状態）と剛性基礎の、理論的に求められる地盤反力係数比もあわせて示した。

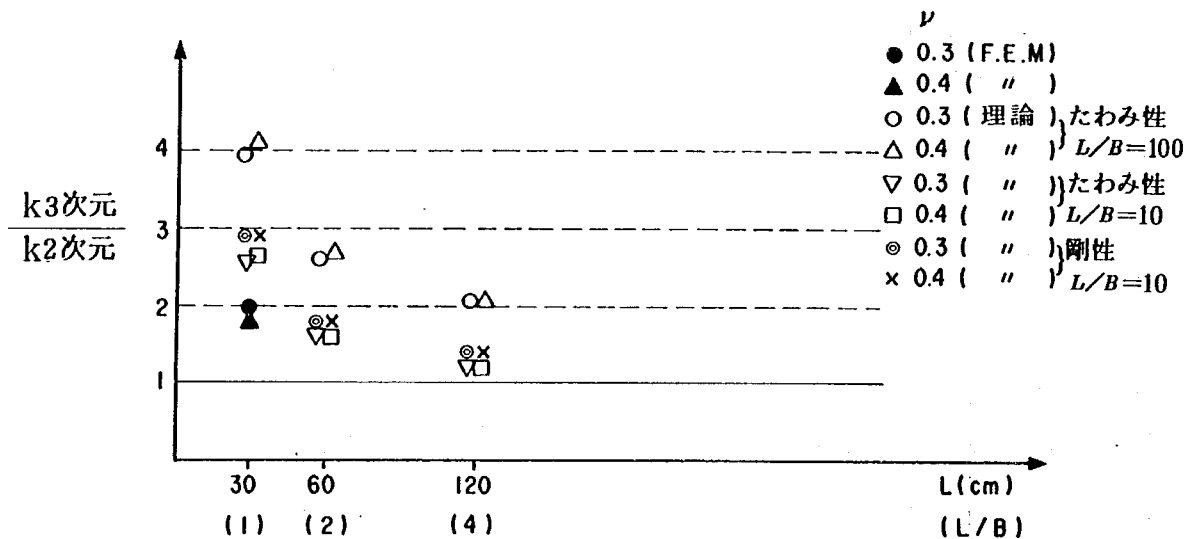


図-2.5.5 基礎形状の違いによる地盤反力係数比

図-2.5.5より、鉛直荷重が作用したときの根入れのない直接基礎で、支持地盤を横方向に基礎幅 ($B = 30\text{ cm}$) の 5.5 倍、深さ方向に同 3 倍と仮定 (対称性を考慮した半分の大きさ) した場合、地盤反力係数比は、F E Mによる計算の結果、剛性基礎として約 2 倍である。これに対して、弾性理論より求めた地盤反力係数比は、たわみ性基礎 ($L/B = 10$ 基準)、剛性基礎およびたわみ性基礎 ($L/B = 100$ 基準) で、それぞれおよそ 2.5, 3 および 4 となっている。

剛性基礎を仮定した F E Mの結果 (グラフの●と▲) と同一条件で計算した理論値 (グラフの◎と×) では、 $B = 30\text{ cm}$ で地盤反力係数比に相違がみられるが、これは、

1) F E Mのモデル領域のとり方。

2) 弾性理論計算における基準となる帯基礎を $L/B = 10$ と仮定したこと。

によるものと推察される。

2-5-3 傾斜荷重作用時

根入れ部 ($D_f = B/2$) を有する直接基礎を仮定して、先ず F E M により、3次元等方性材料で傾斜荷重を載荷した結果を求めた。得られた水平、鉛直変位に等しくなるように、2次元モデル (平面歪、根入れ部支持地盤とも直交異方性材料) の載荷中心の変位を調整した。調整には、横方向変形係数を利用した。

結果を表-2.5.7 (a)(b)に示すが、ケース A は出発値、ケース B は水平変位をあわせた結果、ケース C は水平・鉛直の両変位をあわせた結果である。

表-2.5.7 (a) 横方向変形係数 ($\nu = 0.3$)

(単位: kg, cm)

ケース	3 次元		2 次元		
	E	δ	E_v	δ	E_H
A	100	$\delta_H = 0.150$ $\delta_v = 0.472$ $\theta = 0^\circ 9' 55''$	199	$\delta_H = 0.213$ $\delta_v = 0.589$ $\theta = 0^\circ 4' 51''$	199
B	"	"	"	$\delta_H = 0.151$ $\delta_v = 0.536$ $\theta = 0^\circ 3' 58''$	283
C	"	"	"	$\delta_H = 0.134$ $\delta_v = 0.517$ $\theta = 0^\circ 3' 43''$	320

誤差
 $\delta_H = 107\%$
 $\delta_v = 95\%$

表-2.5.7 (b) 横方向変形係数 ($\nu = 0.4$)

(単位: kg, cm)

ケース	3 次元		2 次元		
	E	δ	E_v	δ	E_H
A	100	$\delta_H = 0.150$ $\delta_v = 0.440$ $\theta = 0^\circ 10' 35''$	183	$\delta_H = 0.213$ $\delta_v = 0.588$ $\theta = 0^\circ 7' 13''$	183
B	"	"	"	$\delta_H = 0.151$ $\delta_v = 0.494$ $\theta = 0^\circ 5' 48''$	272
C	"	"	"	$\delta_H = 0.136$ $\delta_v = 0.477$ $\theta = 0^\circ 5' 31''$	300

誤差
 $\delta_H = 93\%$
 $\delta_v = 84\%$

表-2.5.7 (a)(b)より、横方向変形係数 E_H を大きくしていくにつれて、水平・鉛直の両変位がしだいにあっていく過程が読みとれる。

さて、根入れ長が基礎幅の半分 ($D_f = B/2$)、横方向の長さが基礎幅の 5.5 倍、深さが同 3 倍あるモデルの計算結果では、変形係数比は、2 次元 (直交異方性) の場合、ケース C より、次のようになる。

$$\nu = 0.3 \text{ のとき} \quad e = E_H/E_V = 320/199 = 1.6$$

$$\nu = 0.4 \text{ のとき} \quad e = E_H/E_V = 300/183 = 1.6$$

また、3 次元 (等方性) モデルを基準にした変形係数比は、ポアソン比 $\nu = 0.3, 0.4$ をまとめて、縦方向変形係数でおよそ 2、横方向変形係数でおよそ 3 となっている。

次に、基礎前面と底面に作用する地盤反力をみると、図-2.5.6 (a)~図-2.5.6 (b)となる。図-2.5.6 (a)(b)は、ポアソン比 $\nu = 0.3$ のときの 2 次元、3 次元モデルにおける分布状況を示している。また図-2.5.6 (c)(d)は、ポアソン比 $\nu = 0.4$ のときの 2 次元、3 次元モデルにおける分布状況を表わしている。

ポアソン比 $\nu = 0.3$ のとき、図-2.5.6 (a)(b)より反力分布は、2 次元と 3 次元では異なっていることがわかる。すなわち、“変位をあわせても応力はあわない”ということを示している。

表-2.5.7 (c)のケース C より、基礎底面の回転角 θ が、2 次元と 3 次元ではそれぞれ $3'43''$ 、 $9'55''$ となっており、この結果からも反力分布が一致しないことが推察できる。

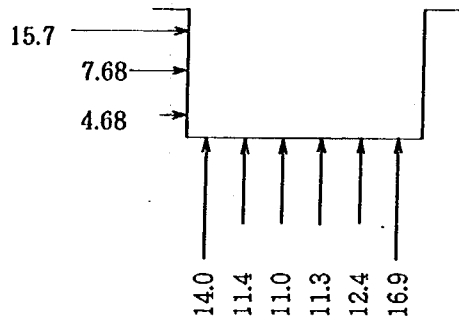


図-2.5.6(a) $\nu = 0.3$, 2 次元 (kg/cm)

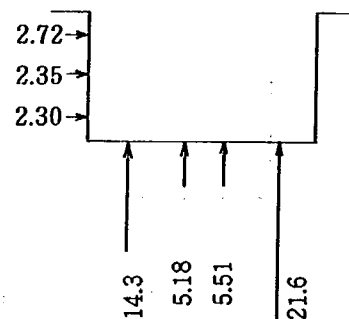


図-2.5.6(b) $\nu = 0.3$, 3 次元 (kg/cm)

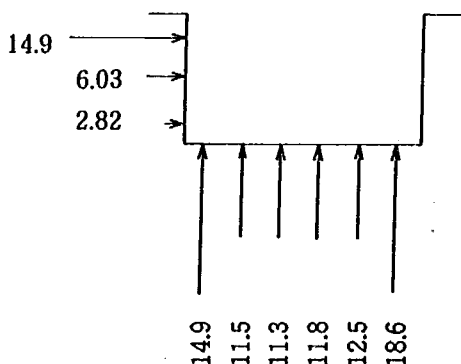


図-2.5.6(c) $\nu = 0.4$, 2 次元 (kg/cm)

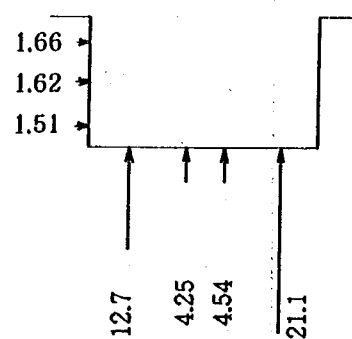


図-2.5.6(d) $\nu = 0.4$, 3 次元 (kg/cm)

ポアソン比が $\nu = 0.4$ のときも、同様のことが言える。

以上に述べた計算結果は、根入れ長が基礎幅の半分($D_f = B/2$)の場合である。根入れ長が変化したり、あるいは、基礎幅が変わってくると、結果も動くものと思われる。また、基礎幅の何倍といったモデル領域のとり方によっても、結果は変化すると考えられる。

2-6 ま と め

一般の直接基礎の支持力解析あるいは変形解析は平面歪を仮定して、2次元剛塑性理論より得られた支持力係数を修正する形で3次元状態での支持力および変形を求める実用公式が提案されているが、明石海峡大橋の基礎の極限支持力算定法として考えられている分割法やRBSMの場合は支持力係数を算定せずに直接極限支持力が求められるので、これらの実用公式はこのままでは適用できない。このため明石海峡大橋の支持力解析手法に適用できる簡便な形状効果の算定法を提案すべく形状効果に関する実験、研究、解析データなどの文献を収集・整理するとともに支持力解析および変位解析を実施した。

支持力解析は、明石海峡大橋の設計条件である荷重傾斜角($\tan \theta = 0.3$)を考慮できる公式として文献調査の結果より道路橋示方書の極限支持力公式を使用するものとし帯状基礎を基準として円形、正方形、長方形基礎との支持力比を形状効果と地盤定数などのパラメータ(C, ϕ, θ, B, D_f)との関係について重回帰分析を行ない、 $C = 0$ 材、 $\phi = 0$ 材、 C, ϕ 材などについてその支持力係数を求めた。また変位解析についてはFEMにより鉛直および傾斜荷重作用時における等価変形係数を求めることを目的とし鉛直荷重作用時には同一条件における3次元軸対称解称解析(円形基礎)と2次元平面歪解析(帯状基礎)を行ない得られた地盤反力係数(k 値)の比を弾性理論解と比較した。傾斜荷重作用時($\tan \theta = 0.3$)には根入れ(D_f)のある直接基礎を3次元解析し得られた変位(鉛直・水平)を合せる形で2次元解析を行ない鉛直・横方向変形係数の比較を行った。

これらの調査・解析および今後の課題についてまとめると次のようになる。

1) 文献調査について

形状係数に関する調査結果は表-2.3.2に示した。 N_c, N_q, N_r のいずれの項にかかる形状係数も、特に B/L が小なる範囲において、各種提案値にばらつきが大きい。(図-2.3.7~図-2.3.10参照)

内部摩擦角の評価によっても形状係数、支持力係数は変化するため、有限要素法等による立体解析を行い応力状態を把握し、さらに、支持力および形状効果に関する検討を進める必要があると考えられる。

2) 支持力に関する形状係数の検討について

道路橋示方書の支持力公式を用いて、地盤定数など5つの説明変数と帯基礎を基準にした支持力比を目的変数とした、一次結合による重回帰分析を行なった。 $C = 0$ 材、 $\phi = 0$ 材および C, ϕ 材ともに重相関係数は0.85以上あり、概ね良好であったと考えられる。今後は、説明変数や重

回帰式に検討を加える必要があろう。特に重回帰式については、仮定した式と支持力公式の関係など、その意味づけが必要となろう。

3) 変位に関する形状係数の検討について

FEMを用いて変位に関する換算変形係数を求めた。

鉛直荷重が作用したときの根入れのない直接基礎で、支持地盤を横方向に基礎幅 ($B=30\text{cm}$) の 5.5 倍、深さ方向に同 3 倍と仮定 (対称性を考慮した半分の大きさ) した場合、地盤反力係数比は、FEM による計算の結果、剛性基礎として約 2 倍である。これに対して、弾性理論より求めた地盤反力係数比は、たわみ性基礎 ($L/B=10$ 基準)、剛性基礎およびたわみ性基礎 ($L/B=100$ 基準) で、それぞれおよそ 2.5, 3 および 4 となっている。

傾斜荷重 ($\tan \theta = 0.3$) が作用した時の根入れ長が基礎幅の半分 ($D_f = B/2$) 横方向の長さが基礎幅の 5.5 倍、深さが同 3 倍あるモデルの計算結果では、変形係数比は、2 次元 (直交異方性) の場合ポアソン比 $\nu = 0.3$, $\nu = 0.4$ の時それぞれ $e = E_H/E_V = 1.6$ となる。

また、3 次元 (等方性) モデルを基準にした変形係数比は、ポアソン比 $\nu = 0.3, 0.4$ をまとめて、縦方向変形係数でおよそ 2、横方向変形係数でおよそ 3 となっている。

しかしながら条件を設定して求めた結果に一般性があるかどうかは、多くの計算を実施して、調査する必要があると考えられる。また、応力からの検討も必要と思われる。

参 考 文 献

- 1) 本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告；土木研究所資料第 2086 号 昭和 59 年 3 月
- 2) 本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告；土木研究所資料第 2220 号 昭和 60 年 3 月
- 3) Terzaghi : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley 1954
- 4) Meyerhof : The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, Geotechnique, II - 4, 1951
- 5) Vesic : Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations, Proc. of A. S. C. E., Vol. 99, No. SM1, 1973
- 6) Skempton : The Bearing Capacity of Clays, Proc. Build. Res. Congress, London, 1951
- 7) Hansen : A General Formula for Bearing Capacity, D. G. I, Bull, 11, 1961
- 8) 山口柏樹, 木村孟, 寺師昌明 : 極限支持力の精密解について, 第 3 回土質工学研究発表会, 昭和 43 年
- 9) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 (下部構造編), 丸善, 昭和 55 年
- 10) 建設省土木研究所 : 浅い剛体基礎の極限支持力に関する研究, 第 1611 号, 昭和 55 年
- 11) 河口至商 : 多変量解析入門 I, 森北出版, 1980 年

第3章 耐風に関する調査試験

構造研究室 横 山 功 一
佐 藤 弘 史
福 田 誠
東久保 正 徳

3-1 調査の概要

今年度は明石海峡大橋の耐風性調査および大鳴門橋における自然風および対風応答データの解析を実施した。明石海峡大橋の耐風調査では、トラス補剛桁設計案のフラッター（ねじれモードあるいはねじれモードと鉛直たわみモードの連成した崩壊的な自励振動）に着目し、一様気流中および格子乱流中で風洞試験を行い、フラッターにおよぼす気流の乱れの影響を調査した。その結果、負の迎角（ -2° 、 -3° ）で発現するフラッターは乱れの強さが大きくなるにつれフラッター限界風速が高まり、正の迎角（ 3° ）で発現するフラッターは乱れの強さが大きくなるにつれフラッター限界風速が低下する傾向のあることが明らかとなった。

大鳴門橋には建設前になされた耐風設計の妥当性を確認するために、また上述の明石海峡大橋の設計に資するデータを蓄積するために、自然風および対風応答を観測し記録するシステムが設置されている。本システムで観測されたデータは磁気テープに記録されるが、今年度は解析用プログラムを作成し、今年度観測されたデータを用い基本的統計量を計算した。その結果、平均風速および平均風向は大鳴門橋補剛桁の橋軸方向にそってほぼ一様であること、主流方向風速の乱れ強さは小さいこと、変位振幅の大きな振動は平均風速約 21 m/s まで記録されていないことなどが明らかとなった。これらの調査内容をとりまとめて以下に報告する。

3-2 明石海峡大橋の耐風性調査

3-2-1 ま え が き

明石海峡大橋は神戸－鳴門ルートの神戸－淡路島間に建設が予定されている吊橋であり、その中央径間としては現在世界最長であるハンバー橋（ 1410 m ）をはるかにしのぐ 2000 m 級のもの計画されている。このような長大橋梁では風の影響が非常に重要であり、本橋も調査の初期の段階より耐風性の検討が実施されており¹⁾、また近年土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会においても明石海峡大橋の耐風設計に関する検討が進められている²⁾。

本橋補剛桁の耐風性のうち、トラス補剛桁案のフラッターに対する検討は本州四国連絡橋公団および民間の研究機関により実施されており、本州四国連絡橋耐風設計基準（以下本四基準と略す）³⁾を満足する設計案が見出されている⁴⁾。本四基準では乱れのほとんどない一様気流により橋桁のフラッター特性を推定するよう規定されており、上述の設計案も一様気流中での風洞試験結果からフラッターに対する安全性が確認された。しかしながら自然の風は風速が時間的にも空間的にも変動す

る乱流であり、一様気流中の橋梁の対風応答と乱流中のそれとでは特性が異なることを示した研究成果も報告されている⁵⁾。このため明石海峡大橋トラス補剛桁設計案についても乱流中でのフラッター特性を明らかにすることが重要であると考えられた。ただし、トラス補剛桁のフラッター特性におよぼす乱流の影響の詳細については既往の成果のみでは不明な点も少なくなく、乱流中での本橋設計案の風洞試験も今まで実施されていないため、新たに乱流中で風洞試験を実施する必要があると考えられた。

今年度は3種類の格子により乱れ強さの異なる乱流を発生させ、これらの乱流中および一様気流中においてバネ支持模型試験を行い、乱流が本橋トラス補剛桁設計案のフラッター特性におよぼす影響を調査した。

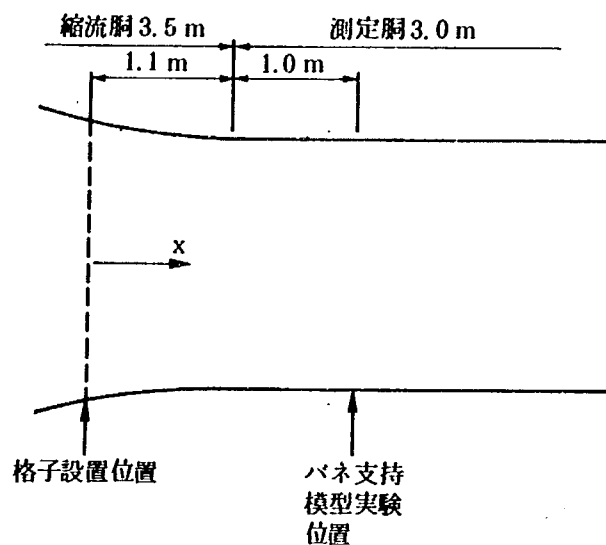


図 3 - 2 - 1 非定常空気力風洞実験位置図

3 - 2 - 2 乱流の特性調査

3 - 2 - 2 - 1 実験方法

使用した風洞は土木研究所の非定常空気力風洞であり、その主要諸元を表 3 - 2 - 1 に示す。乱流発生のために用いた格子は No. 1 ~ No. 3 の 3 種類であり、設置位置および形状をそれぞれ図 3 - 2 - 1 および図 3 - 2 - 2 に示す。風速の計測は熱線風速計で行い、ミニコンピュータを用いデータの解析を行った。

表 3 - 2 - 1 非定常空気力風洞主要諸元

風 洞 形 式			単回路還流式
主 要 寸 法	測 定 洞	幅 (mm)	1,000
		高 (mm)	2,000
		長 (mm)	3,000
	縮 入 口 (mm×mm)		3,000 × 5,000
	流 出 口 (mm×mm)		1,000 × 2,000
送 風 機	洞 縮 流 比		7.50
	風 路 全 長 (mm)		55,000
	形 式		固定ピッチ動翼軸流式
	動 翼 直 径 (mm)		1,500
	有 効 全 圧 (mmAg)		40.0
氣 流	風 量 (m^3/s)		70.0
	回 転 数 (rpm)		1,250.0
	容 量 (kW)		50.0
氣 流	最 大 風 速 (m/s)		30.0
	乱 れ 率 (%)		0.5%以下

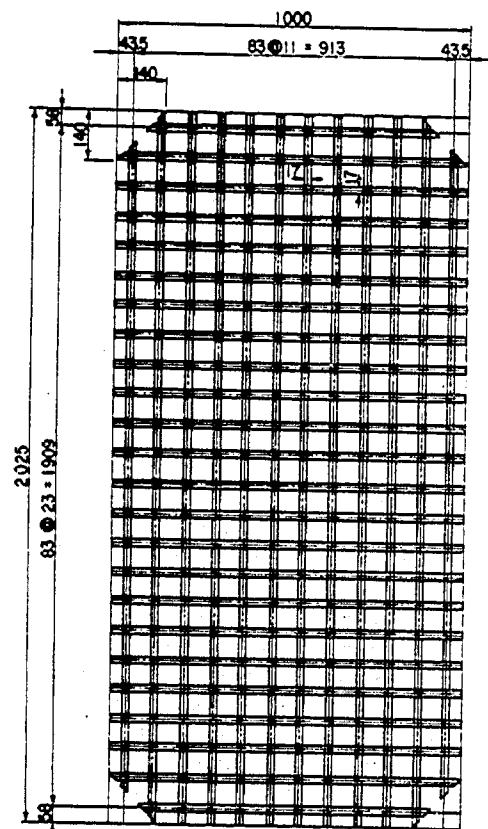


図 3-2-2-1 非定常空気力風洞用
格子 № 1
メッシュサイズ 0.083 m
バーサイズ 0.017 m

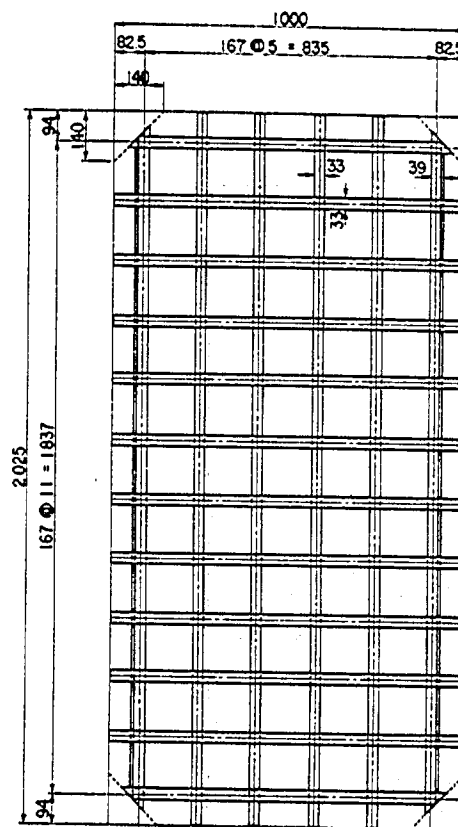


図 3-2-2-2 非定常空気力風洞用
格子 № 2
メッシュサイズ 0.167 m
バーサイズ 0.033 m

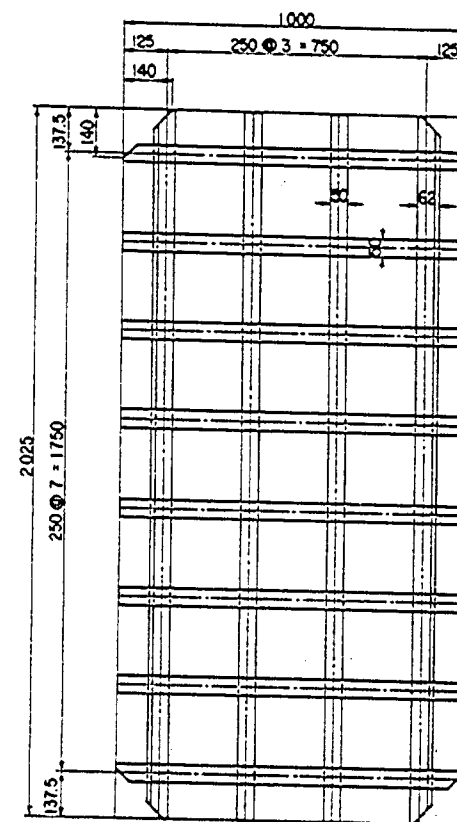


図 3-2-2-3 非定常空気力風洞用
格子 № 3
メッシュサイズ 0.25 m
バーサイズ 0.05 m

3-2-2-2 乱流の特性

a) 平均風速および乱れ強さの分布

主流直角水平方向に平均風速および乱れ強さの分布を調べた。その結果を図3-2-3に示す。

図より平均風速および乱れ強さは概ねほぼ一様に分布していることが読み取れる。

b) 変動風速のパワースペクトル, 乱れ強さ, および乱れのスケール

主流方向および鉛直方向の変動風速のスペクトル S_{uu} , S_{ww} を自然風のそれと比較した。比較にあたっては, 周波数を橋梁幅員 B および平均風速 U で無次元化し, また S_{uu} あるいは S_{ww} は U^2 および f で無次元化した。無次元振動数 fB/U の対数を横軸とし, 無次元スペクトル fS/U^2 を縦軸にとると, 横軸とスペクトル曲線との間の面積は乱れ強さの2乗に比例し, どの周波数成分のパワーが強いかが読み取れる。結果を図3-2-4に示す。実橋のパワースペクトル密度関数 (以下 P.S.D. と略す) としてはESDU⁶⁾のものを用いた。ESDUによれば, 自然風のスペクトルは高度および地面の粗度長 (Z_o) に依存するが, ここでは高度を80 mとし粗度長 Z_o を 10^{-4} m および 10^{-2} m とし, それぞれに対する P.S.D. を図化した。 $Z_o = 10^{-4}$ m は穏やかな海, $Z_o = 10^{-2}$ m は荒れた海に相当する。

風洞実験で使用した各乱流およびESDUより推定される実橋の自然風の主流方向変動成分 u , 鉛直方向変動成分 w の乱れ強さ, 乱れのスケールを表3-2-2に示す。 u 成分の乱れ強さは格子乱流 No.3 は荒れた海と穏やかな海の間に相当するが格子乱流 No.1, No.2 は穏やかな海よりも小

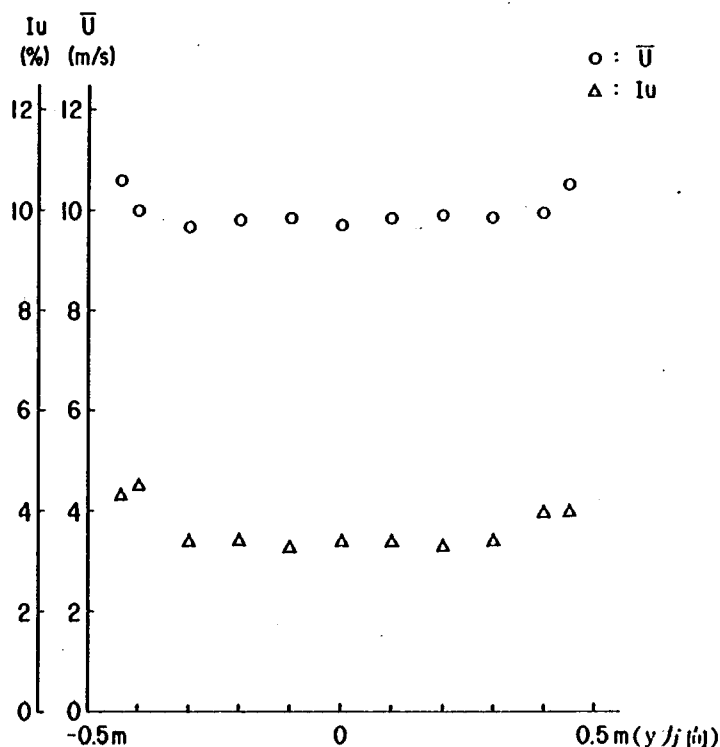


図3-2-3-1 平均風速, 乱れ強さの分布 (格子No.1)

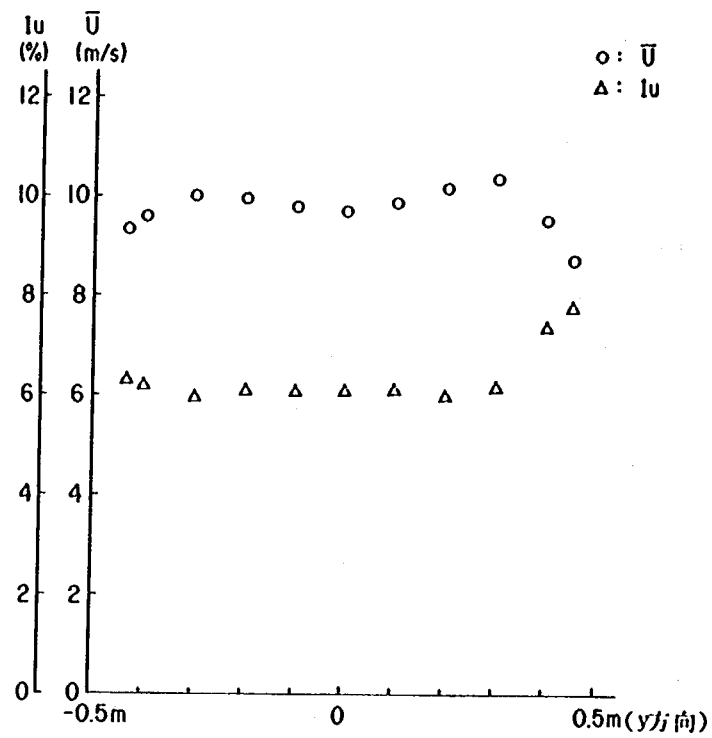


図 3-2-3-2 平均風速，乱れ強さの分布（格子No 2）

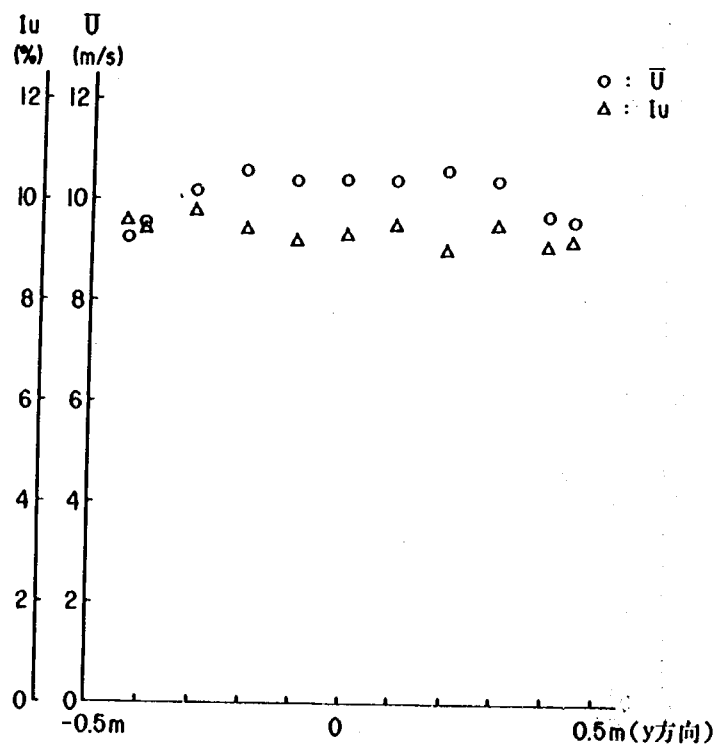


図 3-2-3-3 平均風速，乱れ強さの分布（格子No 3）

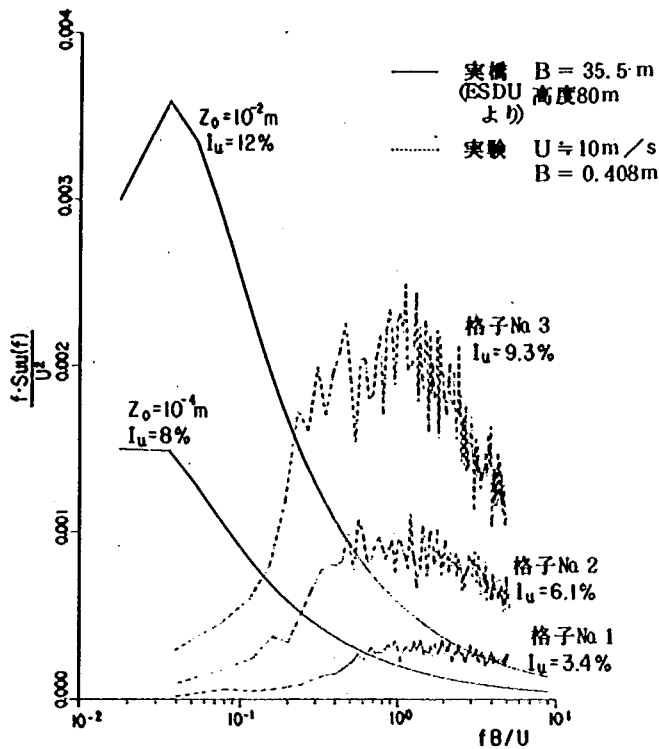


図 3-2-4-1 風速のスペクトル
(u 成分)

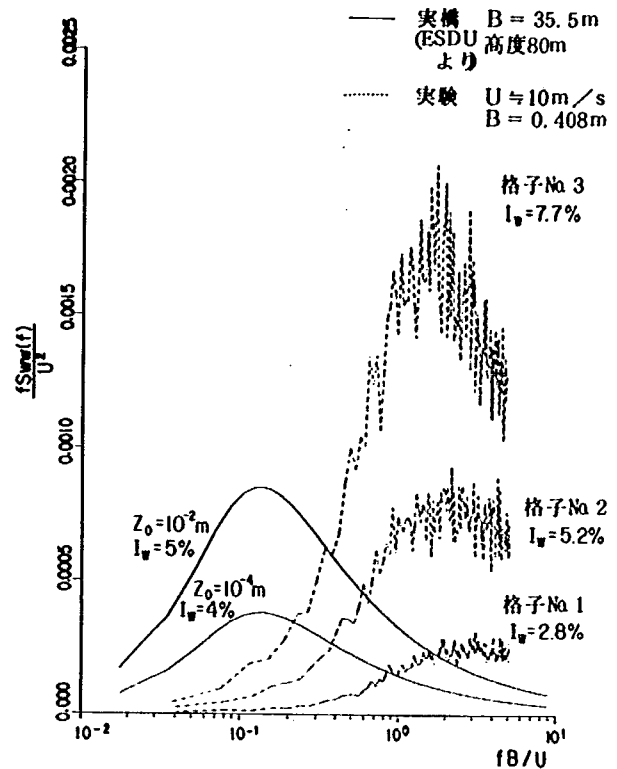


図 3-2-4-2 風速のスペクトル
(w 成分)

表 3-2-2 乱れ強さ, および乱れのスケール

	I_u (%)	I_w (%)	Lx^u (m)	Lx^w (m)
実 験 (格子No 1)	3.4	2.8	0.056	0.031
実 験 (格子No 2)	6.1	5.2	0.078	0.039
実 験 (格子No 3)	9.3	7.7	0.098	0.049
実橋 ^(注) ($Z_0=10^{-4}$ m)	8	4	210	28
実橋 ^(注) ($Z_0=10^{-2}$ m)	12	5	150	28

(注) ESDUによる推定値

さな乱れ強さである。 w 成分の乱れ強さは格子乱流No 2は荒れた海に相当するが格子乱流No 3は荒れた海よりも大きな, 格子乱流No 1は穏やかな海よりも小さな乱れ強さである。各格子乱流のスケール比(乱れのスケールの補剛トラス主構間隔に対する比)は実橋に比べ小さく, 実橋の $1/7 \sim 1/40$ 程度である。

c) 乱流の空間変動特性

主流直角水平方向(y 方向)に Δy だけ間隔をあけて設置した2体の熱線風速計 x 型プローブを用い, 乱流の空間的な変動特性を調べた。 u および w の空間相関係数 r_u および r_w と Δy (気流直角方向水平間隔)との関係を図3-2-5に示す。同図中には指数形の近似式もあわせて記

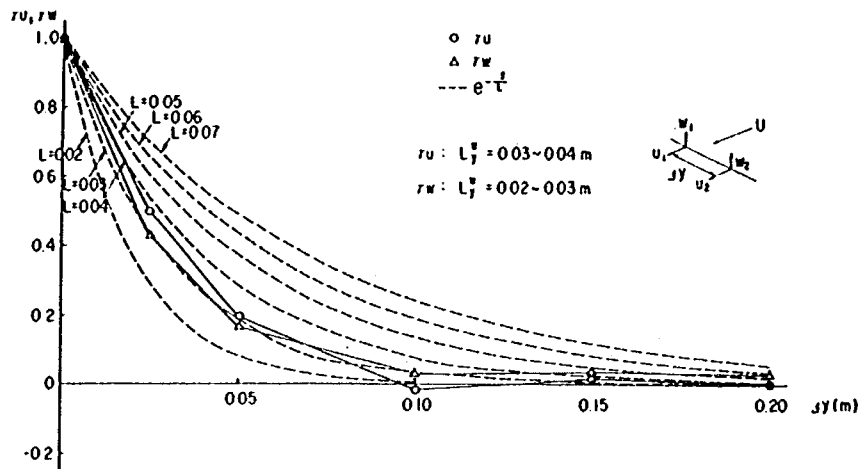


図 3-2-5-1 空間相関係数 r_u, r_w (格子 No. 1)

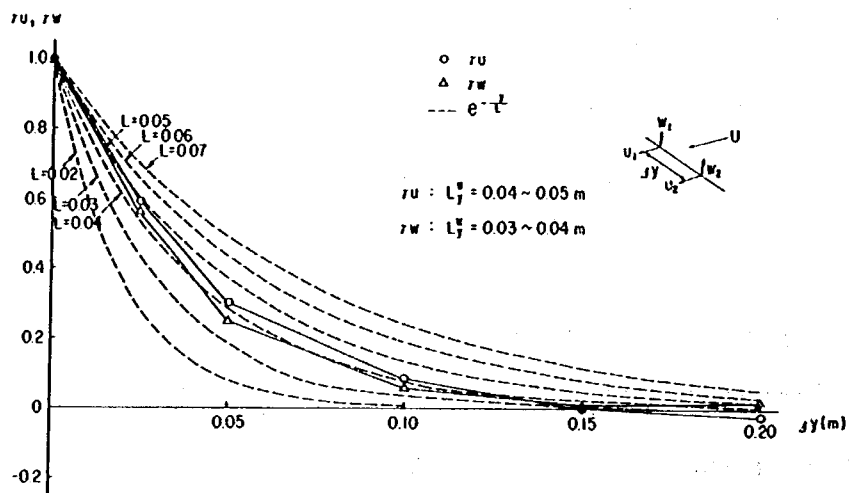


図 3-2-5-2 空間相関係数 r_u, r_w (格子 No. 2)

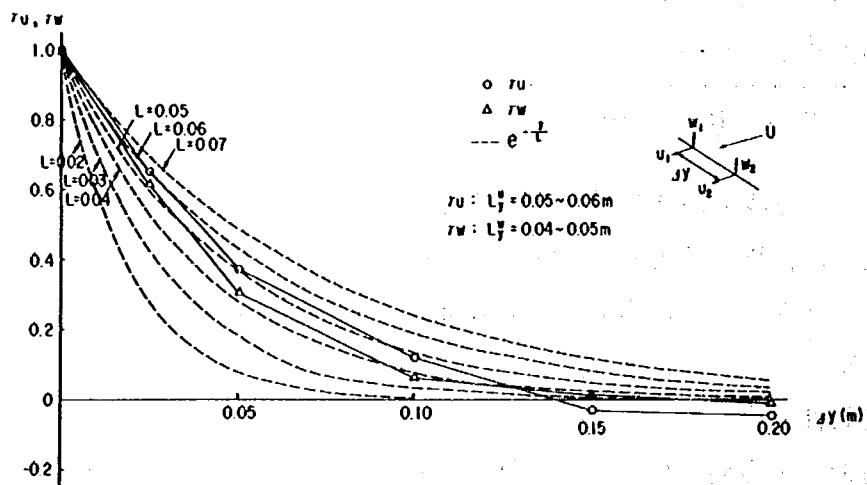


図 3-2-5-3 空間相関係数 r_u, r_w (格子 No. 3)

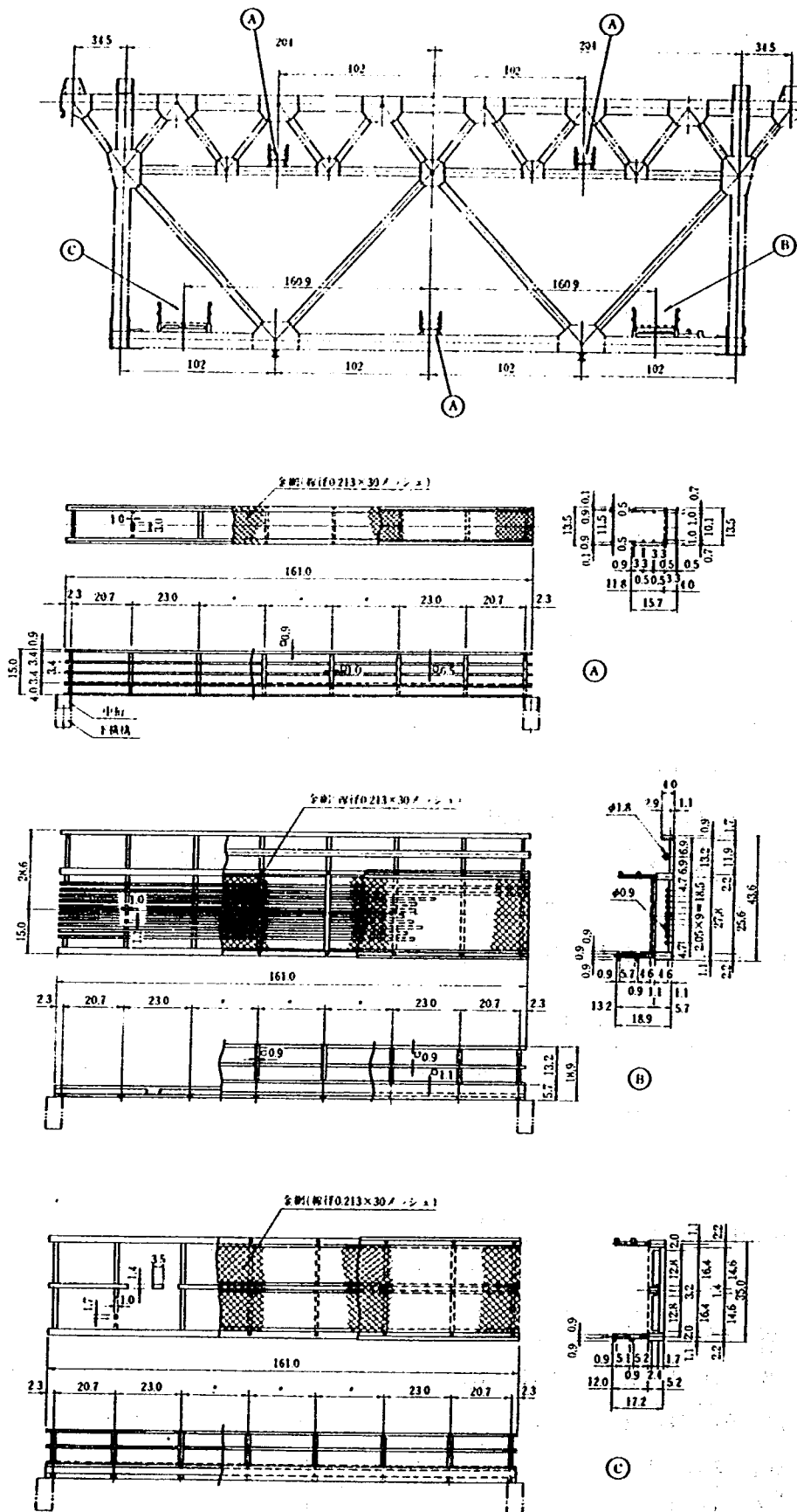


図3-2-6-1 明石海峡大橋模型図(その1)

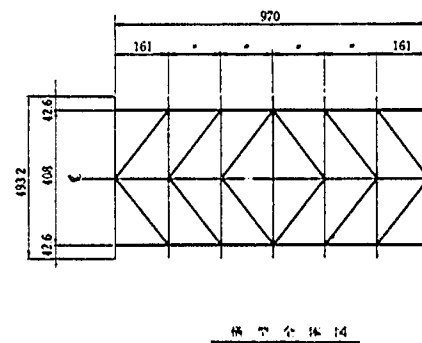
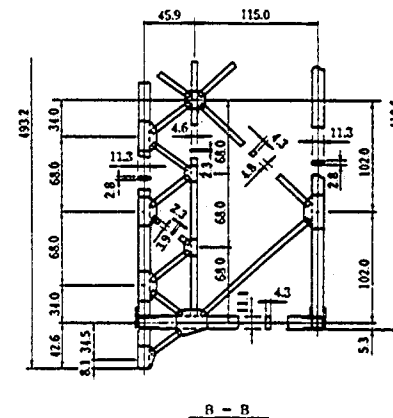
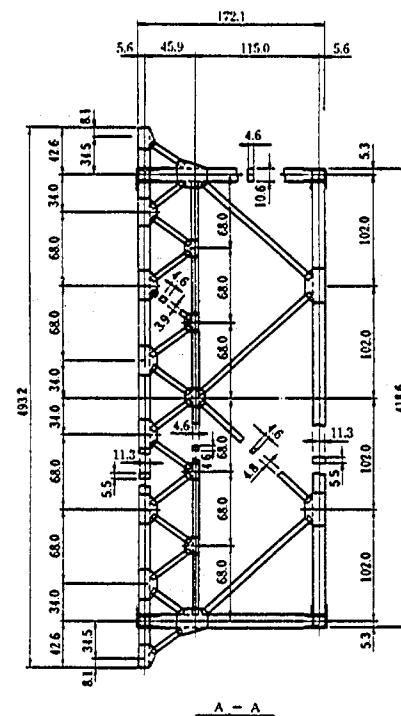
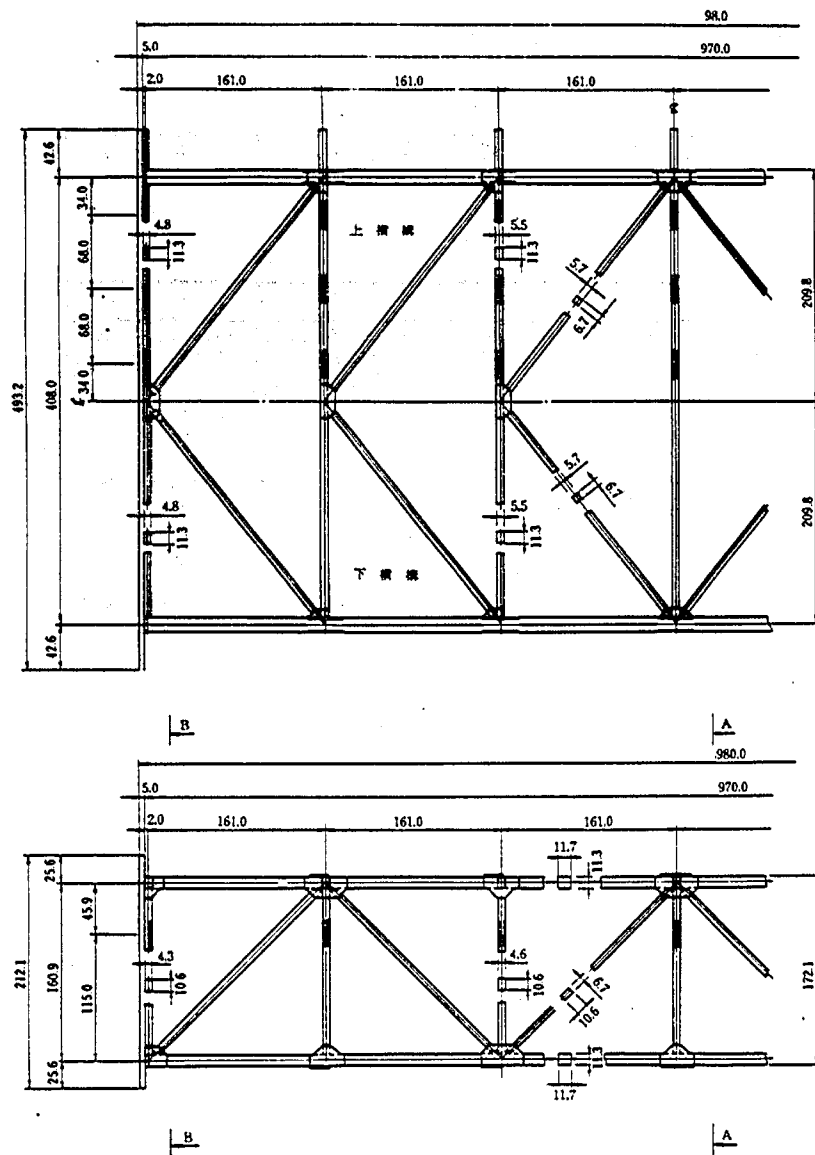


図 3-2-6-2 明石海峡大橋模型図 (その 2)

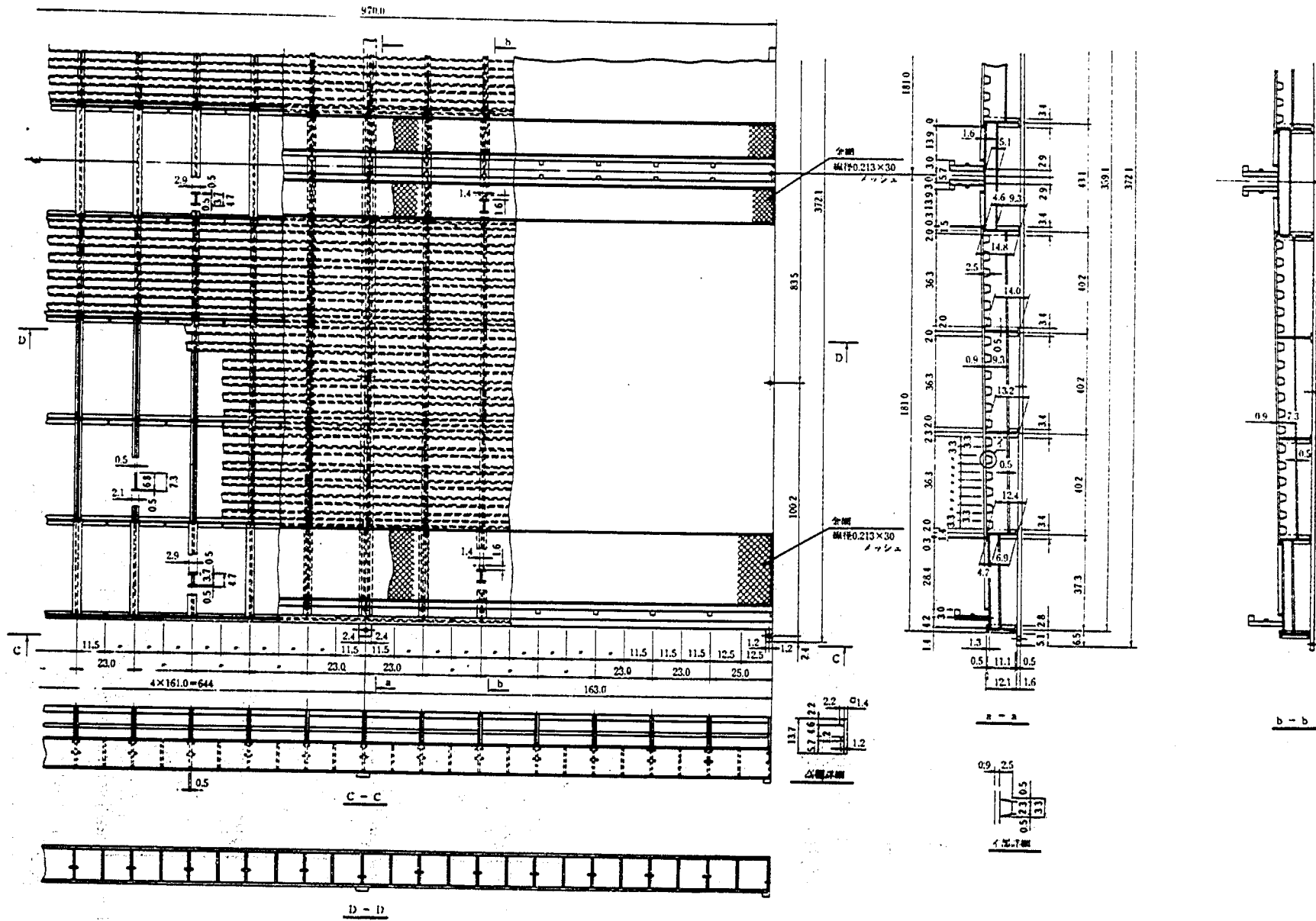


図 3-2-6-3 明石海峡大橋模型図(その3)

せるためには、模型を支持した状態で全体の振動系としてバネ定数を動的な試験により求め、所要の質量およびこのバネ定数より所要の固有振動数を計算し、おもりを調整してその固有振動数に一致させるといった方法をとった。減衰率に関する相似条件については、中央径間が2000 m級の長大吊橋の減衰の値が必ずしも明らかでないこと、および $\delta_{0\theta}$ を0.03に設定して実施した既往の風洞試験結果⁴⁾ではフラッターが発現しにくく、 $\delta_{0\theta}$ を0.03に設定すると乱流がフラッターにおよぼす効果が不明瞭になるおそれがあったことなどの理由により一般のトラス橋桁の試験で用いられる減衰率(0.03)よりも小さく設定した。実験ケースを表3-2-4に示す。

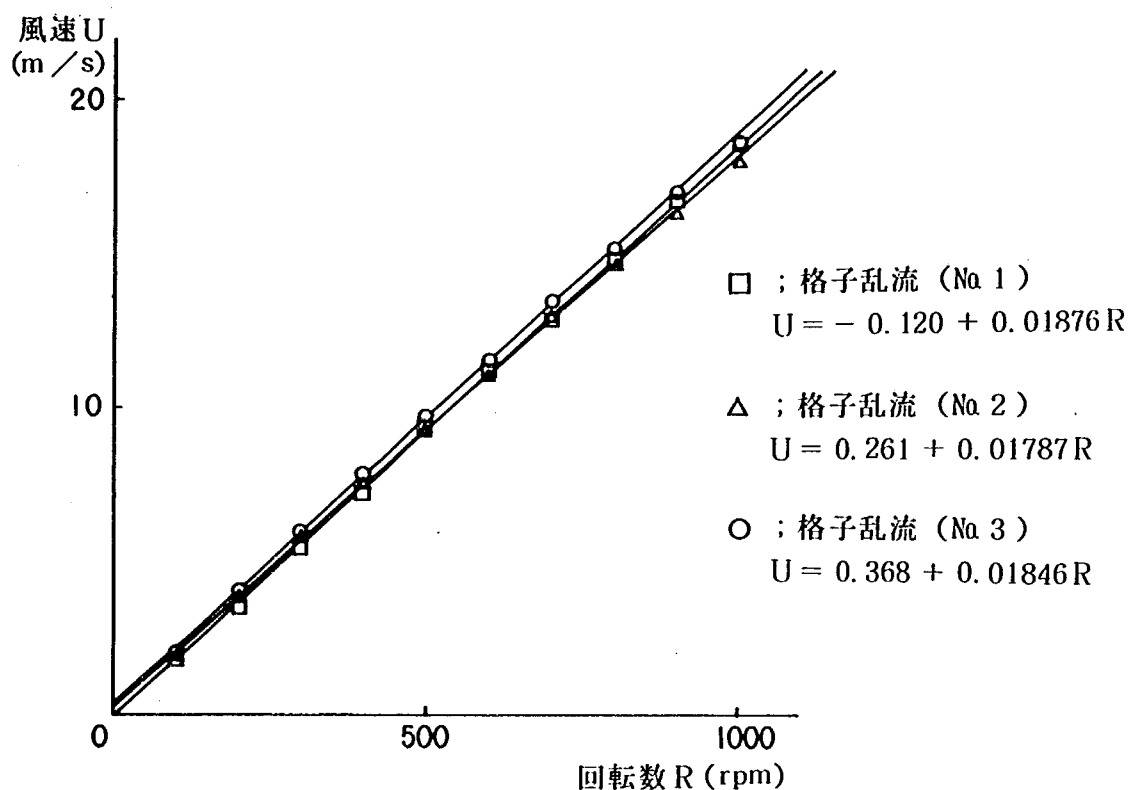


図3-2-7 風洞送風機回転数と平均風速との関係

表3-2-4 明石海峡大橋実験ケース

気 流	迎 角
一様流	0°, ±1°, ±2°, ±3°
乱 流 (格子1)	0°, -2°, ±3°,
乱 流 (格子2)	0°, -2°, ±3°,
乱 流 (格子3)	0°, -2°, ±3°,

3-2-3-2 実験結果

a) トラス補剛桁設計案の耐風安定性

バネ支持模型実験より得られたトラス補剛桁設計案の一様気流中でのフラッター特性を図3-2-8-1に示す。図は風速と振幅との関係を示したもの（以下 $V-A$ とよぶ）である。図より明らかなように $-3^{\circ} \sim 3^{\circ}$ の全迎角で実橋換算風速 100 m/s 以下でフラッターが発現している。迎角が -1° 、 -2° 、 $\pm 3^{\circ}$ の場合、フラッター限界風速はそれぞれ実橋換算風速で約 52 m/s 、 48.5 m/s 、 50 m/s 、 59 m/s であり、本四基準で定められている限界風速（ $78 \text{ m/s} = \text{設計風速} (65 \text{ m/s}) \times 1.2$ ）よりも低い。しかしながら、今回の実験では δ_{00} を本四基準で定められている減衰率（ 0.03 ）よりも小さく設定しており、減衰率を本四基準の値に設定するとフラッター限界風速は高くなると考えられる。

b) 乱流中での応答特性

フラッターにおよぼす気流の乱れの影響を調べるために、迎角 0° 、 -2° 、 $\pm 3^{\circ}$ において、No 1～No 3の格子乱流中で試験を行った。各迎角における一様流中、No 1～3の格子乱流中の $V-A$ を図3-2-8-2～5に示す。

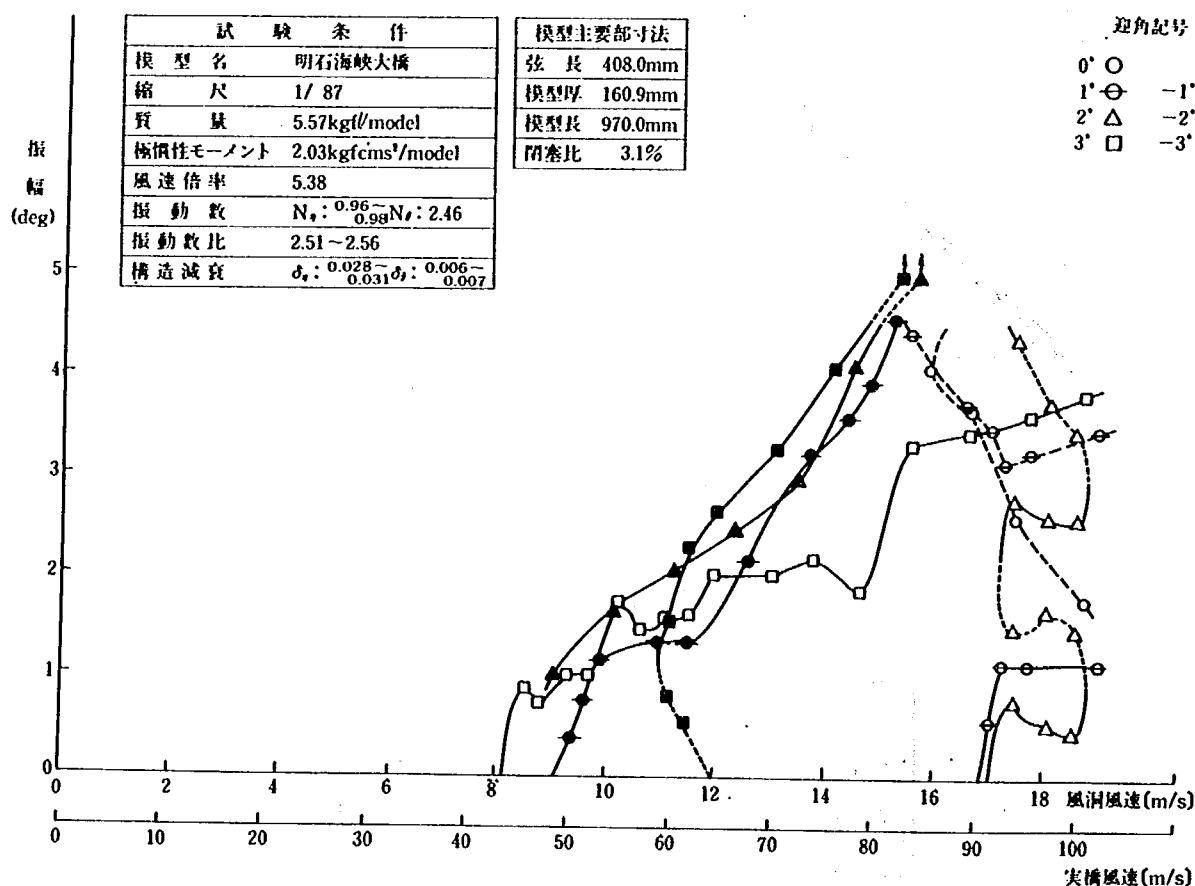


図3-2-8-1 振幅-風速曲線（一様流）

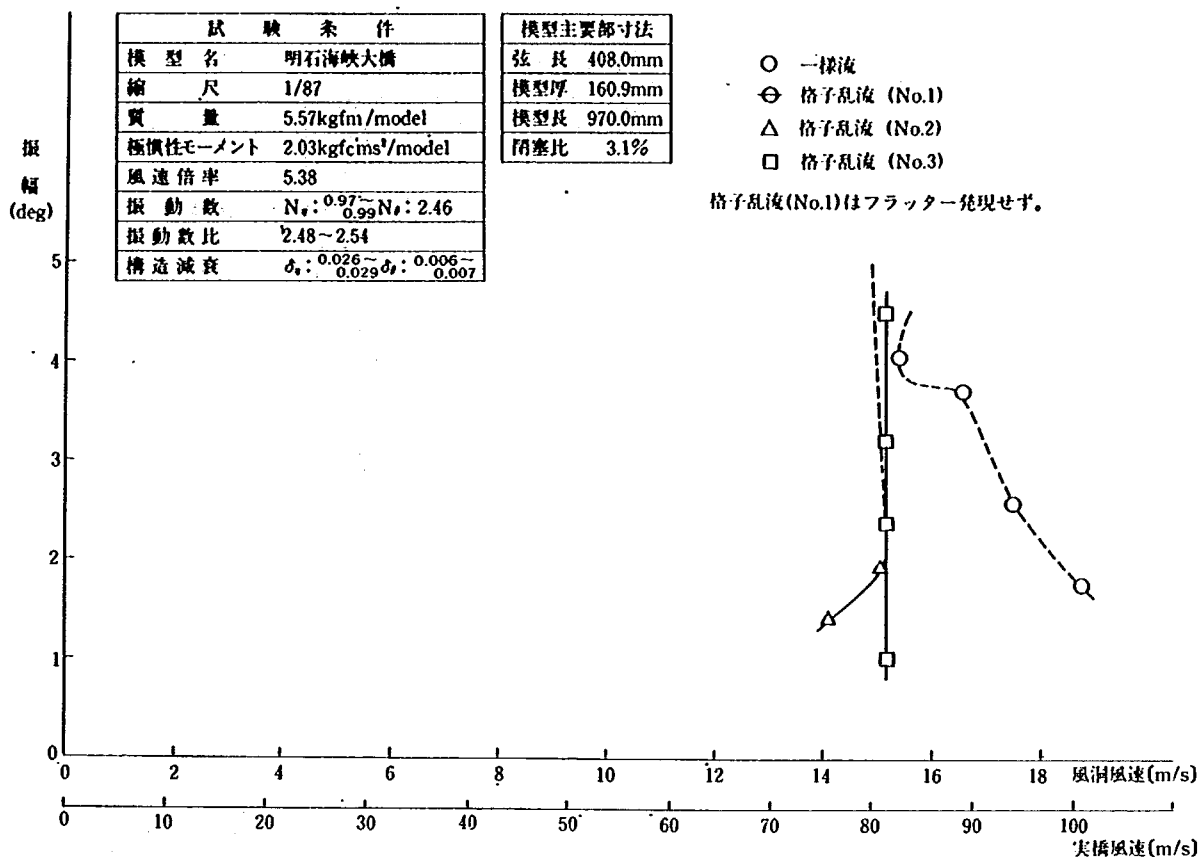


図 3-2-8-2 振幅 - 風速曲線 (迎角 0 度)

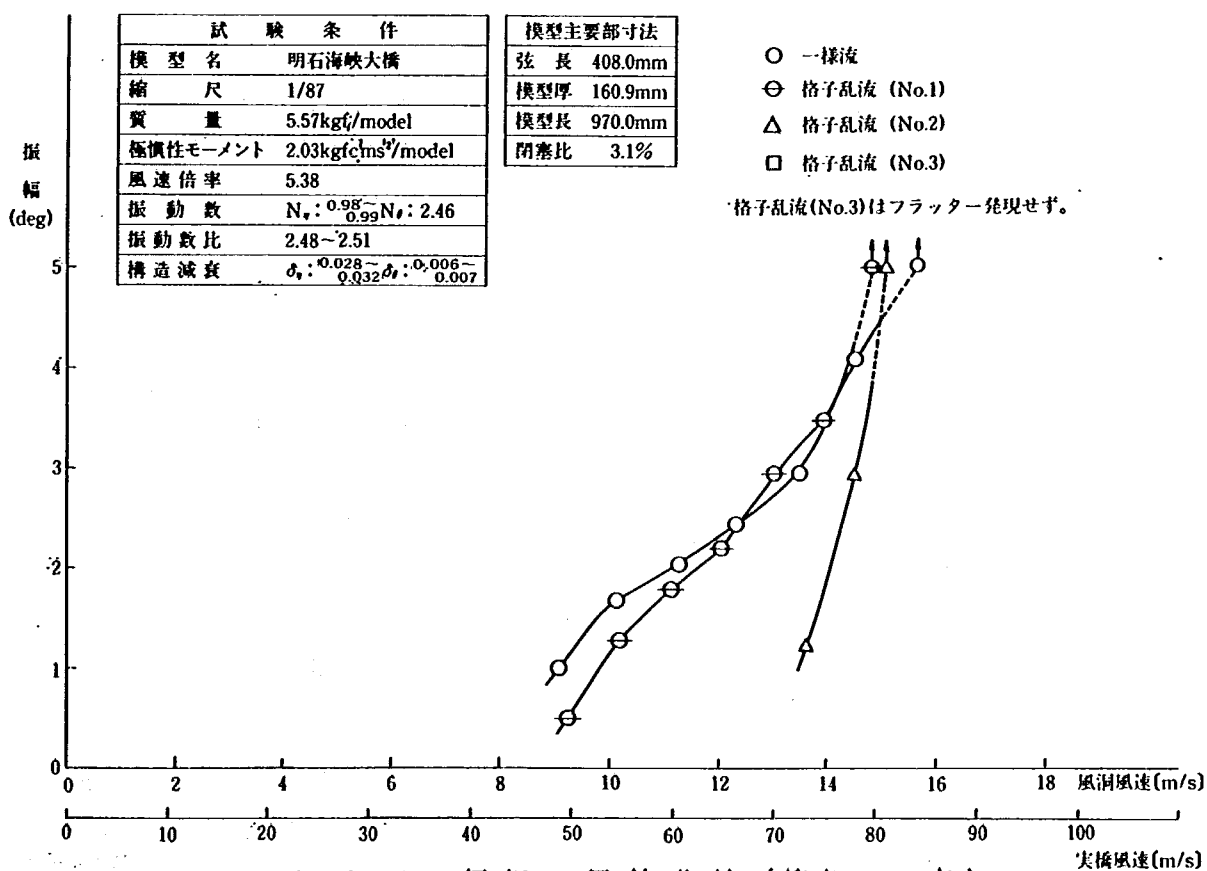


図 3-2-8-3 振幅 - 風速曲線 (迎角 - 2 度)

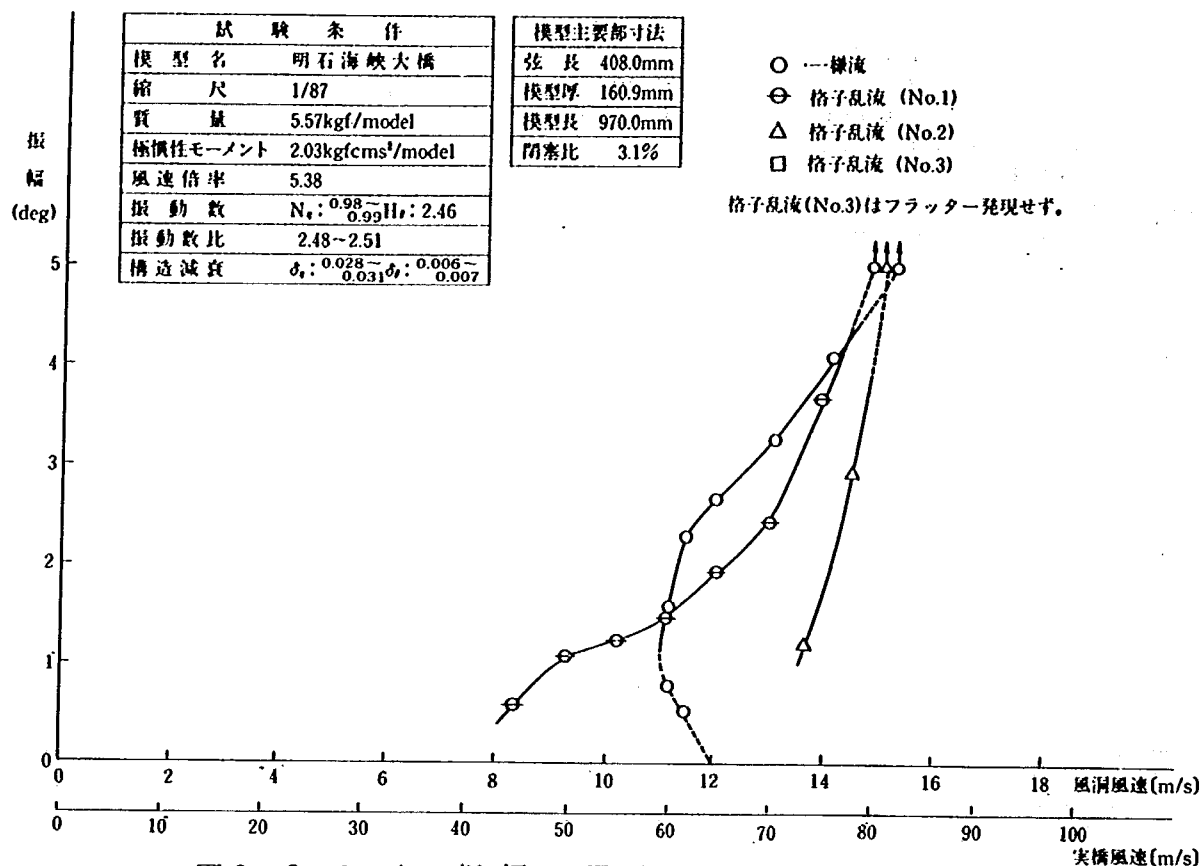


図 3-2-8-4 振幅 - 風速曲線 (迎角 - 3 度)

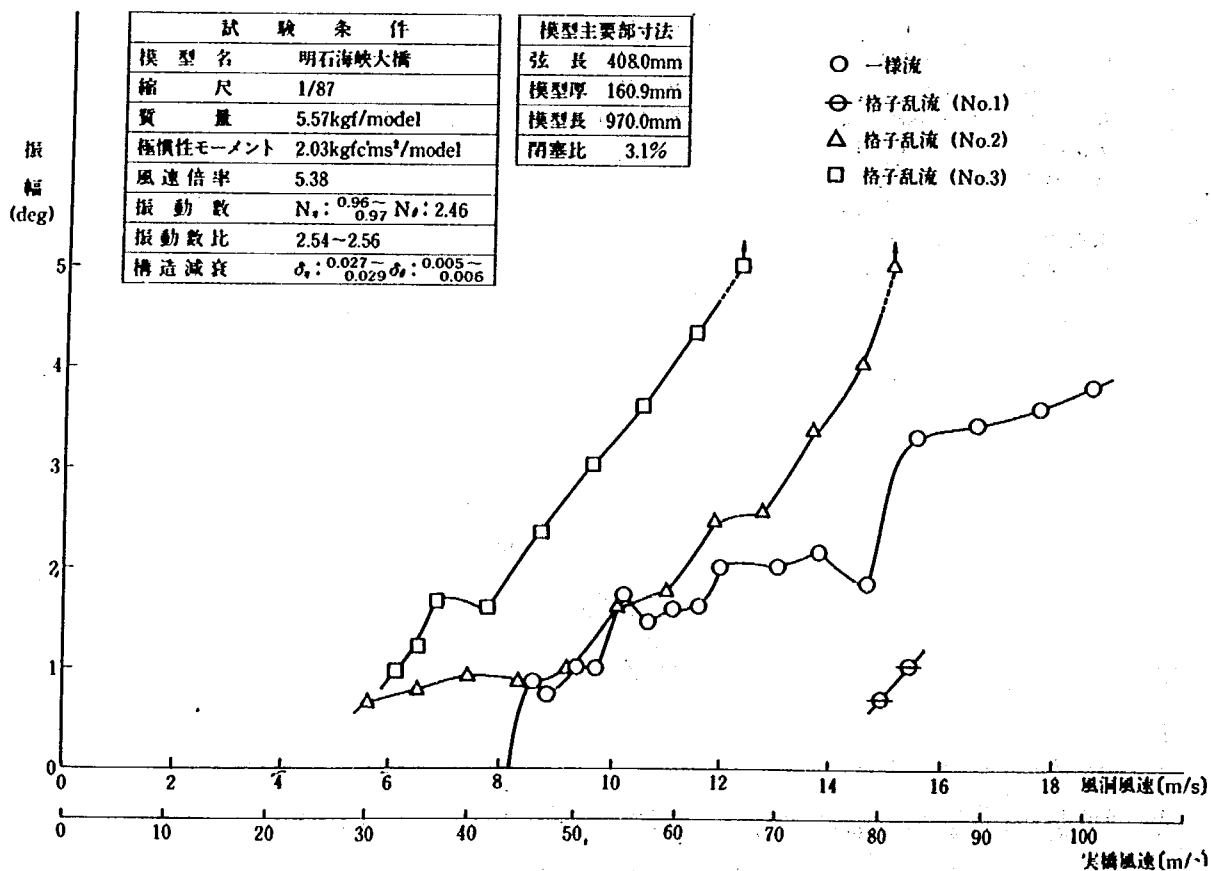


図 3-2-8-5 振幅 - 風速曲線 (迎角 + 3 度)

迎角が -2° および -3° の場合、気流の乱れが大きくなるにつれてフラッター限界風速が高くなる傾向がある。これに対して迎角が $+3^{\circ}$ の場合、乱れの小さな格子乱流 No 1 では一様気流中に比べフラッター限界風速が高まるが、乱れの大きな格子乱流 No 2, No 3 では気流の乱れが大きくなるにつれてフラッター限界風速が低くなる傾向がある。また、迎角が 0° の場合、一様流中ではハード型のフラッターであるが、No 1 の格子乱流中では実橋風速 83 m/s までフラッターは発現せず、No 2, No 3 の格子乱流中ではソフト型のフラッターに特性が近づく傾向を示す。

以上の結果より、今回使用した乱流が本設計案のフラッター特性に及ぼす影響は迎角により異なり、負の迎角ではフラッター限界風速を高め、迎角 3° においてはフラッター限界風速を低下させる傾向があることが明らかとなった。

ただし、今回の試験ではねじれ振動の構造減衰が小さい値で設定されていたこと、また使用した乱流の乱れ強さは実橋の自然風の値に概ね等しい値であったが乱れのスケールは自然風に比べかなり小さかったことなど実橋に比べ条件が異なる点がある。したがって、本橋補剛トラス設計案のフラッターに対する安全性を確認するためには、今後以下の検討を実施することが必要であると考えられる。

- (1) 乱れ強さのみならず乱れのスケールも相似させた乱流中でのフラッター特性を明らかにする。
- (2) (1)の条件のもとでフラッターに及ぼす構造減衰の影響を明らかにする。

3-2-4 ま と め

今年度の明石海峡大橋の耐風性調査では、本橋トラス補剛桁設計案のフラッターに及ぼす気流の乱れの影響を調査した。この結果明らかとなった事項は以下のとおりである。

- (1) 3種類の格子により発生された乱流の乱れ強さは本橋架橋地点の自然風の乱れ強さの範囲と概ね等しかったが、乱れのスケールはかなり小さく、スケール比(乱れのスケールの補剛トラス主構間隔に対する比)は実橋に比べ1オーダー程度小さかった。
- (2) 上記のような格子乱流中での実験より本設計案のフラッター特性におよぼす気流の乱れの影響は迎角によって異なり、負の迎角では乱れ強さが大きくなるに従いフラッター限界風速が高まるのに対し、正の迎角(3°)では乱れ強さが大きくなるに従いフラッター限界風速が低くなる傾向が明らかとなった。

3-3 大鳴門橋における自然風および対風応答データの解析

3-3-1 ま え が き

大鳴門橋は神戸-鳴門ルート of 淡路島(門崎)-鳴門(大毛島)間を結ぶ吊橋であり、昭和60年6月より供用を開始している。本橋には建設前になされた耐風設計の妥当性を確認するために、また明石海峡大橋などの今後の長大橋梁の耐風設計に有益なデータを蓄積するために、自然風および橋の対風応答の長期観測システムが設置されている。観測されたデータは磁気テープに収録されるが、この磁気テープの解析を今年度土木研究所で担当した。長期観測システムの概要、解析方法、解析結果をとりまとめて以下に示す。

3-3-2 長期観測システムの概要

本観測システムの構成を表3-3-1に、また各測器の配置を図3-3-1にそれぞれ示す。図・表に示されているように、本システムは多量の加速度計および風速計より構成されており、これらの測器は本橋のみならず本橋に接続する門崎高架橋にも設置されている。

自然風および対風応答データの収集は自動的に行われるが、その流れは次のとおりである。

- (1) 大鳴門橋補剛桁中央径間中央よりやや門崎側の太平洋側に設置したプロペラ型風速計あるいは3P塔頂のプロペラ型風速計の10秒間の平均風速が設定風速を超えるとデータ収集が開始される。
- (2) 所定の時間のデータが磁気テープに記録される。
- (3) データ収録時間の最後より少し前に(1)の判断を行い、条件を満たしていればデータ収録を継続し、そうでなければ停止する。

データ収録開始のための設定風速は、観測開始時期から昭和60年12月2日までは16 m/sであり、以降は20 m/sにしている。

磁気テープには50msでサンプリングされたデジタルデータが記録される。テープの各チャンネルのデータの内容は表3-3-1に併せて示してある。

3-3-3 解析方法

磁気テープは鳴門管理事務所より土木研究所に送られ、土木研究所の大型電子計算機(HITAC-M280H)により処理された。強風の継続時間により磁気テープに記録される1ファイルのデータ長さは異なるが、解析にあたっては10分間の連続したデータを1ケースとした。解析の流れを以下に示す。

- (1) データのコード変換(ASCII→EBCDIK)を行い、データを読み込む。
- (2) 超音波風速計より得られた3成分の風速より、水平方向合成風速、風向、迎角を計算し、1つの断面に設置された2つの鉛直方向の加速計のデータより鉛直たわみ振動加速度およびねじれ振動加速度を計算する。
- (3) 生データおよび(2)の計算を行ったデータについて、平均、最大、最小、標準偏差等の基本統計量の計算を行う。

3-3-4 観測経過

観測開始以来現在に至るまでシステムに大きな故障は発生せずデータは順調に得られている。今年度観測され当研究所に送付された磁気テープデータを表3-3-2に示す。

今年度大鳴門橋では4つの台風(台風6号、8号、13号、20号)の影響による強風が観測された。ただし平均風速では補剛桁中央付近で高々21 m/s(昭和60年6月30日のデータ、台風6号の影響)であり、本橋の設計風速(設計基本風速50 m/s、補剛桁の設計風速73 m/s)に比べれば低い風速のデータしか得られていない。

表 3-3-1 長期観測システム構成表

セ ン サ ー	チャネル No.	成 分	セ ン サ ー 設 置 場 所		備 考
サーボ型 加 速 度 計	1	T	大鳴門橋	門崎側塔頂 3P	
	2	T	"	中央径間 1/2 75	
	3	L	"	門崎側側径間 1/2 16	
	4	L	"	鳴門側側径間 1/2 131	
	5	L	"	門崎側塔頂 3P	
	6	V	"	中央径間 1/2 太平洋側 75	
	7	V	"	" 1/4 " 96	
	8	V	"	" 1/2 瀬戸内側 75	
	9	V	"	" 1/4 " 96	
	10	V	"	門崎側主塔台 3P	
	11	V	門崎高架橋	T 6 P-T 7 P中間	
	12	V	"	T 7 P-T 8 P中間	
超 音 波 風 速 計	13	T	大鳴門橋	中央径間 1/2-10.6 m 74	
	19	L			
	25	V			
	14	T	"	中央径間 1/2 75	
	20	L			
	26	V			
	15	T	"	中央径間 7/16 78	
	21	L			
	27	V			
	16	T	"	中央径間 3/8 84	
	22	L			
	28	V			
	17	T	"	中央径間 1/4 96	
	23	L			
	29	V			
18	T	門崎高架橋	T 7 P		
24	L				
30	V				
プロベラ型 風 速 計	31	U	大鳴門橋	中央径間 1/2-10.6 m 74 太平洋側	チャンネル 31,32 は 強風トリガー検出チャンネル
	36	θ			
	32	U	"	門崎側塔頂 3P	
	37	θ			
	33	U	"	門崎側側径間 1/2 16	
	38	θ			
	34	U	"	中央径間 1/2-10.6 m 74 瀬戸内側	
	39	θ			
	35	U	関西電力鉄塔		
	40	θ			

成分 T:橋軸直角方向成分 L:橋軸方向成分 V:鉛直方向成分
U:風速 θ :風向

大境門橋

門崎高架橋

四国側

淡路高側

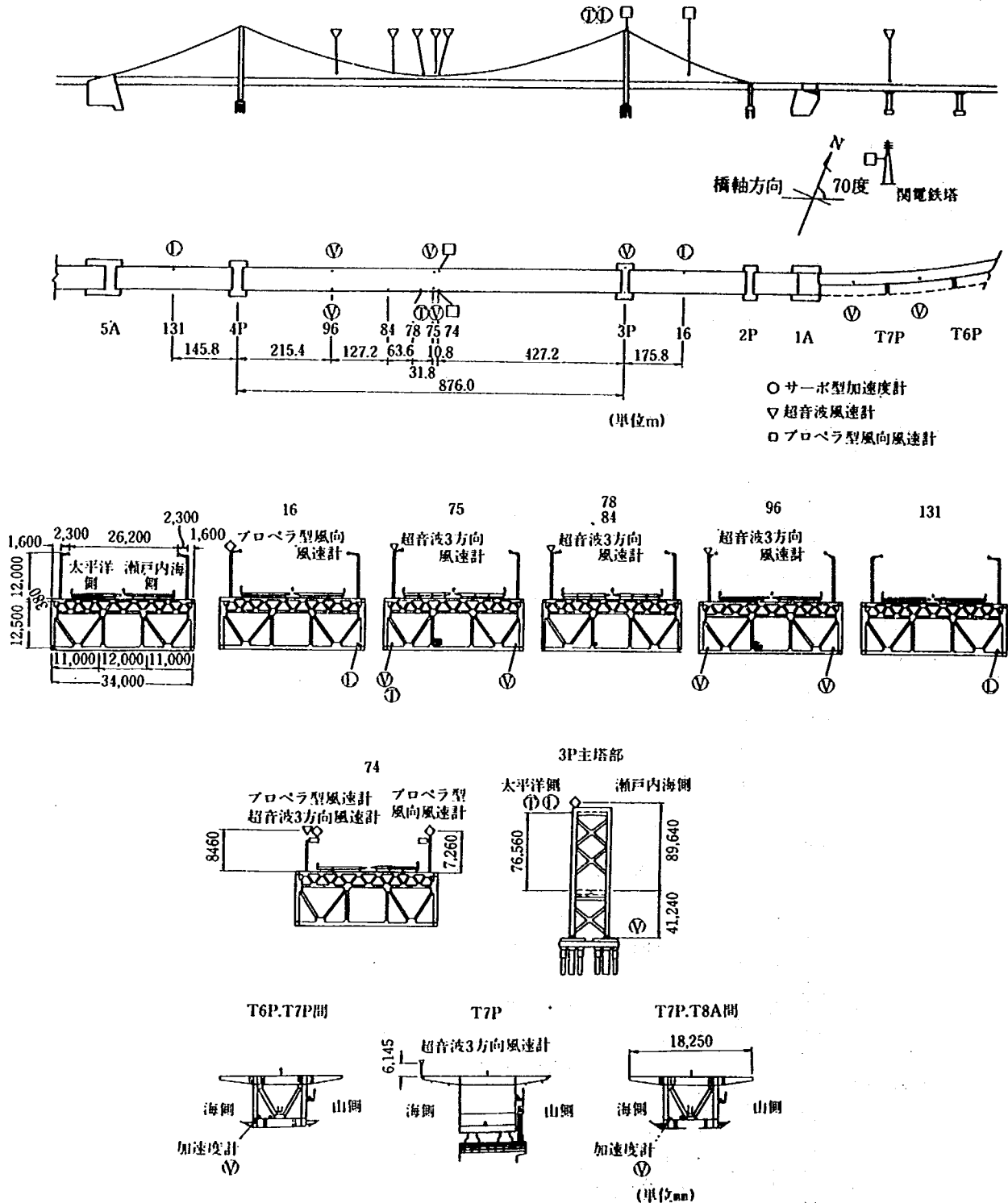


図3-3-1 長期観測システム測器配置図

表3-3-2(a) 得られた強風データ

No	ボリューム名	ファイル数	ケース数	M T セット時刻	取りはずし時刻	備考
1	WV-0001	20	30	85/ 5/29 15:39	6/ 2 15:41	
2	-0002	2	2	6/ 2 16:02	6/ 2 16:27	
3	-0005	16	31	6/23 18:56	6/24 21:34	
4	-0006	20	30	6/24 21:34	6/29 15:43	
5	-0007	18	27	6/29 15:43	6/29 22:35	ファイル途中でリードエラーのデータあり
6	-0008	17	31	6/29 22:59	6/30 10:30	台風6号の影響
7	-0009	16	32	6/30 10:29	6/30 15:51	6/29~7/1
8	-0010	15	25	6/30 15:51	6/30 22:08	
9	-0011	16	31	6/30 22:08	7/ 1 3:21	
10	-0013	20	30	8/ 2 15:02	8/ 7 23:28	
11	-0014	19	31	8/ 7 23:44	8/ 8 6:02	台風8号の影響
12	-0015	16	21	8/ 8 6:15	8/11 1:33	8/7~8/8
13	-0016	1	1	8/30 14:17	8/30 14:30	チェックデータMT
14	-0017	24	23	8/31 5:34	8/31 13:58	ヘッドのみでデータのないものもあり
15	-0018	19	31	8/31 13:57	8/31 21:40	
16	-0019	21	28	8/31 22:13	9/ 1 12:32	台風13号の影響 9/1
17	-0023	20	29	9/12 11:22	10/ 5 20:47	台風20号の影響
18	-0024	16	32	10/ 5 20:46	10/ 6 2:07	10/5~10/7
19	-0026	1	2	10/ 9 11:32	10/ 9 12:06	チェックデータMT
20	-0027	23	27	10/ 9 14:47	10/16 18:21	
21	-0028	17	20	10/16 18:34	10/17 14:45	
22	-0029	23	28	10/24 19:30	11/ 1 17:49	
23	-0030	17	31	11/ 1 17:49	11/ 1 23:07	
24	-0031	16	31	11/ 1 23:08	11/ 2 4:21	
25	-0032	19	30	11/ 2 4:21	11/ 2 10:12	
26	-0033	23	29	11/ 2 10:44	11/ 8 2:06	
27	-0034	21	29	11/ 8 2:07	11/ 8 7:44	

表3-3-2(b) 得られた強風データ

№	ボリューム名	ファイル数	ケース数	M T セット時刻	取りはずし時刻	備 考
28	WV-0035	23	28	85/11/ 8 7:51	11/10 9:51	ヘッドのみでデータのないものあり
29	-0036	17	30	11/10 9:51	11/10 15:04	
30	-0037	22	28	11/10 15:05	11/12 22:22	
31	-0038	21	28	11/12 12:23	11/13 19:37	
32	-0039	25	28	11/13 19:37	11/17 11:49	
33	-0040	20	30	11/17 11:49	11/18 4:22	
34	-0041	25	28	11/18 6:18	11/24 13:01	
35	-0042	15	17	11/24 13:01	11/24 17:46	
36	-0043	16	32	11/24 17:45	11/24 23:06	
37	-0044	24	32	11/24 23:05	11/25 6:56	
38	-0045	18	31	11/25 6:17	11/25 12:26	
39	-0046	23	29	11/25 12:28	11/25 21:18	
40	-0047	2	3	11/25 21:19	11/26 1:47	
41	-0050	17	24	11/29 5:01	11/29 9:49	
42	-0051	22	29	11/29 12:11	11/29 19:17	
43	-0052	23	28	11/29 19:21	11/30 5:37	
44	-0053	23	29	11/30 5:36	12/ 9 5:15	
45	-0055	20	30	12/ 9 22:38	12/10 4:19	

以上合計 テープ45本, 812ファイル, 1176ケース

3-3-5 解析結果

観測されたデータのうち、代表的な強風時の生データ（60年6月24日，6月30日，12月10日）の一部を図化して図3-3-2～4に示す。図中のチャンネル番号は表3-3-1に示したものと同じである。

30秒間の加速度データによれば，大鳴門橋補剛桁中央径間1/2点では3～4Hz程度の振動数の振動加速度が観測されている。この振動数は本橋の鉛直たわみモードの低次の固有振動数（常時微動によると対称1次モード0.173Hz，対称2次モード0.298Hz⁷⁾）あるいは対称1次のねじれモードの固有振動数（常時微動によると0.334Hz⁷⁾）に比べるとかなり高く，この振動が何かは明らかでない。この振動数および加速度振幅から考える限り，変位振幅は0.1cmのオーダーであり，非常に小さいものと推定される。

同様に，門崎高架橋においても鉛直たわみ1次モードが卓越するような顕著な振動は観測されていない。

さらに，同じ日時に他の測器から得られた自然風データおよび橋の対風応答データの基本統計量（平均，標準偏差，変動率，最大，最小）をとりまとめ表3-3-3～5に示す。表中のチャンネル番号のうち1～40は表3-3-1に示したものと同一であるが，41～62は1～40のデータを次のように合成したものである。

○41ch～58ch ……超音波風速計の3成分の風速を合成して，水平成分風速，風向，迎角に変換したもの。対応は以下のとおり。

風速	風向	迎角	3成分の風速			
41	47	53	←	13	19	25
42	48	54	←	14	20	26
43	49	55	←	15	21	27
44	50	56	←	16	22	28
45	51	57	←	17	23	29
46	52	58	←	18	24	30

○59ch～62ch ……1つの断面に設置された2台の加速度計（鉛直方向）より鉛直たわみ加速度およびねじれ加速度を計算したもの。対応は以下のとおり。

鉛直たわみ	ねじれ	鉛直方向加速度		
59	61	←	6	8
60	62	←	7	9

表より読み取れる事項を以下に列挙する。

- 大鳴門橋で観測される平均風速および平均風向は橋軸方向にはば一様である。
- 門崎高架橋付近の関西電力鉄塔に取付けられているプロペラ型風速計のデータは異常値を示した（35ch，40ch）。門崎高架橋7Pに取付けられている超音波風速計のデータによれば，瀬戸内海から半島を越えて吹く風（6月30日あるいは12月10日の風）の平均風速は大鳴門橋で観測された

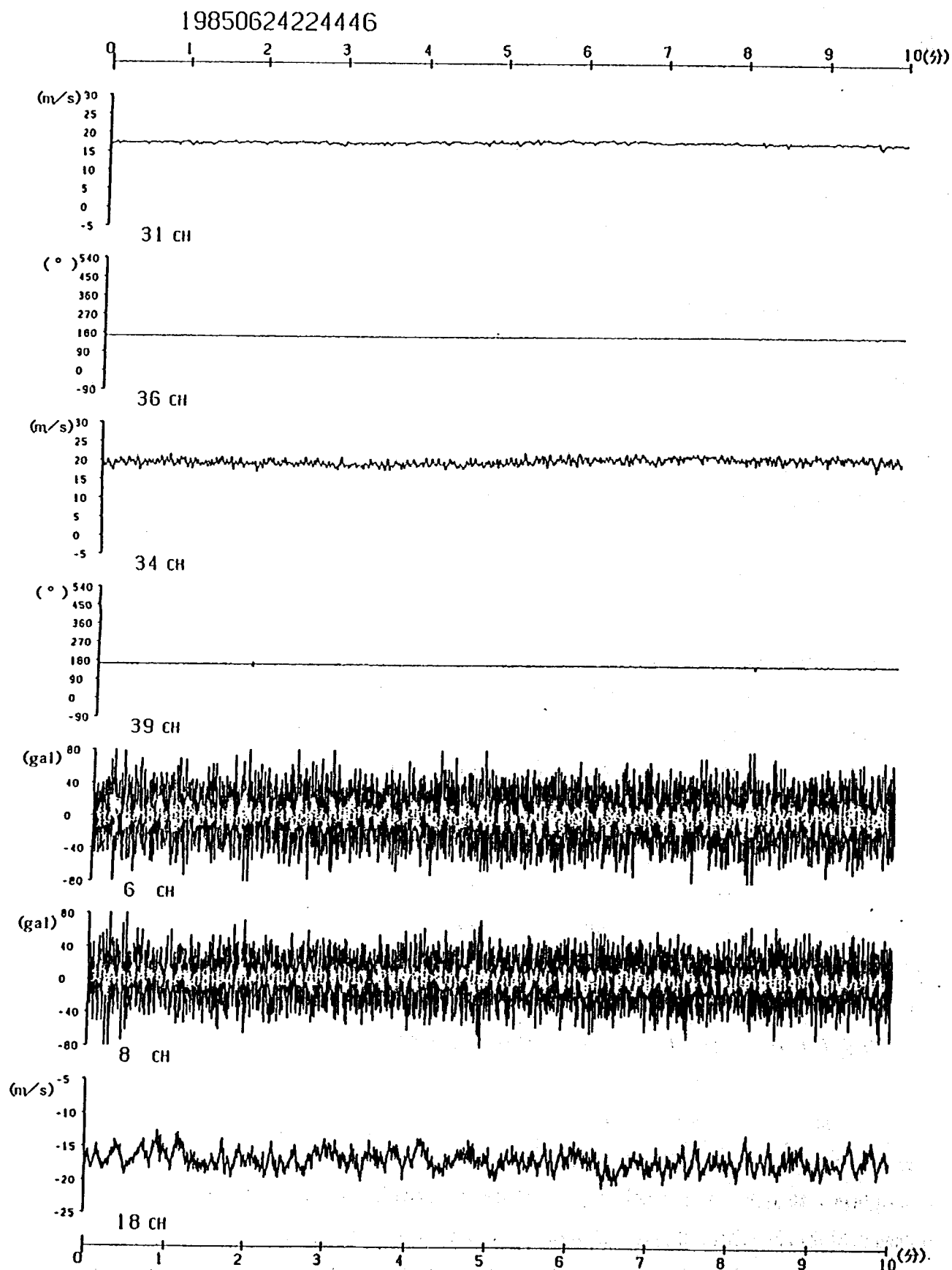


図3-3-2(a) 生データ (6月24日, 10分間)

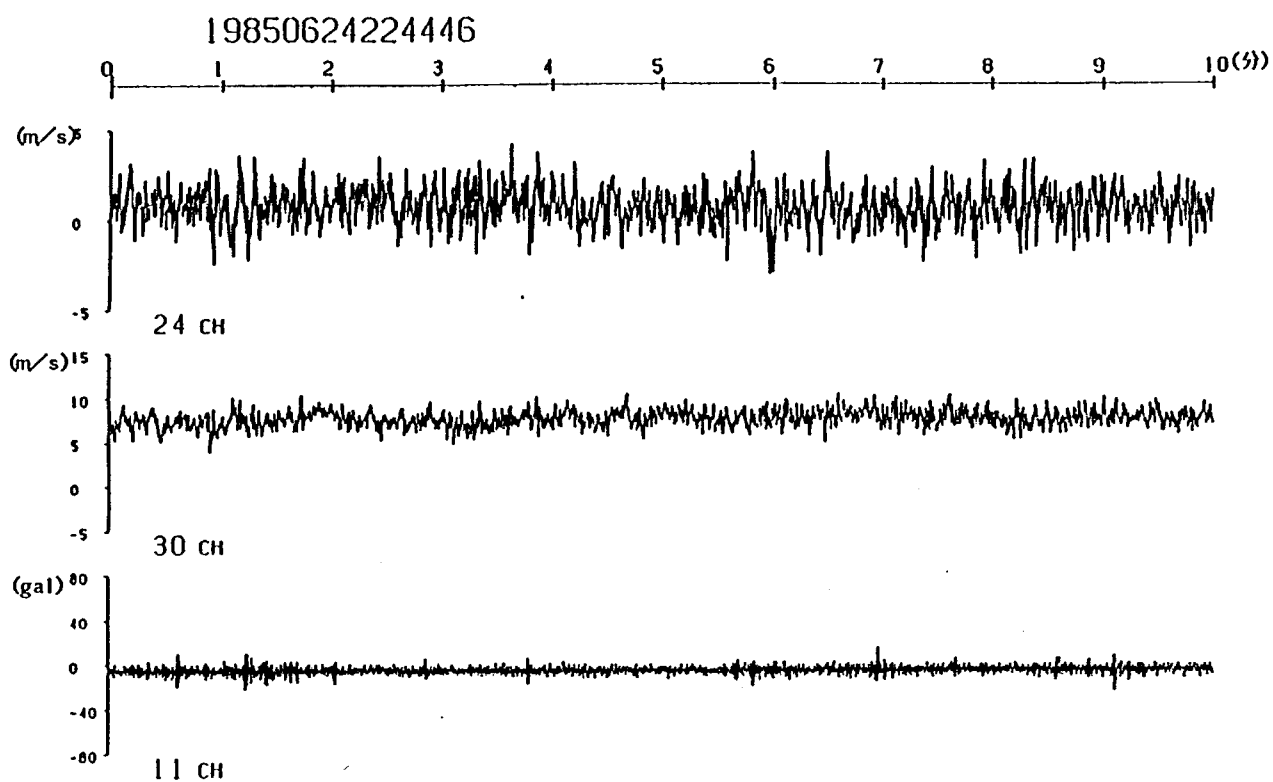


図3-3-2(b) 生データ (6月24日, 10分間)

1985062422446

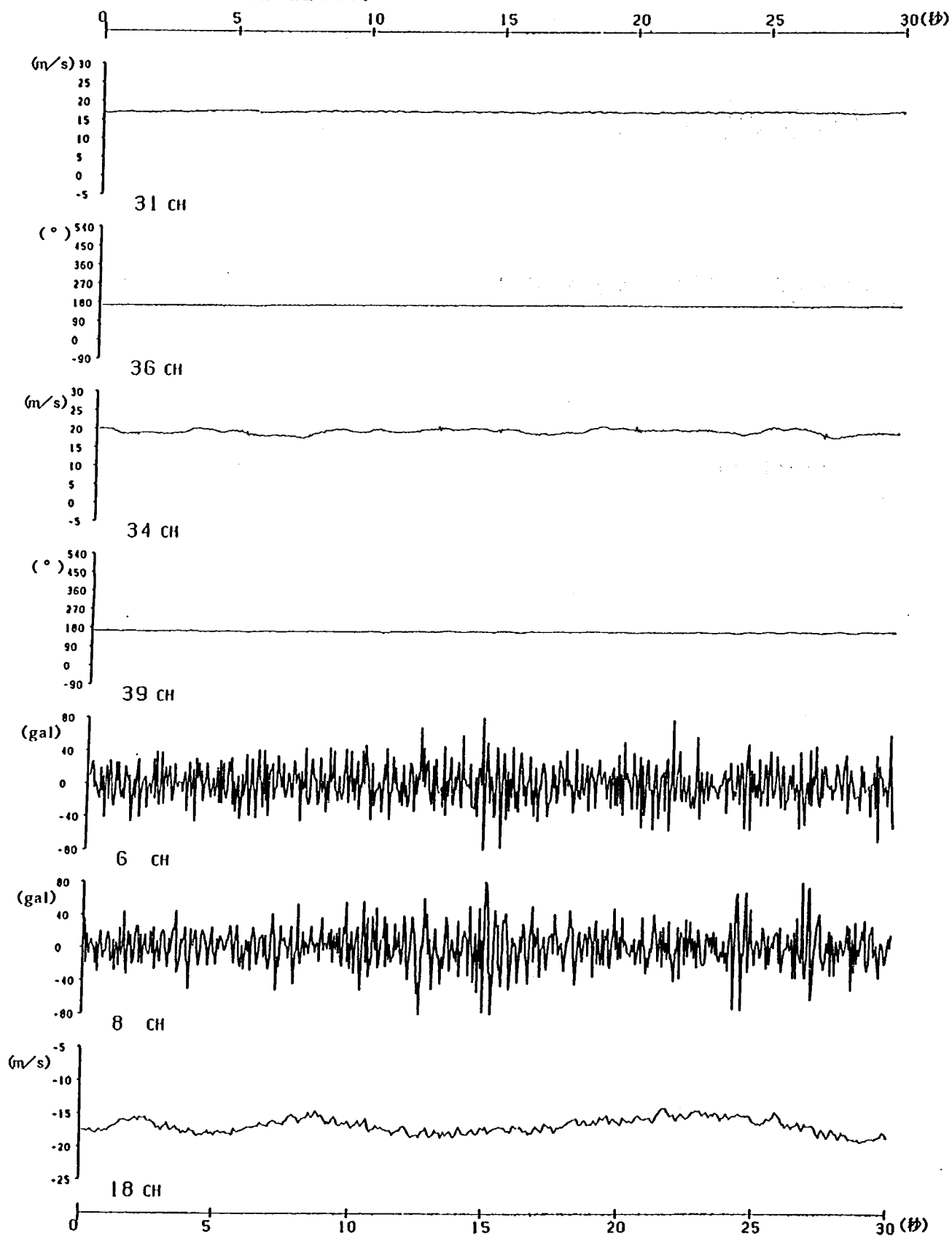


図3-3-2(c) 生データ (6月24日, 30秒間)

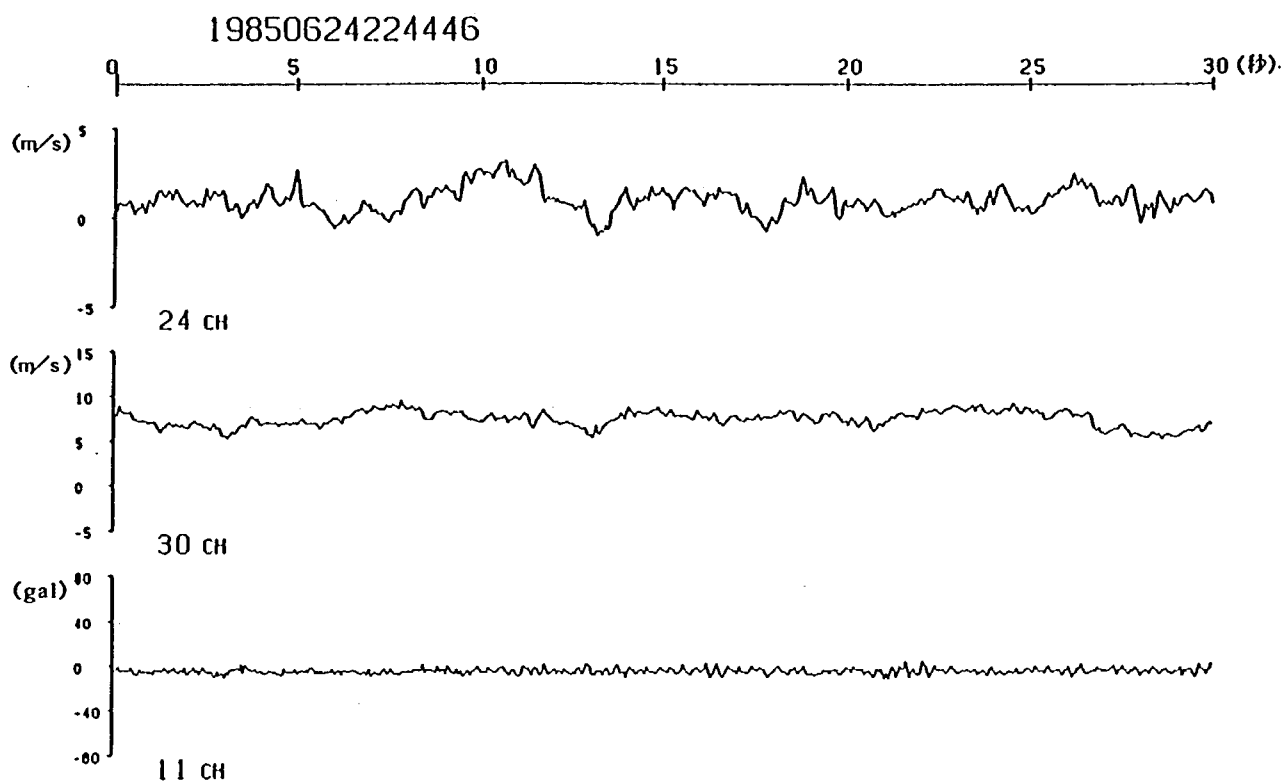


図3-3-2(d) 生データ (6月24日, 30秒間)

19850630214821

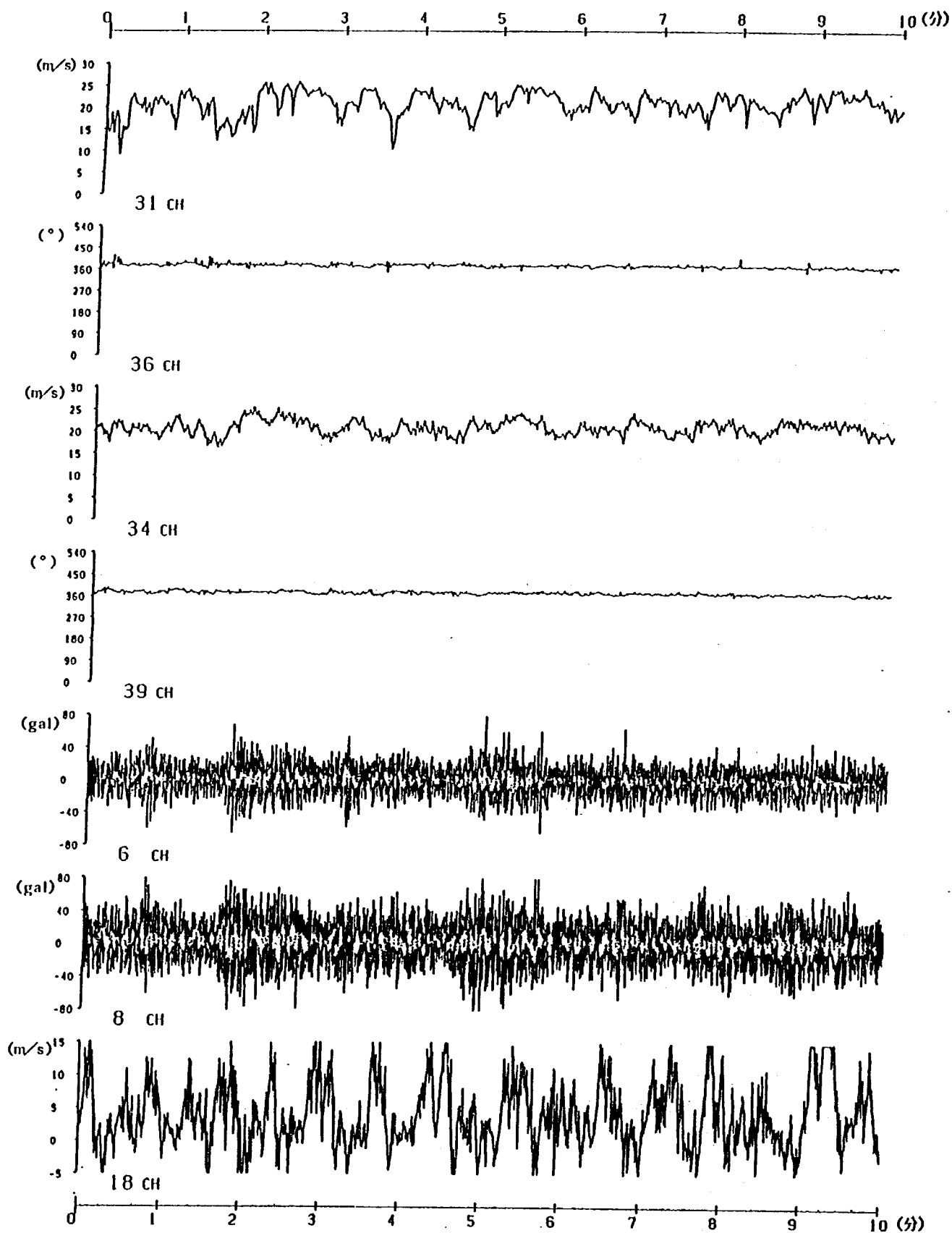


図3-3-3(a) 生データ (6月30日, 10分間)

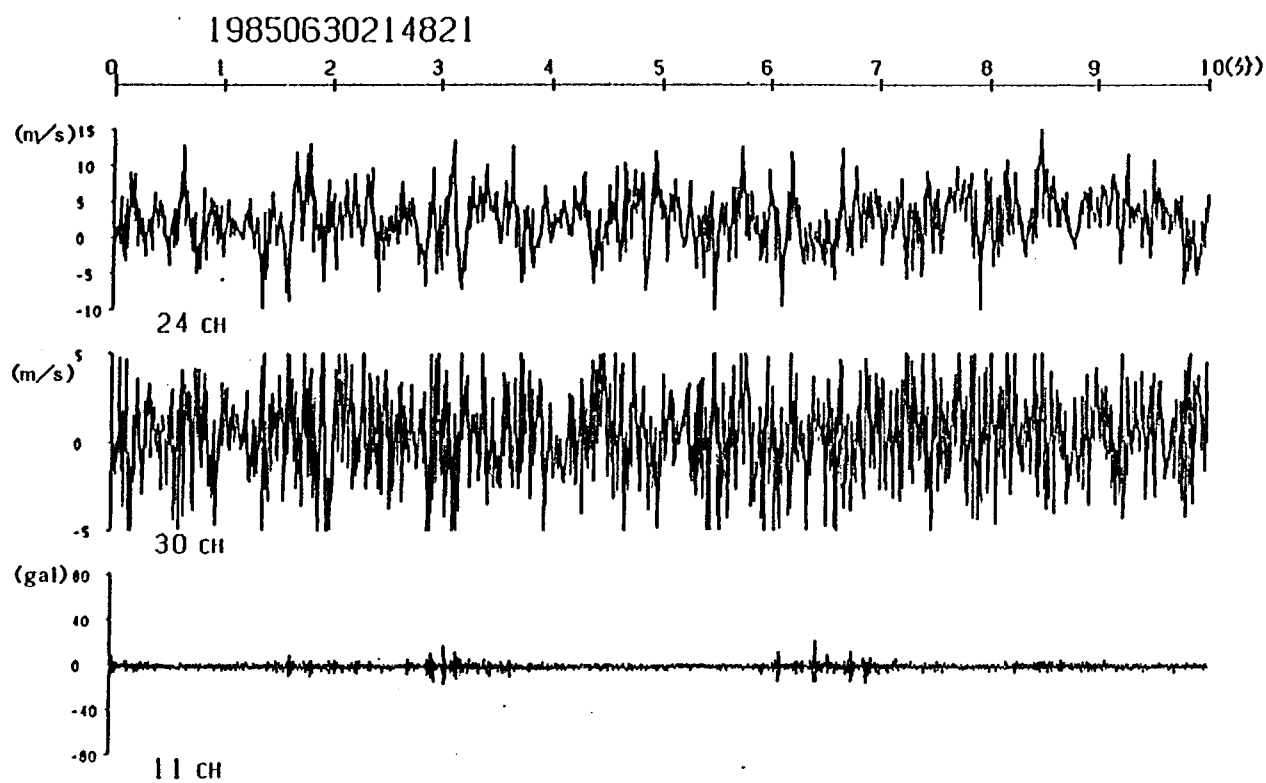


図3-3-3(b) 生データ (6月30日, 10分間)

19850630214821

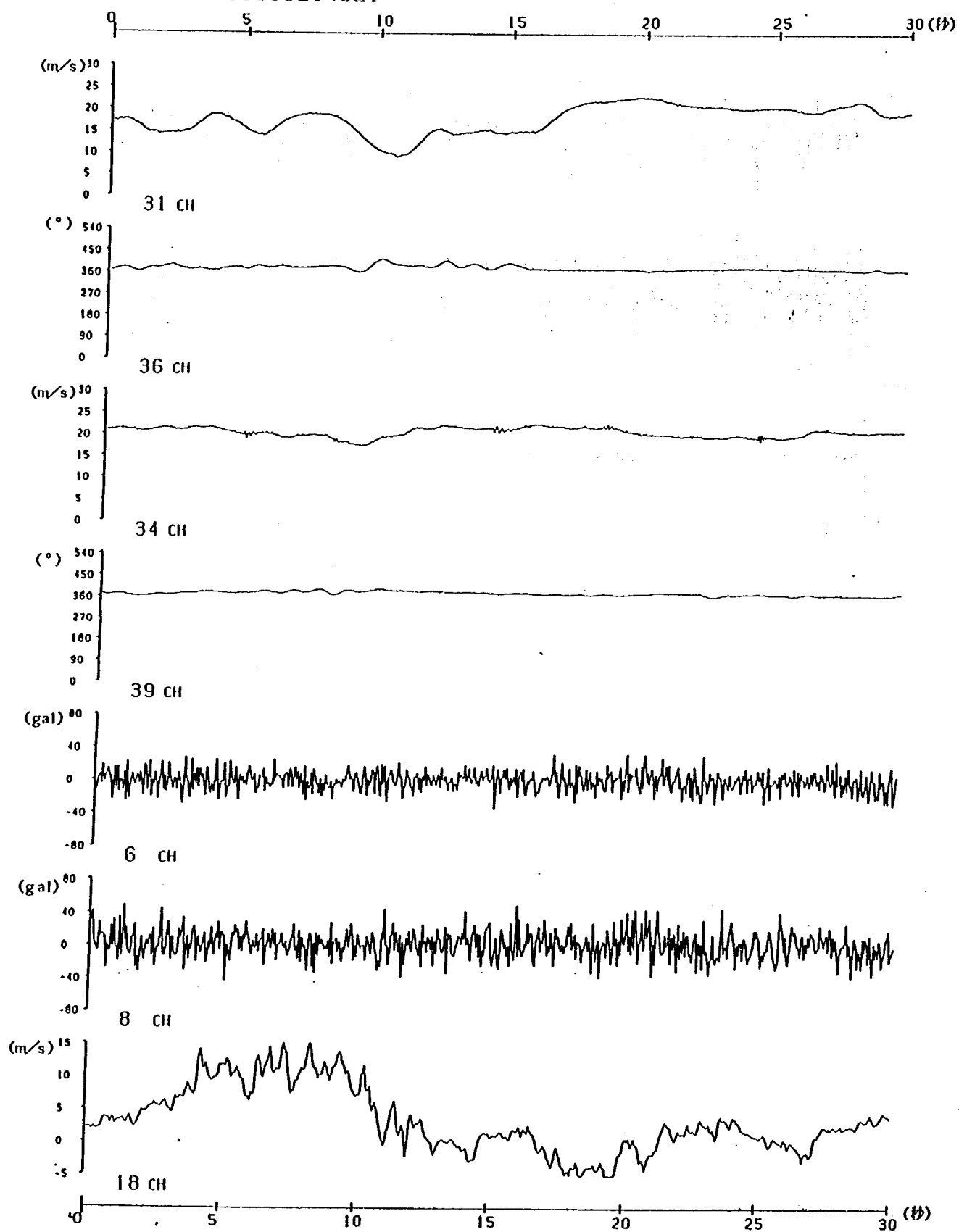


図3-3-3(c) 生データ (6月30日, 30秒間)

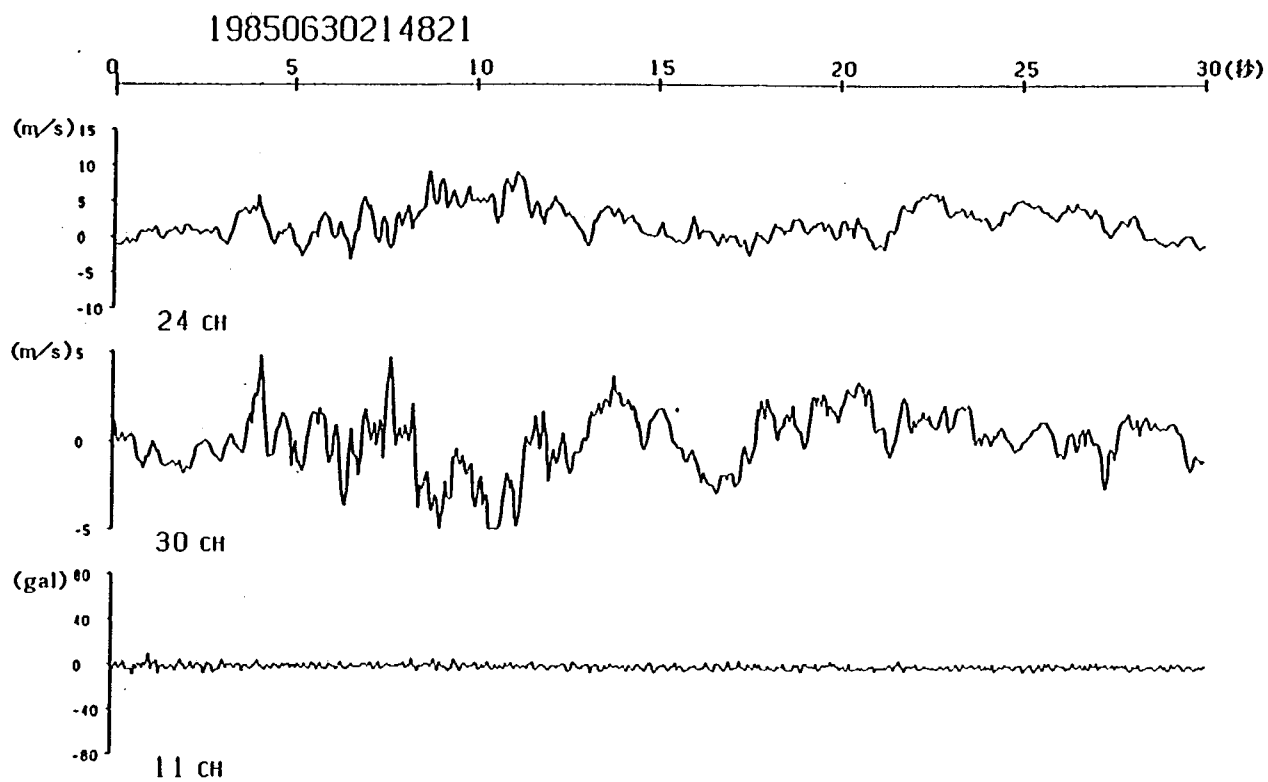


図3-3-3(d) 生データ (6月30日, 30秒間)

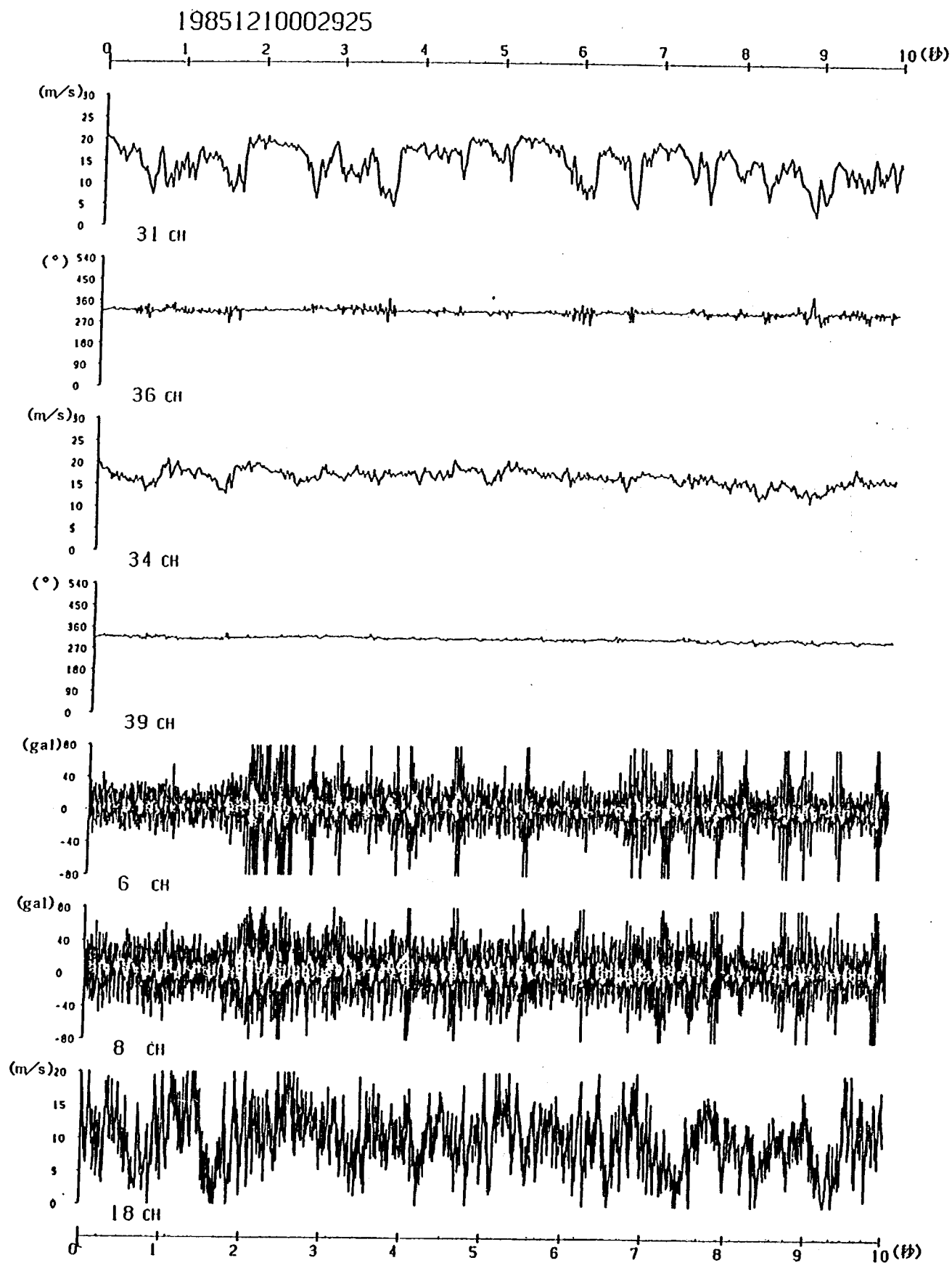


図3-3-4(a) 生データ (12月10日, 10分間)

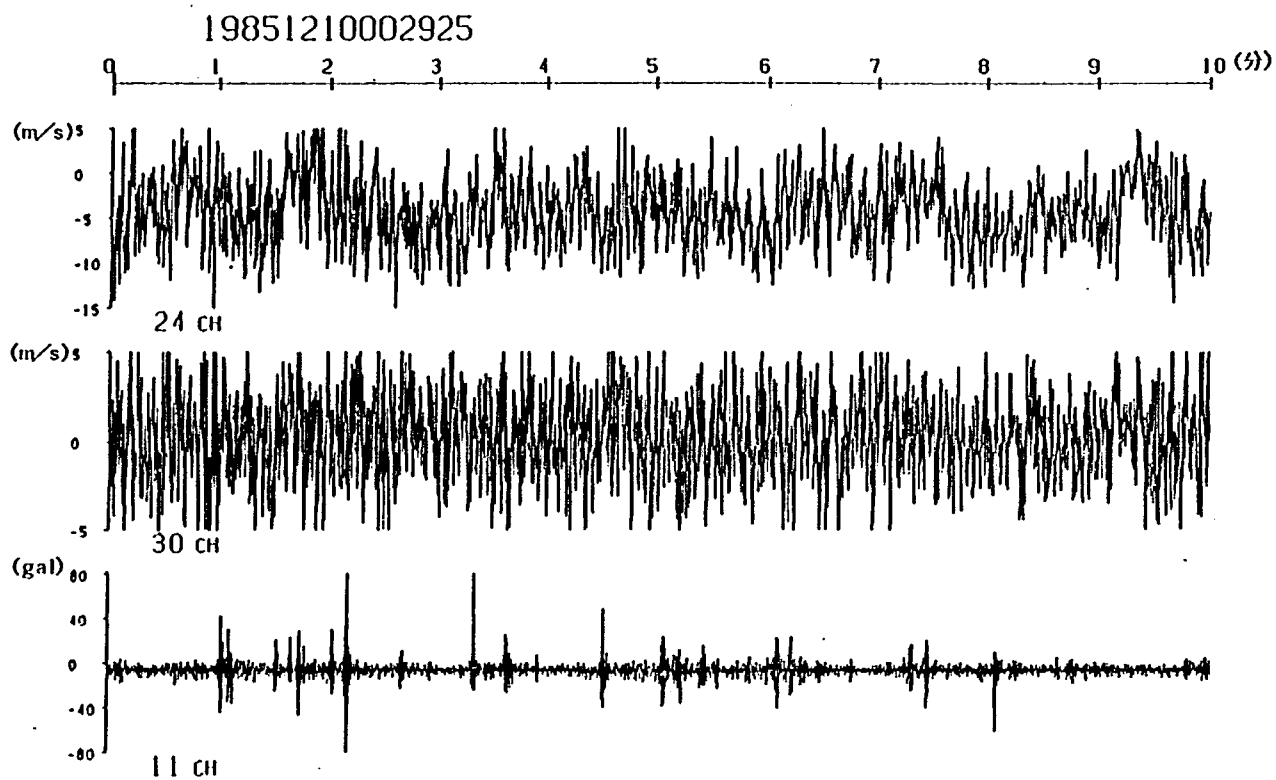


図3-3-4 (b) 生データ (12月10日, 10分間)

19851210002925

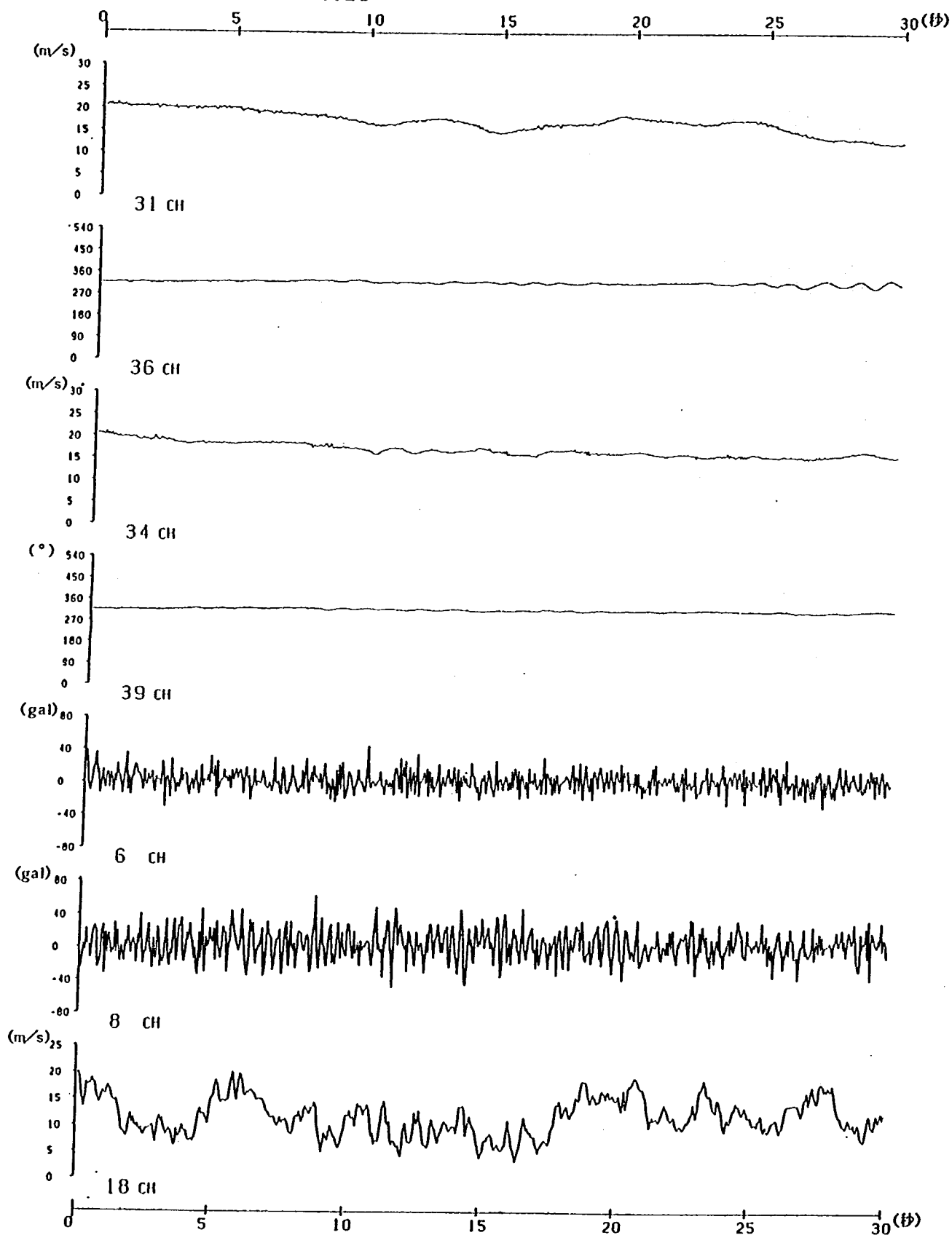


図3-3-4(c) 生データ (12月10日, 30秒間)

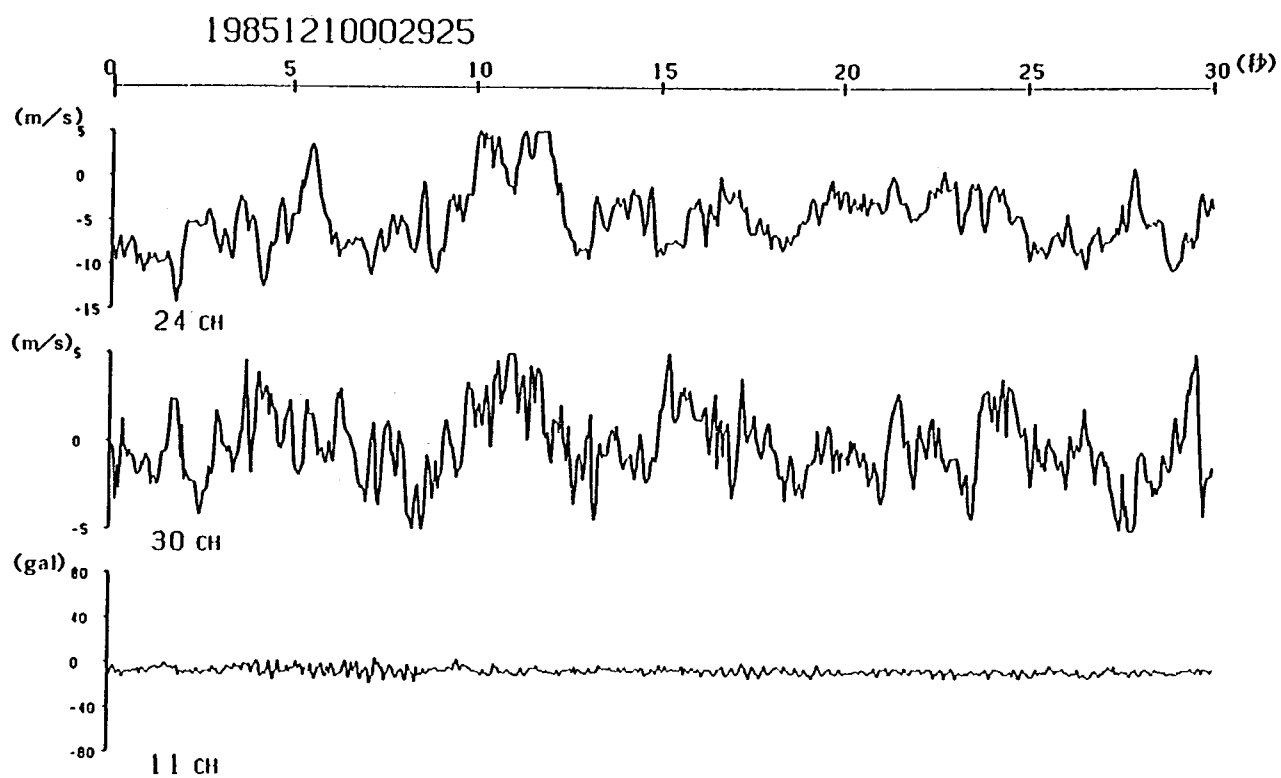


図3-3-4(d) 生データ (12月10日, 30秒間)

表3-3-3 基本統計量の計算結果(6月24日)

1985- 6-24 22:44:46	平均	標準偏差	変動率	最大	最小	ch
1	-1.5	2.3	-1.47	7.2	-9.6	1
2	-4.2	28.1	-6.74	133.0	-183.0	2
3	-0.8	16.9	-21.82	80.2	-92.1	3
4	-1.5	10.8	-7.05	75.4	-69.4	4
5	-1.9	2.3	-1.23	6.0	-9.6	5
6	0.2	23.3	118.44	178.0	-174.0	6
7	-2.6	21.2	-8.09	124.0	-99.3	7
8	1.7	20.0	12.00	83.8	-117.0	8
9	-1.9	17.4	-9.36	288.0	-207.0	9
10	5.6	1.4	0.25	12.0	0.0	10
11	-5.5	2.5	-0.47	14.4	-23.9	11
12	-1.7	3.1	-1.88	15.6	-17.9	12
13	-20.3	0.5	-0.02	-18.3	-21.6	13
14	-20.6	0.4	-0.02	-18.8	-22.1	14
15	-20.2	0.4	-0.02	-18.1	-23.5	15
16	-20.8	0.4	-0.02	-17.9	-21.9	16
17	-20.0	0.7	-0.03	-14.6	-23.5	17
18	-17.0	1.2	-0.07	-12.6	-21.0	18
19	1.2	0.4	0.32	3.0	-0.7	19
20	-0.6	0.3	-0.53	0.9	-1.7	20
21	-0.3	0.3	-1.14	1.3	-1.3	21
22	-0.7	0.4	-0.51	1.2	-1.9	22
23	-0.7	0.4	-0.54	2.3	-1.8	23
24	0.7	0.9	1.24	4.1	-3.1	24
25	3.4	0.2	0.06	4.4	2.4	25
26	3.4	0.2	0.06	4.4	2.2	26
27	3.2	0.2	0.06	4.4	1.4	27
28	3.4	0.2	0.06	4.4	2.1	28
29	3.0	0.3	0.09	4.4	0.9	29
30	7.6	0.8	0.10	10.3	4.0	30
31	17.6	0.4	0.02	18.6	16.2	31
32	18.7	0.3	0.02	19.5	17.1	32
33	16.8	0.4	0.02	18.1	14.8	33
34	19.9	0.9	0.05	22.2	17.0	34
35	0.4	0.5	1.28	1.8	0.0	35
36	165.8	1.3	0.01	171.0	160.0	36
37	175.2	1.2	0.01	179.0	170.0	37
38	168.7	1.1	0.01	174.0	163.0	38
39	163.8	1.9	0.01	172.0	148.0	39
40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	40
41	20.3	0.4	0.02	21.6	18.3	41
42	20.7	0.4	0.02	22.1	18.8	42
43	20.2	0.4	0.02	23.5	18.1	43
44	20.8	0.4	0.02	21.9	17.9	44
45	20.0	0.7	0.03	23.5	14.6	45
46	17.0	1.2	0.07	21.0	12.6	46
47	156.2	1.1	0.01	161.6	150.5	47
48	161.4	0.9	0.01	164.3	157.1	48
49	160.5	1.0	0.01	163.3	155.8	49
50	161.6	1.0	0.01	164.9	156.2	50
51	161.6	1.1	0.01	164.6	152.3	51
52	157.2	3.0	0.02	170.1	145.2	52
53	9.5	0.5	0.05	12.2	6.7	53
54	9.3	0.5	0.06	12.3	6.2	54
55	9.1	0.6	0.06	13.6	3.5	55
56	9.2	0.6	0.06	12.8	6.5	56
57	8.5	0.8	0.10	13.8	2.3	57
58	24.1	3.0	0.12	35.6	14.2	58
59	0.9	15.2	16.28	123.9	-95.6	59
60	-2.2	13.9	-6.21	151.8	-112.9	60
61	0.00049	0.01037	21.20	0.07277	-0.07490	61
62	0.00026	0.00902	35.11	0.09080	-0.08833	62

表3-3-4 基本統計量の計算結果(6月30日)

1985- 6-30 21:48:21	1985- 6-30 21:58:20					
ch	平均	標準偏差	変動率	最大	最小	ch
1	-1.3	2.4	-1.84	6.0	-10.8	1
2	-3.8	18.9	-5.01	191.0	-195.0	2
3	-0.3	11.9	-39.42	117.0	-116.0	3
4	-1.2	7.8	-6.50	75.4	-63.4	4
5	-1.8	2.5	-1.40	7.2	-10.8	5
6	0.4	13.1	30.62	89.7	-64.6	6
7	-2.2	10.3	-4.63	134.0	-62.2	7
8	1.7	19.0	11.07	120.0	-200.0	8
9	-1.2	12.9	-10.51	182.0	-174.0	9
10	6.1	1.6	0.25	12.0	0.0	10
11	-2.6	2.2	-0.86	20.3	-17.9	11
12	-1.8	2.1	-1.22	13.2	-19.1	12
13	18.5	2.7	0.14	53.8	1.5	13
14	18.7	1.5	0.08	23.6	8.9	14
15	18.6	1.7	0.09	63.5	9.8	15
16	17.9	1.4	0.08	23.3	11.2	16
17	16.2	1.4	0.09	22.9	7.3	17
18	4.0	4.8	1.18	19.6	-8.6	18
19	9.2	2.1	0.23	67.4	0.0	19
20	11.5	1.9	0.16	19.4	3.6	20
21	11.4	1.9	0.17	18.1	2.1	21
22	11.8	2.1	0.18	17.6	3.8	22
23	10.3	2.1	0.20	17.7	0.3	23
24	2.3	3.3	1.44	16.2	-10.4	24
25	1.2	1.0	0.87	9.7	-28.8	25
26	1.6	0.9	0.56	7.5	-1.8	26
27	1.6	0.9	0.59	24.8	-1.9	27
28	1.5	0.9	0.59	7.2	-2.1	28
29	1.4	0.9	0.66	7.7	-2.9	29
30	0.4	1.9	5.38	8.9	-7.4	30
31	20.8	2.6	0.13	25.6	9.1	31
32	22.1	3.0	0.13	31.0	11.2	32
33	19.4	1.9	0.10	25.2	14.1	33
34	21.0	1.6	0.08	25.5	16.3	34
35	0.1	0.2	1.49	1.1	0.0	35
36	18.4	5.1	0.01	415.0	349.0	36
37	21.3	5.3	0.01	423.0	357.0	37
38	18.7	5.3	0.01	405.0	339.0	38
39	17.2	4.5	0.01	393.0	361.0	39
40	0.0	0.0	63.24	0.3	0.0	40
41	20.8	2.7	0.13	86.2	5.8	41
42	22.0	1.7	0.08	26.7	15.1	42
43	21.9	1.9	0.08	64.5	11.7	43
44	21.6	1.7	0.08	27.0	12.3	44
45	19.3	1.8	0.09	27.7	11.4	45
46	6.5	3.8	0.58	20.8	0.0	46
47	6.1	5.9	0.96	418.5	339.8	47
48	11.2	4.5	0.40	401.7	352.6	48
49	11.0	4.5	0.41	390.5	346.6	49
50	12.8	4.8	0.38	385.0	352.4	50
51	12.0	5.2	0.43	405.7	340.7	51
52	13.2	58.2	4.41	519.6	160.1	52
53	3.4	3.3	0.96	37.3	-21.7	53
54	4.1	2.4	0.57	20.5	-5.0	54
55	4.2	2.3	0.55	24.4	-5.4	55
56	3.9	2.3	0.59	21.2	-5.7	56
57	4.0	2.7	0.67	28.6	-8.5	57
58	4.7	22.4	4.76	88.9	-86.3	58
59	1.1	11.8	11.04	75.6	-69.5	59
60	-1.7	8.5	-4.93	102.3	-68.9	60
61	0.00043	0.00748	17.49	0.03787	-0.08700	61
62	0.00033	0.00533	16.07	0.05627	-0.08457	62

表 3-3-5 基本統計量の計算結果 (12月10日)

1985-12-10	0129125	1985-12-10	0139124			
ch	平均	標準偏差	変動率	最大	最小	ch
1	-1.3	2.6	-1.92	10.8	-19.1	1
2	-1.5	34.7	-23.42	319.0	-245.0	2
3	-0.1	20.0	-253.60	182.0	-146.0	3
4	3.3	8.6	2.64	109.0	-86.2	4
5	1.5	2.7	1.81	12.0	-14.4	5
6	2.7	21.6	7.90	347.0	-255.0	6
7	0.6	17.3	29.27	159.0	-140.0	7
8	3.9	21.5	5.59	193.0	-189.0	8
9	4.3	18.7	4.36	230.0	-166.0	9
10	9.4	1.6	0.17	32.3	-73.0	10
11	-6.5	5.4	-0.84	136.0	-106.0	11
12	-0.5	5.8	-12.74	56.2	-44.3	12
13	13.1	3.3	0.25	19.7	-2.2	13
14	16.2	1.7	0.10	21.8	6.1	14
15	15.9	1.7	0.11	21.5	2.4	15
16	16.0	1.9	0.12	21.1	5.4	16
17	15.6	1.9	0.12	22.5	7.7	17
18	9.9	4.1	0.41	23.2	-2.9	18
19	-8.2	2.4	-0.29	2.9	-16.7	19
20	-7.7	1.4	-0.18	0.8	-15.0	20
21	-7.7	1.6	-0.20	3.7	-13.2	21
22	-7.5	1.3	-0.18	-2.3	-14.0	22
23	-7.7	1.4	-0.19	-0.2	-13.7	23
24	-4.4	3.4	-0.77	9.8	-16.0	24
25	1.2	1.1	0.92	7.8	-4.1	25
26	1.8	0.9	0.51	7.7	-2.3	26
27	1.7	0.8	0.48	7.4	-6.1	27
28	1.8	0.8	0.45	6.3	-1.3	28
29	1.2	0.8	0.66	6.4	-2.3	29
30	0.2	2.0	10.86	9.1	-8.0	30
31	14.6	3.8	0.26	21.0	2.8	31
32	20.5	2.6	0.13	25.8	8.4	32
33	19.0	1.5	0.08	23.1	13.2	33
34	16.9	1.5	0.09	20.8	11.6	34
35	0.0	0.1	2.85	0.9	0.0	35
36	318.9	10.2	0.03	390.0	264.0	36
37	312.2	6.8	0.02	365.0	250.0	37
38	323.4	3.8	0.01	338.0	304.0	38
39	317.4	4.3	0.01	333.0	300.0	39
40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	40
41	15.6	3.5	0.22	23.0	1.6	41
42	18.0	1.7	0.09	23.5	6.6	42
43	17.7	1.8	0.10	23.3	2.6	43
44	17.7	1.8	0.10	22.9	7.6	44
45	17.5	1.7	0.09	24.5	8.5	45
46	11.3	4.1	0.36	26.1	0.0	46
47	307.3	9.3	-0.18	365.3	227.2	47
48	314.2	4.6	-0.10	343.0	288.5	48
49	313.8	5.2	-0.11	388.0	277.5	49
50	314.3	4.7	-0.10	330.8	284.5	50
51	313.3	5.5	-0.12	338.5	288.9	51
52	317.1	21.6	-0.50	519.6	173.6	52
53	4.9	5.8	1.19	62.5	-31.5	53
54	5.8	3.2	0.55	35.4	-7.6	54
55	5.6	3.2	0.57	55.8	-33.8	55
56	5.7	2.8	0.48	28.2	-4.3	56
57	3.9	2.6	0.66	28.9	-7.0	57
58	2.7	13.3	4.91	88.7	-59.5	58
59	3.3	15.8	4.79	224.5	-140.6	59
60	2.4	13.2	5.39	150.3	-95.3	60
61	0.00038	0.00978	26.01	0.07623	-0.08787	61
62	0.00124	0.00821	6.65	0.05770	-0.06667	62

ものに比べ著しく小さく、乱れ強さは大きいものとなっている。

○どのケースも小さからぬ平均迎角が観測されているが、これが測器の調整不良に起因しているものか、あるいは橋梁の影響によるものかは明らかでない。

以上、代表的な10分間の強風データについて説明してきたが、これらの10分間データの基本統計量がさらに長い時間においてどのように変化しているかを表3-3-6に示す。

6月30日のデータは台風の影響による強風記録であり6月30日の17時から23時にかけて平均風速および平均風向が徐々に変化している様子が読み取れる。これに対し、6月24日あるいは12月10日のデータは平均風速および平均風向とも数時間の間ほぼ一定である。

解析ではすべてのケースについて表3-3-3等に示すような基本統計量を計算したが、紙面の都合ですべてを載せることができない。このため、今年度解析したデータの概要がわかるように、自然風の特徴および大鳴門橋の対風応答特性をとりまとめ図3-3-5～8に示す。

図では、大鳴門橋補剛桁中央径間ほぼ中央の太平洋側および瀬戸内海側に取付いている2台のプロペラ型風速計より得られたデータが示されているが、このうち太平洋側に取付けられたプロペラ型風速計のすぐ瀬戸内海側には超音波風速計が設置されているため、このプロペラ型風速計で観測された瀬戸内海からの自然風データは乱れの大きいものとなっていることに注意されたい。

図より今年度は橋軸直角方向（橋軸直角方向はNNW～SSE、橋軸方向はENE～WSW）の風向の風が多く観測されており、平均風速約21 m/sまでの風のデータが蓄積された。乱れ強さ I_u は小さく、5%以下のケースも観測されている。補剛桁の振動としては加速度標準偏差で、鉛直たわみ振動が19 gal（中央径間1/2点）、15 gal（中央径間1/4点）、ねじれ振動が 0.012 rad/s^2 （中央径間1/2点）、 0.010 rad/s^2 （中央径間1/4点）までのデータが蓄積されている。ただし、生データを見るかぎりでは低次の固有振動数より高い振動成分が卓越していることに留意されたい。

3-3-6 ま と め

今年度の大鳴門橋における自然風および対風応答データの解析により明らかとなった事項をとりまとめると以下のとおりである。

- (1) 今年度本橋観測システムでは磁気テープ45本（812ファイル、1176ケース）のデータが収録された。記録された最大の平均風速は補剛桁位置で約21 m/sであった。これらには4つの台風（台風6号、8号、13号、20号）の影響による強風データも含まれている。
- (2) 平均風速および平均風向は大鳴門橋の橋軸方向にほぼ一様であった。
- (3) 台風時には平均風向および平均風速が時間的に徐々に変化するが、それ以外の強風では数時間の間その値がほぼ一定であった。
- (4) 主流方向風速の乱れの強さは概して小さく、5%以下のデータも少なかった。
- (5) 大鳴門橋の補剛桁で橋軸直角方向平均風速約20 m/sにおいて観測された鉛直方向の振動加速度データは低次の固有振動数よりも高い振動数の成分が卓越しており、振動変位は微小であった。

表 3-3-6(a) 主な基本統計量の計算結果

シカ	オオアムトキヨウ										トヤキキヨウ		
	MID.SPAN 1/2 タイ					MID.SPAN 1/2 タイ					T 7 P		H.S1/2
	カウツ	ミダ	カウツ	カウツ	ミダ	カウツ	カウツ	ミダ	カウツ	ミダ	カウツ	ミダ	カウツ
	M/S	%	°	H/S	%	°	H/S	GAL/RAD/SSI	H/S	%	GAL		
6-24 19:44	16.6	3.3	179.3	20.3	3.8	167.9	19.9	12.52	10.0086	16.9	6.3	2.24	
6-24 19:54	15.7	5.9	168.8	13.6	6.8	166.6	19.0	12.80	10.0083	15.5	7.9	2.76	
6-24 20: 4	15.3	4.2	167.4	17.8	5.4	165.2	19.1	11.26	10.0077	14.5	7.4	2.48	
6-24 20:14	16.0	3.1	167.1	16.5	4.6	164.9	19.0	12.21	10.0082	15.0	6.8	4.30	
6-24 20:24	16.4	4.9	166.0	15.6	5.3	163.9	19.1	12.71	10.0087	15.7	7.4	2.21	
6-24 20:34	14.9	6.6	163.9	16.9	6.3	162.2	19.1	11.60	10.0076	14.0	10.3	2.73	
6-24 20:44	14.5	7.4	162.9	16.5	6.6	161.4	18.9	10.42	10.0066	13.7	9.2	1.95	
6-24 20:54	15.3	6.1	165.9	16.4	7.3	163.9	19.2	12.29	10.0083	14.7	9.6	2.70	
6-24 21: 4	16.7	4.7	167.1	19.4	5.7	165.0	19.2	13.12	10.0090	15.9	9.6	2.24	
6-24 21:14	16.6	4.3	167.3	19.3	5.3	165.2	19.2	13.15	10.0090	15.7	8.4	2.97	
6-24 21:24	17.0	4.8	165.5	19.4	6.8	163.7	18.7	14.42	10.0097	16.6	9.0	2.87	
6-24 21:34	16.5	5.4	162.7	16.4	5.3	162.1	18.6	13.41	10.0091	15.7	7.8	3.45	
6-24 21:44	17.1	3.7	165.3	19.5	4.9	163.9	19.9	14.19	10.0097	16.7	7.3	2.93	
6-24 21:54	16.3	5.3	165.6	16.5	6.0	164.0	18.8	12.45	10.0085	15.6	8.4	2.34	
6-24 22: 4	16.1	4.3	167.2	16.9	5.3	165.2	19.1	12.66	10.0087	15.9	7.3	2.33	
6-24 22:14	16.2	3.9	167.7	19.2	4.2	165.7	18.6	12.66	10.0086	15.8	7.9	2.34	
6-24 22:24	16.9	3.7	166.5	19.5	4.9	164.6	18.9	13.27	10.0092	16.5	7.4	2.96	
6-24 22:34	17.5	2.7	166.0	20.1	5.2	164.1	19.1	15.46	10.0105	17.4	6.6	3.15	
6-24 22:44	17.0	2.0	165.8	19.9	4.7	163.6	18.7	15.15	10.0104	17.0	7.1	2.54	
6-24 22:54	16.6	3.3	166.1	19.0	4.5	164.2	18.1	13.31	10.0091	16.3	6.8	2.39	
6-24 23: 4	15.4	5.1	169.2	18.4	5.2	167.1	16.2	12.46	10.0081	15.5	6.7	2.57	
6-24 23:14	13.1	6.9	176.3	16.0	7.9	174.3	16.9	8.08	10.0054	14.0	7.6	2.47	
6-24 23:24	11.1	10.1	179.4	13.1	13.6	177.9	15.7	4.63	10.0031	12.9	7.6	1.86	
6-24 23:34	8.2	19.8	202.7	9.3	21.9	201.2	13.3	6.46	10.0042	10.9	17.7	2.77	
6-28 1:13	11.6	4.9	131.5	14.4	4.4	134.5	14.0	7.85	10.0048	10.0	11.3	2.33	
6-28 1:47	11.9	3.6	141.8	14.8	4.3	145.0	14.0	8.32	10.0050	11.8	6.6	2.25	
6-28 2:26	11.1	8.5	152.3	13.7	7.5	153.3	13.9	7.66	10.0046	9.9	10.5	2.23	
6-28 2:39	11.6	7.6	164.0	13.5	7.2	162.7	15.7	7.35	10.0047	11.6	12.7	1.78	
6-28 2:45	12.8	8.4	163.5	14.6	8.0	162.3	16.7	7.94	10.0051	13.0	8.5	1.69	
6-28 2:59	13.5	5.5	166.6	16.0	8.2	164.7	16.6	9.86	10.0064	13.6	7.8	2.79	
6-28 3: 9	13.0	4.4	174.3	16.0	5.1	171.7	16.9	9.94	10.0062	13.6	7.3	3.91	
6-28 3:15	8.0	29.5	241.8	9.4	24.2	239.6	13.3	5.26	10.0033	9.1	40.3	1.93	
6-28 3:32	8.7	39.4	271.4	10.6	23.6	267.3	14.7	3.74	10.0023	4.9	42.5	1.75	
6-28 3:45	5.3	29.0	365.2	10.2	15.3	303.6	12.0	2.79	10.0016	6.1	44.1	1.47	
6-28 4: 4	10.5	17.1	316.5	11.6	6.3	316.2	14.2	4.75	10.0030	5.6	44.4	1.83	
6-29 14:38	11.6	4.8	138.9	14.1	5.7	142.4	14.7	4.81	10.0029	11.9	7.8	2.36	
6-29 14:46	11.3	4.0	141.6	14.3	4.9	144.9	15.1	5.10	10.0034	11.9	6.4	2.93	
6-29 14:56	11.7	3.3	142.0	14.7	5.0	146.1	15.3	5.78	10.0037	11.8	7.0	2.28	
6-29 15: 8	11.4	4.1	145.4	14.3	6.1	148.6	15.0	5.66	10.0037	11.6	7.5	2.79	
6-29 15:19	11.5	3.3	146.4	14.6	5.2	148.8	15.2	6.69	10.0042	11.7	5.9	2.92	
6-29 15:31	12.0	3.6	147.2	15.0	5.2	149.8	14.6	6.16	10.0040	12.0	5.9	2.39	
6-29 15:44	11.6	6.9	149.7	14.7	7.3	151.7	15.3	5.50	10.0037	11.4	6.1	2.54	
6-29 15:54	12.1	5.2	146.7	15.2	6.2	150.6	15.4	6.66	10.0044	11.5	7.9	2.21	
6-29 16: 4	12.7	5.4	150.2	15.9	5.7	152.3	15.6	6.93	10.0047	12.0	10.2	2.29	
6-29 16:14	12.1	5.0	150.4	15.3	5.5	152.3	15.0	6.43	10.0043	11.8	9.3	2.29	
6-29 16:51	12.7	5.2	158.6	15.2	6.7	159.3	15.8	8.65	10.0058	13.0	7.8	2.78	
6-29 17:25	12.8	9.4	152.3	15.0	10.0	153.8	14.9	6.53	10.0042	11.8	12.8	2.38	
6-29 17:57	11.6	4.0	140.1	14.7	4.5	143.2	15.0	5.92	10.0038	11.4	7.5	2.71	
6-29 18: 7	11.4	7.3	139.2	14.4	7.2	142.1	14.8	7.85	10.0049	11.9	7.2	3.33	
6-29 18:18	11.4	7.0	141.8	14.2	7.2	144.7	15.0	8.63	10.0055	10.8	8.0	3.78	
6-29 18:28	12.7	3.2	145.5	15.7	4.8	146.3	15.8	6.60	10.0045	12.0	7.6	2.49	
6-29 18:38	12.9	4.1	146.6	15.9	5.5	150.5	16.0	6.03	10.0052	12.1	7.9	2.68	

表 3-3-6(b) 主な基本統計量の計算結果

ノ ー ト ン ン													ト リ ン ト											
HID.SPAN 1/2 ノー													HID.SPAN 1/2 ノー				T.T.		HID.SPAN 1/2		T 7 P		H.SI/2	
日 時		ノ H/SI		ミ %		ノ %		ノ %		ノ %		ノ %		ノ %		ノ %		ノ %		ノ %		ノ %		
6-30	11:01	12.81	4.21	144.41	15.71	4.81	146.91	17.41	6.1710.00391	12.21	6.31	2.461												
6-30	11:101	12.81	3.81	145.51	15.61	5.31	149.11	16.41	6.4310.00411	11.81	5.71	2.941												
6-30	11:201	11.31	5.81	143.31	14.21	5.91	145.81	15.11	5.0010.00321	11.41	5.01	2.901												
6-30	11:311	10.91	5.31	150.21	13.81	6.31	151.51	14.71	4.7010.00301	11.31	5.81	3.051												
6-30	11:411	11.21	5.11	149.01	14.01	6.11	151.61	14.81	6.0910.00381	10.51	7.81	2.651												
6-30	11:511	11.31	6.21	141.61	14.11	6.61	143.91	16.11	5.4910.00351	11.61	9.81	3.201												
6-30	12:11	12.01	4.41	132.61	14.91	5.51	136.31	16.01	5.3610.00331	12.11	11.61	2.741												
6-30	12:111	13.21	4.11	131.81	16.31	5.61	135.51	17.71	5.6510.00361	13.11	6.81	2.981												
6-30	12:211	14.01	4.51	134.11	17.21	5.01	137.11	18.51	6.6610.00391	13.51	10.21	2.411												
6-30	12:311	14.11	4.61	133.81	17.41	5.21	137.01	16.61	6.7610.00431	13.01	9.81	2.601												
6-30	12:411	14.21	4.61	132.41	17.31	6.11	135.91	18.51	6.2210.00391	13.31	9.21	2.911												
6-30	12:511	14.21	5.01	134.01	17.51	5.41	137.31	18.41	6.8010.00431	13.21	9.21	2.771												
6-30	13:11	14.11	3.71	133.41	17.41	4.51	136.81	18.11	6.8110.00441	13.51	10.11	2.691												
6-30	13:111	14.21	3.41	134.41	17.41	4.61	137.51	16.81	7.0110.00451	14.01	8.71	2.911												
6-30	13:211	14.11	2.81	134.31	17.41	3.31	137.21	16.71	6.5710.00421	13.61	8.71	3.011												
6-30	13:311	14.11	3.01	134.61	17.31	4.21	137.41	18.91	6.4710.00421	13.71	8.61	2.571												
6-30	13:411	14.31	2.51	136.11	17.51	4.31	138.71	19.21	6.3210.00401	13.81	7.11	2.531												
6-30	13:511	13.61	2.81	133.81	17.01	3.91	136.81	18.81	6.0510.00401	13.21	9.31	2.721												
6-30	14:11	13.81	3.51	134.51	16.91	4.91	137.41	18.51	6.5010.00411	13.71	9.11	2.621												
6-30	14:111	14.01	3.11	136.21	17.21	3.81	136.91	19.11	7.6010.00461	13.81	8.01	4.291												
6-30	14:211	13.91	3.21	137.01	17.21	3.91	139.61	16.71	7.2610.00461	13.21	6.61	2.851												
6-30	14:311	13.21	3.71	130.21	16.41	4.81	136.91	18.31	6.6810.00421	13.31	7.71	3.121												
6-30	14:411	13.51	3.61	136.91	16.61	4.21	139.51	18.11	5.7610.00371	13.11	8.01	3.081												
6-30	14:511	12.81	4.01	140.11	15.91	4.61	142.81	17.41	5.9110.00381	12.61	7.11	2.641												
6-30	15:11	12.81	3.11	141.21	15.91	4.11	143.91	17.31	5.7210.00371	12.11	6.31	2.741												
6-30	15:111	13.01	3.61	136.61	16.01	5.21	141.71	17.91	6.6810.00431	12.31	6.51	3.121												
6-30	15:211	13.01	3.31	137.81	16.11	4.61	140.51	17.41	6.0210.00391	12.61	6.01	2.461												
6-30	15:311	12.01	3.21	135.91	14.91	4.51	138.71	16.91	5.1510.00321	12.51	8.61	3.211												
6-30	15:411	12.21	3.51	135.51	15.11	4.61	138.11	17.21	5.5410.00341	12.71	8.41	2.741												
6-30	15:511	13.21	3.51	134.71	16.21	5.51	137.71	17.81	6.2810.00391	13.31	7.91	3.721												
6-30	16:11	12.81	3.01	134.51	15.81	5.81	137.31	17.51	5.9710.00381	12.81	8.31	3.291												
6-30	16:111	12.91	3.01	132.41	16.01	4.41	135.71	17.61	5.7110.00341	12.71	9.81	2.821												
6-30	16:211	12.91	3.71	132.41	16.01	4.21	135.71	17.81	4.6710.00311	12.41	10.81	2.491												
6-30	16:311	12.81	4.11	133.31	15.71	5.21	136.41	17.51	5.5210.00351	12.41	11.41	2.931												
6-30	16:411	12.51	3.51	132.51	15.41	5.31	135.71	16.51	4.5910.00301	12.31	9.91	2.591												
6-30	16:511	11.31	7.01	136.51	14.11	6.91	139.41	16.51	5.5110.00361	11.51	10.81	2.321												
6-30	17:11	13.41	5.61	135.21	16.41	5.31	138.21	17.31	6.4810.00421	11.71	9.31	2.861												
6-30	17:111	12.11	4.81	130.01	14.91	5.61	134.11	16.01	6.3610.00401	11.71	10.91	2.871												
6-30	17:231	9.81	10.81	124.51	11.61	11.91	126.61	12.81	5.2310.00321	9.51	13.31	2.751												
6-30	18:531	9.41	16.11	49.71	11.21	11.11	49.41	13.21	4.4810.00291	7.31	26.81	1.851												
6-30	19:31	8.51	25.91	53.41	11.61	8.91	53.11	13.21	3.5410.00231	6.01	26.11	2.701												
6-30	19:131	9.61	16.91	323.61	11.51	10.11	55.01	13.31	4.5510.00291	7.01	22.91	2.071												
6-30	19:301	9.21	19.11	52.91	11.61	9.41	58.61	12.51	4.3010.00261	6.91	30.41	1.951												
6-30	19:431	11.61	22.51	50.31	14.11	12.11	56.51	16.11	7.1110.00431	9.01	26.81	2.431												
6-30	19:531	10.81	23.91	51.61	14.41	9.61	55.01	16.61	6.7110.00431	8.41	28.41	1.951												
6-30	20:31	11.51	18.31	46.81	13.31	10.61	52.51	15.41	6.7410.00421	8.41	32.91	1.861												
6-30	20:461	10.21	29.31	23.11	11.01	13.71	25.81	14.01	6.2610.00391	4.11	51.61	2.241												
6-30	20:581	12.31	22.51	19.61	13.61	14.51	142.71	15.51	5.7710.00351	4.71	57.11	2.651												
6-30	21:61	15.51	16.41	21.21	16.51	9.71	19.61	18.31	6.2710.00401	4.61	47.61	1.931												
6-30	21:161	16.01	19.41	20.61	17.11	9.51	19.11	18.01	7.7610.00491	4.61	55.01	2.191												
6-30	21:261	15.31	19.91	15.21	16.51	6.71	11.91	19.11	7.3710.00461	5.11	60.41	1.671												
6-30	21:381	15.41	14.11	14.11	19.71	7.21	11.81	21.81	11.1610.00711	5.31	60.81	1.961												

表 3-3-6(c) 主な基本統計量の計算結果

イ オ ナ ル ト ト ヨ ウ													ト ヲ フ キ ヨ ウ		
HID.SPAN 1/2 9141 HID.SPAN 1/2 2173 T.T. HID.SPAN1/2													T 7 P H.S1/2		
カ シ ミ メ カ シ ミ メ カ シ ミ メ													カ シ ミ		
H/SI % ° H/SI % ° H/SI GALRAD/SS													H/SI % GAL		
6-30	21:48	20.81	12.61	18.41	21.01	7.51	17.21	22.11	11.8210.00751	6.51	58.41	2.181			
6-30	21:58	18.61	14.11	13.11	18.61	8.71	16.11	22.81	8.9210.00581	6.31	58.11	1.921			
6-30	22: 8	15.91	15.11	3.91	16.61	6.71	1.51	21.21	9.9710.00631	5.91	57.31	2.401			
6-30	22:16	16.01	13.11	359.51	17.41	6.21	356.71	22.51	11.0310.00701	3.81	64.41	2.291			
6-30	22:28	17.11	13.61	3.91	17.41	7.21	1.71	23.81	9.8110.00631	6.91	59.01	1.741			
6-30	22:36	14.61	9.71	355.51	17.61	5.31	351.51	23.51	11.8310.00751	4.41	62.41	1.661			
6-30	22:46	12.41	11.51	355.61	15.31	7.71	351.61	23.91	10.0310.00631	4.11	61.91	1.911			
6-30	22:56	10.21	13.71	355.11	12.91	7.41	350.11	17.21	5.8910.00391	4.01	51.31	1.731			
6-30	23: 6	10.21	27.41	326.61	11.71	11.51	323.21	15.31	5.4610.00351	3.71	53.51	2.231			
6-30	23:16	13.71	8.01	321.71	14.61	4.91	318.91	18.31	5.4110.00351	5.21	56.41	1.911			
6-30	23:28	14.21	9.81	317.91	14.61	4.21	314.91	16.81	6.0110.00391	8.01	35.81	2.081			
6-30	23:38	12.11	15.11	305.61	13.11	6.91	302.31	14.71	7.5110.00451	9.91	19.91	2.691			
6-30	23:46	12.31	25.31	294.11	14.01	11.01	293.11	15.51	4.3710.00261	8.31	29.01	1.641			
6-30	23:56	12.31	24.01	297.71	13.61	12.51	295.21	17.51	4.3910.00271	7.41	40.11	1.651			
7- 1	0: 8	13.91	17.01	295.61	14.81	10.01	293.31	16.81	4.5910.00281	10.71	25.11	1.971			
7- 1	0:18	14.11	18.41	298.41	14.91	9.11	295.61	16.91	4.3810.00301	10.91	22.71	1.811			
7- 1	0:28	13.91	21.51	295.11	15.31	10.91	292.71	17.71	5.3010.00321	8.41	39.71	2.181			
7- 1	0:38	14.41	14.21	295.31	15.41	9.61	292.41	19.51	5.2710.00331	7.81	39.21	2.101			
7- 1	0:48	13.91	22.91	294.11	15.31	14.71	292.01	19.21	5.0910.00321	8.71	37.01	1.961			
7- 1	0:56	14.11	21.51	293.81	15.71	9.71	292.31	19.61	4.6210.00301	8.11	45.51	1.811			
7- 1	1: 6	17.21	15.81	296.81	16.01	10.01	293.31	20.81	6.4910.00421	8.11	46.91	2.141			
7- 1	1:16	16.61	14.51	296.31	17.71	8.31	295.01	20.21	6.1810.00401	11.71	28.41	1.981			
7- 1	1:26	14.71	17.41	294.21	15.61	6.21	295.91	17.41	4.6510.00291	10.61	23.91	2.031			
7- 1	1:38	13.21	15.71	302.51	14.11	7.11	296.61	16.91	4.0610.00251	10.11	23.11	1.571			
7- 1	1:46	11.61	17.01	303.71	12.61	7.71	299.51	15.61	3.4610.00211	8.81	22.41	1.511			
7- 1	1:58	10.11	21.51	302.61	11.91	6.01	299.41	14.71	2.5210.00151	7.91	22.81	1.501			
7- 1	2: 8	11.51	26.31	291.91	13.61	14.41	291.01	15.01	3.8610.00241	7.41	34.51	1.441			
7- 1	2:18	11.31	30.21	286.31	13.61	20.31	287.41	16.51	3.1710.00201	5.11	46.11	1.871			
7- 1	2:29	10.61	29.31	286.71	12.41	18.81	284.51	16.41	2.9910.00181	5.21	53.31	1.581			
7- 1	2:39	7.51	45.51	282.41	10.11	25.91	283.61	16.51	2.6710.00171	4.91	47.91	1.731			
7- 1	2:49	7.51	41.71	279.21	10.51	25.11	283.61	16.21	2.6710.00171	5.11	46.91	2.311			
7- 1	2:59	10.11	34.21	283.61	12.41	19.61	283.71	15.21	3.2710.00201	5.51	47.71	1.471			
7- 1	3: 9	10.41	29.41	287.51	12.01	19.01	285.41	16.11	2.4910.00161	5.01	47.31	1.431			
8- 2	15: 21	10.91	6.51	155.71	13.11	7.31	156.31	13.21	5.0610.00301	8.31	12.01	1.861			
8- 2	16:34	14.21	1.51	167.41	17.51	3.71	166.61	14.91	12.0610.00791	13.41	6.91	3.411			
8- 5	21:14	13.41	6.41	147.71	16.21	9.51	150.51	16.41	8.1810.00541	11.71	23.31	1.991			
8- 5	21:24	13.01	7.61	146.41	15.91	7.01	149.31	14.61	10.6710.00661	12.71	11.51	3.421			
8- 7	14:25	11.61	11.01	140.21	14.01	13.21	143.31	15.11	6.2210.00391	11.61	11.11	2.481			
8- 7	15:27	11.71	8.11	150.51	14.31	8.91	151.61	13.51	7.2610.00461	13.11	11.21	4.161			
8- 7	16: 9	11.71	2.71	144.11	14.31	4.21	146.91	14.91	9.0510.00581	11.11	5.51	3.731			
8- 7	16:19	11.71	2.91	144.51	14.61	4.11	147.31	15.01	7.9310.00471	11.11	6.81	2.901			
8- 7	16:29	11.31	2.71	146.21	14.51	4.31	146.61	14.91	7.9010.00501	11.61	5.41	2.791			
8- 7	16:39	12.21	3.11	147.01	14.81	4.41	149.41	15.21	7.1310.00441	12.21	6.41	4.271			
8- 7	16:49	12.01	2.61	144.61	14.61	4.01	147.41	15.01	7.5110.00451	12.01	6.41	2.791			
8- 7	16:59	12.11	3.41	148.61	15.01	4.11	150.21	14.91	9.3910.00561	12.21	7.11	3.041			
8- 7	19:11	11.31	2.21	151.61	14.11	2.41	152.71	14.61	8.6810.00551	11.71	6.11	3.361			
8- 7	19:24	12.21	4.71	146.61	15.11	4.41	150.41	15.41	6.6210.00411	12.11	5.31	2.131			
8- 7	19:34	12.61	2.91	149.31	15.61	3.31	151.01	15.11	9.0010.00521	11.71	6.41	2.311			
8- 7	19:44	11.61	2.11	146.31	14.31	2.91	148.71	14.51	9.5010.00551	10.11	5.31	2.961			
8- 7	19:59	11.61	2.31	146.11	14.61	3.01	148.71	14.51	10.5810.00641	10.71	5.31	2.841			
8- 7	20:32	12.51	3.31	147.11	15.21	3.91	149.21	15.31	7.0410.00441	12.01	6.31	2.031			
8- 7	20:42	11.61	6.31	149.31	14.31	6.31	151.51	14.81	6.6210.00421	12.61	5.91	2.361			

表3-3-6(d) 主な基本統計量の計算結果

シカゴ	ミッドランド										トヨタ			
	MID.SPAN 1/2					MID.SPAN 1/2					T 7 P		IR.S1/2	
	7/27/1	ミッド	7/27/1	ミッド	7/27/1	7/27/1	ミッド	7/27/1	ミッド	7/27/1	7/27/1	ミッド	7/27/1	ミッド
	H/SI	%	H/SI	%	H/SI	H/SI	%	H/SI	GAL/RAD/SSI	H/SI	%	GAL	H/SI	%
111-30	5:59	11.91	24.71	308.11	13.61	9.51	307.11	12.31	6.6910.00401	5.61	53.51	2.651		
111-30	6:10	10.41	31.91	316.11	12.91	11.01	316.31	14.01	7.6410.00471	5.31	51.81	3.451		
111-30	6:20	11.91	21.41	324.31	13.81	6.91	322.31	15.91	0.6710.00551	6.71	49.01	2.881		
111-30	6:30	10.11	26.51	319.11	12.51	6.21	318.61	15.61	6.7510.00531	7.61	39.51	3.021		
111-30	6:46	11.31	34.31	316.31	13.11	15.21	315.31	13.41	7.7610.00491	7.41	39.01	3.751		
111-30	7:01	9.91	31.11	319.71	12.61	11.11	315.31	15.41	6.5210.00531	6.71	44.81	2.701		
111-30	7:10	10.31	20.91	321.61	12.91	10.41	321.41	13.71	10.3510.00621	4.81	54.21	2.841		
111-30	7:34	9.71	26.51	322.41	11.31	9.51	322.31	12.51	7.4510.00441	6.91	34.81	3.031		
111-30	7:50	9.41	26.51	329.61	11.11	9.91	328.61	12.61	5.7410.00351	6.11	37.61	2.221		
112-2	9:14	11.61	26.21	332.71	13.21	16.21	309.91	14.61	8.2510.00511	8.91	29.51	4.191		
112-2	9:24	11.71	21.21	306.21	13.71	7.51	306.61	15.01	5.7910.00371	9.81	23.71	2.651		
112-2	10:14	7.61	31.31	278.11	9.51	25.61	276.11	12.41	4.6810.00311	4.11	48.81	2.251		
112-2	10:27	10.61	32.31	279.51	12.11	21.31	278.71	16.21	5.0210.00321	5.51	43.31	3.491		
112-2	10:41	7.41	35.31	277.31	8.61	25.61	277.61	13.71	5.6310.00301	4.71	48.61	2.941		
112-2	10:59	6.81	36.61	273.71	8.51	26.31	273.11	10.41	4.8810.00311	4.01	46.61	3.241		
112-2	11:26	9.21	36.61	269.61	10.91	15.61	267.21	12.91	5.9510.00351	4.71	47.41	2.991		
112-2	11:47	9.21	39.61	266.21	11.31	23.51	268.31	14.21	7.4310.00461	4.51	46.01	2.721		
112-2	12:14	7.01	37.31	276.51	8.91	26.61	261.21	13.51	6.7910.00431	4.71	47.51	2.531		
112-2	12:30	9.31	35.71	287.01	11.61	26.31	257.21	12.61	5.6410.00361	4.91	43.31	2.741		
112-2	12:40	6.31	41.61	283.21	11.11	19.91	287.91	13.61	4.9210.00321	5.41	47.81	2.401		
112-2	12:53	7.61	39.11	264.51	10.11	21.11	286.91	13.31	7.1910.00441	5.11	45.71	3.201		
112-2	13:13	6.71	36.71	287.41	10.61	22.41	285.61	11.31	6.5710.00391	4.91	47.31	2.931		
112-2	13:25	9.01	33.61	267.11	11.01	20.61	256.61	13.81	4.5710.00291	4.91	47.21	2.201		
112-2	13:46	6.51	35.31	285.81	10.61	23.71	285.51	12.91	5.5110.00371	5.31	45.81	3.201		
112-9	4:30	13.41	25.71	363.21	15.31	6.41	361.11	15.21	5.5410.00371	6.41	36.31	1.941		
112-9	4:40	13.81	17.51	369.01	15.11	7.71	366.61	15.61	5.3310.00351	9.61	30.51	1.851		
112-9	5:31	15.11	17.81	315.41	16.51	6.41	313.71	19.21	8.7310.00571	12.01	24.91	2.521		
112-9	22:36	13.61	25.11	320.71	16.11	9.21	318.51	19.41	10.7510.00661	10.11	37.21	3.371		
112-9	22:48	12.61	29.41	316.71	15.21	9.61	317.11	18.21	9.3810.00611	9.01	40.11	3.631		
112-9	22:59	14.91	27.81	316.61	17.01	6.61	309.21	16.51	12.5510.00791	11.01	34.51	4.001		
112-9	23:12	13.31	35.61	301.11	17.41	9.31	303.21	17.01	10.4310.00631	12.51	26.61	4.551		
112-9	23:22	17.61	19.31	307.61	15.11	6.71	304.51	16.91	11.1410.00721	12.71	24.71	3.011		
112-9	23:32	16.51	23.31	305.61	16.31	9.31	303.61	20.91	12.6110.00801	11.31	36.01	6.571		
112-9	23:45	14.11	29.21	305.71	17.11	6.41	305.21	13.41	11.2810.00691	10.81	30.01	4.181		
112-9	23:55	14.91	26.21	307.71	17.61	7.61	306.61	19.41	10.1610.00631	11.61	30.71	2.861		
112-10	01:51	14.11	36.91	383.71	16.91	15.21	305.31	19.51	12.4410.00771	11.81	27.01	5.021		
112-10	01:19	15.41	25.11	316.11	16.21	7.31	314.91	20.71	12.5410.00811	12.11	31.31	2.931		
112-10	01:29	14.61	26.21	316.91	16.91	6.91	317.41	20.51	15.7210.00901	11.31	35.91	5.441		
112-10	01:39	12.71	32.61	313.21	15.71	9.61	313.41	17.91	11.9610.00751	10.11	34.71	3.801		
112-10	01:49	14.91	25.61	214.21	16.51	6.31	313.71	16.31	11.7510.00711	10.51	33.41	3.201		
112-10	01:59	15.01	24.91	313.61	16.61	10.21	313.71	19.61	9.9210.00641	11.51	32.61	2.581		
112-10	11:51	16.31	17.91	317.91	17.21	10.21	315.11	18.71	11.6910.00751	11.11	33.01	4.691		
112-10	11:20	14.61	27.51	305.31	17.31	7.71	304.91	16.61	13.4510.00841	11.01	27.71	4.001		
112-10	11:30	15.11	24.51	303.61	17.11	10.41	302.61	16.61	6.1010.00511	11.11	26.71	5.291		
112-10	11:45	14.61	26.71	302.31	17.01	10.51	306.71	15.91	12.3310.00781	10.91	28.91	4.781		
112-10	11:57	13.21	34.81	300.71	16.21	10.61	301.61	14.51	12.8710.00741	11.21	25.91	4.641		
112-10	21:51	15.71	26.01	309.61	17.51	6.21	309.41	16.51	9.6610.00621	11.71	29.61	2.371		
112-10	21:22	16.61	23.51	301.61	15.61	9.61	300.11	16.71	7.1410.00461	12.31	25.61	2.391		
112-10	21:32	13.91	27.71	362.91	17.31	6.71	303.21	19.31	11.2810.00711	11.41	27.71	5.731		
112-10	21:42	15.51	21.51	299.91	17.11	10.81	298.01	15.71	9.3010.00561	11.11	33.91	3.371		
112-10	21:52	15.91	29.21	305.61	16.51	7.91	304.51	20.71	9.5010.00621	11.11	31.61	3.311		
112-10	31:21	15.51	25.91	306.11	17.61	6.21	304.91	19.61	9.1410.00591	11.71	31.41	2.661		

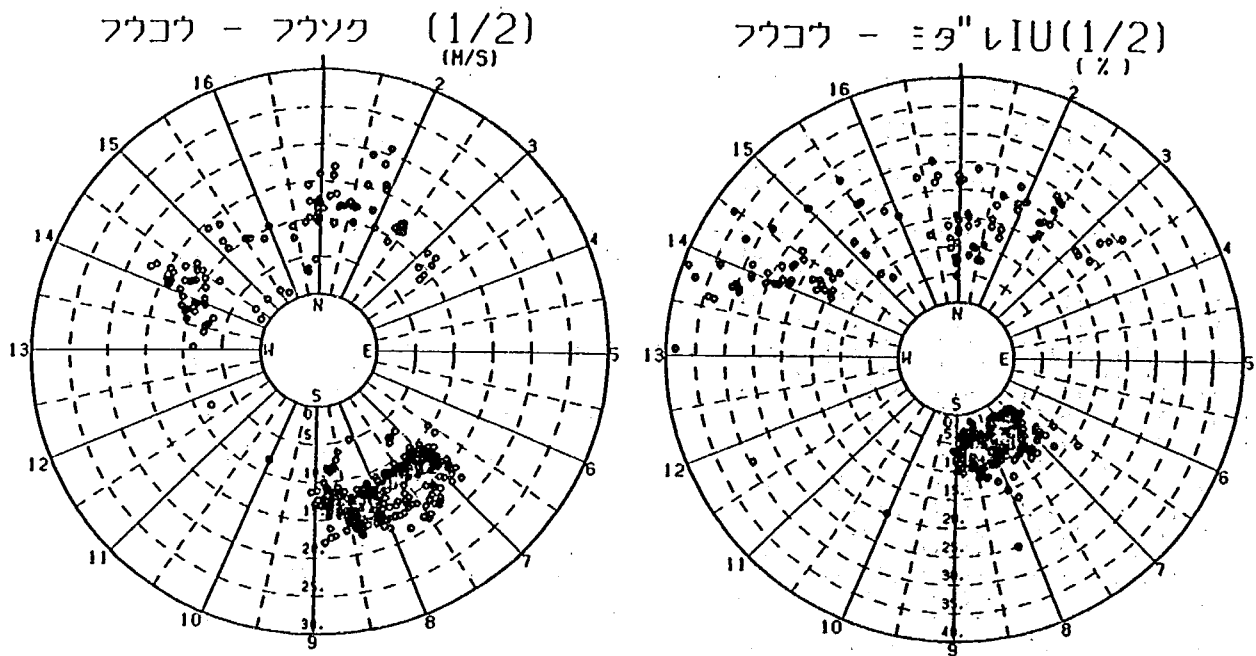


図 3 - 3 - 5 大鳴門橋中央径間約 1/2 点の風の特徴 (太平洋側プロペラ型風速計)

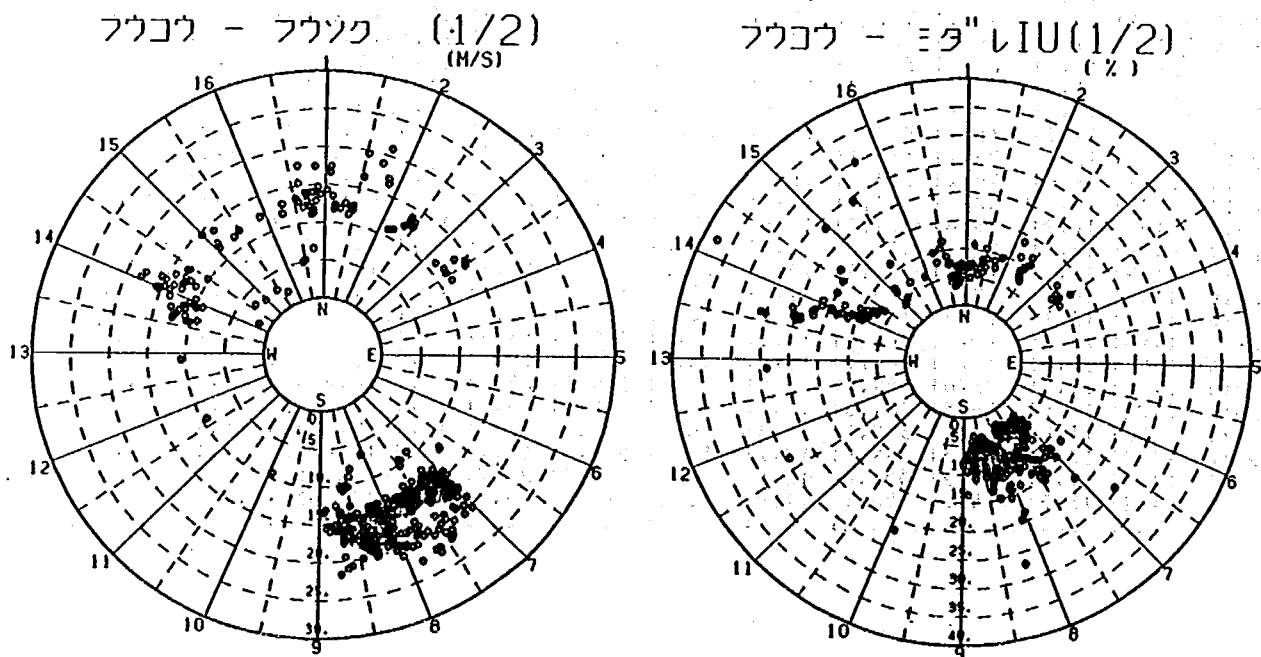


図 3 - 3 - 6 大鳴門橋中央径間約 1/2 点の風の特徴 (瀬戸内海側プロペラ型風速計)

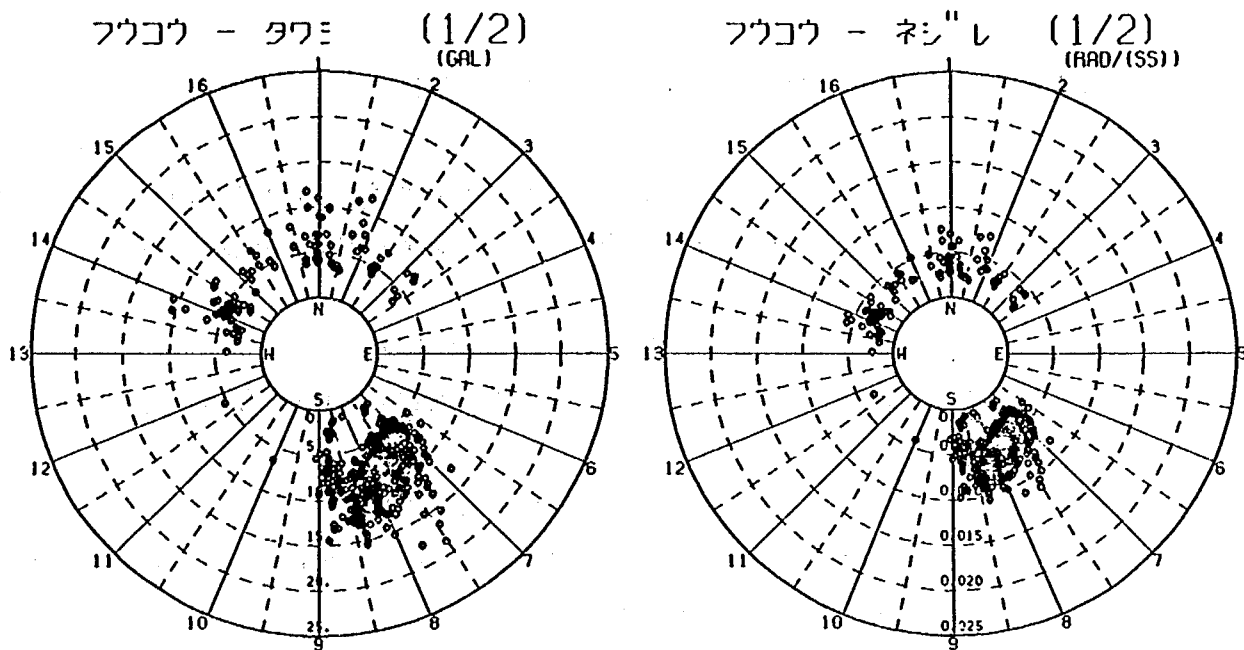


図 3 - 3 - 7 大鳴門橋対風応答特性 (中央径間 1/2 点)

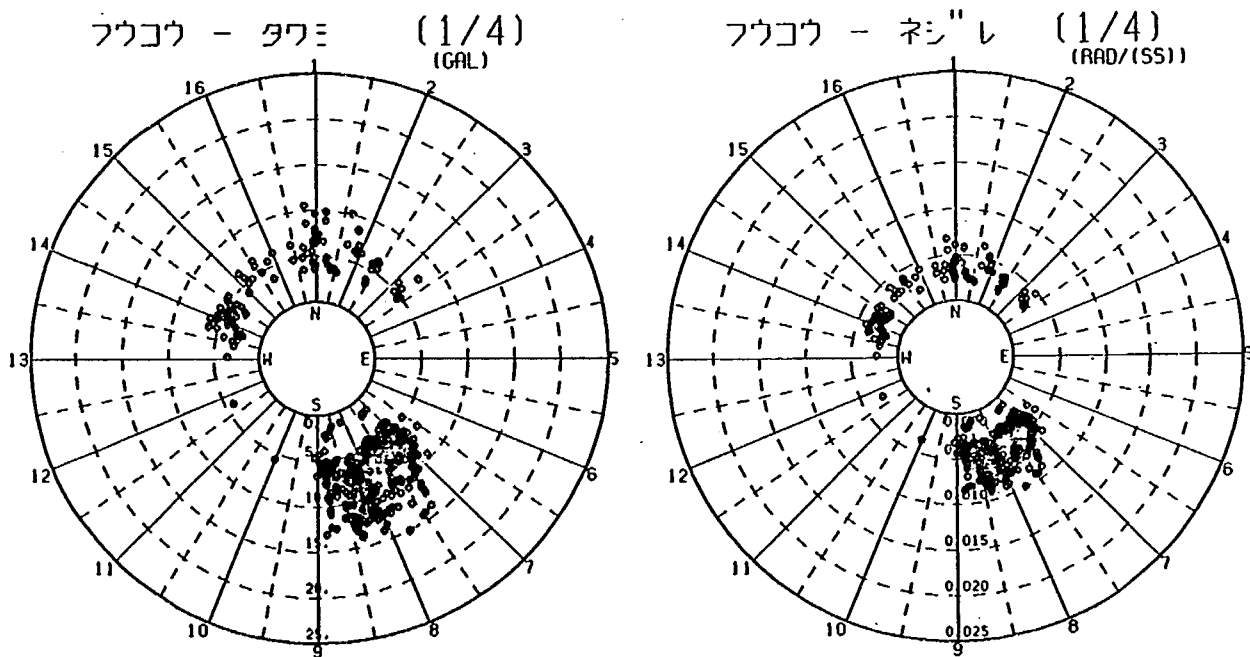


図 3 - 3 - 8 大鳴門橋対風応答特性 (中央径間 1/4 点)

参 考 文 献

- 1) 例えば次の文献を参照されたい。
建設省土木研究所；本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告，土木研究所資料第738号，
1972
- 2) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会作業班；本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書，耐風設計基準見直しのための作業班検討報告－明石海峡大橋の耐風設計に関する検討－，
1985
- 3) 本州四国連絡橋公団；本州四国連絡橋耐風設計基準（1976）・同解説，1976
- 4) 本州四国連絡橋公団第一建設局，三菱重工業株式会社；明石海峡大橋補剛桁風洞実験（その11），
1985
- 5) トラス補剛桁のフラッターにおよぼす乱流の影響については例えば，
Irwin, H.P.A.H., and Schuyler, G.D., ;Experiments on a Full Aeroelastic Model of Lion's Gate Bridge in Smooth and Turbulent Flow,
National Research Council Canada, National Aeronautical Establishment Report LTR-LA-206, 1977
- 6) ESDU ;Engineering Science Data, Wind Engineering, Volume 1 Wind and turbulence data, Engineering Science Data Unit Ltd, 1982
- 7) 田中淳之，瀧田政信，岩屋勝司；大鳴門橋振動実験の報告，本四技報1月号，1986

第4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 篠原 洋 司

岩崎 泰彦

鹿島 久義

4-1 ま え が き

明石海峡大橋は、中央径間がおおよそ 2,000 m にも及ぶ世界的にも類をみない長大吊橋として計画されている。その設計にあたっては現在の許容応力度法に代り限界状態設計法の導入が期待されている。なぜならば、許容応力度法においては、変動の小さい死荷重に対し、変動の大きい活荷重と同じ安全率が与えられるため、明石海峡大橋のように死荷重効果の大きい橋梁に適用した場合、必要以上の大きな安全率が付与され、不経済な設計となる恐れがあると考えられるからである。したがって、荷重、材料強度などの不確実性を合理的に評価し得る限界状態設計法の導入は、今後の検討すべき大きな課題として位置付けられる。

本調査試験は、明石海峡大橋の設計に限界状態設計法を適用するために必要な荷重係数、全体安全係数等を明らかにすることを目的として実施するものであり、過年度において、活荷重係数及び死荷重係数の検討が行なわれている。本年度は、全体安全係数について検討を行なうとともに、限界状態設計法により明石海峡大橋主ケーブルの設計を行ない、限界状態設計法導入の利点の把握について、定量的アプローチを試みるものである。

4-2 部分安全係数法導入の意義

限界状態設計法とは、終局、使用、疲労などの各限界状態について、それぞれの安全性を合理的な方法で検討することができる設計体系とすることができる。この限界状態設計法の一つの考え方として、部分安全係数法がある。これは、各荷重、材料等の不確実性を考慮するために、いくつかの安全係数を導入する設計法であり、本調査では、終局限界状態の照査式として、次式を考えるものとする。

$$\phi R \geq \gamma_0 \sum_j S_j^* \quad \text{--- ①}$$
$$S_j^* = f(\gamma_j \cdot Q_j)$$

ここに

R : 部材耐力

S_j^* : 荷重 j による断面力

γ_0 : 全体安全係数

ϕ : 材料係数

γ_j : 荷重 j の荷重係数

Q_j : 荷重 j の規格値

部分安全係数法によれば、各荷重、材料強度などに個々に安全係数が与えられているので、それ

それが持つ相互に異なる不確実性を合理的に設計に反映することができる。このことを、許容応力度法との対比の上で考えることにする。許容応力度法の場合、例えば、死荷重と活荷重が同時に作用した時の鋼引張り部材の終局限界状態照査式は、概ね次式で表わされ、死荷重と活荷重に同一の安全率が考慮されていることとなる。

$$\frac{\sigma_y}{1.7} \geq \sigma_D + \sigma_L \quad \text{————— ②}$$

ここに σ_y : 鋼材の降伏点

σ_D : 死荷重応力度

σ_L : 活荷重応力度

しかし、実際に作用する荷重の設計荷重からの変動を考えると活荷重は、死荷重に比べその変動はかなり大きくなるのが容易に判断される。したがって、活荷重より大きな安全率が考慮されるべきものと考えられ、許容応力度法のように、死・活荷重に同一の安全率を与えることは不合理であると思われる。

これに対し、部分安全係数法では、死荷重・活荷重に対し、それぞれの不確実性を考慮した安全係数が与えられているので、より合理的な設計が可能となる。特に、明石海峡大橋のように長大スパン吊橋においては、全荷重に占める死荷重比率が高く、死荷重に対して大きな安全係数が与えられていると考えられる許容応力度法によれば、結果的に必要以上の安全率が見込まれる可能性があると思われる。したがって、明石海峡大橋設計にあたり部分安全係数設計法導入の必要性は高いものと考えられる。

このような考え方にに基づき、過年度においては、活荷重係数及び死荷重係数の検討が行なわれている。本年度は、はじめに明石海峡大橋に部分安全係数法を導入する際に、さらに必要となる全体安全係数についての検討を行なうものである。

4-3 全体安全係数の検討

全体安全係数 (γ_o) は、本来

- i) 荷重作用の不正確さの評価
- ii) 構造物中の予期し難い応力分布
- iii) 建設中に生じる寸法精度の変化
- iv) 構造物の社会的的重要性

等を考慮して決定する係数である。この係数を求めるためには、上記の各項目について定量的に把握し、確率論的なアプローチを行なう必要があるが、現在までのところその実行は極めて困難である。そこで、ここでは死荷重係数、活荷重係数、支間長を変数とし、以下に示す方法で許容応力度法とのキャリブレーションを行ない、全体安全係数を算定することとする。

(1) 全体安全係数 (γ_o) の算定方法

キャリブレーションは、曲げモーメントに着目して行ない、荷重として死荷重と活荷重のみを考慮することにする。そこで、照査する断面力を曲げモーメントと考え、①式を変形すると、

$$\sigma_y \geq \frac{\gamma_o}{\phi W} (M_D^* + M_L^*)$$

$$\text{ここに, } M_D^* = f(\gamma_D \cdot D) \cdot M_L^* = f(\gamma_L \cdot L) \quad \text{--- ①'}$$

M_D^* : 死荷重による曲げモーメント

M_L^* : 活荷重による曲げモーメント

D : 死荷重規格値

L : 活荷重規格値

γ_D : 死荷重係数

γ_L : 活荷重係数

W : 断面係数

同様に②式を変形すると

$$\sigma_y \geq 1.7 \left(\frac{M_D}{W} + \frac{M_L}{W} \right) \quad \text{--- ②'}$$

$$\text{ここに, } \sigma_D = \frac{M_D}{W}, \quad \sigma_L = \frac{M_L}{W}$$

M_D : 死荷重規格値による曲げモーメント

M_L : 活荷重規格値による曲げモーメント

ここで、許容応力度法と部分係数法による設計が等しい結果を与えるように、①'、②'式の右辺を相等とすると

$$\gamma_o = \frac{1.7 \phi (M_D + M_L)}{M_D^* + M_L^*} \quad \text{--- ③}$$

が得られる。

本検討では、③式を用い γ_o を算定している。

なお、算定上の仮定条件を以下に示す。

- i) 構造モデルとしては、単純支持された一本棒を考え、断面力の照査は、支間中央とする。
- ii) 設計活荷重は、表 4-1 に示すように本州四国連絡橋公団等価 L 荷重を用いる。
- iii) 設計死荷重については、表 4-2 に示す値を用いる。
- iv) $\phi = 1.0$ とする。

(2) 全体安全係数 (γ_o) の算定結果

本検討のように、 γ_o を許容応力度法とのキャリブレーションにより求めようとする、 γ_o は、死荷重係数 (γ_D)、活荷重係数 (γ_L)、支間長 (l) の各パラメータの値により異なる。そこで、算定結果からまず各パラメータと γ_o の関係について把握することとする。

1) γ_o と γ_L 、 γ_D 、 l の関係

① γ_o と γ_L の関係

γ_L は、想定した交通条件などにより、各スパンに対応して一義的に定まるものと考えられるが、ここでは γ_L を変数とし、 γ_D を 1.1 と固定した場合の γ_o と γ_L の関係についてスパン別にみるものとする。図 4-1 に示すように、 γ_o は、各スパンによりそれぞれ異なる曲線として表わされるが、 $20 \text{ m} \leq l \leq 130 \text{ m}$ では、 γ_L が 1.5 から 3.0 の範囲で変化すると、概ね 1.3 から 0.7 の値を

表 4 - 1 設計活荷重（本州四国連絡橋公団等価 L 荷重）

荷 重 区 分		支間 L (m)	曲げモーメントを計算する場合		せん断力を計算する場合
			(1)連続桁の支点およびその近傍	(2)単純桁の支間および連続桁の(1)以外の部分	
主載荷荷重 (幅 5.5 m まで)	線 荷 重 P_1 (Kg/m)	$L \leq 130$	$8,900 + 15.0L$	$7,600 + 20.9L$	$9,200 + 15.8L$
		$130 < L \leq 1000$	$10,700 + 1.1L$	$10,100 + 1.7L$	$11,100 + 1.2L$
		$1000 < L$	$11,200 + 0.6L$		$11,800 + 0.5L$
	等分布荷重 p_1 (Kg/m ²)	$L \leq 80$	350		
		$80 < L \leq 130$	$430 - L$		
		$130 < L \leq 500$	300		
		$500 < L$	$300 \left(0.57 + \frac{300}{200 + L} \right)$		
従載荷荷重	線 荷 重 P_2 (Kg/m)		2,500		
	等分布荷重 p_2 (Kg/m ²)		p_1 の $\frac{1}{2}$		

ここに、 L ：支間（m）。ただし、吊橋については原則として、中央支間とする。

表 4 - 2 設計死荷重（t/m）

橋種 支間(m)	H 形 鋼 橋	活 荷 重 合 成 プレートガーダー	ア - チ
1 = 20	1.169	—	—
1 = 30	—	1.092	—
1 = 40	—	1.132	—
1 = 80	—	—	1.310
1 = 130	—	—	1.067

とることが理解される。また、この図から、仮りに γ_D を 1.1、 γ_L をスパンによらず一定値 2.0 とすると、 γ_a はスパンにより多少異なるが、1.1 程度に決めると許容応力度法による設計とほぼ同一の設計結果が得られることがわかる。

② γ_a と γ_D の関係

γ_D は、橋梁の主要材料、構造形式などに対応して与えられるものであるが、現在までのところ十分にその値は明らかにされていない。したがって、ここでは γ_D を変数として、 γ_D と γ_a の関係について把握することとする。なお、 γ_L については、表 4 - 3 に示す過年度調査結果から大型車混入率 20% に対応する γ_L を各スパンごとに与えるものとする。 γ_a は、図 4 - 2 に示すよ

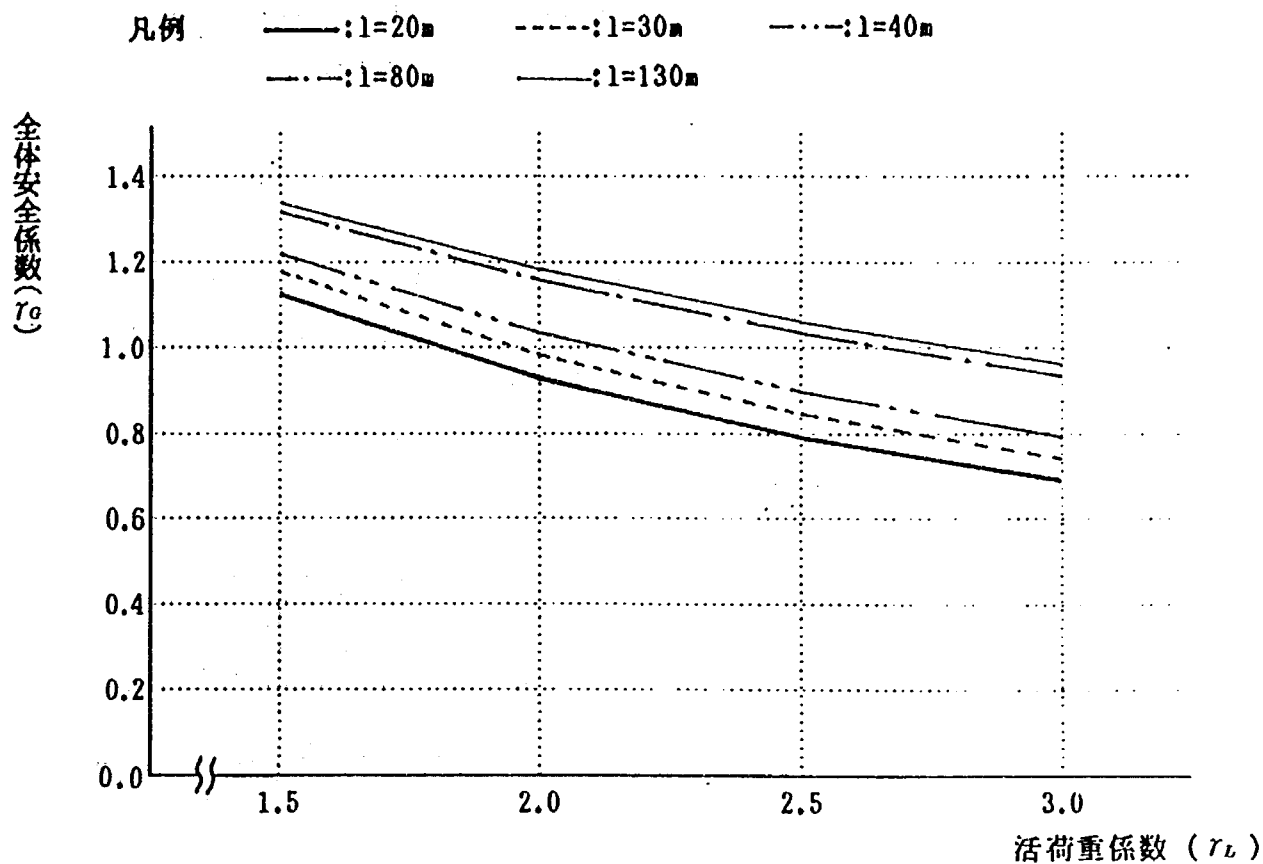


図 4 - 1 全体安全係数と活荷重係数 ($r_D=1.1$)

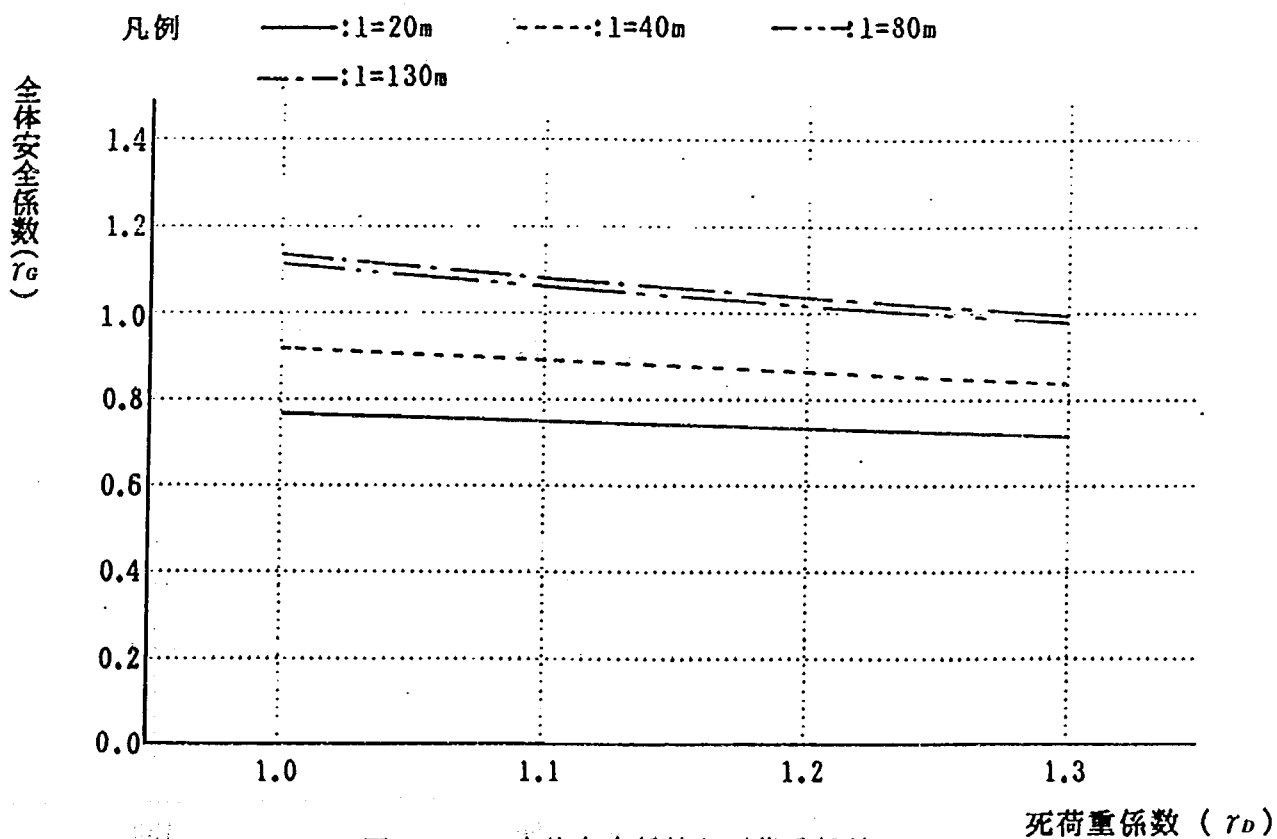


図 4 - 2 全体安全係数と死荷重係数

うに $20 \text{ m} \leq \ell \leq 130 \text{ m}$ では r_D が 1.0 から 1.3 の範囲で変化すると概ね 0.7 から 1.1 までの値をとることが分る。また、この図から、仮りに $r_D = 1.2$ と定めると仮定した交通条件の場合、概ね $r_G = 1.0$ と定めれば、許容応力度法による設計結果と同様な結果が得られることが理解される。

③ r_G と ℓ の関係

表 4-3 に示す。大型車混入率 20% に対応する r_L を各スパン別に与えた場合の r_G と ℓ の関係を図 4-3 に示す。この図から、 r_G は、 ℓ の増加に伴ない、概ね 0.7 ($\ell = 20 \text{ m}$) から 1.1 ($\ell = 130 \text{ m}$) まで増加することが理解される。これは、 ℓ が大きくなると全荷重に占める死荷重の割合が大きくなることによるものであり、許容応力度法による設計においては、支間が長い橋梁ほど大きな安全率が見込まれていることを示すものである。

表 4-3 活荷重係数表

断面力の種類：曲げモーメント
車線数：1
再現期間：100年間
車間距離：1.0m
渋滞回数：100回/日

		支間(m)	20	40	80	130	160	200	500	1,000	2,000
活荷重係数 r_L	大型車混入率%	40	2.955	2.843	2.658	2.767	2.715	2.665	2.350	2.471	2.528
		30	2.864	2.747	2.556	2.629	2.569	2.522	2.186	2.265	2.311
		20	2.681	2.513	2.348	2.381	2.341	2.289	1.936	1.979	2.001
		10	2.050	2.082	1.944	1.960	1.909	1.855	1.546	1.573	1.550
		5	1.642	1.647	1.540	1.575	1.537	1.486	1.208	1.237	1.231

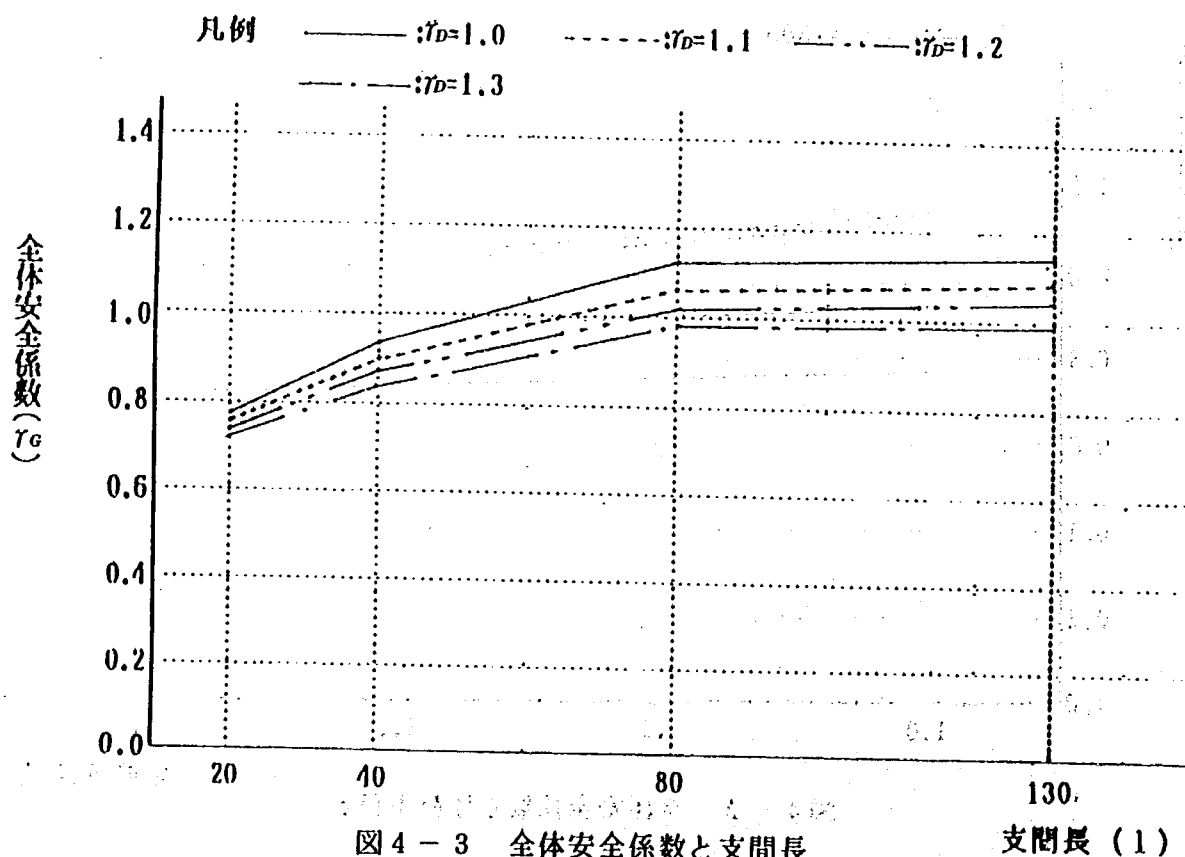


図 4-3 全体安全係数と支間長

2) γ_0 についての考察

γ_0 は前項に述べたように、 γ_L 、 γ_D 、 ℓ により様々な値をとる。したがって、 γ_0 を許容応力度法とのキャリブレーションにより決定するためには、その前提として、対象とする橋梁の支間長、死荷重係数及び活荷重係数を決めることが不可欠である。しかし、どのスパンの橋梁を対象にキャリブレーションすべきかに関して一定の考え方は定っておらず、死荷重係数についても、十分に把握されていない。僅かに、活荷重係数について、過年度調査で把握されている状況である。したがって、 γ_0 を現状で設定することは、いささか乱暴であると思われるが、以下のような仮定に基づく $\gamma_0 = 1.05$ 程度と考えることができる。

i) 対象とする橋梁スパン

スパンの長い橋梁を対象にキャリブレーションを行なうと、スパンの短い橋梁を対象にキャリブレーションした場合に較べ γ_0 は大きな値となり、より高い安全性が付与される。例えば、 $\ell = 130$ mの橋梁を対象にすれば、それより短い橋梁については、許容応力度法により設計した場合よりも、さらに高い安全性が与えられることになる。しかし、このことは逆に、このように γ_0 を定めると部分安全係数法によることが不経済になることを意味する。ここでは、安全側の考え方に立ち、 $\ell = 130$ mの橋梁をキャリブレーションの対象とする。

ii) 死荷重係数

諸外国の設計基準等を参考に 1.2 とする。

iii) 活荷重係数

再現期間 100 年，車間距離 1.0 m，渋滞回数 100 回／日，大型車混入率 20%，支間 130 m を条件にシュミレーションから得られた値である，2.381 とする。（表 4 - 3 参照）

4 - 4 部分安全係数法による明石海峡大橋主ケーブルの設計

過年度及び前節までに実施された，死荷重係数，活荷重係数，全体安全係数についての検討結果を踏まえ，ここでは，明石海峡大橋のケーブル設計に部分安全係数法を適用し，ケーブル最大張力及びケーブル必要断面積の算定を行なうものとする。

なお，同時に許容応力度法によるケーブル必要断面積も算定し，部分安全係数法による，設計結果との対比を行なう。

(1) ケーブル最大張力，必要断面積算定上の仮定

i) 設計荷重

ケーブル張力算定にあたっては一般に荷重組み合わせとして（死荷重＋活荷重＋温度荷重）を考えるが，温度荷重作用は，他の 2 荷重の作用に較べ，かなり小さいと推定されるので，ここでは，（死荷重＋活荷重）を設計荷重として考慮する。

なお，設計に使用した死，活荷重を表 4 - 4，表 4 - 5 に示す。

表 4 - 4 死荷重係数別死荷重

γ	径間	前 死 荷 重		後死荷重
		全死荷重	吊構造	
1 . 0	中	20.735	12.755	1.0
	側	20.905	12.675	1.0
1 . 1	中	22.809	14.031	1.1
	側	22.996	13.943	1.1
1 . 2	中	24.882	15.306	1.2
	側	25.086	15.210	1.2

表 4 - 5 活荷重係数別活荷重

γ	P (t/ $\frac{1}{2}$ br)	p (t/m/ $\frac{1}{2}$ br)
1.0	84.080	2.030
1.65	138.732	3.350
1.86	156.388	3.776
2.03	170.682	4.121

ii) 活荷重載荷方法

活荷重の載荷方法は、図 4 - 4 に示すとおりとする。

iii) 吊橋諸元

計算にあたっては、表 4 - 6 に示す吊橋諸元を用いる。

なお、吊構造部断面図を図 4 - 5 に示す。

iv) 解析理論

最大張力の算定は、たわみ理論によるものとする。

v) そ の 他

最大張力、ケーブル必要断面積の算定は、吊橋半断面、すなわち、2 ケーブルについて行なう。

(2) 許容応力度法によるケーブル必要断面積の算定

許容応力度法によるケーブル終局限界状態の照査式は、本州四国連絡橋技術調査第一次報告書によると次式で与えられる。

$$\mu \frac{0.7 \sigma}{\beta} \geq \frac{T}{Ac}$$

ここに、 0.7σ : 0.7 兆全伸び耐力 ($118 \text{ kg/mm}^2 = 118,000 \text{ t/m}^2$)

β : 材料安全率 (1.2)

μ : 安全率 (1.7)

T : ケーブル最大張力(t)

Ac : ケーブル断面積(m^2)

ここでは、①式の右左辺相等とおいた時の Ac をもって、ケーブル必要断面積と考え

$$Ac = \frac{T \cdot \beta \cdot \mu}{0.7 \sigma} = \frac{1.2 \times 1.7 T}{118,000} = 1.728813 \times 10^{-5} \times T (\text{m}^2)$$

として、算定することとする。

(3) 部分安全係数法によるケーブル必要断面積 (Ac) の算定結果

部分安全係数法による Ac の算定は、全体安全係数、(r_a)、死荷重係数 (r_D)、活荷重係数 (r_L)

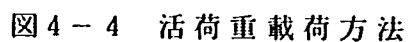


表 4-6 吊橋基本諸元

[illegible]

圖 4-5 吊橋構造部断面図

をパラメータ値のすべての組合わせについて行なうこととする。

γ_0 : 1.0, 1.2, 1.4, 1.6, 1.8, 2.0 の 6 通りとする。

γ_D : 1.0, 1.1, 1.2 の 3 通りとする。

γ_L : 表 4-7 に示す活荷重係数表 (S58 成果) より, 支間 2,000 m 大型車混入率 20%, 再現期間 100 年の場合の渋滞回数 1 回/20 日間, 1 回/日, 10 回/日にそれぞれ対応した γ_L に, 6 車線の γ_L にするための補正係数 1.099 を乗じた値である 1.65, 1.86, 2.03 の 3 通りとする。

A_c の算定にあたっては, 部分安全係数法のケーブル終局限界状態照査式として

$$\phi \cdot 0.7 \sigma \geq \gamma_0 \left(\frac{T(\gamma_D \cdot D) + T(\gamma_L \cdot L)}{A_c} \right) \quad (4)$$

ここに, $T(\gamma_D \cdot D)$: 死荷重による最大張力(t)

$T(\gamma_L \cdot L)$: 活荷重による最大張力(t)

を考え, ④式の右辺相等とおいた時の A_c をもって, ケーブル必要断面積とすることとする。すなわち

$$\begin{aligned} A_c &= \frac{\gamma_0 (T(\gamma_D \cdot D) + T(\gamma_L \cdot L))}{\phi \cdot 0.7 \sigma} \\ &= \frac{1.2 \gamma_0 (T(\gamma_D \cdot D) + T(\gamma_L \cdot L))}{118,000} \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

ただし, ここで材料係数 ϕ は, $\frac{1}{\beta}$ とほぼ同一の意味を持つものと考え, $\phi = \frac{1}{\beta}$ とする。

(4) 主ケーブル必要断面積 (A_c) の算定結果

部分安全係数法による主ケーブル必要断面積 (ケーブル 2 本当り) の算定結果は表 4-8, 図 4-6, 7, 8 に示すとおりである。図・表から理解されるように, 当然ながら必要断面積は, 死荷重係数 (γ_D), 活荷重係数 (γ_L), 全体安全係数 (γ_0) の値の相違により異なる値となる。したがって, 必要断面積を求めるためには, γ_D , γ_L , γ_0 を決める必要がある。現在までに過年度調査からケーブルの γ_0 については 1.03, γ_L については各交通条件に対応して表 4-7 に示すように与えられている。また, γ_0 についても前節の検討により, その概略が把握されている。これらの各数値は, それぞれ多くの仮定の上に成り立つものであり, 必ずしも十分に信頼性を持つものではない。しかし, ここでは, これらの数値を基礎に次に示す 3 ケースを設定し図 4-6, 7, 8 を用い, 部分安全係数法を適用した場合のケーブル必要断面積を算定し, 許容応力度法による設計結果との比較を行なうものとする。

設定したケースは以下の通りであり, ケース 1 は安全率を下限程度にとった場合, ケース 3 は, 明石海海峡大橋の特殊性及び社会的重要性を考慮し, 安全率を高くとった場合, ケース 2 は, その中間程度の安全率を考慮した場合に対応している。

〔ケース 1〕

γ_D : 59 年度成果から信頼度 99.87 % に対応する死荷重係数 1.03 を用いる。

γ_L : 58 年度成果から大型車混入率 20%, 再現期間 100 年, 渋滞回数 1 回/20 日間を条件として得られる 1.65 を用いる。

表4-7 活荷重係数表

断面力の種類：曲げモーメント
車線数：1
大型車混入率：20%
車間距離：1.0m

支間(m)				40	200	500	1,000	2,000
再現期間(年)	100	渋滞回数 (回/日)	10	2.167	2.018	1.737	1.802	1.848
			1	1.821	1.748	1.538	1.625	1.696
			0.05	1.370	1.397	1.279	1.396	1.497

表4-8 ケーブル必要断面積算定結果

γ_D \ γ_L \ γ_G			ケーブル断面積 ($\text{m}^2 / \frac{1}{2}\text{Br} = 2\text{ケーブル当り}$)				
			1.0	1.2	1.4	1.6	1.8
1.0	1.00	1.00	0.968	-	-	-	-
		1.65	0.599	0.719	0.839	0.959	1.079
		1.86	0.609	0.731	0.853	0.974	1.096
		2.03	0.617	0.740	0.864	0.987	1.110
1.1	1.65	1.65	0.652	0.782	0.913	1.043	1.173
		1.86	0.661	0.793	0.925	1.057	1.189
		2.03	0.668	0.802	0.936	1.069	1.203
1.2	1.65	1.65	0.703	0.843	0.984	1.124	1.265
		1.86	0.712	0.855	0.997	1.140	1.282
		2.03	0.720	0.864	1.008	1.152	1.296

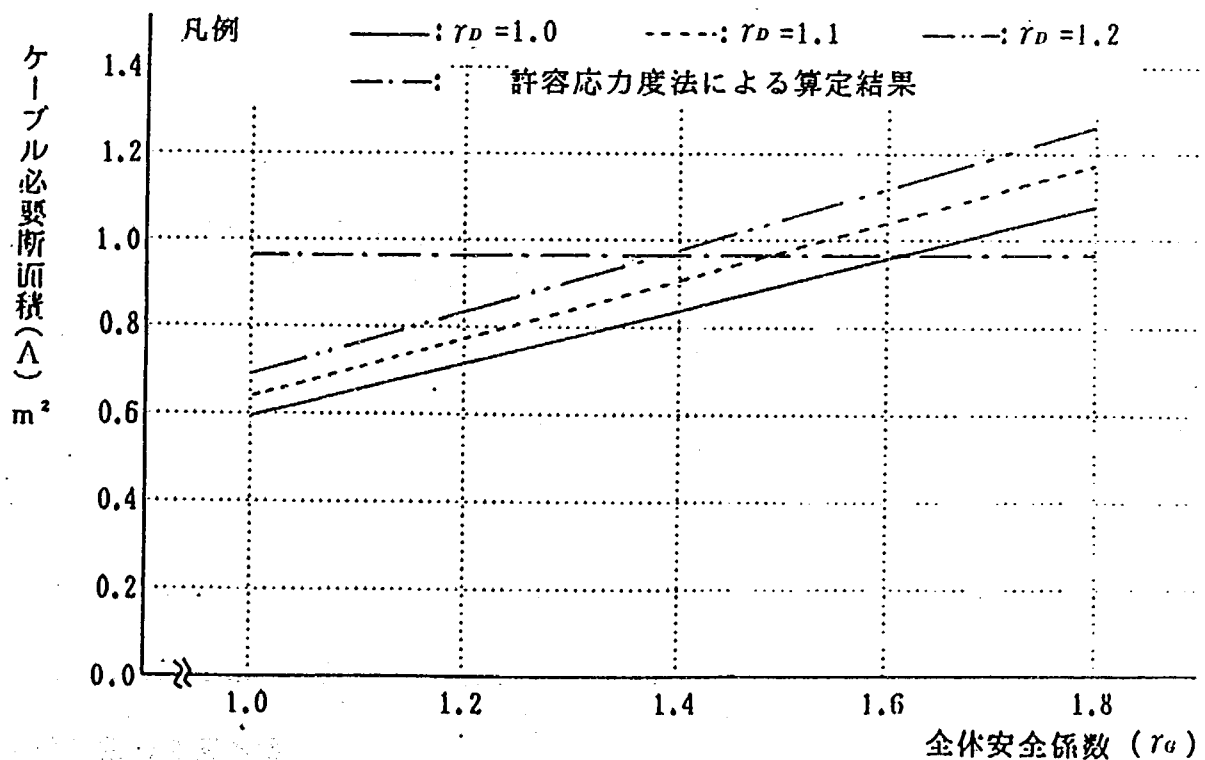


図4-6 ケーブル必要断面積と全体安全係数 ($\gamma_L = 1.65$)

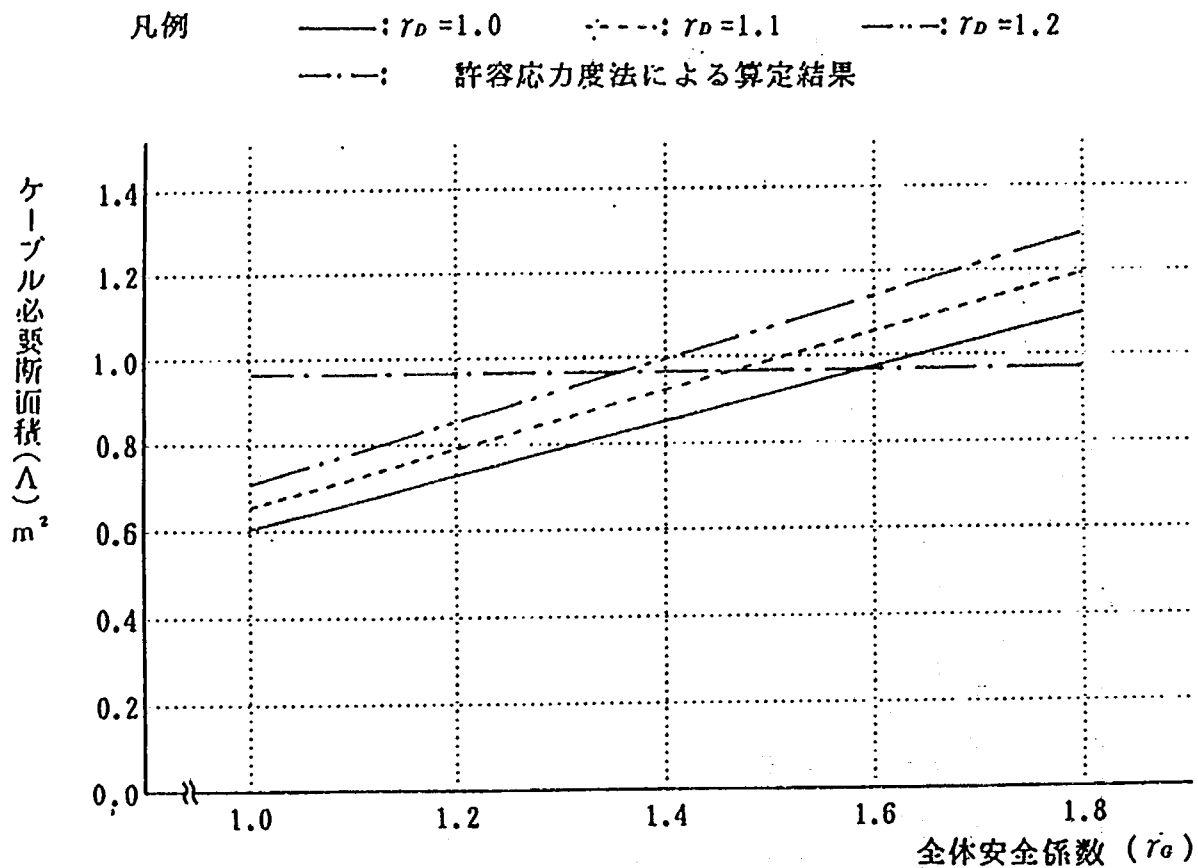


図 4 - 7 ケーブル必要断面積と全体安全係数 ($\gamma_L = 1.86$)

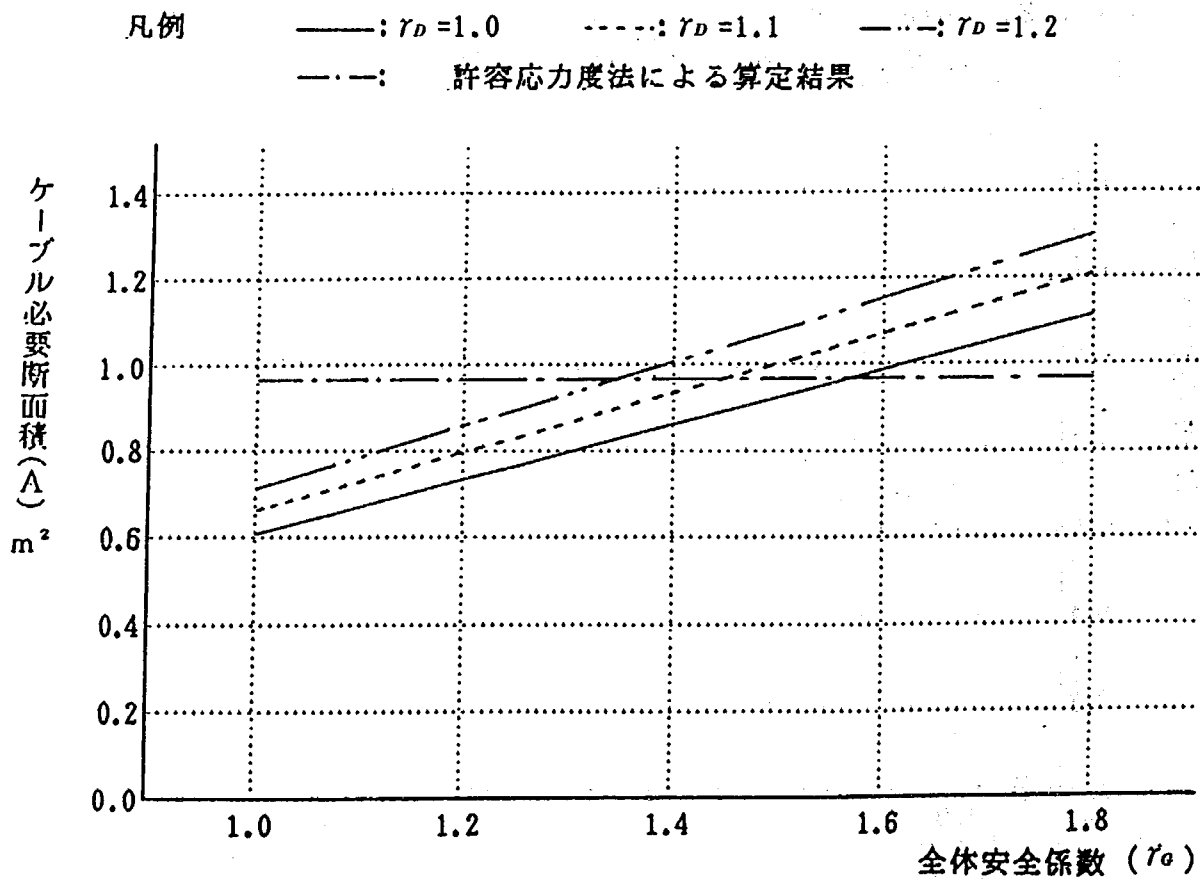


図 4 - 8 ケーブル必要断面積と全体安全係数 ($\gamma_L = 2.03$)

γ_G : 支間長 130 m の橋梁を対象にキャリブレーションした場合に得られる 1.05 を用いる。

〔 ケース 2 〕

γ_D : 59年度死荷重係数算定時に考慮されなかった誤差等を考慮し 1.1 を用いる。

γ_L : 58年度成果から、大型車混入率20%、再現期間 100 年、渋滞回数 1 回／日を条件として得られる 1.86 を用いる。

γ_G : 長大橋梁であることを考慮し 1.20 を用いる。

〔 ケース 3 〕

γ_D : 59年度死荷重係数算定時に考慮されなかった誤差等を考慮し 1.2 を用いる。

γ_L : 58年度成果から大型車混入率20%、再現期間 100 年、渋滞回数10回／日を条件として得られる 2.03 を用いる。

γ_G : 長大橋梁であることを考慮し、1.30 を用いる。

各ケースについて、主ケーブル 2 本当りの必要断面積 (A_c) を求めるとケース 1 では $A_c \approx 0.646$ (㎡)、ケース 2 では $A_c \approx 0.793$ (㎡)、ケース 3 では $A_c \approx 0.936$ (㎡) となる。この結果にしたがうと、許容応力度法により算定された A_c は、0.968 (㎡) であることから、部分安全係数法によれば、許容応力度に比べ、ケーブル断面積で概ね 0.322 (㎡) ～ 0.032 (㎡)、

$$\text{率} \left(\left(1 - \frac{\text{部分安全係数法による } A_c}{\text{許容応力度法による } A_c} \right) \times 100 \right)$$

で表わすと、33% ～ 3 % 程度のケーブル必要断面積の削減が期待できるものと理解される。そして、ここで明石海峡大橋の特殊性及び社会的重要性を考えかなり高い安全率を考慮したケース 3 においても、許容応力度法に比べ経済的な設計結果がもたらされることが把握されたことから、本検討により明石海峡大橋の主ケーブルの設計に部分安全係数を導入することの意義を確認することができたと考えられる。

なお、今後、実際に明石海峡大橋の主ケーブル設計に部分安全係数法を導入するにあたっては、さらに γ_G 、 γ_D 、 γ_L についての詳細な検討を行ない、それぞれの係数を適切に定める必要があると考えられるが、その場合、特に γ_D が設計結果に非常な大きな影響を与えることに留意する必要がある。すなわち、明石海峡大橋においては表 4 - 9、図 4 - 9 に示すように、ケーブル必要断面積算定のもとになるケーブル最大張力に占める死荷重効果が活荷重効果に較べ極めて大きいため、その結果、図 4 - 10、11 に示すように、死荷重係数の増減がケーブル最大張力算定結果に大きく反映されることになる。したがって、部分安全係数法により主ケーブルを設計するにあたっては、 γ_D の設定を十分慎重に行なう必要があるものと言い得よう。

表 4-9 荷重係数とケーブル最大張力 ($t/\frac{1}{2}Br = 2$ ケーブル当り)

$\gamma D \backslash \gamma L$		1.00	1.67	1.86	2.03
ケーブル最大張力 ($t/\frac{1}{2}Br = 2$ ケーブル当り)	1.0	55 969 (51 372)	58 934 (51 372)	59 886 (51 372)	60 657 (51 372)
	1.1	— —	64 105 (56 496)	64 963 (56 496)	65 728 (56 496)
	1.2	— —	69 093 (61 617)	70 035 (61 617)	70 796 (61 617)

$$\text{ケーブル最大張力} = T(\gamma D \cdot D) + T(\gamma L \cdot L)$$

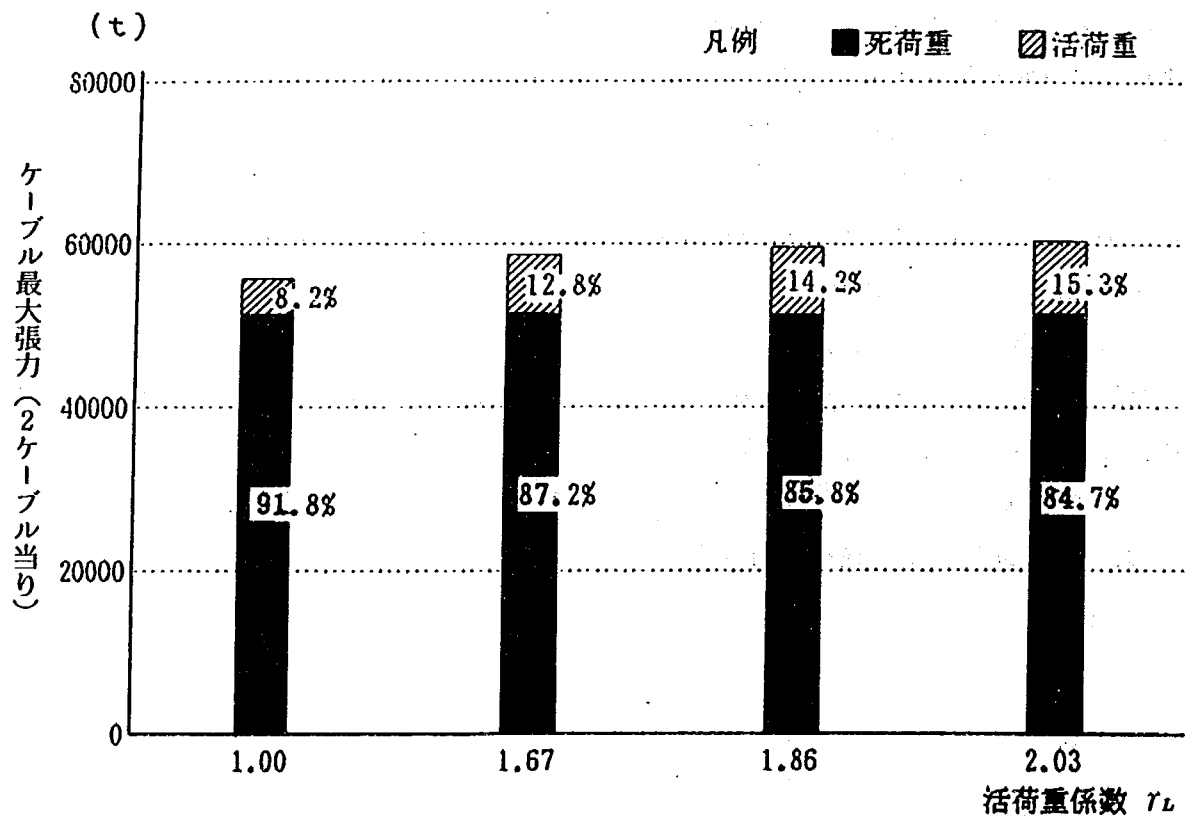


図 4-9 ケーブル最大張力に占める死荷重及び活荷重効果 ($\gamma_D = 1.0$)

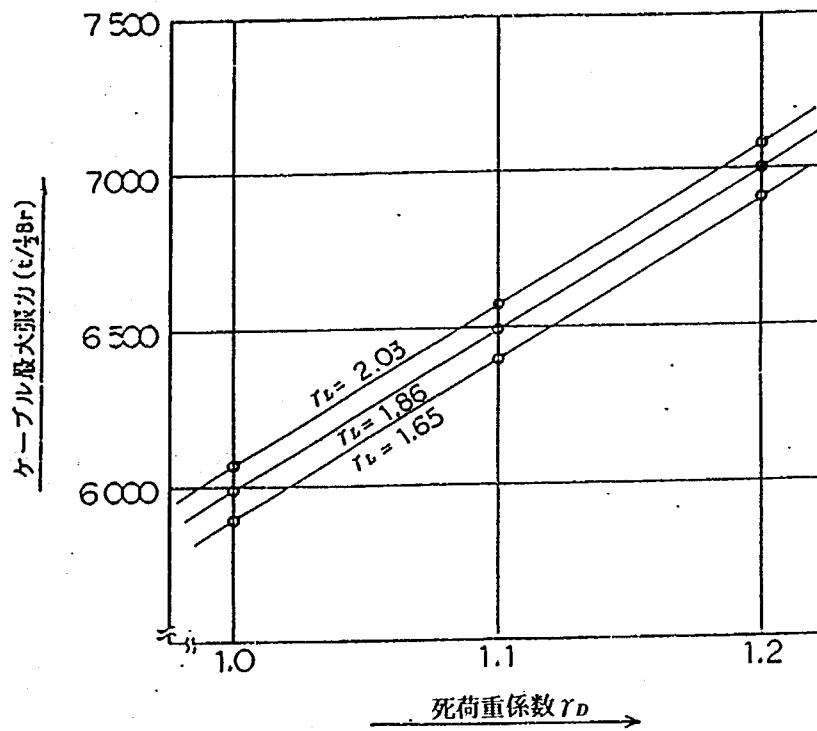


図 4-10 死荷重係数とケーブル最大張力

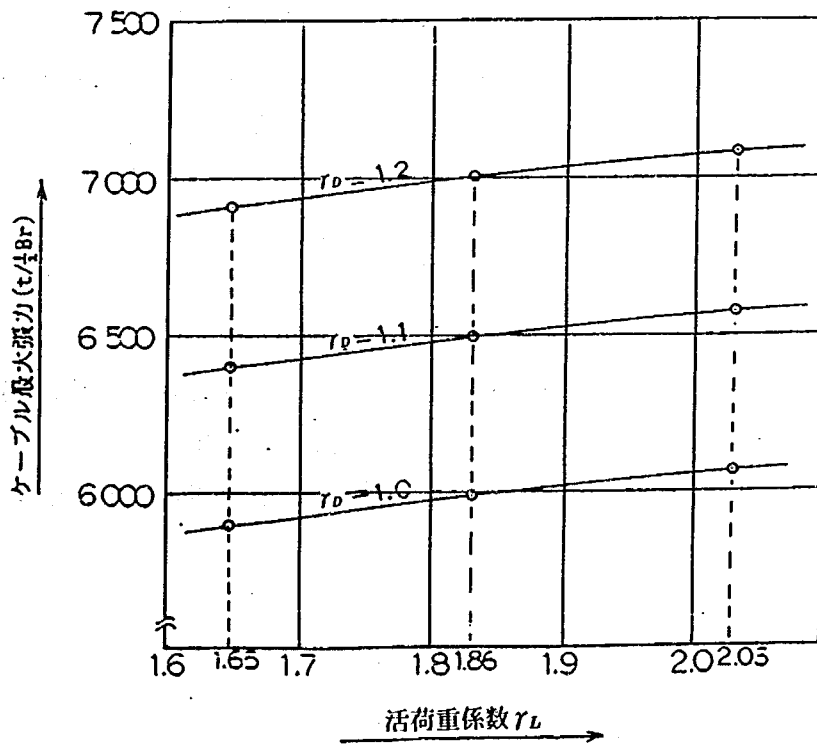


図 4-11 活荷重係数とケーブル最大張力

4-5 あ と が き

本年度は、全体安全係数の検討及び部分安全係数法による明石海峡大橋主ケーブルの設定を行ない、その結果として、部分安全係数法の導入の利点が明らかにされた。しかし、この結論は種々の仮定に基づき導出されたものであり、今後、以下の事項について、さらに検討を進めていく必要がある。

1. 全体安全係数を算定にあたっては、便宜的に桁に生ずる曲げモーメントに着目し、これを一致させることにより許容応力度法とのキャリブレーションを行なっており、適切なキャリブレーションの方法について検討を進める必要がある。またこれと並行して、全体安全係数を確率論的なアプローチから算出する方法についての検討を行なう必要がある。
2. 部分安全係数法による主ケーブルの設計に際しては、設計荷重として死・活荷重のみを考慮しているが、さらに温度変化の影響をとりこむための検討が必要である。また、活荷重係数、全体安全係数については、曲げモーメントを断面力とし用いた場合に求められた値であり、主ケーブル設計への適用性について検討を加える必要がある。
3. ここで用いた死荷重係数、活荷重係数、全体安全係数はそれぞれ検討の余地を残すものである。特に主ケーブルの設計においては、前述したように死荷重係数が設計結果に大きな影響を与えると考えられるので、死荷重係数を中心にさらに各係数についての詳細な検討が必要である。また、これと同時にケーブルを対象にした材料係数の検討も必要である。

以上、検討が必要な項目について記述したが、このほかの仮定についても十分な検討が不可欠である。また、本年度は主ケーブルの設計に着目し、部分安全係数法についての検討を行なったが、他の部材設計へ部分安全係数法を導入するにあたって要求される死、活荷重以外の荷重係数、各材料係数、荷重組み合わせ等についても、調査研究を行なっていく必要があろう。

参 考 文 献

- 1) 平井 敦 「鋼橋Ⅱ」技報堂、1967
- 2) 岡村 甫 「コンクリート構造の限界状態設計法」共立出版
- 3) 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会・ケーブル分科会「本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書（吊橋のケーブルに関する検討）」、1978
- 4) 佐伯彰一、宮田年耕他「本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告」土木研究所資料第2086号、1983・第2220号、1984

第5章 海中構造物に関する調査試験

海岸研究室 宇 多 高 明

小 俣 篤

横 山 揚 久

5-1 まえがき

明石海峡大橋の主塔基礎および作業基地は海中に建設される。明石海峡は日本でも有数の速い潮流が流れ、その流況も単純なものではなく、これらの構造物建設によって潮流の流況や海水交換、拡散等の現象に影響を生じる可能性がある。本調査試験は主塔基礎および作業基地の建設に伴う影響の評価を、水理模型実験によって行うものである。

前年度までは水理実験の手法上の問題として、実験条件の設定や現地との相似性（再現性）について検討してきた。本年度は、これまでの成果をとりまとめ水理模型実験における影響評価の考え方を決定する。次に、具体的な評価項目に関する実験を行い、構造物建設による影響の評価を行う。

5-2 調査項目

本調査においては、次の項目について主塔基礎および作業基地の建設（以下築島と呼ぶ）による影響を評価する。

(1) 流況の変化

基本的な課題として、全体的な流況の変化を知る。

(2) 海水交換の変化

海峡周辺の渦運動が主塔基礎の建設や築島によって変化し、海水交換を変える可能性について検討する。

(3) 拡散の変化

構造物の建設による汚水等の拡散現象の変化を知る。

5-3 実験の相似性について

水理模型実験によって現地を再現しようとする場合、現地と実験との相似性を明らかにしなければならない。相似性を検討するにあたっては、次の2つが問題となる。1つは基本的な流水運動や拡散などの物理現象に関する相似則である。もう1つは現地の自然条件（潮汐、地形等）の実験での再現性および実験装置上の問題である。

5-3-1 相似則

本実験は水平縮尺1/1000、鉛直縮尺1/500の歪模型を用いて行われる。基本的な流水運動については、歪模型に関するフルード相似によって相似性は確保される。これは、

①コリオリ力が現地においても無視できること。

②歪模型であるため水平混合現象の相似は完全に満たされないものと考えられるが、現地において水平混合が支配的な現象とは考えられず歪も2と小さいこと。

から導かれる結果である。

拡散に関する相似としては、上記②のことがあてはまる。すなわち、歪模型のため厳密な相似を得ることはできない。しかし、歪が2と小さく、水深に比して主塔基礎のスケールが小さいため、主塔基礎の影響による拡散の変化には歪はあまり影響しないものと考えられる。このことより、定量的な意味で厳密ではないが、主塔基礎の建設や築島による拡散現象に対する影響評価を行うことは可能と考えられる。

以上のことから、歪模型に関するフルード相似によって模型の製作、実験条件の設定を行うことになる。潮流の実験において歪模型を用いるには、流速の鉛直分布が無視できる必要があり、現地における密度効果も無視できなければならない。後者については、本実験の対象が海峡およびその周辺の流れの速い領域であり、現地データによっても成層等の密度効果は見られず、特に実験で考慮する必要はない。前者については、昭和59年10月に図-1に示す主塔基礎建設予定域2P、3Pにて流速の3次元分布が測定された¹⁾。その結果のうち代表的な水平流速の鉛直分布を図-2に示す。

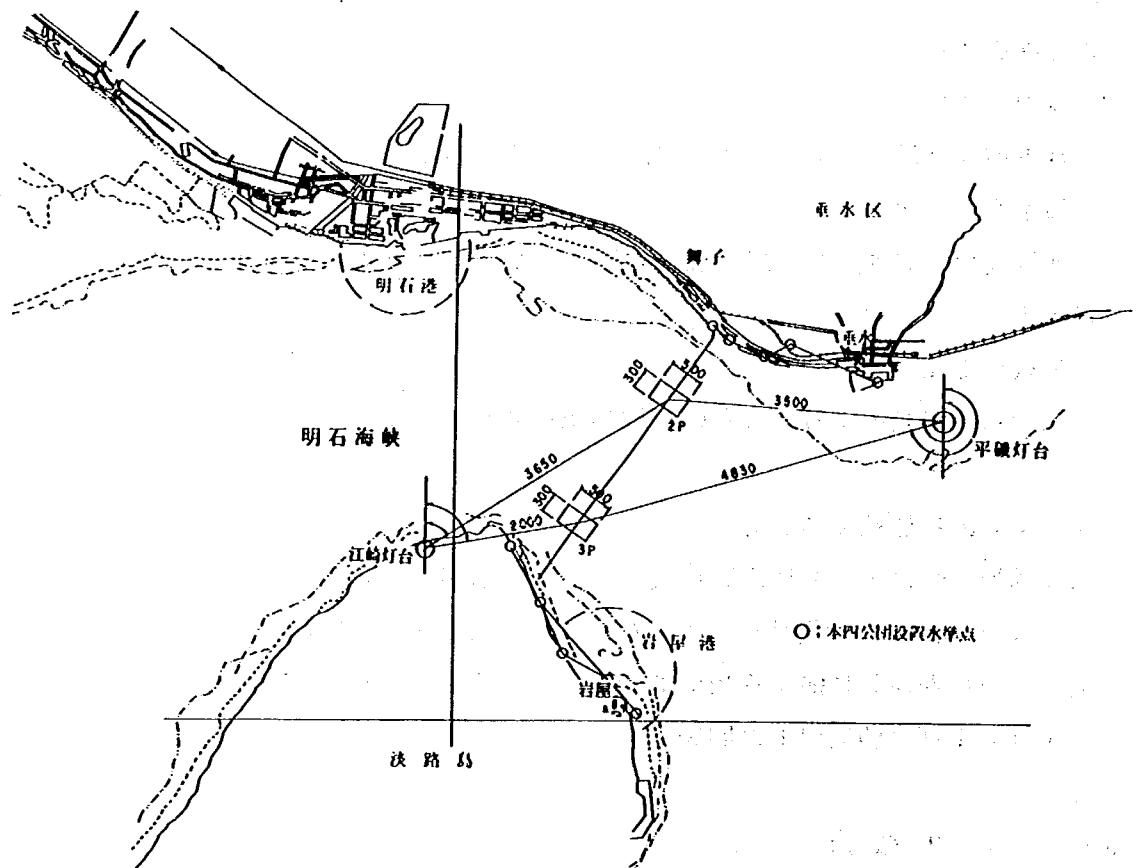


図-1 主塔基礎建設予定域

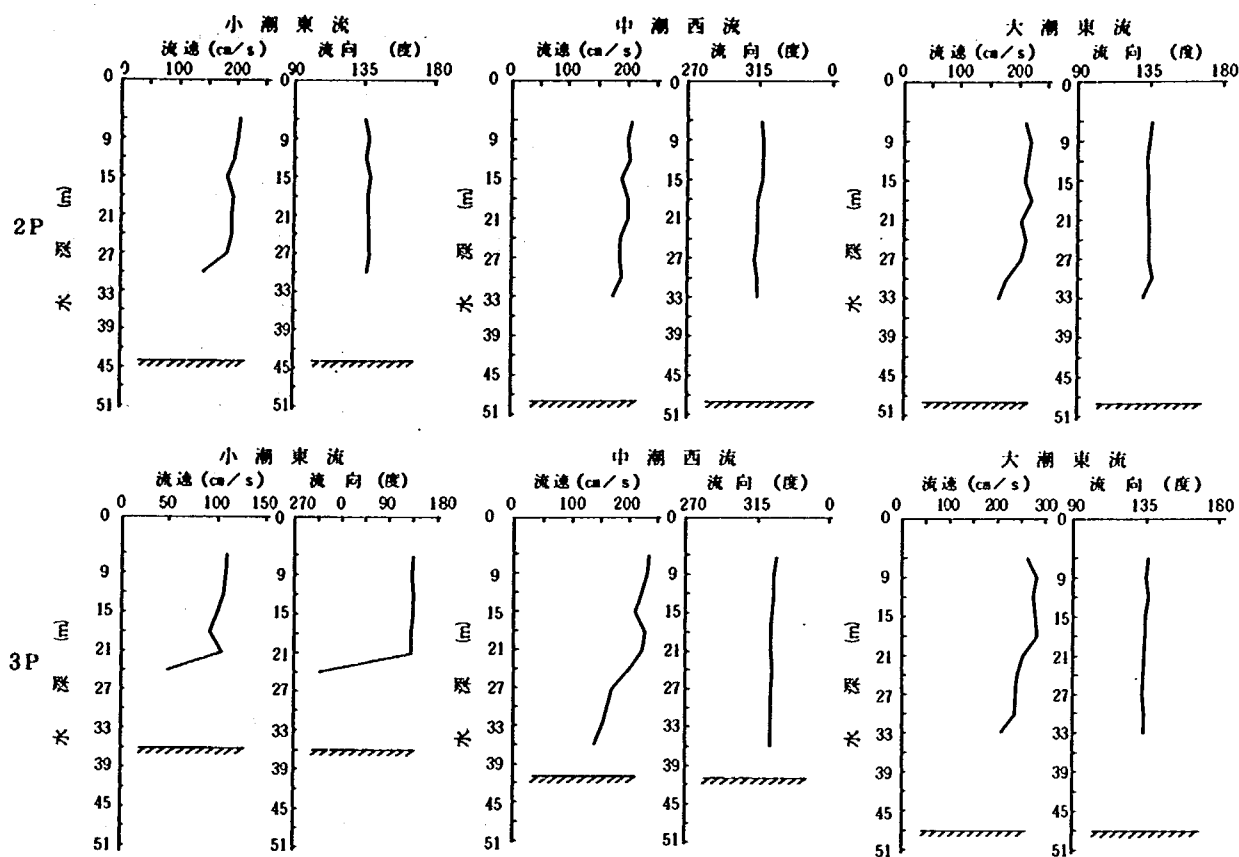


圖 - 2 (a) 流向流速鉛直分布

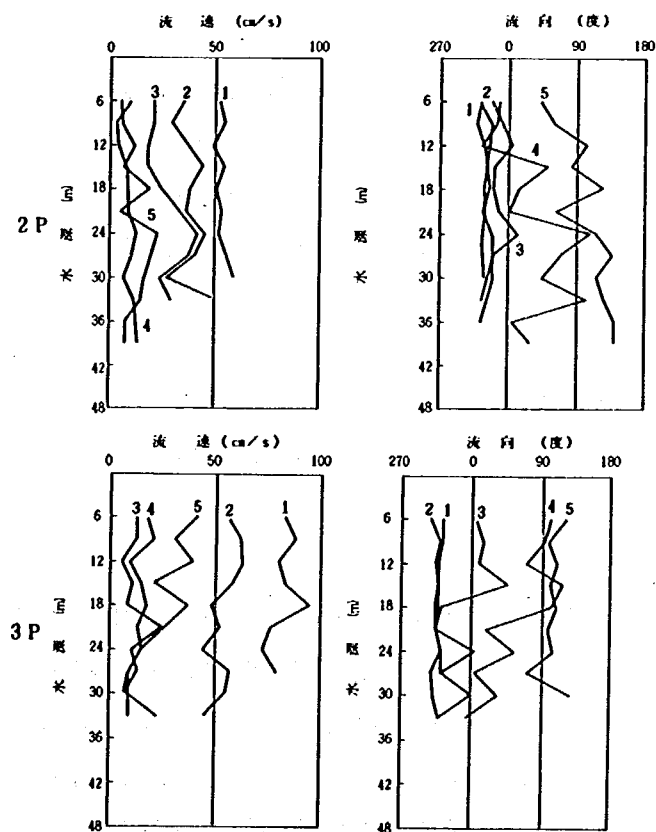


圖 - 2 (b) 流向流速鉛直分布 (小潮時經時變化)

但し、流速はベクトル量の絶対値をとったものである。(a)は小潮、中潮、大潮の流向流速分布を示す。(b)は小潮時の流向流速の時間変化を示したものである。(a)によると、2Pでは鉛直分布はほぼ一様であり3Pでは中層以上が一様だが下層でかなり流速が減少する。これは、3P部の地形の起伏が多いことに起因するものと考えられる。時間変化については、2Pは上層から3Pでは下層から変化が生じるようである。流向流速の鉛直分布を見る限り、基本的な現地での流れは鉛直方向にほぼ一様な構造をもつものとしてよい。但し、明石海峡は中央部が深く水深急変部が存在する。よってこの部分を横切るような流れ、すなわち自由せん断流については歪模型では相似性を満足することはできない。この点については、歪が小さいことや、そのような流れは流速が小さいため問題はないと考えられる。

5-3-2 実験での再現性

実験においては、与える外力およびその結果生じる現象を現地と相似にしなければならない。本実験においては、実験装置の制約などにより、相似性を確保することが難しい。ここでは、それらの問題点について述べ、現地流況の実験再現性から、影響評価の考え方を示す。

(1) 外力の設定

本実験において潮流外力を発生する装置の概要は前々報²⁾で述べた。この装置は水槽の流量を正弦振動させることによって潮流を発生させるものである。よって現地に発生する合成潮を正確に再現させることはできない。本実験では、大潮を対象として、海上保安庁による潮流予測点での最大流速を現地と合わせて実験条件とした。この評価については後述する。

実際の実験にあたっては、さらに固有振動の発生が問題となった。これは、装置の駆動および配管上の問題により生じるものと考えられ、制御が不可能であった。前報³⁾において、定常流急停止時に発生する固有振動について述べ、その周期が約70秒であることを報告した。各点での流速測定の結果から、固有振動は西流から東流への転流時に発生し、その後徐々に減衰、1周期後にまた発生するということがわかった。また、海峡兩岸の反流域のように流速の小さな領域で顕著であることがわかった。淡路島側の築島予定部での流速波形を図-3に示す。このような振動は、局所的な渦の発生や反流域での拡散に対して影響する。よって、築島部での拡散現象は現地とはかなり異なるものと考えられる。しかし、移流については固有振動が定性的な影響を与えてはいないようであり、その評価については後述する。

(2) 実験装置の繰り返し再現性

実験では、流況測定、流速測定、可視化などのいくつかの測定を平面的に行わなければならない。これらの測定を1周期の間に同時に行えれば問題ないが、実際には数周期にわたり数日実験を行わなければならない。よって、構造物の影響を評価するためには、実験装置が毎回同じ潮流を発生できる必要がある。ここに実験装置の繰り返し再現性が問題となる。この問題は、連続稼働内での各周期間の再現性と、断続稼働での各稼働間の再現性とに分けられる。これらについて検討するため、図-4に示す7測点で各点5周期の連続稼働を5回づつ行い、東西、南北方向2

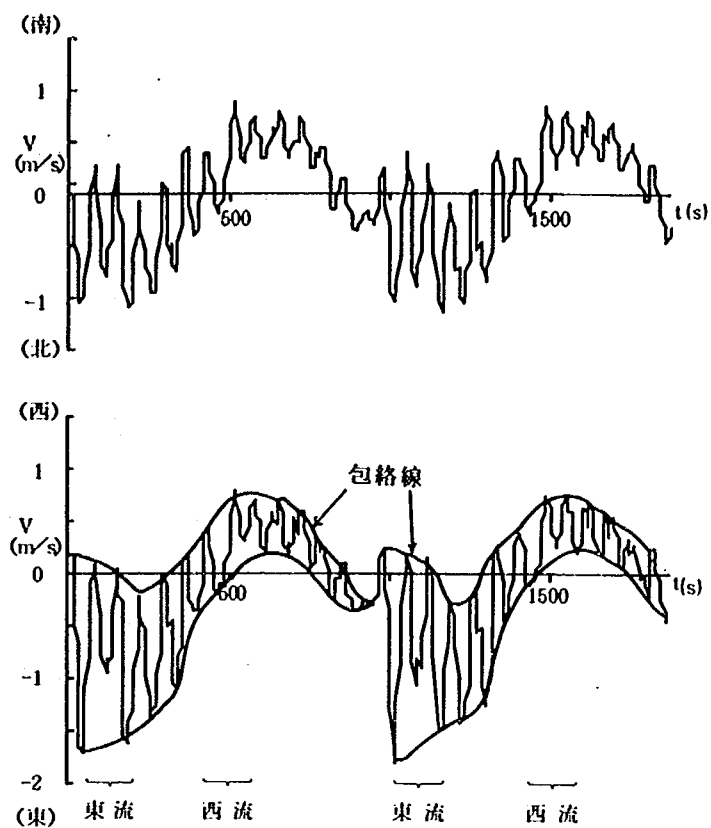


圖-3 流速波形例 (淡路島側築島予定部)

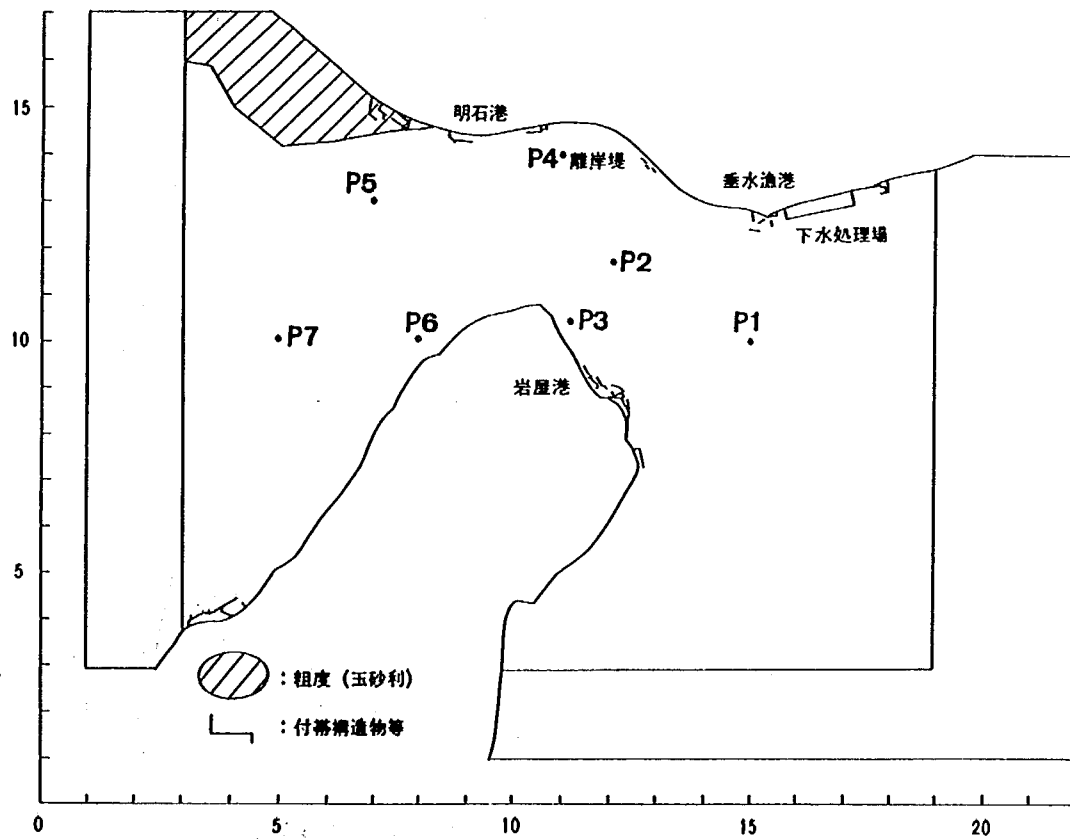


圖-4 流速測定点

成分の流速測定を行った。前報で示したように、立ち上げ後2周期目からは安定した流況が得られるため測定は2周期目から行った。

連続稼働内の再現性を見るため、各測点各回の自己相関係数を算出した。図-5にP2での計算結果例を示す。P2は海峡中央部にあたり、自己相関係数は16分10秒の周期でほぼ1を示すものとなり、非常に再現性が良い。全ての測定のピーク値の平均を表-1に示す。流速の絶対値が小さい場合、自己相関はかなり悪くなるが、これは成分別に比較したため流速値が小さいと流向の小さなずれが相関係数値に大きく影響するためである。表-1の結果から、連続稼働における再現性は良好なものと判断でき、連続稼働であれば影響の評価に問題はない。

断続稼働については、各測点ごとに各回の相互相関係数を求め再現性を判断した。自己相関と同様にP2における第3回測定結果と第4回測定結果の間の相互相関係数を示したものが図-6である。同図に示した結果は特に良好なものである。表-2に全体の結果を示すが、この表によると相関値はかなり低いもので再現性は期待できない。周期設定用の制御装置がアナログダイヤル式のため周期設定に数秒から数十秒の誤差を生じる。図-7は周期差と相互相関係数を比べたものだが、明らかに周期への依存性が高いことがわかる。装置の制約上±10秒程度の周期設定誤差はまぬがれず、断続稼働における再現性は期待できない。よって、本実験においては、構造物の影響は常に連続稼働で設置前後の実験を行うことによって評価する。

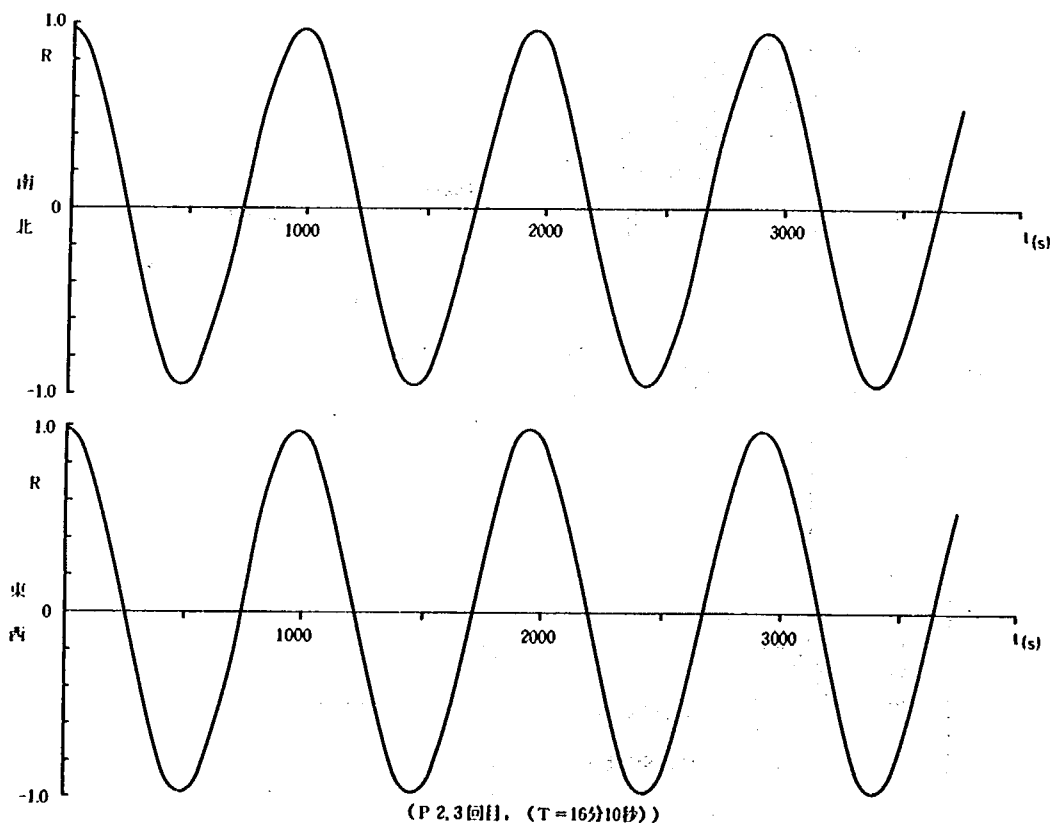


図-5 自己相関係数例

表-1 自己相関係数

測点	1	2	3	4	5	平均
P 1	$\frac{0.978}{0.997}$	$\frac{0.961}{0.931}$	$\frac{0.974}{0.995}$	$\frac{0.975}{0.994}$	$\frac{0.948}{0.983}$	$\frac{0.967}{0.980}$
P 2	$\frac{0.985}{0.994}$	$\frac{0.943}{0.974}$	$\frac{0.985}{0.996}$	$\frac{0.983}{0.994}$	$\frac{0.985}{0.978}$	$\frac{0.976}{0.987}$
P 3	$\frac{0.977}{0.984}$	$\frac{0.982}{0.983}$	$\frac{0.983}{0.982}$	$\frac{0.984}{0.986}$	$\frac{0.987}{0.967}$	$\frac{0.983}{0.980}$
P 4	$\frac{0.870}{0.965}$	$\frac{0.896}{0.941}$	$\frac{0.912}{0.985}$	$\frac{0.912}{0.981}$	$\frac{0.926}{0.971}$	$\frac{0.903}{0.969}$
P 5	$\frac{0.678}{0.987}$	$\frac{0.792}{0.996}$	$\frac{0.716}{0.992}$	$\frac{0.729}{0.993}$	$\frac{0.781}{0.994}$	$\frac{0.739}{0.992}$
P 6	$\frac{0.971}{0.974}$	$\frac{0.931}{0.950}$	$\frac{0.973}{0.965}$	$\frac{0.932}{0.935}$	$\frac{0.965}{0.963}$	$\frac{0.954}{0.957}$
P 7	$\frac{0.965}{0.989}$	$\frac{0.975}{0.986}$	$\frac{0.965}{0.982}$	$\frac{0.963}{0.984}$	$\frac{0.961}{0.987}$	$\frac{0.966}{0.986}$

N - S
E - W

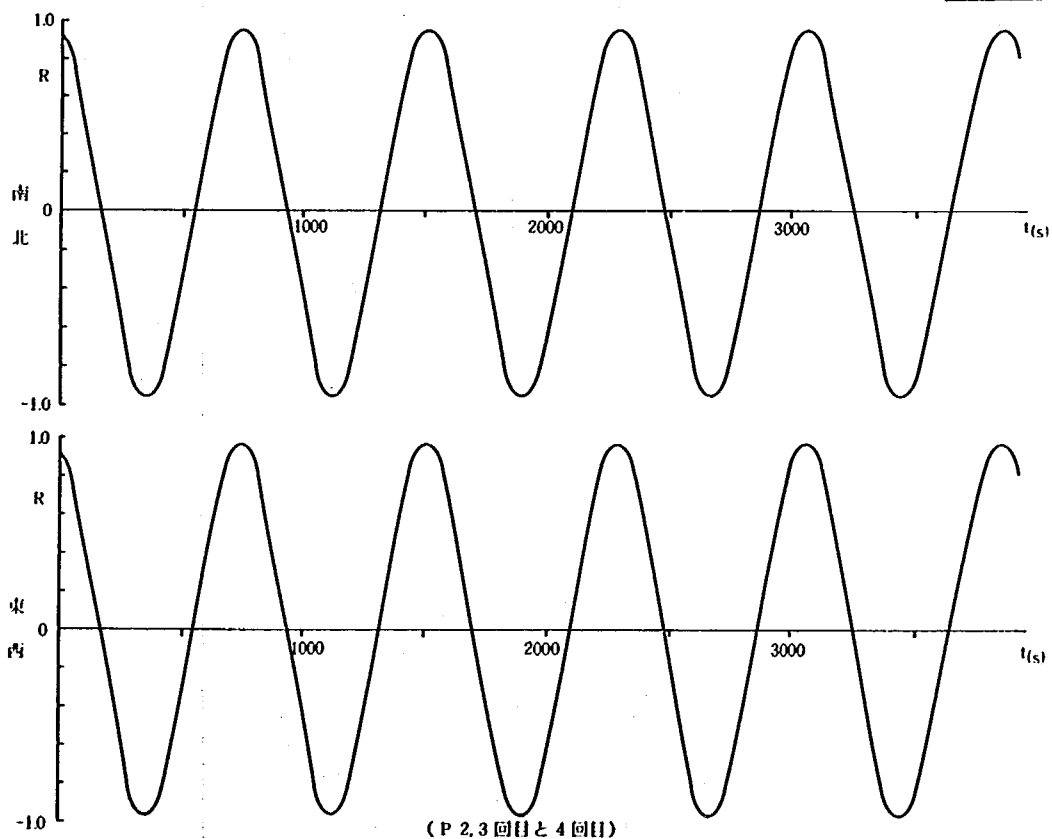


図-6 相互相関係数例

表 - 2 相 互 相 関 係 数

組合 測点	1 - 2	1 - 3	1 - 4	1 - 5	2 - 3	2 - 4	2 - 5	3 - 4	3 - 5	4 - 5
P 1	0.173 / 0.537	0.861 / 0.875	0.895 / 0.906	0.820 / 0.851	0.906 / 0.835	0.895 / 0.857	0.857 / 0.817	0.960 / 0.981	0.935 / 0.984	0.926 / 0.974
P 2	0.597 / 0.935	0.860 / 0.850	0.894 / 0.877	0.842 / 0.832	0.831 / 0.902	0.849 / 0.922	0.811 / 0.888	0.959 / 0.972	0.963 / 0.981	0.897 / 0.961
P 3	0.971 / 0.972	0.786 / 0.782	0.871 / 0.872	0.830 / 0.833	0.881 / 0.888	0.912 / 0.920	0.914 / 0.922	0.970 / 0.972	0.976 / 0.976	0.982 / 0.983
P 4	0.883 / 0.960	0.848 / 0.946	0.888 / 0.963	0.879 / 0.950	0.821 / 0.928	0.879 / 0.950	0.890 / 0.957	0.900 / 0.970	0.891 / 0.965	0.927 / 0.978
P 5	0.699 / 0.944	0.673 / 0.989	0.667 / 0.992	0.689 / 0.993	0.680 / 0.987	0.718 / 0.991	0.757 / 0.993	0.710 / 0.993	0.716 / 0.993	0.755 / 0.994
P 6	0.934 / 0.913	0.961 / 0.941	0.945 / 0.942	0.927 / 0.926	0.948 / 0.934	0.896 / 0.876	0.955 / 0.952	0.937 / 0.913	0.941 / 0.933	0.909 / 0.904
P 7	0.971 / 0.974	0.981 / 0.986	0.969 / 0.983	0.966 / 0.971	0.977 / 0.963	0.964 / 0.968	0.975 / 0.981	0.973 / 0.982	0.969 / 0.970	0.955 / 0.966

N - S
E - W

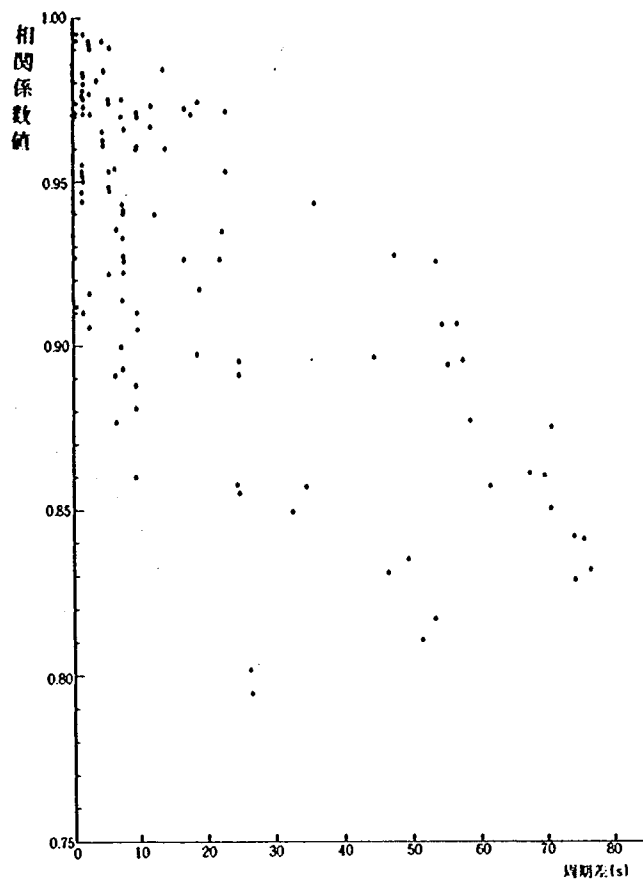


図-7 周期差と相互相関係数値の関係

(3) 流況の再現性

前報においても、現地データとの比較により流況の再現性について検討した。ここでは(1), (2)で述べたことをふまえそれらの成果をとりまとめるとともに、影響評価の考え方を示す。

昭和50, 51年に現地において、大潮時に浮子を利用した航空撮影による流況観測が実施され、ほぼ一周期にわたる流況が明らかになった。⁴⁾⁵⁾ このデータが再現性を判断するための基礎となる。しかし、浮子が十分に広い範囲を網羅しておらず、特に反流域や大規模な渦の発生域にデータがない。そこで、これらのデータと比較した結果、既存の流向流速についてかなり高い再現性を示すシミュレーションの結果⁶⁾を比較対象とすることにした。シミュレーションの再現性の高さを示す例として、流速コンターを比較したものを図-8に示す。シミュレーションは平均大潮を対象としているため、絶対値に小さな差異があるが、その結果は現地データと良く一致している。

図-9(a)~(l)までにシミュレーション結果と実験流況とを比較した図を示す。実験流況は昭和59年度の測定によるものである。

(a) 西流から東流への転流時

海峡中央部で実験では流れが淀んでいる。現地データもシミュレーションに対応しているが、実験の結果は固有振動の影響を受けているものとみられる。

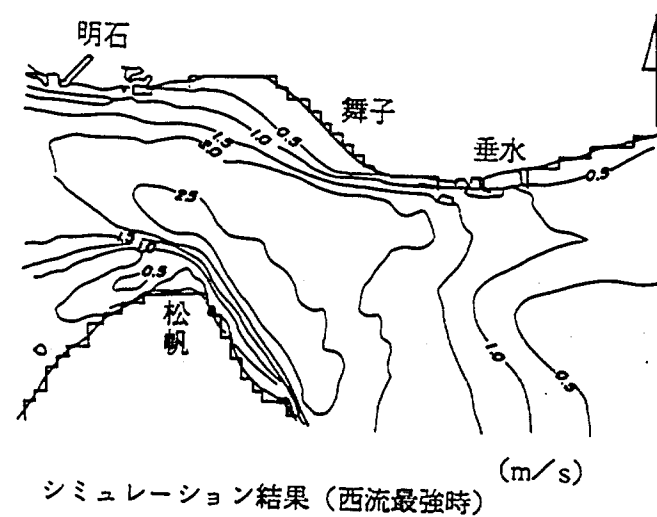
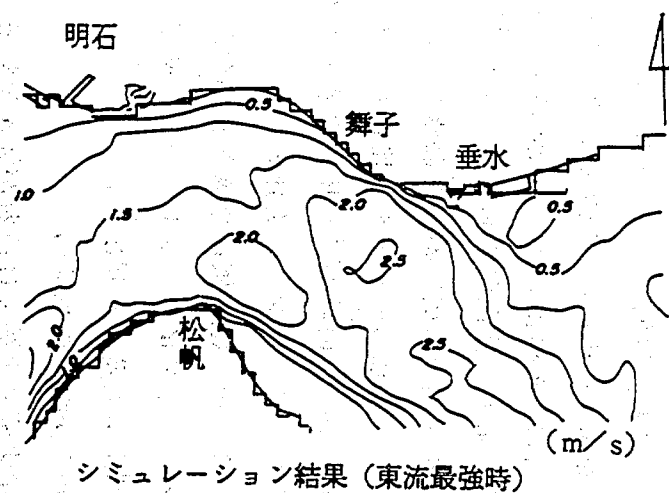
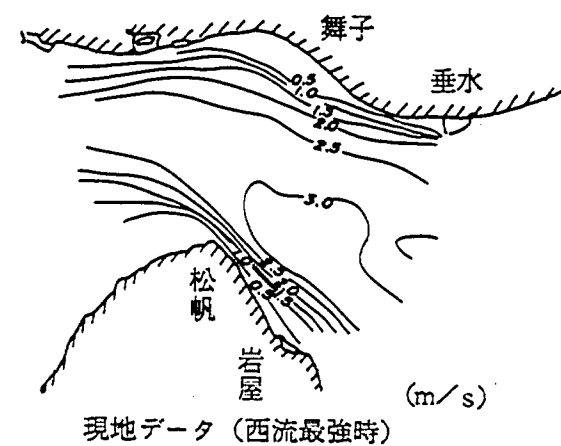
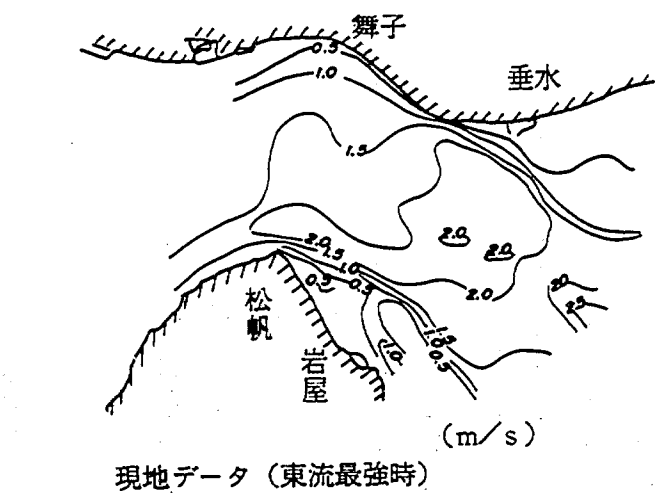


図-8 現地とシミュレーションの流速コンターの比較

(b) 東流最強 2 時間前

播磨灘に発生している反時計回りの渦の位置が実験では西側に片寄っている。他の部分については、良く一致している。

(c) 東流最強 1 時間前

シミュレーションでは(b)に見られた渦が東へ移流され残っているのに対し、実験ではそのような渦は見られない。また、岩屋と松帆の間の渦もシミュレーションの方が顕著である。

(d) 東流最強時

全体的に良く一致している。

(e) 東流最強 1 時間後

全体的に良く一致している。

(f) 東流最強 2 時間後

シミュレーションでは、海峡部の流れが大阪湾側から北上してくる流れに押し上げられているような流況になっている。実験ではその北上流が弱く東流が卓越している。

(g) 東流から西流への転流時

(a)と同様のことがいえる。

(h) 西流最強 2 時間前

シミュレーションでは播磨灘に反時計回りの大規模な循環流が生じており、海峡から出てくる流れがその循環流に引きずられるような流況になっている。実験ではそのような循環流は見られず、海峡から出る流れは播磨灘へと広がっている。

(i) 西流最強 1 時間前

淡路島側において播磨灘から松帆に向かう反流は、シミュレーションでは明瞭であるが実験では規模も小さくあまりはっきりしない。

(j) 西流最強時

全体的に良く一致している。

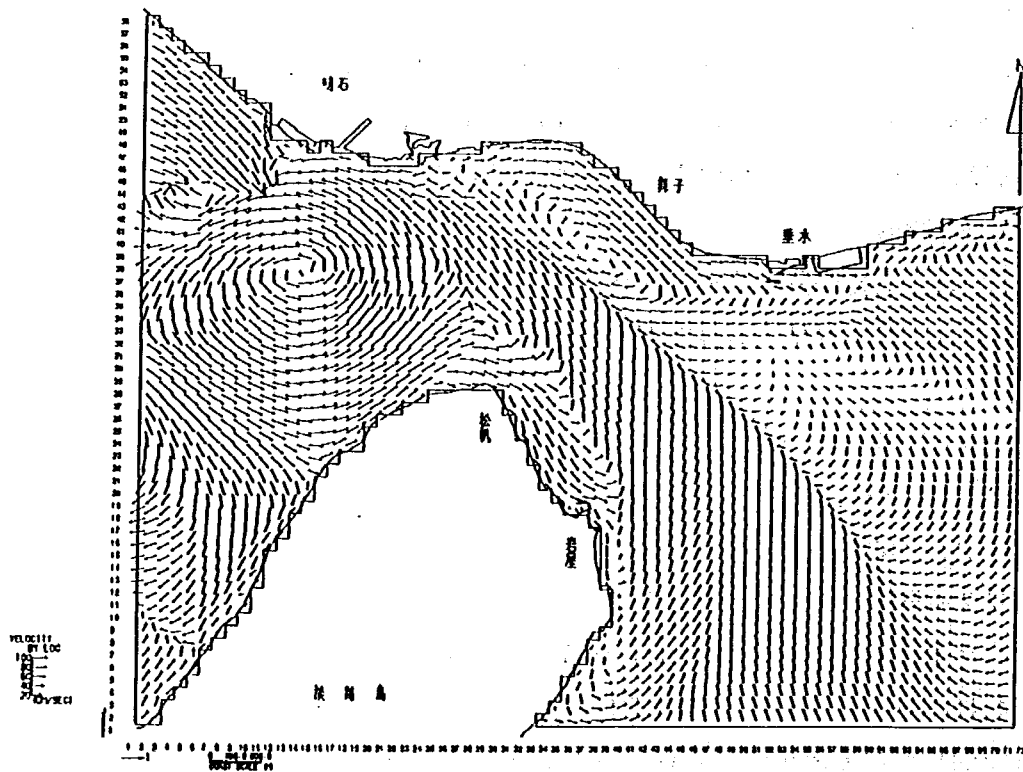
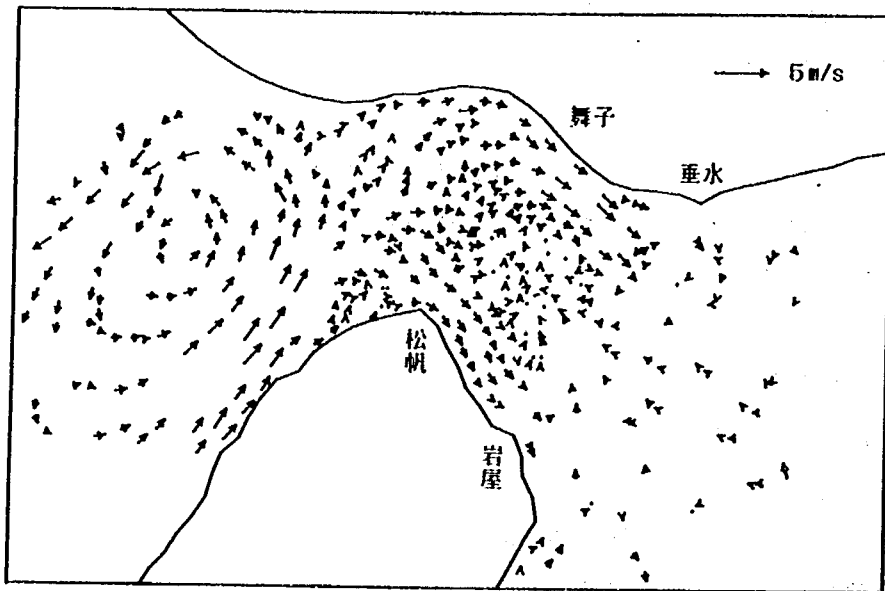
(k) 西流最強 1 時間後

全体的に良く一致している。

(l) 西流最強 2 時間後

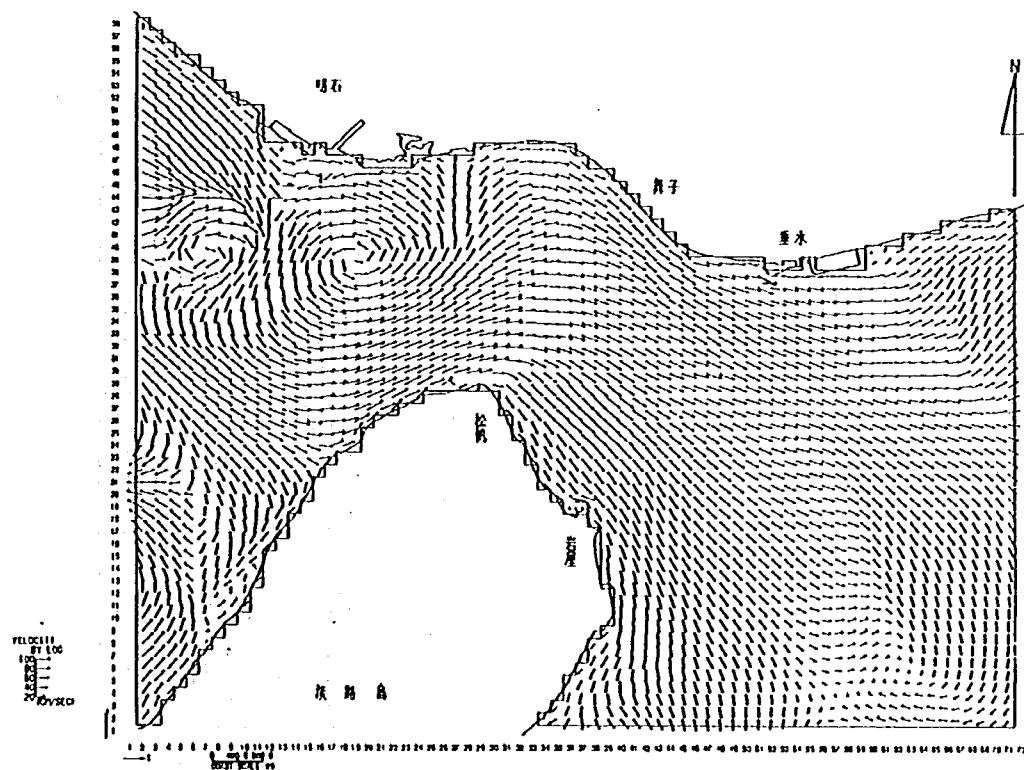
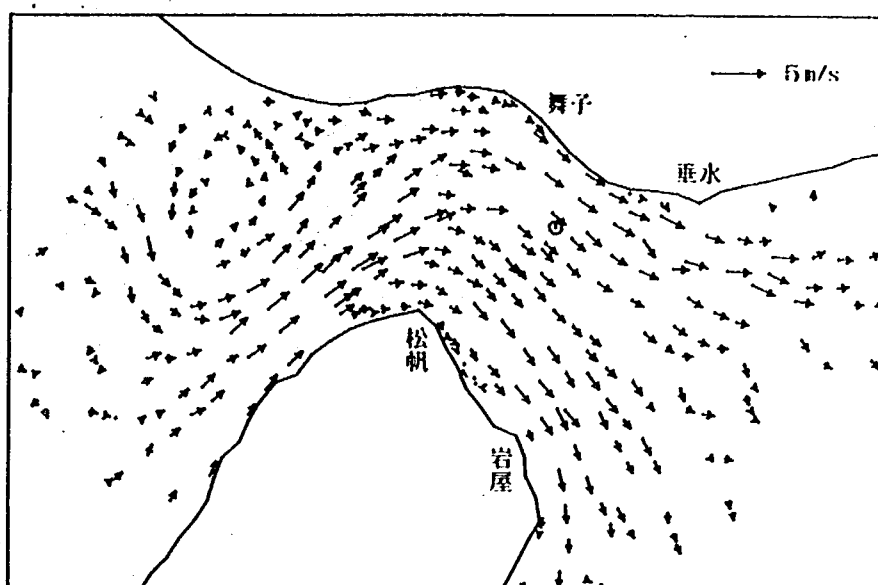
実験では垂水と舞子の間に時計回りの渦が見られるが、シミュレーションおよび現地では西向きの流れになっている。その他の部分の流況はほぼ一致している。

以上、各時間について流況の再現性を見た。海峡部では転流時に、播磨灘では西流への加速時に実験とシミュレーションで流況が異なる。固有振動は全体的に流速の小さい転流時に影響しているが、その他の時間では影響は小さく、実験での流況は現地での流況の特徴を良く再現している。(2)で述べたように、固有振動まで含めて実験装置の連続稼動における繰り返し再現性は良好であり、構造物設置による影響は、連続稼動の中で実験すればその評価に問題はない。以上のことから、本実験によって現地での影響を評価することは問題ないと考えられる。但し、評価にあ



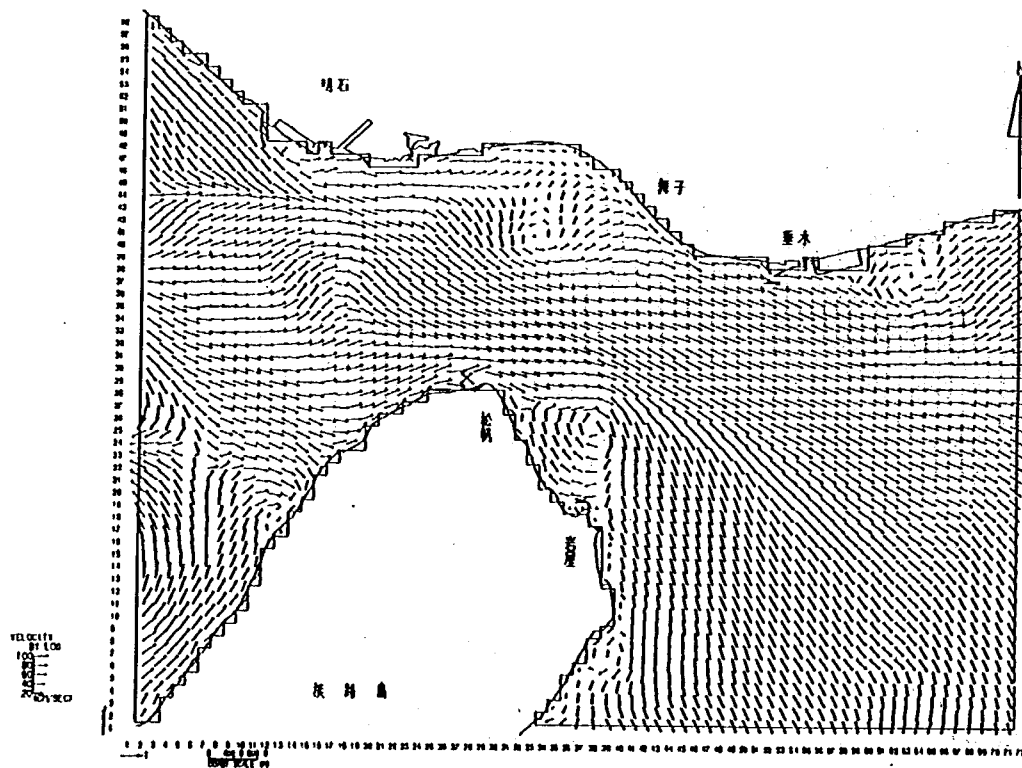
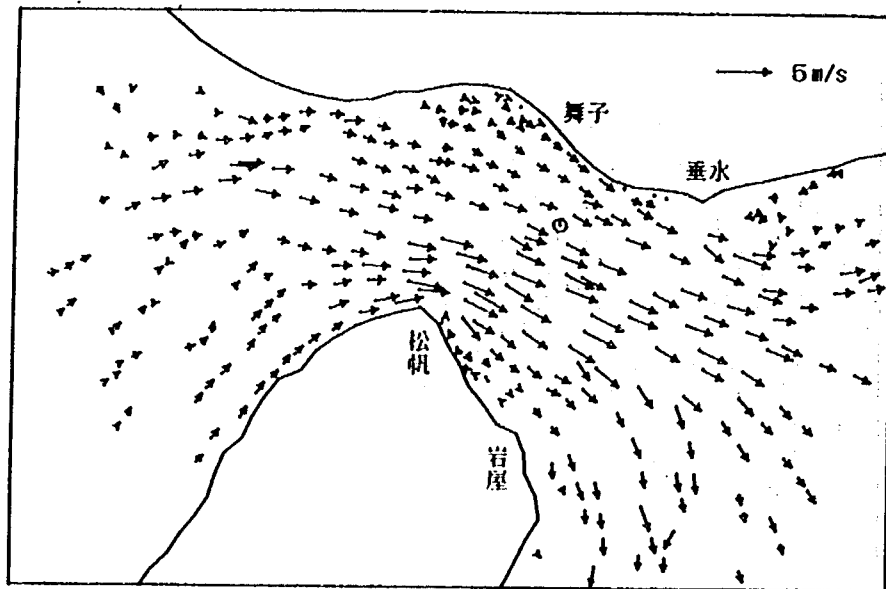
(a) 西流から東流への転流時

図-9 流況図(上;実験, 下;シミュレーション)



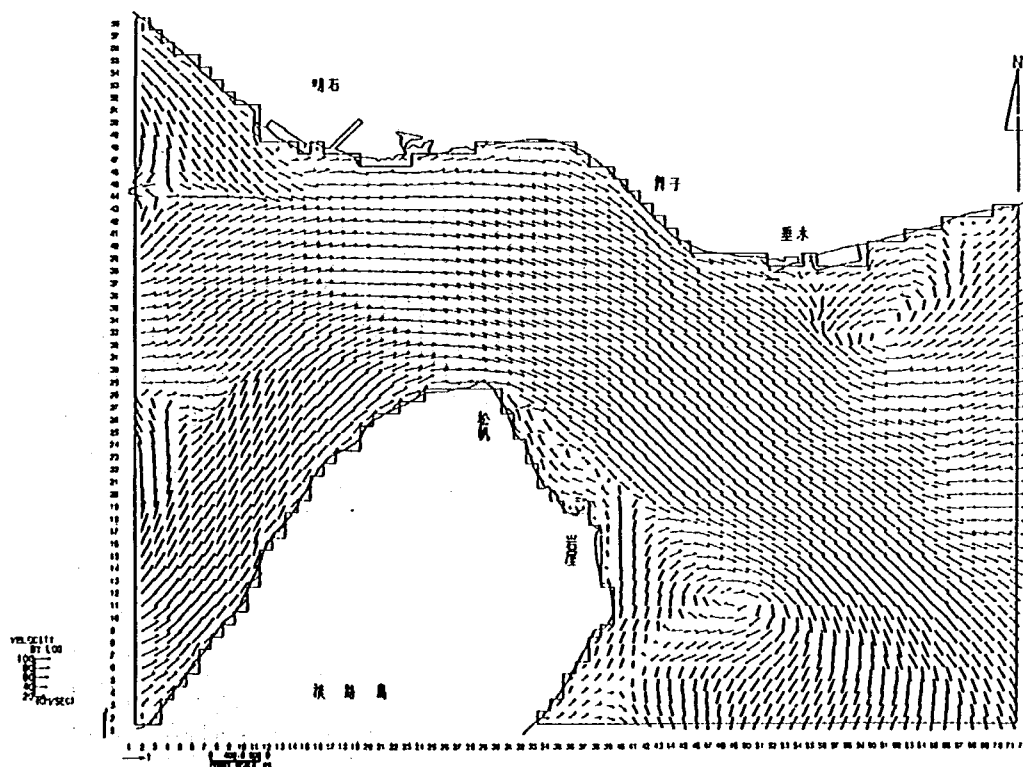
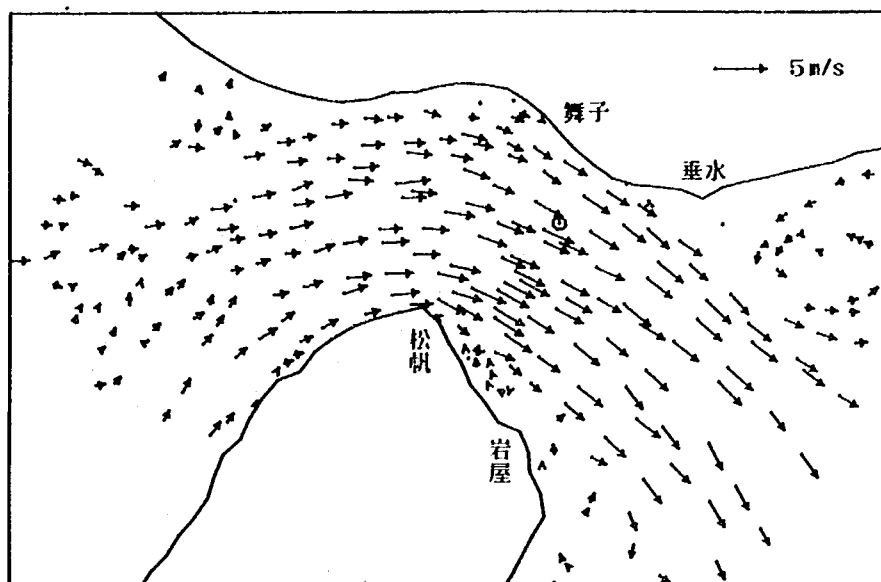
(b) 東流最強2時間前

図-9 流況図 (上; 実験, シミュレーション)



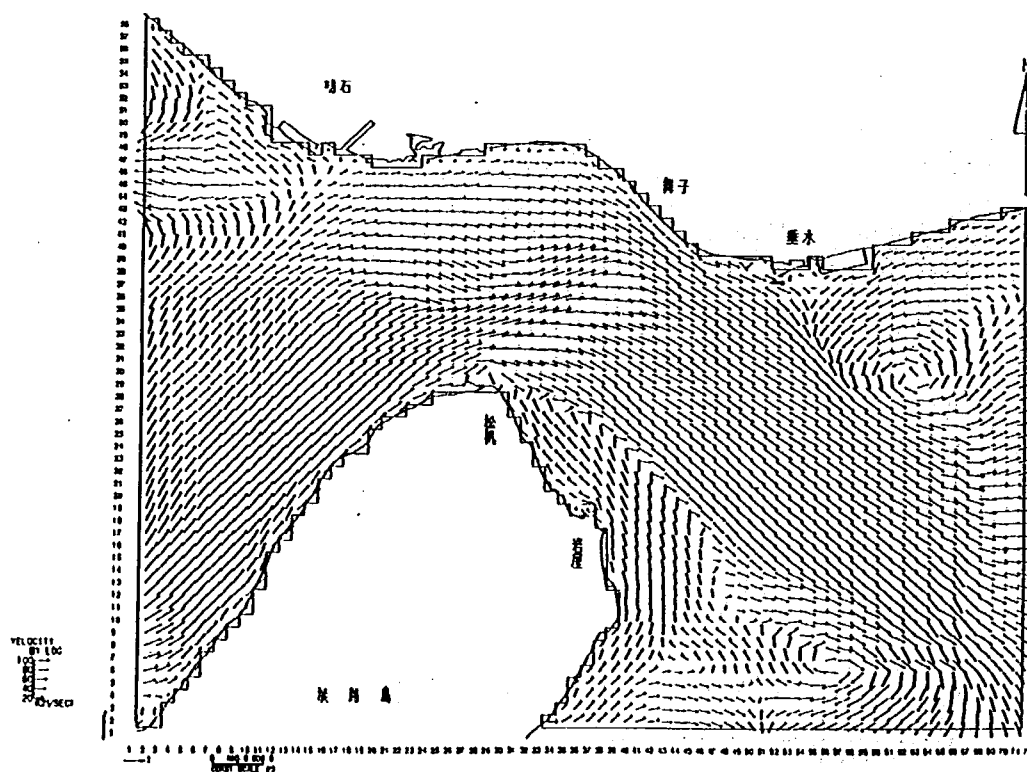
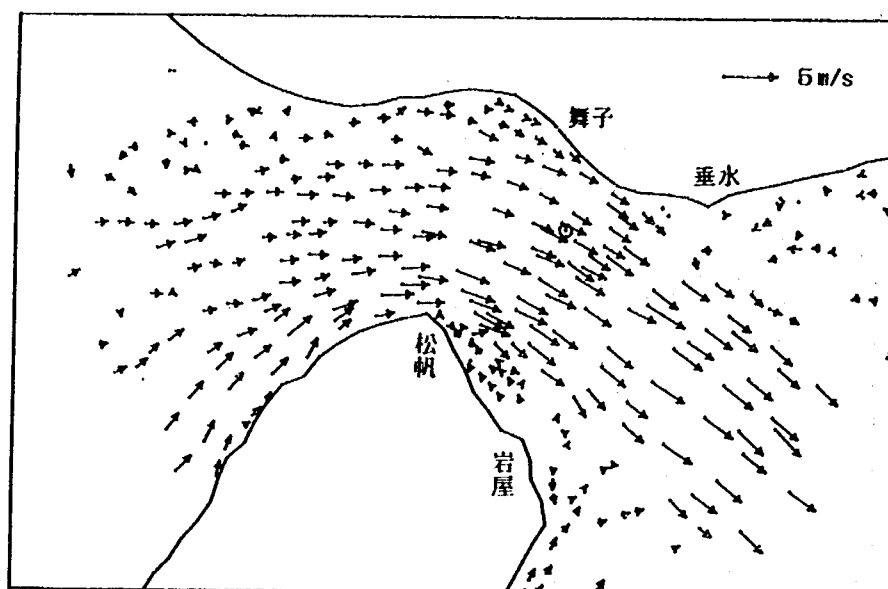
(c) 東流最強1時間前

図-9 流況図(上;実験, 下;シミュレーション)



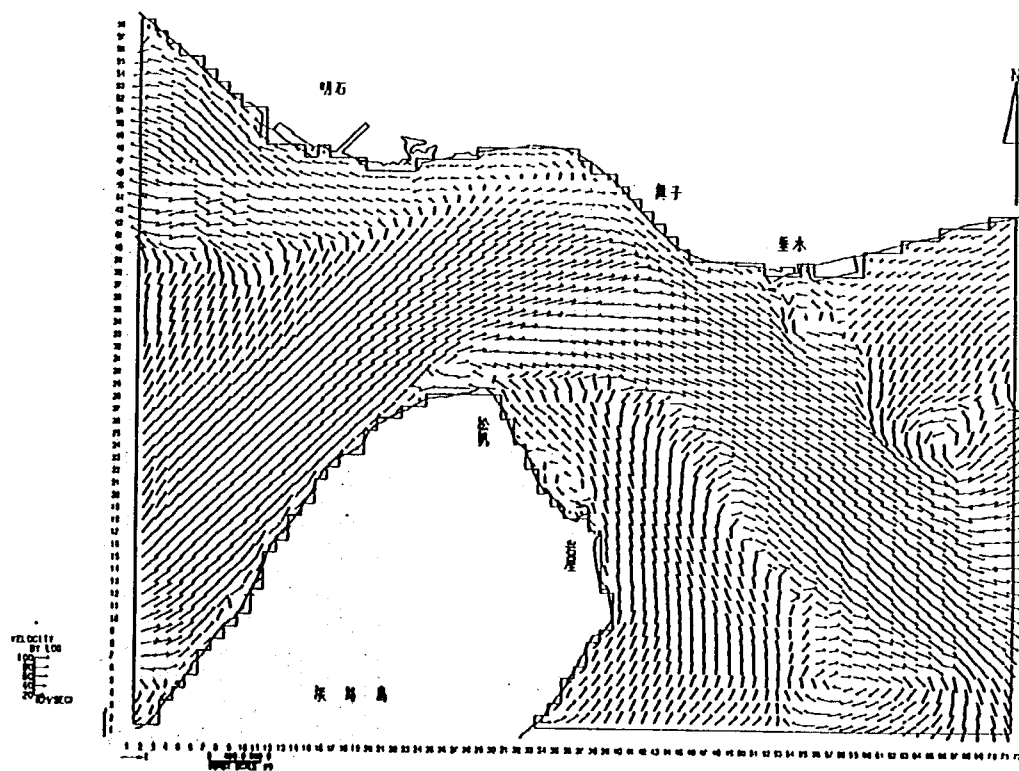
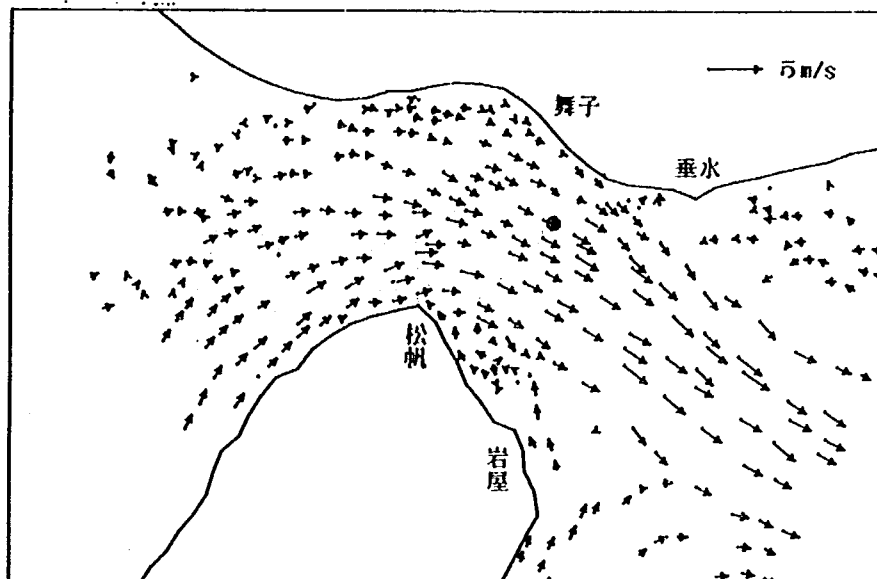
(d) 東流最強時

図-9 流況図 (上; 実験, 下; シミュレーション)



(e) 東流最強 1 時間後

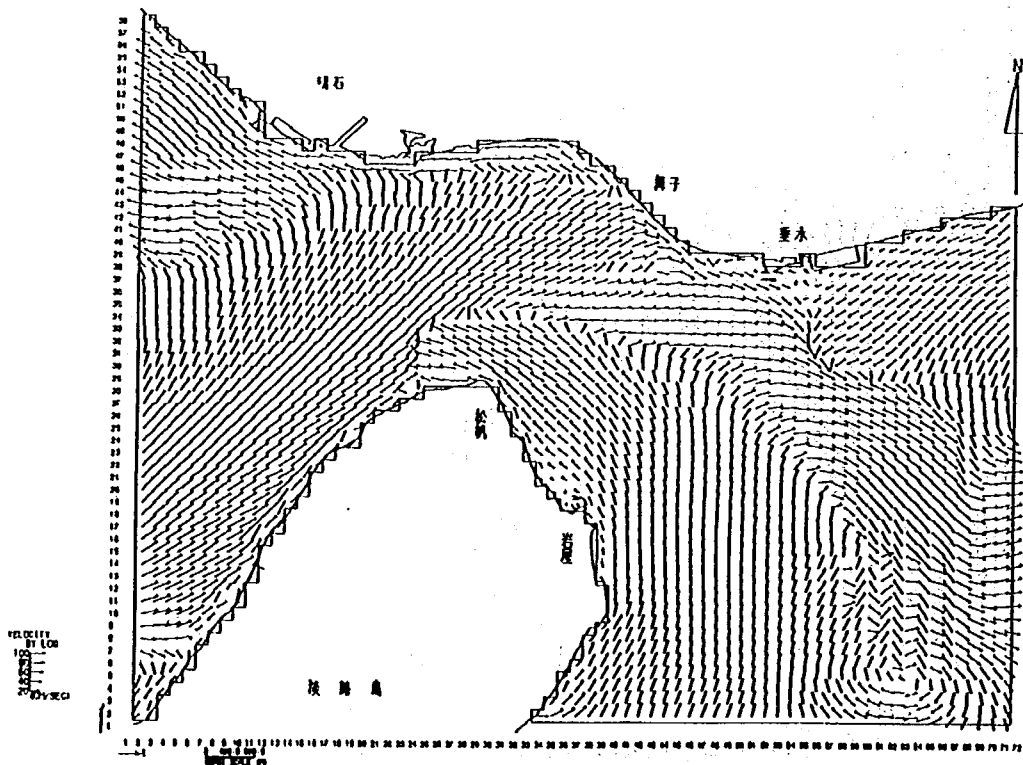
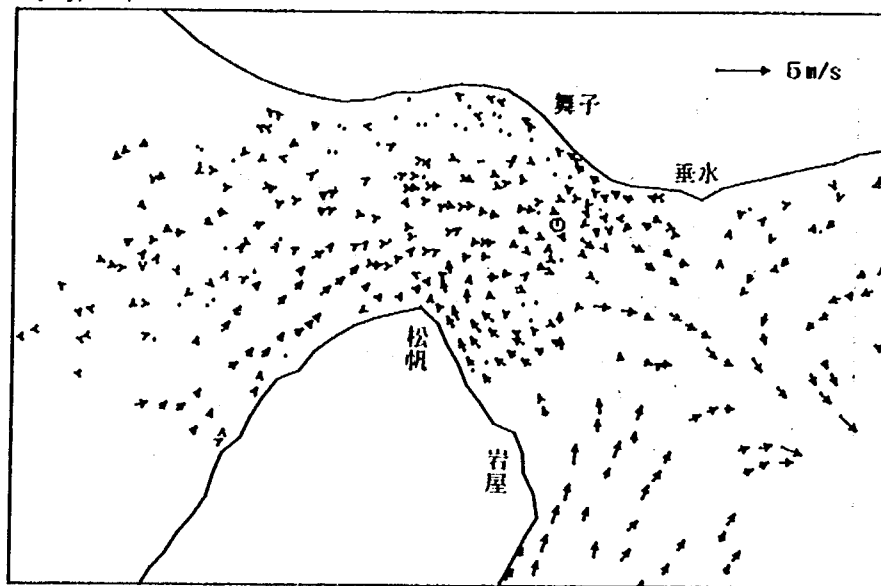
図-9 流況図 (上; 実験, 下; シミュレーション)



(f) 図 3-3-(f) 潮流流 (平均大潮 東流最速後 2 時) 上層

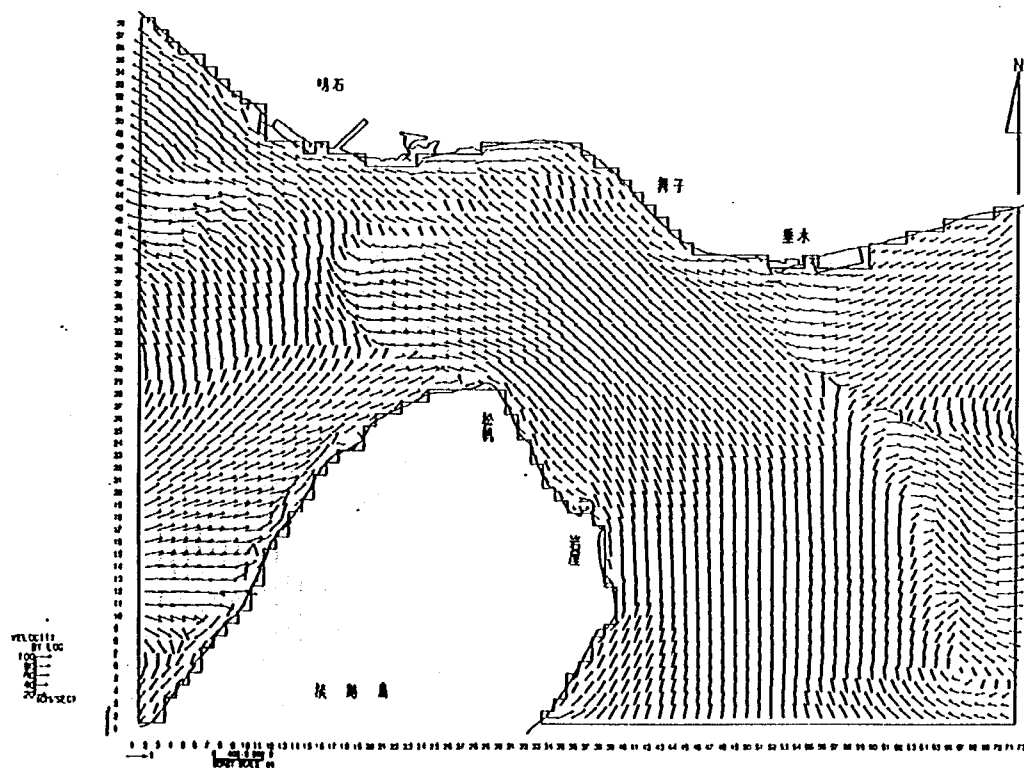
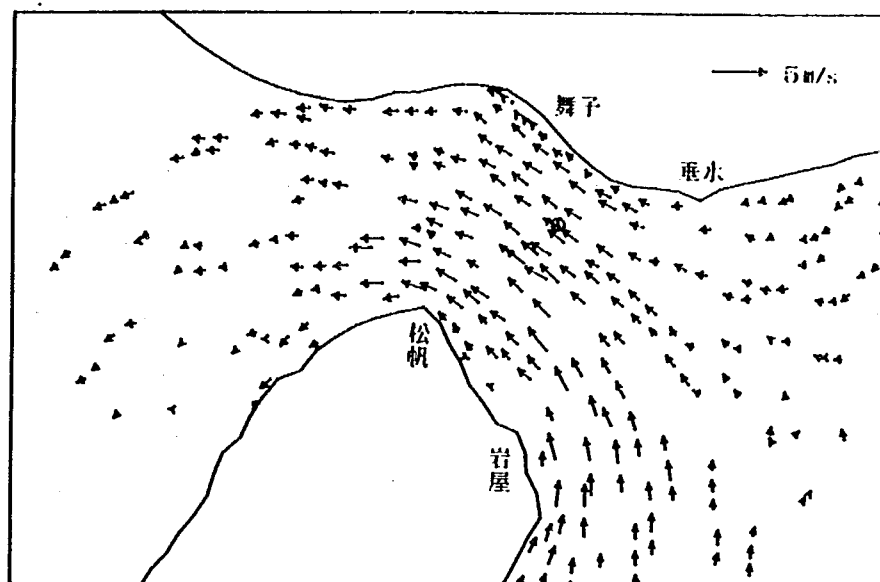
(f) 東流最強 2 時間後

図-9 流況図 (上; 実験, 下; シミュレーション)



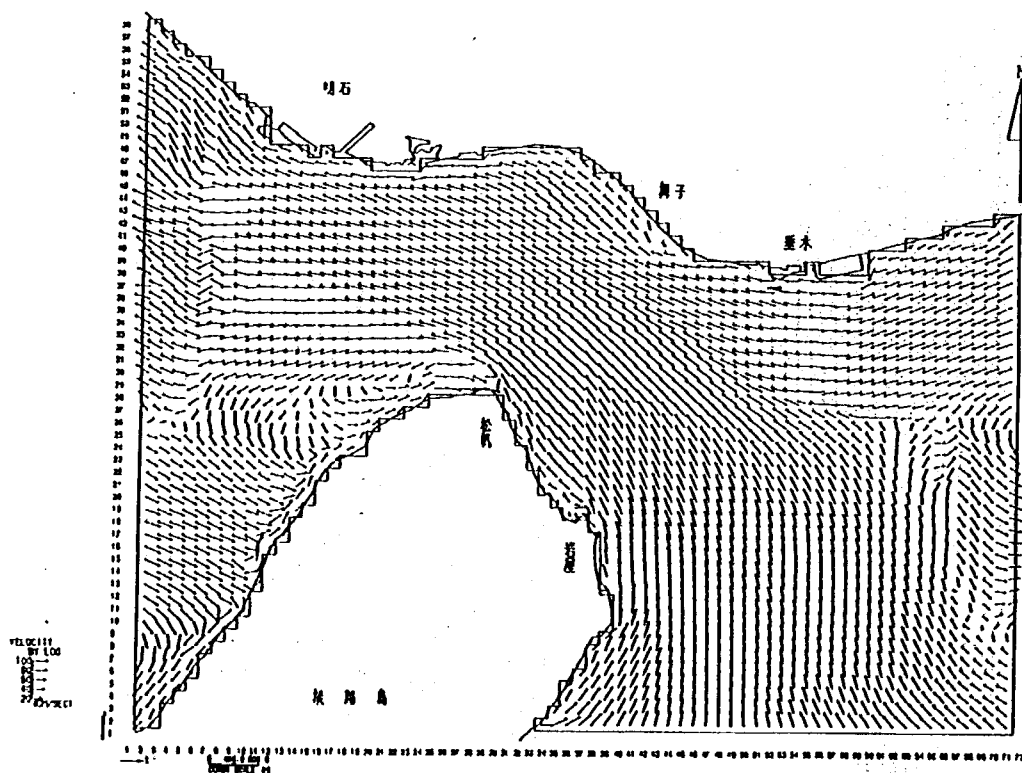
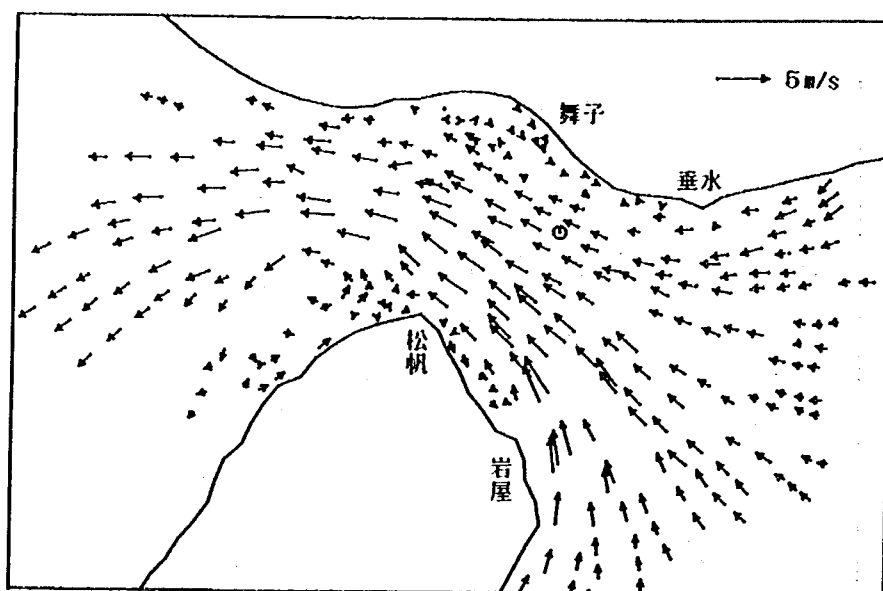
(g) 東流から西流への転流時

図-9 流況図 (上; 実験, 下; シミュレーション)



(h) 西流最強 2 時間前

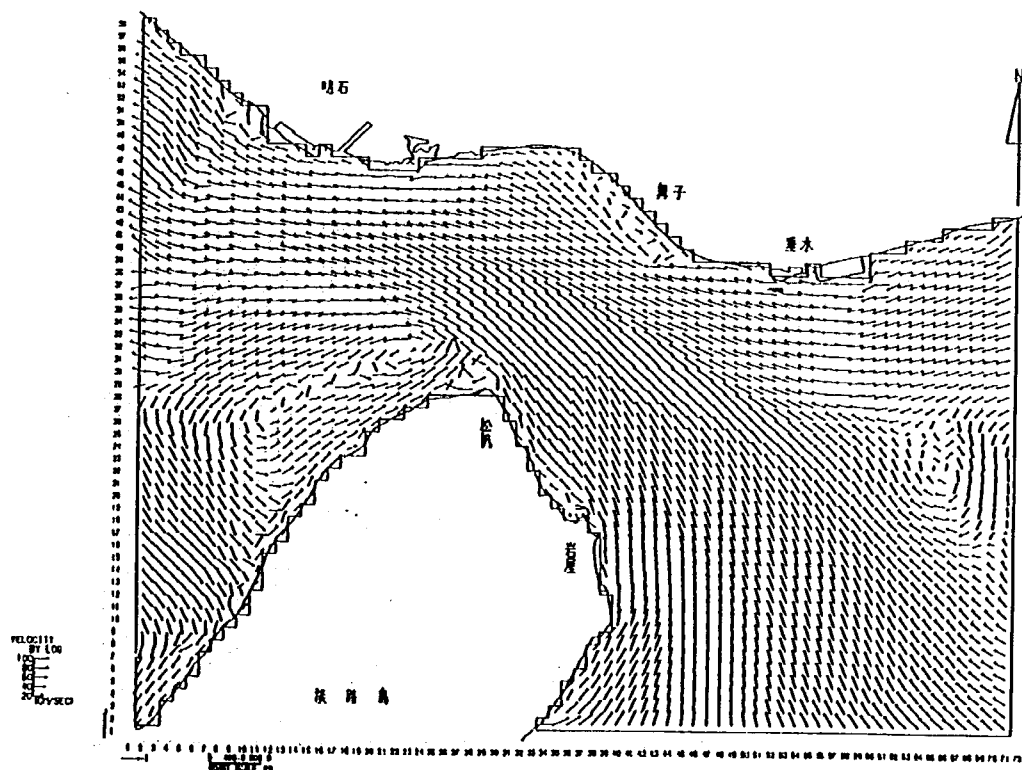
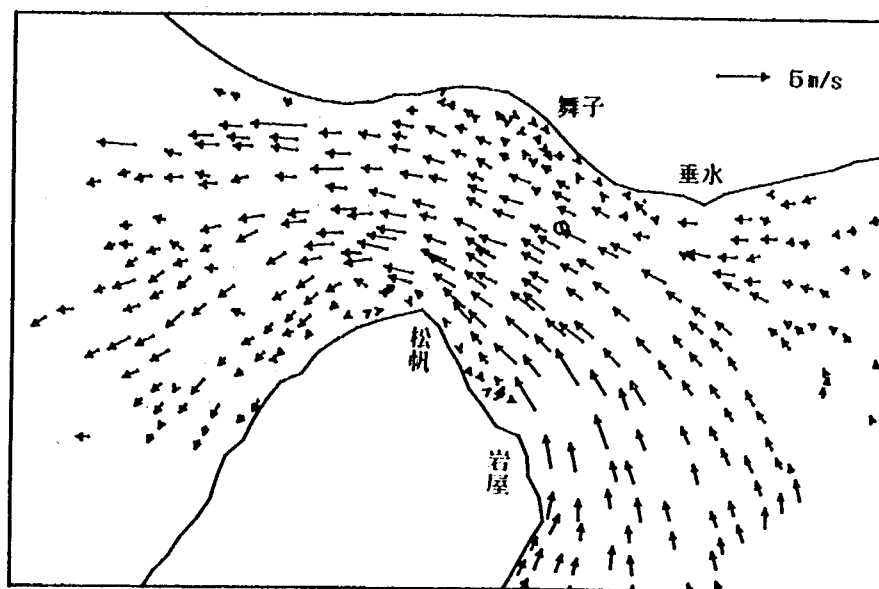
図-9 流況図 (上; 実験, 下; シミュレーション)



付図 3-6-(ii) 潮汐流 (平均大潮 西流最強前 1 時) 上層

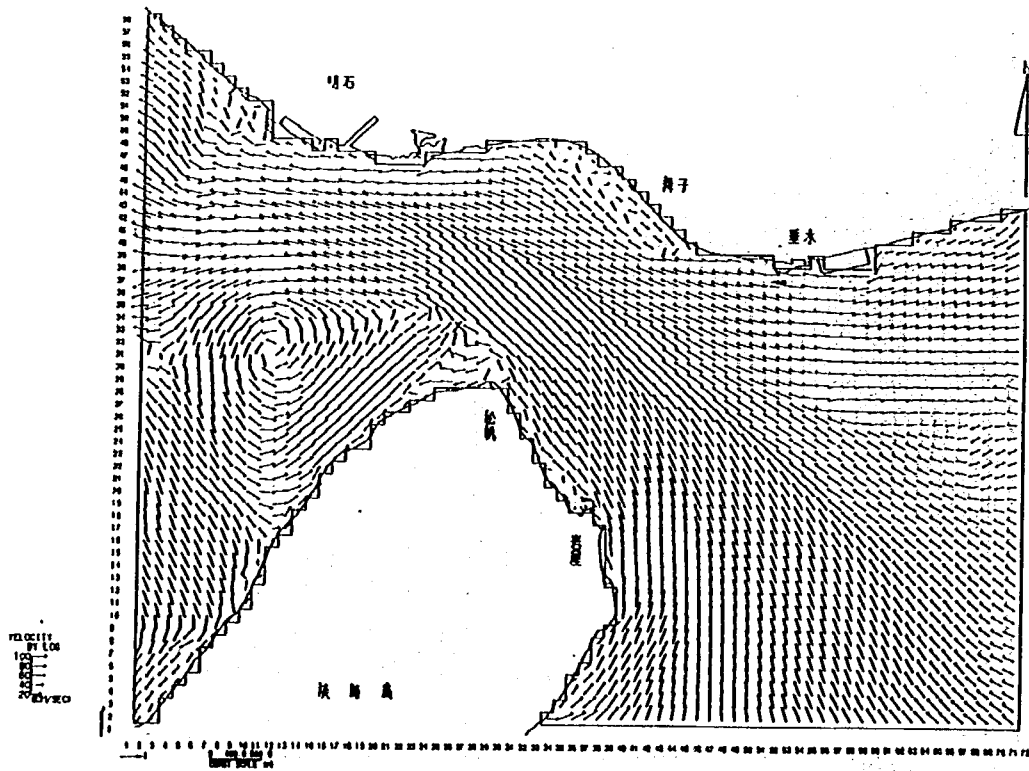
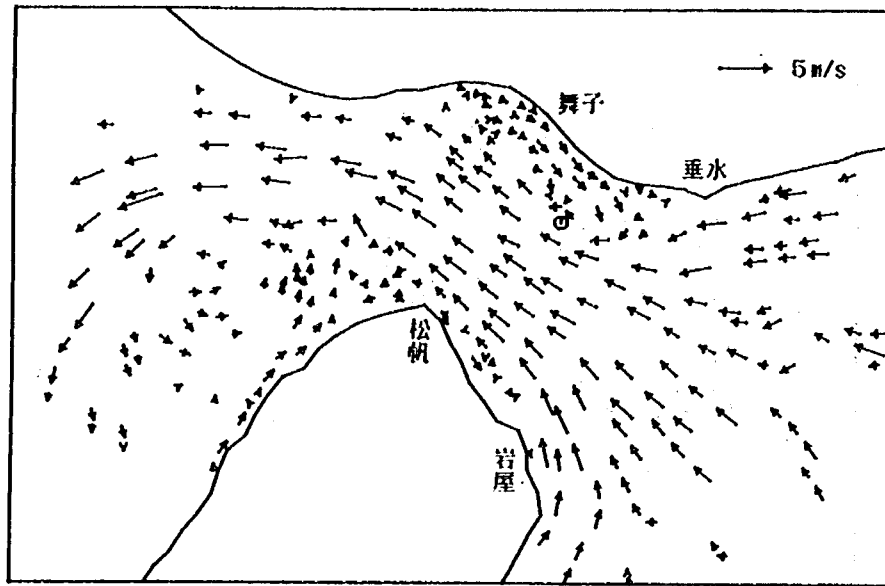
(i) 西流最強 1 時間前

図-9 流況図 (上; 実験, 下; シミュレーション)



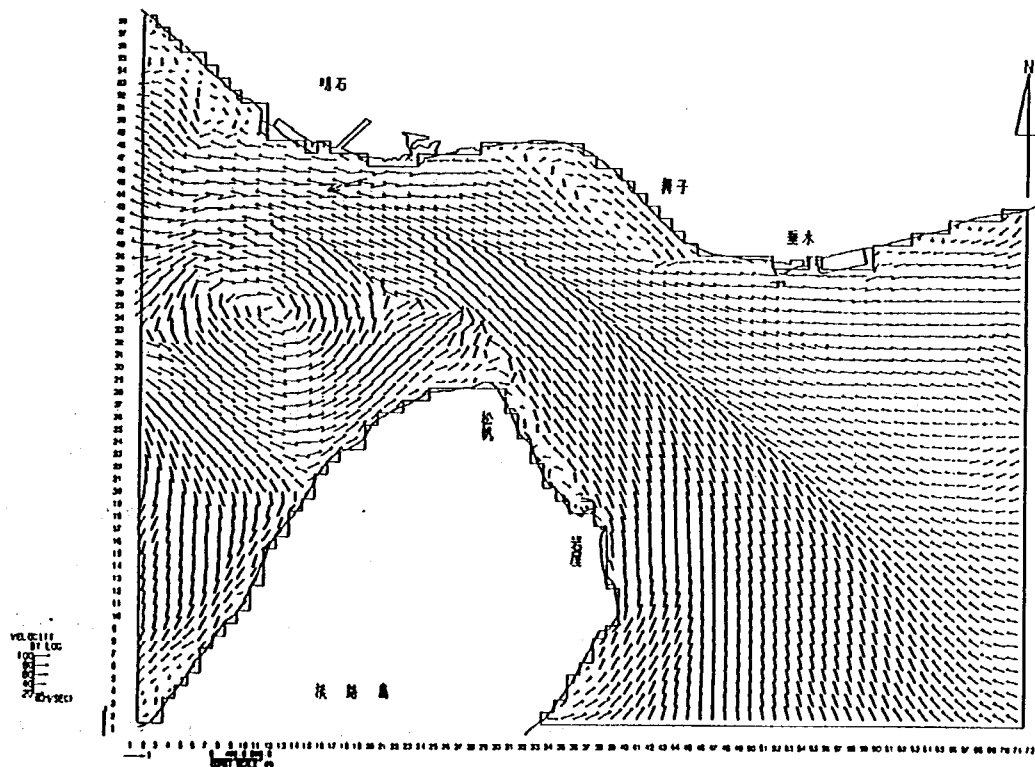
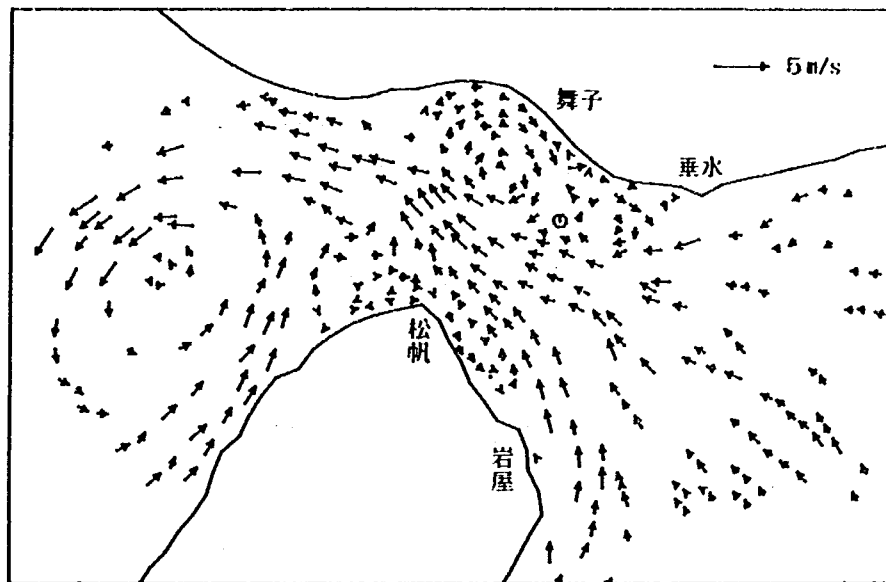
(j) 西流最強時

図-9 流況図 (上; 実験, 下; シミュレーション)



(h) 西流最強 1 時間後

図-9 流況図 (上; 実験, 下; シミュレーション)



(1) 西流最強 2 時間後

図-9 流況図 (上; 実験, 下; シミュレーション)

たっては、拡散の相似や固有振動の影響を考慮しなければならない。

5-4 実験方法

本実験による影響の評価は、前述の通り構造物の設置前後は必ず連続稼動で実験を行い、各断続稼動間の周期設定誤差を±10秒以内として行った。測定項目を以下に示す。

(1) 流 況

- ① フロート追跡による全体的な流況測定。前報と同じ方法による。
- ② 染料をトレーサーとした流況観測。築島周辺に染料を投与し、その拡がりを見る。
- ③ アルミ粉をトレーサーとした流況観測。
- ④ 流速測定。築島周辺の流向流速時間波形を測定し影響をみる。

(2) 主塔基礎周辺の拡散

- ① アルミ粉による可視化。アルミ粉によって主塔基礎から発する渦を観察する。
- ② 染料の拡がりによる拡散係数の測定。

実験に用いた染料はフルオレセインであり、フロート追跡、流速測定の方法は前報と同じである。

5-5 実験結果

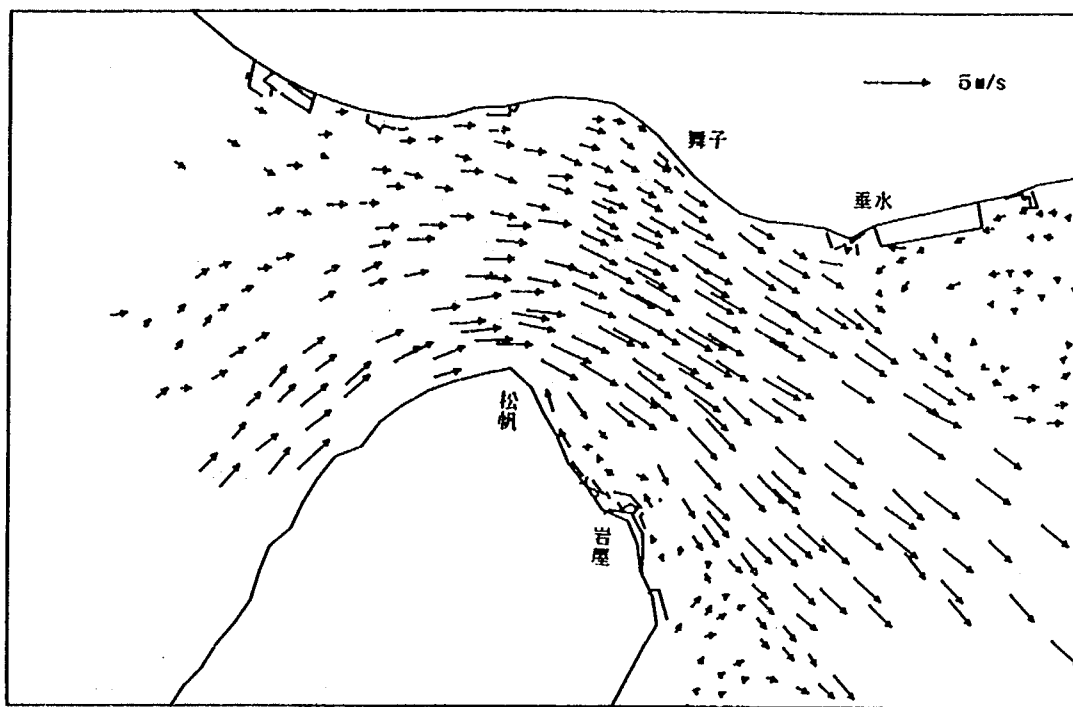
5-5-1 流 況

(1) 全体流況

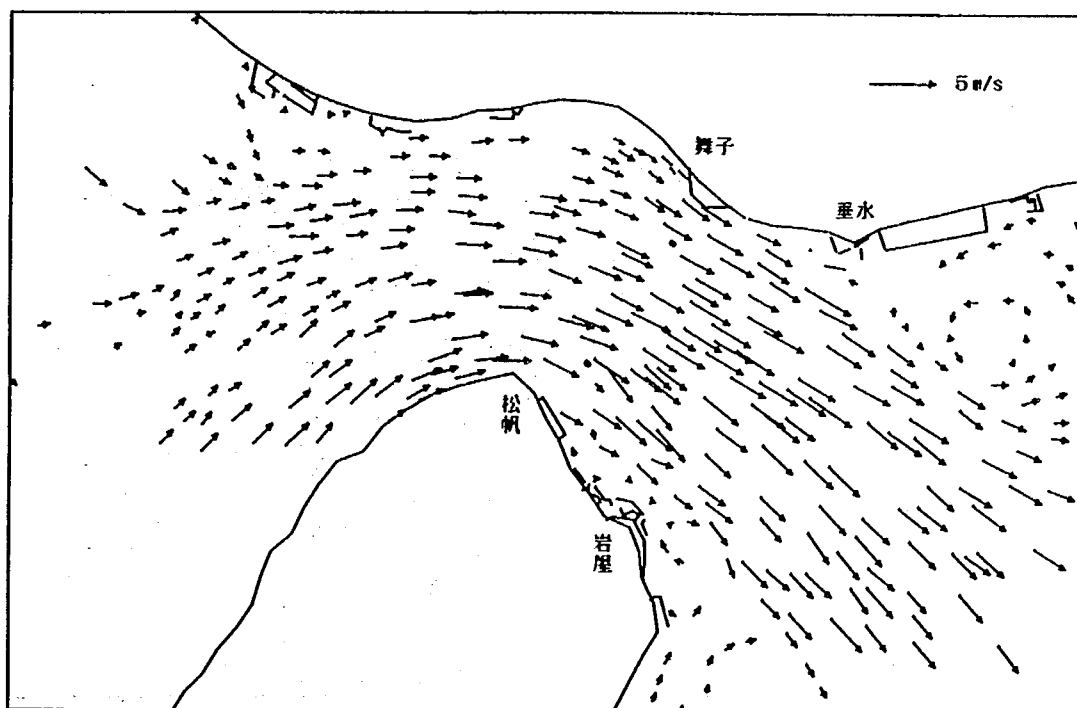
フロート追跡の結果得られた東流最強時および西流最強時の流速ベクトル図を図-10, 11に示す。(a)が構造物が無い場合（以下、無と略す）、(b)が構造物が有る場合（以下、有と略す）である。

東流、西流共に主流部の流れや周辺での渦には、構造物の影響はほとんどみられない。東流最強時には、舞子側築島は主流にあたり影響も大きいと考えられるが、絶対流速が大きいため図には明確な影響は認められない。また、松帆側の築島部に生じる反流の流速がかなり小さくなっていることがわかる。西流最強時には、垂水から舞子へかけての沿岸沿いの流れが遅くなり、松帆側の築島西の流れが築島の影響でやや南向きに流向を変えていることがわかる。西流時は両築島域の流速が小さく、東流時の舞子側築島のように直接主流が作用しないため、余り流況に変化は見られない。

ここで以上の結果をシミュレーションと比較してみる。シミュレーションにおける構造物有無の流速差コンターを示したものが図-12である。この図は有から無の流速値をひいたもので築島を中心に減速域が広がっている。シミュレーションで問題となるのは、境界と計算メッシュの粗さである。計算メッシュは200 m であり境界もそれに応じて設定されている。この値は実験での20 cmに相当し、沿岸付近や築島形状に対してその影響は無視できない。舞子側の築島では、東流時に加速域を生じるが、これは築島が鋭角に表現されていることによって強調されていると考えられる。また、西流時の舞子側についても築島東西に影響が見られるが、実験ではもともとの流速

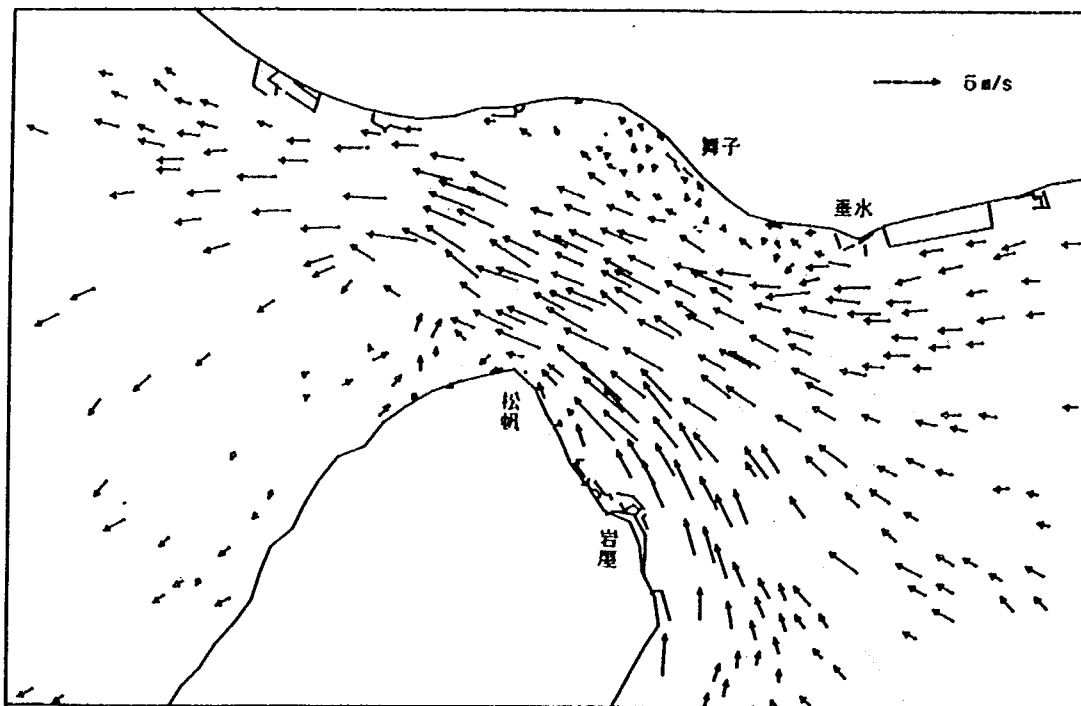


(a) 構造物無

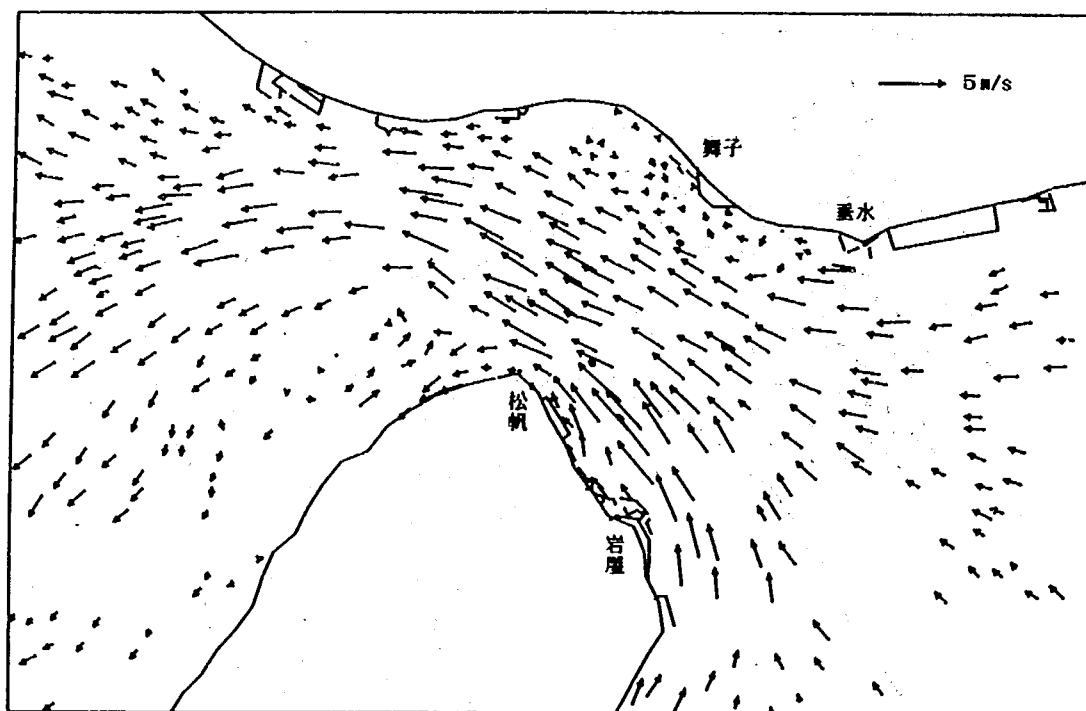


(b) 構造物有

図-10 流速ベクトル図（東流最強時）

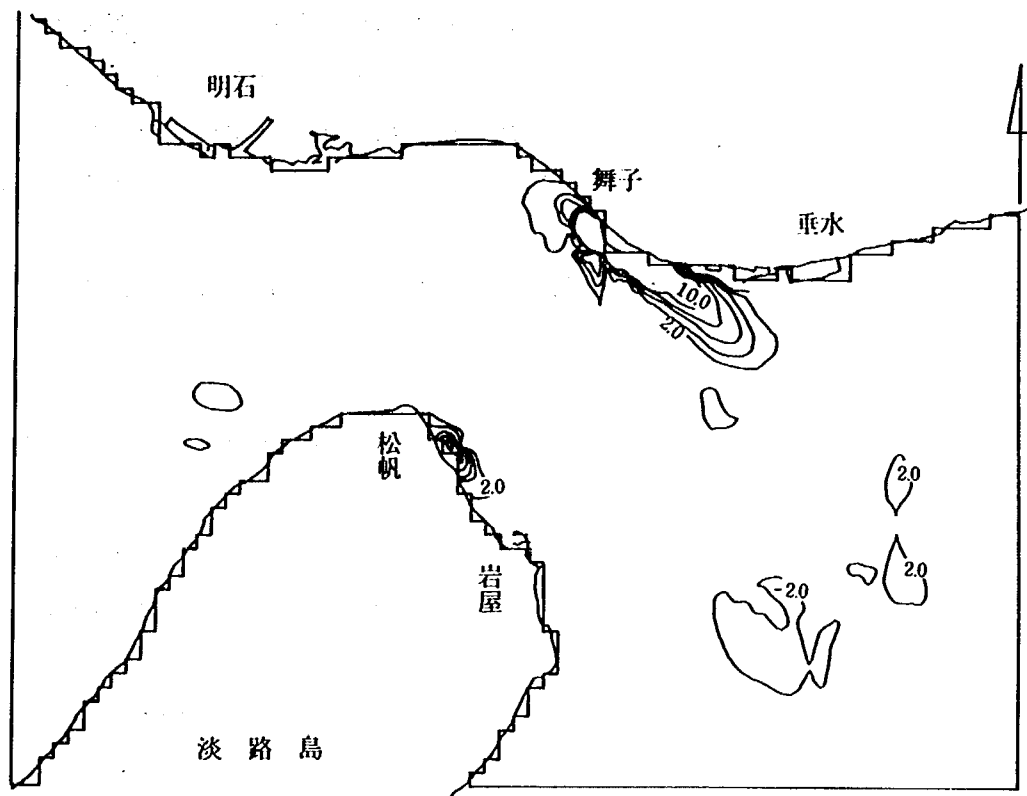


(a) 構造物無

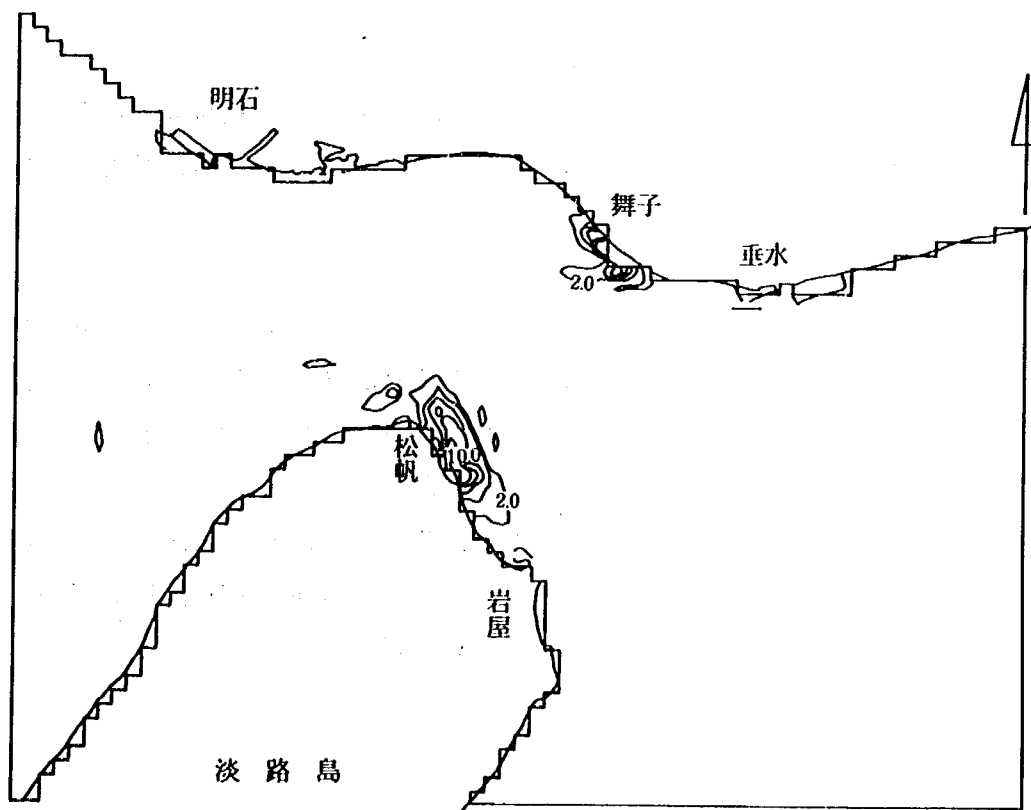


(b) 構造物有

図-11 流速ベクトル図（西流最強時）



(a) 東流最強時



(b) 西流最強時

図-12 シミュレーションでの流速差コンター

が小さく影響は築島ごく周辺に限られている。これも境界条件の粗さの影響によるものと考えられる。実験流況はフロート追跡によるものであり、測定誤差やフロート位置の偶然性、測定時間のずれなどにより流速差を見るような細かな検討には適さない。そのような検討にはシミュレーションのほうが適すが、実験の結果より、境界やメッシュの粗さの影響を考慮する必要があることがわかった。

全体流況については、東流時には舞子側に、西流時は松帆側に強く影響が出ることが明らかになり、その影響範囲は沿岸部に限られることがわかった。

(2) 築島周辺の流況

築島周辺での流れの剥離や後流域の存在を見るために、染料とアルミ粉を用いた可視化実験を行った。

まず、染料が拡がりから東流、西流最強時における築島部の流況を見る。築島部周辺に注入した染料が流れに乗りがった状況を図-13(a)~(d)に示す。上段が無、下段が有の場合である。

(a) 舞子側東流最強時

無の場合は築島沖端に注入された染料は主流に乗って流れていくのに対し、有の場合に築島東に注入された染料は沿岸に沿って拡がっていく。

(b) 松帆側東流最強時

有無共に流れが松帆崎で剥離し、そのパターンは等しい。無の場合に拡がり大きいのは、染料の注入量の違いである。

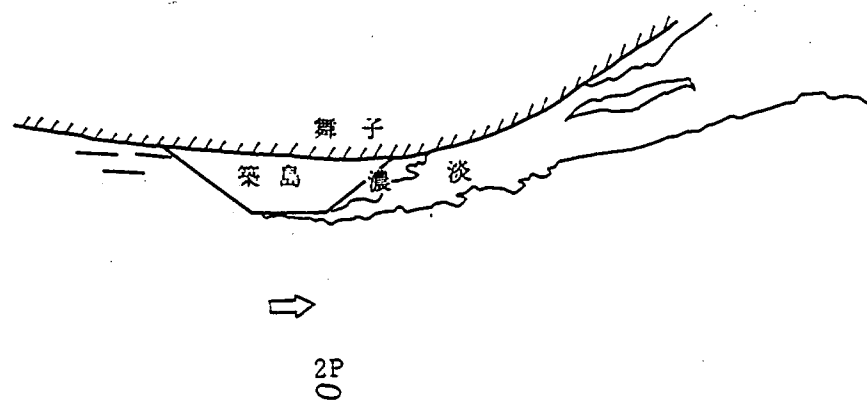
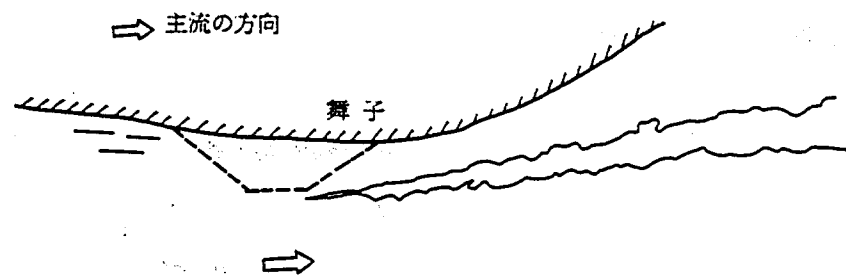
(c) 舞子側西流最強時

図-11のベクトル図にも見られるように主流は沖を通り、築島付近は有無共に東の沿岸域から沖へと流れがひきずられる形になっている。築島部は反流ないしは滞流域となっており、影響は小さくなることがわかる。

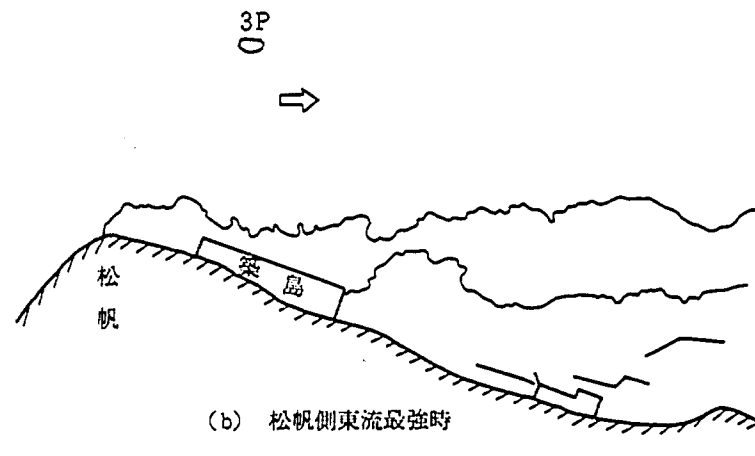
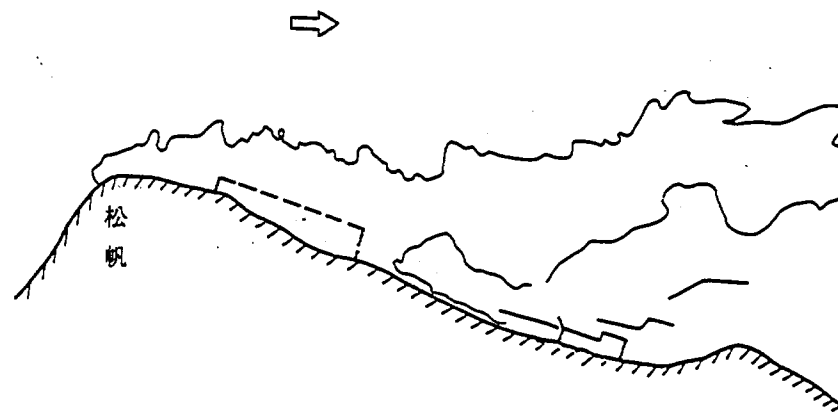
(d) 松帆側西流最強時

無の場合に沿岸部に濃い領域があるのは、染料を沿岸沿いに注入したためである。このような領域が残っているのは、もともとの沿岸沿いの流れが遅いためであり、その意味で影響は小さいものと考えられる。しかし、東からの流れが松帆崎で剥離して流れ、築島は流れに直接あたるため、図-11および図-12(b)に見られる影響が生じてくる。

染料による可視化によって、影響の生じ方を定性的にとらえることができた。次には、最強時に限らず、アルミ粉を用いた可視化によって経時的に流れの様子を観察する。写真1~20にアルミ粉の可視化写真を示す。舞子側から経時的に写真を追う。

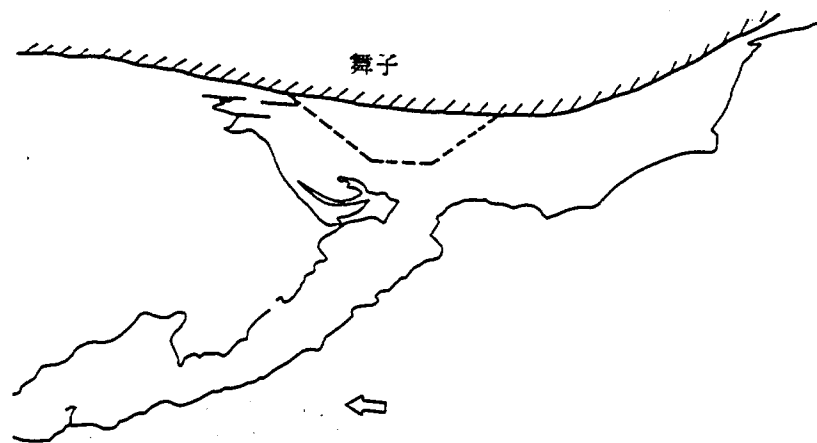


(a) 舞子側東流最強時

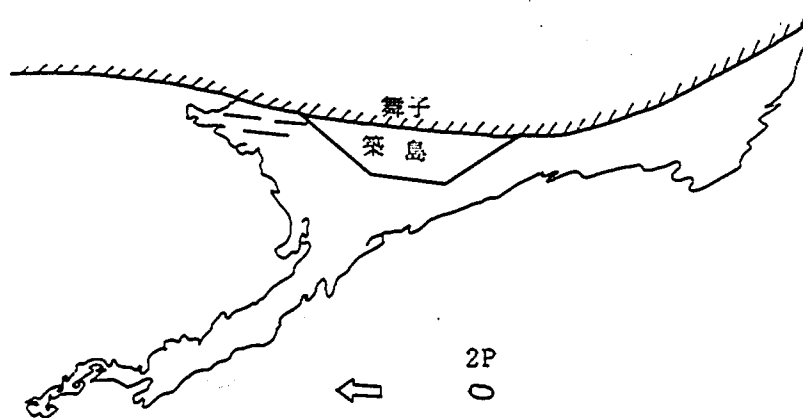


(b) 松帆側東流最強時

図 - 13 染料の拡がり状況



(c) 舞子側西流最強時



(d) 松帆側西流最強時

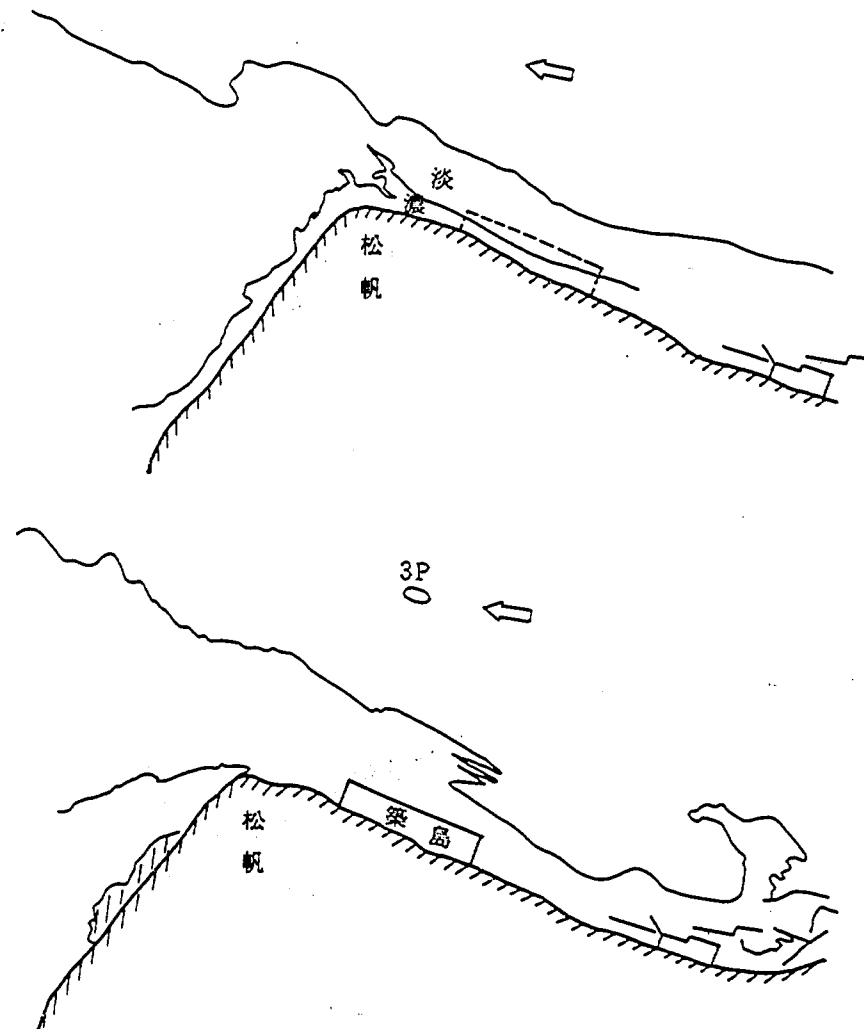


図-13 染料の拡がり状況

写真1 東流転流後1時

築島の東側は後流域となるが、大きな剥離は見られず、その範囲も小さい。

写真2, 3 東流最強時

有を見ると無に比べ、図-13(a)示したように流れが沿岸沿いに曲っていることが良くわかる。

写真4 東流最強後1時

築島により流れが剥離し、東側に小規模な反流域が形成されている。

写真5~8 東流最強後2時

写真5~7は、無の場合の岩屋から松帆さらに沖へと剥離していく沿岸付近の流れを示し、剥離した流れが松帆の東沖で2つの大規模な渦を生じている。写真8は同じ時期に発生する築島東側の渦を示す。

写真9, 10 西流転流後2時

松帆崎で流れが剥離し、築島部は後流域となり、影響は小さくなることが伺える。

写真11 西流最強時

図-13(c)に示した染料の拡がりと同じ状況である。

写真12, 13 西流最強後1時

有無共に松帆沖に大きな渦が形成される。

写真14 西流最強後2時

築島は反流域に有り、反流が築島で剥離している。

松帆側については西流時にいい写真が撮れなかったため、ここには東流時のみを示す。

写真15 東流転流直後

流れが松帆崎で剥離し、沖へ向かっている。

写真16 東流転流後1時

流れが松帆崎で剥離している。

写真17 東流転流後2時

流れは松帆崎で剥離し築島部は反流域となっている。また、築島東側は滞流域になっている。

写真18, 19 東流最強後1時

松帆崎先端から流れが剥離していく状況。

写真20 西流転流時

剥離流れが西へと押し出され、沿岸に沿った岸向きの流れへと移っていく。

可視化実験の結果、東流時は舞子側、西流時は松帆側に強く影響が出ることが明確になった。特に東流時における舞子側の築島の影響は沿岸沿いの流れの向きを変え、かなり大きなものであることがわかった。東流時の松帆側、西流時の舞子側は、反流に対し築島が影響するため影響は小さいが、局所的には滞流域を生じるなどの問題が出てくる。

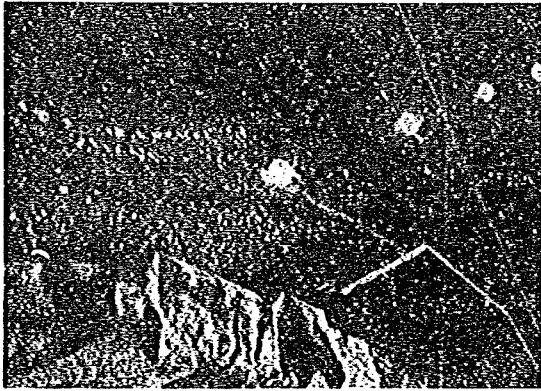


写真1 東流転流後1時

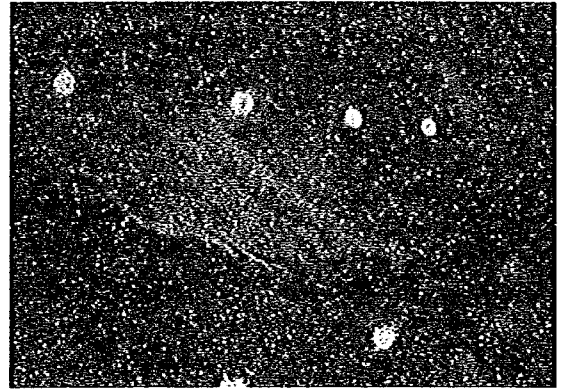


写真5 東流最強後2時

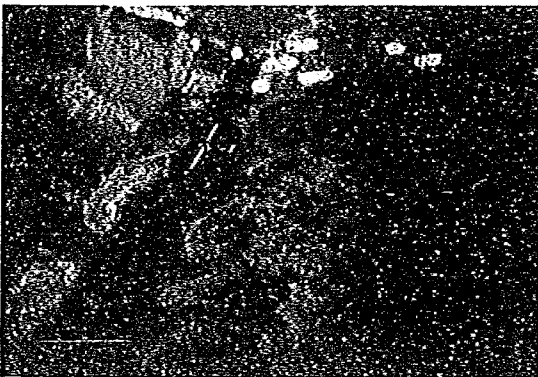


写真2 東流最強時



写真6 東流最強後2時



写真3
東流最強時



写真7 東流最強後2時

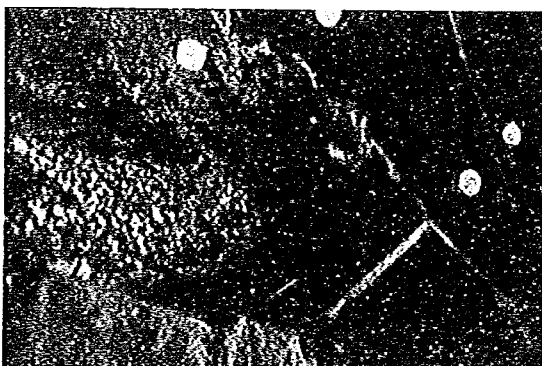


写真4 東流最強後1時

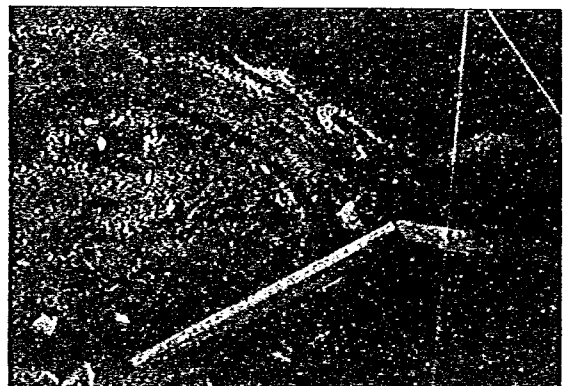


写真8 東流最強後2時

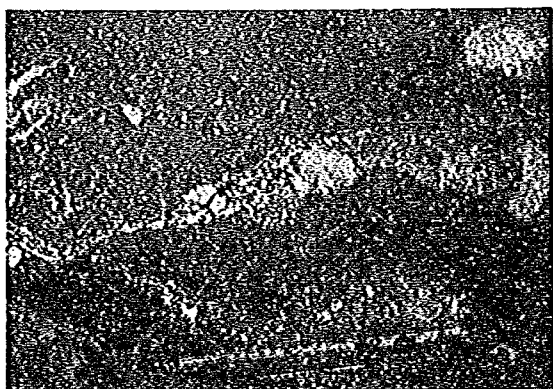


写真9 西流転流後2時

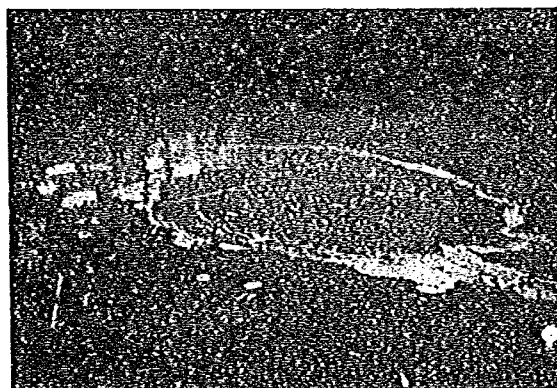


写真13 西流最強後1時

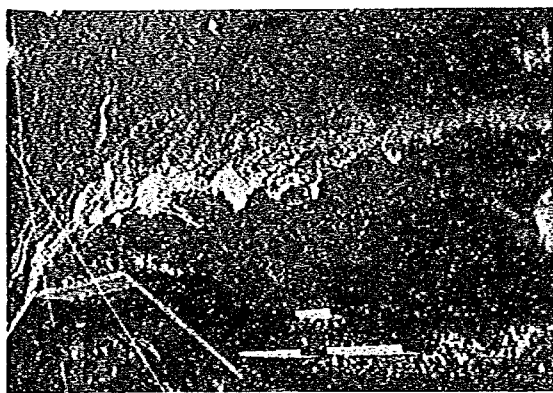


写真10 西流転流後2時



写真14 西流最強後2時

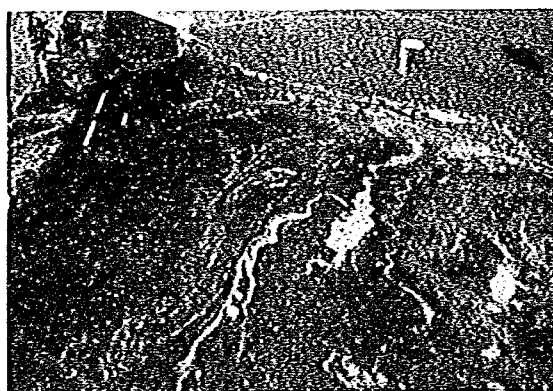


写真11 西流最強時

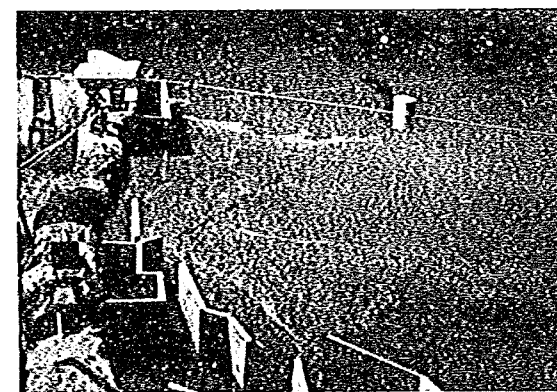


写真15 東流転流直後

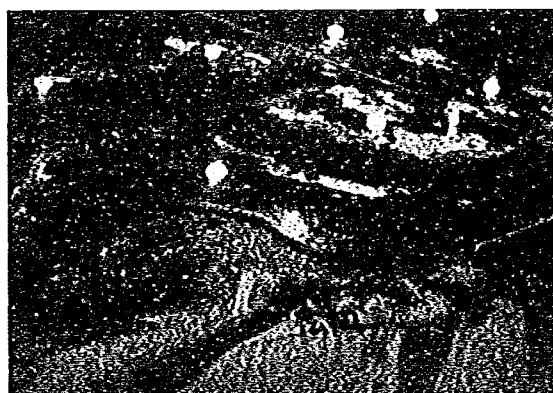


写真12 西流最強後1時

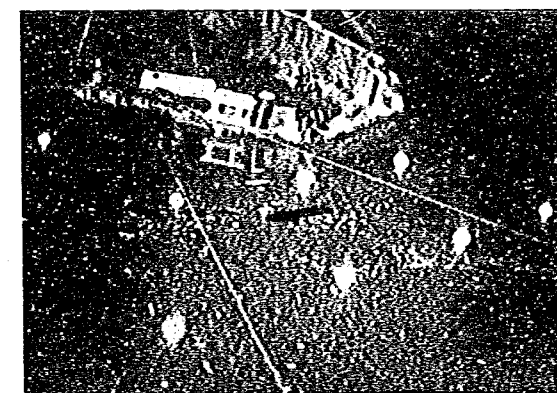


写真16 東流転流後1時



写真17 東流転流後 2時

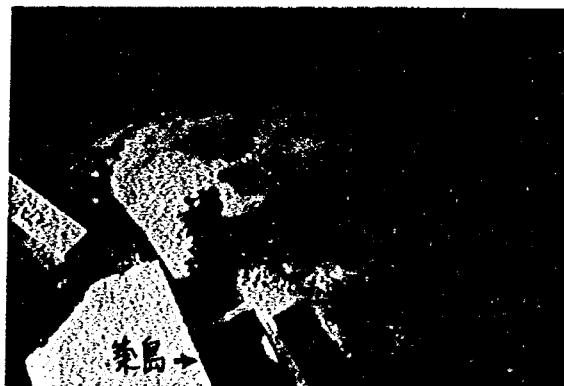


写真19 東流最強後 1時

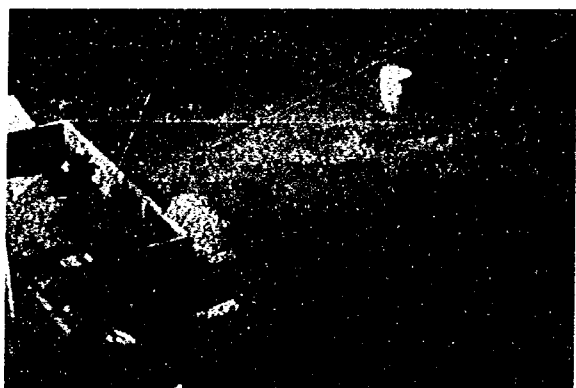


写真18 東流最強後 1時



写真20 西流転流時

(3) 流れの時間変化に対する影響

築島が流れの時間変化に与える影響を見るために、築島の周辺で流速測定を行った。影響を知るための指標として、流速時間波形への平均的な影響を表わすと考えられる相互相関をとった。測定点を図-14に示す。測定 No. 5 での流速波形を図-15(a)に、流向波形を図-15(b)に示す。おのおの、上段が無、中段が有の場合を示し、下段はその差である。図には前述の固有振動が顕著に表われており、差を見ると固有振動の存在によって生じる築島の影響が出ていることがわかる。固有振動の効き方を見るため、固有振動の周期70秒の移動平均を行って同様の結果を示したのが図-16である。固有振動のモードは消え、差を見ると東流時に影響が生じていることがわかり実現象と一致する。このことから、固有振動は前述の通り拡散等の短期的な現象に効果を持ち、現象の傾向を変えるものではないことがわかる。固有振動が顕著に見られるのは、この測点のように流速値の小さい場合である。

図-15, 16によると、流向は転流時に若干の影響を生じるだけでほとんど影響を受けないことがわかるが、これは他の測点にも共通している。そこで、相互相関は流速波形についてだけ述べた。相関値を図-14の括弧内に示す。これまでの結果からは、舞子側では築島東部、松帆側では築島西部で相関値が小さい（影響が大きい）ことが予想される。しかし、図-14に示した結果はかならずしもそうになっていない。これは、瞬間的な流れに対する影響と1周期内の平均的な流れに対する影響は異なることを示し、影響を評価する際には考慮しなくてはならない。測点 No. 1 は西流時に、No. 8 は東流時に反流域となり、築島の影響による流速差は小さいが、もともとの流速値も小さい。そのため、相対的な影響が大きくなり相関値が小さくなるものと考えられる。

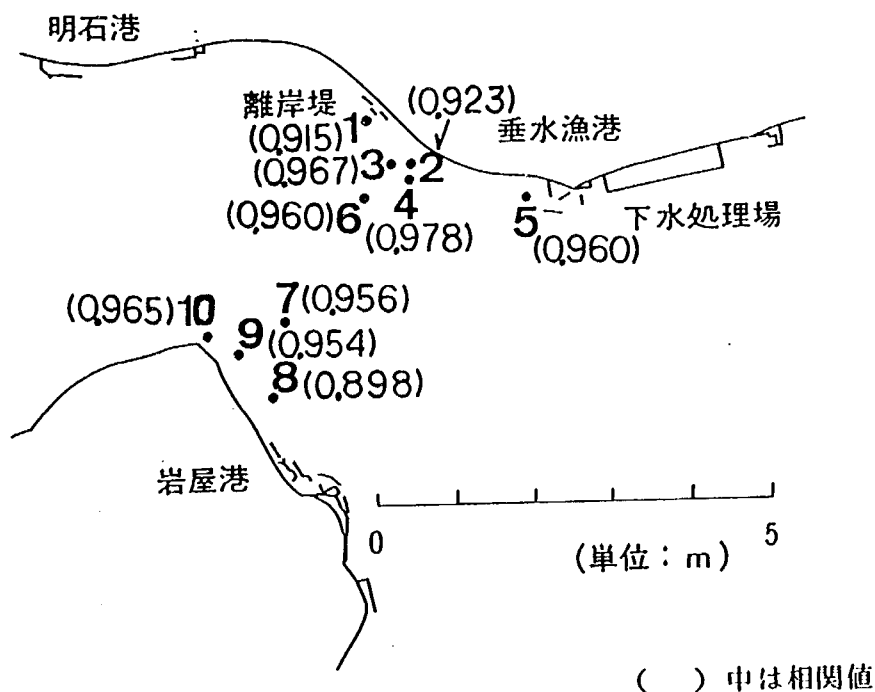


図-14 流速測定点

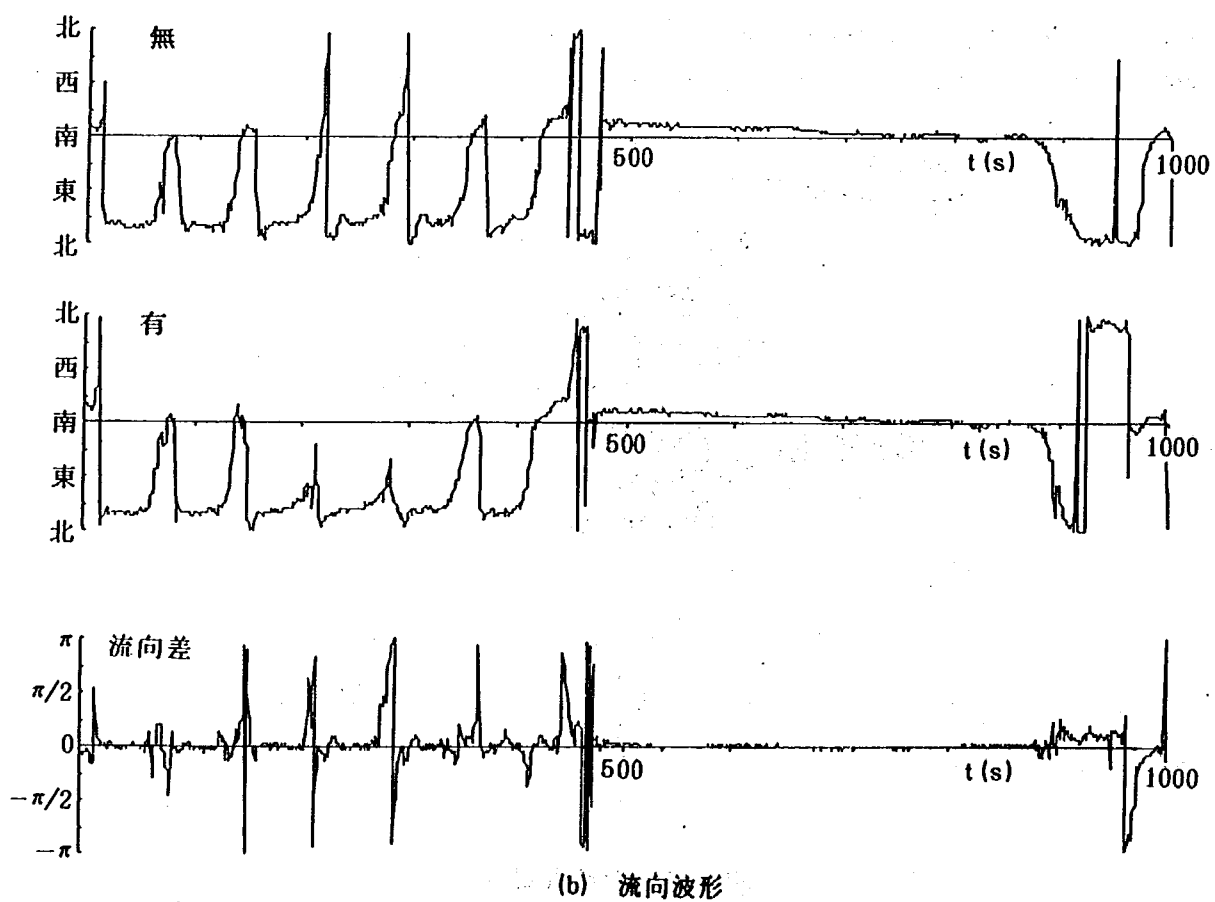
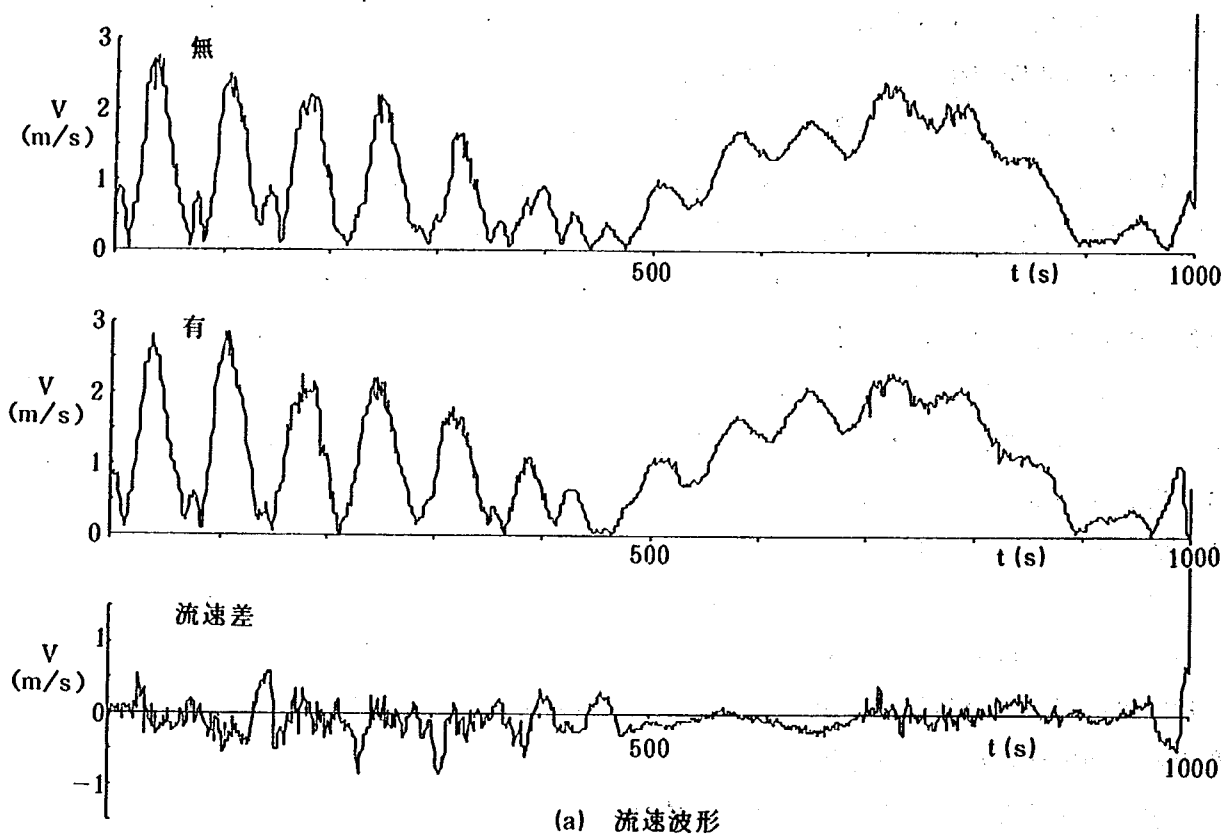
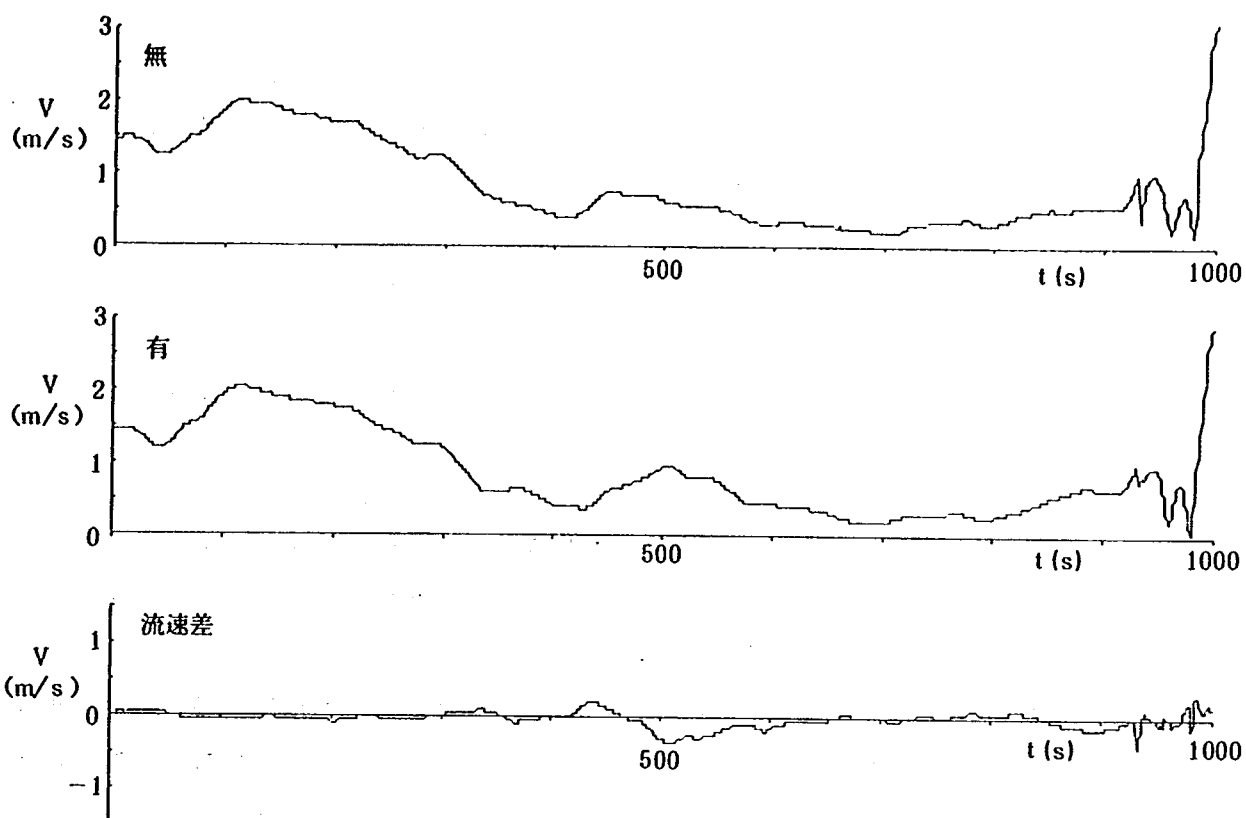
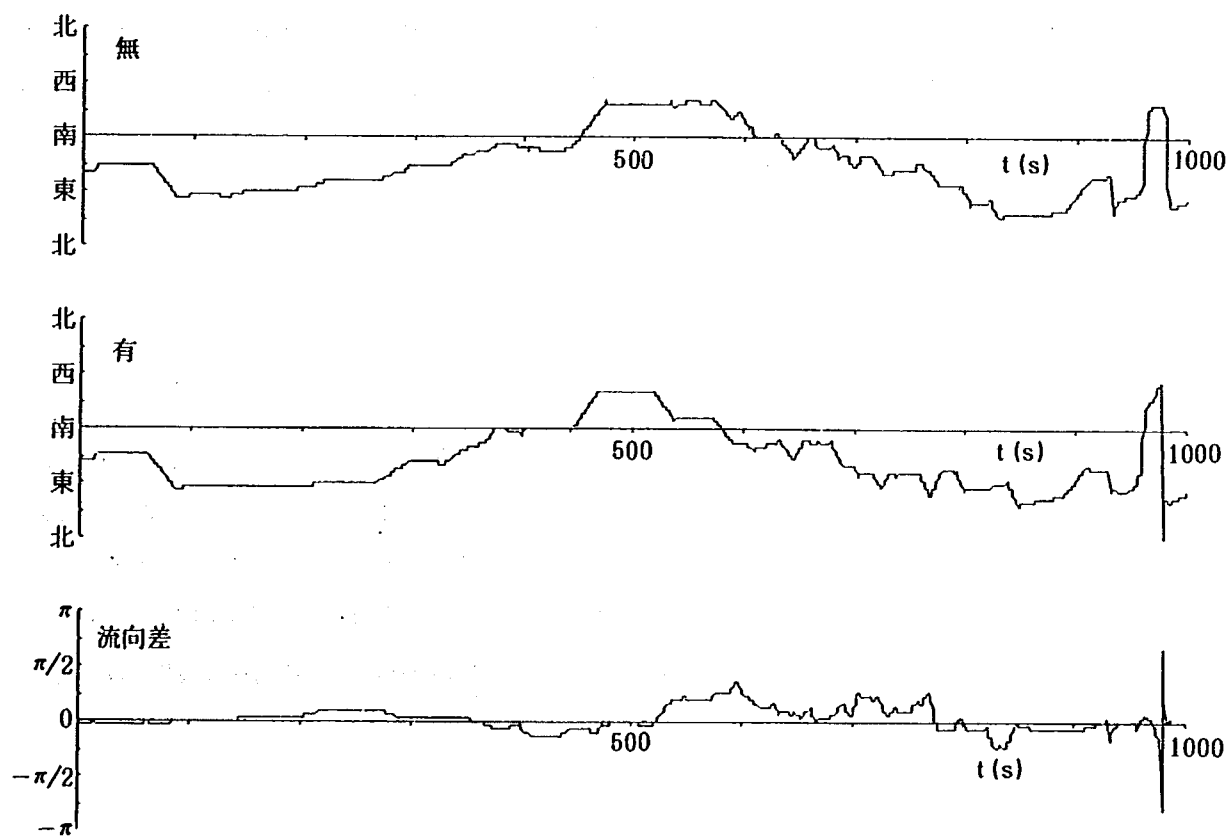


図-15 流向流速測定例 (No. 5)



(a) 流速波形



(b) 流向波形

図-16 70秒で移動平均を行った結果 (No. 5)

5-6 主塔基礎周辺の拡散

主塔基礎は北側の2Pと南側の3P（図-1参照）である。これらの規模は海峡幅に較べて十分小さく、これまでの結果でも流況に対する影響は見られない。しかし、潮流の主流部に設置されるため、海峡での水平方向の拡散現象に影響する可能性がある。

(1) 主塔基礎による後流の流況

アルミ粉を用いた可視化実験により主塔基礎による後流の状況を観察する。写真21～28に撮影写真を示す。これらの写真から、2P、3P及び東流、西流共通して次のことがいえる。

① 流速の小さい時は、主塔基礎より小さいスケールのカルマン渦が発生し、後流域はあまり拡がらない。

② 流速が大きくなると、主塔基礎より大きな渦が発生し、後流域が拡がる。

このことから、主塔基礎による拡散現象に対する影響は、流れの最強時に顕著であることがわかる。そこで、染料を用いて東・西流最強時の水平方向拡散係数の違いを推定してみる。

(2) 拡散係数の推定

主塔基礎の背後に染料を注入して、その拡がりの包絡線より拡散係数を推定する。3Pでの西流最強時における染料の拡がり状況を写真29に示す。このような状況に対し、染料の拡散域では主流が一様として、平均的な流速を用いて時間 t と染料の拡がり幅 Y との関係を示したのが図-17、18である。図-17は2P、図-18は3Pでの結果を示し、(a)が東流最強時、(b)が西流最強時の結果である。無の場合は、設置部にスポイトで染料を注入し、その拡がりを測定した。拡散のスケール（主塔基礎によって発生する渦のスケール）が海峡部を支配する流れの渦のスケールより小さく、初期の拡散を扱うことから

$$Y = k t \quad k : \text{定数} \quad \dots\dots\dots (1)$$

を仮定した。拡散係数 k は定義より、

$$K = \frac{d Y^2}{d t} = 2 k^2 t \quad \dots\dots\dots (2)$$

となる。拡散のスケールが小さいことは、染料の拡がりが蛇行していることから妥当な仮定といえる。図-17、18から k を求め（図中に三角形で示した）た結果と k^2 および有無の比を表-3に示す。表によると東流最強時に有と無の変化が大きく、有の場合が1オーダー大きくなっている。また、値そのものは、3Pの西流最強時がかなり大きい。東流時は無の場合の k^2 が小さいため、相対的に変化が大きくなっている。3Pの西流時に k^2 が大きいのは、3P付近の流速が大きいためと考えられる。

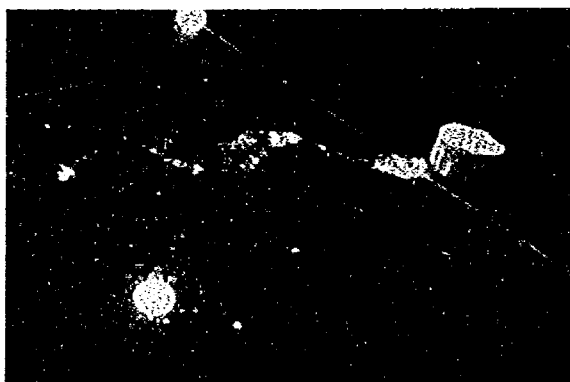


写真21 東流転流後1時

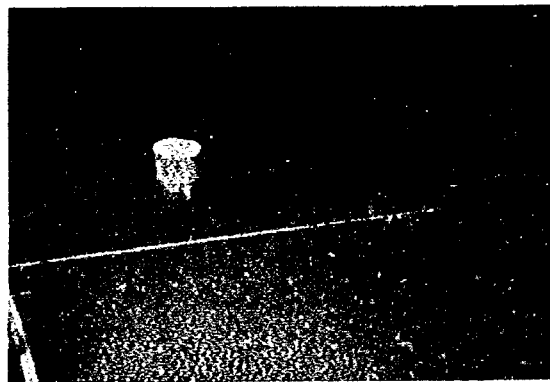


写真25 東流最強時

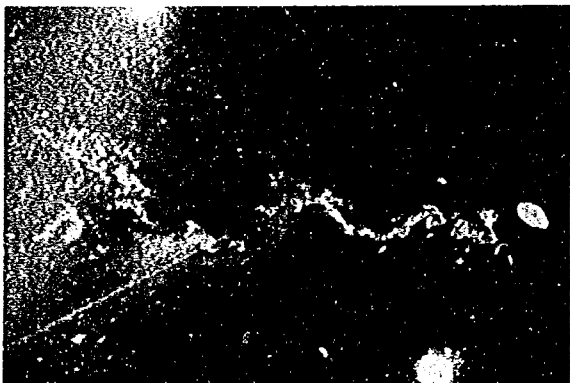


写真22 東流最強時

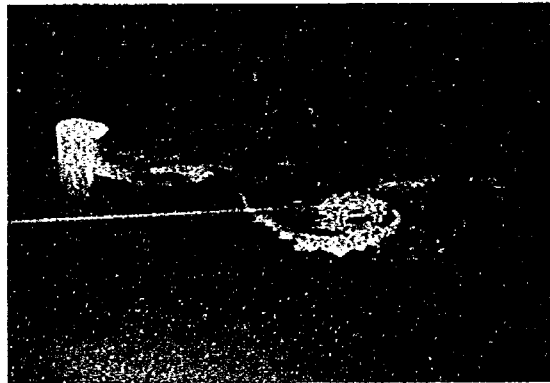


写真26 東流最強後1時



写真23 東流最強後2時

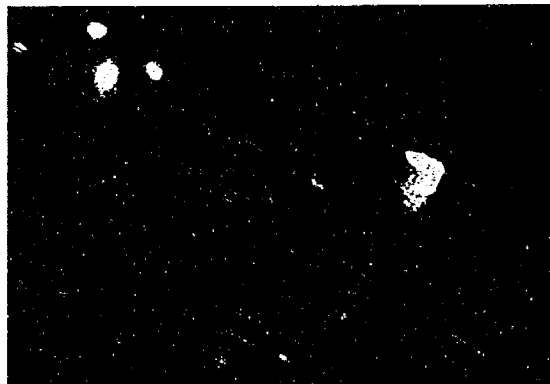


写真27 西流最強時



写真24 西流最強時



写真28 西流最強後2時

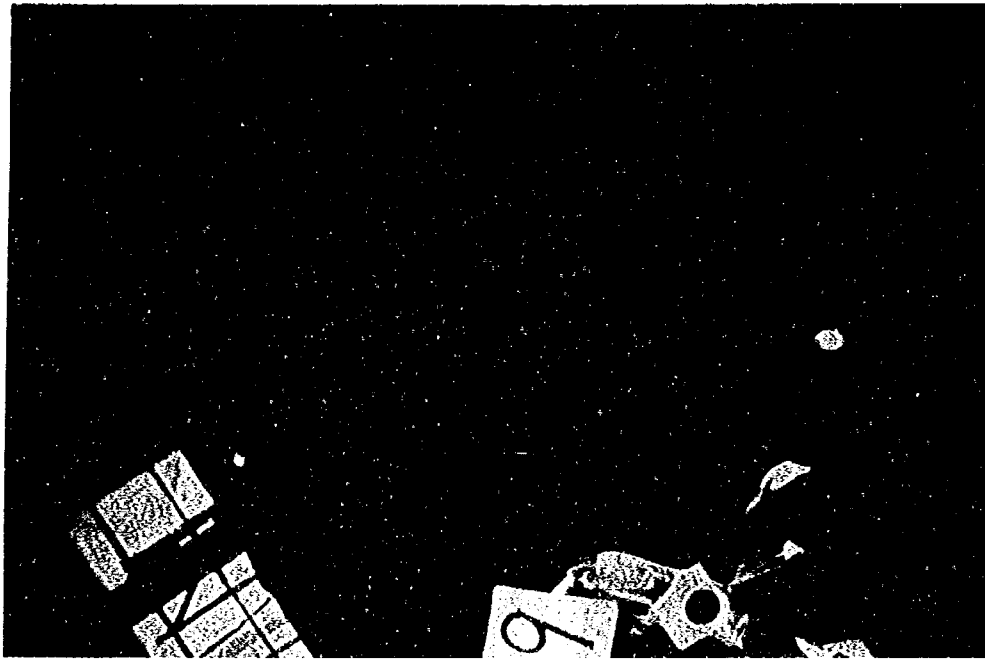
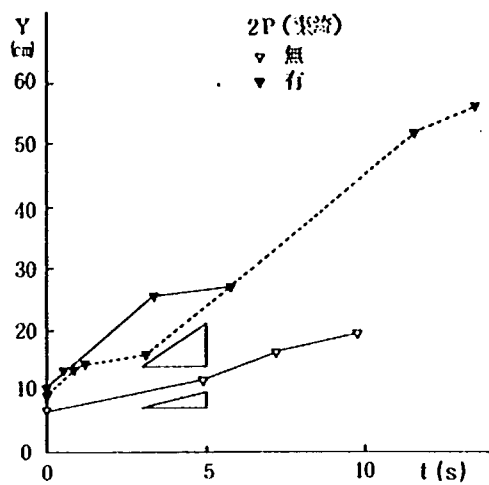
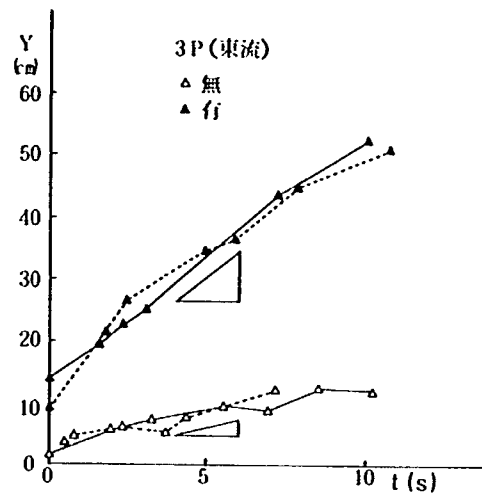


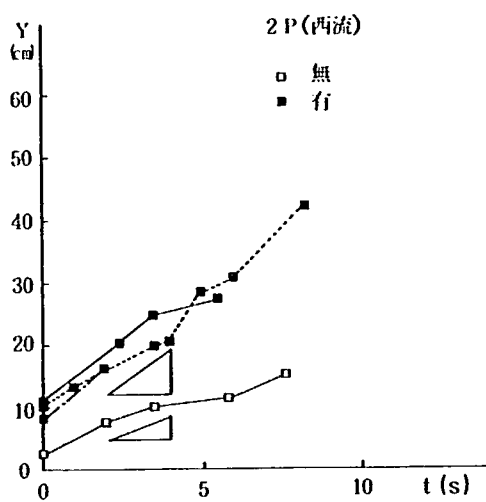
写真29 染料の拡散状況
(3 P. 西流最強時)



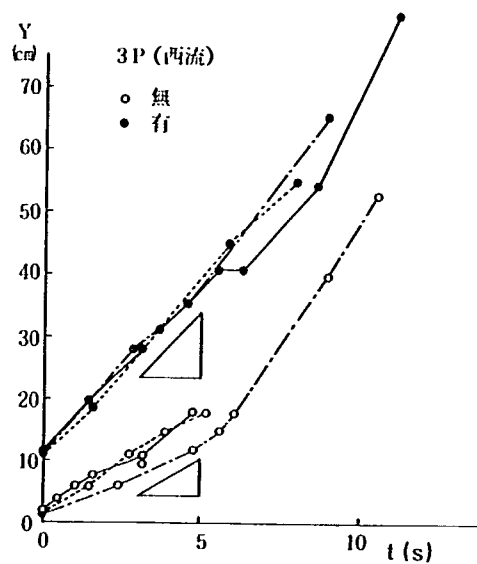
(a) 東流最強時



(a) 東流最強時



(b) 西流最強時



(b) 西流最強時

図-17 2 Pでの拡散幅変化

図-18 3 Pでの拡散幅変化

表-3 k 及び k^2

			k (cm/s)	k 有/ k 無	k^2 (cm ² /s ²)	k^2 有/ k^2 無
2 P (舞子側)	東流	有	3.51	2.74	123	7.51
		無	1.28		16.4	
	西流	有	3.60	1.88	130	3.53
		無	1.91		36.5	
3 P (松帆側)	東流	有	4.14	3.37	171	11.3
		無	1.23		15.1	
	西流	有	5.45	1.86	297	3.46
		無	2.93		85.8	

6-7 影響の評価について

影響を評価する場合、何を目的とするかで評価が大きく変わる。例えば年スケールで海峡全体の水質に対する影響を考えると、影響はほとんど考えられない。このようなことから、時空間スケールや評価対象によって見方を変える必要がある。

・流 況

海峡全体に関する流れの構造には、ほとんど影響はない。しかし、築島周辺については、水質問題等に関係して短期的にも長期的にも影響が生じる可能性がある。流速値の変動は大きなものではなく、操船に与える影響は小さい。しかし、沿岸部での排水による水質条件については十分な配慮が必要である。各論については、狭領域での調査や、生物相の調査等によって検討しなければならない。

・海水交換

海峡周辺での流れを支配する渦構造など、基本的な流れに影響はないことから、海峡での海水交換に大きな変化は生じないと考えられる。

・拡 散

築島周辺での拡散については固有振動の問題があり検討しなかったが、築島周辺では流速が小さいため、拡散より流況の変化による汚水等の拡がりへの影響が重要である。主塔基礎後流では3～10倍程度拡散係数が大きくなることがわかったがこれは、主流の構造そのものを変化させるものではない。

参 考 文 献

- 1) 本州四国連絡橋公団・大成建設株式会社；明石海峡海底地形潮流調査概要書，昭和60年3月
- 2) 建設省土木研究所；本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告，土木研究所資料第2086号，pp. 162- 180，昭和59年3月．
- 3) 建設省土木研究所；本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告，土木研究所資料第2220号，pp. 150- 193，昭和60年3月．
- 4) 本州四国連絡橋公団；本州四国連絡橋明石海峡潮流観測その2報告書，昭和51年2月
- 5) 本州四国連絡橋公団；本州四国連絡橋明石海峡潮流観測その3報告書，昭和52年1月
- 6) 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

第6章 交通環境に関する調査試験

交通環境研究室 中山 隆
明 嵐 政 司

6-1 ま え が き

昭和58年度には、浮遊粒子状物質に関する文献を調査し、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。昭和59年度は、高架構造道路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以下のようなことがわかった。

1) 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日平均風速との間には、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。

2) 道路端からの距離減衰

浮遊粒子状物質は、道路端から50(m)以上離れると、濃度および粒径分布が、バックグラウンド地点とほぼ等しくなる。つまり、道路交通による浮遊粒子状物質の影響は、道路から50(m)以内に限られる。

本年度は、昨年度の調査結果をふまえ、道路端から50(m)以内の地域で、鉛直方向にも測定点を設け、拡散予測に必要なデータの積重ねを行った。また、連続濃度測定器の器差が測定値に与える影響が無視できないこともわかったので、連続濃度測定器のサンプリング位置を同一地点にしてデータを取り、そのデータをもとに、調査時データの補正を行っている。

ただし、連続濃度計測器として用いた光散乱法計測器のF値換算は行っていない。

6-2 実測調査方法

(1) 調査場所

昨年度と同一箇所の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12月10日(火)から15日(日)までの6日間。

(3) 調査項目

1) 1時間濃度連続測定

光散乱法により、道路端およびその周辺あわせて21箇所における濃度の1時間値を連続して測定した。

2) 粒径別濃度測定

アンダーセンエアサンプラ法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あわせて7箇所¹に設置した。

3) 成分分析のための捕集

化学的組成を明らかにするために、ハイボリウムエアサンプラにより捕集を行った。計測器は道路端（橋梁上）とバックグラウンド地点（地上高さ1.5(m)）の合計2地点に設置した。

4) 気象観測

橋梁から50(m)離れた地点で、高さ5(m)、10(m)、15(m)において風向・風速を測定するとともに、温度・湿度・降水量・日射量・放射収支量・紫外線量・大気安定度の時間値を連続計測した。

5) 交通量観測

交通量の観測は、橋梁上にトラフィックカウンターを設置して実施した。トラフィックカウンターのデータは、昨年度同一地点で行った目視交通量調査結果により補正した。

6) 測定位置

浮遊粒子状物質の測定は、5地点で、高架上道路歩道端、その位置を基準として道路東側へ12.5(m)・25.0(m)・37.5(m)と西側へ100(m)離れた地点である。各測定地点では、高さ方向の濃度分布を測定している。その位置状況を図-1に示した。また、図-1の各測定位置に設置した計測器を表-1に示した。

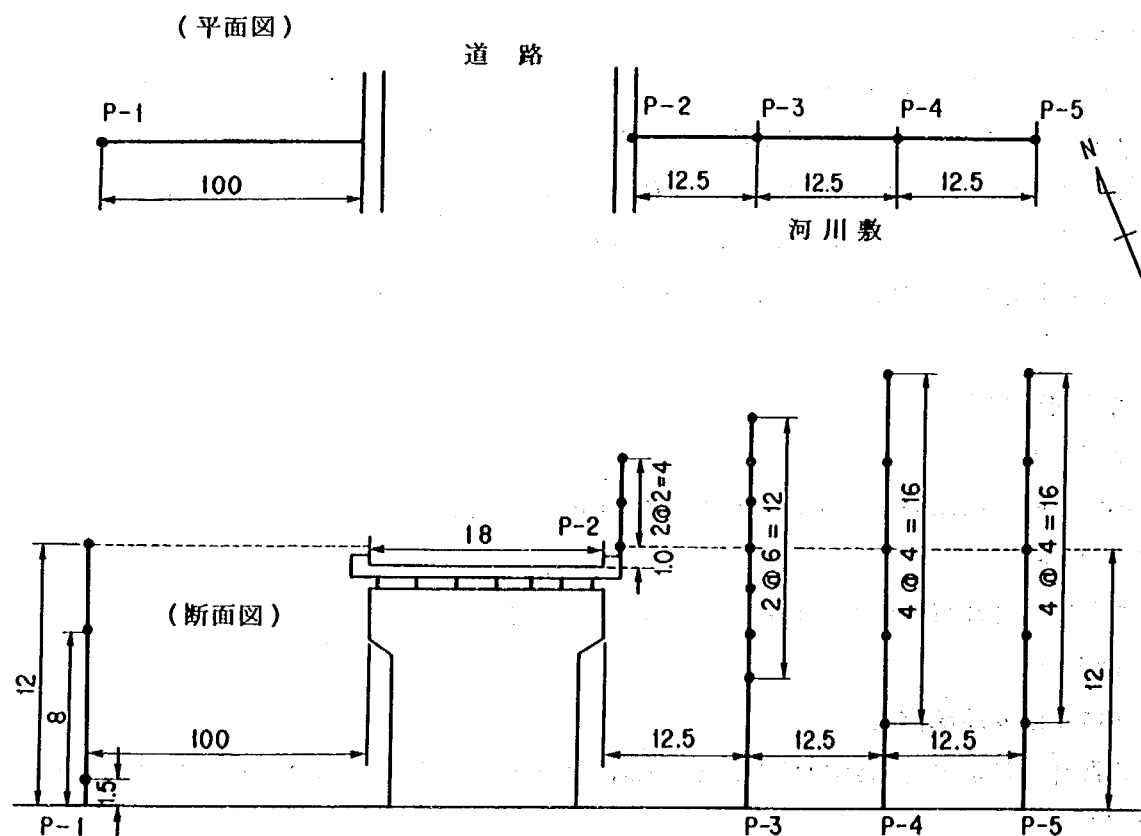


図-1 測点位置概略図（単位：m）

表－１ 浮遊粒子状物質計測装置の設置位置

地上高さ(m)	P－１	P－２	P－３	P－４	P－５
20				○ △	○
18			○		
16			○	○ △	○
14			○		
12	○	○△□	○	○ △	○
10			○		
8	△		○	○ △	○
6			○		
4				○ △	○
1.5	□				

- デジタル粉じん計（光散乱法）
△ フォンダーセンエアサンプラ
□ ハイボリウムエアサンプラ

気象観測は、道路の東側50(m)付近で行っている。日射量・放射収支量・紫外線量については、地上2.0(m)の高さで、降水量は、地上0.5(m)の高さで観測している。また、大気安定度を算出するのに必要な風速は、地上から高さ10(m)地点のものをを用いた。

なお、今回の調査で使用したハイボリウムエアサンプラは、吸引流量が500～1,500(L/min)であり、大量の大気を採取することが出来る。捕集用ろ紙は、8 (inch)×10 (inch) の大型ろ紙を使用する。吸引装置には、真空ブロワータイプを用いた。

この方法の欠点は、流量変動があるため、吸引流量がやや不安定であり、分粒効率が劣るために、現在では基準法になっていない。

しかし、捕集能力が大きいので、短時間（例えば1～2時間）での測定が可能であること、浮遊粒子状物質の成分分析の試料を多量に採取できること等の長所がある。

6－3 実測調査結果

図－２に調査期間中の高さ10(m)における風向の出現頻度を示す。これによると、道路交通による浮遊粒子状物質の濃度を測定するために道路の東側に測定点を多く設けたのは適当であり、道路の西側に100(m)離れた地点をバックグラウンド地点とみなしてさしつかえないことがわかる。

浮遊粒子状物質濃度（光散乱法による測定値）と交通量および気象条件の経時変化を図－３に示す。

調査前に降った雨の影響と思われるが、調査開始日は、各測定点とも濃度が低いが、日を追うに従って濃度が増加する傾向が認められる。また、各地点の濃度変動は若干の差はあるもののほぼ一

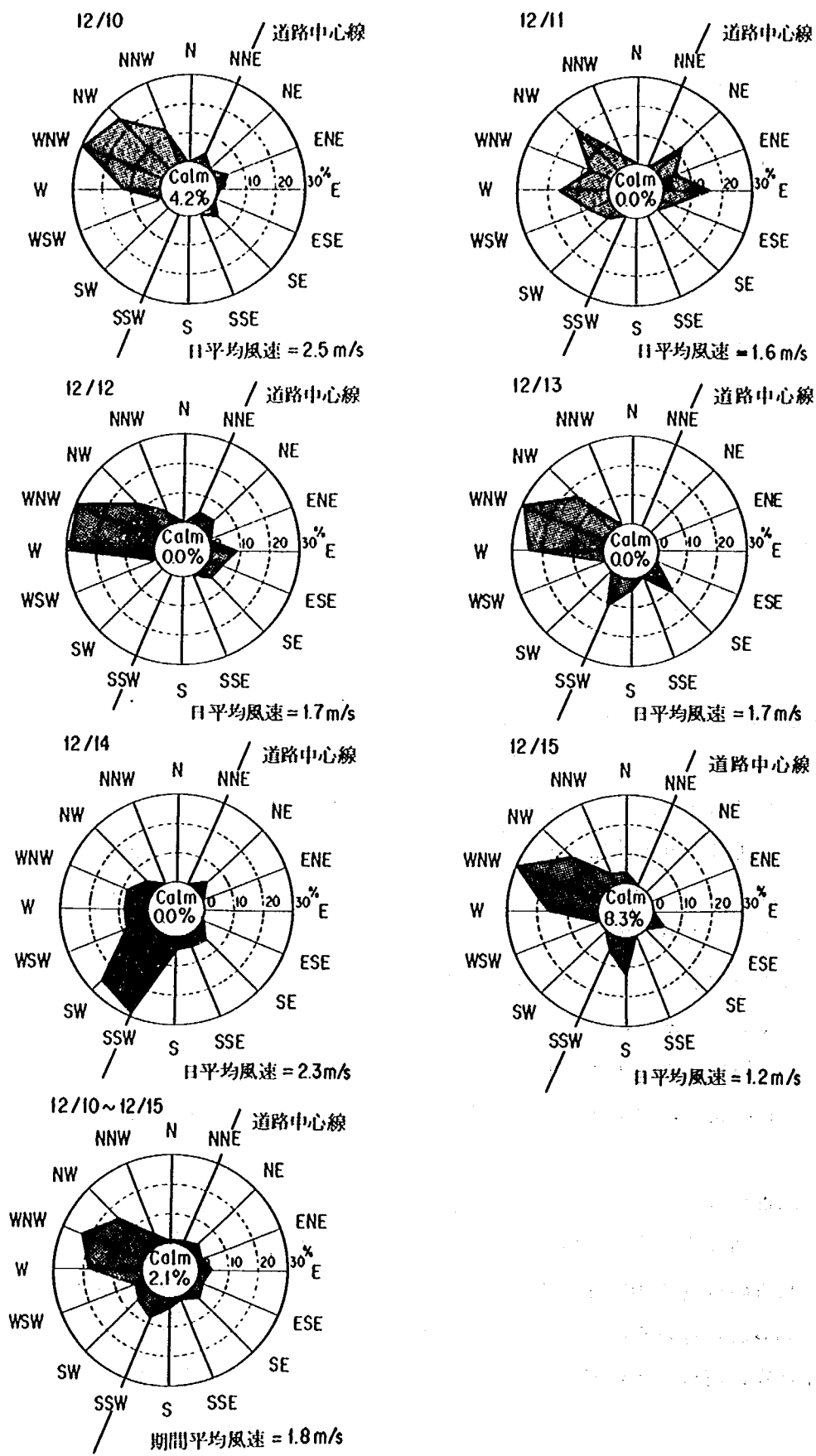


図-2 風向の出現頻度

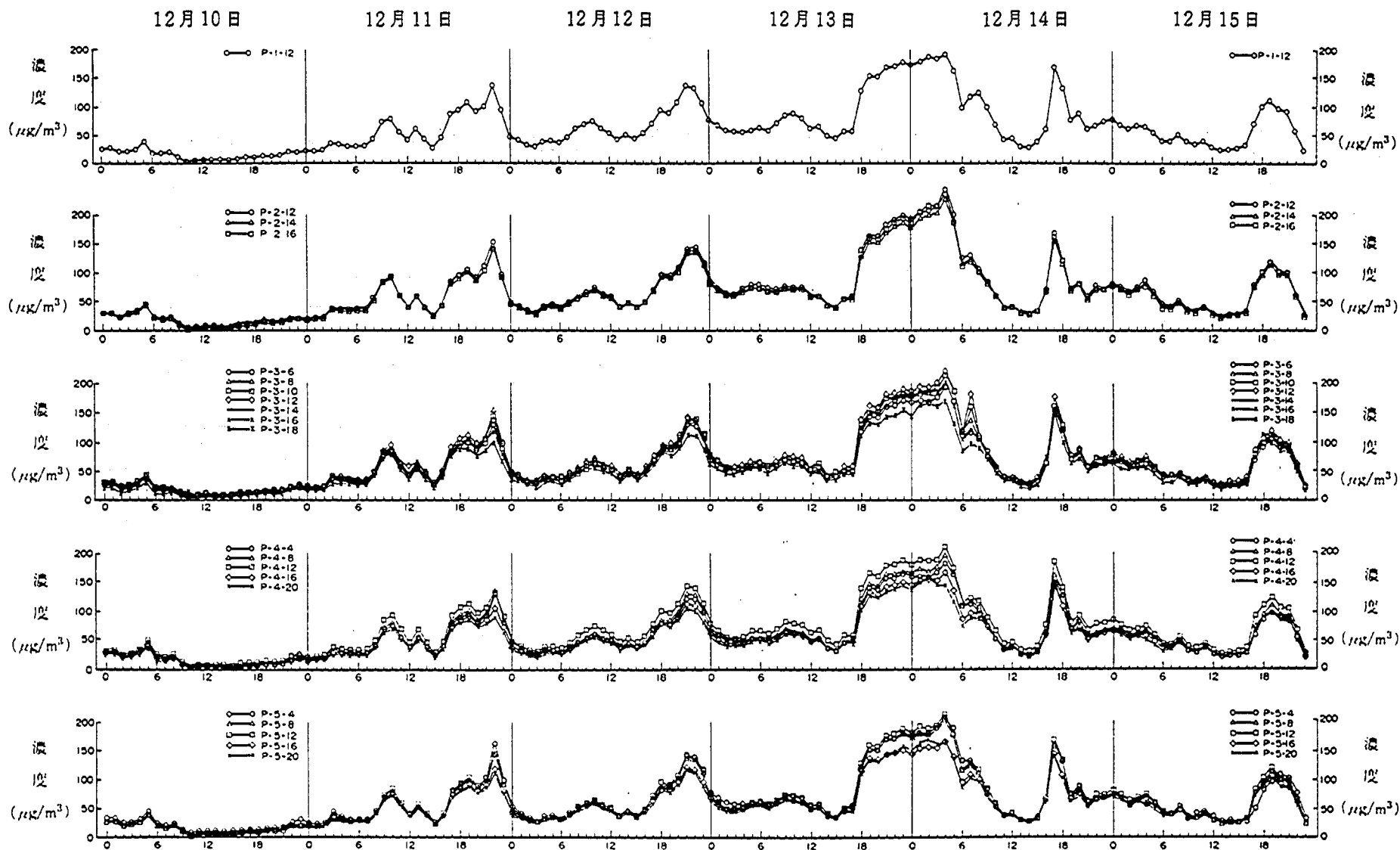


図-3-1 浮遊粒子状物質濃度の経時変化

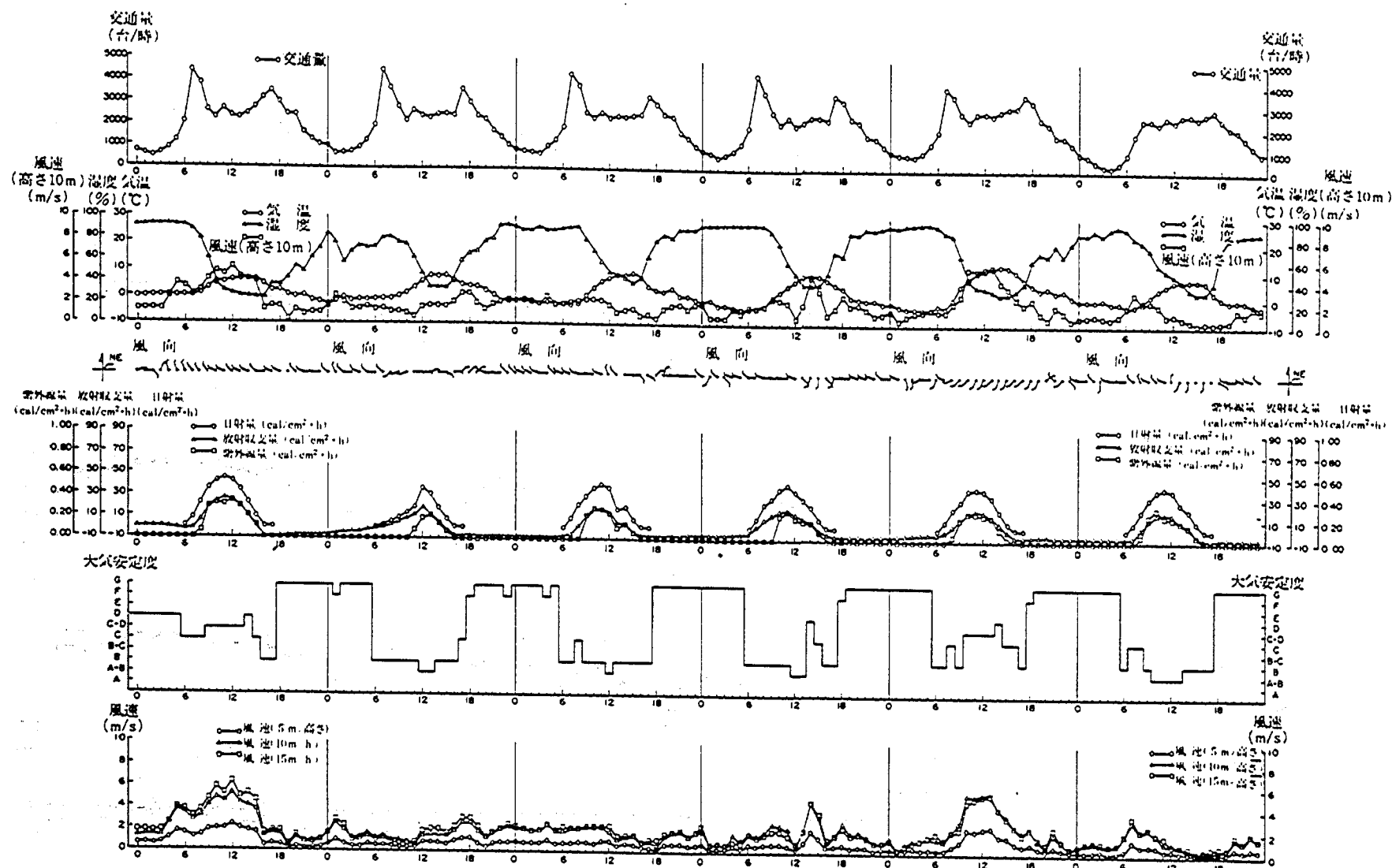


図-3-2 交通量と気象条件の経時変化

致していることがわかる。また、風速の低下あるいは、大気安定度が安定になるほど濃度が高くなる傾向が概ねうかがえる。

図-4には、道路端とバックグラウンド地点の濃度と風速(10 m高さ)ならびに交通量の日変動を示した。昨年度の調査では、日平均風速と道路端濃度変動にある程度の因果関係がみい出せたが、今回はそのような関係は認められない。

これも雨の影響で、調査の前半に濃度が低くおさえられていたことに起因しているのではないかと考えられる。

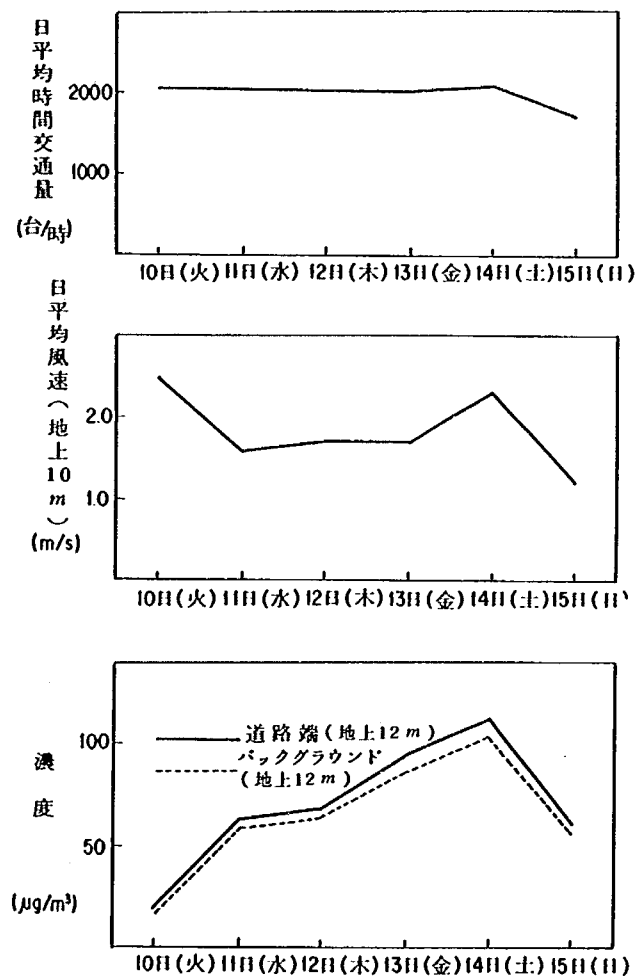
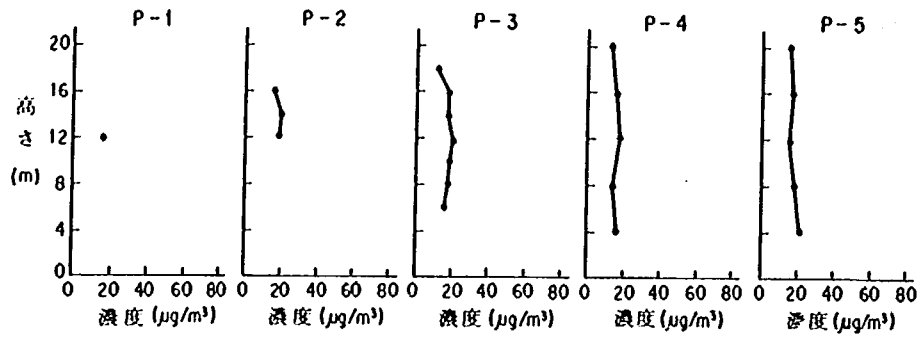
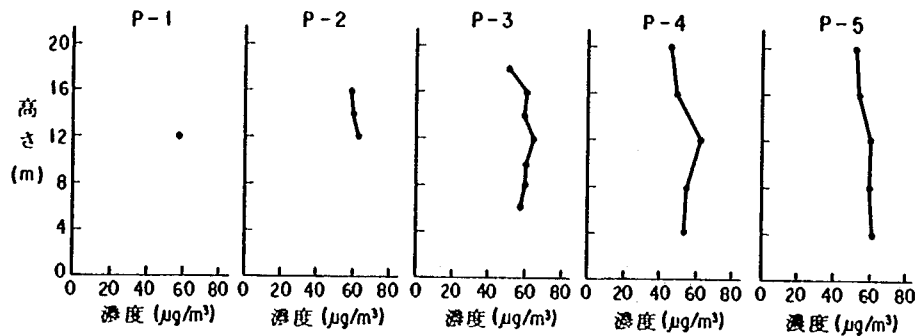


図-4 濃度の日変動と交通量・風速との関係

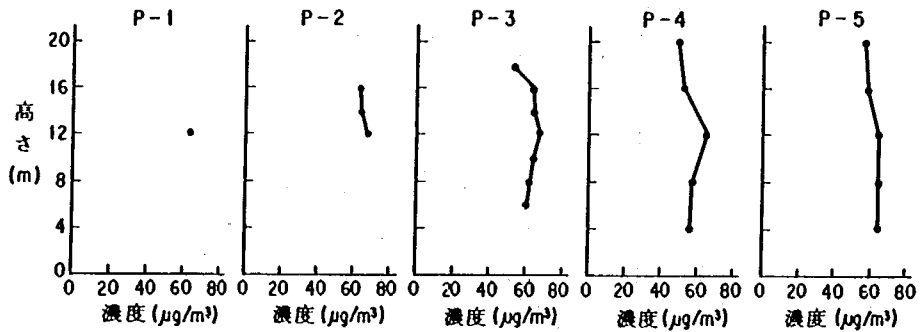
12月10日 日平均風速(10m高さ): 2.5 m/s 日平均時間交通量: 2057 台/時



12月11日 日平均風速(10m高さ): 1.6 m/s 日平均時間交通量: 2017 台/時



12月12日 日平均風速(10m高さ): 1.7 m/s 日平均時間交通量: 2009 台/時



12月13日 日平均風速(10m高さ): 1.7 m/s 日平均時間交通量: 2000 台/時

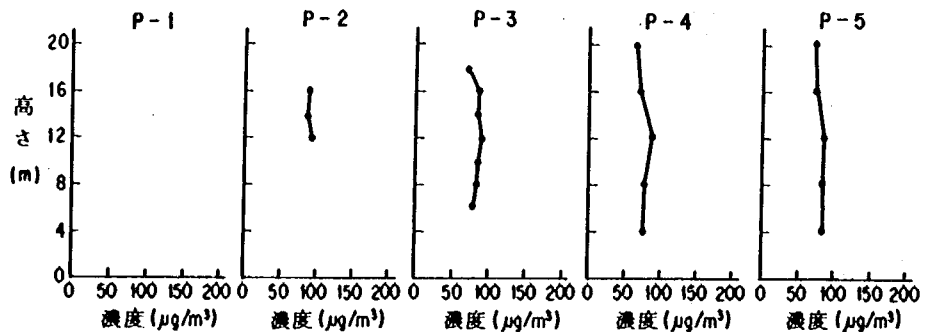
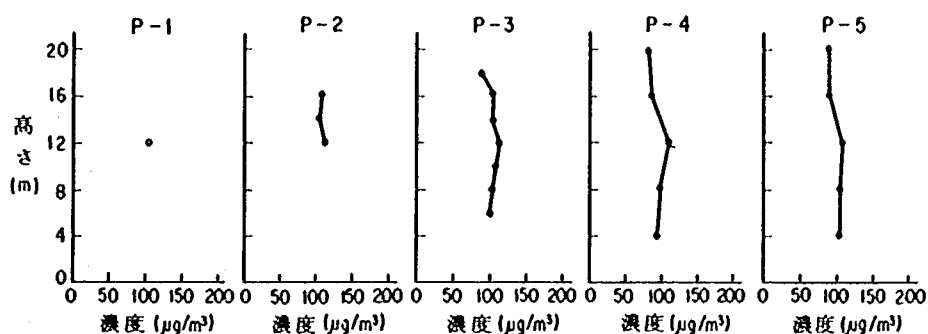
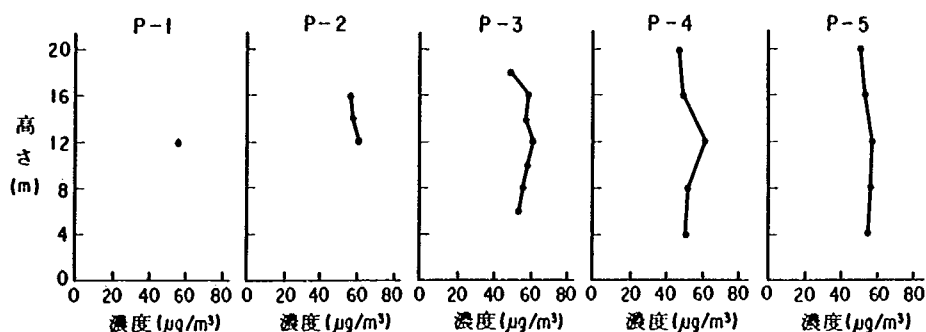


図 5-1 日別平均濃度(12月10日~12月13日)

12月14日 日平均風速(10m高さ): 2.3m/s 日平均時間交通量: 2093 台/時



12月15日 日平均風速(10m高さ): 1.2 m/s 日平均時間交通量: 1698 台/時



12月10~15日 期間平均風速(10m高さ): 1.8m/s 期間平均時間交通量: 1979 台/時

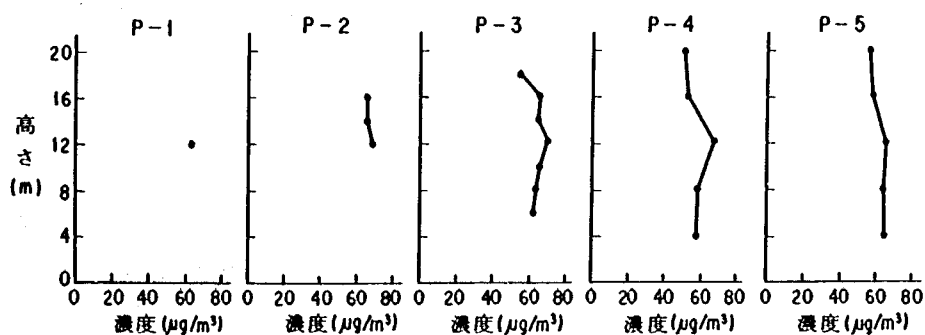


図 5-2 日別平均濃度(12月14日~12月15日)および調査期間平均濃度

6-4 鉛直方向濃度分布

図-5に各測定点の時間平均濃度を日別に示した。これをみるとP-2~P-5の各測定地点において高さ12(m)付近すなわち高架からの排出源高さにおける濃度が大きくなっていることがわかる。ガス状物質の拡散予測式であるブルーム・パフモデルが、浮遊粒子状物質にあてはまるとすると、鉛直方向濃度分布は、排出源高さを中心に上下対称となるのであるが、P-3~P-5の測定地点においては、高さ12(m)地点は確かに濃度が高いが、その点を中心に上下対称というよりむしろ下方の濃度が対応する上方の点よりも若干高くなっている。これは、図-6に示すように、鉛直方向に風速が変化している影響と思われる。さらに、図-7に示すような風向(直角風と斜風および平行風)別にまとめた。また、図-8では、それぞれの風向に関して高さ10(m)における風速ランク(1.0(m/s)以下および1.1(m/s)以上の2分類)別に、各地点の鉛直方向の濃度分布を示している。また表-2には、それぞれの条件の時間平均交通量を示している。

表-2 風向別風速ランク別の時間平均交通量

単位(台/時)

風速 v (m/s)	直角風および斜風	平行風
$v \leq 1.0$	1488	2188
$v > 1.1$	1926	2488

直角風および斜風の場合、風速の大きな方が、交通量が多いにもかかわらず、どの地点においても濃度が低くなっている。これに対して平行風の場合、風速が1.1(m/s)以上の方が濃度が高くなり、直角風および斜風の場合とは逆の方向を示している。表-2からわかるように、交通量が一割程度大きいことに関係がないとは言えないが、図-9に示される差は、その影響を考慮してもあまりあるものである。

6-5 水平方向濃度距離減衰

排出源高さにおける水平方向濃度距離減衰を示したのが図-9である。上段は全データについて、中段は高さ10(m)の風速が1.0(m/s)以下のデータについて、下段は高さ10(m)の風速が1.1(m/s)以上のデータについて、水平方向の距離減衰を示している。

風向が直角風および斜風の場合には、風速にかかわらず明らかに距離減衰がみられるが、平行風になるとこのような傾向がみられない。特に風速が速い場合にこの傾向は顕著になる。

6-6 粒径別濃度分布

アンダーセンエアサンプラにより計測した粒径別濃度分布を示したのが図-10であり、道路端と

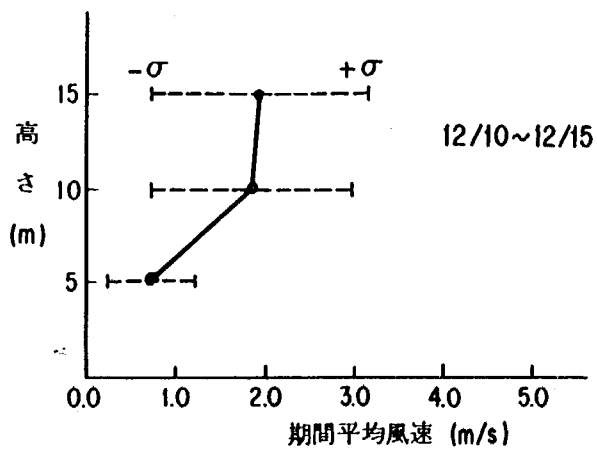
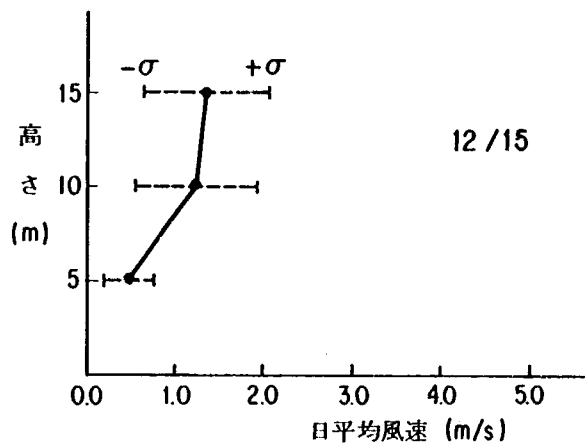
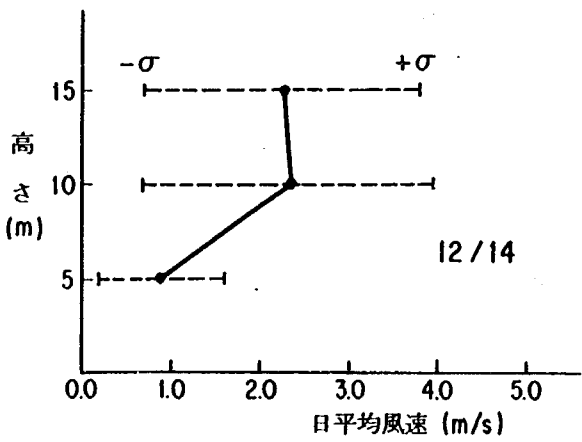
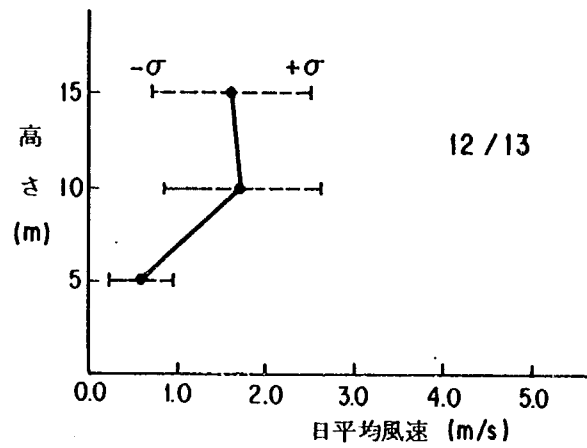
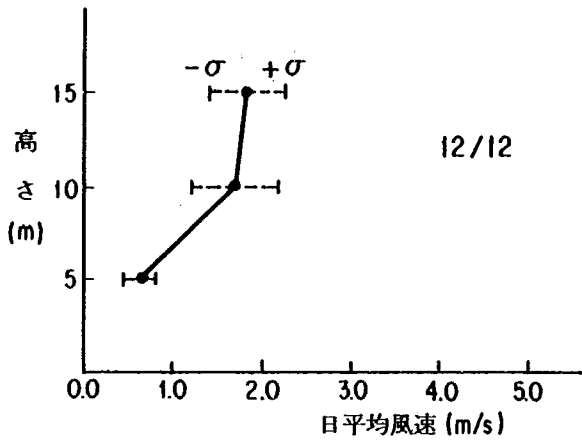
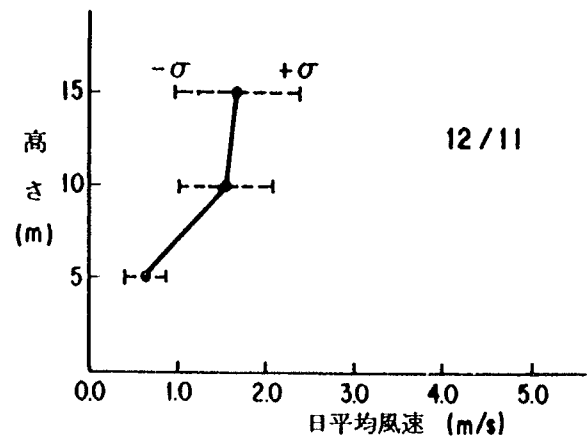
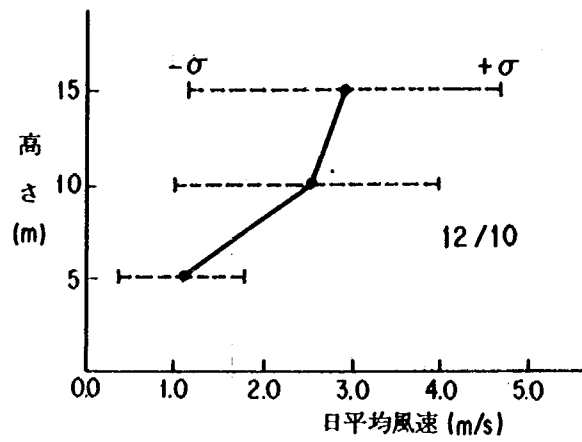


図-6 鉛直方向の風速分布

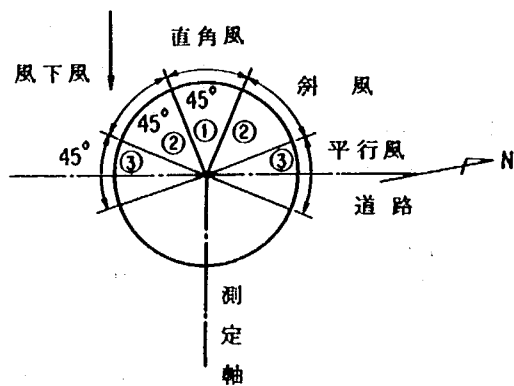
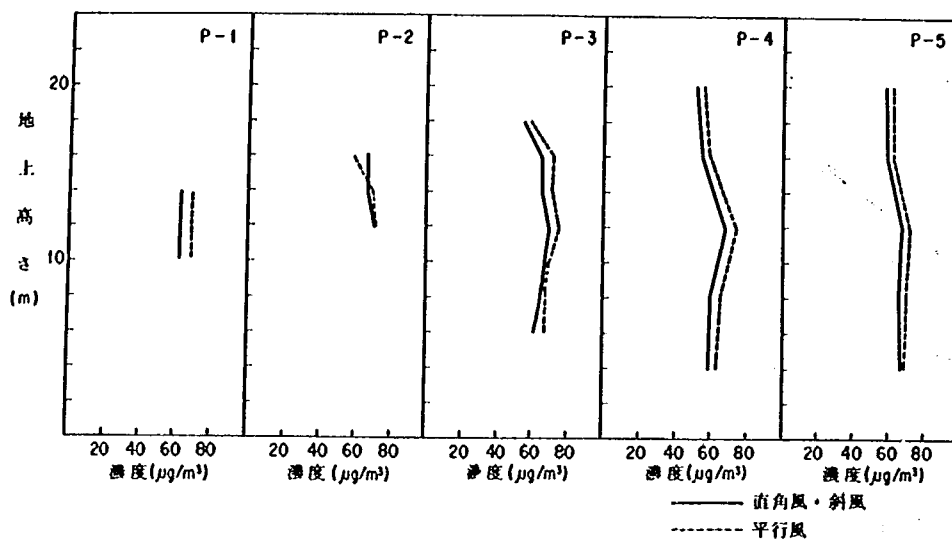


図-7 風向別の濃度分布

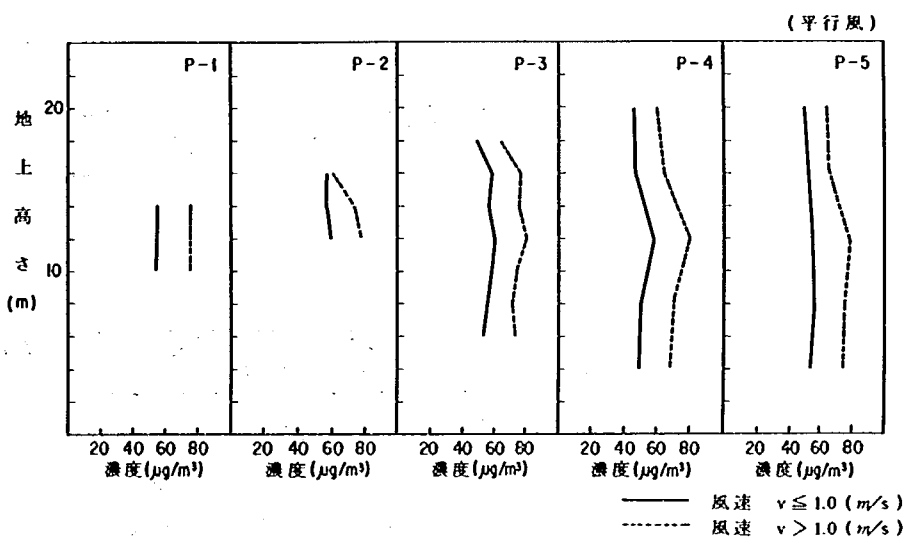
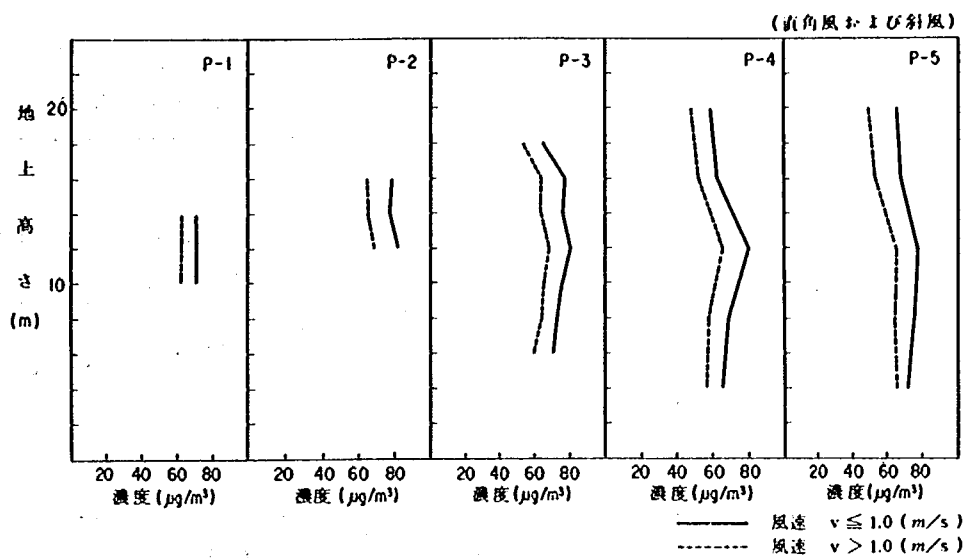


図-8 風向別風速ランク別の濃度分布

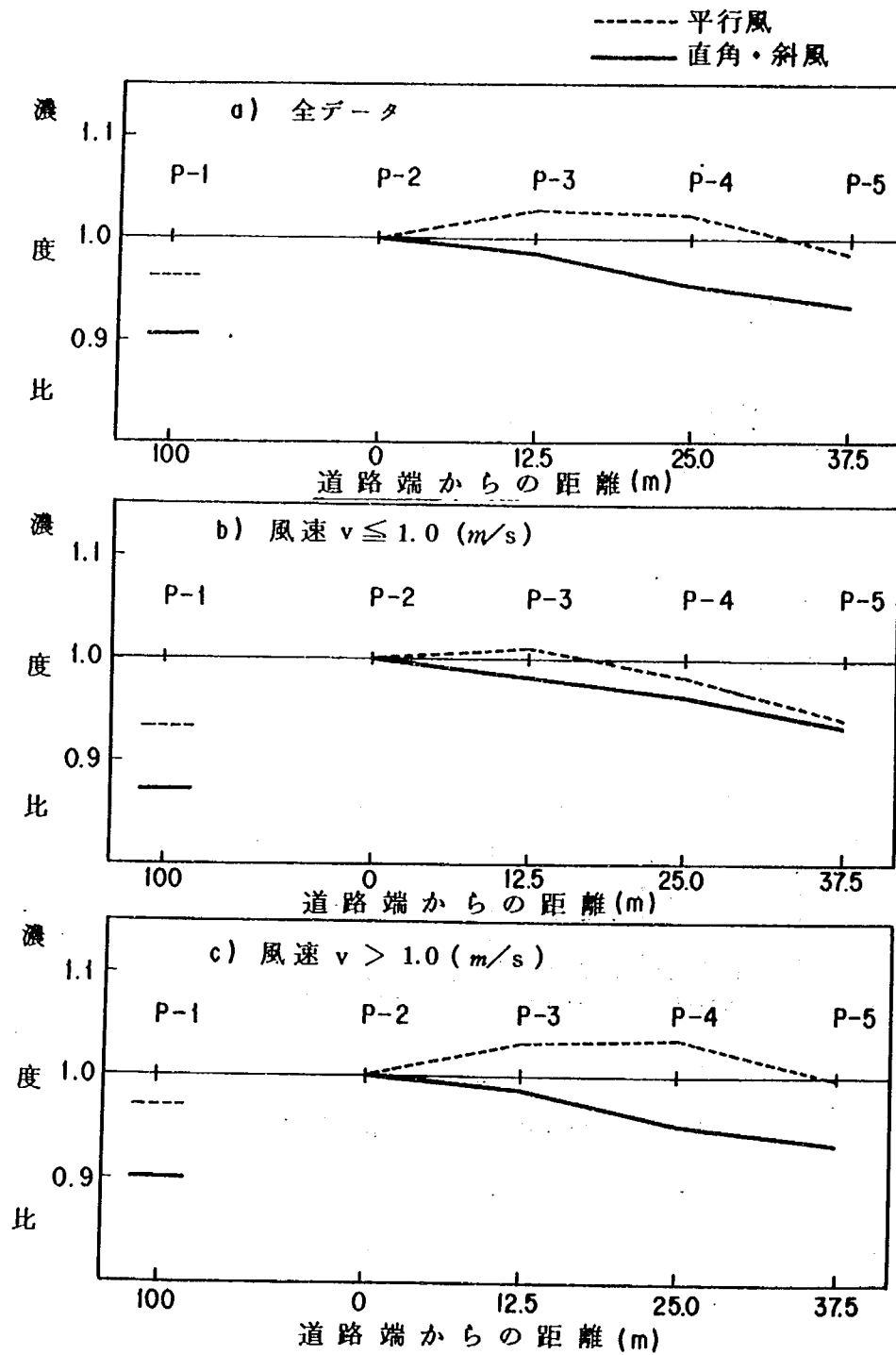


図-9 濃度の水平方向距離減衰

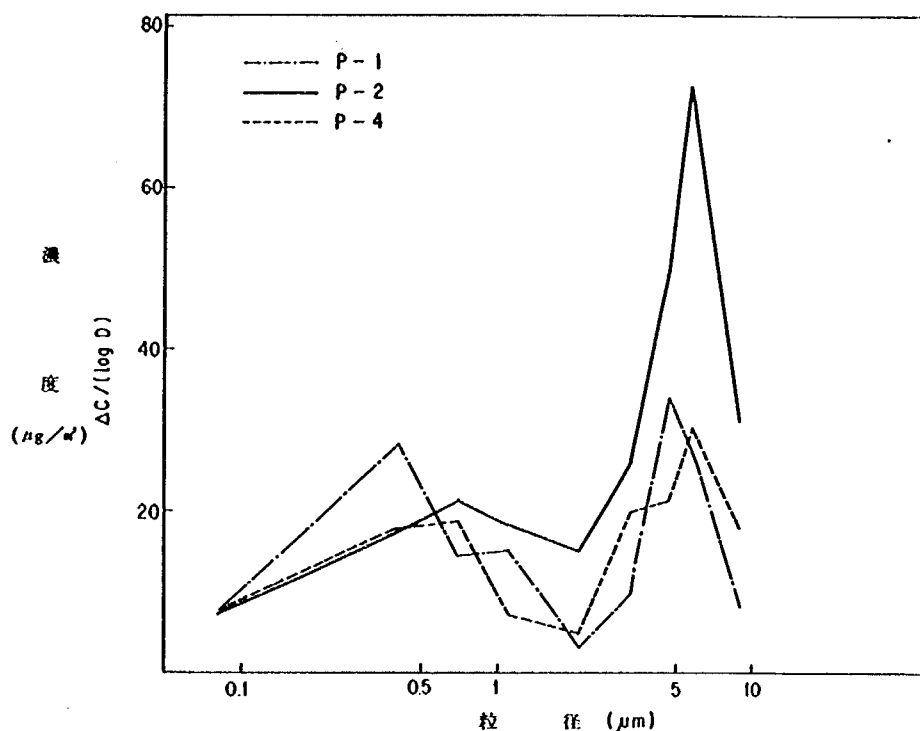


図-10 粒径別濃度の比較

その周辺で排出源高さ（地上より12 m）の位置に設置した計測器のデータ（ただしバックグラウンド地点だけは、高さ8 m）の比較をするものである。これをみると、道路端と25(m)地点では、粒径が1 (μm)以上、特にそのうちでも粒径5.8 (μm)付近における減衰が大きい。ところで、粒径の大きな浮遊粒子状物質の距離減衰を検討する時には、沈降の影響を考慮することがある。そこで、ここでは、粒径5.8 (μm)の粒子の沈降速度を求めてみる。

$$Re = 2av/\nu \quad ①$$

Re : レイノルズ数

a : 粒子の半径

v : 流体の速度

ν : 流体の動粘性係数

なお、調査期間中の平均風速（高さ10(m)）は、 $v = 1.83(\text{m/s})$ である。

①式により、 $Re = 7.9 \times 10^{-1}$ となり、沈降速度は、次式（層流領域における沈降速度式）

$$v_s = \frac{2\rho_s a^2 g}{9\mu} \quad ②$$

ρ_s : 粒子の密度

a : 粒子の半径

g : 重力加速度

μ : 流体の粘性係数

v_s : 沈降速度

により、 $v_s = 0.11(\text{cm/s})$ となる。同様にして粒径ごとの沈降速度を計算すると図-11のように

なり、沈降速度は、大きに粒子の距離減衰を説明するには、あまりにも小さい。

沈降を考慮しなくてもよいのに道路端からの距離減衰が、大きな粒子で大きいのは、大きな粒子すなわち巻き上げ等の機械的生成による粒子は、別の何らかの原因により道路のごく近傍にしか拡散していないと考えられる。

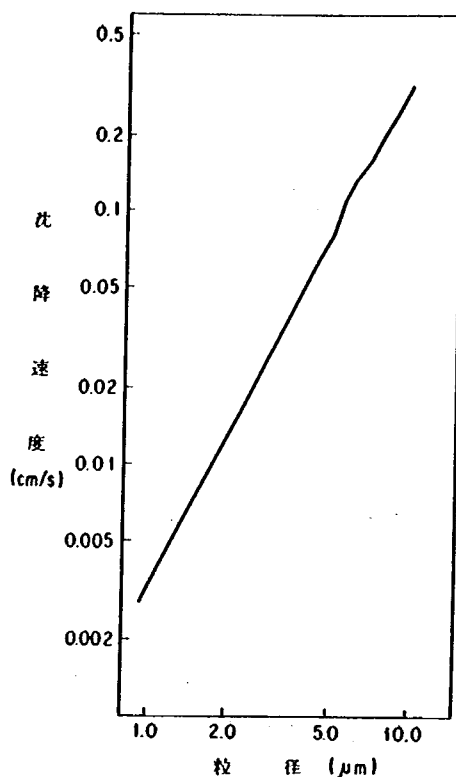


図-11 粒径と沈降速度

6-7 粒子状物質の定量分布

ハイボリウムエアサンプラにより、10 μ カットをせずに粒子状物質^{*)}を捕集し、その定量分析を行った。分析対象元素を表-3に示す。

粒子状物質中の含有量の多少により主要元素・微量元素に分けた。定量分析に用いた方法は破壊分析であり粒子状物質とともにろ紙も前処理の段階で分析試料の中に混入する。

*) 粒子状物質とはここでは、浮遊粒子状物質および粒径が10 (μm) 以上の粒子を含めたものの総称とする。

表－3 分 析 対 象 元 素

	分 析 対 象 元 素 （カッコ内は元素記号）
主 要 元 素	炭素（C）・イオウ（S）・窒素（N）・ケイ素（Si）・アルミニウム（Al）・鉄（Fe）・チタン（Ti）・カルシウム（Ca）・マグネシウム（Mg）・ナトリウム（Na）・カリウム（K）
微 量 元 素	マンガン（Mn）・バナジウム（V）・クロム（Cr）・銅（Cu）・亜鉛（Zn） カドミウム（Cd）・ニッケル（Ni）・鉛（Pb）
イ オ ン 類	硫酸イオン（ SO_4^{2-} ）・塩素イオン（ Cl^- ）・臭素イオン（ Br^- ） 硝酸イオン（ NO_3^- ）

したがって分析対象の元素の含有量が、粒子状物質のそれに比べて無視できる程度少なくてはならないが、表－3に示した全項目の含有量が少ない紙はないので、粒子状物質を石英繊維ろ紙とメンブランろ紙の二種類に分けて捕集し、前者では、主要元素中の炭素・イオウ・窒素およびイオン類、後者では主要元素中の金属元素および微量元素の分析を行った。

捕集は、バックランド地点（地上高さ1.5(m)）と道路端（地上高さ12(m)）で行った。

また、大気中の粒子状物質の他に道路端堆積物および土壌・自動車排出ガス中の粒子状物質の化学的組成についても分析を行った。

その結果が表－4である。この表から、道路端で濃度の増加がみられるものとそうでないものに分けたのが表－5である。はっきりした判断のできないものについては、この表にのせなかった。

表－5 道路端で特徴的な元素

道 路 端 で 濃 度 の 増加がみられるもの	道 路 端 で 濃 度 の 増加がみられないもの
Si, Al, Fe, Ca Mg, Na, K, Mn Zn, SO_4^{2-} , C, S	Cu, Cl^- , NO_3^- , N

道路端で濃度の増加がみられるもののうち Si・Al・Fe・Ca・Mg・Na・K・Mn は、表－4にみられるように、土壌あるいは道路端堆積物に多く含まれていることから、自動車走行にともなう巻き上げによるものと思われる。

SO_4^{2-} ・Cについては、ディーゼル車の排出ガス中に多く含まれているので、自動車の排気管に由来するものと考えられる。Sは、同様に自動車の排気管の他に、表－6からわかるようにZnと同様にタイヤゴムの摩耗による影響を受けていると思われる。

表 - 4 化 学 的 定 量 分 析 結 果

捕集ろ紙	元 素 号	元 素 名	粒 子 状 物 質				ディーゼル車の 排出ガス中の粒 子状物質 mg (%)	道路端堆積物 (%)	土 壌 (%)
			12月10日 ~ 12月12日		12月12日 ~ 12月14日				
			バックグラウンド	道 路 端	バックグラウンド	道 路 端			
メ ソ ン ブ ラ ン ろ 紙	Si	ケ イ 素	3.53 (10.98)	19.91 (11.73)	4.10 (5.35)	28.87 (13.57)	ND*	(23.3)	(24.3)
	Al	アルミニウム	1.13 (3.51)	5.46 (3.22)	1.73 (2.25)	7.97 (3.75)	ND*	(8.46)	(9.70)
	Fe	鉄	0.64 (1.98)	4.34 (2.56)	1.39 (1.82)	6.32 (2.97)	0.16(0.2)	(5.65)	(5.26)
	Ti	チ タ ン	ND*	ND*	ND*	ND*	ND*	(0.47)	(0.41)
	Ca	カルシウム	0.54 (1.68)	3.83 (2.25)	1.25 (1.63)	6.14 (2.89)	ND*	(3.38)	(2.67)
	Mg	マグネシウム	0.18 (0.56)	1.31 (0.77)	0.37 (0.48)	1.69 (0.79)	ND*	(1.34)	(1.48)
	Na	ナトリウム	0.31 (0.98)	0.87 (0.51)	0.70 (0.91)	1.91 (0.90)	0.79(1.0)	(1.65)	(1.92)
	K	カリウム	0.27 (0.83)	0.94 (0.55)	0.53 (0.69)	2.25 (1.06)	ND*	(1.41)	(1.25)
	Mn	マンガン	0.037(0.11)	0.163 (0.096)	0.081 (0.11)	0.23 (0.11)	ND*	(0.162)	(0.138)
	V	バナジウム	ND*	ND*	ND*	0.019 (0.01)	ND*	(0.0167)	(0.0213)
	Cr	ク ロ ム	ND*	ND*	ND*	0.021 (0.01)	ND*	(0.0089)	(0.0068)
	Cu	銅	0.64 (2.00)	0.29 (0.17)	0.80 (1.04)	0.34 (0.16)	ND*	(0.0085)	(0.0059)
	Zn	亜 鉛	0.19 (0.60)	0.47 (0.27)	0.36 (0.47)	0.65 (0.31)	ND*	(0.0471)	(0.0116)
	Cd	カドミウム	ND*	0.00092(0.00054)	0.0021(0.0066)	0.0024(0.001)	ND*	(0.00007)	(0.00003)
	Ni	ニッケル	ND*	ND*	ND*	ND*	ND*	(0.0023)	(0.0028)
	Pb	鉛	0.047(0.16)	0.064 (0.04)	0.11 (0.14)	0.13 (0.06)	ND*	(0.0128)	(0.0018)
石 英 繊 維 ろ 紙	SO ₄ ²⁻	硫酸イオン	5.35 (8.26)	5.61 (3.10)	8.07 (2.96)	14.34 (5.03)	10.4 (7.22)	(0.71)	(0.32)
	Cl ⁻	塩素イオン	7.06 (10.9)	4.87 (2.69)	10.86 (3.98)	10.63 (3.73)	0.48(0.33)	(0.24)	(0.06)
	Br ⁻	臭素イオン	ND*	ND*	ND*	ND*	ND*	ND*	ND*
	NO ₃ ⁻	硝酸イオン	4.93 (7.61)	4.72 (2.61)	10.32 (3.78)	4.98 (1.75)	0.05(0.03)	(0.05)	(0.01)
	C	炭 素	23.33 (36.0)	39.33 (21.7)	40.79 (14.95)	75.82 (26.6)	116 (80.6)	(3.23)	(0.87)
	S	イ オ ウ	1.86 (2.87)	2.39 (1.32)	2.72 (1.28)	4.96 (1.74)	5.35(3.72)	(0.18)	(0.06)
	N	窒 素	3.93 (6.06)	12.18 (6.73)	13.84 (2.80)	7.84 (2.75)	0.65(0.45)	(0.13)	(0.07)

注) *NDは検出限界以下であることを示す。

表 - 6 発生源と浮遊粒子状物質の定性分析

元 素	アンダーセンエアサンプラろ紙			地面表層 土 壤	道 路 端 堆 積 物	道路舗装 材 料	タイヤゴム 大型ラジアル	タイヤゴム 普通ラジアル	タイヤゴム 大型バイアス	土 壤 ・ 道 路 端 堆 積 物 ・ 道 路 舗 装 材 料 の 関 連 元 素
	道 路 端	道路端から 50 m 離れ た地点	道路端から 100 m 離れ た地点							
Na	0.4	1.2	0.4	0.2	0.1	0.1	0.1	0.06	0.1	
Mg	2.3	2.6	1.7	0.5	0.4	0.3	—	—	—	
Al	36.6	61.6	34.8	13.7	11.0	6.2	0.3	0.4	0.2	
Si	144.0 以上	144.0 以上	144.0 以上	16.0 以上	16.0 以上	8.0 以上	0.2	0.4	0.2	
Fe	27.8	51.2	21.4	9.0	5.4	2.1	0.1	0.1	0.1	
K	21.7	36.1	20.8	3.8	4.9	3.9	0.2	0.1	0.2	
Cl	9.0	18.6	7.4	—	—	—	—	—	—	
Ca	38.9	46.3	23.5	6.2	13.4	6.1	0.5	0.2	0.6	
Ti	3.3	6.0	2.9	1.2	1.0	0.4	—	—	—	
V	0.3	1.2	0.3	0.3	0.2	0.1	—	—	—	
Cr	0.2	0.2	—	—	—	—	—	—	—	
Mn	1.2	2.2	1.1	0.2	0.1	—	—	—	—	
S	70.6	58.6 以上	52.9	0.3	0.8	0.8	3.5	4.0 以上	3.5	タイヤゴム
Zn	3.2	7.7	2.1	—	—	—	1.5	0.8	1.3	関連元素

注) 表の値は蛍光X線分析のチャート紙による長さに基づいて算出しており、特に数値は意味はない。

6-8 発生源別濃度寄与率の推定

前節のデータにより道路交通に関連する発生源の粒子状物質濃度への寄与率の推定を試みた。寄与率推定の手法としては、ケミカル・エレメント・バランス法 (Chemical Element Balance Method 以下「CEB法」とする。) によった。CEB法の原理は以下のようなものである。

ある測定点での元素 i の大気中濃度 C_i は、次式で計算される。

$$C_i = \sum_j M_j \cdot X_{ij} \cdot \alpha_{ij}$$

ここで、 M_j は、発生源 j の粒子状物質への質量濃度としての寄与、 X_{ij} は、発生源 j に由来する粒子状物質中の元素 i の含有率、 α_{ij} は、フラクショネーション係数と呼ばれ、発生源 j から元素 i が測定点に到達する割合である。

すなわち、種々の元素の大気中濃度 C_i は、発生源粒子状物質の元素含有率 X_{ij} とフラクショネーション係数 α_{ij} の積を発生源強度 M_j に作用して得られる。もし C_i 、 X_{ij} 及び α_{ij} が既知ならば、 M_j に対する連立方程式は原理的には解くことができる。ただし、通常は仮定される発生源数よりも粒子状物質中の元素数の方が多いので、未知数よりも方程式が過剰に定義される。このための対策として C_i のすべてについて最小二乗法を行い、最適な解が求められる。

今回の推定においては、 C_i として道路端とバックグラウンド地点における濃度差をとった。

また α_{ij} は、発生源である自動車の走行位置と道路端に設置したハイボリウムエアサンプラとの距離が短いので、1 とした。

発生源としては、自動車排気管と自動車走行による巻上げの二つとし、それぞれの化学的組成としては、前節のディーゼル車の排出ガス中の粒子状物質と道路端堆積物の分析結果を用いた。また、それぞれの発生源の指標元素を炭素 (C) とケイ素 (Si) とした。その結果を表-7 に示す。これを見ると、12月12日～12月14日のデータでは、ここにあげた二つの発生源で、道路交通に起因する粒子状物質の 94.1 % と、かなりの部分を説明できるのに対して、12月10日～12月12日のデータでは 68.5 % までである。また、この二期間の日平均時間交通量および日平均風速は、それほど大きな差がないことから、推定した自動車排気管からの粒子状物質濃度の寄与率が、12月10日～12月12日において12月12日～12月14日の半分となっている点も説明がつかない。

表-7 粒子状物質濃度に対する発生源別寄与率

単位: $\mu\text{g}/\text{m}^3(\%)$		
	12月10日～12月12日	12月12日～12月14日
自動車排気管	17 (13.4)	39 (25.3)
巻 上 げ	70 (55.1)	106 (68.8)
(計)	87 (68.5)	145 (94.1)
(道路端濃度) -(バックグラウンド濃度)	127	154

自動車排気管と巻き上げを除けば、道路交通に起因する他の発生源としては、タイヤやアスファルト舗装の摩耗が考えられるが、その二つを合せても自動車排気管からの粒子状物質を上まわるはずはないので、調査段階において12月10日～12月12日のデータは、何らかの影響によって、CEB法による推定に無理があったと思われる。

したがって、12月12日～12月14日のデータにより、自動車排気管と巻き上げという二つの発生源による、道路交通に起因する粒子状物質濃度への寄与率は、それぞれ25.3%、68.8%とみなせる。

6-9 ま と め

今回の浮遊粒子状物質の測定結果から推定されることをまとめると以下ようになる。

- 1) 雨は、浮遊粒子状物質濃度の低減に大きな効果をもつと思われる。
- 2) 鉛直方向に濃度分布を調べると排出源高さ付近の濃度が最大となる。
- 3) 直角風および斜風の場合、道路近傍においては、風速が高い方が濃度が低くなるが、平行風の場合には、風速が高い方が濃度が高い。
- 4) 直角風および斜風の場合、道路の排出源高さ近傍においては、濃度の距離減衰傾向がみられるが、平行風の場合は、特に風速の高い場合に、距離減衰がみられない。
- 5) 浮遊粒子状物質のうち粒径の大きなものについては、粒径の小さなものに比べて距離減衰が大きい。また、沈降速度を考慮してもその原因は明らかでない。
- 6) 粒子状物質の定量分析により、その化学的組成が明らかになった。その中で道路端で濃度の増加がみられるもののうち $\text{Si} \cdot \text{Al} \cdot \text{Fe} \cdot \text{Ca} \cdot \text{Mg} \cdot \text{K} \cdot \text{Mn}$ は、自動車走行にともなう巻き上げ、 $\text{C} \cdot \text{SO}_4^{2-}$ は自動車の排出ガス中の粒子状物質、 S は排出ガス中の粒子状物質とタイヤゴムの摩耗、 Zn はタイヤゴムの摩耗の影響と考えられる。
- 7) 今回の調査データからは、自動車排気管と巻き上げという二つの発生源による、道路交通に起因する粒子状物質濃度への寄与率は、それぞれ25.3%、68.8%であった。

6-10 あ と が き

今回のデータをもとに今後は、浮遊粒子状物質の濃度予測のために、以下の事項について、検討する予定である。

- 1) 各種ガス状物質濃度予測手法の浮遊粒子状物質への適用
- 2) 道路交通に起因する浮遊粒子状物質の発生源別濃度寄与率の推定

第7章 明石海峡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
	桑原	徹郎
	相沢	興
	高橋	和之

7-1 ま え が き

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。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ものもある。こうした長周期構造物の設計地震入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。

以上のような観点から，本調査は明石海峡大橋の合理的な設計地震入力を設定することを目的として昭和60年度から開始されたものである。

本年度は，気象庁一倍強震計の記録精度について加振実験により検討するとともに，1983年日本海中部地震による64成分の気象庁一倍強震計記録の数値化を行い，長周期地震動の距離減衰特性について検討した。

7-2 気象庁一倍強震計の記録精度に関する実験的検討

例えば1)～4)

長周期地震動特性の解明を図るために，最近，気象庁一倍強震計記録の解析が数多く実施されているが，同強震計の記録精度について検討された事例⁵⁾は必ずしも多くない。そこで，ここでは，気象庁一倍強震計の加振実験を行い，計器補正フィルターの妥当性について検討するとともに，一倍強震計記録から数値微分して求めた加速度による加速度応答スペクトルの精度について検討する。

7-2-1 実験の概要

加振実験の対象とした気象庁一倍強震計は，52C型一倍強震計の水平1成分のみを記録できるようにしたものであり，その記録方向が加振方向と一致するように振動台上に固定した。52C型一倍強震計の主要仕様は表1に示すとおりである。なお，本実験で使用した一倍強震計の固有周期および制振度は，それぞれ，5.78秒および8.03である。ここで，制振度 ν と減衰定数 h の間には， $h = 1/\sqrt{1 + (\pi/\log_e \nu)^2}$ ³⁾なる関係があるので，減衰定数は0.553となる。また，振動台は土木研究所所有の強震計検定用振動台である。本振動台の特長は，最大変位振幅20cmの加振が可能であるため低振動数領域の地震動に対する再現性が良く，動電型であるため振動波形にノイズが少ないことである。

表 1. 52 C 型気象庁一倍強震計の主要仕様

項 目	特 性	仕 様
基 本 仕 様	周 期	$\left\{ \begin{array}{l} \text{水平成分} \quad 6.0 \pm 0.2 \text{ 秒} \\ \text{上下成分} \quad 5.0 \pm 0.2 \text{ 秒} \end{array} \right.$
	基 本 倍 率	1 倍 (水平, 上下とも)
	制 振 度	1 0 以上
	摩 擦 値	$\left\{ \begin{array}{l} \text{水平成分} \quad < 0.04 \text{ mm} \\ \text{上下成分} \quad < 0.05 \text{ mm} \end{array} \right.$
	記 録 方 式	ドラム, インク書き
	起 動 器	電動無停電 (24 時間以上) 方式
	刻 時	水平 1 成分のみ
振 子 部	最大記録全振幅	$\left\{ \begin{array}{l} \text{水平成分} \quad 60 \text{ mm} \\ \text{上下成分} \quad 50 \text{ mm} \end{array} \right.$
	形 式	$\left\{ \begin{array}{l} \text{水平成分} \quad \text{水平振子} \\ \text{上下成分} \quad \text{ユーイング型} \end{array} \right.$
	質 量	$\left\{ \begin{array}{l} \text{水平成分} \quad \text{約 } 5.9 \text{ kg} \\ \text{上下成分} \quad \text{約 } 4.4 \text{ kg} \end{array} \right.$
	描 針 腕 の 長 さ	$\left\{ \begin{array}{l} \text{水平成分} \quad 300 \text{ mm} \\ \text{上下成分} \quad 250 \text{ mm} \end{array} \right.$
	相当振子の長さ	$\left\{ \begin{array}{l} \text{水平成分} \quad \text{約 } 314 \text{ mm} \\ \text{上下成分} \quad \text{約 } 266 \text{ mm} \end{array} \right.$
	重 心 距 離	$\left\{ \begin{array}{l} \text{水平成分} \quad \text{約 } 274 \text{ mm} \\ \text{上下成分} \quad \text{約 } 227 \text{ mm} \end{array} \right.$
ド ラ ム 部	円 周	750 mm $\pm$ 4 mm
	横 幅	400 mm $\pm$ 2 mm
	材 質	$\left\{ \begin{array}{l} \text{ド ラ ム} \quad \text{アルミ板} \\ \text{シャフト} \quad \text{黄銅 (} \phi 12 \text{ mm) } \end{array} \right.$
制 振 器	マグネット型 制 振 板	MK-5 または同等以上のもの 銅 板
起 動 器	送 り 速 度	30 mm/分
	モ ー タ ー	100 V 6 W 60 Hz シンクロナス
	充 電 方 式	フローティング
そ の 他	記 録 間 隔	1.5 mm
	寸 法	横 1200 mm $\times$ 奥行 1000 mm $\times$ 高さ 600 mm
	重 量	約 150 kg

気象庁一倍強震計の記録精度を検討するための基準となる振動台の加速度および変位は、それぞれ、デジタル強震計および差動トランス型変位計を用いて記録することとした。デジタル強震計の換振器には速度帰環型サーボタイプ加速度計が使用されており、また、記録は200Hzサンプリングの16ビットAD変換器によりデジタル化された後デジタルカートリッジテープに収録される。なお、本強震計は土木研究所が駿河湾周辺における高密度強震観測⁶⁾に使用しているデジタル強震計と同一のものである。また、差動トランス型変位計の記録は、12ビットAD変換器により50Hzサンプリングで磁気テープに収録した。

加振実験に用いた入力記録は、表2に示す8成分の気象庁一倍強震計記録である。差動トランス型変位計による変位波形およびデジタル強震計による加速度波形の一例として、森記録の場合を、それぞれ、図1および図2に示す。また、デジタル強震計による加速度記録から求めた森の加速度応答スペクトル（減衰定数5%）を図3に示す。なお、入力記録には種々異なる周期特性を有する記録を選定している。

表2. 加振実験の一覧

記録 番号	記録名	気象庁一倍強震計記録		最大変位 ¹⁾ 〔cm〕	最大加速度 ²⁾ 〔gal〕	地震名
		継続時間〔秒〕	データ個数			
1	森	449.6	842	1.503	2.926	1968年十勝沖地震
2	鹿児島	448.8	874	0.915	2.842	1968年日向灘地震
3	仙台	441.6	877	1.644	3.203	1968年十勝沖地震
4	岡山	449.4	616	3.814	4.826	1968年日向灘地震
5	盛岡	474.2	649	2.703	3.851	1968年十勝沖地震
6	高知	419.9	558	4.724	4.263	1968年日向灘地震
7	根室	509.0	663	4.338	5.920	1968年十勝沖地震
8	剣山	479.1	896	5.684	5.666	1968年日向灘地震

1) 差動トランス型変位計による。

2) デジタル強震計による。

7-2-2 計器補正および加速度の計算方法

気象庁一倍強震計記録の数値化の方法については参考文献3)に詳しいので、ここでは省略する。数値化を行った範囲の記録の継続時間および読み取ったデータ個数は表2に示すとおりである。

記録の計器補正および加速度の計算は、振動数領域において変位記録に気象庁一倍強震計の特性を補正するためフィルターをかけ、数値微分する方法を用いる。すなわち、いま、原変位記録を $d_0(t)$ とすれば、そのフーリエ変換 $F_0(f)$ は次式で表される。

$$F_0(f) = \int_{-\infty}^{\infty} d_0(t) e^{-i2\pi ft} dt \quad (1)$$

INDEX NO. 1
DAI-HENI 1 CH
MORI -SX
MAX.=1.503(CM)

E.O. NO. 851028

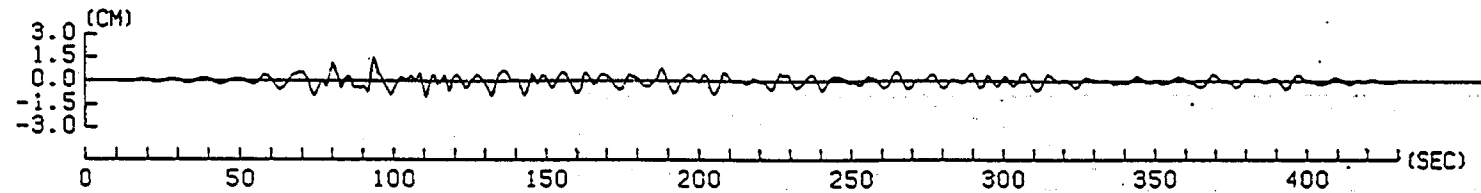


図1 差動トランス型変位計による変位波形の例(森)

INDEX NO. 1
11025134527 X
ARRANGED ACC.
MAX.=-2.926(GAL)

E.O. NO. 851025

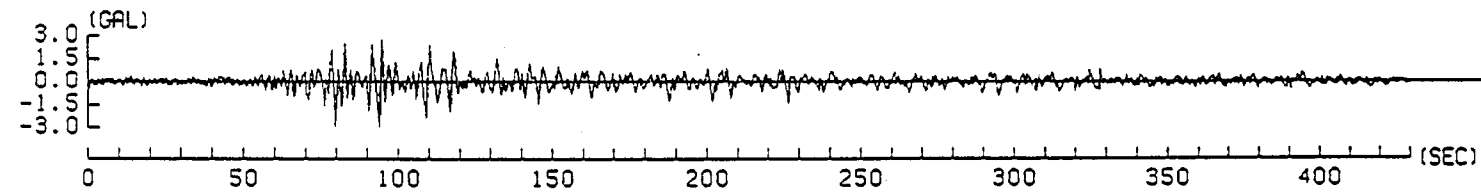


図2 デジタル強震計による加速度波形の例(森)

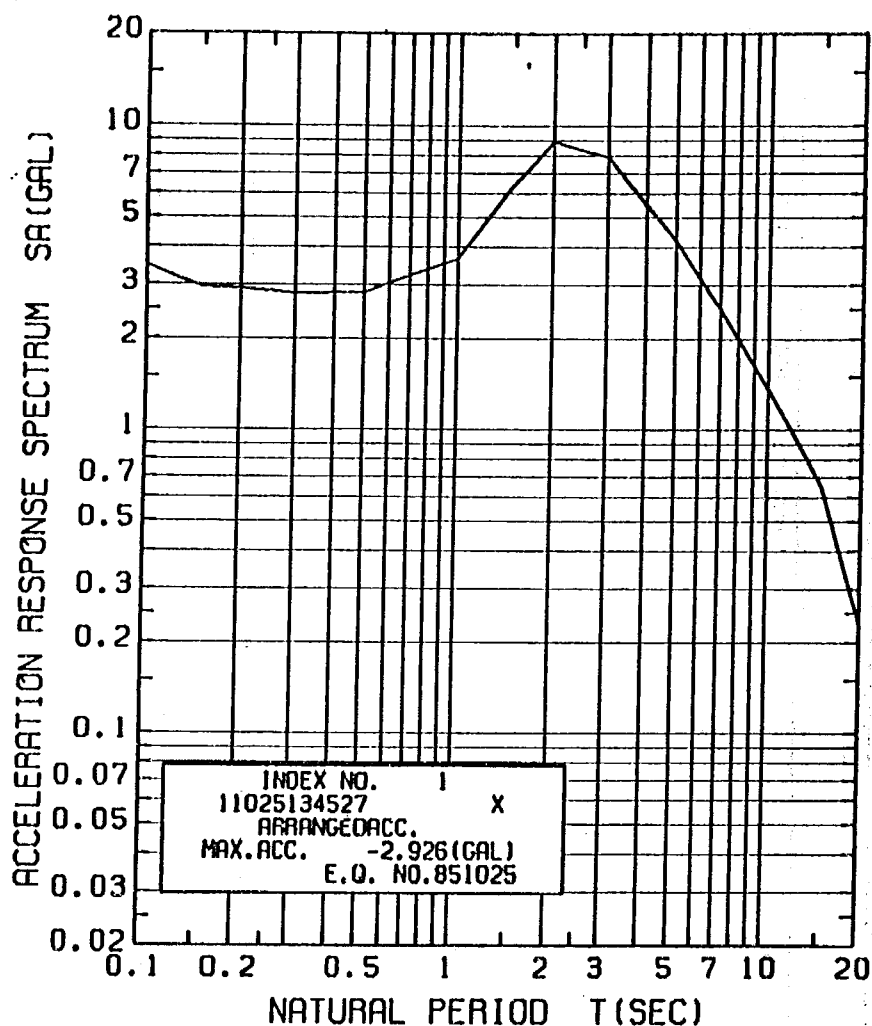


図3. 加速度応答スペクトル（減衰定数5%）の例（森）

これに強震計の特性を補正するためのフィルター $F_c(f)$ を見込むと、補正した変位 $d(t)$ および加速度 $a(t)$ は次のように求められる。

$$d(t) = \int_{-\infty}^{\infty} F(f) e^{i2\pi ft} df \quad (2)$$

$$a(t) = - \int_{-\infty}^{\infty} 4\pi^2 f^2 F(f) e^{i2\pi ft} df \quad (3)$$

ここで、

$$F(f) = F_o(f) \cdot F_c(f) \quad (4)$$

$$F_c(f) = \frac{e^{i\phi(f)}}{R(f)} A(f) \quad (5)$$

式(5)中の $R(f)$ および $\phi(f)$ は、それぞれ、気象庁一倍強震計の振幅特性および位相特性であり、次のように表される。

$$R(f) = \frac{1}{\sqrt{\left\{ \left(\frac{f_o}{f} \right)^2 - 1 \right\}^2 + 4h^2 \left(\frac{f_o}{f} \right)^2}} \quad (6)$$

$$\phi(f) = \tan^{-1} \left\{ \frac{2h \left(\frac{f_o}{f} \right)}{\left(\frac{f_o}{f} \right)^2 - 1} \right\} \quad (7)$$

ここで、 f_0 および h は、それぞれ、強震計の振子の固有振動数および減衰定数である。また、式(5)中の $A(f)$ は振幅の傾向関数であり、次式で表されるバンドパスフィルター（式の都合上、周期 T の関数として表す）とする。

$$A(T) = \begin{cases} 0 & T < T_{LL} \\ \frac{1}{2} \left\{ 1 - \cos \left(\frac{T - T_{LL}}{T_{LU} - T_{LL}} \pi \right) \right\} & T_{LL} \leq T \leq T_{LU} \\ 1 & T_{LU} \leq T \leq T_{UL} \\ \frac{1}{2} \left\{ 1 + \cos \left(\frac{T - T_{UL}}{T_{UU} - T_{UL}} \pi \right) \right\} & T_{UL} \leq T \leq T_{UU} \\ 0 & T_{UU} < T \end{cases} \quad (8)$$

ここで、 T_{LU} および T_{UL} は、それぞれ、短周期および長周期側の遮断周期であり、 T_{LL} および T_{UU} は、それぞれ、 T_{LU} および T_{UL} に対応する傾向関数が 0 となる周期である。バンドパスフィルターの遮断周期は、短周期側を $T_{LU} = 2$ [秒] および $T_{LL} = 1.3$ [秒] に固定して、長周期側を $T_{UL} = 10, 15, 20, 25$ [秒] の 4 種類に変化させた。なお、 T_{UU} は T_{UL} に応じて、15, 20, 30, 35 秒とした。各々の遮断周期の場合について、振幅および位相の補正関数を示すと、図 4 のようになる。また、以上のように遮断周期を変化させて求めた変位波形および加速度波形の一例として、森記録の場合を図 5 および図 6 に示す。

7-2-3 変位の精度の検討⁷⁾

7-2-2 節に示した手法により計算した変位について、長周期側の遮断周期が変位の精度に与える影響について検討する。すなわち、いま、式(2)により気象庁一倍強震計記録から求めた変位を $d(t)$ 、差動トランス型変位計で直接測定した振動台の変位を $D(t)$ とし、 $d(t)$ の精度を検討するために、次の 3 種類のパラメータを定義する。

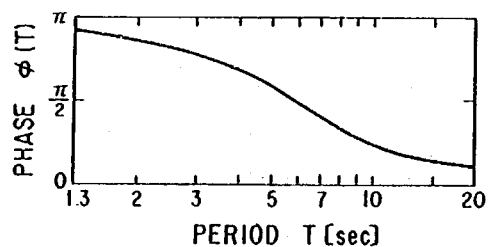
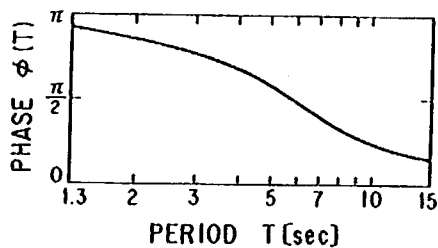
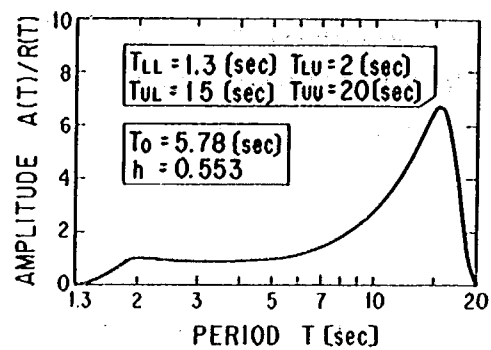
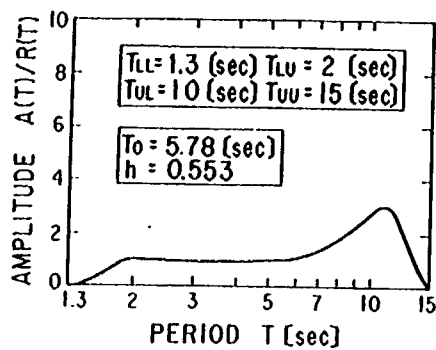
$$\sigma = \frac{1}{T_d} \int_0^{T_d} |d(t)^2 - D(t)^2| dt \quad (9)$$

$$\mu = \frac{\int_0^{T_d} d(t)^2 dt}{\int_0^{T_d} D(t)^2 dt} \quad (10)$$

$$\xi = \frac{|d(t)|_{\max}}{|D(t)|_{\max}} \quad (11)$$

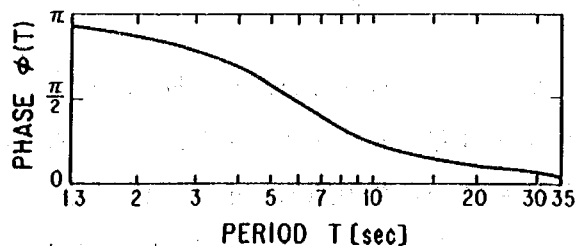
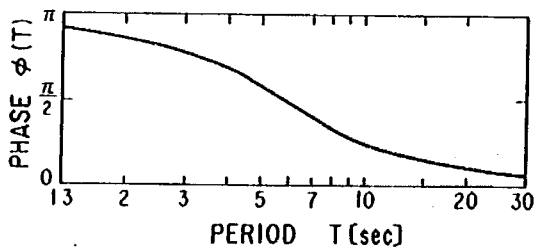
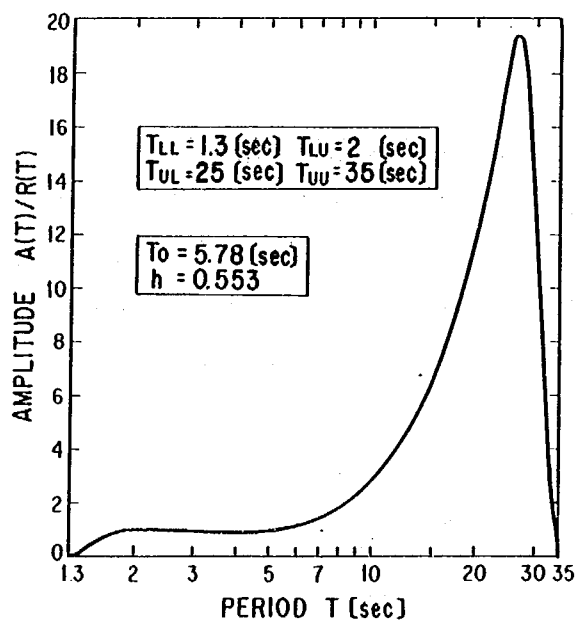
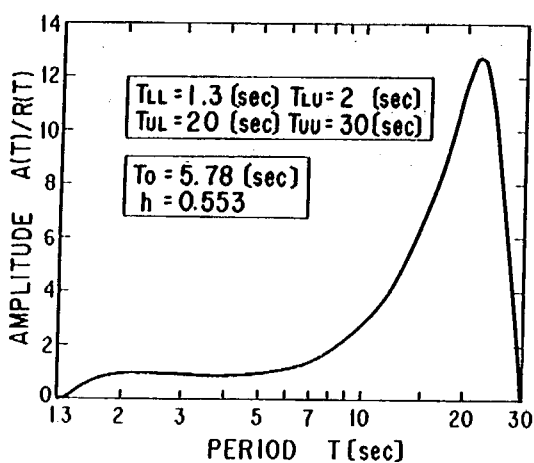
ここで、 T_d は $d(t)$ および $D(t)$ の継続時間である。式(9)~(11)から明らかなように、 $d(t)$ が $D(t)$ によく一致するほど、 σ は 0 に、また、 μ および ξ は 1 に、それぞれ、近くなる。

長周期側の遮断周期 T_{UL} を 10, 15, 20, 25 秒として、各記録に対して式(9)~(11)で定義した 3 種類のパラメータを求めると、図 7~14 のようになる。なお、図中には、参考のために長周期側の遮断周期を 20 秒としてデジタル強震計の加速度記録から求めた変位の記録精度も合わせて示している。これより以下の事項が指摘される。



(a) $T_{UL} = 10$ (秒)

(b) $T_{UL} = 15$ (秒)



(c) $T_{UL} = 20$ (秒)

(d) $T_{UL} = 25$ (秒)

図4 気象庁一倍強震計の振幅および位相特性の補正関数

INDEX NO. 1
MORI N-S
ARRANGEDOISP
MAX.=1.224(CM)

E.O. NO. 1

INDEX NO. 4
MORI N-S
ARRANGEDOISP
MAX.=1.518(CM)

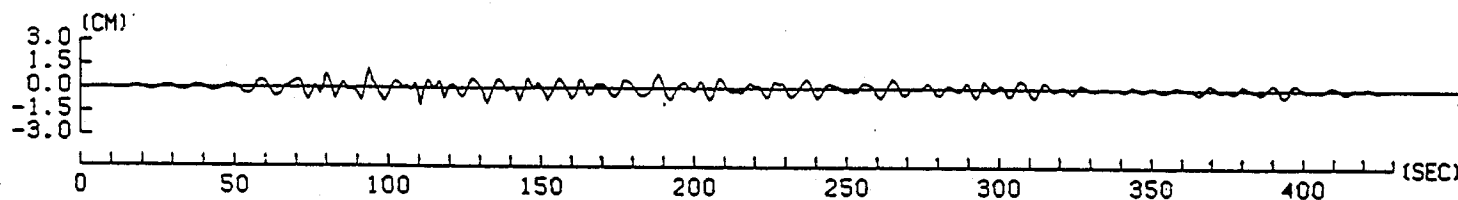
E.O. NO. 1

INDEX NO. 7
MORI N-S
ARRANGEDOISP
MAX.=1.532(CM)

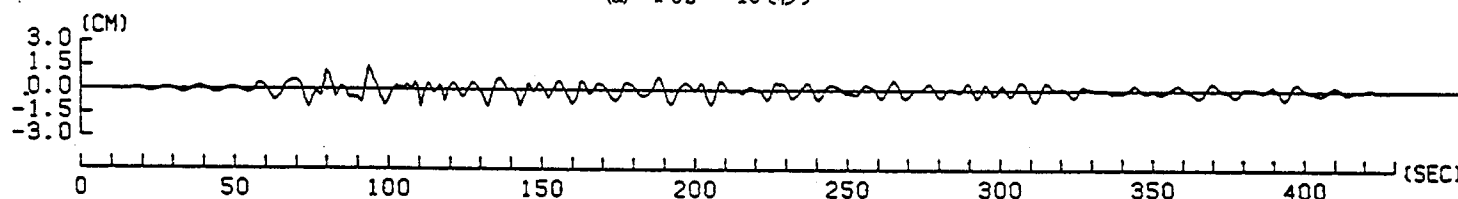
E.O. NO. 1

INDEX NO. 10
MORI N-S
ARRANGEDOISP
MAX.=1.501(CM)

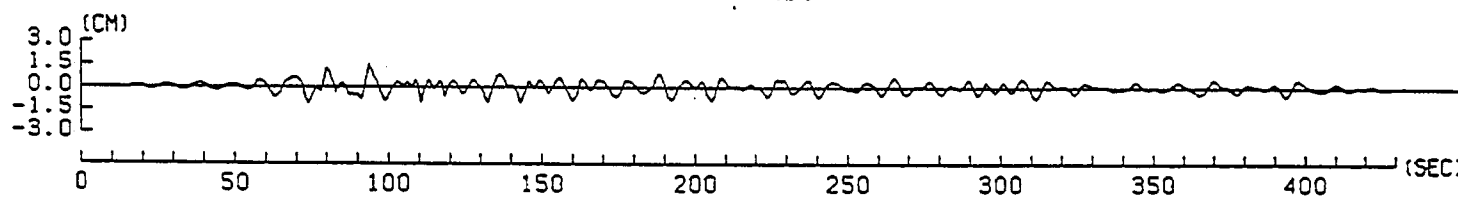
E.O. NO. 1



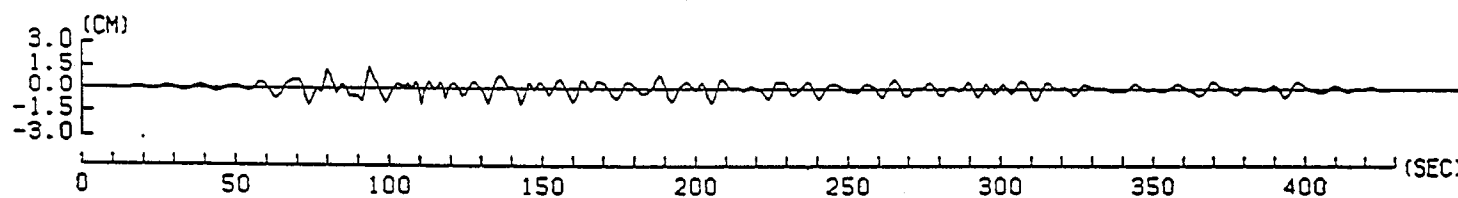
(a) $T_{UL} = 10$ [秒]



(b) $T_{UL} = 15$ [秒]



(c) $T_{UL} = 20$ [秒]



(d) $T_{UL} = 25$ [秒]

図5 気象庁一倍強震計による変位波形の例(森)

INDEX NO. 3
MORI N-S
ARRANGED ACC.
MAX. = 2.825 (GAL)

E.O. NO. 1

INDEX NO. 6
MORI N-S
ARRANGED ACC.
MAX. = 2.820 (GAL)

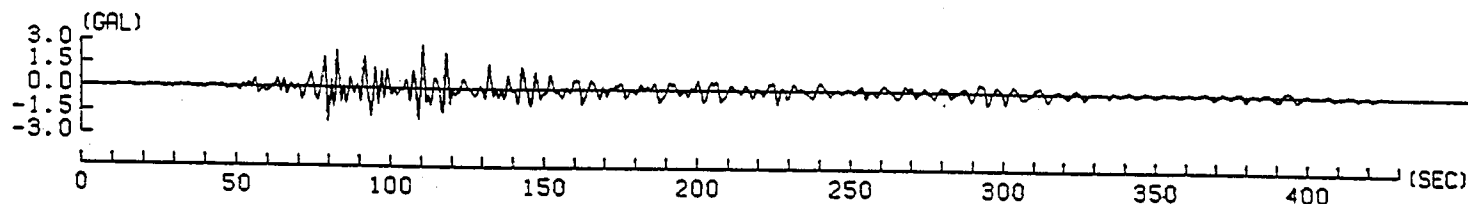
E.O. NO. 1

INDEX NO. 9
MORI N-S
ARRANGED ACC.
MAX. = 2.827 (GAL)

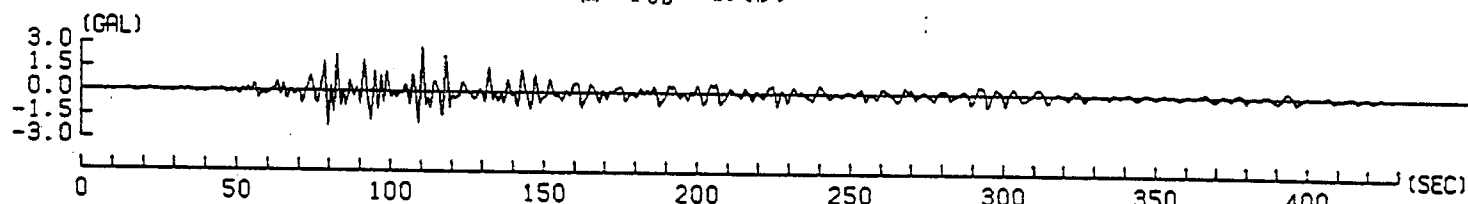
E.O. NO. 1

INDEX NO. 12
MORI N-S
ARRANGED ACC.
MAX. = 2.825 (GAL)

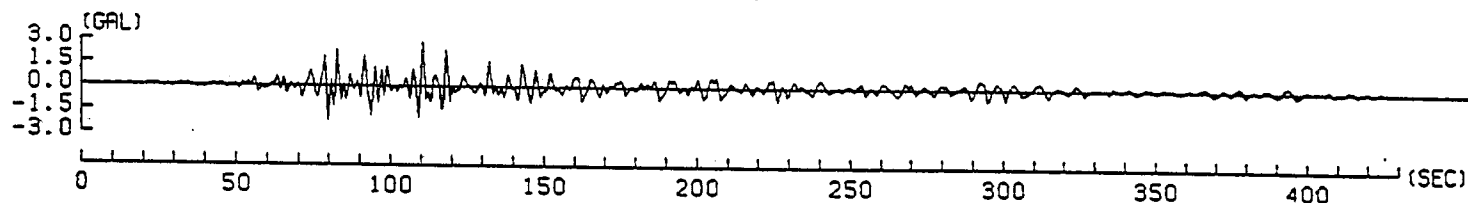
E.O. NO. 1



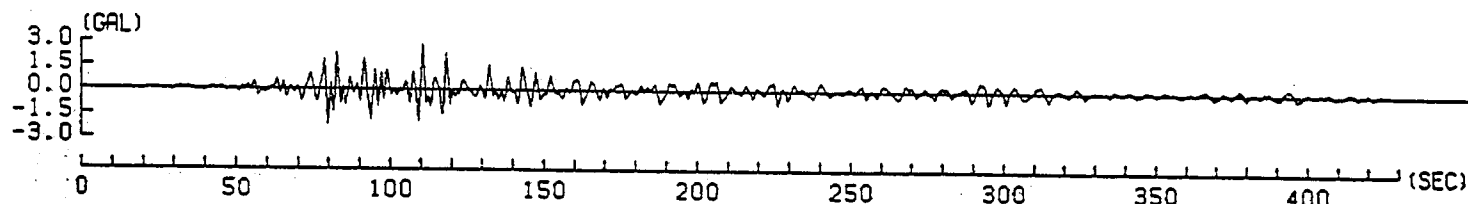
(a) $T_{UL} = 10$ [秒]



(b) $T_{UL} = 15$ [秒]



(c) $T_{UL} = 20$ [秒]



(d) $T_{UL} = 25$ [秒]

図 6 気象庁一倍強震計記録から求めた加速度波形の例 (森)

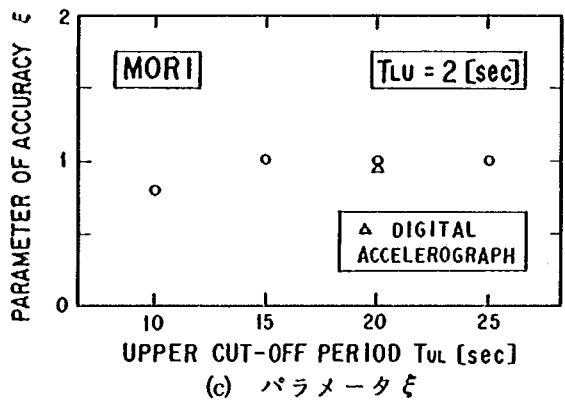
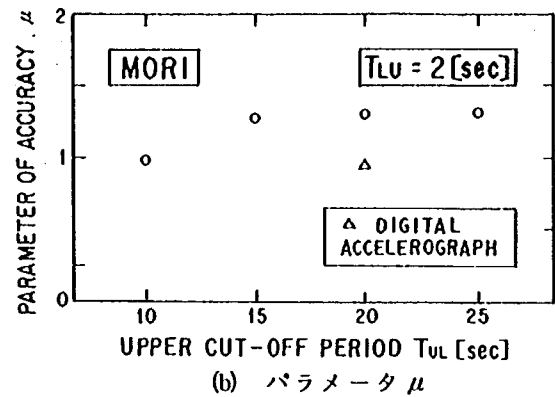
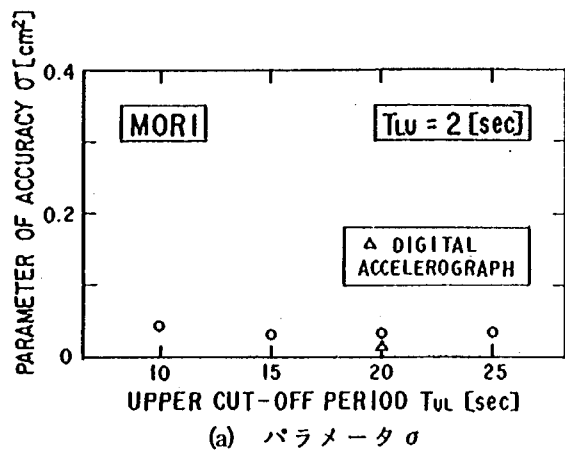


図7 長周期側の遮断周期と変位の精度の関係(森)

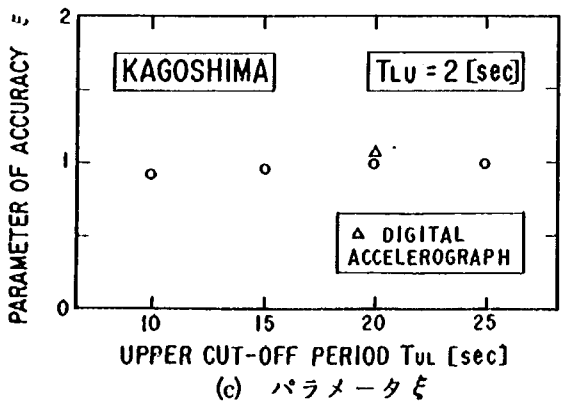
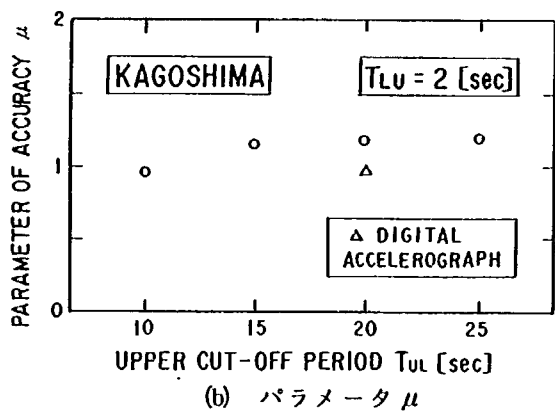
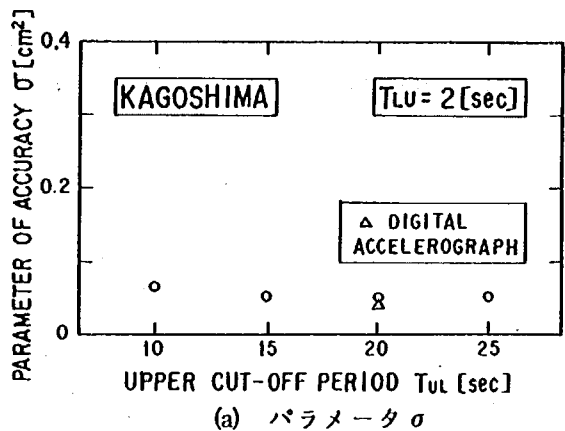
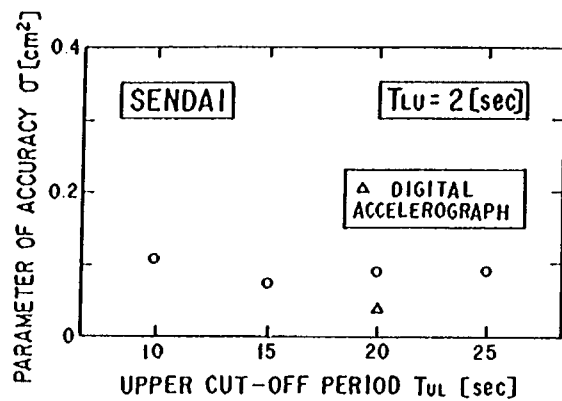
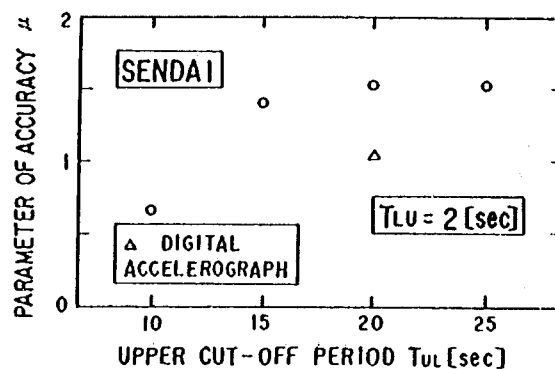


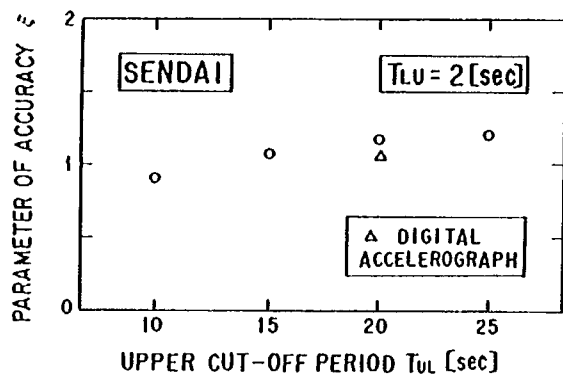
図8 長周期側の遮断周期と変位の精度の関係(鹿児島)



(a) パラメータ σ

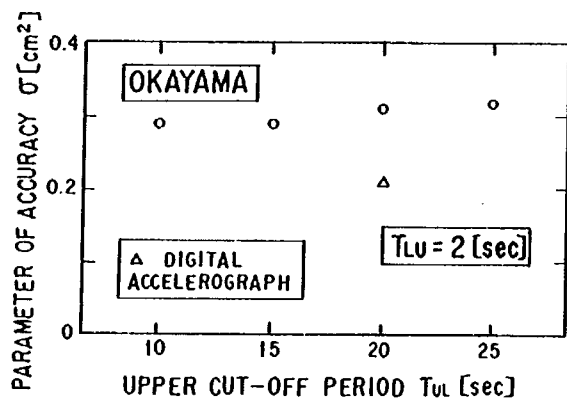


(b) パラメータ μ

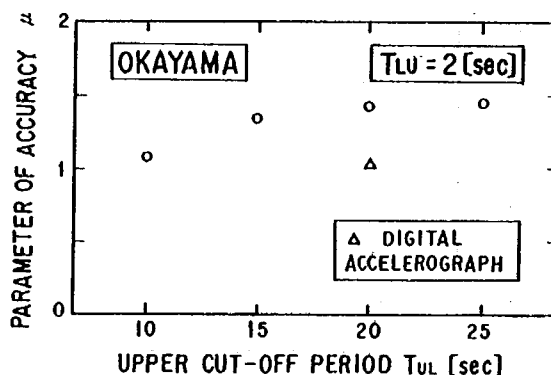


(c) パラメータ ε

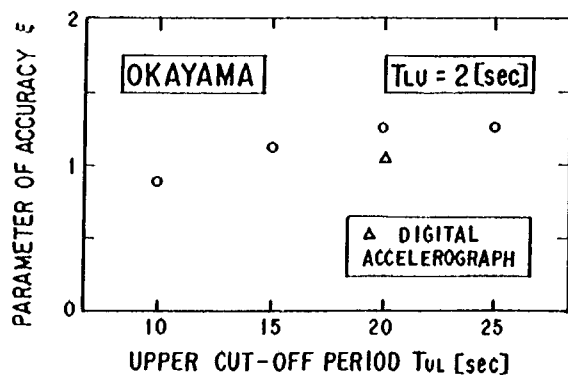
図9 長周期側の遮断周期と変位の精度の関係(仙台)



(a) パラメータ σ

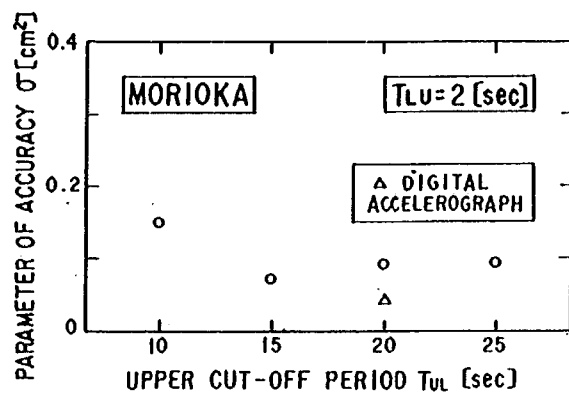


(b) パラメータ μ

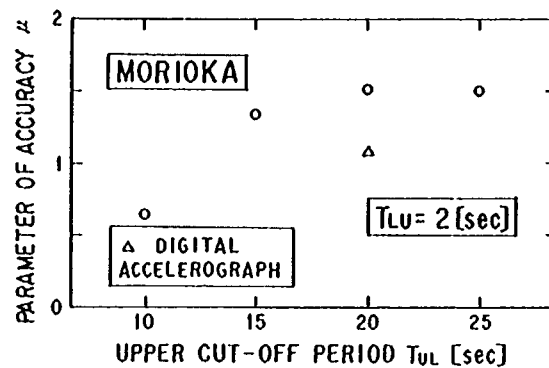


(c) パラメータ ε

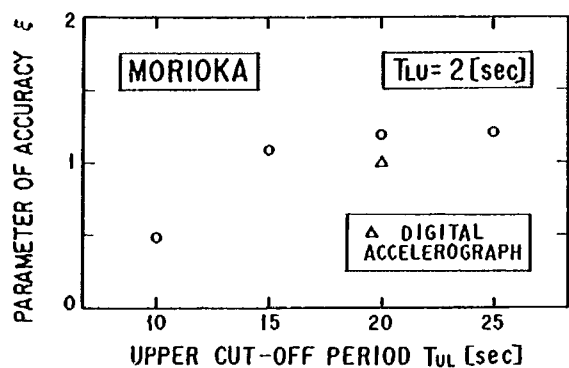
図10 長周期側の遮断周期と変位の精度の関係(岡山)



(a) パラメータ σ

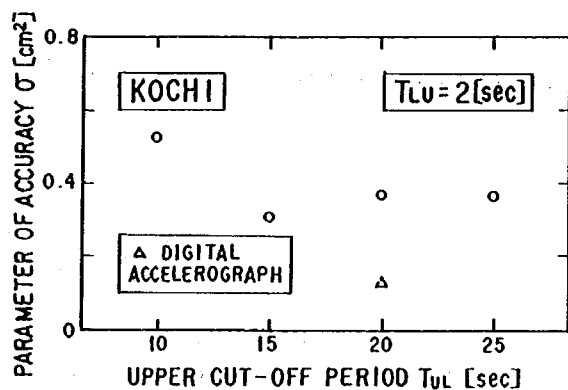


(b) パラメータ μ

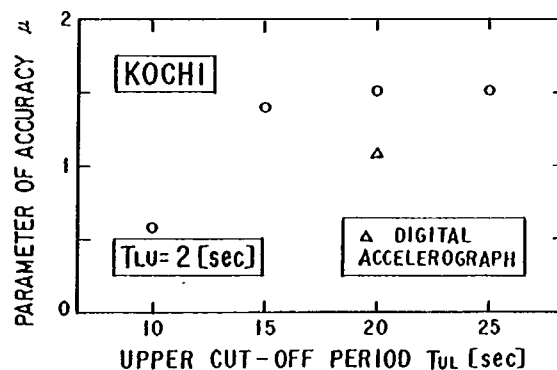


(c) パラメータ ϵ

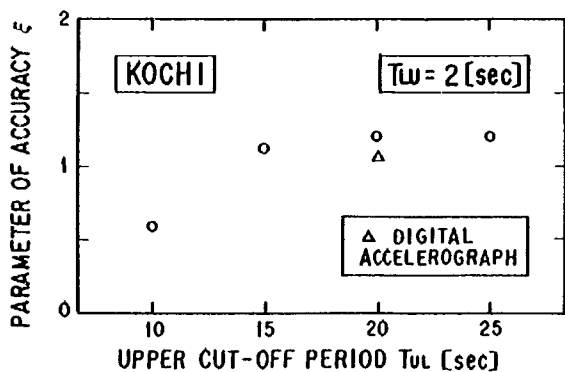
図11 長周期側の遮断周期と変位の精度の関係 (盛岡)



(a) パラメータ σ

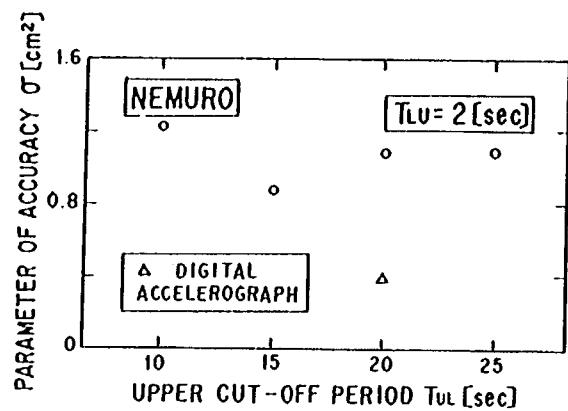


(b) パラメータ μ

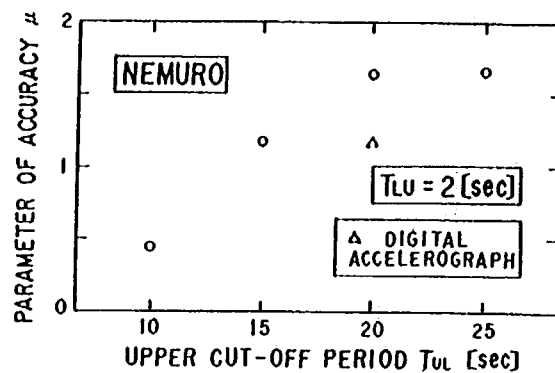


(c) パラメータ ϵ

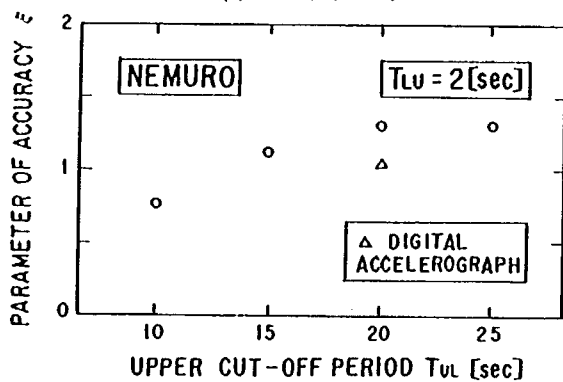
図12 長周期側の遮断周期と変位の精度の関係 (高知)



(a) パラメータ σ

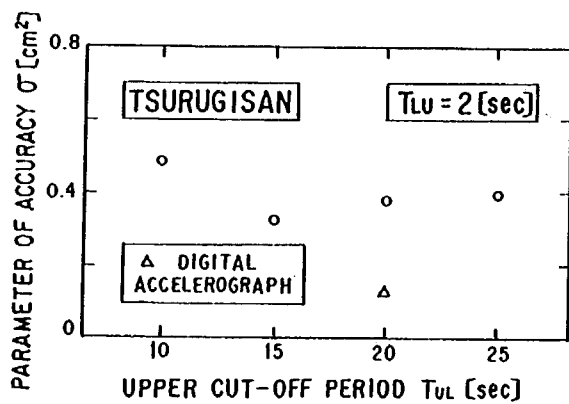


(b) パラメータ μ

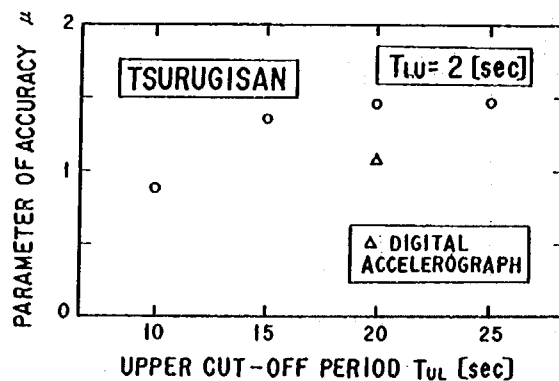


(c) パラメータ ξ

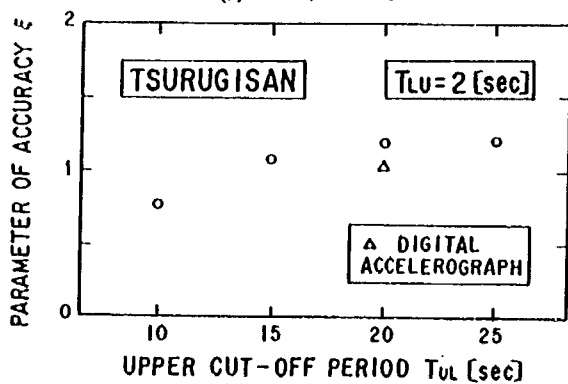
図13 長周期側の遮断周期と変位の精度の関係(根室)



(a) パラメータ σ



(b) パラメータ μ



(c) パラメータ ξ

図14 長周期側の遮断周期と変位の精度の関係(剣山)

- 1) σ の値は、 $T_{UL} = 10$ [秒] では相対的に大きく、 $T_{UL} = 15$ [秒] では減少する。 $T_{UL} = 20, 25$ [秒] では15秒の場合に比べて σ の値は増加するが、 $T_{UL} = 10$ [秒] の場合よりは小さい。また、20秒と25秒の場合を比較すると、 σ の値に大差はない。この理由としては、 T_{UL} を10秒とした場合には周期10秒以上の変位成分を評価できないため、計算された変位は実際の変位よりも小さくなり、従って変位の精度が悪くなると考えられる。また、振動台の特性上、20秒程度以上の周期成分はあまり含まれていないため、 T_{UL} を20秒以上としても変位の精度は向上しないものと考えられる。
- 2) μ および δ の値は、一般に、 $T_{UL} = 10$ [秒] では1より小さく、 $T_{UL} \geq 15$ [秒] では1より大きくなる。 μ および δ が最も1に近くなる遮断周期 T_{UL} は15秒であり、この場合に変位の精度が良いことを示している。この傾向は、上述の1) の場合と同様である。

以上の点を総合すると、本実験の範囲内では、長周期側の遮断周期を15秒程度にとる場合に変位の精度が最も良いと考えられる。ただし、ここで、振動台の特性上、20秒程度以上の周期成分については必ずしも十分には評価し得なかったことに注意しなければならない。

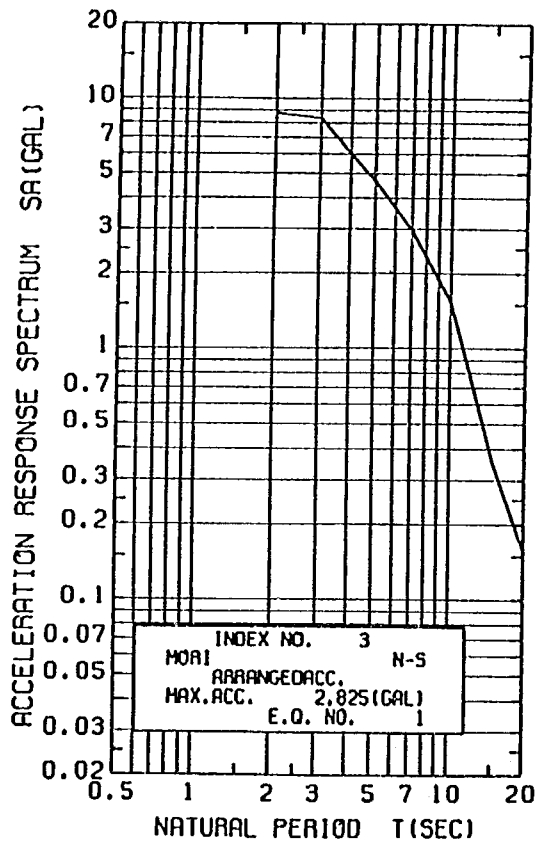
7-2-4 加速度応答スペクトル値の精度の検討

式(3)により気象庁一倍強震計記録から加速度を求め、それから計算した加速度応答スペクトル値(減衰定数5%)の精度について検討する。まず、加速度応答スペクトルの一例として、森記録の場合を図15に示す。なお、ここで、計算を行った固有周期の範囲は、2~20秒である。次に、ある固有周期 T に対してデジタル強震計記録から求めた加速度応答スペクトル値に対する気象庁一倍強震計記録から求めた加速度応答スペクトル値の比を $r(T)$ とする。 $r(T)$ の計算例として、森記録の場合を図16に示す。図16より、固有周期10秒程度以下の領域においては、長周期側の遮断周期 T_{UL} による $r(T)$ の差異は小さく1~1.2程度の値をとることがわかる。また、固有周期10秒程度以上の領域においては、 $T_{UL} = 10$ [秒] の場合は他の場合に比較して $r(T)$ の値が明らかに小さくなる。なお、固有周期20秒では、 $T_{UL} = 15$ [秒] の場合は $T_{UL} = 20, 25$ [秒] の場合に比較して $r(T)$ の値は若干小さくなる。

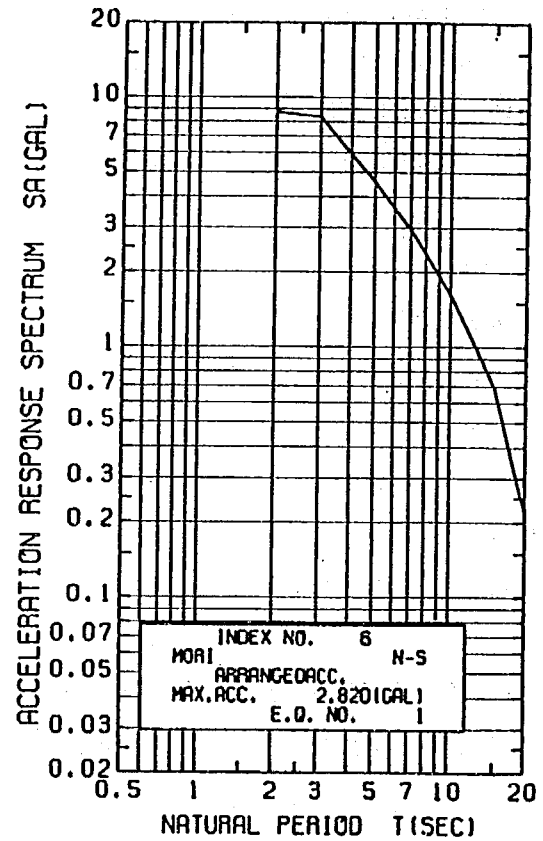
次に、 $r(T)$ の平均的な傾向を知るために、各遮断周期ごとに表4に示した8記録から求めた $r(T)$ の平均値 $\bar{r}(T)$ および標準偏差 $\sigma_r(T)$ を示すと、図17のようになる。図17より以下の事項が指摘される。

- 1) $T_{UL} = 10$ [秒] および $T_{UL} = 15$ [秒] の場合には、いずれも固有周期10秒程度以下の領域において $\bar{r}(T)$ は1~1.2程度の値をとるが、それぞれ、固有周期が15秒および20秒になると $\bar{r}(T)$ の値は減少する。
- 2) $T_{UL} = 20$ [秒] および $T_{UL} = 25$ [秒] の場合には、固有周期2~20秒の範囲において明確な差異は認められず、 $\bar{r}(T)$ は1~1.2程度の値をとる。

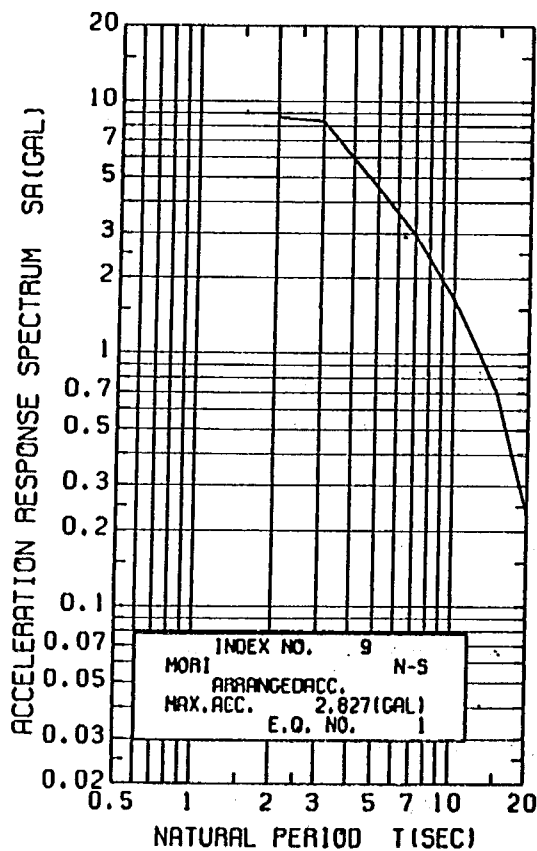
以上の点および2-3節の検討結果を総合すると、現状では、気象庁一倍強震計記録の計器補正を行うための長周期側の遮断周期は20秒とすることが適当であると考えられる。また、その時の固有周期2~20秒の範囲における加速度応答スペクトル値(減衰定数5%)は、デジタル強震計記録による加速度応答スペクトル値の1~1.2倍程度の値をとる。



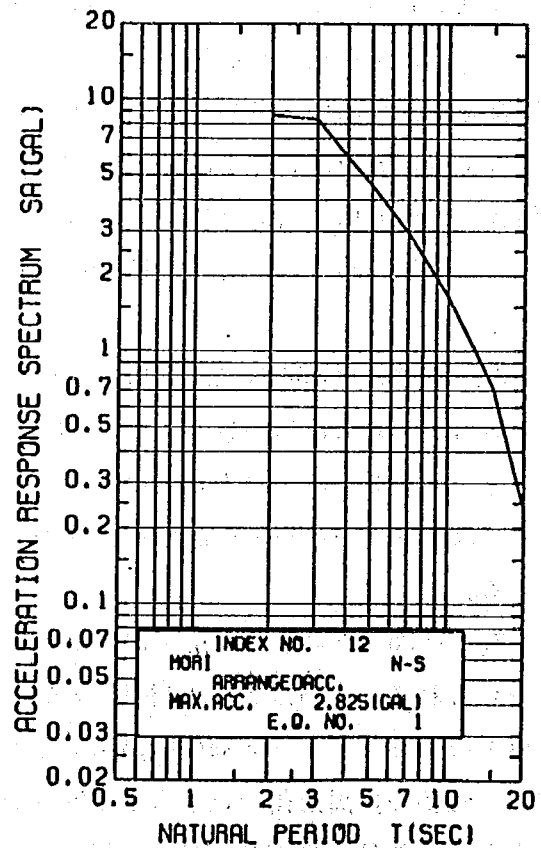
(a) $T_{UL} = 10$ (秒)



(b) $T_{UL} = 15$ (秒)



(c) $T_{UL} = 20$ (秒)



(d) $T_{UL} = 25$ (秒)

図15 気象庁一倍強震計記録から求めた加速度応答スペクトル(減衰定数5%)の例(森)

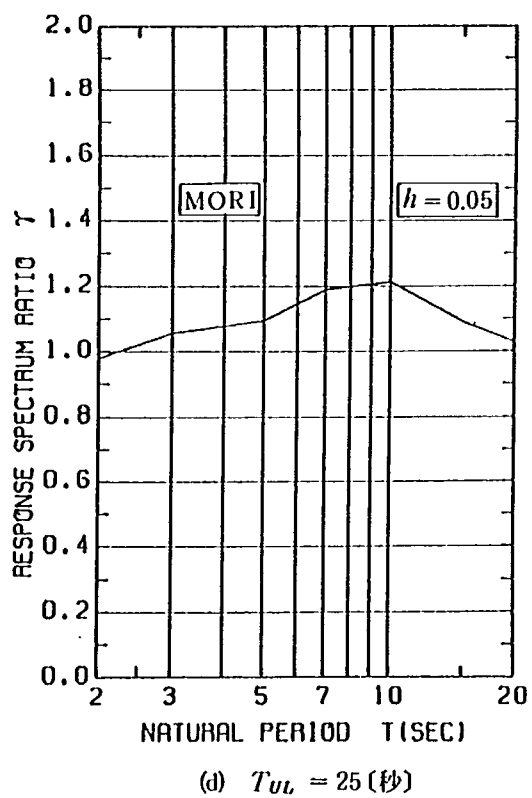
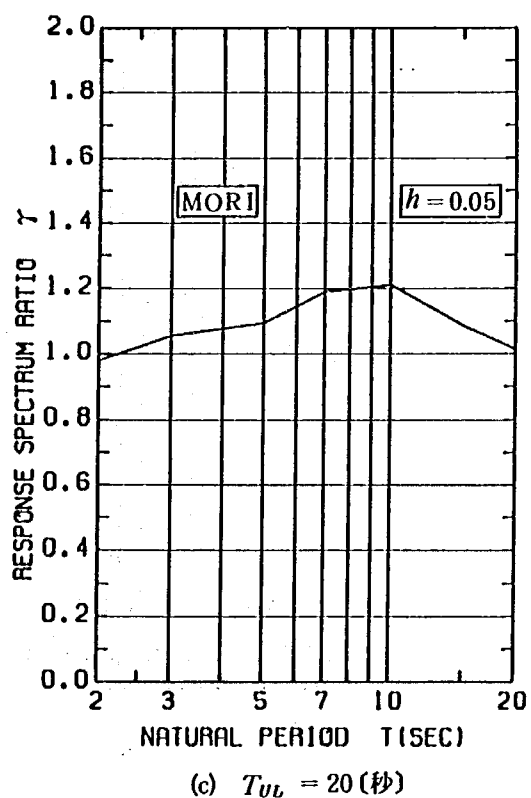
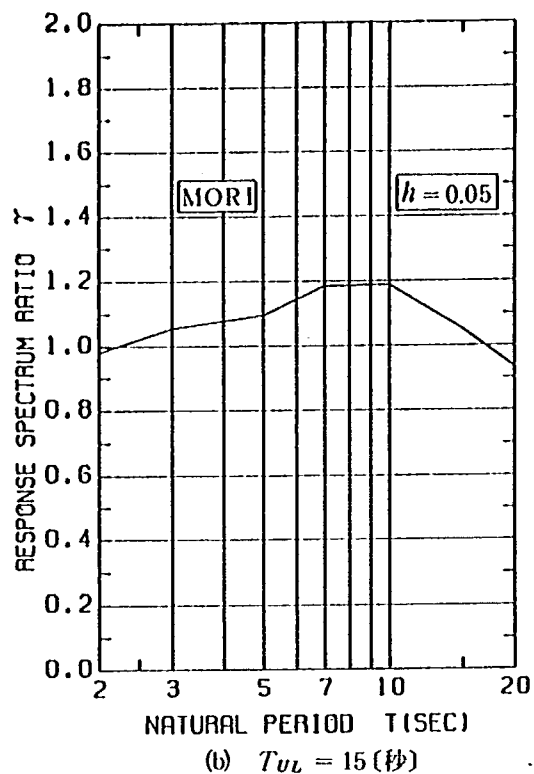
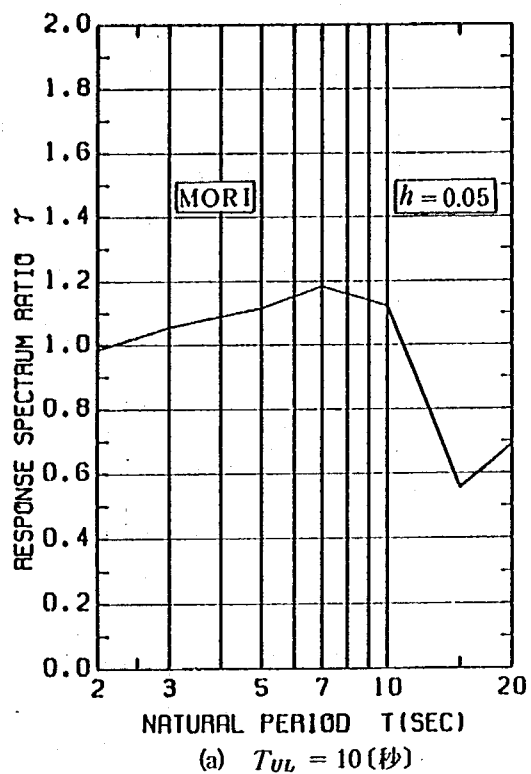
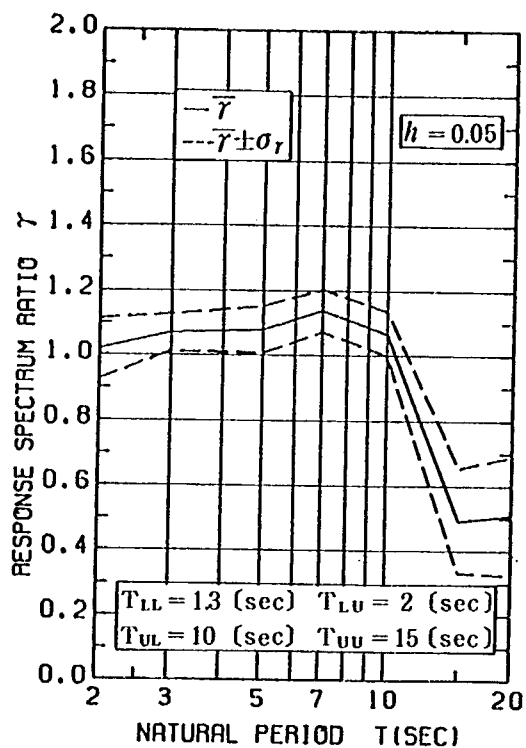
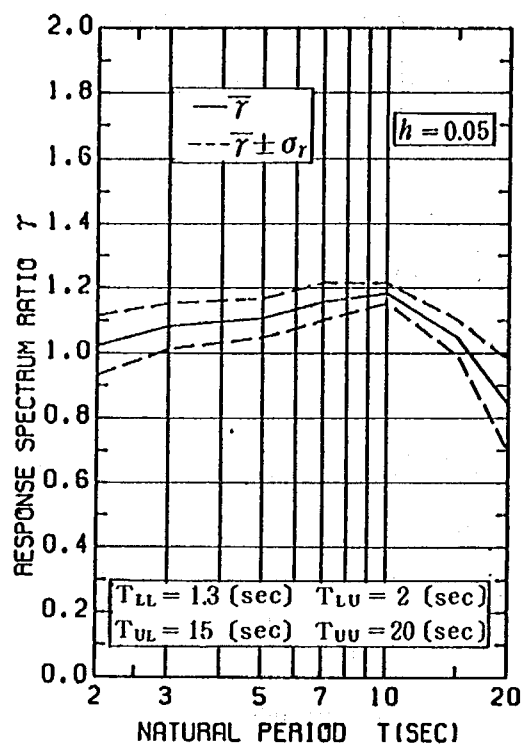


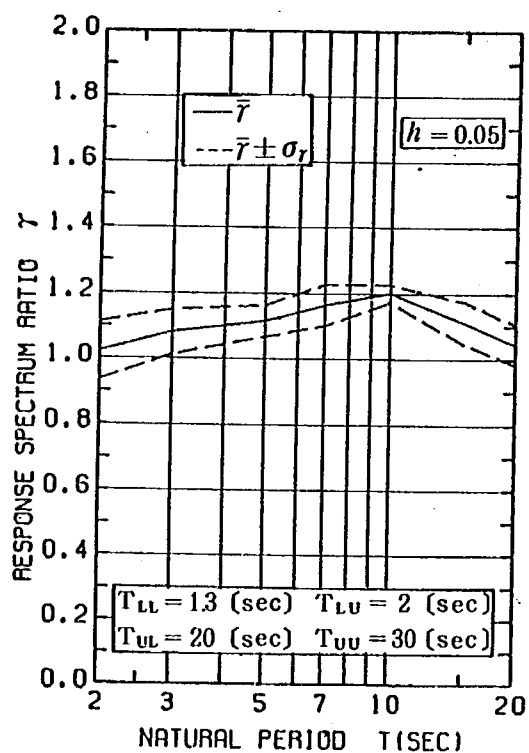
図16 加速度応答スペクトル比の計算例(森)



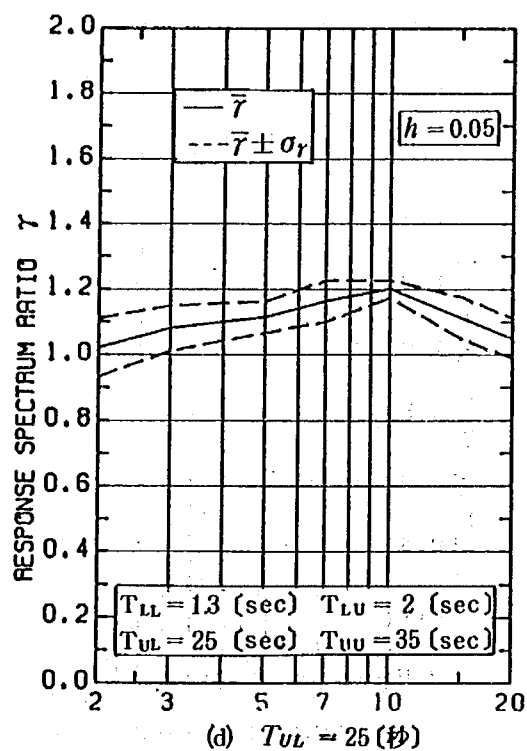
(a) $T_{UL} = 10$ (秒)



(b) $T_{UL} = 15$ (秒)



(c) $T_{UL} = 20$ (秒)



(d) $T_{UL} = 25$ (秒)

図17 加速度応答スペクトル比の平均値および標準偏差

7-3 長周期地震動の距離減衰特性の検討

土木研究所では、現在までに、1968年十勝沖地震による50成分および1968年日向灘地震による51成分の気象庁一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てきた。ここでは、既往の検討に引き続き、1983年日本海中部地震（マグニチュード7.7）による64成分の気象庁一倍強震計記録の数値化を行い、長周期地震動の距離減衰特性について検討する。

7-3-1 数値化および計器補正

数値化の方法については7-2-2節の場合と同様である。また、振動数領域において気象庁一倍強震計の特性を補正し、加速度等を計算するための数値フィルターの遮断周期は、7-2-4節の検討結果に基づき、短周期側を $T_{LU} = 2$ 〔秒〕、長周期側を $T_{UL} = 20$ 〔秒〕とする。このようにして求めた最大変位、最大速度および最大加速度の一覧を示すと、表3のようになる。

表3. 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
		最大変位 〔cm〕	最大速度 〔cm/sec〕	最大加速度 〔gal〕	最大変位 〔cm〕	最大速度 〔cm/sec〕	最大加速度 〔gal〕	最大変位 〔cm〕	最大速度 〔cm/sec〕	最大加速度 〔gal〕	
1	稚内	1.528	0.888	0.596	5.448	3.591	1.912	3.696	2.176	1.830	601
2	留萌	1.850	1.022	0.835	5.488	4.025	3.105	5.621	3.122	1.901	452
3	札幌	3.015	1.544	1.101	8.978	4.624	3.689	10.652	5.542	4.673	353
4	帯広	1.690	1.260	2.057	5.027	3.211	3.385	3.381	2.072	3.739	446
5	寿都	9.079	5.189	2.825	4.330	2.667	2.454	8.305	5.023	3.248	286
6	室蘭	2.929	1.697	1.408	5.683	3.017	1.968	8.995	5.063	2.686	270
7	森	6.635	5.584	7.865	9.696	7.080	15.747				231
8	広尾	2.110	1.368	1.180	5.761	2.343	1.013	3.060	1.215	0.955	415
9	大船渡	2.308	1.245	1.436	2.436	1.345	1.090	2.572	1.194	1.387	267
10	八戸	8.882	4.284	2.823	9.794	4.965	3.278	7.832	3.878	4.306	209
11	盛岡				5.686	3.044	2.255	4.955	2.885	2.365	192
12	宮古	4.702	2.463	2.253	3.729	1.808	1.706	2.855	1.775	1.691	258
13	仙台	2.330	1.376	1.206	2.771	2.158	2.498	3.892	2.601	3.922	280
14	石巻	2.519	1.159	1.159	4.471	1.885	2.527	2.634	1.571	1.711	287
15	福島	1.734	0.880	0.651	1.966	0.877	0.847	2.420	1.218	0.793	314
16	小名浜	2.037	1.084	0.913	2.776	1.605	1.545	3.731	1.730	2.130	410
17	輪島	0.966	0.609	0.784	1.083	1.003	1.754	2.058	1.398	1.487	380
18	相川	1.247	0.887	0.873	2.328	1.517	1.104	2.953	1.818	1.639	270
19	高田	1.733	0.816	0.457	1.849	1.328	1.646	2.825	1.469	1.647	369
20	熊谷	0.920	0.629	0.850	2.334	1.450	1.227	2.760	1.782	1.274	468
21	東京	0.831	0.551	1.036	2.964	3.217	4.907	6.252	3.382	2.507	523
22	横浜	0.996	0.559	0.552	2.390	1.517	1.440	3.725	2.277	1.943	550

7-3-2 最大地震動（最大変位，最大速度，最大加速度）の距離減衰

今回数値化を行った1983年日本海中部地震の他に，1968年十勝沖地震（マグニチュード7.9）³⁾および1968年日向灘地震（マグニチュード7.5）⁴⁾による気象庁一倍強震計記録をもとに，最大変位，最大速度および最大加速度の距離減衰特性を示すと，図18～20のようになる。ここで，図中には水平2成分のうちいずれか大きい方の値を示している。図18～20より，震央距離200 kmおよび300 kmにおける最大変位，最大速度および最大加速度の範囲を読み取ると，表4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⁸⁾から求められた次の予測式による値（マグニチュード7.5～7.9）も参考のため示している。

$$a_{max} = \begin{cases} 987 \times 10^{0.216M} \times (A + 30)^{-1.218} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 232 \times 10^{0.313M} \times (A + 30)^{-1.218} & (2, 3 \text{ 種地盤}) \\ 404 \times 10^{0.265M} \times (A + 30)^{-1.218} & (4 \text{ 種地盤}) \end{cases} \quad (12)$$

$$v_{max} = \begin{cases} 208 \times 10^{0.263M} \times (A + 30)^{-1.222} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 280 \times 10^{0.430M} \times (A + 30)^{-1.222} & (2, 3 \text{ 種地盤}) \\ 5.11 \times 10^{0.404M} \times (A + 30)^{-1.222} & (4 \text{ 種地盤}) \end{cases} \quad (13)$$

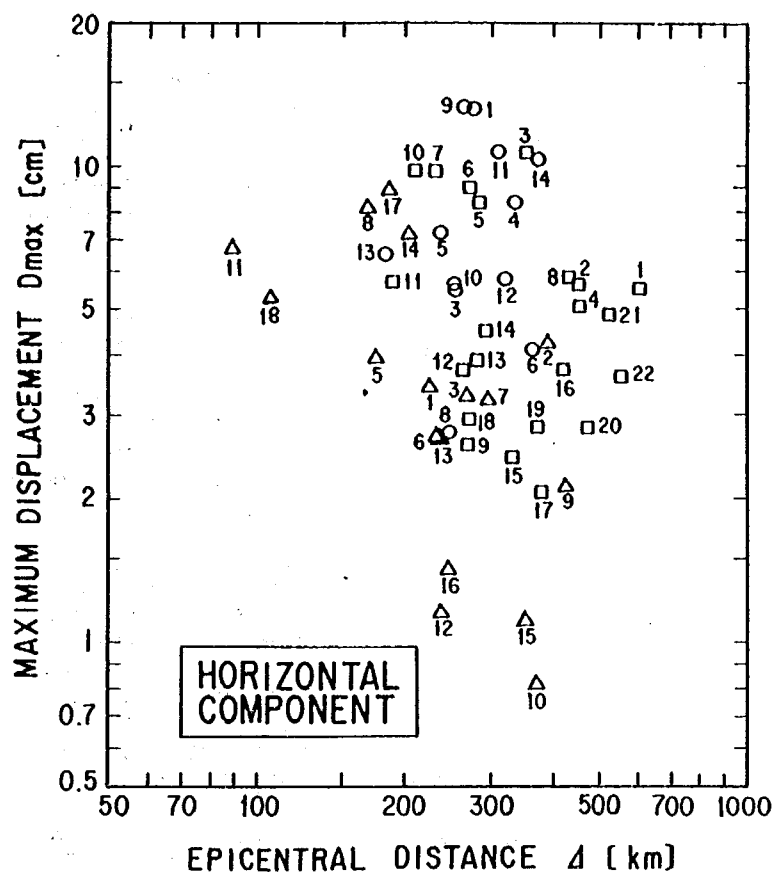
$$d_{max} = \begin{cases} 0.626 \times 10^{0.372M} \times (A + 30)^{-1.254} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 0.0617 \times 10^{0.567M} \times (A + 30)^{-1.254} & (2, 3 \text{ 種地盤}) \\ 0.0704 \times 10^{0.584M} \times (A + 30)^{-1.254} & (4 \text{ 種地盤}) \end{cases} \quad (14)$$

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いる。表4より以下の事項が指摘される。

表4. 最大地震動（水平成分）の比較

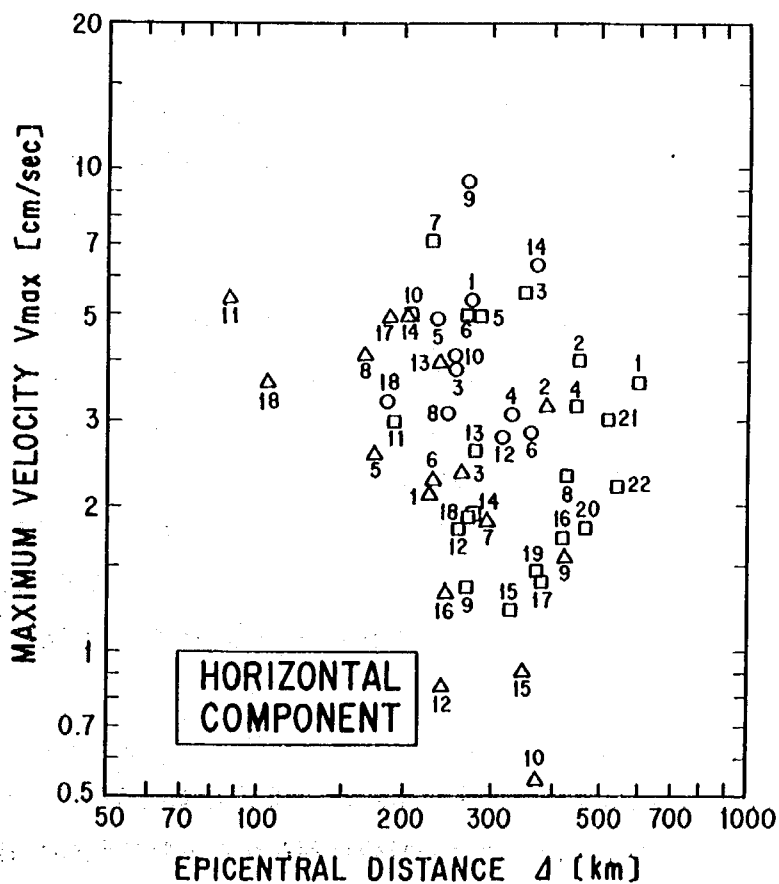
	震央距離	気象庁一倍 強震計記録	既往の工学式強震計記録 注) の統計解析に基づく予測値			備 考
			1種地盤	2,3種地盤	4種地盤	
最大変位 [cm]	200 km	1.5～15	0.4～0.6	1.2～2.0	1.8～3.2	既往の工学式強震計記録の統計解析に基づく予測式では3秒以上の長期成分は遮断されている。
	300 km	1～10	0.3～0.4	0.8～1.3	1.2～2.0	
最大速度 [cm/sec]	200 km	1～9	2.5～3.2	6.1～9.1	7.1～10	
	300 km	0.7～7	1.6～2.1	3.9～5.8	4.6～6.6	
最大加速度 [gal]	200 km	2.5～20	55～67	69～91	52～67	気象庁一倍強震計記録には2秒以下の周期成分が含まれていない（数値化時に数値的に遮断している）ため，最大加速度は小さくなっている。
	300 km	1.5～12	35～43	44～59	34～43	

注) マグニチュード7.5～7.9



- | | |
|-----------------------|-----------------|
| ○ 1968 TOKACHI-OKI | |
| 1 KUSHIRO | 3 HAKODATE |
| 4 NEMURO | 5 MORIOKA |
| 6 SENDAI | 7 HIROO |
| 8 OFUNATO | 9 SAPPORO |
| 10 MURORAN | 12 ISHINOMAKI |
| 13 MIYAKO | 14 RUMOI |
| △ 1968 HYUGANADA | |
| 1 TSURUGISAN | 2 OSAKA |
| 3 TAKAMATSU | 5 MATSUYAMA |
| 6 HIROSHIMA | 7 OKAYAMA |
| 8 KOCHI | 9 KYOTO |
| 10 IZUHARA | 11 NOBEOKA |
| 12 SHIMONOSEKI | 13 SAGA |
| 14 KAGOSHIMA | 15 FUKUE |
| 16 FUKUOKA | 17 MUROTOMISAKI |
| □ 1983 NIHONKAI-CHUBU | |
| 1 WAKKANAI | 2 RUMOI |
| 3 SAPPORO | 4 OBIHIRO |
| 5 SUTTSU | 6 MURORAN |
| 7 MORI | 8 HIROO |
| 9 OFUNATO | 10 HACHINOHE |
| 11 MORIOKA | 12 MIYAKO |
| 13 SENDAI | 14 ISHINOMAKI |
| 15 FUKUSHIMA | 16 ONAHAMA |
| 17 WAJIMA | 18 AIKAWA |
| 19 TAKADA | 20 KUMAGAYA |
| 21 TOKYO | 22 YOKOHAMA |

図18 最大変位の距離減衰（水平成分）



- | | |
|-----------------------|-----------------|
| ○ 1968 TOKACHI-OKI | |
| 1 KUSHIRO | 3 HAKODATE |
| 4 NEMURO | 5 MORIOKA |
| 6 SENDAI | 7 HIROO |
| 8 OFUNATO | 9 SAPPORO |
| 10 MURORAN | 12 ISHINOMAKI |
| 13 MIYAKO | 14 RUMOI |
| △ 1968 HYUGANADA | |
| 1 TSURUGISAN | 2 OSAKA |
| 3 TAKAMATSU | 5 MATSUYAMA |
| 6 HIROSHIMA | 7 OKAYAMA |
| 8 KOCHI | 9 KYOTO |
| 10 IZUHARA | 11 NOBEOKA |
| 12 SHIMONOSEKI | 13 SAGA |
| 14 KAGOSHIMA | 15 FUKUE |
| 16 FUKUOKA | 17 MUROTOMISAKI |
| □ 1983 NIHONKAI-CHUBU | |
| 1 WAKKANAI | 2 RUMOI |
| 3 SAPPORO | 4 OBIHIRO |
| 5 SUTTSU | 6 MURORAN |
| 7 MORI | 8 HIROO |
| 9 OFUNATO | 10 HACHINOHE |
| 11 MORIOKA | 12 MIYAKO |
| 13 SENDAI | 14 ISHINOMAKI |
| 15 FUKUSHIMA | 16 ONAHAMA |
| 17 WAJIMA | 18 AIKAWA |
| 19 TAKADA | 20 KUMAGAYA |
| 21 TOKYO | 22 YOKOHAMA |

図19 最大速度の距離減衰（水平成分）

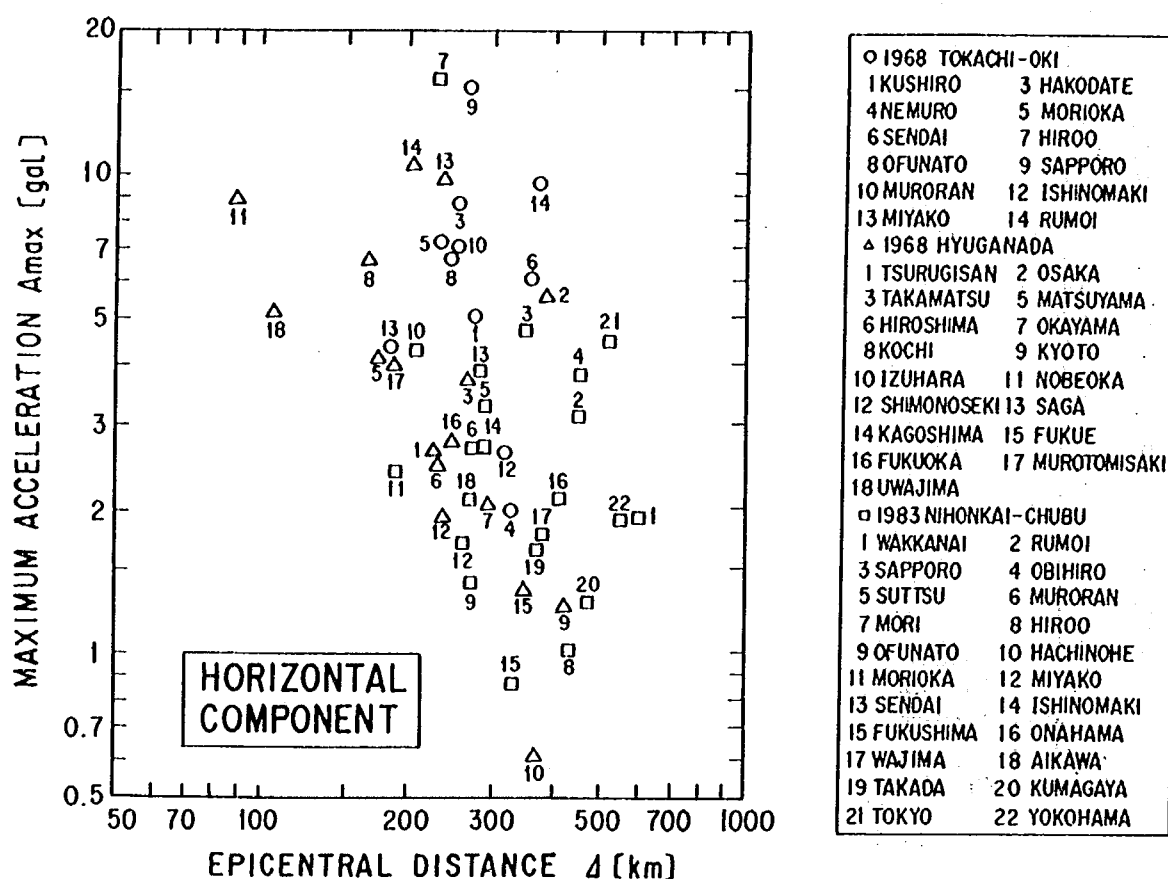


図20 最大加速度の距離減衰（水平成分）

- 1) 同一の震央距離で比較した場合、一般に、最大変位、最大速度および最大加速度のいずれかについても地震のマグニチュードによる大小関係が認められる。ただし、距離減衰特性のばらつきが大きい場合もあり、今後さらに気象官署の地盤条件、地震計の設置状態等を考慮する必要があると考えられる。
- 2) 最大変位については、気象庁一倍強震計記録から求められる値が1.5~15cm（震央距離200km）、1~10cm（震央距離300km）であるのに対し、式(4)による推定値は0.4~3.2cm（震央距離300km）と小さい。これは上述したように式(4)が周期3秒までの変位を対象としているのに対して、気象庁一倍強震計記録では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。
- 3) 最大加速度については、上記2)と反対で気象庁一倍強震計記録から求められる値は2.5~20gal（震央距離200km）、1.5~12gal（震央距離300km）と非常に小さい。これは、前述したように気象庁一倍強震計記録には周期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。
- 4) 最大速度については、気象庁一倍強震計記録から求められる値と式(1)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、気象庁一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。

7-3-3 加速度応答スペクトルの距離減衰

7-3-2節の場合と同様に、1983年日本海中部地震、1968年十勝沖地震および1968年日向灘地震による気象庁一倍強震計記録をもとに、固有周期2秒、5秒、10秒および20秒について、加速度応答スペクトル値（減衰定数5%）の距離減衰特性を示すと、図21のようになる。ここで、図中には水平2成分のうちいずれか大きい方の値を示している。図21より、震央距離200kmおよび300kmにおける加速度応答スペクトル値の範囲を求めると、表5のようになる。ここで、表中には式(12)~(14)と同一の強震記録の統計解析から求められた次の予測式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）も示している。

$$S_A(2\text{秒}) = \begin{cases} 5.78 \times 10^{0.417M} \times (A+30)^{-1.178} & (1\text{種地盤}) \\ 0.347 \times 10^{0.644M} \times (A+30)^{-1.178} & (2, 3\text{種地盤}) \\ 0.351 \times 10^{0.666M} \times (A+30)^{-1.178} & (4\text{種地盤}) \end{cases} \quad (15)$$

表5より、固有周期2秒の気象庁一倍強震計記録による加速度応答スペクトル値は、7~60 gal（震央距離200km）、4~35 gal（震央距離300km）である。一方、式(15)による推定値は、13~106 gal（震央距離200km）、8~69 gal（震央距離300km）であり、気象庁一倍強震計記録によるスペクトル値よりも約2倍程度大きい。

表5. 加速度応答スペクトル値（水平成分、減衰定数5%）の比較

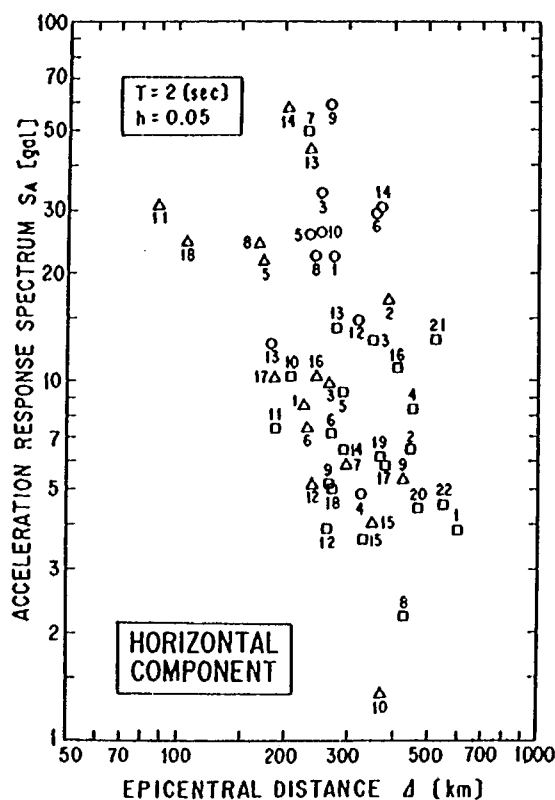
(a) 気象庁一倍強震計記録

固有周期T [秒]	震 央 距 離	
	200km	300km
2	7~60	4~35
5	3~25	1.5~15
10	2~15	1.5~13
20	0.5~7	0.4~5

(b) 既往の工学式強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）^{注)}

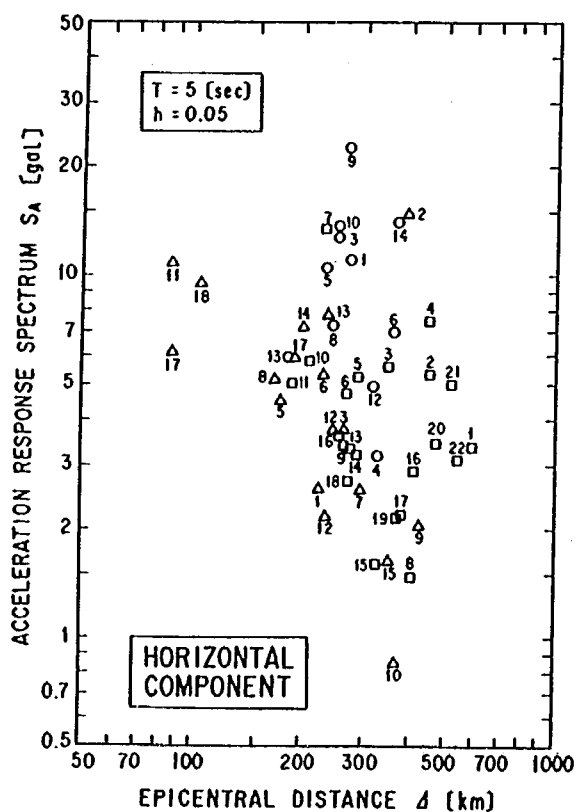
震央距離 [km]	地 盤 種 別		
	1種地盤	2, 3種地盤	4種地盤
200	12.8~18.8	38.7~70.1	57.3~105.8
300	8.4~12.3	25.3~45.8	37.5~69.2

注) マグニチュード7.5~7.9



○ 1968 TOKACHI-OKI	
1 KUSHIRO	3 HAKODATE
4 NEMURO	5 MORIOKA
6 SENDAI	7 HIROO
8 OFUNATO	9 SAPPORO
10 MURORAN	12 ISHINOMAKI
13 MIYAKO	14 RUMOI
△ 1968 HYUGANADA	
1 TSURUGISAN	2 OSAKA
3 TAKAMATSU	5 MATSUYAMA
6 HIROSHIMA	7 OKAYAMA
8 KOCHI	9 KYOTO
10 IZUHARA	11 NOBEOKA
12 SHIMONOSEKI	13 SAGA
14 KAGOSHIMA	15 FUKUE
16 FUKUOKA	17 MUROTOMISAKI
18 UWAJIMA	
□ 1983 NIHONKAI-CHUBU	
1 WAKKANAI	2 RUMOI
3 SAPPORO	4 OBIHIRO
5 SUTTSU	6 MURORAN
7 MORI	8 HIROO
9 OFUNATO	10 HACHINOHE
11 MORIOKA	12 MIYAKO
13 SENDAI	14 ISHINOMAKI
15 FUKUSHIMA	16 ONAHAMA
17 WAJIMA	18 AIKAWA
19 TAKADA	20 KUMAGAYA
21 TOKYO	22 YOKOHAMA

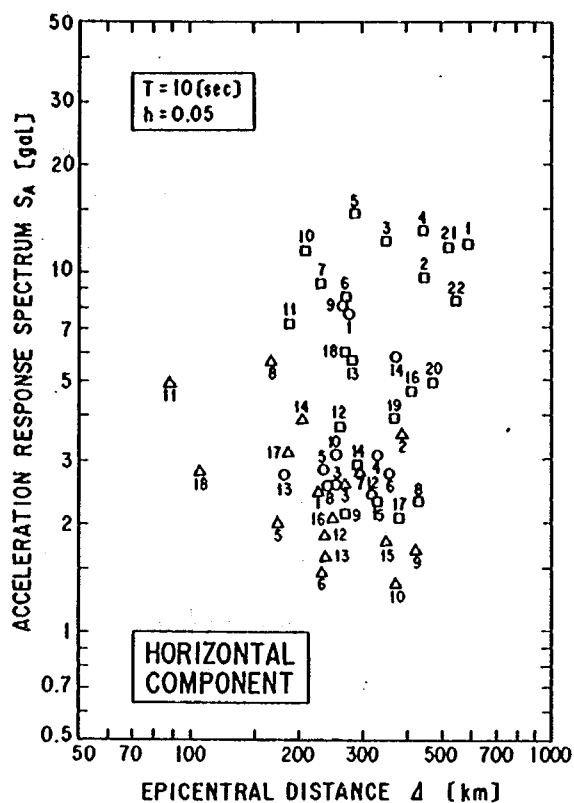
(a) 固有周期 2 秒



○ 1968 TOKACHI-OKI	
1 KUSHIRO	3 HAKODATE
4 NEMURO	5 MORIOKA
6 SENDAI	7 HIROO
8 OFUNATO	9 SAPPORO
10 MURORAN	12 ISHINOMAKI
13 MIYAKO	14 RUMOI
△ 1968 HYUGANADA	
1 TSURUGISAN	2 OSAKA
3 TAKAMATSU	5 MATSUYAMA
6 HIROSHIMA	7 OKAYAMA
8 KOCHI	9 KYOTO
10 IZUHARA	11 NOBEOKA
12 SHIMONOSEKI	13 SAGA
14 KAGOSHIMA	15 FUKUE
16 FUKUOKA	17 MUROTOMISAKI
18 UWAJIMA	
□ 1983 NIHONKAI-CHUBU	
1 WAKKANAI	2 RUMOI
3 SAPPORO	4 OBIHIRO
5 SUTTSU	6 MURORAN
7 MORI	8 HIROO
9 OFUNATO	10 HACHINOHE
11 MORIOKA	12 MIYAKO
13 SENDAI	14 ISHINOMAKI
15 FUKUSHIMA	16 ONAHAMA
17 WAJIMA	18 AIKAWA
19 TAKADA	20 KUMAGAYA
21 TOKYO	22 YOKOHAMA

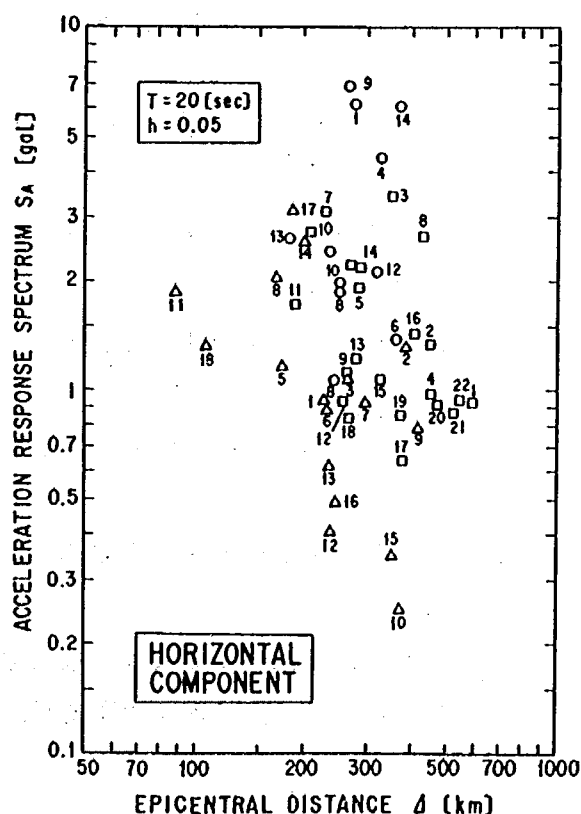
(b) 固有周期 5 秒

図21(1) 加速度応答スペクトル値（水平成分，減衰定数 5 %）の距離減衰



○ 1968 TOKACHI-OKI	
1 KUSHIRO	3 HAKODATE
4 NEMURO	5 MORIOKA
6 SENDAI	7 HIROO
8 OFUNATO	9 SAPPORO
10 MURORAN	12 ISHINOMAKI
13 MIYAKO	14 RUMOI
△ 1968 HYUGANADA	
1 TSURUGISAN	2 OSAKA
3 TAKAMATSU	5 MATSUYAMA
6 HIROSHIMA	7 OKAYAMA
8 KOCHI	9 KYOTO
10 IZUHARA	11 NOBEOKA
12 SHIMONOSEKI	13 SAGA
14 KAGOSHIMA	15 FUKUE
16 FUKUOKA	17 MUROTOMISAKI
18 UWAJIMA	
□ 1983 NIIHONKAI-CHUBU	
1 WAKKANAI	2 RUMOI
3 SAPPORO	4 OBIHIRO
5 SUTTSU	6 MURORAN
7 MORI	8 HIROO
9 OFUNATO	10 HACHINOHE
11 MORIOKA	12 MIYAKO
13 SENDAI	14 ISHINOMAKI
15 FUKUSHIMA	16 ONAHAMA
17 WAJIMA	18 AIKAWA
19 TAKADA	20 KUMAGAYA
21 TOKYO	22 YOKOHAMA

(c) 固有周期 10 秒



○ 1968 TOKACHI-OKI	
1 KUSHIRO	3 HAKODATE
4 NEMURO	5 MORIOKA
6 SENDAI	7 HIROO
8 OFUNATO	9 SAPPORO
10 MURORAN	12 ISHINOMAKI
13 MIYAKO	14 RUMOI
△ 1968 HYUGANADA	
1 TSURUGISAN	2 OSAKA
3 TAKAMATSU	5 MATSUYAMA
6 HIROSHIMA	7 OKAYAMA
8 KOCHI	9 KYOTO
10 IZUHARA	11 NOBEOKA
12 SHIMONOSEKI	13 SAGA
14 KAGOSHIMA	15 FUKUE
16 FUKUOKA	17 MUROTOMISAKI
18 UWAJIMA	
□ 1983 NIIHONKAI-CHUBU	
1 WAKKANAI	2 RUMOI
3 SAPPORO	4 OBIHIRO
5 SUTTSU	6 MURORAN
7 MORI	8 HIROO
9 OFUNATO	10 HACHINOHE
11 MORIOKA	12 MIYAKO
13 SENDAI	14 ISHINOMAKI
15 FUKUSHIMA	16 ONAHAMA
17 WAJIMA	18 AIKAWA
19 TAKADA	20 KUMAGAYA
21 TOKYO	22 YOKOHAMA

(d) 固有周期 20 秒

図21(2) 加速度応答スペクトル値（水平成分，減衰定数 5 %）の距離減衰

7-4 ま と め

本年度の調査結果をまとめると、以下のようになる。

- 1) 気象庁一倍強震計記録の計器補正を行うための長周期側の遮断周期は20秒とすることが適当であると考えられる。また、その時の固有周期2～20秒の範囲における加速度応答スペクトル値（減衰定数5%）はデジタル強震計による加速度応答スペクトル値の1～1.2倍程度の値をとる。
- 2) 気象庁一倍強震計記録から求め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から求め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、気象庁一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。
- 3) 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（減衰定数5%）の推定式から、固有周期2秒（水平成分）の加速度応答スペクトル値を求め、これと気象庁一倍強震記録より求めた同じ条件の加速度応答スペクトル値とを比較すると、一般に、前者の方が後者よりも2倍程度大きい。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：屋外貯蔵タンクの耐震安全性検討のための入力地震波の変位特性に関する調査報告書，昭和57年12月
- 2) 片山恒雄ほか：長周期（約2～20秒）地震動の工学的特性に関する総合研究，昭和59年度科学研究費補助金（総合研究A）研究成果報告書，昭和60年3月
- 3) 建設省土木研究所：気象庁一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
- 4) 建設省土木研究所：気象庁一倍強震計記録に基づく長周期地震動特性の解析－（その2）1968年日向灘地震記録の解析－，土木研究所資料，第2245号，昭和60年6月
- 5) 篠泉，片山恒雄：気象庁1倍強震計による地動の再現性の検討，第18回地震工学研究発表会講演概要，昭和60年7月
- 6) 佐々木康，田村敬一，相沢興，高橋和之：土木研究所における高密度強震観測，土木技術資料，第28巻，第1号，昭和61年1月
- 7) 建設省土木研究所：高密度強震観測用デジタル強震計の記録精度に関する実験的検討，土木研究所資料，第2019号，昭和58年8月
- 8) 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

第8章 明石海峡大橋剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験

耐震研究室 川 島 一 彦
運 上 茂 樹
吾 田 洋 一

8-1 ま え が き

明石海峡大橋は、未固結の明石層に支持された巨大な基礎を有する橋梁となり、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となっている。従来、本州四国連絡橋の下部構造の耐震計算は、昭和49年9月の土木学会本州四国連絡橋の耐震設計基準・同解説（以下本四耐震設計基準と呼ぶ）によって行なわれてきているが、基準が策定された昭和49年以後の各種の調査研究結果を総合すると、明石海峡大橋基礎の耐震設計に現行の本四耐震設計基準を適用するに際して、以下のような検討を加えることが求められている。

1) 入力地震動の頭切り

現行の本四耐震設計基準では、固有周期 0.8 秒付近から短周期側で入力地震動を一定とする、いわゆる頭切りが行われているが、実測等による地震動の特性に関する研究成果によれば、固有周期 0.8 秒以下でも入力地震動はある大きさを持っており、設計上の仮定と実現象との対応を検討する必要が指摘されている。なお、下部構造の耐震計算では、0.8 秒以下の固有周期における入力地震動の特性が重要となる。

2) 有効地震入力

現行の本四耐震基準では、構造物の質量、寸法等がいかに大きくなっても、構造物には、地表面で観測された強震記録等を基本に定められた入力地震動がそのまま作用すると仮定されている。しかしながら、明石海峡大橋下部構造のように、構造物の質量、寸法が大きくなると、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なわれない限り、構造物の振動は大きくなり、及び構造物の剛性効果（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）により、構造物に実際に作用する入力地震動は、構造物がないとした場合に地表面等に生じる地震動よりも小さくなる。

3) ばね係数

現行の本四耐震設計基準では、平板載荷試験等より得られる静的な変形係数をもとにばね定数が求められているが、明石海峡大橋基礎のような巨大な基礎に対して、このようにして求められたばね定数が、どの程度一致するかに関するデータはない。しかしながら、明石海峡大橋基礎は、形状的には簡単なものであり、また軟弱地盤のように層序、剛性の著しく異なる地盤中に設置される訳ではなく、未固結とはいっても新第三紀の地盤中に設置されることから、弾性論に基づ

いたばね定数の推定が、工学的に許される範囲の精度で可能ではないかと考えられる。また、従来現地振動実験から得られたばね定数は、一般に平板載荷試験等から求められたばね定数よりもかなり大きいことが指摘されており、この原因としては、振動実験等により地盤に生じるひずみレベルと平板載荷試験等により地盤に生じるひずみレベルに大きな差があることが指摘されている。したがって、地震時に下部周辺地盤に生じるひずみレベル等との整合性を考慮したばね定数の設定が必要とされている。一方、近年、弾性論に基づいた動的ばね定数に対する各種の推定手法が提案されており、あるものについては実測等との対応もよいと言われている。

4) 下部構造の減衰定数

現行の本四耐震基準では、逸散減衰、内部減衰等をあわせて、下部構造が卓越するモードに対して0.1の減衰定数を一応の目安としているが、根入れ等がある場合には、減衰定数がこれよりも大きいこと、また減衰定数自体が振動数によって異なってくることが指摘されている。

本調査は、以上のような近年の耐震工学に関する新しい知見を踏まえて、明石海峡大橋の剛体基礎の耐震計算法を開発することを目的として、昭和59年度からスタートしたものである。昨年度は、動的サブストラクチャー法を基本とした新しい耐震計算法の理論的背景に関してその可能性を検討した。本年度は、昨年度に引き続き解析手法の検討を行い、これを応答スペクトル法を基本とした新しい耐震計算法として、その基本的な流れを整理するとともに、復元力及び減衰定数の振動数依存性の影響、減衰定数の決定法、有効入力の中の回転成分の影響等、提案手法を適用するに際して仮定すべき条件の精度及び影響を試算により検討した。

8-2 剛体基礎の新耐震設計法

8-2-1 理論的背景

基礎と地盤の動的相互作用を考慮した耐震計算法として動的サブストラクチャー法を適用する。

図8-2-1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。

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

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

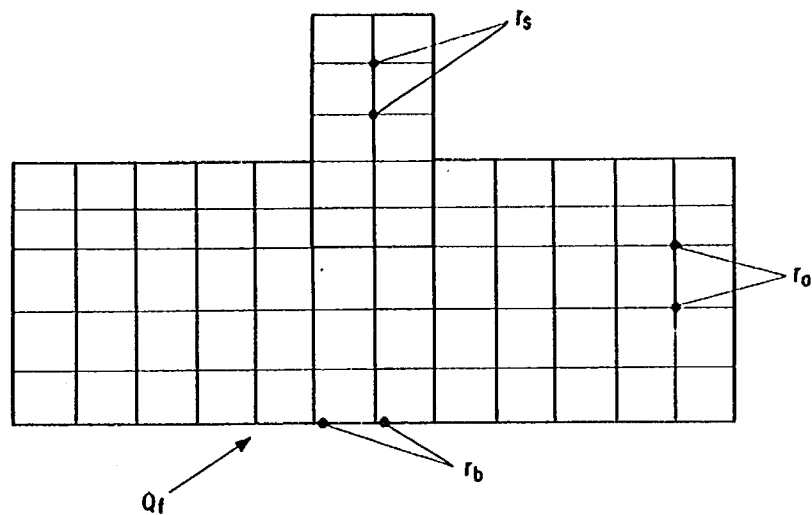


図8-2-1 一体モデルによる基礎および地盤のモデル化

式(1-1)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。

$$\begin{bmatrix} m_{ss} & m_{sa} \\ m_{as} & m_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{r}_s^t \\ \ddot{r}_a^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{ss} & c_{sa} \\ c_{as} & c_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{r}_s^t \\ \dot{r}_a^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ss} & k_{sa} \\ k_{as} & k_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_s^t \\ r_a^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -m_{ab} \ddot{r}_b^t - c_{ab} \dot{r}_a^t - k_{ab} r_b^t \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (1-2)$$

基礎に一樣な入力作用する場合には、式(1-2)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数が多くなり過ぎ、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8-2-2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

$$\begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{r}_s^t \\ \ddot{r}_b^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{ss} & c_{sb} \\ c_{bs} & c_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{r}_s^t \\ \dot{r}_b^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ss} & k_{sb} \\ k_{bs} & k_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_s^t \\ r_b^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ R_b \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (1-3)$$

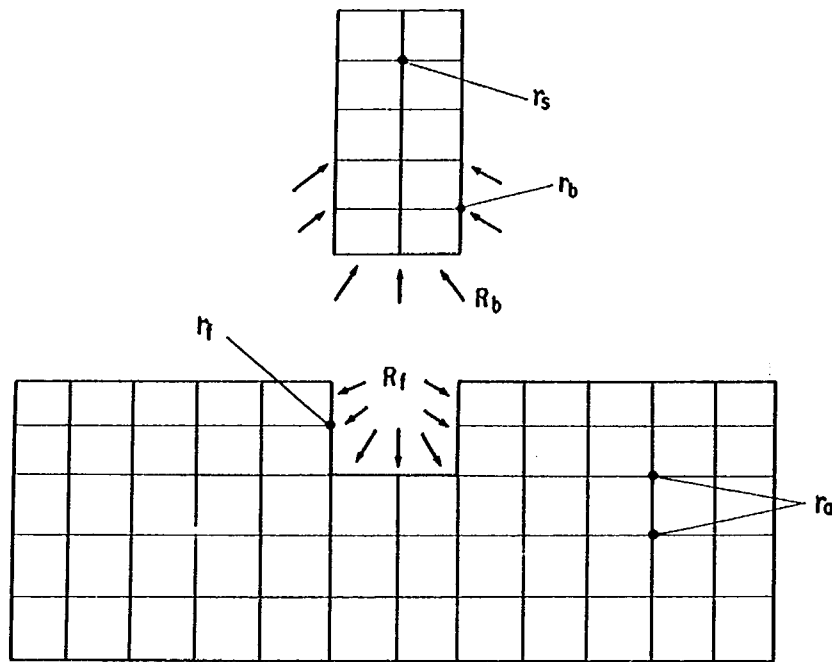


図 8 - 2 - 2 動的サブストラクチャー法による基礎および地盤のモデル化

地盤の運動方程式

$$\begin{bmatrix} m_f & 0 \\ 0 & m_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{r}_f^t \\ \ddot{r}_a^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{ff} & c_{fa} \\ c_{af} & c_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{r}_f^t \\ \dot{r}_a^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ff} & k_{fa} \\ k_{af} & k_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_f^t \\ r_a^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -R_b \\ 0 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (1-4)$$

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 (1-1) と同じ

R_b : 地盤と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。

$$\begin{bmatrix} m_f & 0 \\ 0 & m_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{r}_f^0 \\ \ddot{r}_a^0 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{ff} & c_{fa} \\ c_{af} & c_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{r}_f^0 \\ \dot{r}_a^0 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ff} & k_{fa} \\ k_{af} & k_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_f^0 \\ r_a^0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (1-5)$$

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,

$$\begin{aligned} r_f &= r_f^t - r_f^0 \\ r_a &= r_a^t - r_a^0 \end{aligned} \dots\dots\dots (1-6)$$

式 (1-4) から式 (1-5) を差し引くことにより, 次式が得られる。

$$\begin{bmatrix} m_f & 0 \\ 0 & m_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{r}_f \\ \ddot{r}_a \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{ff} & c_{fa} \\ c_{af} & c_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{r}_f \\ \dot{r}_a \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ff} & k_{fa} \\ k_{af} & k_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_f \\ r_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -R_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (1-7)$$

これをフーリエ変換すると

$$\begin{bmatrix} -\bar{\omega}^2 \begin{bmatrix} m_f & 0 \\ 0 & m_a \end{bmatrix} + i\bar{\omega} \begin{bmatrix} c_{ff} & c_{fa} \\ c_{af} & c_{aa} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ff} & k_{fa} \\ k_{af} & k_{aa} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \hat{r}_f \\ \hat{r}_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\hat{R}_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (1-8)$$

となる。ここで、 $\wedge$ はフーリエ変換を表わす。式(1-8)は、構造物のない自然地盤の境界面に相当する位置に、 $-R_b e^{i\omega t}$ となる力を作用させた場合の自然地盤の運動方程式を表わしている。いま、式(1-8)を次のように書き改める。

$$\begin{bmatrix} G_{ff} & G_{fa} \\ G_{af} & G_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \hat{r}_f \\ \hat{r}_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \hat{R}_f \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (1-9)$$

ここで、

$$\begin{aligned} \hat{R}_f &= -\hat{R}_b \\ G_{ff} &= -\bar{\omega}^2 m_f + i\bar{\omega} c_{ff} + k_{ff} \\ G_{fa} &= i\bar{\omega} c_{fa} + k_{fa} \\ G_{aa} &= -\bar{\omega}^2 m_a + i\bar{\omega} c_{aa} + k_{aa} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (1-10)$$

これらを静的に縮合すると次式が得られる。

$$S_f \hat{r}_f = \hat{R}_f \quad \dots\dots\dots (1-11)$$

ここで、

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

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。

$$\hat{r}_f^t = \hat{r}_b^t \quad \dots\dots\dots (1-13)$$

式(1-11)、(1-13)を式(1-3)に代入すると構造物の運動方程式は次のようになる。

$$\begin{bmatrix} -\bar{\omega}^2 \begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix} + i\bar{\omega} \begin{bmatrix} c_{ss} & c_{sb} \\ c_{bs} & c_{bb} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ss} & k_{sb} \\ k_{bs} & k_{bb} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \hat{r}_s^t \\ \hat{r}_b^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -S_f \hat{r}_b^t \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (1-14)$$

また、

$$\hat{r}_b = \hat{r}_b^t - \hat{r}_b^g = \hat{r}_b^t - \hat{r}_f^g \quad \dots\dots\dots (1-15)$$

であるから、式 (1-14) は次式のようになる。

$$\left[-\bar{\omega}^2 \begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix} + i\bar{\omega} \begin{bmatrix} c_{ss} & c_{sb} \\ c_{bs} & c_{bb} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ss} & k_{sb} \\ k_{bs} & k_{bb} + S_f \end{bmatrix} \right] \begin{Bmatrix} \hat{r}_s^f \\ \hat{r}_b^f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ S_f \hat{r}_f^g \end{Bmatrix} \dots\dots (1-16)$$

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^g を式 (1-5) より求める。
- 2) 振動数 $\bar{\omega}$ ごとに式 (1-12) の $S_f(\omega)$ を求める。
- 3) 振動数 $\bar{\omega}$ ごとに式 (1-16) 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8-2-3参照)。

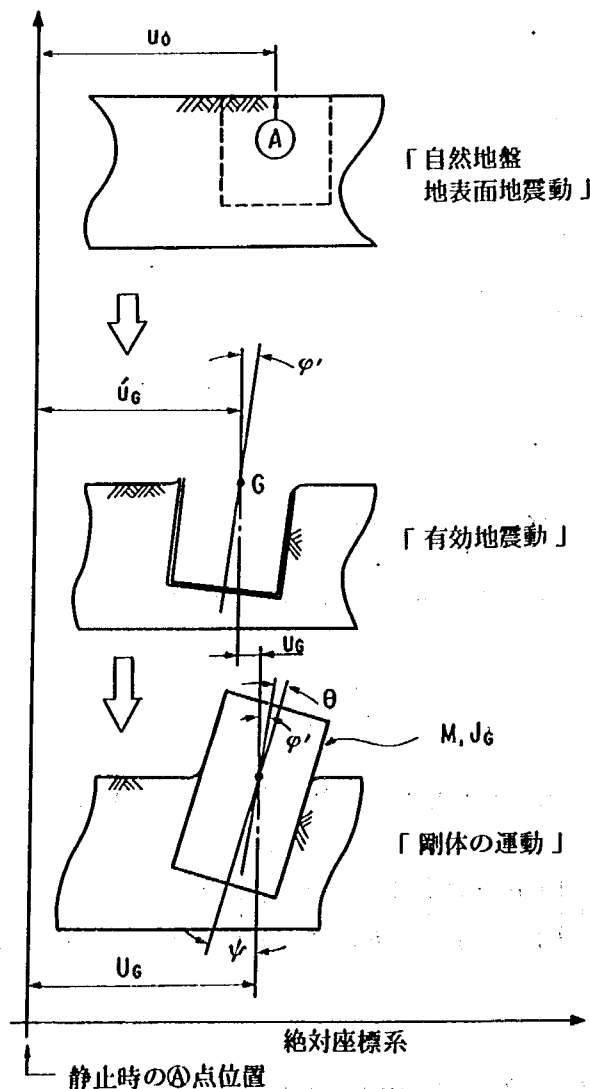


図8-2-3 地震動を受ける埋設剛体基礎とその記号

- 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 (1-16) 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。
- 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。

以上により、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。

剛体基礎の運動方程式

構造物が、剛体で水平と回転の 2 自由度をもつものとすれば、剛体の重心点について表した運動方程式は、式 (1-3) から次式となる。

$$[m_s] \{\ddot{r}_s^t\} = \{R_s\} \dots\dots\dots (1-17)$$

ここで

$$[m_s] = \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J_G \end{bmatrix}$$

$$\{r_s^t\} = \begin{bmatrix} U_G^t \\ \varphi^t \end{bmatrix}$$

$$\{R_s\} = \begin{bmatrix} Q \\ M \end{bmatrix} = [T] \{R_b\}$$

m : 剛体の質量

J_G : 剛体の重心点に関する回転質量

U_G^t : 剛体の重心点の水平絶対変位

φ^t : 剛体の回転絶対変位

Q, M : 剛体重心点に働く動的相互作用力の水平, 回転成分

$\{R_b\}$: 式 (1-4) に示される地盤と構造物の接触面に働く動的相互作用力

$[T]$: 地盤と構造物の接触面の動的相互作用力の重心点への変換行列

式 (1-17) を振動数領域で表わすと、次式となる。

$$-\omega^2 [m_s] \{\hat{r}_s^t\} = [T] \{\hat{R}_b\} \dots\dots\dots (1-18)$$

式 (1-18) に動的相互作用力 $\{\hat{R}_b\}$ を代入すれば、動的相互作用を考慮した剛体の運動を解くことができる。

式 (1-18) の動的相互作用力 $\{\hat{R}_b\}$ は、構造物とは独立に式 (1-11) により求められている。

$\{\hat{R}_b\} = -\{\hat{R}_f\}$ であることを考慮して式 (1-11) を式 (1-18) に代入すると次式のようなになる。

$$-\omega^2 [m_s] \{\hat{r}_s^t\} = [T] \{-\hat{R}_f\} = -[T] [S_f] \{\hat{r}_f\} \dots\dots\dots (1-19)$$

式(1-6)の関係より, $\hat{r}_f = \hat{r}_f^i - \hat{r}_f^0$ であることから, これを式(1-19)に代入して次式が得られる。

$$-\bar{\omega}^2 [m_s] \{\hat{r}_f^i\} = -[T][S_f] \{\hat{r}_f^i\} + [T][S_f] \{\hat{r}_f^0\} \quad \dots\dots\dots (1-20)$$

ここで, 構造物は剛体であるから, 次の関係が成立する。

$$\left. \begin{aligned} \{\hat{r}_f^i\} &= [T'] \{\hat{r}_s^i\} \\ \{\hat{r}_f^0\} &= [T'] \{\hat{r}_s^0\} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (1-21)$$

ここに, $[T']$ は, 地盤と構造物の接触面の変位を重心点から求めるための変換行列であり, $\{\hat{r}_s^0\}$ は, 動的相互作用力の作用しない場合の自然地盤の運動方程式から求まる構造物重心位置の変位である。 $\{\hat{r}_s^0\}$ は, 有効地震動と呼ばれ, 物理的には, 質量を持たない基礎の応答値であり次式で表す。

$$\{\hat{r}_s^0\} = \begin{Bmatrix} U_G^0 \\ \varphi^0 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (1-22)$$

式(1-21)を式(1-20)に代入して, 次式を得る。

$$\left[-\bar{\omega}^2 [m_s] + [T][S_f][T'] \right] \{\hat{r}_f^i\} = [T][S_f][T'] \{\hat{r}_s^0\} \quad \dots\dots\dots (1-23)$$

式(1-23)を時間領域に戻すと次式を得る。

$$[m_s] \{\ddot{r}_f^i\} + [T][S_f][T'] \{\dot{r}_f^i\} = [T][S_f][T'] \{\dot{r}_s^0\} \quad \dots\dots\dots (1-24)$$

マトリクス $[T][S_f][T']$ は, 剛体2自由度系振動モデルのばねと減衰を与える。これを次のように置くこととする。

$$[K_{ij}] = [T][S_f][T'] \quad (i, j=1, 2) \quad \dots\dots\dots (1-25)$$

ここで,

$$\{\dot{r}_s\} = \begin{Bmatrix} \dot{u}_G \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} = \{\dot{r}_f^i\} - \{\dot{r}_f^0\} \quad \dots\dots\dots (1-26)$$

とすれば, 剛体基礎の運動方程式として次式が得られる。

$$[m_s] \{\ddot{r}_s\} + [K] \{\dot{r}_s\} = -[m_s] \{\ddot{r}_f^0\} \quad \dots\dots\dots (1-27)$$

ここで,

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)

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と比較し, 式(1-27)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} は静的な平板載荷試験等より得られる変形係数を用いてばね係数を決定する本四方式ではなく、振動数依存性を有する複素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。

動的サブストラクチャー法を適用することにより、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剛体 2 自由度系の解析が可能となる。しかし、将来、明石海峡大橋基礎の基本寸法を決定するに際し、多数のケースに対する耐震計算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。したがって、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は、i) 簡便な方法であり、ii) 剛体基礎の固有周期を正しく評価でき、iii) 有効入力の評価できるものでなければならない。このような条件を満足するモデルとしては、応答スペクトル法に基づく剛体 2 自由度系モデルを基本とし、これに有効入力の影響を応答スペクトルに取り入れ、根入れの効果を考慮したばね係数および減衰定数を用いたモデルが考えられる。

8-2-2 新耐震設計法の骨子

(1) 下部構造及び周辺地盤のモデル化

弾性論を基本とした動的ばね係数及び減衰係数を用いるために、基礎及び周辺地盤を図 8-2-4 のようにモデル化する。モデル化の仮定は、以下の通りである。

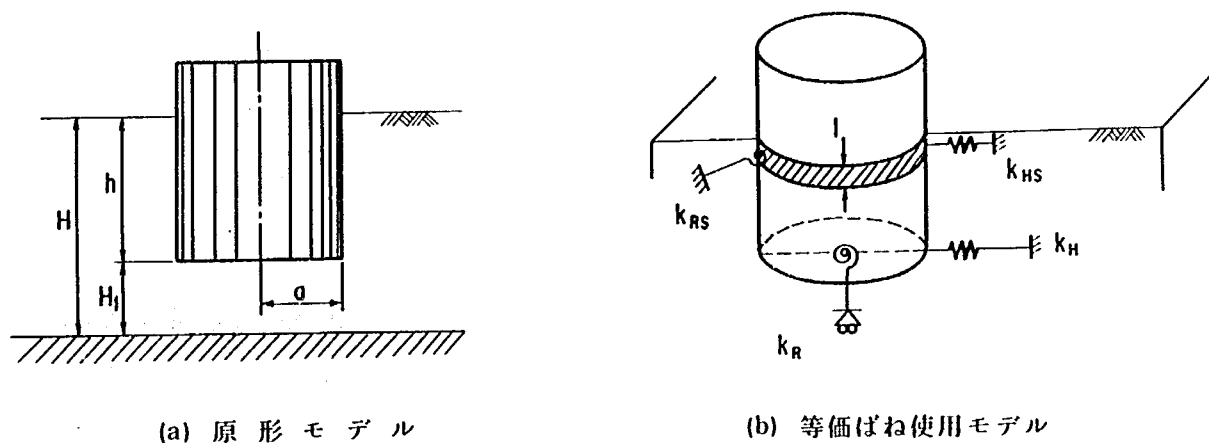


図 8-2-4 提案手法による基礎モデル

1) 地盤は、均一な弾性係数を有する弾性体とする。

2) 基礎は、半径 a 、根入れ深さ h を有する円筒形の剛体とする。ただし、基礎形状が円筒形でない場合には、半径 a は、実基礎の断面 2 次モーメントと等しくなるように定める。

地盤の剛性は、実測等による地盤のせん断波速度 V_s に基づいて次式により決定するものとする。

$$G = \frac{\gamma_t}{g} \bar{V}_s^2 \dots\dots\dots (2-1)$$

ここで、

G : 地盤のせん断弾性係数 (t/m^2)

r_t : 地盤の単位体積重量 (t/m^3)

$\bar{V}_s$: 耐震設計に用いる地盤のせん断波速度で実測による V_s から次式で求める。 (m/sec)

$$\bar{V}_s = \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot V_s \quad \dots\dots\dots (2-2)$$

ここで、

κ_1 : せん断波速度の測定方法による補正係数

κ_2 : 地震時に地盤に生じるせん断ひずみ振幅に応じたせん断波速度の低減係数

g : 重力加速度 (m/sec^2)

なお、現行の本四耐震基準では、図 8-2-5 に示すように基礎をモデル化している。

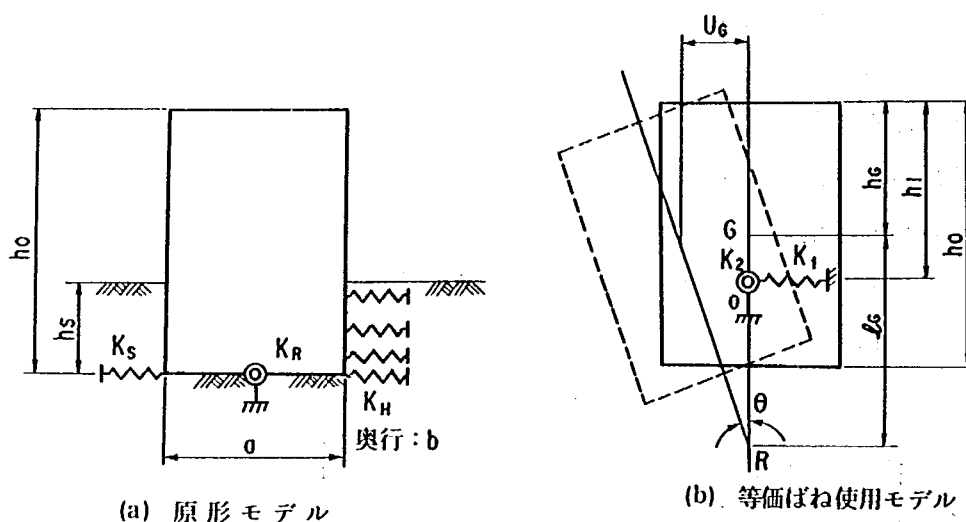


図 8-2-5 現行基準による基礎モデル

上記提案モデルとの違いは、基礎を幅 a 、奥行 b の矩形とし、地盤の変形係数 E_0 を直径 30cm 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ている点である。

(2) ばね及び減衰のモデル化

剛体基礎と地盤を結ぶばねは、弾性波動論に基づいて定めるものとする。この際、地盤のばねを複素ばねで表現し、逸散減衰も同時にモデル化するものとする。なお、ばね定数及び逸散減衰定数の求め方については後述する。このようにすると、図 8-2-4 に示した基礎底面の水平ばね k_H 、回転ばね k_R 、基礎側壁の単位深さ当たりの水平ばね k_{HS} 、回転ばね k_{RS} は、それぞれ次式のように与えられる。

$$\begin{aligned}
k_H &= G a (C_{u1} + i C_{u2}) \\
k_R &= G a^3 (C_{r1} + i C_{r2}) \\
k_{HS} &= G (S_{u1} + i S_{u2}) \dots\dots\dots (2-3) \\
k_{HS} &= G a^2 (S_{r1} + i S_{r2})
\end{aligned}$$

ここで、

G : せん断弾性係数

a : 力学モデルの半径

C_{jk} : 底面の無次元複素ばね係数 ($j = u, r; k = 1, 2$)

S_{jk} : 側面の無次元複素ばね係数 ($j = u, r; k = 1, 2$)

ここで、無次元複素ばね係数は、一般に振動数依存性を有する。

なお、現行基準では図8-2-5に示した基礎底面の水平ばね k_s , 回転ばね k_R , 基礎側壁の単位深さ当たりの水平ばね k_{HS} は、上述した地盤の変形係数 E_o を用いてそれぞれ次式のように与えている。

$$\begin{aligned}
k_s &= K_s \cdot a \cdot b \\
k_{HS} &= K_H \cdot b \dots\dots\dots (2-4) \\
k_R &= \frac{K_V a^3 b}{12}
\end{aligned}$$

ここで、 K_s, K_H, K_V は、それぞれ基礎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ている。

$$\left. \begin{aligned}
K_V &= K_{Vo} \left(\frac{B_V}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \\
K_H &= K_{Ho} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \\
K_s &= \lambda K_V
\end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2-5)$$

ここで、

B_V, B_H : 鉛直面及び水平面の基礎の載荷幅 [cm] で次式により求める。ただし、底面形状が円形の場合には、その直径とする。

$$\begin{aligned}
B_V &= \sqrt{A_V} \\
B_H &= \sqrt{A_H} \dots\dots\dots (2-6)
\end{aligned}$$

ここに、 A_V, A_H : 鉛直方向及び水平方向の載荷面積 [cm²]

$$\begin{aligned}
K_{Vo} &= \frac{1}{30} \propto E_o \\
K_{Ho} &= \frac{1}{30} \propto E_o \dots\dots\dots (2-7)
\end{aligned}$$

E_0 : 直径30cm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, 標準貫入試験のN値のいずれかにより推定した地盤の変形係数
[kg/cmf]

α : E_0 を求める方法ごとに与えられる係数 (地震時)

(3) 運動方程式

複素ばね係数を用い, 式 (1-27) に示した有効入力を用いると, 剛体基礎の運動方程式は次のようになる。

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J_G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_G \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{12} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_G \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J_G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_G^0 \\ \ddot{\phi}^0 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (2-8)$$

ここで,

$$\left. \begin{aligned} K_{11} &= k_H + k_{HS} \cdot h \\ K_{12} &= - \left\{ k_H \cdot Z_C + k_{HS} \cdot h \left(Z_C - \frac{h}{2} \right) \right\} \\ K_{22} &= k_R + k_{RS} \cdot h + k_H \cdot Z_C^2 + k_{HS} \cdot h \left(\frac{h^2}{3} - h \cdot Z_C + Z_C^2 \right) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2-9)$$

ここで, k_H , k_R , k_{HS} , k_{RS} は式 (2-3) に示した通りであり, これらを式 (2-9) に代入すると, 式 (2-8) の複素剛性行列は次式となる。

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{12} & K_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{xx} + i\omega C_{xx} & K_{xr} + i\omega C_{xr} \\ K_{xr} + i\omega C_{xr} & K_{rr} + i\omega C_{rr} \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (2-10)$$

ここで,

$$\begin{aligned} K_{xx} &= G a \left(C_{u1} + \frac{h}{a} S_{u1} \right) \\ C_{xx} &= \frac{G a}{\omega} \left(C_{u2} + \frac{h}{a} S_{u2} \right) \\ K_{xr} &= -G a \left\{ Z_C \cdot C_{u1} + \frac{h}{a} \left(Z_C - \frac{h}{2} \right) S_{u1} \right\} \\ C_{xr} &= -\frac{G a}{\omega} \left\{ Z_C \cdot C_{u2} + \frac{h}{a} \left(Z_C - \frac{h}{2} \right) S_{u2} \right\} \\ K_{rr} &= G a^3 \left[C_{r1} + \left(\frac{Z_C}{a} \right)^2 C_{u1} + \frac{h}{a} S_{r1} + \frac{h}{a} \left\{ \frac{1}{3} \left(\frac{h}{a} \right)^2 + \left(\frac{Z_C}{a} \right)^2 - \frac{h}{a} \cdot \frac{Z_C}{a} \right\} S_{u1} \right] \\ C_{rr} &= \frac{G a^3}{\omega} \left[C_{r2} + \left(\frac{Z_C}{a} \right)^2 C_{u2} + \frac{h}{a} S_{r2} + \frac{h}{a} \left\{ \frac{1}{3} \left(\frac{h}{a} \right)^2 + \left(\frac{Z_C}{a} \right)^2 - \frac{h}{a} \cdot \frac{Z_C}{a} \right\} S_{u2} \right] \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2-11)$$

Z_C : 重心点の底面からの高さ

式 (2-8) は, 複素剛性を用いた運動方程式であり, 入力地震動の波形が与えられれば, 周波数領域の解析により時刻歴の地震応答を計算することができる。しかしながら, 耐震計算に用いるという観点からは, 時刻歴の地震応答解析ではなく, 応答スペクトル法を基本とした簡便な計算法とする必要がある。このため, ここでは, 式 (2-8) を次のように置く。

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J_G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_G \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{xx} & C_{xr} \\ C_{xr} & C_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_G \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{xx}(f_1) & K_{xr}(f_1) \\ K_{xr}(f_1) & K_{rr}(f_1) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_G \\ \theta \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J_G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_G^o \\ \ddot{\phi}^o \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (2-12)$$

ここで、 f_1 は、基本固有振動数であり、 $K_{xx}(f_1)$ 、 $K_{xr}(f_1)$ 、 $K_{rr}(f_1)$ は、それぞれ、振動数 f_1 に対応する式(2-11)のばね係数を表わしている。また、減衰は、実際には減衰行列としてではなく、モーダルアナリシスにより各次応答を求める段階で減衰定数として与えるものとする。ただし、基本固有振動数及び減衰定数は、次節に示す方法により与えるものとする。

なお、現行の本四耐震設計基準では、剛体基礎の運動方程式を次式で与えている。

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J_G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_G \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} \\ C_{12} & C_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_G \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{12} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_G \\ \theta \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J_G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_G \\ \ddot{\phi} \end{Bmatrix} \quad \dots (2-13)$$

ここで、

M, J_G : 剛体の質量及び重心点まわりの回転質量

u_G, θ : 剛体の重心点における相対変位及び相対回転角

K_{11}, K_{12}, K_{22} : 水平ばね, 連成ばね, 回転ばね

$\ddot{U}_G, \ddot{\phi}$: 下部構造支持地盤面における入力地震動

式(2-13)において、減衰は減衰行列としてではなく、モーダルアナリシスの手法により、モードごとの応答に分解した段階で減衰定数として取り入れられている。 K_{11}, K_{12}, K_{22} は、次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} K_{11} &= K_1 \\ K_{12} &= -K_1(h_1 - h_G) \\ K_{22} &= K_1(h_1 - h_G)^2 + K_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2-14)$$

ここに、

$$\begin{aligned} K_1 &= k_H + k_{HS} \cdot h_S \\ K_2 &= k_R + k_H(h_0 - h_1)^2 + \frac{k_{HS}}{3} [(h_S + h_1 - h_0)^3 + (h_0 - h_1)^3] \quad \dots\dots (2-15) \\ h_1 &= \frac{1}{K_1} [k_H \cdot h_0 + k_{HS}(h_0 - \frac{h_S}{2}) \cdot h_S] \end{aligned}$$

式(2-13)と式(2-12)の違いは、次の3点である。

- 1) 式(2-12)では、有効入力を用いているのに対して、式(2-13)では、下部構造支持地盤面における入力を用いている。
- 2) 式(2-12)では、ばね係数が式(2-9)で与えられるのに対して、式(2-3)では、式(2-15)により与えられる。
- 3) 式(2-12)では、後述するように複素ばねによる逸散減衰を近似するように減衰定数を与えるのに対して、式(2-13)では、一般に、 $h = 0.1$ 程度の減衰定数を与えている。

(4) 基本固有振動数及び減衰定数の設定

式(2-8)を式(2-12)のように置換するためには、基本固有振動数 f_1 及び、式(2-8)と等価な減衰効果を有する減衰定数(粘性減衰定数)を定めなければならない。

式(2-8)のように複素ばね係数が、振動数によって変化する場合には、古典的な振動論のような固有振動数の概念は適用できないが、ここでは、非減衰の場合に応答が無限の値をとる時の振動数を固有振動数と定義し、これを求めるものとする。いま、式(2-8)から剛体基礎重心点の加速度応答の伝達関数 $H_{ij}(\omega)$ を求めると次式のようになる。

$$[H_{ij}(\omega)] = \begin{bmatrix} \text{水平入力に対する水平応答} & \text{回転入力に対する水平応答} \\ \text{水平入力に対する回転応答} & \text{回転入力に対する回転応答} \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} 1 + \frac{M\omega^2}{\Delta} (K_{rr} + i\omega C_{rr} - J_G \omega^2) & -\frac{J_G \omega^2}{\Delta} (K_{xr} + i\omega C_{xr}) \\ -\frac{M\omega^2}{\Delta} (K_{xr} + i\omega C_{xr}) & 1 + \frac{J_G \omega^2}{\Delta} (K_{xx} + i\omega C_{xx} - M\omega^2) \end{bmatrix}$$

..... (2-16)

ここで、

$$\Delta = (K_{xx} + i\omega C_{xx} - M\omega^2) (K_{rr} + i\omega C_{rr} - J_G \omega^2) - (K_{xr} + i\omega C_{xr})^2$$

..... (2-17)

したがって、固有振動数は式(2-17)において減衰項を0と置いた $\Delta'(\omega)$ が0となる条件、すなわち、

$$\Delta'(\omega) = (K_{xx} - M\omega^2) (K_{rr} - J_G \omega^2) - K_{xr}^2 = 0 \quad \text{..... (2-18)}$$

より定めることができる。いま式(2-18)の特性方程式を満たす2つの正根を $\bar{\omega}_1, \bar{\omega}_2$ とすれば、固有振動数 f_1, f_2 は次式で求められる。

$$f_i = \frac{\bar{\omega}_i}{2\pi} \quad (i=1, 2) \quad \text{..... (2-19)}$$

これより、基本固有振動数に相当するばね係数(剛性実部) $K_{11}(f_1), K_{12}(f_1), K_{22}(f_1)$ を求めることができる。

次に、式(2-12)の減衰定数は、粘性減衰を仮定した式(2-12)による伝達関数の値が、複素剛性を用いた式(2-8)による伝達関数と1次、2次の固有振動数において同一の値をとるという条件から定めるものとする。いま、式(2-12)のように粘性減衰を用いた場合の伝達関数を求めると次式となる。

$$[\bar{H}_{ij}(\omega)] = \begin{bmatrix} 1 + \sum_{k=1}^2 B_{1k}^2 \cdot \eta_k & \sqrt{\frac{J_G}{M}} \sum_{k=1}^2 B_{1k} \cdot B_{2k} \cdot \eta_k \\ \sqrt{\frac{M}{J_G}} \sum_{k=1}^2 B_{1k} \cdot B_{2k} \cdot \eta_k & 1 + \sum_{k=1}^2 B_{2k}^2 \cdot \eta_k \end{bmatrix} \quad \text{..... (2-20)}$$

ここで、

B_{ij} : モーダル行列の第 i 次, j 自由度の要素

$$\left. \begin{aligned} \eta_k &= \frac{(1 - Q_k^2) - i \cdot 2 h_k Q_k}{(1 - Q_k^2)^2 + (2 h_k \cdot Q_k)^2} Q_k^2 \quad (k=1, 2) \\ Q_k &= \frac{\omega}{\omega_k} \quad (k=1, 2) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2-21)$$

ω_k : $K_1(f_1)$, $K_{12}(f_1)$, $K_{22}(f_1)$ を用いた場合の k 次 ($k=1, 2$) の固有振動数 (1 次については, 式 (2-18) の $\bar{\omega}_1$ と同じ値となる。2 次については, 式 (2-18) の $\bar{\omega}_2$ とわずかに異なるが, その違いは大きなものではない)

h_k : k 次 ($k=1, 2$) の減衰定数

したがって, 固有振動数 ω_1 , 及び ω_2 において式 (2-16) と式 (2-20) の伝達関数を等値することにより, 粘性減衰定数 h_1 , h_2 を定めることができる。ここでは, 水平入力に対する水平応答の伝達関数に着目するものとする次式となる。

$$\left| 1 + \sum_{k=1}^2 B_{1k}^2 \eta_k \right| = \left| 1 + \frac{M\omega^2}{A} (K_{rr} + i\omega C_{rr} - J_G \omega^2) \right| \quad (\omega = \omega_1, \omega_2) \dots\dots\dots (2-22)$$

上式を $\omega = \omega_1, \omega_2$ に対して連立させることにより, h_1, h_2 を定めることができる。

(5) 最大応答値の推定

以上により, 固有振動数 f_1, f_2 及び減衰定数 h_1, h_2 が求められた。したがって, 式 (2-12) をモーダルアナリシスにより解くに当り, これ以後の計算法は, 以下の 2 点を除き, 現行の本四耐震設計基準と同じである。

- 1) 式 (2-12) の右辺 (外力項) は, 有効入力となっている。
- 2) 現行の本四耐震設計基準では, 一般に, $h_1 = h_2 = 0.1$ と仮定するが, ここでは, h_1, h_2 が上述したように個別に与えられる。

このような点を表わすために, ここでは, 自由地表面に対して別途与えられる減衰定数 5% の加速度応答スペクトルをもとに次式により入力スペクトルを与える。

$$S_{Aj}(T_j, h_j) = \gamma_{EF}(T_j) \times \gamma_{DP}(h_j) \times S_{Aj}(T_j, 0.05) \dots\dots\dots (2-23)$$

ここで、

$S_{Aj}(T_j, 0.05)$: 自由地表面で規定される加速度応答スペクトル (減衰定数 0.05)

$\gamma_{EF}(T_j)$: 動的相互作用補正係数

$\gamma_{DP}(h_j)$: 減衰定数補正係数で次式により求める。

$$\gamma_{DP}(h_j) = \frac{1.5}{4.0 h_j + 1} + 0.5 \dots\dots\dots (2-24)$$

h_j : 1 次及び 2 次の減衰定数

したがって、剛体基礎の最大応答値 u_{Gmax} , θ_{max} は、次式のように求められる。

$$u_{Gmax} = \sqrt{\sum_{j=1}^2 \left\{ u_{Gj}^2 \cdot \frac{T_j^2}{4\pi^2} \cdot S_{Aj}(T_j, h_j) \right\}^2} \quad \dots\dots\dots (2-25)$$

$$\theta_{max} = \sqrt{\sum_{j=1}^2 \left\{ \sqrt{\frac{M}{J_G}} u_{Gj} \theta_j \cdot \frac{T_j^2}{4\pi^2} \cdot S_{Aj}(T_j, h_j) \right\}^2}$$

ここで、

$$\begin{aligned} u_{Gj}^2 &= \frac{\ell_{Gj}^2}{1 + \ell_{Gj}^2} \\ \theta_j^2 &= \frac{1}{1 + \ell_{Gj}^2} \\ u_{Gj} \cdot \theta_j &= \frac{\ell_{Gj}}{1 + \ell_{Gj}^2} \quad \dots\dots\dots (2-26) \end{aligned}$$

$$\ell_{Gj} = \sqrt{\frac{M}{J_G}} \frac{-K_{12}(f_1)}{K_{11}(f_1) - M\omega_j^2}$$

なお、式(2-25)では、有効入力のうち回転成分の影響は小さいと見なし、これを省略している。

8-2-3 新耐震計算法の検討項目

本調査で提案する剛体基礎の耐震計算法の骨子は、以上の通りである。このような計算をするために各種の仮定を置いたが、耐震計算法としての適用性を検討するためには、以下の項目につき仮定の妥当性を検討しておかなければならない。

- 1) 多層地盤の一層地盤への置換方法
- 2) 正確かつ簡便なばね係数及び逸散減衰係数の設定法
- 3) ばね係数及び減衰係数の振動数依存性の影響
- 4) 減衰定数の決定法の検討
- 5) 有効入力のうち回転成分の影響

このうち、1)については、別途検討が実施されている^{1),2)}ため、ここでは残りの項目につき、試算を中心に検討を進めることとする。

8-3 解析対象基礎

解析対象としたのは、図8-3-1に示す明石海峡大橋ケーブルアンカー基礎(4A)の検討案である。ここでは、基礎の根入れが小さいため、この影響を無視し、図8-3-2に示すような力学モデルに置換して、橋軸方向に対する試算を行った。

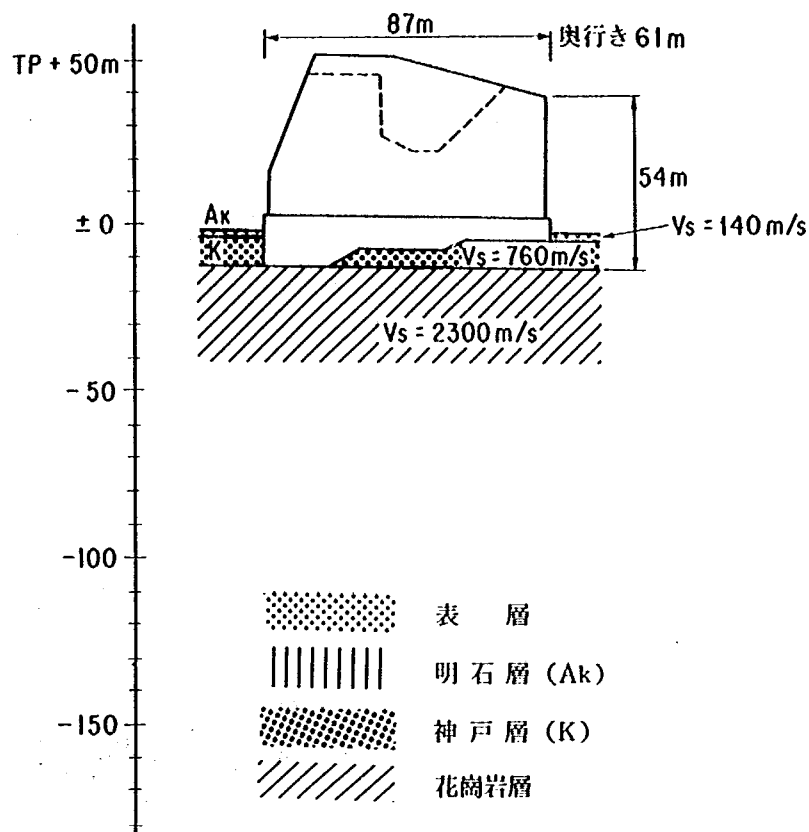
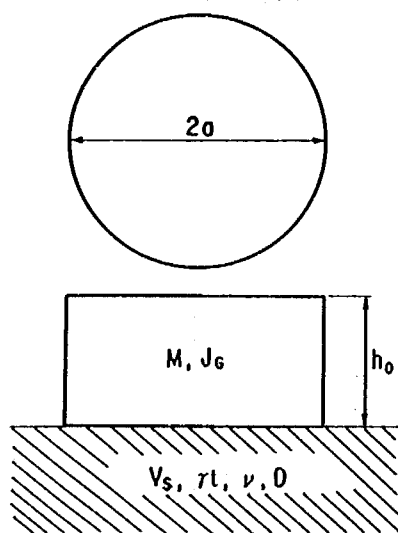


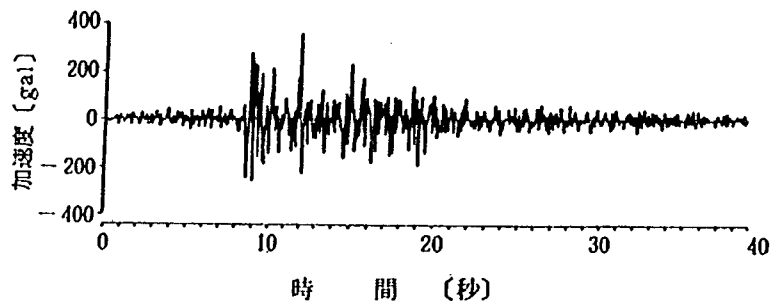
図 8 - 3 - 1 明石海峡大橋ケーブルアンカー基礎 (4 A) 検討案
地盤モデル



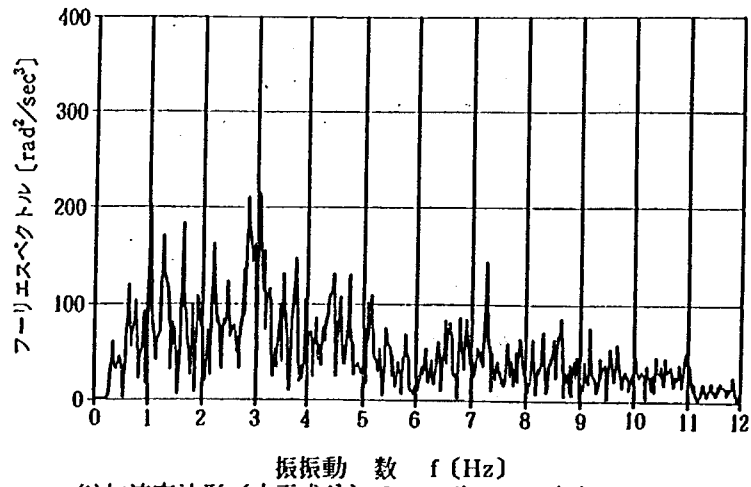
力 学 モ デ ル		半無限地盤モデル
半 径	$a = 45.5 \text{ m}$	S 波速度 $V_s = 760 \text{ m/s}$
高 さ	$h_0 = 46.6 \text{ m}$	単位体積重量 $\gamma_t = 2.2 \text{ t/m}^3$
質 量	$M = 5.0128 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$	ポアソン比 $\nu = 0.45$
回転数量	$J_G = 4.0676 \times 10^7 \text{ t} \cdot \text{msec}^2$	履歴減衰定数 $D = 2.2 \%$

図 8 - 3 - 2 力学モデル及び一層地盤モデル

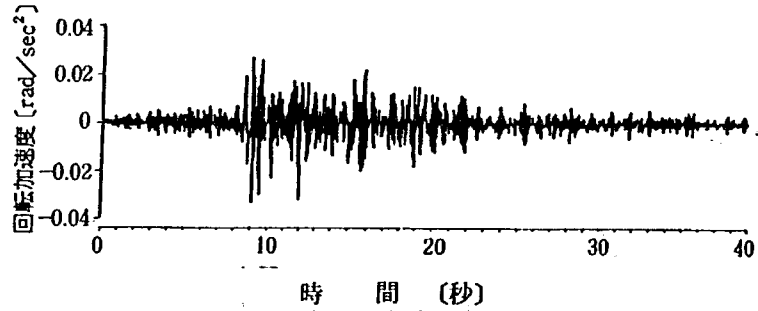
入力地震動としては、昨年度の検討に用いた図 8-3-3 の 2 波形を用いた。これは、1978 年宮城県沖地震により開北橋近傍地盤上で観測された強震記録（橋軸直角方向成分）から、明石海峡大橋主塔基礎（2P）検討案の地盤モデルについて得られた有効入力地震動である。



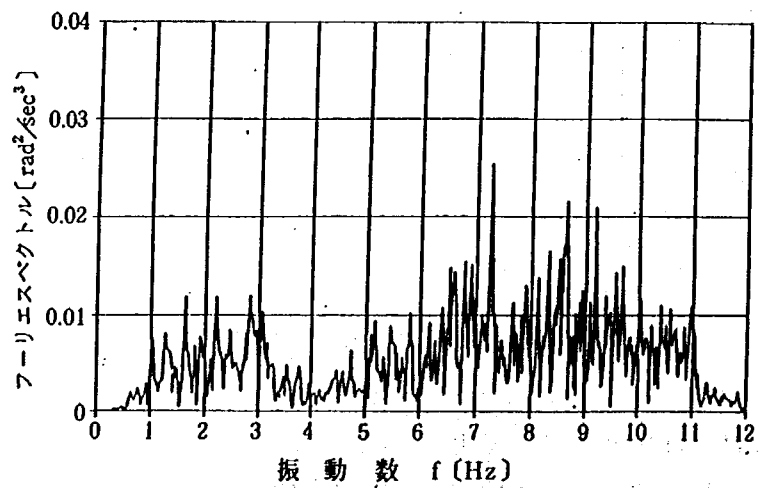
(a) 加速度波形 (水平成分)



(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8-3-3 解析に用いた入力地震動

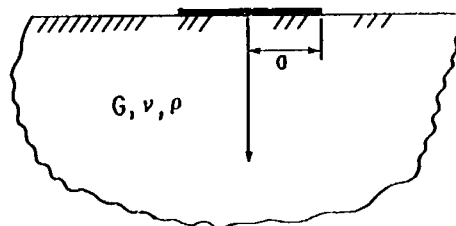
8-4 新耐震計算法の適用可能性の検討

8-4-1 ばね係数、減衰係数の検討

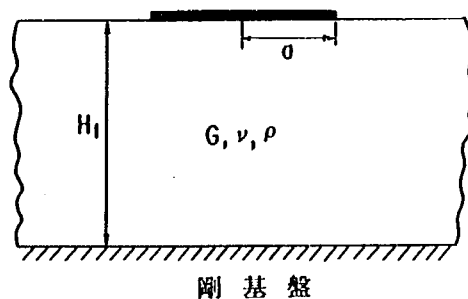
円形剛体基礎の基礎底面及び基礎側面に関する無次元複素ばね係数については、現在までに種々の式が提案されている。

(1) 底面複素ばね係数

基礎底面に関する複素ばね係数としては図8-4-1に示すように半無限弾性地盤もしくは剛基盤上の弾性地盤の表面に置かれた剛体円板に対する複素ばね係数が提案されている。並進及び回転に対する無次元複素ばね係数 C_{jk} ($j=u, r; k=1, 2$)の主要なものについて示すと表8-4-1となる。厳密な解は、変位関数の複雑な式となるため、いずれもこれらを近似的に表わしたものである。



(a) 半無限弾性体上の剛体円板

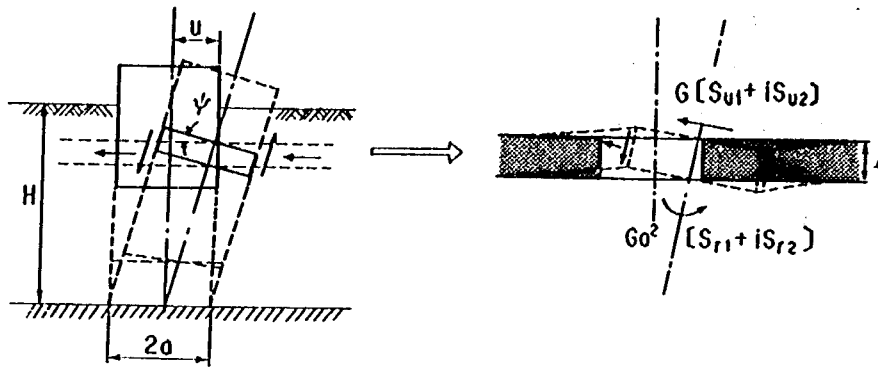


(b) 剛基盤上の弾性体上の剛体円板

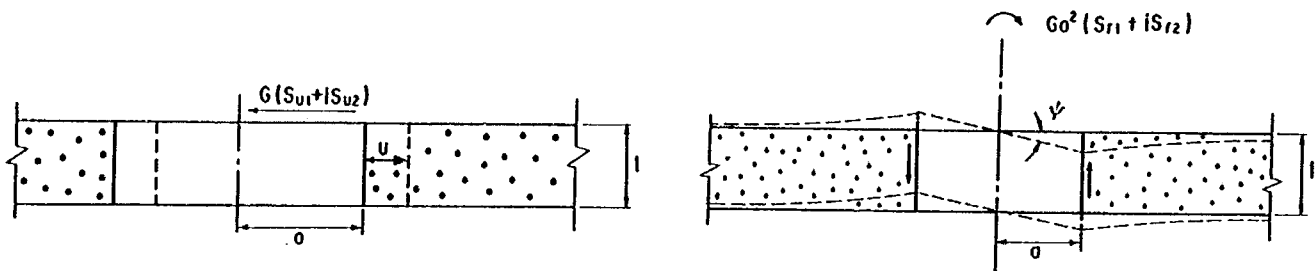
図8-4-1 底面複素ばね係数を求める地盤モデル

(2) 側面複素ばね係数

基礎側面に関する複素ばね係数としては、図8-4-2に示すように半無限弾性地盤中の半無限剛体円柱（平面ひずみ問題）の場合がNovakにより、また、剛基盤上の弾性地盤中の剛体基礎の場合が原田により、それぞれ提案されている。単位深さ当たりの無次元複素ばね係数 S_{jk} ($k=u, r; k=1, 2$)を示すと表8-4-2のようになる。



(a) 原田による基礎モデル



(b) Novakによる基礎モデル

図 8-4-2 側面複素ばね係数を求める基礎モデル

(3) 無次元複素ばね係数の試算

以上のように提案されている底面及び側面の無次元複素ばね係数 C_{jk} , S_{jk} ($j=u, r; k=1, 2$) を無次元振動数 a_0 について図示すると図8-4-3及び図8-4-4のようになる。これらの結果で、通常の構造物に対する地震応答計算などでは、 a_0 としては3程度までが実用的な範囲であるため、この範囲について示してある。これより、以下の事項が指摘される。

- 1) 底面のせん断ばねのうち、実部については、山原¹⁴⁾, Veletsos¹³⁾, 原田¹⁾, Novak¹⁰⁾ (ただし、Novakの解は、無次元振動数 $a_0 < 2$ が適用範囲) とともに大きな違いはない。また、虚部については、Novakの解だけが、無次元振動数 a_0 が2に近づくにつれて傾向を異にするが、その他の解ではほとんど差がない。
- 2) 底面の回転ばねのうち、実部については、ばね定数を無次元振動数 a_0 によらないとした山原、原田の解と無次元振動数 a_0 に依存するとした Veletsos の解に差が生じている。原理的には、 a_0 によらないとした Veletsos の解がより正解に近いと考えられる。これに対して、虚部については、山原の解が、Veletsos, 原田の解よりも大きめの値を与えている。これは、ポアソン比の項の影響と考えられる。

表 8-4-1 底面無次元複素ばね係数

水平ばね : $k_s = G a (C_{s1} + i C_{s2})$ 回転ばね : $k_R = G a^3 (C_{r1} + i C_{r2})$																																	
$a_0 = \frac{\omega a}{V_s}$: 無次元振動数																																	
モデル	無次元複素ばね係数	仮定	適用性																														
1)山原	$C_{s1} = \frac{8}{2-\nu}$, $C_{s2} = \pi a_0$ $C_{r1} = \frac{8}{3(1-\nu)}$, $C_{r2} = \frac{\pi}{4} \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} a_0$	・等方等質半無限弾性体 ・ C_{s1} , C_{r1} : 静的ばね ・ C_{s2} , C_{r2} : 接地面における平面波の逸散	$0 < a_0 < 2$ で厳密解とよく一致																														
2)Veletsos	$C_{s1} = \frac{8}{2-\nu}$, $C_{s2} = \frac{8}{2-\nu} b_1 a_0$ $C_{r1} = \frac{8}{3(1-\nu)} \left\{ 1 - b_1 \frac{(b_2 a_0)^2}{1 + (b_2 a_0)^2} - b_3 a_0^2 \right\}$ $C_{r2} = \frac{8}{3(1-\nu)} b_1 \frac{(b_2 a_0)^3}{1 + (b_2 a_0)^2}$ <table><tr><td>ν</td><td></td><td>0</td><td>1/3</td><td>0.45</td><td>0.5</td></tr><tr><td>C_s</td><td>b_1</td><td>0.775</td><td>0.65</td><td>0.60</td><td>0.60</td></tr><tr><td></td><td>b_2</td><td>0.525</td><td>0.5</td><td>0.45</td><td>0.4</td></tr><tr><td>C_r</td><td>b_2</td><td>0.8</td><td>0.8</td><td>0.8</td><td>0.8</td></tr><tr><td></td><td>b_3</td><td>0</td><td>0</td><td>0.023</td><td>0.027</td></tr></table>	ν		0	1/3	0.45	0.5	C_s	b_1	0.775	0.65	0.60	0.60		b_2	0.525	0.5	0.45	0.4	C_r	b_2	0.8	0.8	0.8	0.8		b_3	0	0	0.023	0.027	・等方等質半無限弾性体	
ν		0	1/3	0.45	0.5																												
C_s	b_1	0.775	0.65	0.60	0.60																												
	b_2	0.525	0.5	0.45	0.4																												
C_r	b_2	0.8	0.8	0.8	0.8																												
	b_3	0	0	0.023	0.027																												
3)Novak	i) $\nu = 0.0$ $C_{s1} = 4.571 - 4.653 a_0 + \frac{89.09 a_0}{a_0 + 19.14}$ $C_{s2} = 2536 a_0 - \frac{0.1345 a_0}{a_0 - 1.923}$ $C_{r1} = 2654 + 0.1962 a_0 - 1.729 a_0^2 + 1.4850 a_0^3 - 0.4881 a_0^4 + 0.034980 a_0^5$ $C_{r2} = 0.008025 a_0 + 0.01583 a_0^2 + 0.20350 a_0^3 + 1.202 a_0^4 - 1.448 a_0^5 + 0.4491 a_0^6$ ii) $\nu = 0.5$ $C_{s1} = 5333 - 1584 a_0 + \frac{1039 a_0}{a_0 + 6.552}$ $C_{s2} = 2923 a_0 - \frac{0.1741 a_0}{a_0 - 1.927}$	・等方等質半無限弾性体 ・Bycroft (1956) の変位関数から導く。 ・詳細解	$C_s : 0 \leq a_0 \leq 2.0$ $C_r : 0 \leq a_0 \leq 1.5$																														
	i) $\nu = 0.0$ $C_{s1} = 4.30, C_{s2} = 270 a_0, C_{r1} = 250, C_{r2} = 0.43 a_0$ ii) $\nu = 0.5$ $C_{s1} = 5.10, C_{s2} = 3.15 a_0$	・簡便解																															
4)Kausel	$C_{s1} = \frac{8}{2-\nu} \left(1 + \frac{a}{2H_1} \right) k$, $C_{s2} = \frac{8}{2-\nu} \left(1 + \frac{a}{2H_1} \right) c_1 a_0$ $C_{r1} = \frac{8}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{a}{6H_1} \right) k_2$, $C_{r2} = \frac{8}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{a}{6H_1} \right) c_2 a_0$	・剛床盤上の弾性体 ・地盤厚を $\frac{a}{H_1}$ で考慮 ・FEMによる算定	k_1, c_1, k_2, c_2 は, a_0 の関数としてグラフで与えられる。 $\frac{a}{H_1} < \frac{1}{2}$																														
5)原 III	$C_{s1} = \frac{8}{2-\nu} \left(1 + \frac{a}{2H_1} \right)$, $C_{s2} = C_{s1} \times 0.6 a_0$ $C_{r1} = \frac{8}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{a}{6H_1} \right)$, $C_{r2} = C_{r1} \times 0.3 \frac{a_0^2}{1 + a_0^2}$	Kausel, Veletsos の式から得る。	$\frac{a}{H_1} < \frac{1}{2}$																														

表 8-4-2 側面無次元複素ばね係数 (その1)

水平ばね : $k_{HS} = G(S_{u1} + iS_{u2})$ 回転ばね : $k_{RS} = Ga^2(S_{r1} + iS_{r2})$		
モデル	無次元複素ばね係数	仮定
1) 原 III	$k_{HS} = \frac{8Ga^2}{H^2} \sum_n^N \frac{\Omega_n \xi_n^2}{n^3} (-1)^{n-\frac{1}{2}}, \quad k_{RS} = \frac{32Ga^2}{\pi^2} (1+i2D_s) \sum_n^N \lambda_n \frac{(-1)^{n-\frac{1}{2}}}{n^3} \quad (n=1, 3, 5, \dots, N)$ ここで $\Omega_n = \frac{4K_1(\gamma_n a)K_1(\beta_n a) + \beta_n a K_1(\gamma_n a)K_0(\beta_n a) + \gamma_n a K_1(\beta_n a)K_0(\gamma_n a)}{[K_1(\gamma_n a) + \gamma_n a K_0(\gamma_n a)][K_1(\beta_n a) + \beta_n a K_0(\beta_n a)] - K_1(\gamma_n a)K_1(\beta_n a)}$ $\lambda_n = 1 + a_n a \frac{K_0(a_n a)}{K_1(a_n a)}$ $a_n = \frac{\pi}{2H} \sqrt{\frac{\{(V_{PS}/V_{SS})^2 + i2D_s\}n^2 - (\omega/\omega_g)^2}{1 + i2D_s}}$ $\beta_n = \frac{\pi}{2H} \sqrt{\frac{(1+i2D_s)n^2 - (\omega/\omega_g)^2}{1 + i2D_s}}$ $\gamma_n = \frac{\pi}{2H} \frac{V_{SS}}{V_{PS}} \xi_n, \quad \xi_n = \sqrt{(1+i2D_s)n^2 - (\omega/\omega_g)^2}$ $\omega_g = \frac{\pi V_{SS}}{2H}, \quad \frac{V_{SS}}{V_{PS}} = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}}$	・剛基盤上の等方等質弾性体 ・任意の深さの点の水平変位と回転角 φ が、それぞれ独立に地盤の深さとともに直線的変化をして、基盤上で零になるように仮定
	$S_{jk} = S_{ij} \cdot S_{djk}$ ここに $S_{iu} = \left(\frac{-1.2}{\nu_s - 0.59} + 1.1 \right) \left(\frac{a}{H} + \frac{0.002}{\nu_s - 0.53} + 0.19 \right)$ $S_{ir} = \left(\frac{-0.56}{\nu_s - 0.51} + 4.7 \right) \left(\frac{a}{H} + \frac{0.08}{\nu_s - 0.64} + 0.61 \right)$ i) $0 \leq \omega/\omega_g \leq 1 (S_{duk}), 0 \leq \omega/\omega_p \leq 1 (S_{drk})$ $S_{du1} = 1 - 0.9 \sqrt{\frac{a}{H}} (\omega/\omega_g)^3, \quad S_{du2} = 0.24 D_s^{0.2} (\omega/\omega_g)^6$ $S_{dr1} = 1 - 0.9 \sqrt{\frac{a}{H}} (\omega/\omega_p)^3, \quad S_{dr2} = 0.41 \sqrt{D_s} (\omega/\omega_p)^6$ ii) $1 \leq \omega/\omega_g \leq 5 (S_{duk}), 1 \leq \omega/\omega_p \leq 5 (S_{drk})$ a) $0.3 \leq a/H \leq 1, 0.47 \leq \nu_s \leq 0.49$ $S_{du1} = 1.25 - 0.9 \sqrt{\frac{a}{H}} - 0.25 \frac{\omega}{\omega_g}, \quad S_{du2} = \left(0.3 + 1.2 \sqrt{\frac{a}{H}} \right) \left(\frac{\omega}{\omega_g} - 1 \right) + 0.24 D_s^{0.2}$ b) a) 以外 $S_{du1} = 1 - 0.9 \sqrt{\frac{a}{H}}, \quad S_{du2} = \left(0.25 + \sqrt{\frac{a}{H}} \right) \left(\frac{\omega}{\omega_g} - 1 \right) + 0.24 D_s^{0.2}$ $S_{dr1} = 1 - 0.9 \sqrt{\frac{a}{H}}, \quad S_{dr2} = \left(0.02 + 1.5 \sqrt{\frac{a}{H}} \right) \left(\frac{\omega}{\omega_p} - 1 \right) + 0.41 \sqrt{D_s}$	・ S_{jk} の近似式 ・ $\omega_g = \frac{\pi V_{PS}}{2H}$

表 8-4-2 側面無次元複素ばね係数 (その 2)

2) Novak

i) $\nu = 0.0$

$$S_{x1} = \begin{cases} 02328a_0 + \frac{3.609a_0}{a_0 + 0.06159} & (0.2 \leq a_0 \leq 1.5) \\ 1503a_0 - 3630a_0^2 + 3948a_0^3 - 1943a_0^4 + 3488a_0^5 & (0 \leq a_0 \leq 0.2) \end{cases}$$

$$S_{x2} = 7344a_0 + \frac{0.8652a_0}{a_0 + 0.00874} \quad (0 \leq a_0 \leq 1.5)$$

ii) $\nu = 0.25$

$$S_{x1} = \begin{cases} 2474 + 4.119a_0 - 4320a_0^2 + 2057a_0^3 - 0362a_0^4 & (0.2 \leq a_0 \leq 2.0) \\ -1.468a_0 + 5.662\sqrt{a_0} & (0 \leq a_0 \leq 0.2) \end{cases}$$

$$S_{x2} = 0.83a_0 + \frac{4.159a_0}{3.90 + a_0} \quad (0 \leq a_0 \leq 1.5)$$

iii) $\nu = 0.4$

$$S_{x1} = \begin{cases} 2824 + 4.776a_0 - 5.539a_0^2 + 2.445a_0^3 - 0.394a_0^4 & (0.2 \leq a_0 \leq 2.0) \\ -1.796\sqrt{a_0} + 6.539\sqrt{a_0} & (0 \leq a_0 \leq 0.2) \end{cases}$$

$$S_{x2} = 0.96a_0 + \frac{5.655a_0}{4.68 + a_0} \quad (0 \leq a_0 \leq 1.5)$$

iv) ν 任意

$$S_{r1} = 3142 - 0.4215a_0 - 4.209a_0^2 + 7.165a_0^3 - 4.667a_0^4 + 1.093a_0^5 \quad (0 \leq a_0 \leq 1.5)$$

$$S_{r2} = 0.0144a_0 + 5.263a_0^2 - 4.177a_0^3 + 1.643a_0^4 - 0.2542a_0^5 \quad (0 \leq a_0 \leq 1.5)$$

・半無限弾性体中の半無限剛体円柱

・Baranov(1967) の解から算定

・左式を一定値とした場合

ν	0	0.25	0.4
S_{x1}	360	4.00	4.10
S_{x2}	$8.20a_0$	$9.10a_0$	$10.60a_0$
S_{r1}	250		
S_{r2}	$1.80a_0$		

a_0 の適用範囲は、左記と同じ

$$K_{HS} = \pi G a_0^2 T, \quad K_{RS} = \pi G a^2 (1 + i D_S) \left[a_0^* \frac{K_0(a_0^*)}{K_1(a_0^*)} + 1 \right]$$

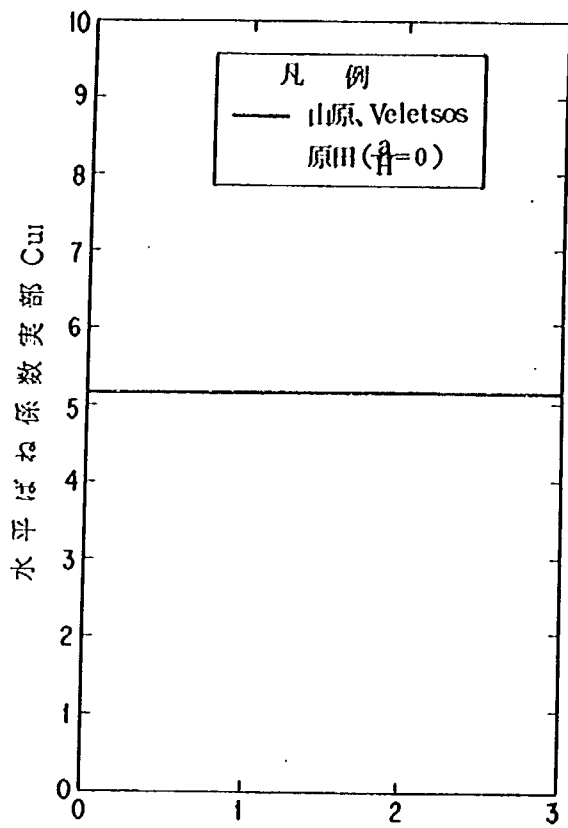
ここに

$$T = - \frac{4K_1(b_0^*)K_1(a_0^*) + a_0^*K_1(b_0^*)K_0(a_0^*) + b_0^*K_0(b_0^*)K_1(a_0^*)}{b_0^*K_0(b_0^*)K_1(a_0^*) + a_0^*K_1(b_0^*)K_0(a_0^*) + b_0^*a_0^*K_0(b_0^*)K_0(a_0^*)}$$

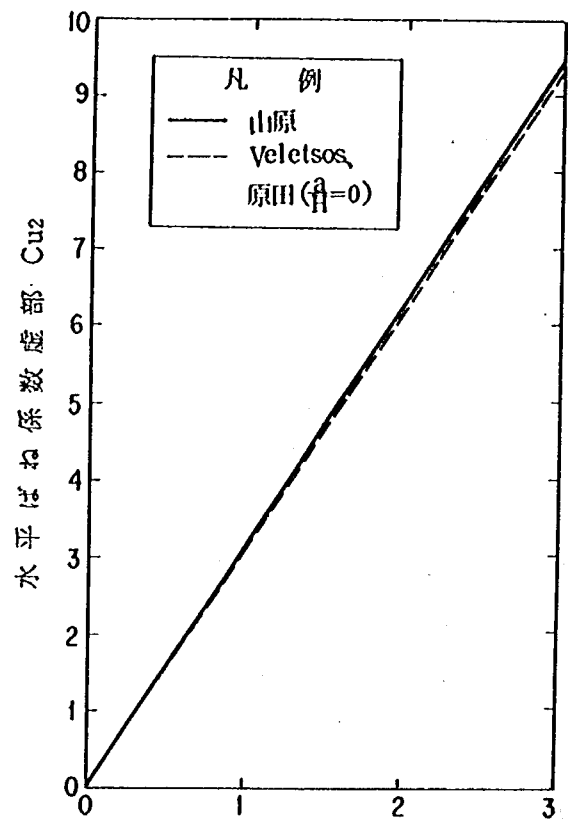
$$a_0^* = \frac{a_0}{\sqrt{1 + i D_S}} i, \quad b_0^* = \frac{a_0}{\eta \sqrt{1 + i D_I}} i$$

$$\eta = V_P/V_S, \quad D_S = G'/G, \quad D_I = (\lambda' + 2G')/(\lambda + 2G)$$

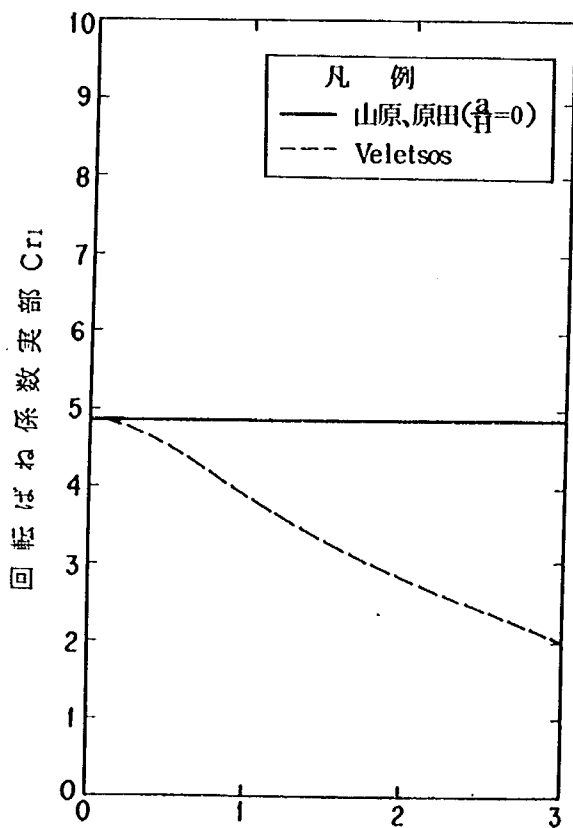
・半無限弾性体中の半無限剛体円柱



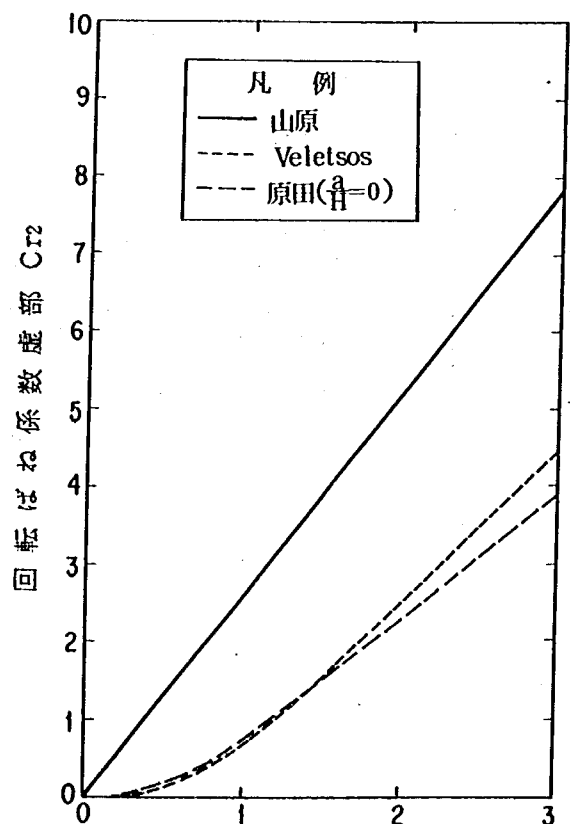
(a) 水平ばね係数実部



(b) 水平ばね係数虚部

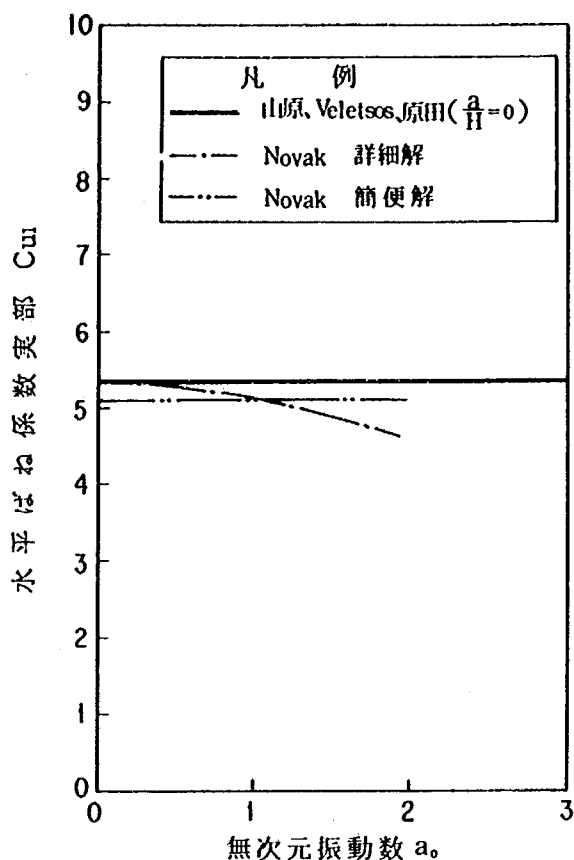


(c) 回転ばね係数実部

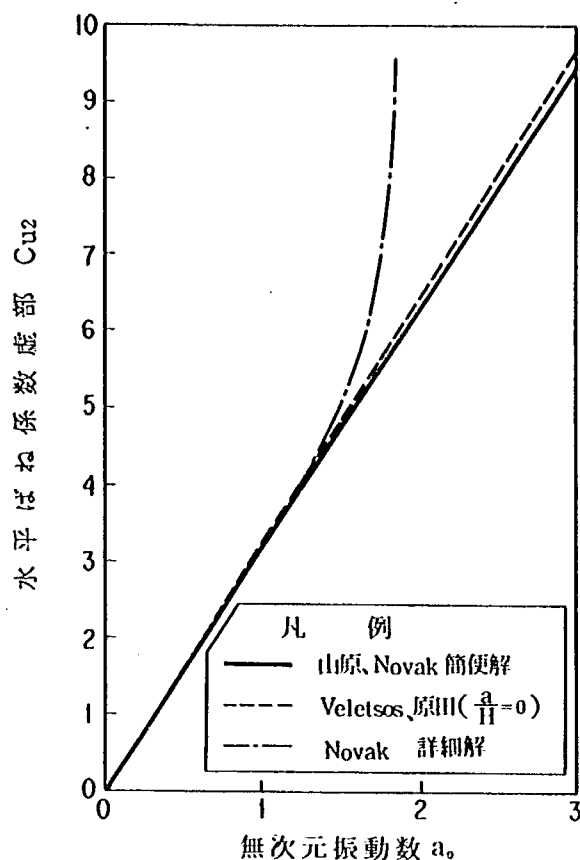


(d) 回転ばね係数虚部

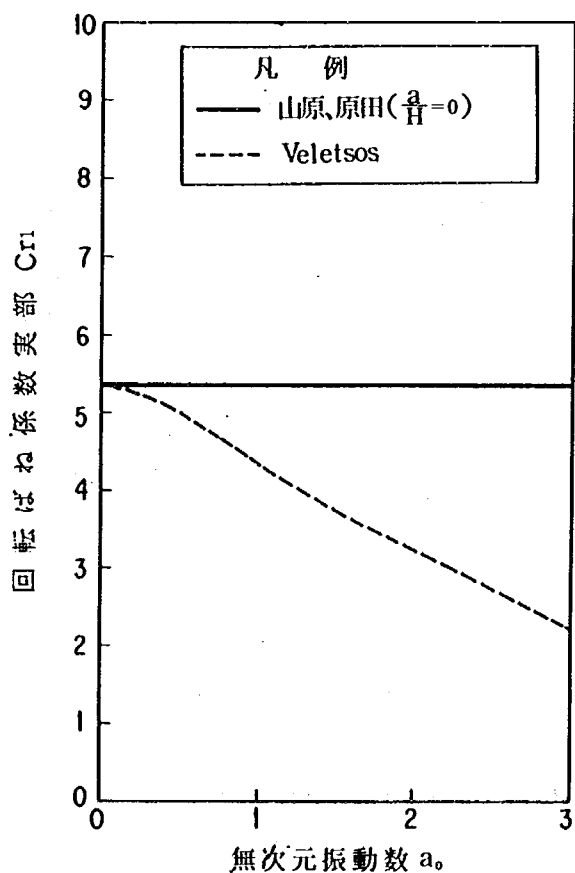
図8-4-3(1) 底面無次元複素ばね係数 ($\nu = 0.45$ の場合)



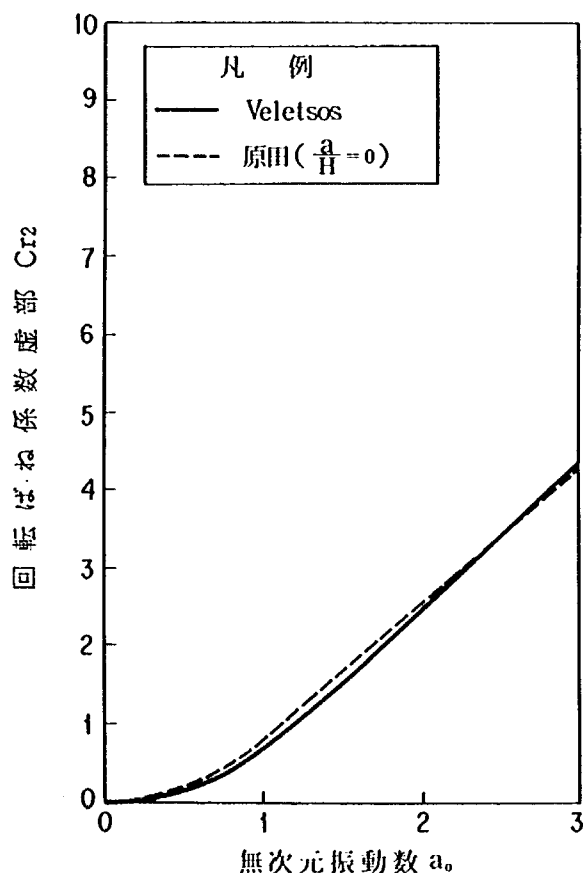
(a) 水平ばね係数実部



(b) 水平ばね係数虚部

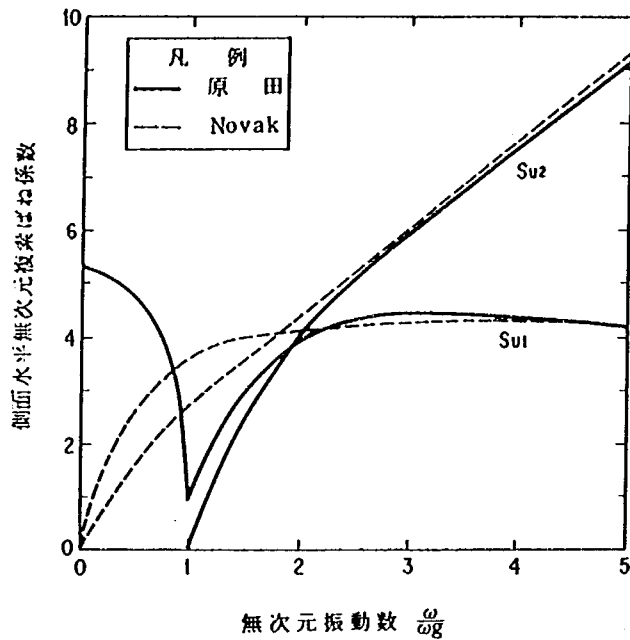


(c) 回転ばね係数実部

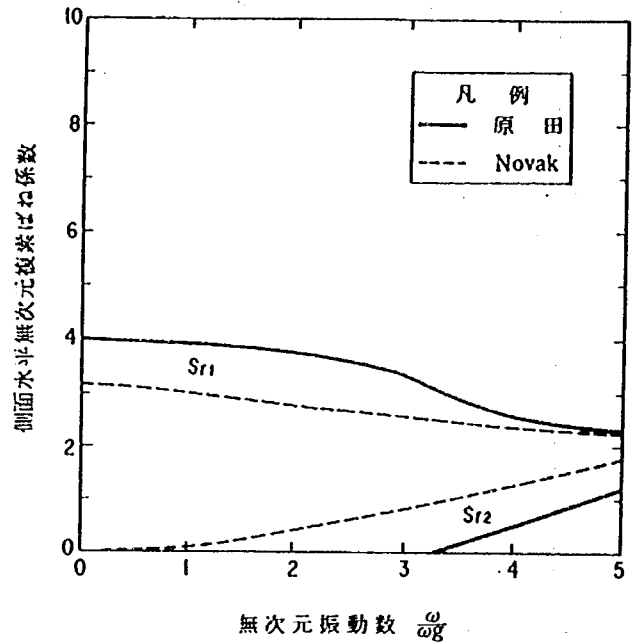


(d) 回転ばね係数虚部

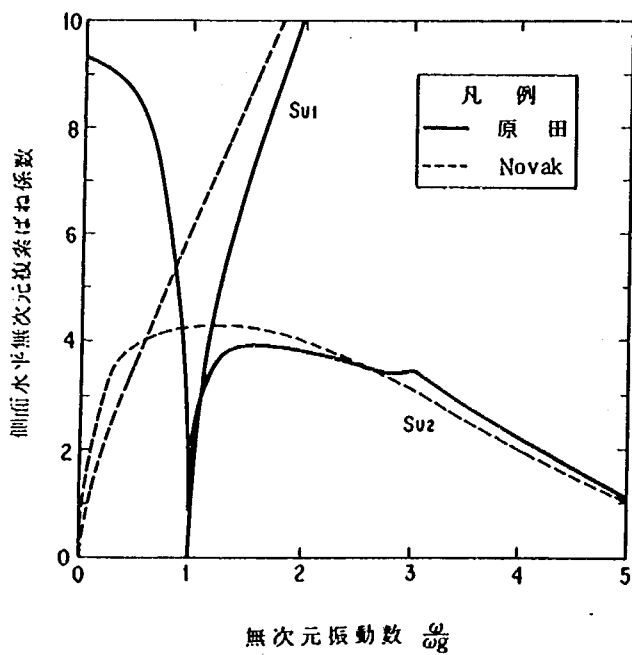
図 8-4-3(2) 底面無次元複素ばね係数 ($\nu = 0.5$ の場合)



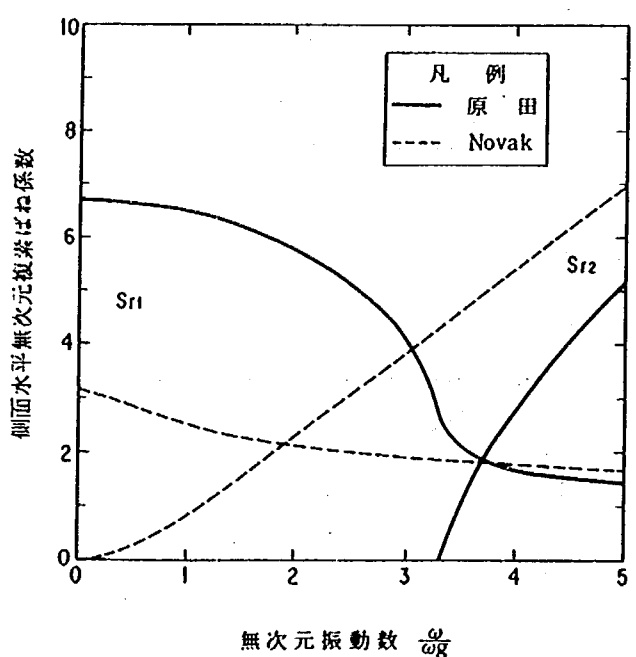
(a) 水平ばね Su ($\frac{a}{H} = 0.1$)



(b) 回転ばね Sr ($\frac{a}{H} = 0.1$)



(c) 水平ばね Su ($\frac{a}{H} = 0.3$)



(d) 回転ばね Sr ($\frac{a}{H} = 0.3$)

図 8-4-4 側面無次元複素ばね係数 ($\nu = 0.45$ の場合)

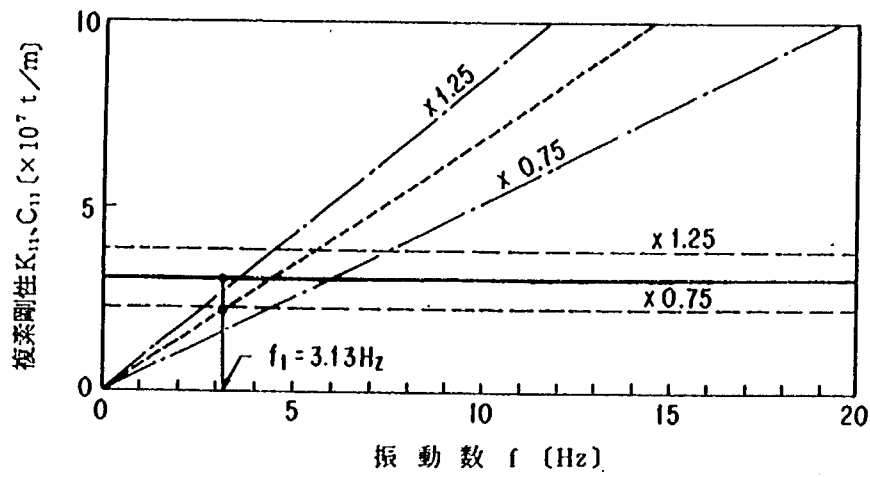
3) 側面のばねについては、水平ばね及び回転ばねともに実部は、平面ひずみ状態を仮定した Novak の解が、無次元振動数 α_0 によってほとんど変化しないのに対して、原田の解では、 α_0 によって大きな変化をする。また、虚部については、Novak の解が概ね α_0 に比例して大きくなるのに対して、原田の解では、 ω/ω_g が 1 (水平の場合) 及び 3 (回転の場合) となるまでは、0 に近い値をとり、これよりも大きい α_0 に対して急に大きな値をとる等の特徴がある。

上記の提案式は、それぞれ地盤及び構造物のモデル化がわずかつ異っており、そのために得られた結果に相異が生じたものである。弾性論に従っているため、全体としては、ばね定数の特性をよく表わしていると考えられるが、一方では、誘導に際して用いられた仮定は実際の地盤中の剛体基礎と完全に一致するものではない。したがって、最終的にはこれらの情報をもとに、工学的判断を加えてばね定数の推定法を定めていくことが必要であろう。そのために、本年度は、そのばね定数 (減衰も含む) が変化するとどの程度の応答変化を生じるかを試算により検討することとした。解析対象は、8-3 節に示した通りであり、無次元複素ばね係数としては、Veletsos による式を用いた。また、無次元複素ばね係数の変化を表わすために、Veletsos により与えられる複素剛性 K_{ij} , C_{ij} ($i, j=1, 2$) をそれぞれ 1.25 倍、0.75 倍にした値を用いて応答計算を行った。図 8-4-5 は、複素剛性 K_{ij} , C_{ij} を示したものであり、入力地震波は、図 8-3-3 に示される有効入力の水平成分のみとした。表 8-4-3 は、重心点における最大応答値を比較したものであり、いずれの場合にも剛性実部および剛性虚部がそれぞれ増加すると応答値はともに減少 (加速度応答値を除く) するという傾向を示している。ただし、剛性実部の変化よりも剛性虚部の変化による応答値の変化の方が大きなものとなっている。また、同一の剛性実部及び虚部の変化に対しては、変位 (回転角を含む) の方が、加速度 (回転加速度を含む) よりも大きく応答値が変化している。ただし、今回の試算の範囲では、ばね係数及び減衰係数の変化による応答値の変化は、極端は組み合わせの場合でも最大で 40% 弱であり、全体としては、工学的判断の幅でばね係数及び減衰係数を定め得る範囲と言えよう。

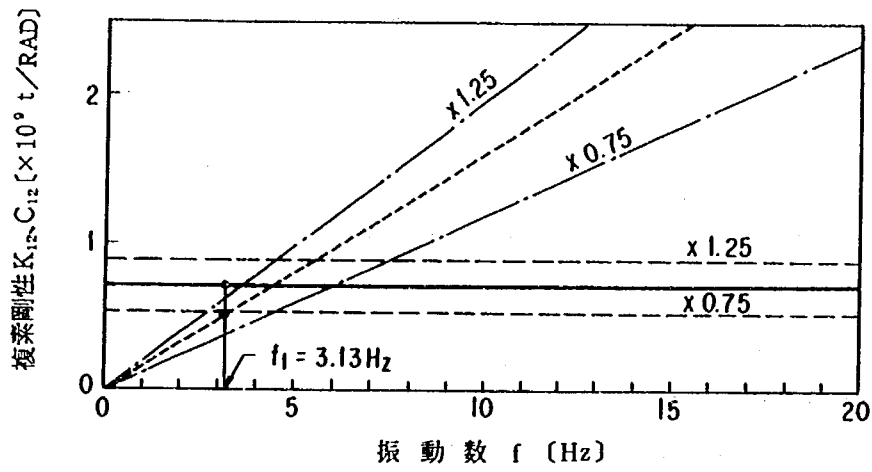
8-4-2 復元力、減衰特性の振動数依存性の影響

式 (2-8) に示した剛体基礎の運動方程式では、ばね係数 K_{ij} (減衰も含む) は、図 8-4-5 に示したように振動数依存性を有する。このような系の運動方程式は、周波数領域の解析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、運動方程式中のばね係数及び減衰係数が、振動数に依存しないと仮定しなければならない。従って、ここでは、基本固有振動数 f_1 に相当するばね係数及び減衰係数を全振動数に対して仮定することにより、どの程度の変化があるかを試算により検討することとした。式 (2-19) により得られた固有振動数は、表 8-4-4 に示す通りである。表 8-4-5 は、ばね係数及び減衰係数の振動数依存性を 4 通りに変化させた場合の最大応答値の比較を示したものである。

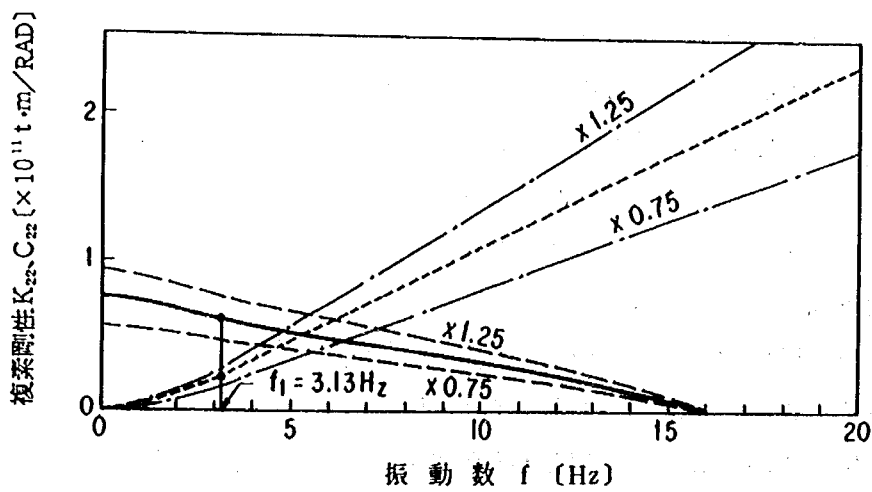
この結果によれば、基本固有振動数に相当するばね係数及び減衰係数を仮定した場合の最大応答値は、振動数依存性を考慮した結果よりもわずかに大きくなる程度であり、ほとんど差がないとい



(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 8-4-5 4A 基礎に対する試算に用いた Veletsos による複素ばね係数

表 8-4-3 ばね定数の変化による応答値の変化

(a) 重心点の最大応答変位 (cm)

		複素剛性実部		
		$K_{ij} \times 0.75$	$K_{ij} \times 1.0$	$K_{ij} \times 1.25$
複素剛性虚部	$C_{ij} \times 0.75$	1.451 (1.397)	1.295 (1.246)	1.088 (1.047)
	$C_{ij} \times 1.0$	1.264 (1.217)	1.039 (1.0)	0.901 (0.867)
	$C_{ij} \times 1.25$	1.110 (1.068)	0.892 (0.859)	0.757 (0.729)

(b) 重心点の最大応答回転角 ($\times 10^{-3} \text{ RAD}$)

		複素剛性実部		
		$K_{ij} \times 0.75$	$K_{ij} \times 1.0$	$K_{ij} \times 1.25$
複素剛性虚部	$C_{ij} \times 0.75$	0.238 (1.392)	0.205 (1.199)	0.179 (1.047)
	$C_{ij} \times 1.0$	0.197 (1.152)	0.171 (1.0)	0.149 (0.871)
	$C_{ij} \times 1.25$	0.165 (0.965)	0.149 (0.871)	0.126 (0.737)

(c) 重心点の最大応答加速度 (cm/sec^2)

		複素剛性実部		
		$K_{ij} \times 0.75$	$K_{ij} \times 1.0$	$K_{ij} \times 1.25$
複素剛性虚部	$C_{ij} \times 0.75$	499 (1.041)	562 (1.172)	573 (1.194)
	$C_{ij} \times 1.0$	459 (0.957)	480 (1.0)	521 (1.086)
	$C_{ij} \times 1.25$	427 (0.891)	444 (0.926)	482 (1.005)

(d) 重心点の最大応答回転加速度 ($\times 10^{-1} \text{ RAD/sec}^2$)

		複素剛性実部		
		$K_{ij} \times 0.75$	$K_{ij} \times 1.0$	$K_{ij} \times 1.25$
複素剛性虚部	$C_{ij} \times 0.75$	1.130 (1.193)	0.106 (1.119)	0.987 (1.042)
	$C_{ij} \times 1.0$	0.961 (1.015)	0.947 (1.0)	0.880 (0.929)
	$C_{ij} \times 1.25$	0.854 (0.902)	0.850 (0.898)	0.790 (0.834)

(e) 天端の最大応答変位 (cm)

		複素剛性実部		
		$K_{ij} \times 0.75$	$K_{ij} \times 1.0$	$K_{ij} \times 1.25$
複素剛性虚部	$C_{ij} \times 0.75$	1.92 (1.352)	1.76 (1.239)	1.48 (1.04)
	$C_{ij} \times 1.0$	1.68 (1.183)	1.42 (1.0)	1.22 (0.859)
	$C_{ij} \times 1.25$	1.48 (1.042)	1.18 (0.831)	1.04 (0.732)

表8-4-4・固有振動数

剛性 実部 固有 振動数	振動数依存	振動数非依存
f_1 (Hz)	3.131	3.131
f_2 (Hz)	6.098	6.616

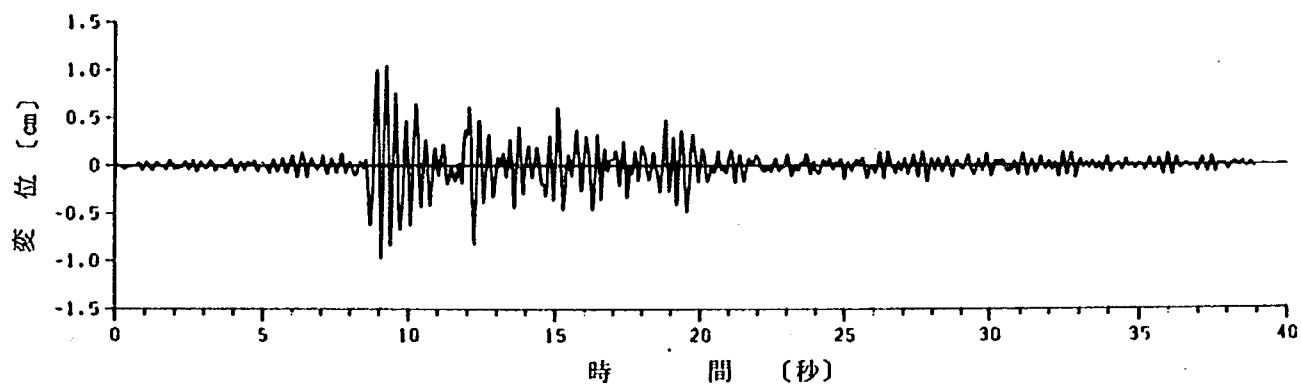
表8-4-5 ばね係数及び減衰係数の振動数依存性の影響

ケース	振動数依存性		最大応答変位 (cm)	最大応答回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	最大応答加速度 (gal)	最大応答回転加速度 (rad/sec ²)	天端の最大応答変位 (cm)
	ばね係数	減衰係数					
1	有	有	1.04	0.171	480	0.0947	1.42
2	有	無	1.04	0.181	470	0.109	1.42
3	無	有	1.06	0.179	487	0.101	1.45
4	無	無	1.06	0.185	498	0.117	1.45

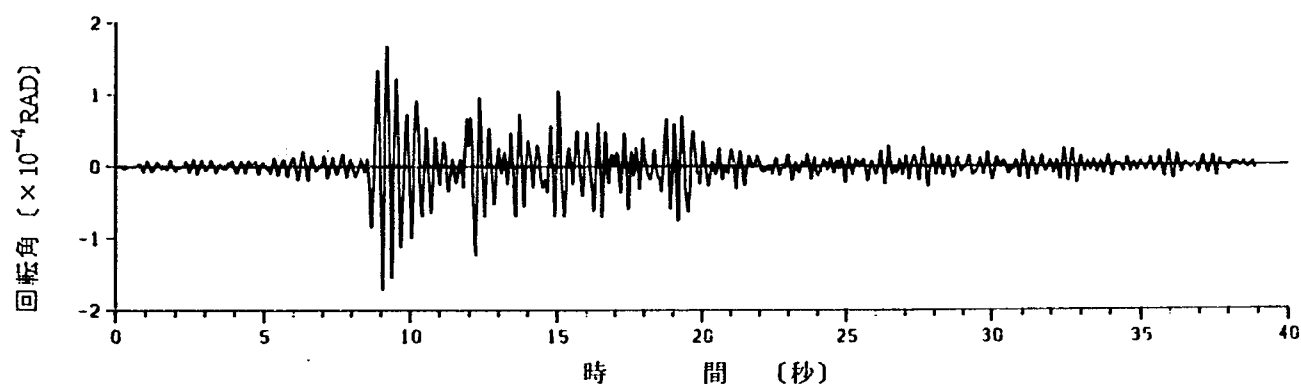
ってもよい。また、図8-4-6及び図8-4-7は、それぞれ表8-4-5のケース1及びケース4の時刻歴応答波形を示したものであり、波形上の特性も回転加速度応答値が多少大きくなる以外は大きな差は認められない。以上の点から、振動数依存性を考慮したばね係数及び減衰係数を用いるかわりに基本固有振動数に相当するばね係数及び減衰係数を用いてもよいと考えられる。

8-4-3 減衰定数の決定法の検討

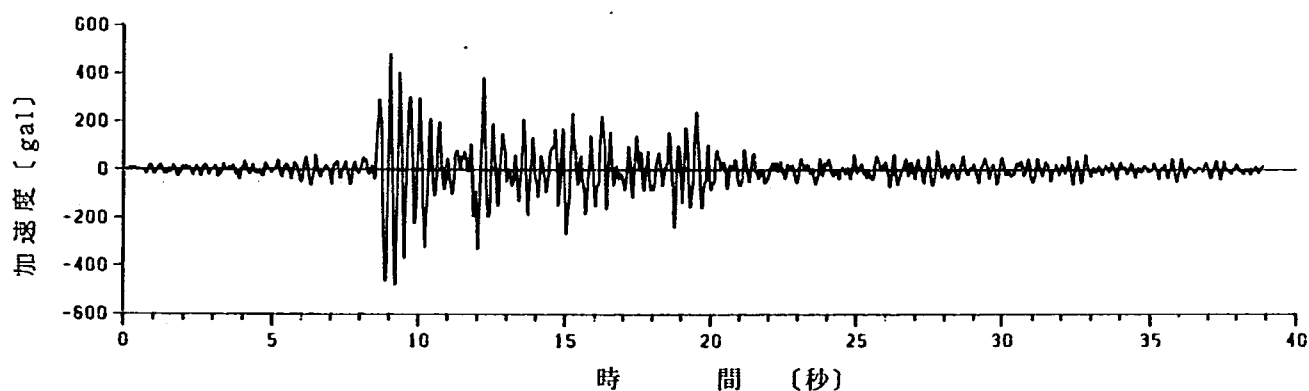
式(2-8)に示した運動方程式を式(2-12)のように置き換えるためには、モードに分解した場合の減衰定数をもとの式(2-8)が有する減衰特性を近似するように選ばなければならない。このためには、前述したように、式(2-16)による伝達関数と式(2-20)による伝達関数が固有振動数 f_1 、 f_2 の2箇所において同じ値をとるように定めることが考えられるが、伝達関数には、式(2-16)及び式(2-20)に示したように水平入力に対する水平及び回転応答、回転入力に対する水平及び回転応答の4種類がある。ただし、水平入力に対する回転応答の伝達関数と回転入力に対する水平応答の伝達関数は、絶対値が異なるだけで、振動数領域の形状は同じとなるため、結局3種類の伝達関数が得られることとなる。したがって、複素剛性を用いた場合の伝達関数とモーダルアナリシスを用いた場合の伝達関数が一致するように減衰定数を選定するためには、基準となる伝達関数に何を選ぶかによって3組の値が得られることになる。式(2-22)は、水平入力に対する水平応答の伝達関数から減衰定数 h_1 、 h_2 を求める連立方程式であるが、同様に水平入力に対する回転応答及び回転入力に対する水平応答の伝達関数から減衰定数 h_1 、 h_2 を定めることができる。このように3種類の方法で減衰定数を求めた結果が表8-4-6である。また、これらの減衰定数を用いたモーダルアナリシスによる伝達関数と複素剛性による伝達関数を比較した結果が、図8-4-8である。これ



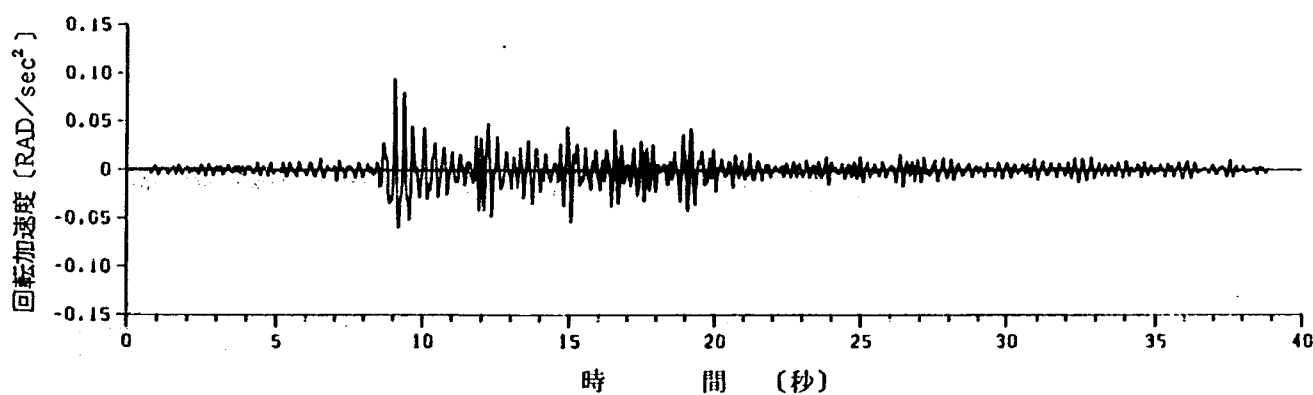
(a) 変位 応答 波形



(b) 回転角 応答 波形



(c) 加速度 応答 波形



(d) 回転 加速度 応答 波形

図 8 - 4 - 6 振動数依存性を考慮した場合の重心点の時刻歴応答波形

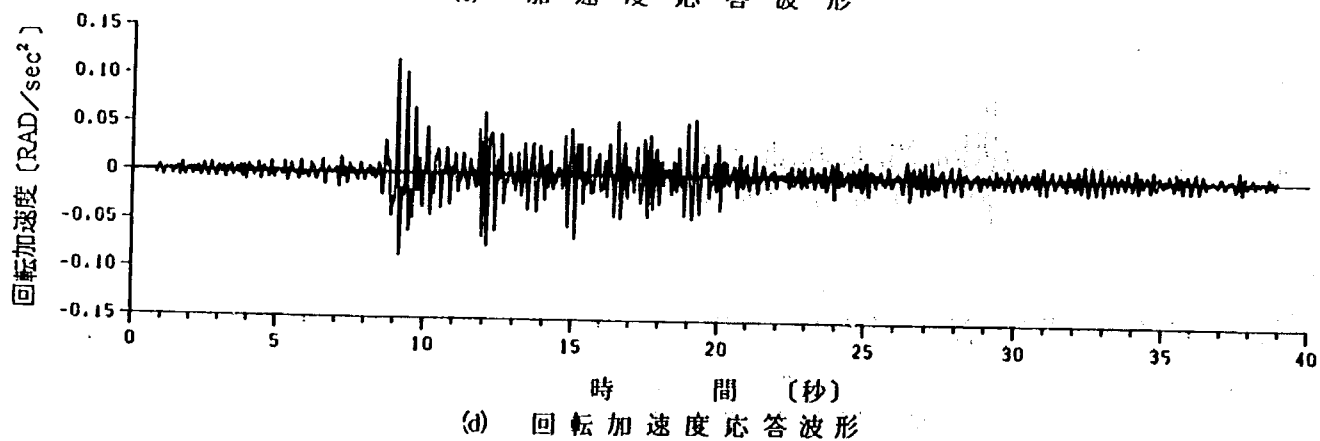
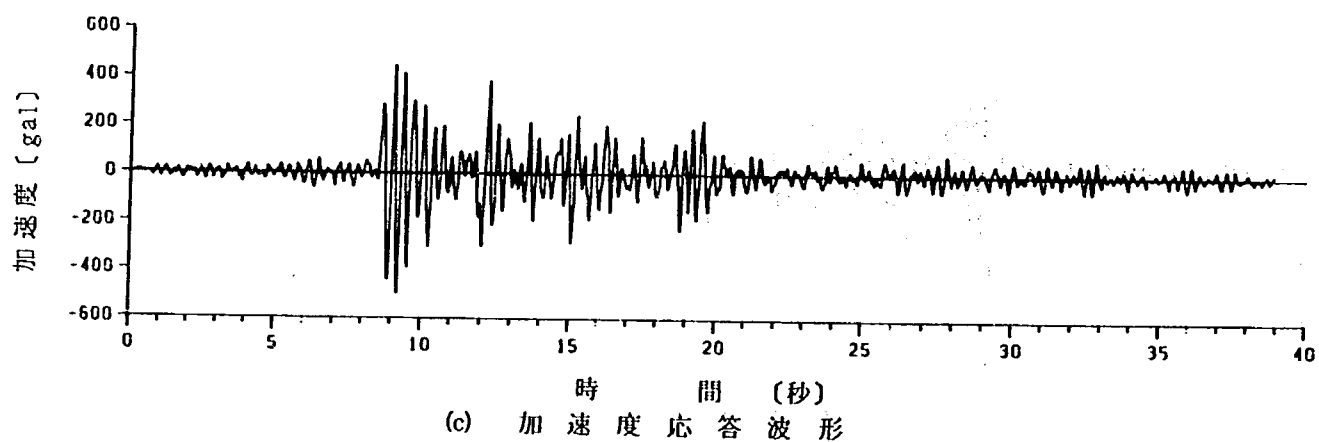
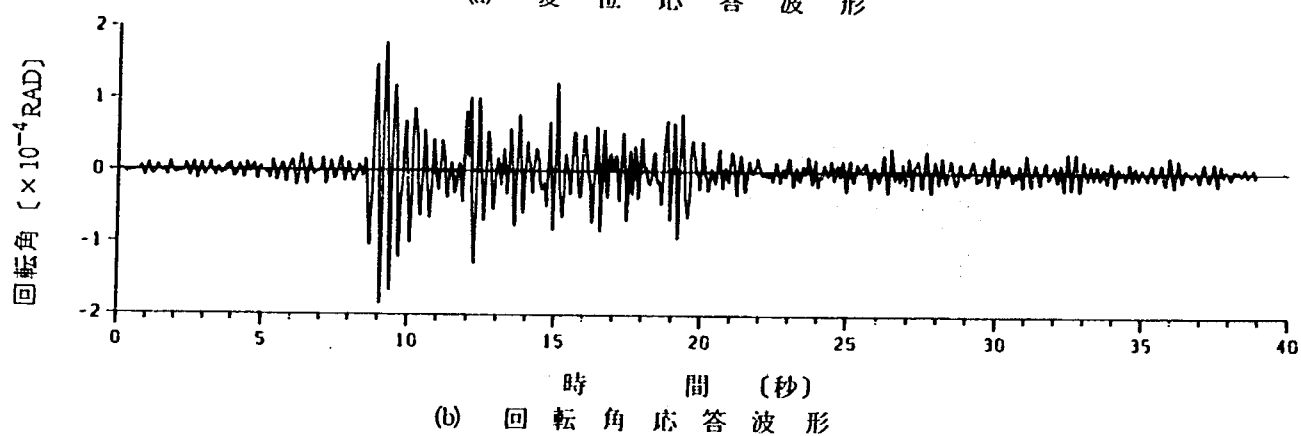
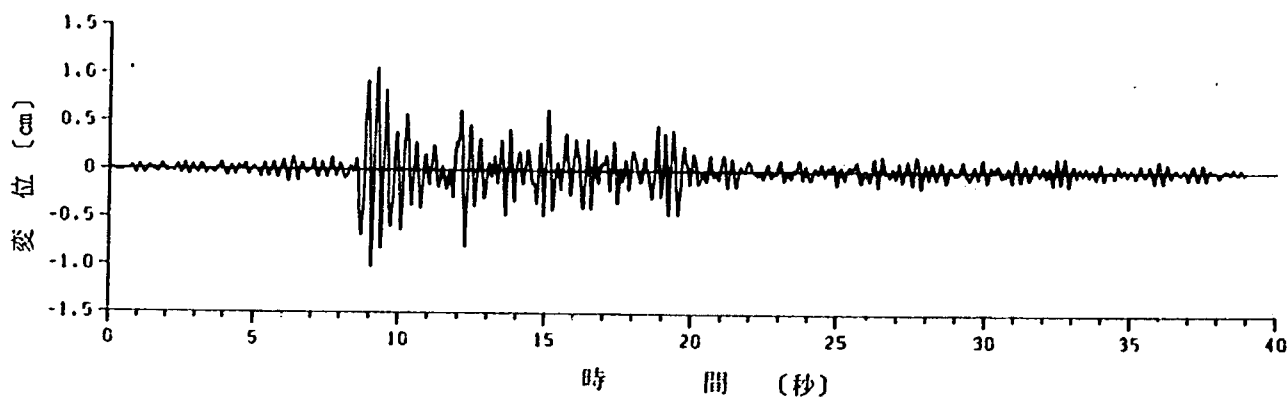


図 8-4-7 振動数に依存しない場合の重心点の時刻歴応答波形

表 8-4-6 基準とする伝達関数による減衰定数の違い

ケース	基準とした伝達関数	減 衰 定 数	
		h_1	h_2
1	水平入力に対する水平応答	0.248	0.413
2	回転入力に対する回転応答	0.094	0.942
3	水平入力に対する回転応答	0.214	0.599

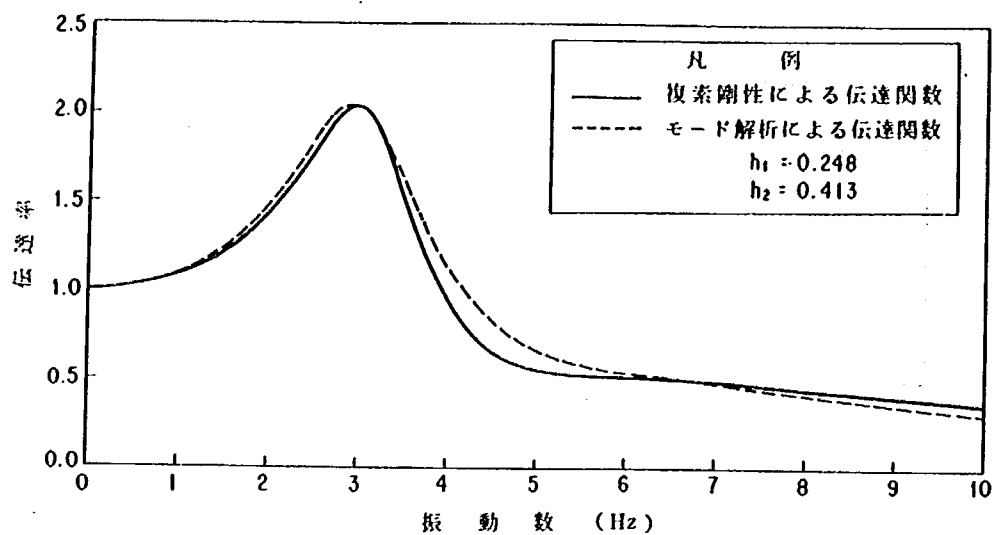
表 8-4-7 モード解析による応答値の比較

ケース	最大応答値 減衰定数	最大応答変位 (cm)	最大応答回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	最大応答加速度 (gal)	最大応答回転加速度 (rad/sec ²)	天端の最大応答変位 (cm)
	複素応答法	1.04	0.171	480	0.0947	1.42
1	$h_1 = 0.248$ $h_2 = 0.413$	1.08	0.159	504	0.0930	1.44
2	$h_1 = 0.094$ $h_2 = 0.942$	2.07	0.312	829	0.1420	2.78
3	$h_1 = 0.214$ $h_2 = 0.599$	1.23	0.175	533	0.0952	1.63

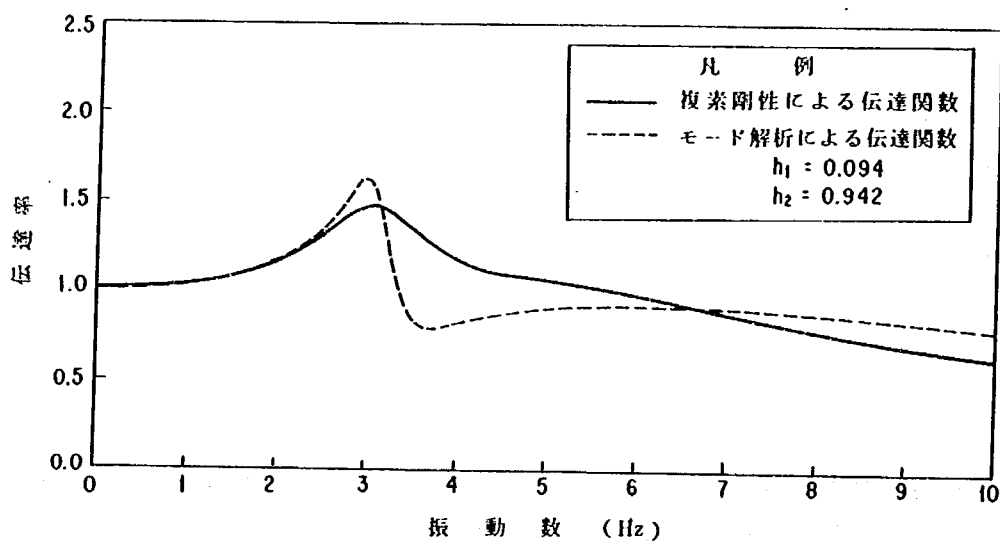
によれば、回転入力に対する回転応答の伝達関数から減衰定数を定めた場合には、伝達関数の形状の一致度はあまりよくないが、水平入力に対する水平応答の伝達関数及び水平入力に対する回転応答の伝達関数から減衰定数を定めた場合には、伝達関数は相互によく一致している。さらに、これらの減衰定数 h_1 、 h_2 を用いて4 A基礎に対する応答計算を行い、最大応答値を比較すると表8-4-7のようになる。この結果によれば、上述した回転入力に対する回転応答の伝達関数から減衰定数を求めた場合を除けば、他の2ケースの結果は、正解（複素剛性を用いた解析結果）とよく一致している。特に、水平入力に対する水平応答の伝達関数から減衰定数を求めた場合には、正解との一致度がよいことから、式(2-22)の適用性がよいものと考えられる。図8-4-9は、式(2-22)による減衰定数を用いたモーダルアナリシスによる応答波形を示したものであるが、図8-4-5に示す複素剛性を用いた場合とよく一致している。

8-4-4 回転入力の影響

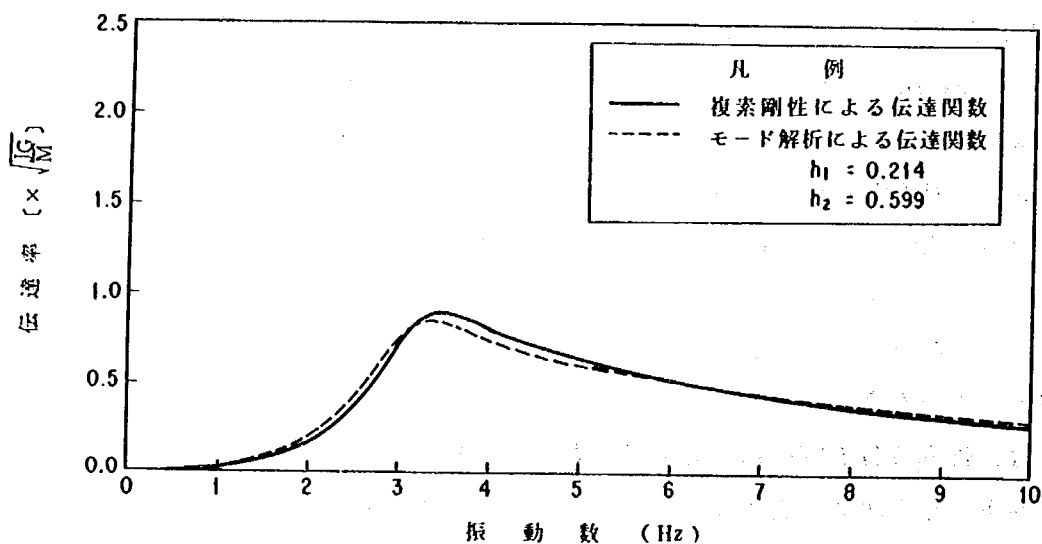
有効入力には、併進成分と同時に回転成分が存在し、応答スペクトル法を適用する場合、回転成分の応答スペクトルを水平成分と別に作成する等取り扱いが複雑となる。このため、回転成分の入力による影響を検討するために水平成分と同時に回転成分を同時に入力した場合と、これを無視した場合の応答値の比較を行った。表8-4-8は、4 A基礎に対し、図8-3-3に示す水平及び回転の有効入力地震波を用いて試算した場合の最大応答値を示したものである。ここで、ばね係数及び



(a) 水平入力に対する水平応答の伝達関数

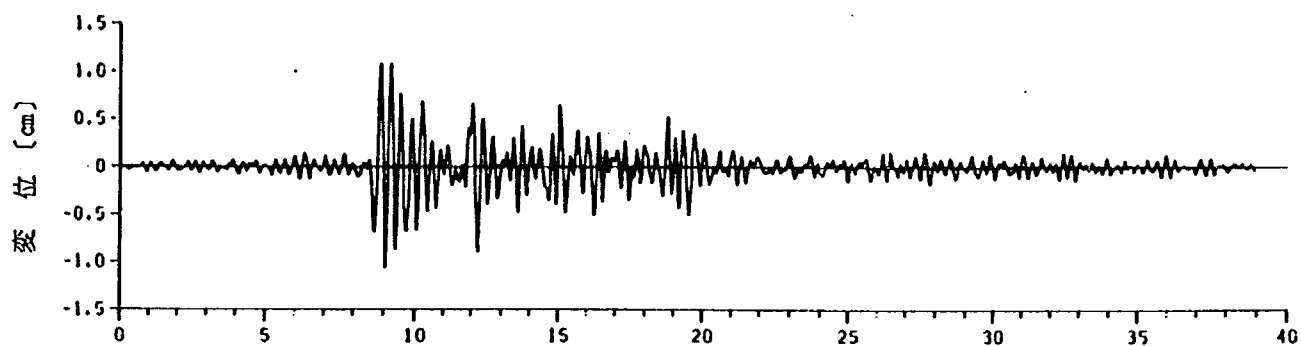


(b) 回転入力に対する回転応答の伝達関数

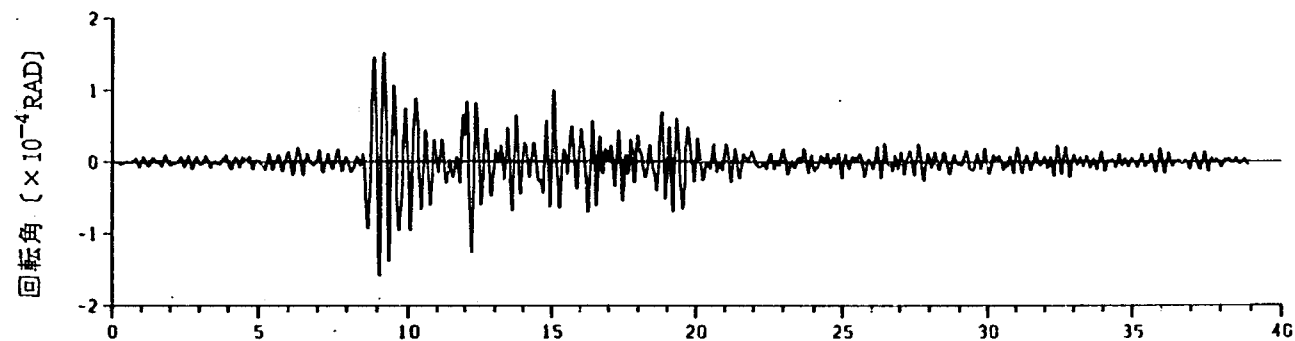


(c) 水平入力に対する回転応答の伝達関数

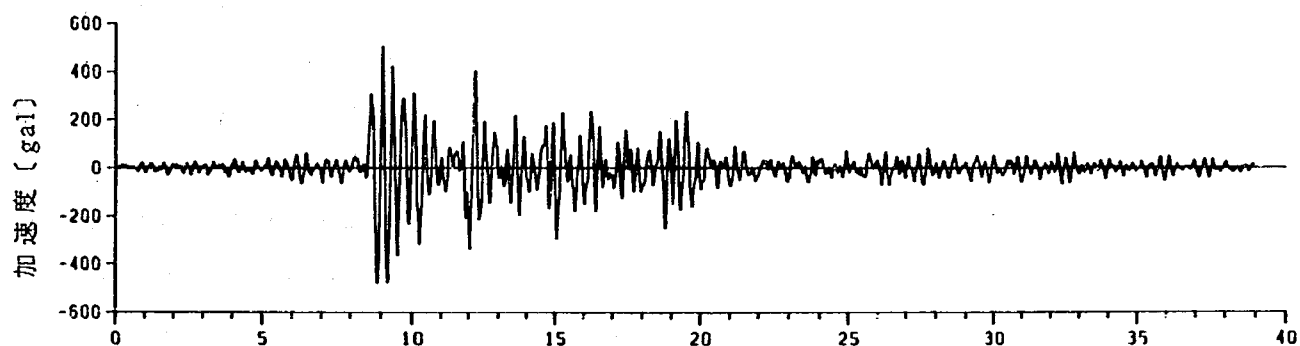
図 8-4-8 モード解析により得られた伝達関数の比較



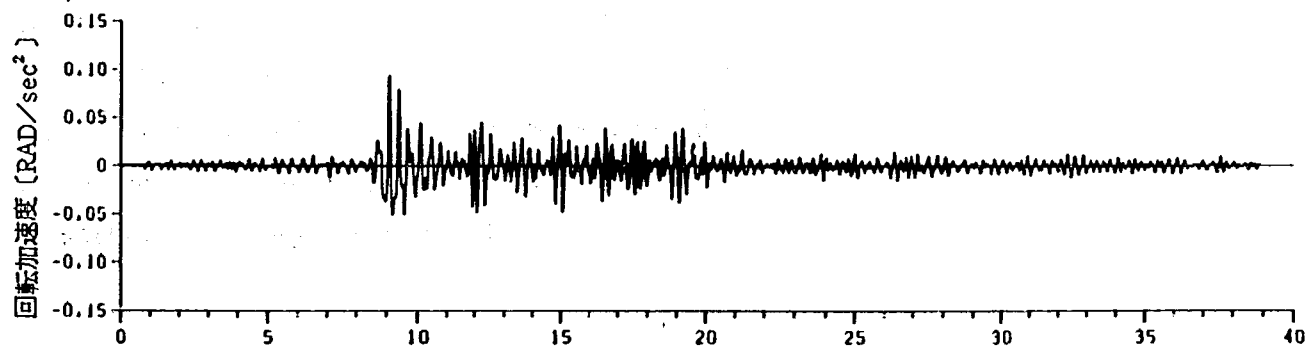
時間 [秒]
(a) 変位 応答 波形



時間 [秒]
(b) 回転角 応答 波形



時間 [秒]
(c) 加速度 応答 波形



時間 [秒]
(d) 回転 加速度 応答 波形

図8-4-9 モーダルダンピング h_1, h_2 を用いた時刻歴応答波形

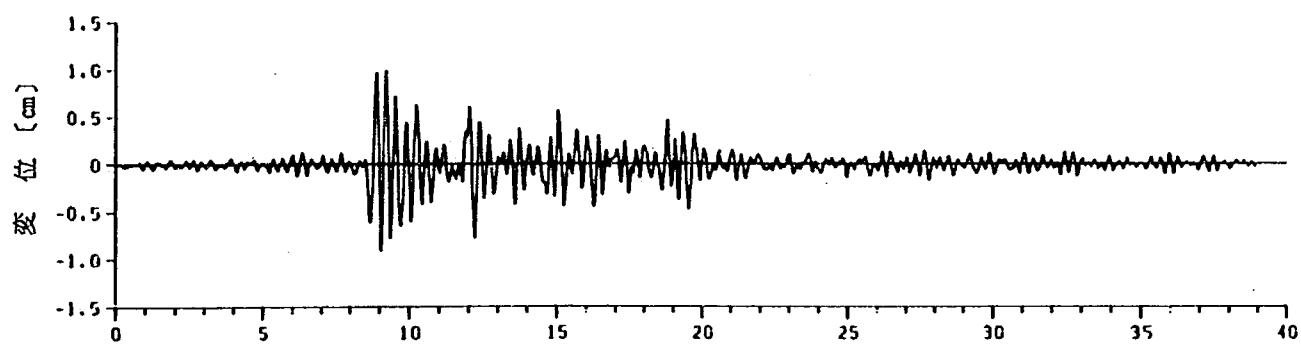
表8-4-8 水平入力及び水平・回転同時入力の比較

		最大応答変位 (cm)	最大応答回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	最大応答加速度 (gal)	最大応答回転加速度 (rad/sec ²)	天端の最大応答変位 (cm)
振数依存性 考慮	水平入力	1.04	0.171	480	0.0947	1.42
	水平・回転入力	0.99	0.161	503	0.108	1.35
振数依存性 考慮しない	水平入力	1.06	0.185	498	0.117	1.45
	水平・回転入力	1.02	0.183	495	0.141	1.39
モード解析	水平入力	1.08	0.159	504	0.093	1.44
	水平・回転入力	1.06	0.151	536	0.123	1.39

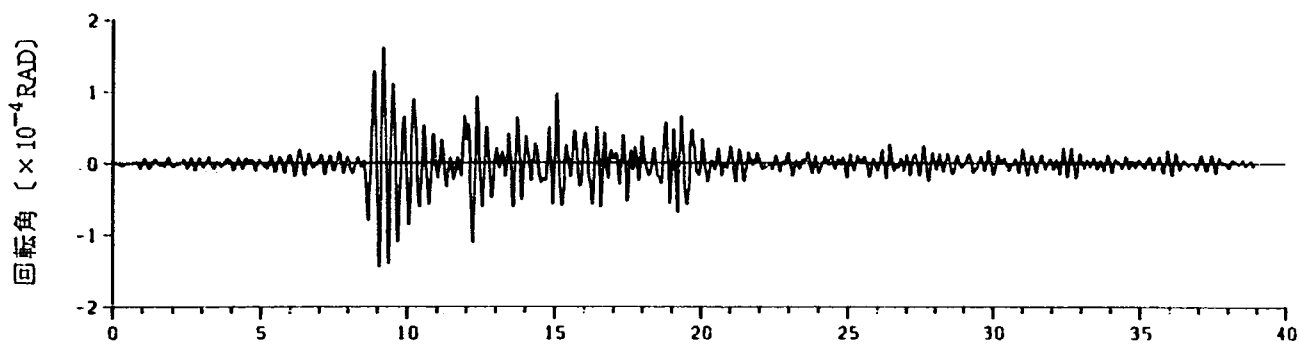
減衰係数としては、振動数依存性を考慮した場合、基本固有振動数に相当する値を全振動数に仮定した場合及び水平入力に対する水平応答の伝達関数から得られた減衰定数 h_1 、 h_2 を用いてモーダルアナリシスによった場合について示してある。

この結果によれば、複素剛性の振動数依存性を考慮した場合及びモーダルアナリシスによった場合には、回転入力を考慮することにより、最大応答変位及び最大応答回転角は減少するが、最大応答加速度及び最大応答回転加速度はわずかに増加している。また、基本固有振動数に相当する複素剛性を全振動数に仮定した場合には、最大応答変位及び回転角、最大応答加速度については、わずかに減少しているが最大応答回転加速度は増加している。しかし、いずれの場合にも回転加速度を考慮しても応答値の変化は、大きなものではなく、回転成分を無視して応答スペクトル法によって求めてもよいと考えられる。また、図8-4-10～図8-4-12は、それぞれ以上の3ケースについての時刻歴応答波形を示したものである。これによれば、回転加速度応答の波形では、短周期成分が増加しているが、その他については波形上の特性に大きな差は認められない。また、振動数依存性を考慮しない場合は、ピーク値は大きく変化しないが、波形全体では大きくなっている。

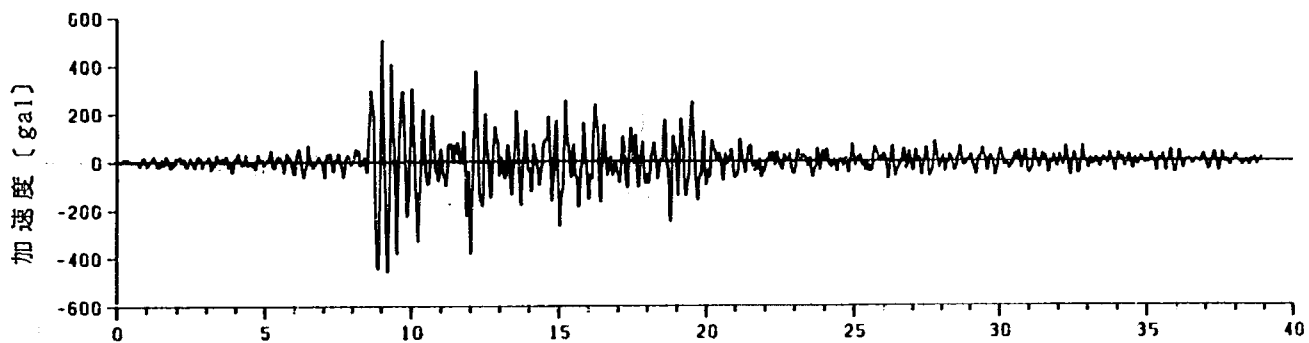
ただし、以上の検討は、入力地震波として昨年度の検討で用いた2P基礎の有効入力を用いたものである。一般に有効入力の回転成分は、根入れの深い基礎ほど大きなものになると指摘されており、4A基礎のように、根入れがほとんどない場合には、有効入力の回転成分はさらに小さくなることが予想される。したがって、根入れの深い基礎に対する回転成分の影響については別途検討することが必要とされる。



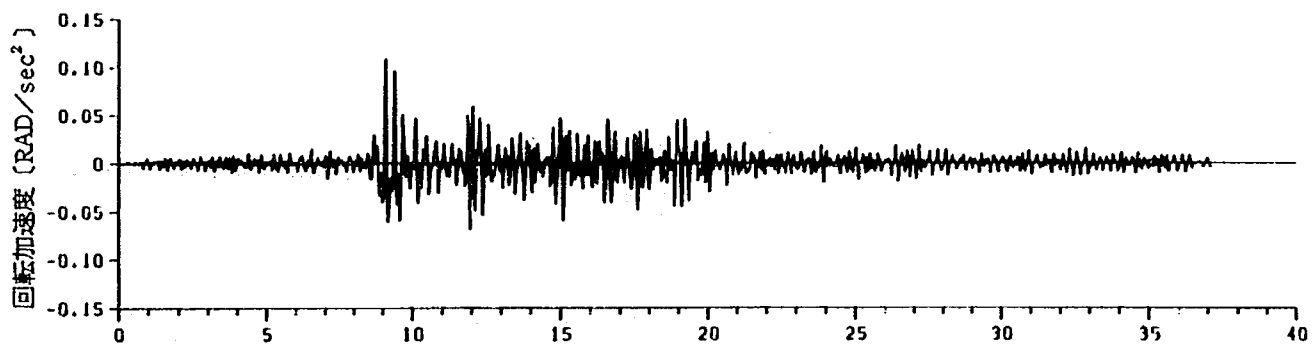
時間 [秒]
(a) 変位応答波形



時間 [秒]
(b) 回転角応答波形



時間 [秒]
(c) 加速度応答波形



時間 [秒]
(d) 回転加速度応答波形

図 8-4-10 振動数依存性の複素剛性を用いて水平・回転入力を考慮した時刻歴応答波形

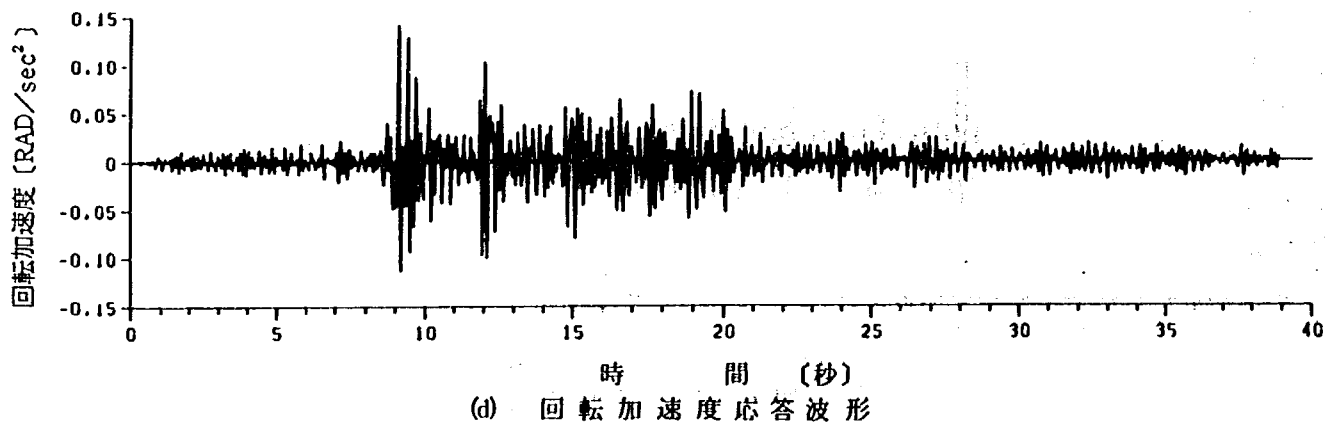
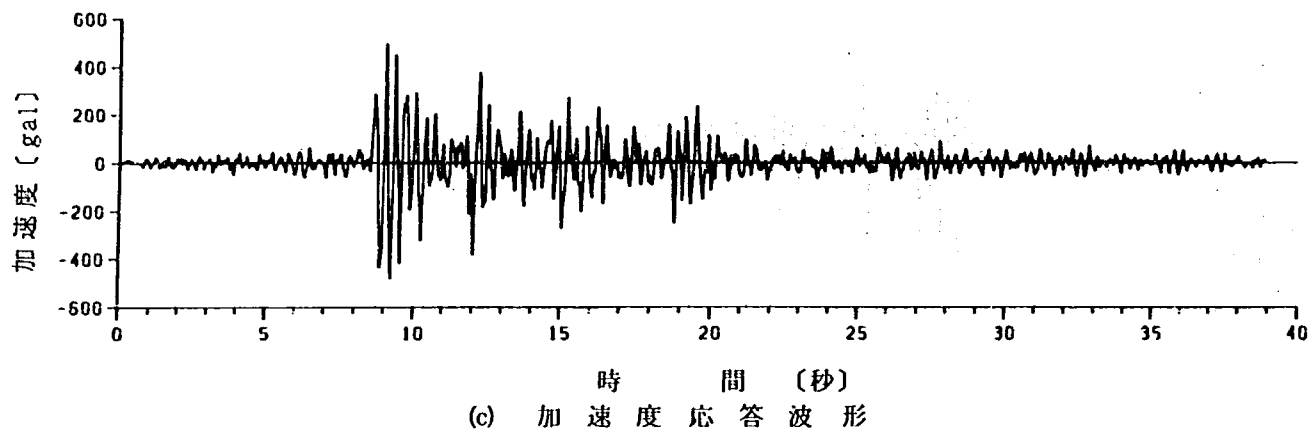
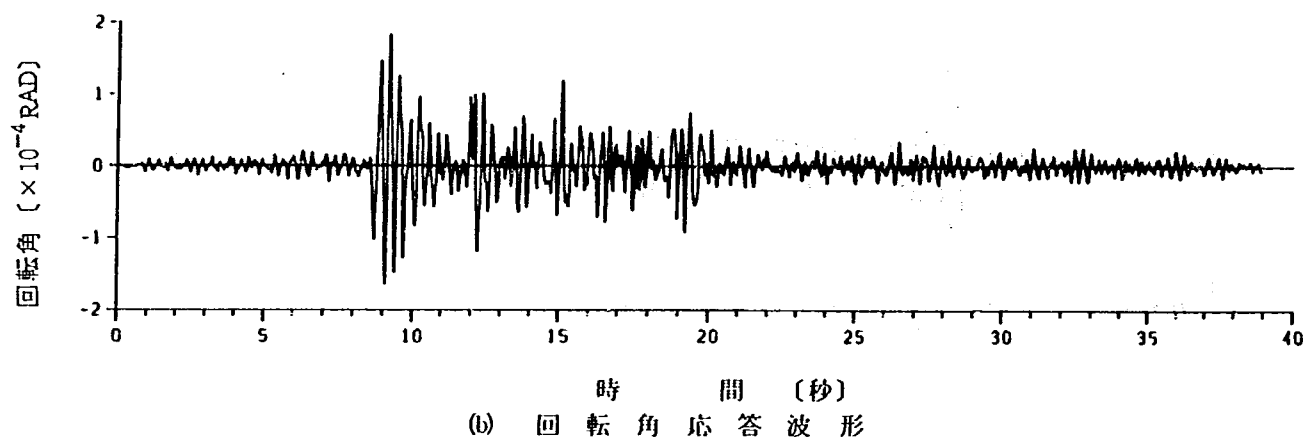
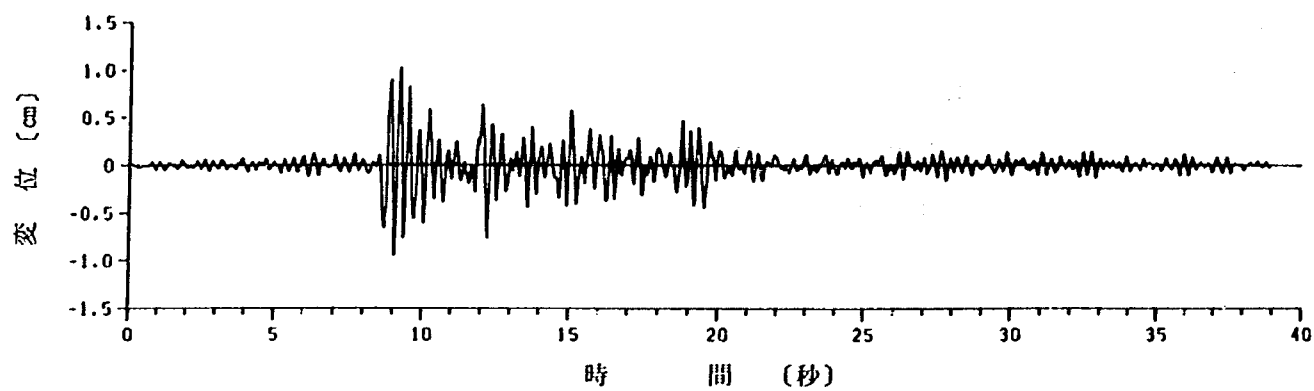
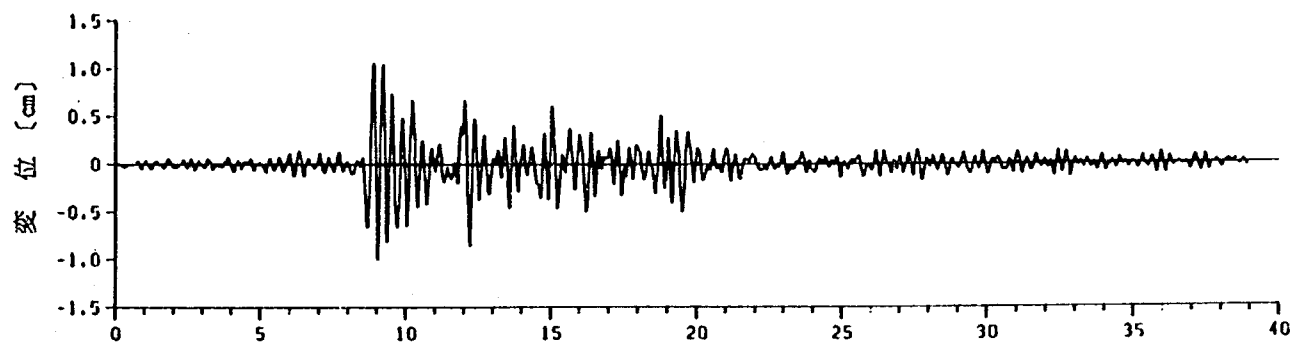
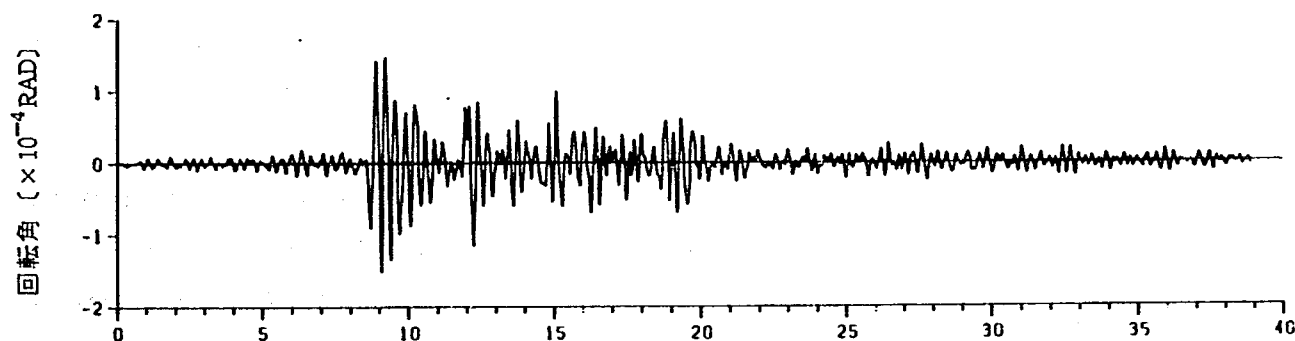


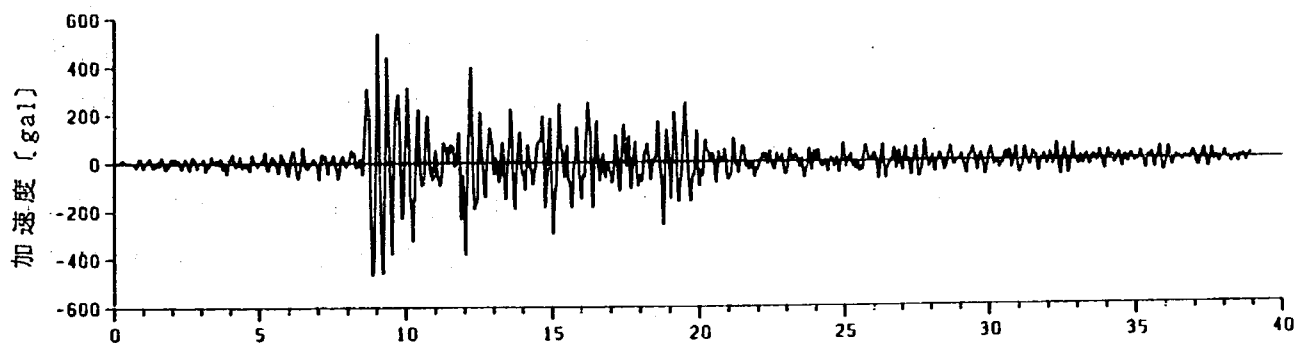
図 8 - 4 - 11 振動数に依存しない複素剛性を用いて水平・回転入力を考慮した場合の時刻歴応答波形



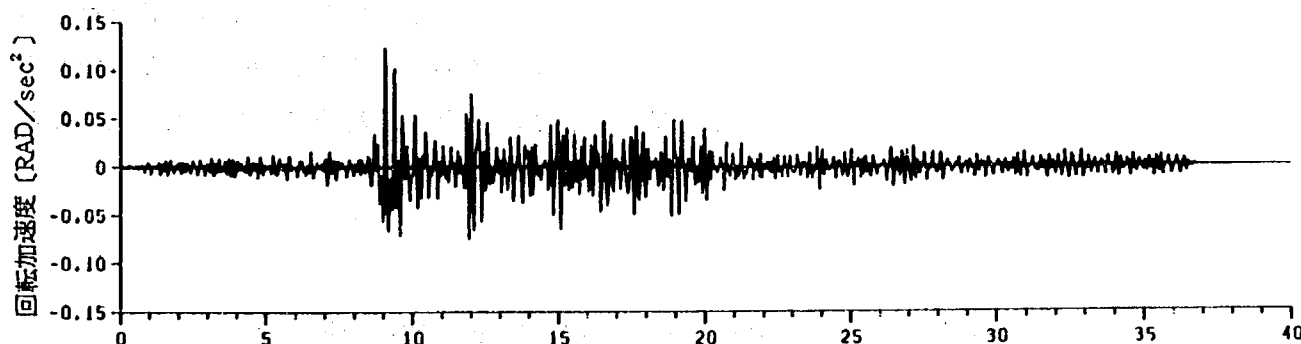
時間 [秒]
(a) 変位 応答 波形



時間 [秒]
(b) 回転角 応答 波形



時間 [秒]
(c) 加速度 応答 波形



時間 [秒]
(d) 回転加速度 応答 波形

図 8-4-12 モード解析により水平・回転入力を考慮した場合の時刻歴応答波形

8-5 ま と め

明石海峡大橋剛体基礎の簡便かつ合理的な耐震計算法を開発することを目的として、剛体2自由度モデルによる動的相互作用を考慮した耐震計算法の一手法を提案し、それに関する検討を加えた。本検討結果をまとめると以下のようになる。

- 1) 底面及び側面の無次元複素ばね係数として種々の提案式がある。これらは、弾性論に従っているため、基礎全体としての、ばね定数の特性をよく表していると考えられるが、一方では誘導に際して用いられた仮定は、実際の地盤中の剛体基礎と完全に一致するものではない。したがってこれらの情報をもとに工学的判断を加えてばね定数の推定法を定めていくことが必要とされる。
- 2) 剛性の変化に対する応答値の変化を検討すると複素ばねの実部及び虚部の増加に伴い、いずれの場合にも応答値は減少（加速度応答値を除く）するが、剛性実部の変化よりも虚部の変化に対する応答値の変化が大きなものとなっている。ただし、複素剛性の変化の極端な組み合わせの場合でも応答値の変化は、最大で40%弱であり、全体としては、工学的判断の幅でばね係数及び減衰係数を定め得る範囲と言える。
- 3) ばね係数及び減衰係数は、振動数によって変化するが、基本固有振動数に対するばね係数及び減衰係数を求め、この値を全振動数に用いた場合の応答値は、振動数依存性を考慮した場合よりもわずかに大きくなる程度ではほとんど差がないといってよい。したがって、基本固有振動数に相当するばね係数及び減衰係数を用いてもよいと考えられる。
- 4) 複素剛性により与えられる減衰を粘性減衰により表すために固有振動数 f_1 、 f_2 において伝達関数の値が同じになるという条件を用いた。この手法による場合、どの成分の伝達関数に着目するかにより、求められる減衰定数が異なってくるが、水平入力に対する水平応答の伝達関数を用いた場合に伝達関数及び応答値が正解とよく一致する。ただし、この手法は、計算がやや煩雑であることから耐震設計に用いるためには簡略化が必要と考えられる。
- 5) 有効入力の回転成分を省略すると、正解に比較して最大変位及び最大回転角は増大し、最大応答加速度及び最大応答回転加速度はわずかに減少する。しかし、その変化は大きなものではなく、計算の簡略化を図るという観点から回転成分を省略して計算してもよいと考えられる。

以上の検討結果から、基本固有振動数に相当するばね係数及び水平入力に対する水平応答の伝達関数から得られる減衰定数を用い、有効入力のうち回転成分は省略して応答スペクトル法によって最大応答値を推定する耐震計算法が適用可能と考えられる。今後の検討課題としては、減衰定数のより簡便な計算手法の開発、根入れの深い基礎に対する有効入力の回転成分の影響、及び動的相互作用補正係数の検討が挙げられる。また、応答計算結果を照査するために動的な概念を取り入れた新しい安定照査法（転倒、滑動、支持力等）等の開発が必要とされる。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：本州四国連絡橋の耐震，地盤に関する研究報告書，昭和59年3月
- 2) 土木学会：本州四国連絡橋の耐震，地盤に関する研究報告書，昭和60年3月

- 3) 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
- 4) 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
- 5) 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
- 6) Bayo, E. and Wilson, E. L.: Numerical Techniques for The Evaluation of Soil-Structure Interaction Effects in the Time Domain, Report No. EERC83-04, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkely, 1983.
- 7) 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 / 1-1号, 1984.
- 8) 原田隆典, 久保慶三郎, 片山恒雄: Dynamic Soil Reactions (Impedance Functions) Including The Effect of Dynamic Response of Surface Stratum (Part 1 to 3) 生産研究第31巻第10号, 昭和54年10月.
- 9) M. Novak, T. Nogami and F. Aboul-Elia: Dynamic Soil Reactions for Plane Strain Case, Research Report Engineering Science, The University of Western Ontario, 1977.
- 10) M. Novak and Y. O. Beredugo: Coupled Horizontal and Rocking Vibration of Embedded Footing, Can., Geotech. J., 1972.
- 11) A. S. Veletsos and B. Varbic: Basic Response Functions for Elastic Foundations, Proc. ASCE. EM2, 1974.
- 12) A. S. Veletsos and Y. T. Wei: Lateral and Rocking Vibration of Footing, Proc. ASCE. SM9, 1971.
- 13) E. Kausel and J. M. Roësset: Dynamic Stiffness of Circular Foundations, Proc ASCE. EM6, 1975.
- 14) 山原浩: 環境保全のための防振設計, 彰国社
- 15) N. C. Tsai: Modal damping for Soil Structure Interaction, Proc. ASCE. EM2, 1974.
- 16) 加島延行, 川島一彦, 原田隆典, 磯山龍二: 地盤と基礎の動的相互作用を取り入れた応答スペクトル法の考え方と試算例, 第18回地震工学研究発表会講演概要集, 1985.
- 17) 建設省土木研究所: 本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告, 土木研究所資料第2220号, 昭和60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 2357 号
昭和 61 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60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 - □ □

建設省土木研究所
橋梁計画官
行

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2357号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印