

000030

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第2512号

土 木 研 究 所 資 料

岩盤上の直接基礎の鉛直支持力推定法に 関する研究

昭和62年11月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

Copyright © (1987) 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、複製は、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。

岩盤上の直接基礎の鉛直支持力推定法に 関する研究

基礎研究室 室 長 岡 原 美知夫
研 究 員 小 幡 宏
森 浩 樹
部外研究員 津 川 優 司

要旨

岩盤上に橋梁を建設する場合、直接基礎が採用される事例が多い。しかしながら、岩盤の支持力特性は、層理、片理、節理等の不連続面に大きく影響されるため、その支持力推定にあたって道路橋示方書・同解説Ⅳに示されるような剛塑性理論に基づいた支持力公式は適用できない。このため、岩盤の支持力は、安全側の値が経験的に示されている支持力推定表（道路橋示方書・同解説Ⅳ）によって決定されることが多い。

本報告は、基礎研究室において59～60年度に実施した岩盤に関するアンケート調査（原位置載荷試験データ）および61年度に行った模型岩盤上での載荷実験から得られた岩盤の力学定数に関するデータを用いて、岩盤上の直接基礎の支持力評価ならびに岩盤の支持力推定表の値について新たに検討したものである。

キーワード：支持力、岩盤、アンケート、模型載荷試験

まえがき

近年、山岳地等における道路建設の増加に伴い、橋梁の基礎を岩盤上に建設する事例が増加している。一般に均質な砂質土や粘性土からなる地盤の支持力算定については、過去において何種類か提案されてきており、現在では道路橋示方書Ⅳ下部構造編（以下：道路橋示方書）に示されるような剛塑性理論に基づいた算定式が広く利用されている。また、電子計算機の普及に伴い、弾塑性FEMやRBSMといったモデルを用いた数値解析による最大荷重の推定法も行われるようになってきている。ところが、岩盤においては亀裂等の不連続面の影響を受けたり、破壊形態についても砂質土とは異なるため、剛塑性理論に基づいた算定式をそのまま用いるには問題があり、現段階において確立された支持力算定式はない。また、電子計算機による数値解析に関しては、各ケース毎に条件や要素分割の設定を行わなければならない、汎用性のある形での利用に限界がある。このような理由から、大半の橋梁においては道路橋示方書に示されている岩盤の支持力推定表が安全側の支持力推定値を示す指標として採用されている。

本報告は、橋梁の基礎地盤としての岩盤の支持力推定法を開発するために岩盤物性の解明を行うとともに、支持力推定表の見直しを行った結果を報告するものである。

昭和62年11月

基礎研究室

室長	岡原美知夫
研究員	小幡宏
	森浩樹
部外研究員	津川優司

目 次

ま え が き

1. 岩盤調査, 試験の実態	1
1.1 アンケート調査概要	1
1.2 各調査, 試験の実施状況	1
1.2.1 地形, 地質調査	12
1.2.2 物 理 探 査	12
1.2.3 ボーリング調査	12
1.2.4 原位置力学試験	13
1.2.5 岩 石 試 験	13
1.3 岩盤分類に関する調査	13
1.4 地盤反力度～度数調査	15
1.5 岩盤の支持力決定法に関する調査	16
2. 岩盤の各種物理定数および載荷試験結果の相関性	19
2.1 岩盤区分別の各種岩盤物性値および支持力の比較	19
2.2 各種物理定数間の相関	31
2.3 原位置および室内試験により求めた c , ϕ の比較	34
2.4 変形係数, 弾性係数, および支持力の比較	35
2.4.1 平板載荷試験と孔内水平載荷試験による変形係数の比較	36
2.4.2 孔内水平載荷試験による変形係数 (E_b) と降伏応力 (P_f) の関係	36
2.4.3 平板載荷試験による変形係数 (E_d) と降伏荷重 (P_y) の比較	37
2.4.4 平板載荷試験による変形係数 (E_d), 接線弾性係数 (E_t) および割線弾性係数 (E_s) の比較	38
2.4.5 降伏荷重と極限荷重の比較	40
3. 岩盤上の直接基礎の鉛直支持力推定法	41
3.1 模型岩盤による実験	43
3.1.1 実験の目的	43
3.1.2 実 験 方 法	43
3.1.3 模型地盤の土質性状	47
3.1.4 実 験 結 果	47

3.1.5	平板載荷試験結果と各種地盤定数間の相関	51
3.1.6	載荷時の地盤内歪	55
3.2	統計解析による岩盤の支持力の推定	64
4.	結 論	75

1. 岩盤調査・試験の実態

1.1 アンケート調査概要

現在岩盤の物性、支持力、強度定数等を決定するためにどのような手法を用いているかを把握するために、岩盤上に構築された道路橋を対象としたアンケートを建設省地方建設局、都道府県、日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、本州四国連絡橋公団に依頼した。その結果、502 橋の橋梁について回答があり、岩盤の物性に関するデータや現在の岩盤上の直接基礎の鉛直支持力算定方法等に関する貴重なデータが得られた。アンケート調査に協力して頂いた橋梁の基礎形式の割合は、直接基礎が 7 割、杭基礎 2 割、ケーソン基礎 1 割であった。

以下にアンケート内容の概略を述べる。

(1) 各調査・試験の実施状況

岩盤に関する調査試験がどの位の頻度で行われるかについて調査を実施し、次の項目について整理した。

(a) 地形・地質調査、物理探査、ボーリング調査、原位置試験、岩石試験について以下の事項を検討した。

i) 橋梁長および径間長をインデックスとした場合の各調査の実施頻度

ii) 各調査（原位置試験、ボーリング調査等）における具体的な調査・試験（せん断試験、孔内水平載荷試験等）の実施状況

(b) 橋梁長をインデックスとした場合のボーリング本数、掘進長状況

(2) 岩盤分類法に関する調査

どの岩盤分類法がどの位の頻度で使用されているかについて調査するもので、各種岩盤分類法の採用状況を整理した。

(3) 地盤反力度に関する調査

直接基礎が受けもつ最大地盤反力度の頻度分布について整理した。

(4) 岩盤の支持力決定法に関する調査

岩盤の支持力決定法をどのような方法で行ったかを整理した。

1.2 各調査・試験の実施状況

502 件の橋梁について岩盤の調査・試験の実態を整理するため、橋梁長、最大径間長と上部構造の材料をインデックスとした分類を行った。表 1.2.1、表 1.2.2 は各々橋梁長、最大径間長をインデックスとして 13 グループに分類し、各調査項目別に実施頻度を示したものである。

図 1.2.1 は橋梁数を示す図である。同図によるとアンケートの対象橋梁の大半は、道路橋示方書の適用される支間長 200 m 以下の橋梁であり、支間長が 50 m 以下の橋梁が全体の 73% を占めていることが判る。

図 1.2.2 ～図 1.2.6 は各調査・試験の(a)橋長別、(b)径間長別の頻度を示したものであり、図 1.2.7 ～図

表 1.2.1 材質を考慮した橋梁長～調査・試験実施頻度

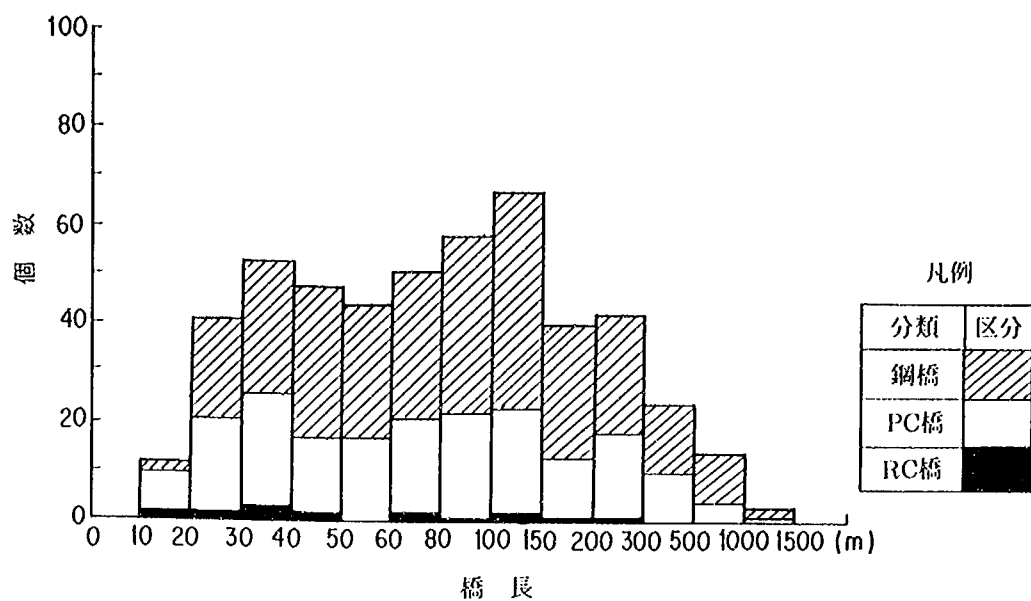
橋 梁 長 (m)	全体個数	材 質	個 数	調 査 実 施 個 数 及 び 頻 度											
				地 形 ・ 地 質 調 査		物 理 探 査		ボーリング調査		原 位 置 試 験		岩 石 試 験		そ の 他 の 調 査	
				実施個数	実施個数/ 全体個数	実施個数	実施個数/ 全体個数	実施個数	実施個数/ 全体個数	実施個数	実施個数/ 全体個数	実施個数	実施個数/ 全体個数	実施個数	実施個数/ 全体個数
10～20	12	鋼 材	2	2	16.7 (％)	0	0.0 (％)	2	16.7 (％)	0	0.0 (％)	0	0.0 (％)	0	0.0 (％)
		P C	8	5	41.7	0	0.0	5	41.7	0	0.0	0	0.0	0	0.0
		R C	2	0	0.0	0	0.0	2	16.7	0	0.0	0	0.0	0	0.0
20～30	41	鋼 材	20	15	36.6	1	2.4	16	39.0	2	4.9	2	4.9	0	0.0
		P C	19	16	39.0	1	2.4	17	41.5	2	4.9	1	2.4	0	0.0
		R C	2	1	2.4	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
30～40	53	鋼 材	27	24	45.3	1	1.9	26	49.1	1	1.9	4	7.5	0	0.0
		P C	23	20	37.7	1	1.9	22	41.5	1	1.9	0	0.0	1	1.9
		R C	3	2	3.8	0	0.0	3	5.7	0	0.0	0	0.0	0	0.0
40～50	48	鋼 材	31	26	54.2	1	2.1	31	64.6	1	2.1	1	2.1	0	0.0
		P C	15	13	27.1	0	0.0	15	31.3	0	0.0	0	0.0	0	0.0
		R C	2	1	2.1	0	0.0	2	4.2	0	0.0	0	0.0	0	0.0
50～60	44	鋼 材	27	20	45.5	0	0.0	25	56.8	2	4.5	4	9.1	0	0.0
		P C	17	14	31.8	0	0.0	17	38.6	2	4.5	2	4.5	0	0.0
		R C	0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
60～80	51	鋼 材	30	25	49.0	2	3.9	29	56.9	2	3.9	7	13.7	0	0.0
		P C	19	13	25.5	1	2.0	19	37.3	2	3.9	2	3.9	0	0.0
		R C	2	2	3.9	0	0.0	2	3.9	0	0.0	1	2.0	0	0.0
80～100	58	鋼 材	36	28	48.3	2	3.4	36	62.1	11	19.0	5	8.6	1	1.7
		P C	21	19	32.8	2	3.4	21	36.2	4	6.9	1	1.7	2	3.4
		R C	1	1	1.7	0	0.0	1	1.7	1	1.7	0	0.0	0	0.0
100～150	67	鋼 材	44	38	56.7	7	10.4	44	65.7	10	14.9	9	13.4	2	3.0
		P C	21	19	28.4	2	3.0	20	29.9	7	10.4	6	9.0	0	0.0
		R C	2	2	3.0	0	0.0	2	3.0	0	0.0	2	3.0	0	0.0
150～200	40	鋼 材	27	26	65.0	4	10.0	27	67.5	7	17.5	6	15.0	0	0.0
		P C	12	10	25.0	1	2.5	12	30.0	4	10.0	4	10.0	0	0.0
		R C	1	1	2.5	0	0.0	1	2.5	1	2.5	1	2.5	1	2.5
200～300	42	鋼 材	24	22	52.4	5	11.9	24	57.1	15	35.7	6	14.3	0	0.0
		P C	17	13	31.0	3	7.1	16	38.1	8	19.0	4	9.5	1	2.4
		R C	1	0	0.0	0	0.0	1	2.4	1	2.4	0	0.0	0	0.0
300～500	24	鋼 材	14	13	54.2	5	20.8	14	58.3	5	20.8	4	16.7	0	0.0
		P C	10	9	37.5	2	8.3	10	41.7	3	12.5	2	8.3	0	0.0
		R C	0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
500～1000	14	鋼 材	10	9	64.3	5	35.7	10	71.4	9	64.3	8	57.1	2	14.3
		P C	4	4	28.6	1	7.1	4	28.6	2	14.3	3	21.4	0	0.0
		R C	0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
1000～	3	鋼 材	2	2	66.7	1	33.3	2	66.7	1	33.3	0	0.0	0	0.0
		P C	1	1	33.3	1	33.3	1	33.3	1	33.3	0	0.0	0	0.0
		R C	0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
計	497	鋼 材	294	250	50.3	34	6.8	286	57.5	66	13.3	56	11.3	5	1.0
		P C	187	156	31.4	15	3.0	179	36.0	36	7.2	25	5.0	4	0.8
		R C	16	10	2.0	0	0.0	14	2.8	3	0.6	4	0.8	1	0.2

表 1.2.2 材質を考慮した径間長～調査・試験実施頻度

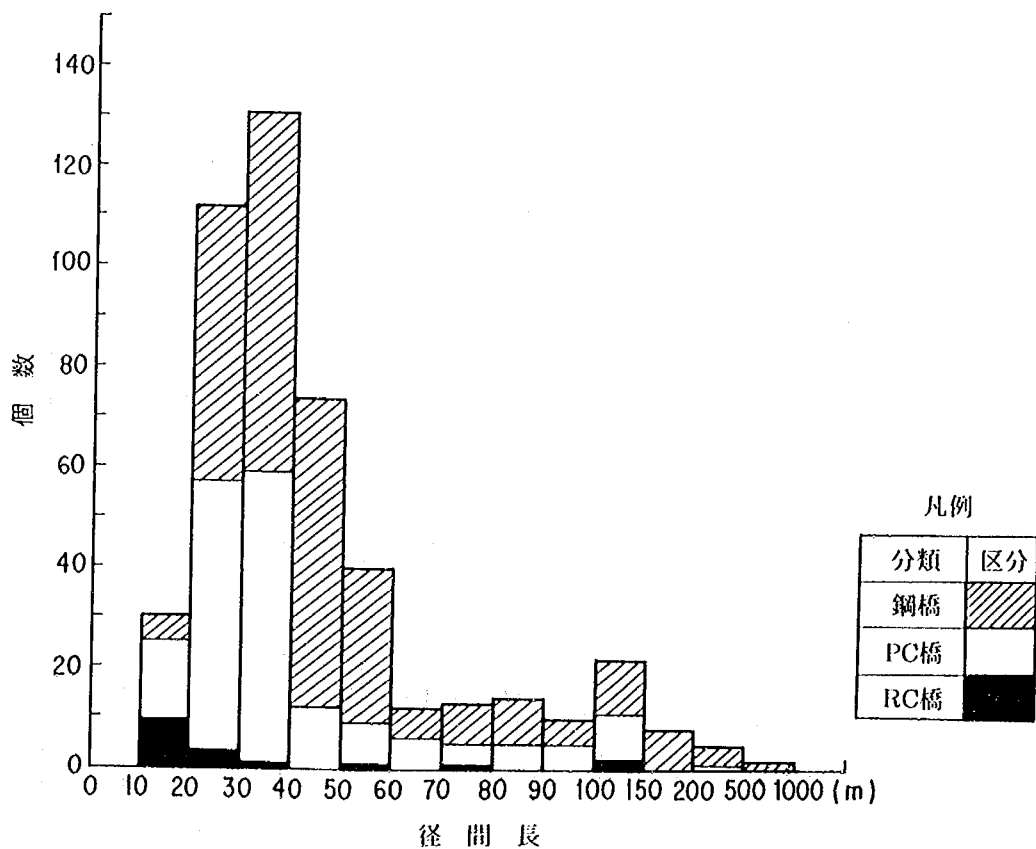
径 間 長 (m)	全体個数	材 質	個 数	調 査 実 施 個 数 及 び 頻 度											
				地形・地質調査		物 理 探 査		ボーリング調査		原 位 置 試 験		岩 石 試 験		そ の 他 の 調 査	
				実施個数	実施個数/ 全体個数	実施個数	実施個数/ 全体個数	実施個数	実施個数/ 全体個数	実施個数	実施個数/ 全体個数	実施個数	実施個数/ 全体個数	実施個数	実施個数/ 全体個数
10～20	30	鋼 材	5	5	16.7 (%)	0	0.0 (%)	5	16.7 (%)	1	3.3 (%)	0	0.0 (%)	0	0.0 (%)
		P C	16	11	36.7	1	3.3	13	43.3	2	6.7	2	6.7	0	0.0
		R C	9	5	16.7	0	0.0	8	26.7	0	0.0	2	6.7	0	0.0
20～30	112	鋼 材	55	43	38.4	4	3.6	50	44.6	8	7.1	7	6.3	0	0.0
		P C	54	43	38.4	2	1.8	52	46.4	6	5.4	2	1.8	0	0.0
		R C	3	2	1.8	0	0.0	2	1.8	1	0.9	0	0.0	0	0.0
30～40	131	鋼 材	72	59	45.0	10	7.6	70	53.4	11	8.4	9	6.9	1	0.8
		P C	58	51	38.9	2	1.5	57	43.5	6	4.6	5	3.8	2	1.5
		R C	1	0	0.0	0	0.0	1	0.8	0	0.0	0	0.0	0	0.0
40～50	74	鋼 材	62	56	75.7	5	6.8	61	82.4	13	17.6	11	14.9	2	2.7
		P C	12	8	10.8	1	1.4	11	14.9	3	4.1	1	1.4	1	1.4
		R C	0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
50～60	40	鋼 材	31	25	62.5	0	0.0	31	77.5	4	10.0	5	12.5	0	0.0
		P C	8	8	20.0	3	7.5	8	20.0	3	7.5	2	5.0	0	0.0
		R C	1	1	2.5	0	0.0	1	2.5	1	2.5	0	0.0	0	0.0
60～70	12	鋼 材	6	5	41.7	1	8.3	6	50.0	4	33.3	2	16.7	0	0.0
		P C	6	5	41.7	1	8.3	6	50.0	2	16.7	2	16.7	0	0.0
		R C	0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
70～80	13	鋼 材	8	7	53.8	2	15.4	8	61.5	2	15.4	4	30.8	0	0.0
		P C	4	4	30.8	0	0.0	4	30.8	3	23.1	4	30.8	0	0.0
		R C	1	1	7.7	0	0.0	1	7.7	0	0.0	0	0.0	0	0.0
80～90	14	鋼 材	9	9	64.3	2	14.3	9	64.3	3	21.4	2	14.3	0	0.0
		P C	5	3	21.4	1	7.1	5	35.7	2	14.3	1	7.1	1	7.1
		R C	0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
90～100	10	鋼 材	5	5	50.0	0	0.0	5	50.0	2	20.0	1	10.0	0	0.0
		P C	5	5	50.0	0	0.0	5	50.0	3	30.0	2	20.0	0	0.0
		R C	0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
100～150	22	鋼 材	11	10	45.5	2	9.1	11	50.0	3	13.6	2	9.1	0	0.0
		P C	9	9	40.9	3	13.6	8	36.4	4	18.2	2	9.1	0	0.0
		R C	2	2	9.1	0	0.0	2	9.1	1	4.5	2	9.1	1	4.5
150～200	8	鋼 材	8	8	100.0	4	50.0	8	100.0	5	62.5	7	87.5	0	0.0
		P C	0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
		R C	0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
200～500	5	鋼 材	4	4	80.0	2	40.0	4	80.0	4	80.0	4	80.0	1	20.0
		P C	1	1	20.0	0	0.0	1	20.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
		R C	0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
500～	2	鋼 材	2	2	100.0	1	50.0	2	100.0	2	100.0	1	50.0	1	50.0
		P C	0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
		R C	0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
計	473	鋼 材	278	238	50.3	33	7.0	270	57.1	62	13.1	55	11.6	5	1.1
		P C	178	148	31.3	14	3.0	170	35.9	34	7.2	23	4.9	4	0.8
		R C	17	11	2.3	0	0.0	15	3.2	3	0.6	4	0.8	1	0.2

1.2.11は具体的な調査・試験の実施件数を示したものである。

以下に各調査内容の説明を行う。

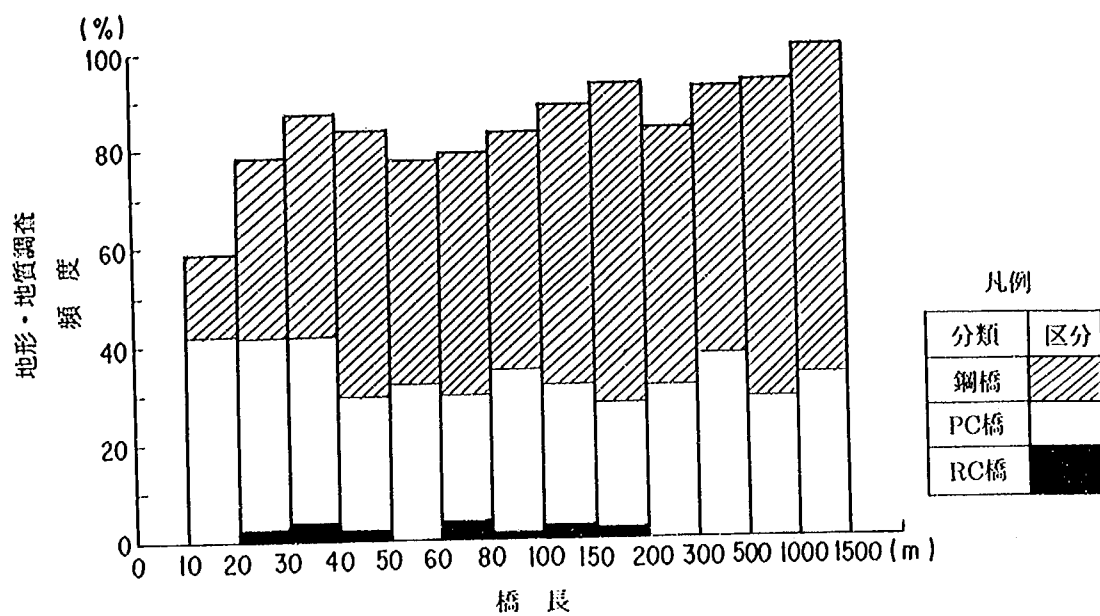


a 橋長一個数ヒストグラム

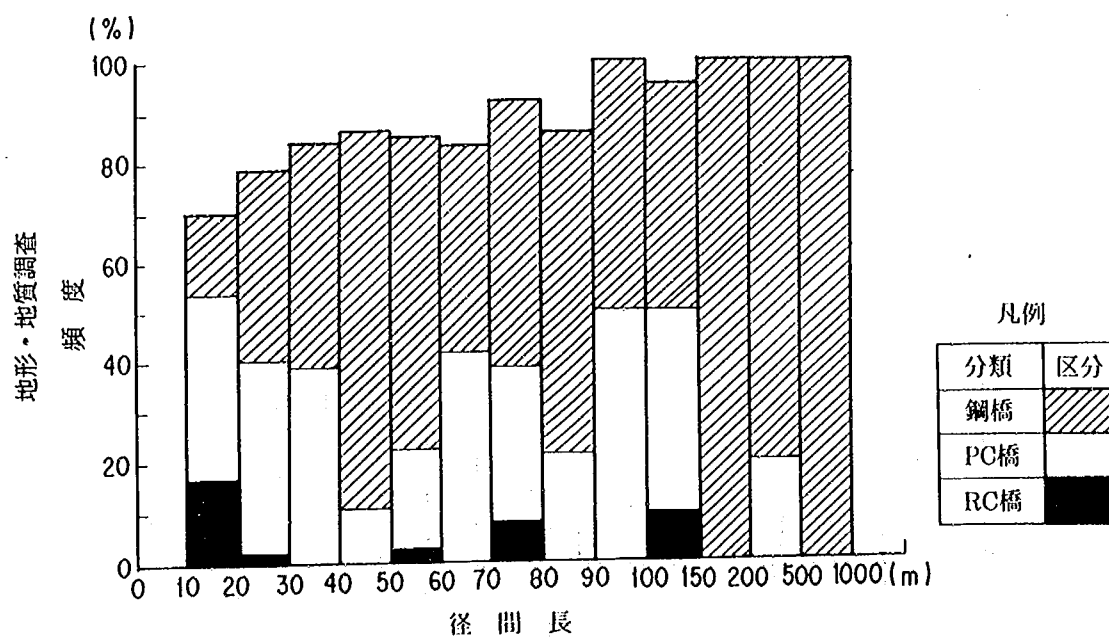


b 径間長一個数ヒストグラム

図 1.2.1 橋 梁 数

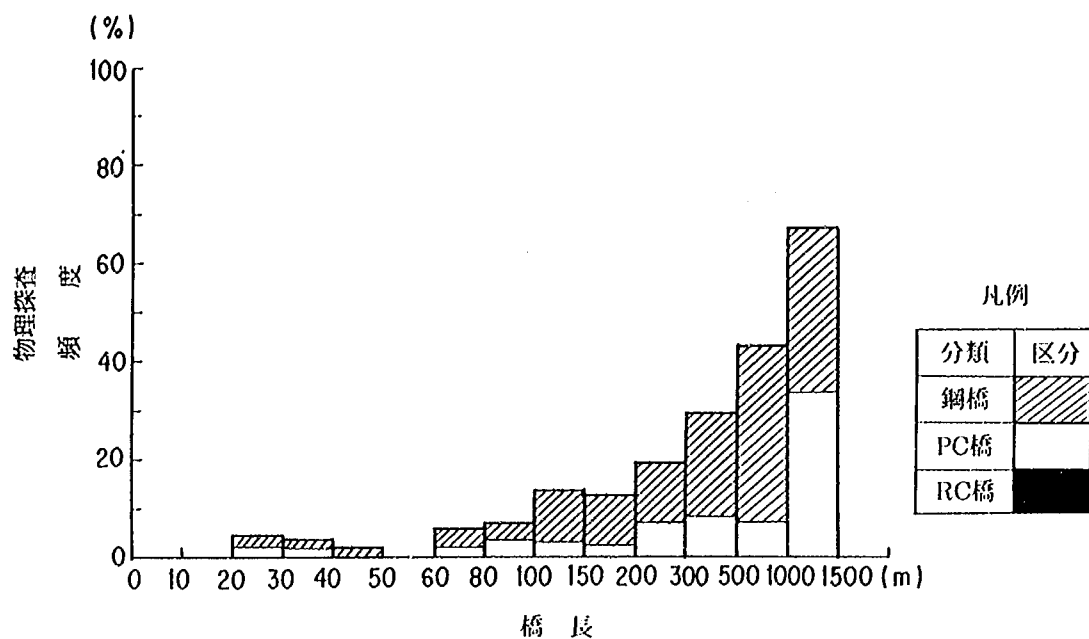


a 橋長—地形・地質調査実施頻度ヒストグラム

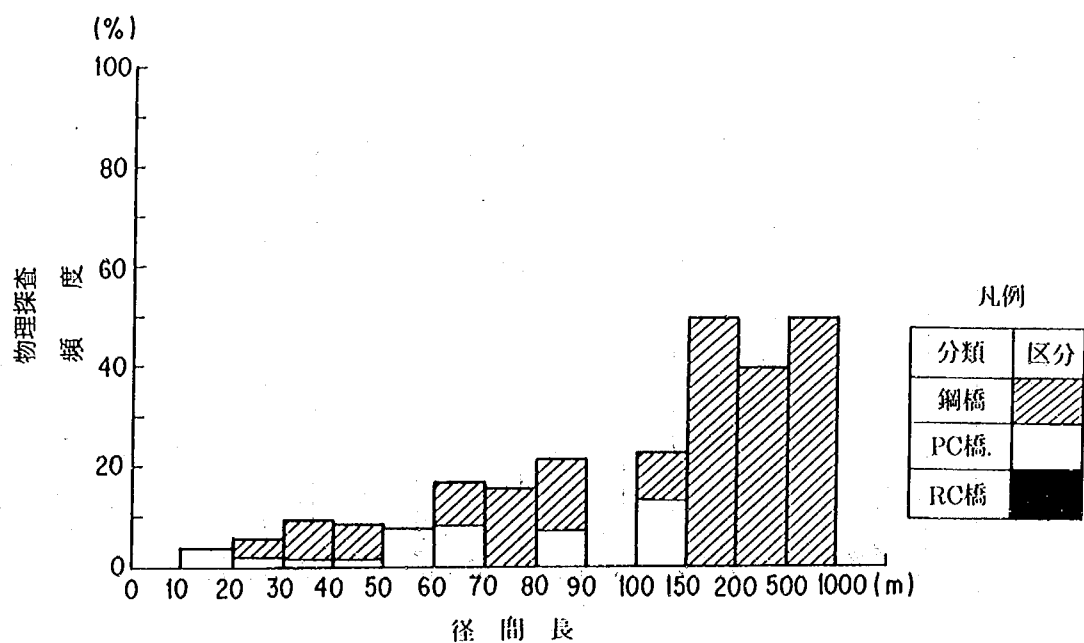


b 径間長—地形・地質調査実施頻度ヒストグラム

図 1. 2. 2 地形、地質調査実施頻度

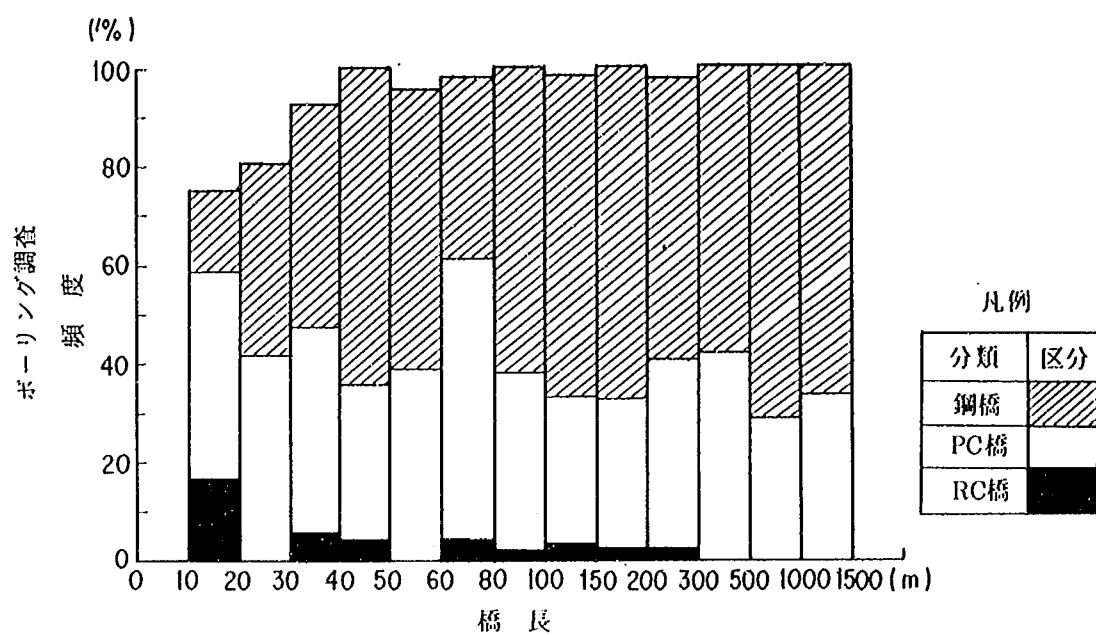


a 橋長—物理探査実施頻度ヒストグラム

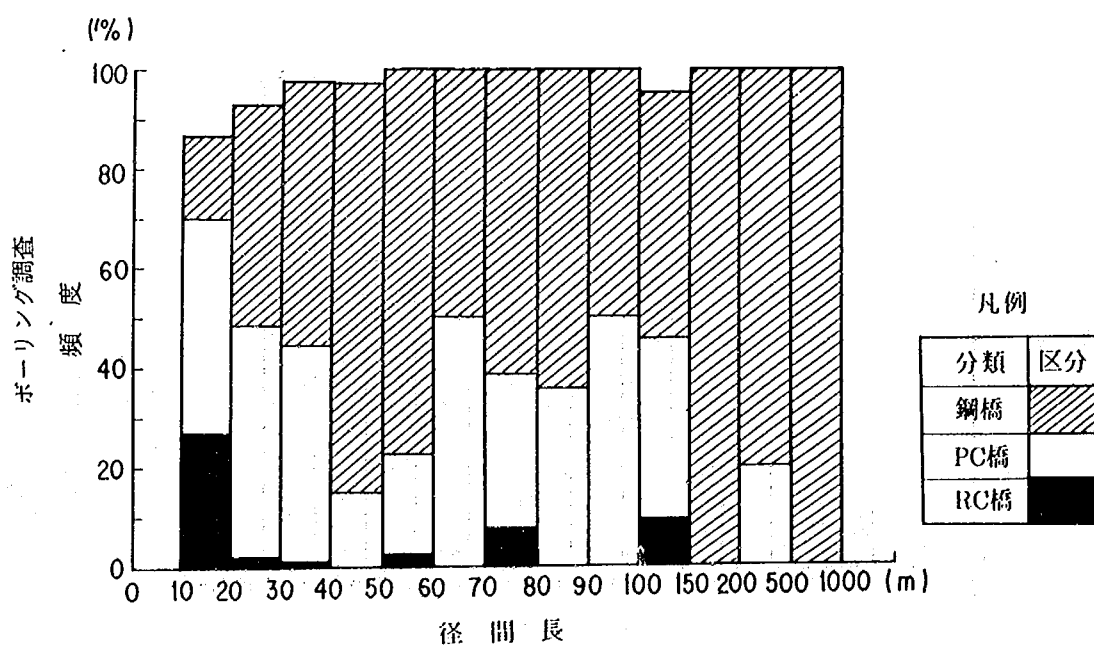


b 径間長—物理探査実施頻度ヒストグラム

図 1. 2. 3 物理探査実施頻度

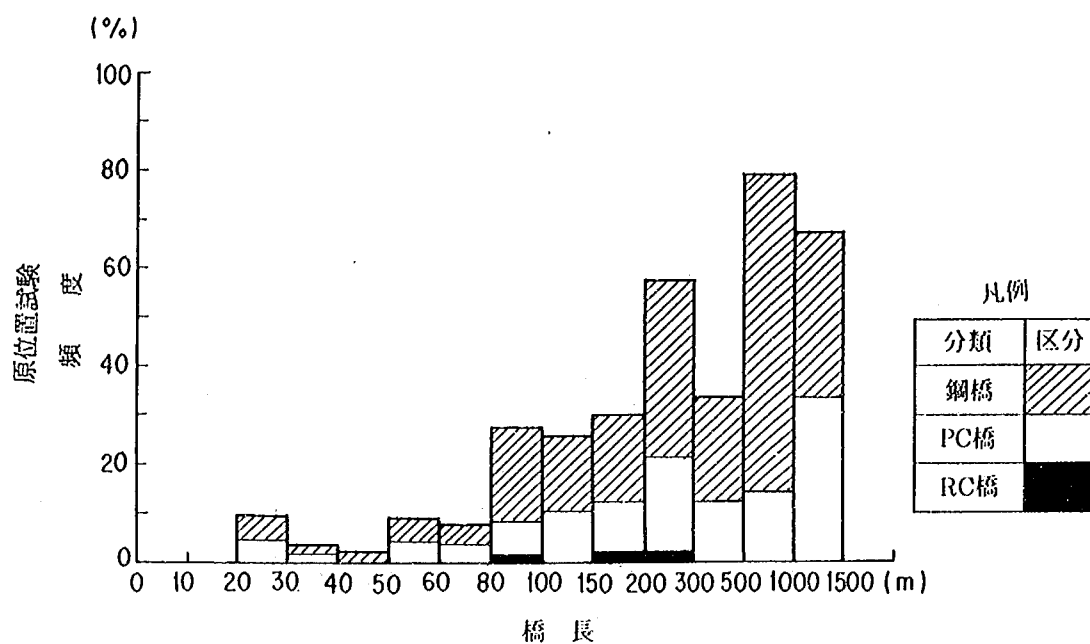


a 橋長ーボーリング調査実施頻度ヒストグラム

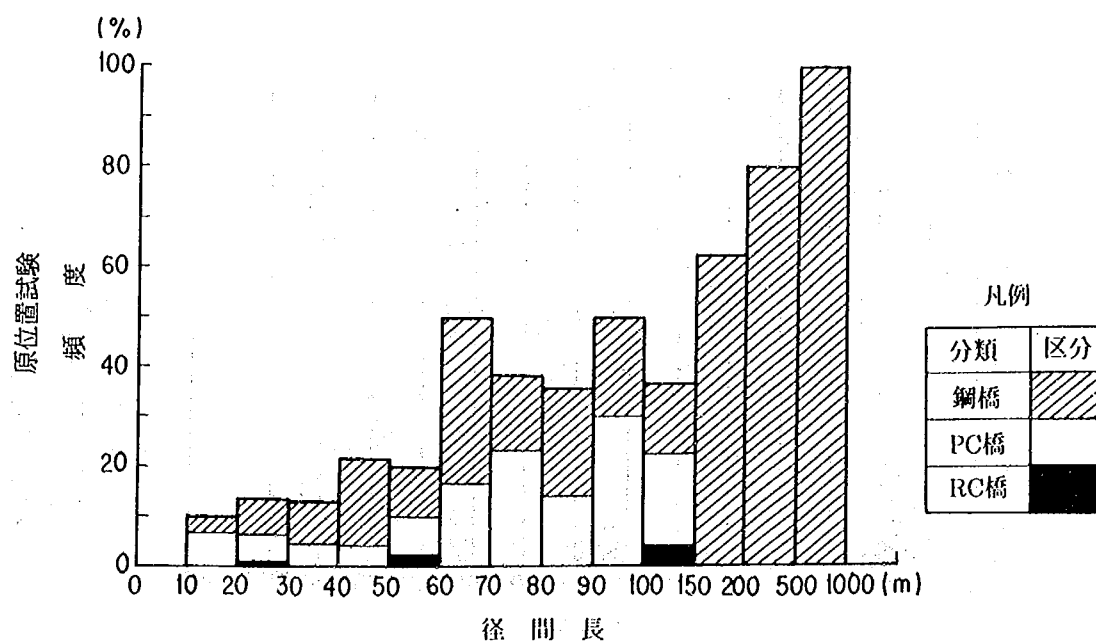


b 径間長ーボーリング調査実施頻度ヒストグラム

図 1. 2. 4 ボーリング調査実施頻度

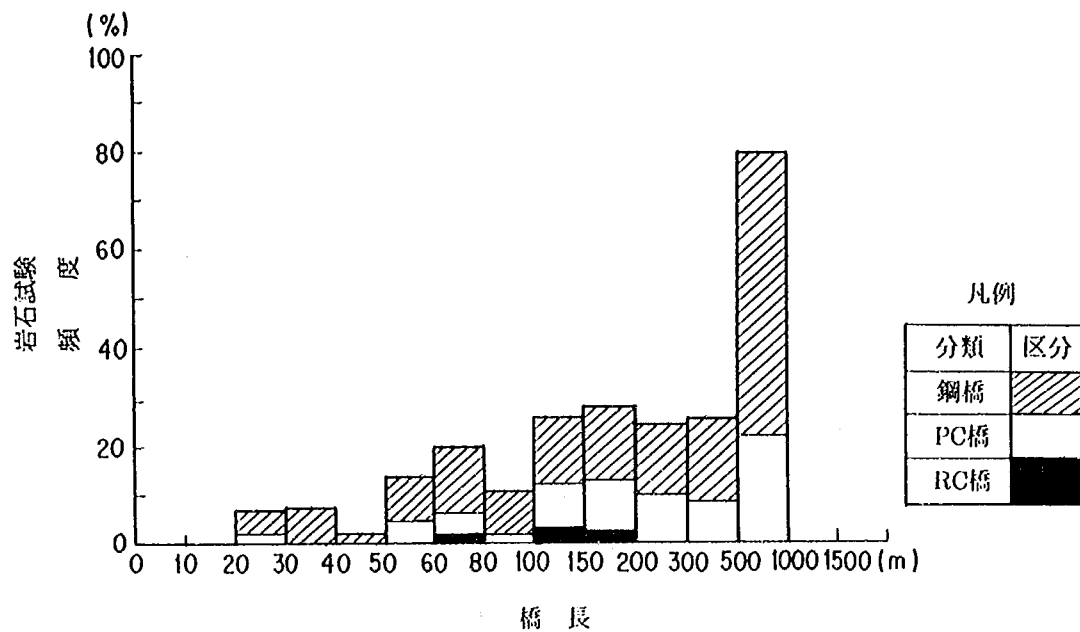


a 橋長—原位置試験実施頻度ヒストグラム

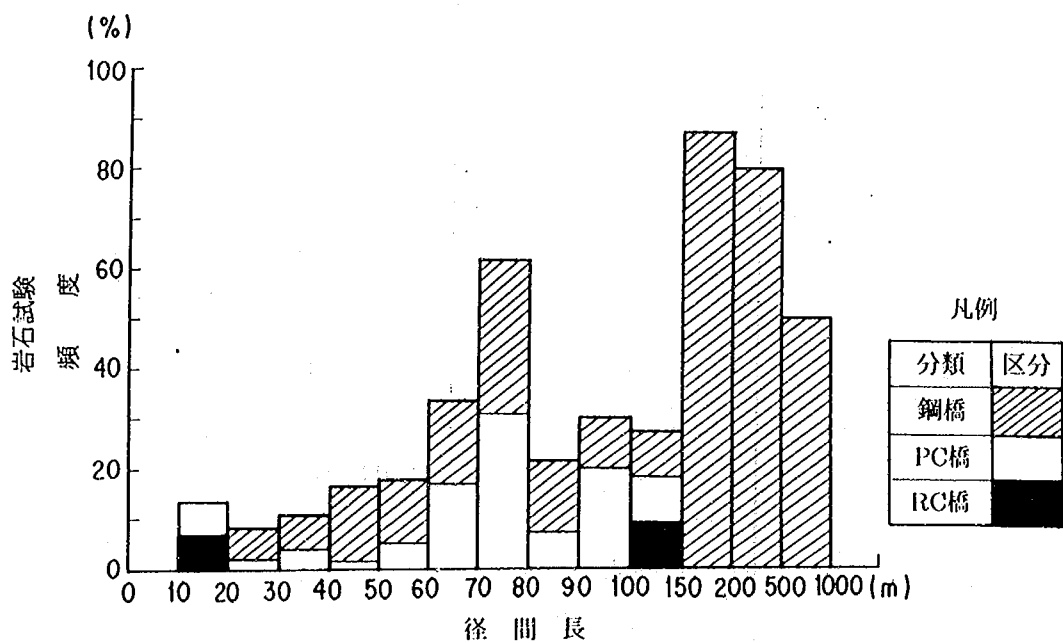


b 径間長—原位置試験実施頻度ヒストグラム

図 1. 2. 5 原位置試験実施頻度



a 橋長一岩石試験実施頻度ヒストグラム



b 径間長一岩石試験実施頻度ヒストグラム

図 1. 2. 6 岩石試験実施頻度

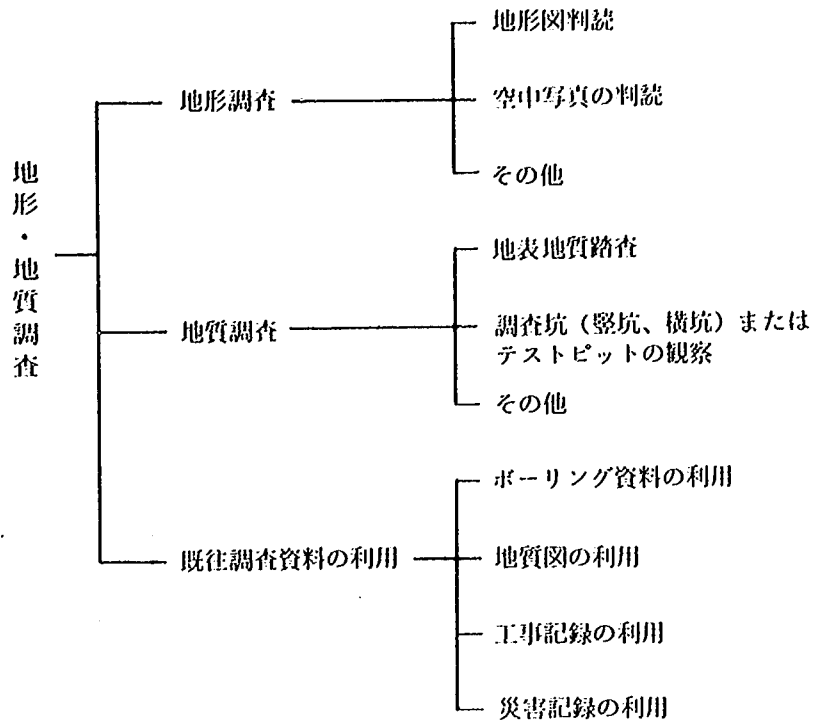


図 1. 2. 7 地形・地質調査

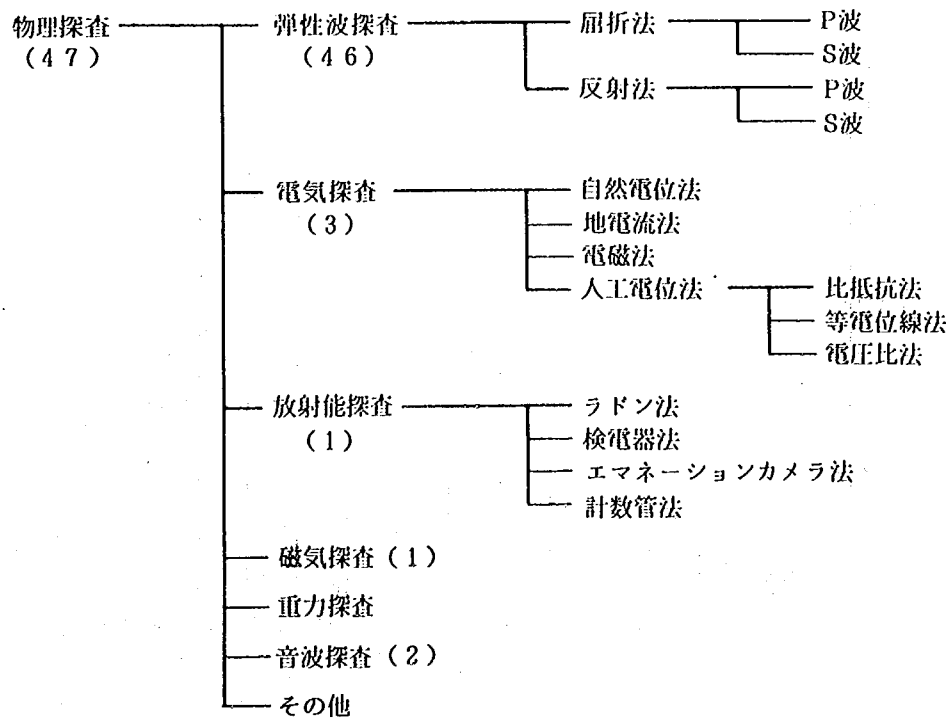


図 1. 2. 8 物理探査

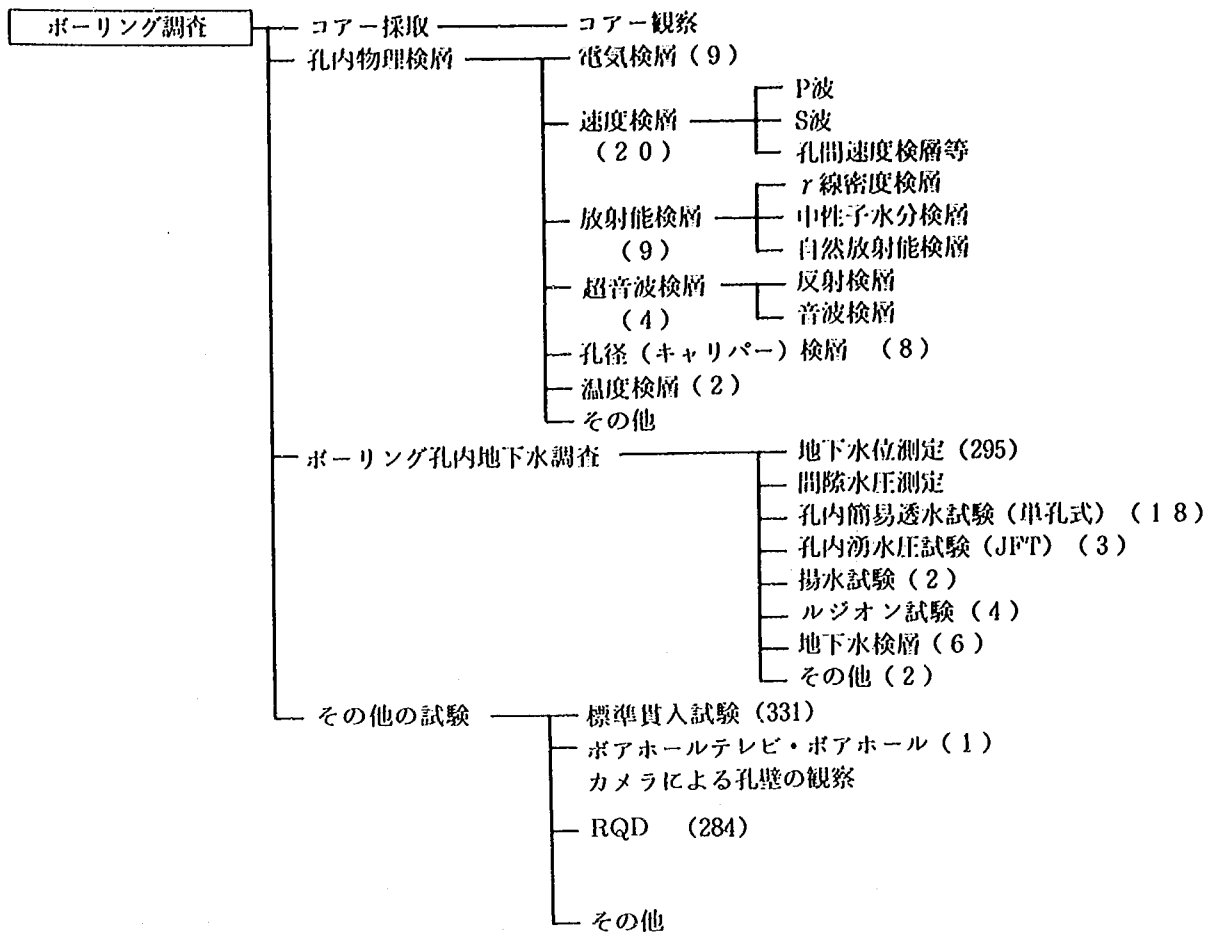


図 1. 2. 9 ボーリング 調 査

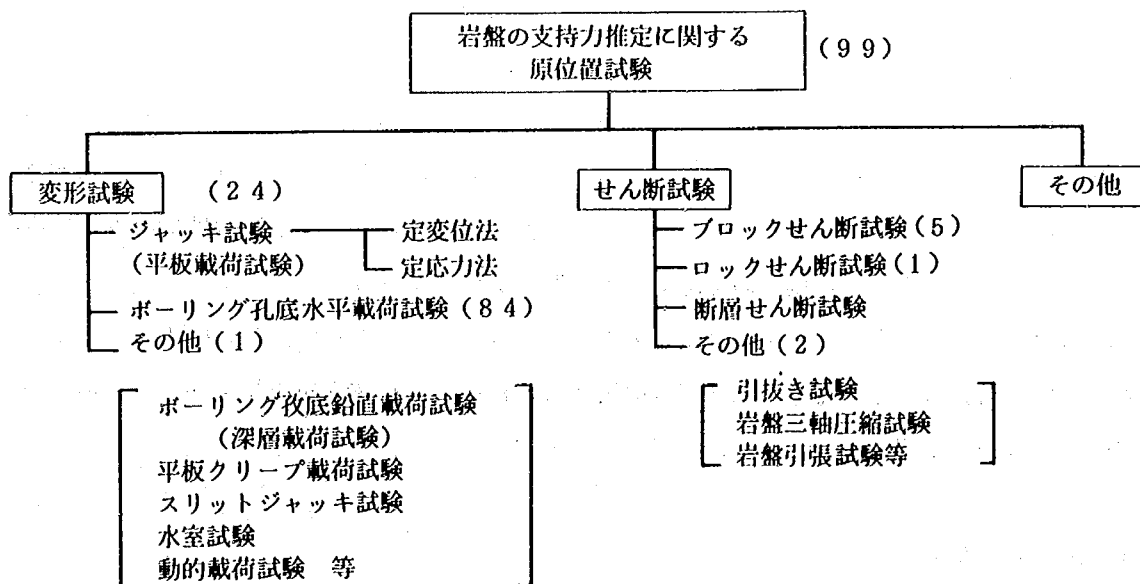


図 1. 2. 10 原 位 置 力 学 試 験

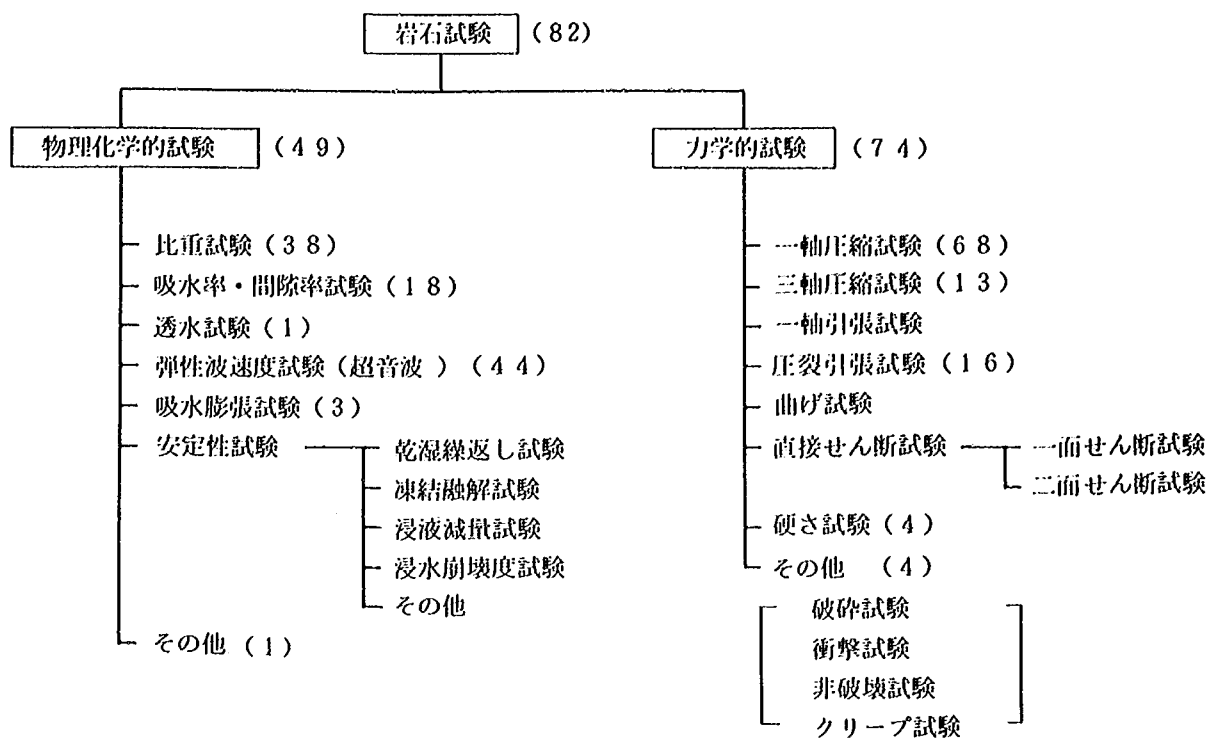


図 1. 2. 11 岩石試験

1. 2. 1 地形・地質調査

図 1. 2. 2 に示すように、橋梁長、径間長ともに 20 m 以上の橋では 8 割以上が地形・地質調査を行っている。しかし、橋長が 100 m を超える橋梁や最大径間が 100 m を超える橋梁の一部において地形・地質調査、既往調査資料の利用のいずれも行われていないものがあるのは、地表に良好な岩盤が露出しており格別調査を実施する必要がなかったからではないかと思われる。

1. 2. 2 物理探査

物理探査は図 1. 2. 8 によると全体の 9 % 余りの橋梁において行われているに過ぎず、実施されたものでは弾性波探査を中心とした調査が行われている。このように物理探査の実施頻度が低いのは、物理探査が広い範囲の地盤状態を総合的に判断するのに有効な調査であるのに対して、局所的な地盤の安定性を確保できれば十分であるような小規模な橋梁の基礎ではボーリング調査を行うことで、ある程度の地盤状態を把握することが可能であること等の理由によるものと考えられる。このような傾向は図 1. 2. 3 に示すように橋梁規模においても見ることができ、物理探査の実施頻度は橋梁長が 200 m を超える場合や最大径間が 100 m 程度と大規模な橋梁になるにつれて増加している。

1. 2. 3 ボーリング調査

図 1. 2. 9 によるとボーリング調査は、全体の 9 割を超える橋梁で行われており、中でも標準貫入試験が 65 %、地下水位測定が 58 %、R Q D が 56 % におよぶ橋梁で行われている。しかもボーリング調査は図 1. 2. 4 に示すように橋梁長、径間長に関係なく大部分の橋梁において行われており、最も頻繁に実施されてい

る調査であることが判る。ところが、岩盤のN値は通常50以上であり、貫入不可能という場合もしばしばある。したがって、全ての標準貫入試験が岩盤の強度や地盤定数を決定する上で行われたとは考えにくく、むしろ岩盤上部の地質状態を調査する目的で実施されたか、あるいは地質調査を行う目的で標準貫入試験を行っていたら、偶然に岩盤に出くわしたものであると考えられる。また、コア採取は91%の橋梁で行われており、コアの観察により岩盤の良否を判断し、岩盤の支持力推定の目安としている例も見うけられた。

1.2.4 原位置力学試験

原位置力学試験は全体の20%の橋梁において実施されており、図1.2.5に示すように橋梁長、径間長が長くなるとともに実施頻度は漸増する傾向がある。具体的な試験内容についてみると、図1.2.10に示すように、原位置力学試験を実施した橋梁の85%、全体の17%の橋梁で孔内水平載荷試験が実施されている。また、平板載荷試験は原位置力学試験を実施した中で24%、全体で5%の橋梁で行われている。孔内水平載荷試験が他の原位置力学試験より大幅に実施件数が多い理由は1.2.3の項で示したようにボーリング調査が大部分の橋梁で実施されており、孔内水平載荷試験はこの調査孔を利用して比較的簡易に試験が実施できる試験であるのに対し、他の試験は基礎岩盤が比較的浅いか、露出している場合に適用が可能な方法であり、反力装置等の試験設備も比較的大掛かりなものを必要とするためであると考えられる。

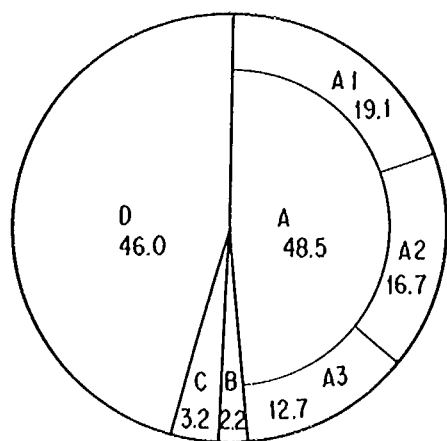
1.2.5 岩石試験

岩石試験を行っている橋梁は全体の約16%あり、図1.2.6によると径間長が60mを超える橋梁で実施頻度が高くなっている。ところが橋長が1,000mを超える橋梁の全てと、径間が500mを超える橋梁の中に岩石試験を行っていないものがある点に関しては、若干の疑問が持たれる。また、1.2.3に述べたように岩盤コアの採取が全体の91%にもおよぶのに対してそのコアを利用して実施できる岩石試験の頻度が低いことも疑問な点であるが、少なくとも橋梁建設の際、その支持力推定の根拠となる力学試験は大半の橋梁で実施可能であったといえる。岩石試験の具体的な内容は図1.2.11に示すように大別して物理・化学的試験と力学試験に分けられる。前者では岩石試験を行った橋梁の中の46%の橋梁で比重試験を、また54%の橋梁で弾性波速度試験が実施されている。後者では一軸圧縮強度試験が岩石試験を行った橋梁の中の83%の橋梁で実施されている。

1.3 岩盤分類に関する調査

岩盤の支持力は亀裂の大きさや方向、風化度、形成過程、破壊形状等の多くの要因から影響を受けるが、これらすべてを考慮した支持力算定式は未だ開発されていない。そこで岩盤の良否を判断する際、岩盤をいくつかの要因でランク分けを行ういわゆる岩盤分類という手法が用いられてきた。ところが橋梁の基礎岩盤においては、統一された岩盤分類は行われておらず、わずかに本四公団等で限定された岩種に対する分類が行われているだけである。ここでは、現在どの程度の数の橋梁が岩盤分類に基づいて岩盤の良否を判断しているのか、さらに、それらの分類がどのようなものであるかを把握し、将来、橋梁における岩盤分類はいかにあるべきかを判断するためのデータを収集する目的で調査を行った。

図 1.3.1 は岩盤分類の行われた橋梁の分類基準と使用頻度を示したものである。これによると岩盤分類を実施している橋梁は全体の54%あり、そのなかの大多数が既存の基準に基づいて岩盤分類を実施していることが判る。また円グラフに示されるように、建設省の分類と田中の分類は岩盤分類を実施したもののなかで66%の割合を占めている。ここで、建設省の分類は支持力に関する岩盤の良否の判定よりも、工事の施工性を判断する上で適用性のある分類である。また、田中の分類は本来ダム基礎を対象とした分類法で、現在では地下発電所、トンネル等の調査にも用いられており、今回の調査では全体の17%余りの橋梁に利用されている。田中の分類が利用されている理由としては、岩盤が新鮮で堅硬なものから風化により劣化するまでの現象をとらえ、この過程を地質学上の要素として岩盤を分類したものであり、岩盤の工学的物性との対応が認められるためであると考えられる。また、同分類については本四架橋やダムにおいて限定された地質、地点に対して岩区分と工学的物性の相関性（表 1.3.2）が求められている。しかし、他の地質、地点に対してはそのまま適用できないため、表 1.3.2 は参考として利用されているのが現状である。



図中の数字は頻度 (%)
A:公表されているもの

図 1.3.1 岩盤分類の実施頻度円グラフ

表 1.3.1 岩盤分類の実施状況

岩盤分類基準	内 容	データ数	割合 (%)
A 1	建設省（軟岩 I，中硬岩，硬岩 I，II）	96	19.1
A 2	田中治雄（電力中央研究所；1964）による岩盤分類基準	84	16.7
A 3	その他、既に公表されているもの	64	12.8
B	公表されているものを修正したもの	11	2.2
C	独自のもの	16	3.2
D	岩盤分類を実施していないものおよび未解答のもの	231	46.0
計		502	100.0

表 1.3.2 岩の物理定数の参考値

岩 級 区 分		A	B	C _H	C _M	C _L	D	
本四連絡橋 (花 崗 岩)	ϕ (度)		50	50	45~50	45	45	
	C (tf/m ²)		350	310	230	135	40	
	E (kgf/cm ²)		70,000	27,500	15,000	7,000	4,000	
「基 礎 工」 (花 崗 岩)	ϕ		42.5	40	37.5	35	D _H 32.5	D _L 30
	C		150	90	60	40	25	10
	E		40,000	20,000	10,000	5,000	2,500	1,200
某ダムサイト (粘 板 岩)	ϕ		45	40	40	35	25	
	C		250	200	125	50	0	
	E		30,000	20,000	7,500	3,000	1,000 以下	
大川ダムサイト (粘 板 岩)	ϕ			50	45	40	35	
	C			277	160	70	30	
	E							

1.4 地盤反力度～度数調査

図 1.4.1 は直接基礎の常時設計最大地盤反力度分布を示したものである。同図の総数は直接基礎のデータの 9 割にあたる 320 件であった。

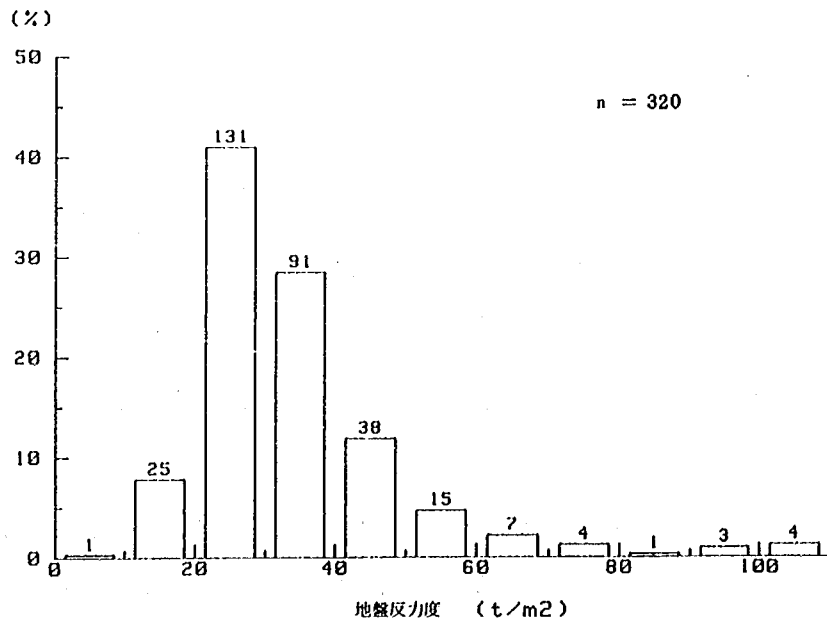


図 1.4.1 地盤反力度の分布

図より地盤反力度が50 tf/m²以下のものが89%を占めており、特に20 tf/m²～30 tf/m²のものが41%あった。全般に地盤反力度は低めに設定されているが、100 tf/m²を超えるものも4件あり、最大のものは214 tf/m²であった。なお、杭基礎、ケーソン基礎の地盤反力度分布は参考資料に示す。

1.5 岩盤の支持力決定法に関する調査

図1.5.1は岩盤の支持力決定根拠の基準となるものの種類と利用頻度を示したものである。この図より、道路橋示方書に基づく直接基礎の支持力推定表（表1.5.1）による岩盤の支持力推定法が直接基礎を採用した橋梁の69%で用いられていることが判る。これは全橋梁（502橋）の44%にあたり同方法が汎用性のある手法であることが判明した。しかし、この推定表は一軸圧縮強度を目安として地盤の支持力推定を行うものであるにもかかわらず、一軸圧縮強度試験等の力学試験を実施せずにコア観察のみで岩盤を判別し、支持力を推定している例もいくつかあり、その運用方法について再検討する必要がある。

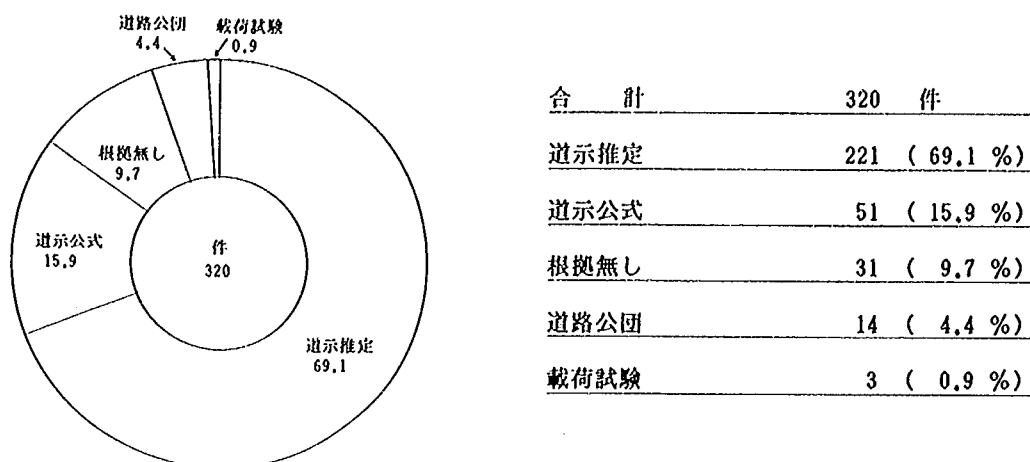


図 1.5.1 直接基礎の支持力決定根拠の頻度円グラフ

表 1.5.1 推定による場合の許容支持力度（道路橋示方書）

基礎地盤の種類		常 時 (tf/m ²)	地震時 (tf/m ²)	目 安 と す る 値	
				N 値	一軸圧縮強度(kg/cm ²)
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	100	150	—	100 以上
	亀 裂 の 多 い 硬 岩	60	90	—	100 以上
	軟 岩 , 土 丹	30	45	—	10 以上

次に、道路橋示方書の静力学公式により支持力を算定しているものが多いが、支持地盤が岩盤である場合その破壊形態は砂質土地盤の場合とは異なり、全般せん断破壊であると言い難く、支持力計算に静力学公式をそのまま用いることには問題があるように思われる。しかし、例えば $Qu = 10 \text{ kgf/cm}^2$ の軟岩の支持力を道路橋示方書の静力学公式を用いて $C = 1/2 Qu$, $\phi = 0$ として計算を試みると、

$$Pu = \alpha \cdot C \cdot Nc$$

α ; 形状係数 (円 : 1.3)

Nc ; 支持力係数 ($\phi = 0$ の時 $Nc = 5.14$)

上式により、 $Pu = 33.4 \text{ kgf/cm}^2$, $Pa = 11.1 \text{ tf/m}^2$ となる。

これに対し、実際に設定している地盤反力度は、図 1.5.2（図 1.4.1 に示した地盤反力度分布を決定根拠により区分し、各地盤反力度の決定根拠構成比率を示した）によると、道路橋示方書の静力学公式を用いて支持力推定を行っているものにおいても、常時地盤反力度は 60 tf/m^2 以下に設定しているものがほとんどであり、静力学公式を用いている橋梁においても支持力推定表の数値を考慮して、地盤反力度を推定表程度に抑えている傾向がうかがわれた。

図 1.5.3、図 1.5.4 は図 1.5.2 と同様に、図 1.4.1 の地盤反力度分布を岩盤分類別に区分し、その構成比率および全体数に対する割合を示したものである。なお、ここで用いている岩盤区分は、集計時の便宜上表 1.5.2 に示すものとした。同図で岩盤分類を行っていないものが56%あるが、地盤反力は概ね 50 tf/m^2 以下に設定されており、ここでも設計者が支持力推定表の数値を意識していることが判る。また、岩盤分類で硬岩、中硬岩のものは一軸圧縮強度試験を実施している例が少ないため一概にいうことはできないが、表 1.5.1 によると地盤反力は 60 tf/m^2 以上としてよいと思われる。しかし、図 1.5.3 から道路橋示方書の支持力推定表により支持力推定を行ったものだけを抽出した図 1.5.4 を見ると硬岩、中硬岩であっても地盤反力を 60 tf/m^2 以下に設定しているものが多く、推定表が安全側の値として利用されていることが判った。

表 1.5.2 岩盤区分表

	建設省	田中分類
分類せず		
硬岩	硬岩 I, II	A, B
中硬岩	中硬岩	C _{II}
軟岩	軟岩 II	C _M
極軟岩	軟岩 I	C _L , D

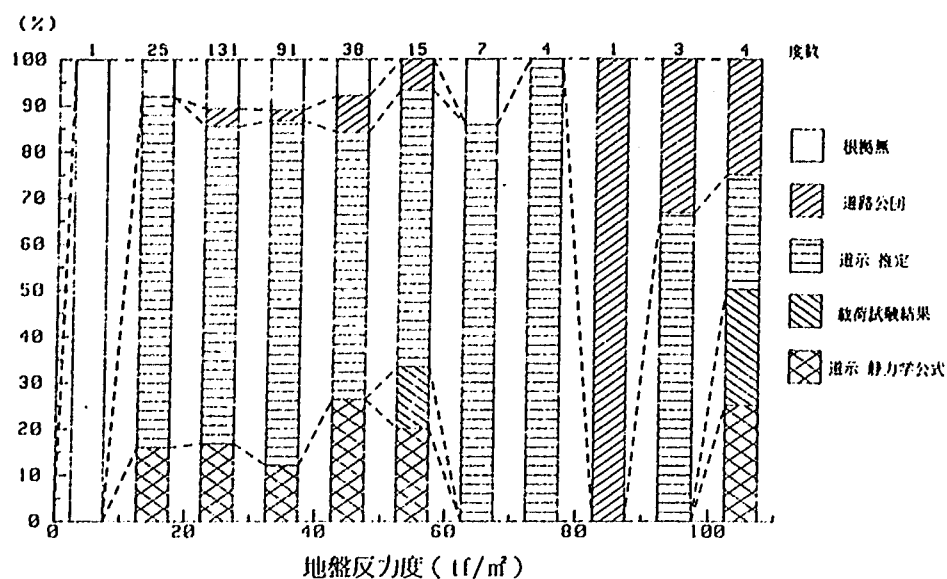


図 1.5.2 決定根拠別地盤反力度構成比率

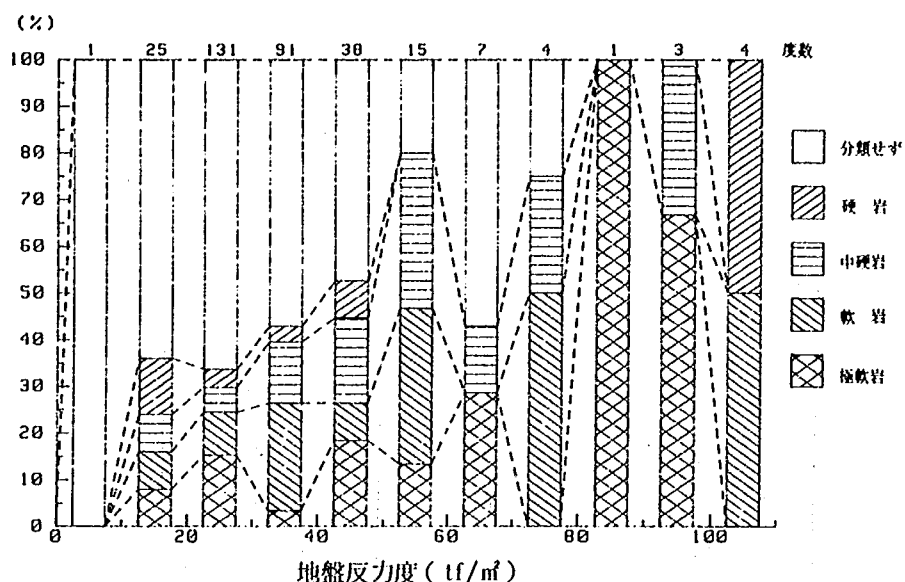


図 1.5.3 岩盤分類別地盤反力度構成比率

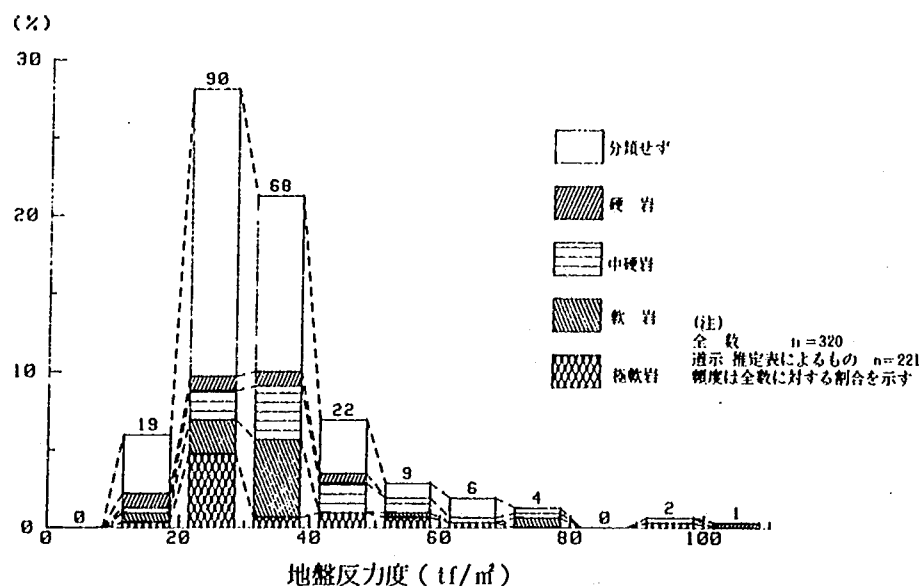


図 1.5.4 道路橋示方書支持力推定表により設計された橋梁の岩盤分類別地盤反力度分布図

2. 岩盤の各種物理定数および載荷試験結果の相関性

岩盤物性値、岩盤区分、支持力等について、より詳細な検討を行うために、1.岩盤調査・試験の実態に関する調査結果から原位置力学試験が実施された箇所を選んで再調査を行った。調査項目は以下のように整理した。

- (1) 岩盤区分と各種岩盤特性値および支持力の比較
- (2) 各種物理定数間の相関関係
- (3) 原位置および室内試験により求めた C 、 ϕ の比較
- (4) 変形係数、弾性係数および支持力の比較

なお、調査結果は表 2. 1. 1 ～表 2. 1. 6 に総括表として示す。

2. 1 岩盤区分別の各種岩盤物性値および支持力の比較

ここでは整理にあたって岩盤強度が表示しやすいパラメータとして孔内水平載荷試験の変形係数 E_b 、岩石コアの一軸圧縮強度 Q_u を選び出し、下記の項目との分布グラフを作成した。なお、 E_b 、 Q_u は各々経験的に表 2. 1. 7 に示すように 5 ランクに区別している。また E_b あるいは Q_u の測定値がないものについては、各種相関図を用いて推定した。

表 2. 1. 7 岩区分基準表

区分	一軸圧縮強度 (Q_u : kgf/cm ²)
A	$500 \leq Q_u$
B	$200 \leq Q_u < 500$
C	$100 \leq Q_u < 200$
D ₁	$50 \leq Q_u < 100$
D ₂	$Q_u < 50$
区分	孔内水平載荷試験 (E_b : kgf/cm ²)
a	$10,000 \leq E_b$
b	$5,000 \leq E_b < 10,000$
c ₁	$2,000 \leq E_b < 5,000$
c ₂	$1,000 \leq E_b < 2,000$
d	$E_b < 1,000$

- ① 地山の弾性波速度 (V_p : P波速度, V_s : S波速度)
- ② RQD (採取コア 1 m 当たりにおける 10cm 以上のコアの合計長さの割合)
- ③ C 、 ϕ (室内三軸および原位置試験による粘着力とせん断抵抗角)
- ④ 平板載荷試験による降伏支持力 (P_y)、極限支持力 (P_u)、変形係数 (E_d)

表 2.1.1 試験データ一覧表(本四橋以外) 1

No	橋梁名	位置及び路線名	橋長 m (主径間長)	支持層の年代 岩 種	室内試験		検 査 等		孔内載荷試験		平板載荷試験		せん断試験	深層載荷		備 考	区 分
					一 軸	三軸 C, ϕ , E	RQD	V_p, V_s	E_{sb}	$P_y = P_f, P_t$	D, E_t, E_s	P_u, P_y	C, ϕ	D, E_t, E_s	P_u, P_y		
1	(仮)-①	東京都 首都高速12号		洪積世 固結シルト	$q_u = 15 \sim 40 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_t = 1.83$	$C_u = 19.5 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi_u = 0^\circ$	- %	$V_p = 1.8 \text{ km/s}$ $V_s = 0.48$	$E_{LLT} 5000 \text{ kgf/cm}^2$	$P_y = 32 \text{ kgf/cm}^2$	$D = 5050 \text{ kgf/cm}^2$ $E_s = 7250$	$P_y = 50 \text{ kgf/cm}^2$ $P_u = 70 \text{ kgf/cm}^2$	-	浅い深層載荷なので除外		陸上部試験-1	$D_2 C_1$
	(仮)-②	同上		同上	$P_c = 83 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_t = 1.97$ (推定 30 kgf/cm^2)	$C_u = 17.3 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi_u = 12.1^\circ$	-	-	830 (級, 2200)	$P_y = 21.0$	$D = 1500 \sim 2300$ $E_s = 2400 \sim 2600$ $E_t = 3400$	-	ブロック $C = 2.7 \text{ kgf/cm}^2$, $\phi = 28^\circ$ ロック $C = 3.8 \text{ kgf/cm}^2$, $\phi = 28^\circ$	ボーリング2本 平板3枚 ブロック3供試体 ロック3 "		陸上部試験-2 $\phi 150 \sim 1200 \text{ mm}$ 横浜市保土ヶ谷区 クラックの多い土丹	$D_2 d$
2	生月大橋	長野県	960 (400)	第三紀 泥質～砂質岩	$\gamma_t = 2.0$				60～20000		$D = 0.4 E_t$ $P_y = 1.75 P_u$					スリッペンマイトを含む。	-
3	能登島大橋	石川県 主要地方道	1050 (109.5)	含珪藻泥岩	$q_u = 14$ $\gamma_t = 1.35$ $N = 20$ 回	$C_u = 6.5 \sim 1.4 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi_u = 0^\circ$		$V_p = 1.5 \sim 1.7$	200～900 (500) (KKT)	$P_y = 15$	$D = 1310$ $E_s = 1550$ $E_t = 1730$	$P_y = 14.5$ $P_u > 20$	-	-	-	300×300mm(正方形) 固結粘土に近い土性を示す。	$D_2 d$
4	平戸大橋	長崎県 主要地方道	665 (465)	新第三紀 砂岩, 泥岩													-
5	早瀬大橋	広島県	624 (222)	中生代 風化花崗岩	200～1000	-	-	-	404	$P_f = 20.9$	$D = 469$ $E_s = 1460$	$P_y = 13.2$	-	-	-	$\phi 300, 450, 770 \text{ mm}$ (平均値, マサ化) (7枚)	A-Bd
6	関門橋	福岡県, 山口県	712 (683)	ホルンフェルス										-	-	$\phi = 600, 900 \text{ mm}$	-
7	-	兵庫県 北神戸線	-	洪積世 固結粘土	$\gamma_t = 2.15$	$C = 0.8 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi = 23.5^\circ$ 残留	-	-	440	$P_f = 20.4$ $P_t = 38.9$	$D = 3470$	-	ロック $C = 0.55 \text{ kgf/cm}^2$, $\phi = 37.3^\circ$		-	(試験)	$D_2 d$
8	川口橋	新潟県 関越自動車道	500 (93)	新第三紀 砂岩, 泥岩		$C = 7 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi = 24^\circ$ $C = 14 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi = 22^\circ$	78 73	2.0 2.2	6900 8900		3800 7300 (コアー)		-	-	-	平均値	$D_1 d$

表 2.1.2 試験データ一覧表(本四橋以外) 2

No	橋梁名	位置及び路線名	橋長 m (主径間長)	支持層の年代 岩 種	空 内 試 験		検 層 等		孔 内 載 荷 試 験		平 板 載 荷 試 験		せん断試験		深 層 載 荷		備 考	区 分
					一 軸	三軸C、 ϕ 、E	RQD	V _p 、V _s	E _{sb}	P _y =P _f 、P _l	D、E _t 、E _s	P _u 、P _y	C、 ϕ	D、E _t 、E _s	P _u 、P _y			
9	魚野川橋	新潟県 関越自動車道	270 (84)	新第三紀 砂岩： 泥岩： 砂泥岩	C=14 kgf/cm ² ϕ =26° C=8 kgf/cm ² ϕ =31° C=14 kgf/cm ² ϕ =28°	80(%) 40	2.2 2.2	15000 kgf/cm ² -	3700(kgf/cm ²)	4300(kgf/cm ²) 3700	(σ 7-)(kgf/cm ²)	-	-	-	平均値	C ₁ a		
10	神居大橋	旭川市 国道12号線	150 (50)	新第三紀 泥 岩	170 kg/cm ²		-	27300		D=16300 E _t =16300	P _y >70	-	-	-	ϕ 300mm 4回 P2の試験位置不明 岩盤区分A(?)級	Ca		
11	宿布大橋	福井市 国道158号線	195 (43)	凝灰角礫岩	-	-	0	0.5~0.9 3.9 弾性波	-	-	D=740 E _s =1950 E _t =2380	P _y >14.0	-	-	-	ϕ 300mm	D ₂ d	
12	在所橋	高知県	170 (116)	白亜紀 腐風化泥岩	-	-	-	-	-	-	D=485	P _y =11.3 P _u =22.6	-	-	-	C _u 級、棒状コア ϕ 300mm	D ₂ d	
13	内海大橋	広島県	-	砂質粘板岩	$\gamma_t=2.28$	-	0	2.3	953	-	D=1380	P _y >5.9	-	-	-	C _u -6mとして、CL級 ϕ 300mm	D ₂ d	
14		静岡県 富士川身延線	204 (75)	塔 岩	-	-	-	-	-	-	D=300	P _y >27.7	-	-	-	ϕ 300mm (発破と波の影響あり)	D ₂ d	
15	秩父橋	埼玉県	153 (152)	第三紀 泥 岩	170~290	-	-	-	-	-	D=14300 E _s =18900 E _t =23000	P _y >50	-	-	-	C _u 級 (節理1mピッチ、やや風化) ϕ 200mm	Ba	
16	東横川橋	福島県 国道115号線	220 (94)	洪 積 世 風化凝灰角礫 (火山砕屑物)	-	-	0	-	330	P _y =14.6 P _l =19.2	D=300~700	P _u >20 P _y =9~15	-	-	-	ϕ 300mm	D ₂ d	
17	川走川橋	熊本県		洪 積 世 火 砕 流	15~125	C _u =0.6kgf/cm ² ϕ _u =39°		V _p = 0.7~1.7	300~2000 (700)		D=1650 E _t =6440	P _y =16.5 P _u =23.0	-	-	-	ϕ 300mm 右岸70m(Dクラス上位)	D ₁ ~ D ₂ d	

— 22 —

No	橋 梁 名	位置及び路線名	橋 長 m (主径間長)	支持層の年代 岩 種	室 内 試 験		検 査 等		孔 内 載 荷 試 験		平 板 載 荷 試 験		せん断試験	圧 縮 試 験		考 考	区 分
					一 軸	三軸C, ϕ , E	RQD	VP, VS	Esb	Py = Pf, Pl	D, Et, Es	Pu, Py	C, ϕ	D, Et, Es	Pu, Py		
18	青 海 I.C.	新潟県 北陸自動車道		砂 岩	410	-	-	(%) (km/s) Vp = 2.7 Vs = 1.5	(ksf/cm) 2850	(ksf/cm) 68	(ksf/cm) D = 790 Es = 812 Et = 1200	(ksf/cm) Py > 18.9	-	-	-	ϕ 300 mm	Bc
19	外 波 東 橋	新潟県 北陸自動車道		蛇 紋 岩	376 1.6~7.6 r: = 2.17 ~2.25	-	0~10	Vp = 2.0 Vs = 1.0	989	Py = 27 Pf = 50	D = 877 Es = 1697	Py > 32	-	-	-	ϕ 200 mm (No. 1)	Bd
20	(実 験)	広島県 中国自動車道		粘 板 岩	-	C = 33 ksf/cm ϕ = 65°	0		2000~4000		D = 1430~1210 Et = 2790~2590	Py > 16~22	一面せん断 C = 3.5 ks/cm ϕ = 53°	-	-	ϕ 300, ϕ 400 mm C ₁ -C ₄ 級 (軟岩)	CC ₁
21	(試験)①	神奈川県 横浜バイパス	-	第 三 紀 シルト岩, 砂岩	220 ブロック&コア	C = 50 ksf/cm ϕ = 47°	-	Vp = 2.2~2.5	Esb = 24100 Et = 39000	-	44500	-	ブロックせん断 C = 22 ks/cm ϕ = 48°	-	-	ϕ 300, ϕ 450 mm モデル試験	Ba
22	熊 見 橋	北海道 道庁管内 道庁管内	149 (37)	砂岩, 風化帯 泥岩, 安山岩 弱風化帯 凝灰角礫岩 弱~未風化帯			0~30 30~40 50以上	1.4~2.1 1.4~2.4 1.4~2.4	500~1500 700~3400 4000~60000	Py = 7.5~1.5 Py = 20~40 Py = 30~50							
23	内 谷 橋	長野県 中央自動車道	214 (53)	安 山 岩 凝灰角礫岩				2.7~2.9	940~6500	Pf = 20.6~45.5							-
24	横浜ベイ ブリッジ	神奈川県 東京湾環状道路	860 (460)	新 第 三 紀 泥 岩	15~40 (30) r: = 1.7~1.88	C = 13~28 ksf/cm ϕ = 2~12° Esc = 4150			430~6930 (3300)	Py = 55.6	D = 5600 Es = 7600	Pu = 88 Py = 43					D ₂ C ₁
25	六 方 沢	新潟県 新潟県 高田 高田	290 (190)	第 四 紀 火 山 岩 類							D = 2360 D = 4420	Py = 40 Pu < 54.4					-
26	歩 古 号 丹 橋	北海道 国道 231 号線	151 (30)	塔 風 化 変 質 塔 風 化 変 質 微変質未風化			0~10 0 10~60	1.0~1.8 1.8 1.6~1.8	190~740 820 1400~2100	Py = 6~15 Py = 26 Py > 40							D ₂ d D ₂ d D ₂ C ₂

表 2.1.4 試験データ一覧表(本四橋) 1

橋梁名等 (略 称)	区 分		地質又は岩種	室 内 試 験		R.Q.D.	検 査 層	孔 内 載 荷 試 験		平 板 載 荷 試 験		現 場 せ ん 断 試 験		備 考
	qm	Est		qm (kgf/cm ²)	C(kgf/cm ²), φ (°)			Vp, Vs (km/s)	Est (kgf/cm ²)	Py, Pl (kgf/cm ²)	D, Et, Es (kgf/cm ²)	Py, Pu (kgf/cm ²)	条 件	
明 石 橋 梁	D ₂	C ₂	新第三紀 砂 岩	6	Cp=4.0 φp=45		Vp 2.0~3.7 Vs 0.5~1.0	1100	-	D = 1700~ 3400 Et = 2700~ 5600	Py=165~327	直 接	Cp = 8.5 φp = 48	室内三軸: Cp 1.0kgf/cm ² 現場せん断: CR 3.5kgf/cm ² φR 38° φR 35° φ 30cm板, セン断ブロック: 60×60×30cm
明 石 子 沖	D ₂	C ₂	新第三紀 泥 岩	4.5	Cd=8.5 φd=45 Ccu=8.1 φcu=1.7			-	-	D = 1260~ 3530 D = 580~ 1020	Py>70 Py=38~46 Pu>70			深層載荷φ 30cm 7ヶ
	D ₂	C ₂	新第三紀 砂 岩		Cd=7.4 φd=52			-	-	D = 2190	Py>70			" 3ヶ
	D ₂	C ₁	新第三紀 砂 岩	20~40				3000	-					" 1ヶ
明 下 橋 梁	D ₂	C ₂	新第三紀 砂 岩	15.0	C = 3.0 φ = 23			336~1850	-	D = 1310~ 1750 Et = 1940~ 2850	Pu=93.6			φ 30cm 平板3ヶ
	D ₂	C ₂	新第三紀 砂 岩	25.5	C = 13.0 φ = 21			1120~4400	-	D = 3300~ 4800 Et = 4530~ 5010	Pu=92.0			"
明 下 橋 梁 (本 四)	D ₂	C ₂	新第三紀 砂岩, 泥岩	5~60	C = 6~20 φ = 23~59.5			300~2400	>20	D = 535~ 2100	Py 18~>81.4 Pu 21.2~ >81.4 Py 21.2~142 Pu 25.5~ >15.6			φ 60cm 平板8ヶ φ 200cm 平板2ヶ φ 30cm 深層載荷
			"		Cp=1.0 φp=30 CR=1.1~1.7 φR=12~23								φ 30cm×H 60cm	
			新第三紀 硬質砂層		Cp=9.4 φR=42.5 CR=13 φR=36								φ 5cm×H 10cm	
			新第三紀 泥 岩		Cp=6.5 φp=20 CR=7 φR=13								φ 5cm×H 10cm	
大 鳴 門 橋 梁	A	b	白 亜 砂岩 A~B	561~1065	Cp=150~180 φp=44~45	100		2900~7500	-	D = 5300~11000 Et=18000~27000	Py>70		Cp=83~97 φp=54~61	破砕帯のせん断試験 Cp=5.5kgf/cm ² , φp=18~33°(25°) CR=2.5kgf/cm ² , φR=15~25°(20°)
				972~1360	Cp=200~270 φp=44~50.5									
	A	b	白 亜 頁岩 A~B	530	Cp=240 φp=35 Cp=280 φp=29.5	100		8000	-	D = 3700~24000 Et=17000~45000	Py>70		Cp=42 φp=50	
	B	C ₁	頁 岩 C			20~50		2560~4620		D = 5000~ 5600 Et=16600~26500	Py>67		Cp=10.8 φp=43	
	D ₂	C ₂	頁 岩 D			0		1150~1860		D = 1200~ 2100 Et=8300~ 9800	Py 46~50		Cp=5.5 φp=50	
C	C ₁	互 層 C			0~20		2270~3380		D = 3300~ 5200 Et=12100~15700	>70				

表 2.1.5 試験データ一覧表 (本四橋) 2

橋梁名等 (略 称)	区 分		地質又は岩種	室 内 試 験		R, Q, D	検 層	孔 内 載 荷 試 験		平 板 載 荷 試 験		現 場 せん断試験		備 考
	q_u	E_{sb}		q_u (kgf/cm^2)	C (kgf/cm^2), ϕ ($^\circ$)			V_p, V_s (km/s)	E_{sb} (kgf/cm^2)	P_y, P_l (kgf/cm^2)	D, E_t, E_s (kgf/cm^2)	P_y, P_u (kgf/cm^2)	条 件	
大 鳴 門 1A	A	b	砂 岩 A							$D = 20700 \sim 28000$ $E_t = 44000 \sim 47000$	> 70			$D = E_s, E_t = E_{t1}$ (他にブロックせん断データあり) $\phi = 60^\circ$ 一部 $\phi 30^\circ$
	A	b	" B							$D = 1800 \sim 16000$ $E_t = 6100 \sim 33000$	> 70 (> 170)			
	B	C ₁	頁 岩 C ₂							$D = 3700 \sim 4300$ $E_t = 7900 \sim 9000$	> 70			
	D ₂	C ₂	" D							$D = 1040$ $E_t = 4200$	$P_y = 44$			
大 鳴 門 5A	C	C ₂	砂岩C ₂ ~C							$D = 820 \sim 2900$ $E_t = 1900 \sim 5900$	$P_y = 50 \sim 53$ $P_u > 70$			
	B	C ₁	頁岩B', C ₁							$D = 1900 \sim 12000$ $E_t = 5300 \sim 20000$	$P_u > 70$			
	D ₁	d	頁岩C, C ₁							$D = 1800 \sim 2200$ $E_t = 3500 \sim 3700$	$P_y = 23 \sim 49.5$ $P_u 35.4 \sim > 70$			
	D ₂	d	頁 岩 D							$D = 95$	$P_y = 11$ $P_u = 17.5$			
	C	C ₁	互層B', C ₂							$D = 1700 \sim 4600$ $E_t = 3200 \sim 7300$	$P_y = 47.7 \sim 49.5$ $P_u > 70$			
多 柱 2P, 3P, 4P	A	b	砂 岩 B 頁 岩							$D = 16000 \sim 71000$	> 100			
	B	C ₁	頁 岩 C ₁							$D = 10000 \sim 18000$	"			
	C	C ₂	" C ₁ ~C ₂							$D = 2100 \sim 12000$	"			
Dルート 愛 羽 山 TA	A	a	白 花 花崗岩 CH	300 ~ 2000 $q_u = 900$	$C = 289$ $\phi = 60$	40 ~ 100	弾性波 $V_p = 5.4$	18000 ~ 88000 (35000)	-	$D = 11000 \sim 212000$ $E_t = 38000 \sim 383000$	$P_y > 72$		$C = 27 \sim 35$ $\phi = 50$	三輪: $\phi 3$ cm $\sigma_{3max} : 100 \text{ kgf/cm}^2$ $q_t : 40 \text{ kgf/cm}^2$ 平板: $\phi 20$ cm 6ヶ
	D ₂	d	" D	-	-	0 ~ 20	$V_p = 0.3 \sim 1.2$	480		$D = 1600 \sim 2100$ $E_t = 3900 \sim 4200$				
下 津 井 SB 2P	D ₂	C ₁	" D							$D = 3640 \sim 5141$	> 35.37			
		C ₁	" C _M							$D = 5200$	> 35.37			
児 島 灯 籠 崎 (S42)	B	C ₁	" C ₁	369 ~ 666			$V_p = 4.0$ $V_s = 1.8$	プレシオ 3300 ~ 3500 LLT 1360 ~ 1500		$D = 19400 \sim 35500$ $E_t = 26000 \sim 47000$			$C > 12$ $\phi > 43$	
	D ₁	C ₁	" C ₂	21.50.242			$V_p = 2.5 \sim 3.2$ $V_s = 0.8 \sim 1.2$	プレシオ 2500 ~ 3400 LTT 1150 ~ 2470		$D = 5280 \sim 19900$ $E_t = 8700 \sim 29700$			$C = 20.0$ $\phi = 29$	
	D ₂	C ₂	" D ₁	21.17.89			$V_p = 0.6 \sim 1.8$ $V_s = 0.5$	プレシオ 1200 ~ 2700 LTT 889 ~ 1230		$D = 3250 \sim 11000$ $E_t = 5300 \sim 27700$			$C = 13.0$ $\phi = 46$	
児 島 塩 生 地 区 灯 籠 崎 地 区	D ₂	C ₂	花崗岩 D			0 ~ 20	$V_p = 0.6 \sim$ $V_s = 0.4 \sim$	(1300)		$D = 3000$ $E = 10000$	$P_y = 111.1 \sim$ > 143.2		$C = 0 \sim 18$ $\phi = 45$	平 板 D, E とともに $47.7 \sim 95.5 \text{ kgf/cm}^2$ の応力範囲の代表値 E_{sb} は $n = D/E_{sb}$ の代表値から逆算推定
	(C)	C ₁	" C _L			0 ~ 60	$V_p = 1.5 \sim$ $V_s = 0.9 \sim$	(4000)		$D = 7000$ $E = 20000$	> 143.2		$C = 8 \sim 19$ $\phi = 45$	
	(B)	a	" C _M			20 ~ 80	$V_p = 2.0 \sim$ $V_s = 1.1 \sim$	(15000)		$D = 15000$ $E = 30000$	"		$C = 19 \sim 27$ $\phi = 45 \sim 50$	
	A	a	" C _H			60 ~ 100	$V_p = 3.2 \sim$ $V_s = 1.6 \sim$	(43000)		$D = 30000$ $E = 60000$	"		$C = 27 \sim 35$ $\phi = 50$	
	A	a	" B					(170000)		$D = 70000$ $E = 100000$	"		$C = 35 \sim$ $\phi = 50$	

表 2.1.6 試験データ一覧表(本四橋)3

橋梁名称 (略称)	区 分		地質又は岩種	室内試験		R.Q.D	検 層 Vp, Vs (km/s)	孔内載荷試験		平板載荷試験		現場せん断試験		備 考
	qu	Esb		qu (kgf/cm ²)	C (kgf/cm ²), ϕ (°)			Esb (kgf/cm ²)	Py, Pl (kgf/cm ²)	D, Et, Es (kgf/cm ²)	Py, Pu (kgf/cm ²)	条 件	C (kgf/cm ²), ϕ (°)	
南 備 讃 砂 浜 島	D_2	d	花崗岩 D				$Vp = 0.8 \sim 2.7$ (1.8) $Vs = 0.3 \sim 0.8$ (0.54)	240~1450 (350)	$Py > 33$	$D = 1500$ $E = 3100$ $D = 3800$ (平均 3600)				平板クリープ
生 口 洲 江 地 区 (その11)	D_2	d	白 雲 花崗岩 D_L	0.32~0.82	$CM = 0$ $\phi M = 35.3$			124~840		$D = 115 \sim 370$ $Et = 221 \sim 840$	$Py = 6.37 \sim 16$ $Pu = 11.94 \sim 40.58$		$Cp = 1.0$ $\phi p = 27.5$ $CR = 0.1$ $\phi R = 30.5$	平板 ϕ せん断 60×60 cm C_M ϕM 間隙水圧最大時 三輪 $\phi 5$ cm 一面せん断: $C = 0.99$ kgf/cm ² , $\phi = 23^\circ$ $C = 0.43$ kgf/cm ² , $\phi = 40^\circ$
多 々 羅 早 瀬 地 区 (その17)	D_2	C_2	" D_M		$Cp = 0.1$ $\phi p = 42.5$			850~1600		$D = 954 \sim 1990$ $Et = 3030 \sim 6590$	$Py = 19.1 \sim 23.3$ (219 以上) $Pu = 21.2 \sim 27.3$ (236 以上)		$Cp = 1.8$ $\phi p = 35$	平板 ϕ 6ヶ所 せん断 60×60 cm 三輪 $\phi 10$, $\phi 30$
					$Cp = 0$ $\phi p = 44.1$									
	D_1	C_2	" D_H		$Cp = 4.7$ $\phi p = 34.5$								$Cp = 4.0$ $\phi p = 37$	せん断 60×60 cm 三輪 $\phi 10$ (円), $\phi 8$ cm (八角)
					$Cp = 0.1$ $\phi p = 43.0$ $CR = 0.63$ $\phi R = 43.1$									
伯 方 ・ 大 島 見 近 島	D_1	C_2	" D_H ~ (C_L)				$Vp = 1.0 \sim 1.5$ $Vs = 0.40 \sim 0.76$	1840~2520 (2000)		$D = 1500 \sim 2300$ $Et = 4600 \sim 4700$ $Es = 3400 \sim 4200$	$Py = 35.4$ $Pu = 44.6$			平板 $\phi 30$ cm 1ヶ $\phi 60$ cm 2ヶ
	D_1	C_2	" C_L				$Vp = 1.0 \sim 1.8$ $Vs = 0.40 \sim 0.85$	1710		$D = 2800 \sim 3900$ $Et = 4500 \sim 7900$ $Es = 4000 \sim 7200$	$Py > 4.25$		$Cp = 10$ $\phi p = 38$ $CR = 2$ $\phi R = 29$	平板 $\phi 30$ cm 1ヶ $\phi 60$ cm 4ヶ
	D_2	d	" D_M				$Vp = 0.5$ $Vs = 0.26$	300~800					$Cp = 5$ $\phi p = 38$ $CR = 4$ $\phi R = 22$	
因 島 1A 5A	C	C_1	" $C_L \sim C_M$				$Vp = 2.7 \sim 3.8$ $Vs = 1.4 \sim 2.3$	2000~3000		$D = 2140 \sim 6820$ $Et = 5560 \sim 13400$ $Es = 5770 \sim 14500$	> 44.2			平板 $\phi 60$ cm 3ヶ
	B	C_1	" C_M				$Vp = 2.9 \sim 4.6$ $Vs = 1.4 \sim 2.4$	3000~5000		$D = 5560 \sim 10000$ $Et = 11500 \sim 25000$ $Es = 12500 \sim 26500$	"			平板 $\phi 60$ cm 6ヶ
	A	b	" C_H				$Vp = 3.7 \sim 5.0$ $Vs = 1.9 \sim 2.6$	7000~8000		$D = 19100$ $Et = 69200$ $Es = 75000$	"			平板 $\phi 60$ cm 1ヶ
因 島 H-1			白 雲 花崗岩			0~27 (9)		3000~8000		$D = 4800 \sim 10400$ $E = 16000 \sim 33600$			$C_H > 20$ $\phi = 50$	水 平
						"		"		$D = 3500 \sim 6800$ $E = 13600 \sim 30700$			$C_M < 5 \sim 20$ $\phi = 45 \sim 50$	垂 直
因 島 H-2			"			0~60 (15)		5000~5000		$D = 2400 \sim 27400$ $E = 6300 \sim 62200$ $D = 5800 \sim 7200$ $E = 21100 \sim 27400$			$C_L < 5$ $\phi = 45$	水 平 分離面 $C = 0$, $\phi = 40 \sim 45$

⑥ 孔内水平載荷試験による降伏応力 (Pf)

以上の項目について整理し、各項目との分布グラフを作成したものが図2.1.1～図2.1.9である。以下概略を述べる。

(1) Vp , Vs (図2.1.1, 図2.1.2)

全体の傾向として Eb の増加に伴って Vp , Vs が増加するが、ばらつきがかなり大きい。

(2) RQD (図2.1.3)

ばらつきは大きいが、 Eb , Qu の増加に伴って RQD が増す傾向が見られる。

(3) C , ϕ (図3.1.4, 図3.1.5)

ばらつきが非常に大きい、全体に左上がりの傾向が見られる。

(4) Pu , Py , Ed (平板載荷試験による変形係数) (図2.1.6, 図2.1.7, 図2.1.8)

Pu , Py とともに Eb が大きくなるに従って増加する傾向がある。また Ed はばらつきが大きい、左上がりの傾向がある。

(5) Pf (図2.1.9)

データが少ないが Eb , Qu の増加により Pf が増加する傾向がある。

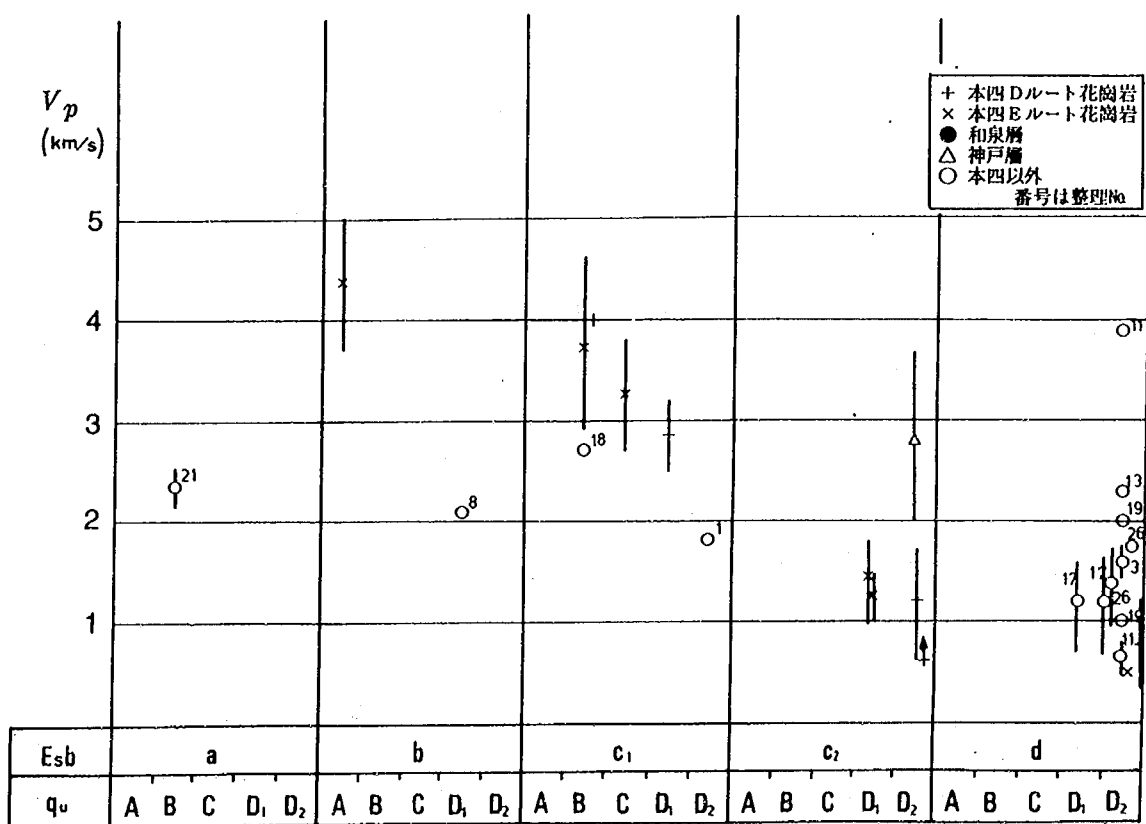


図2.1.1 縦波弾性波速度 (Vp)

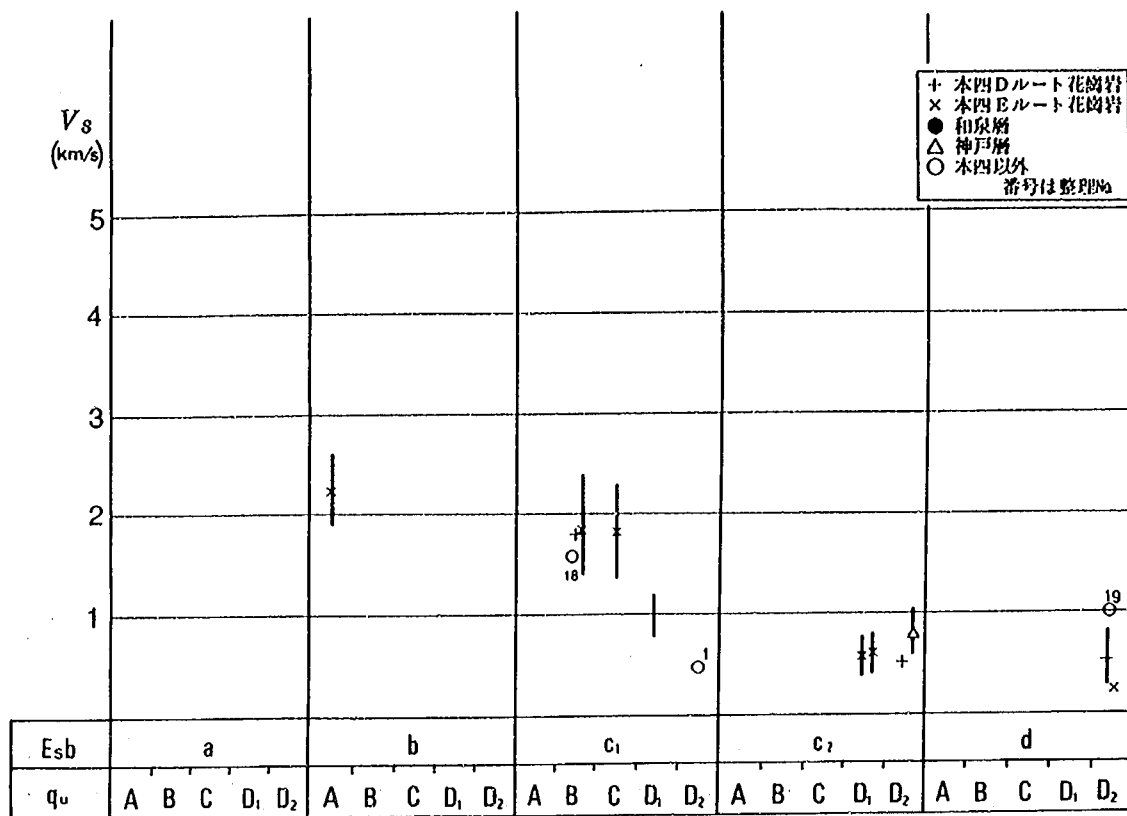


図 2.1.2 横波弾性波速度 (V_s)

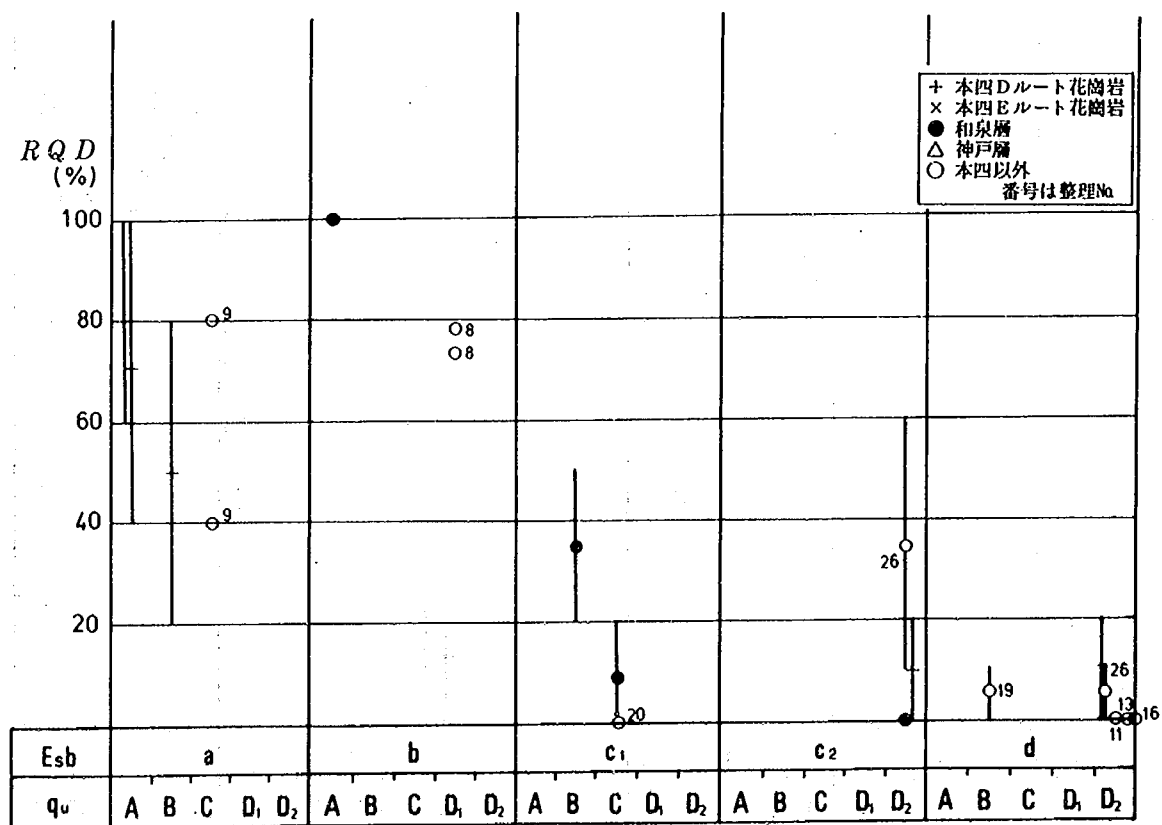


図 2.1.3 R.Q.D

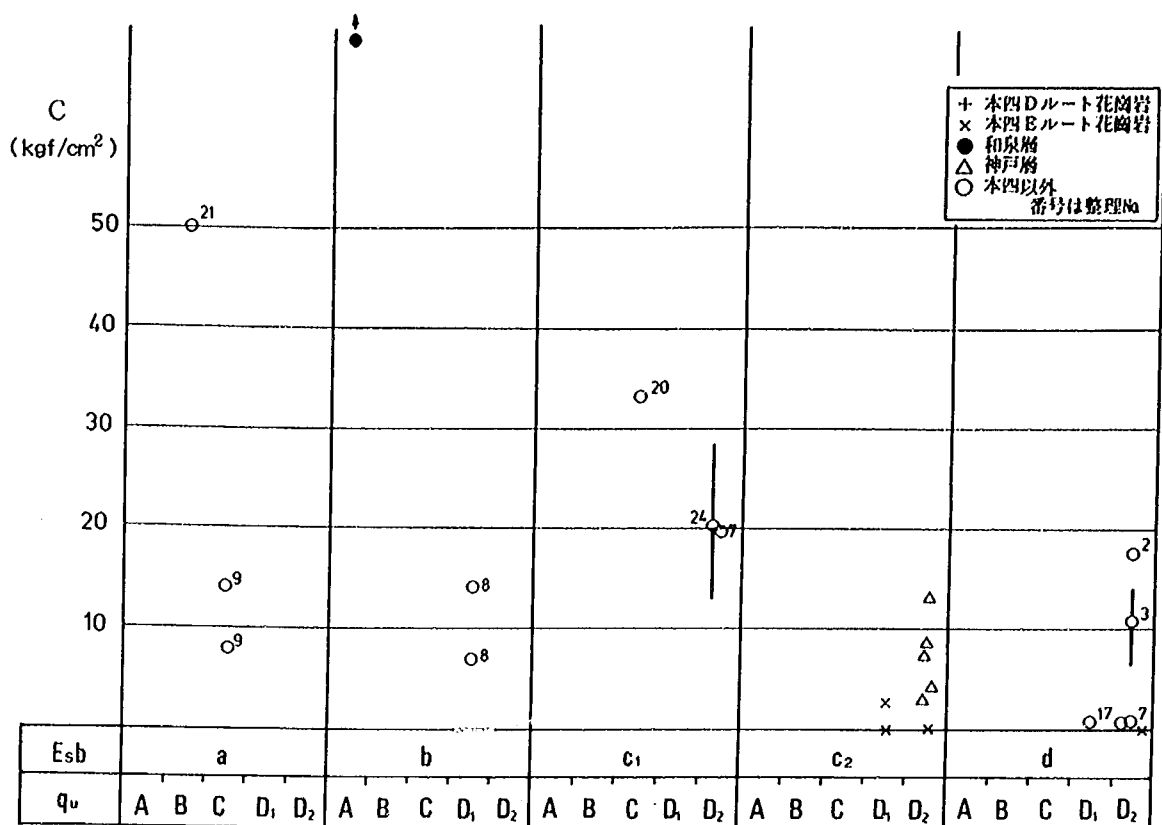


図 2.1.4 粘着力 (C)

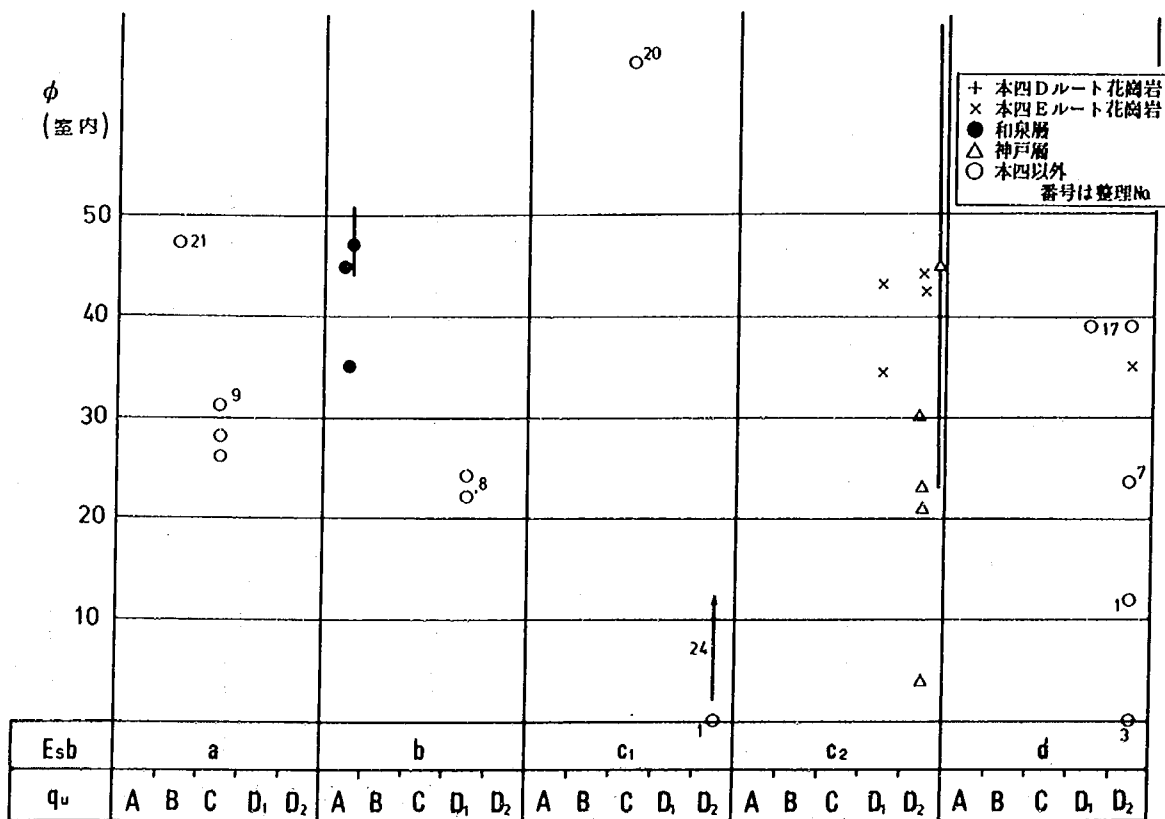


図 2.1.5 内部摩擦角 (ϕ)

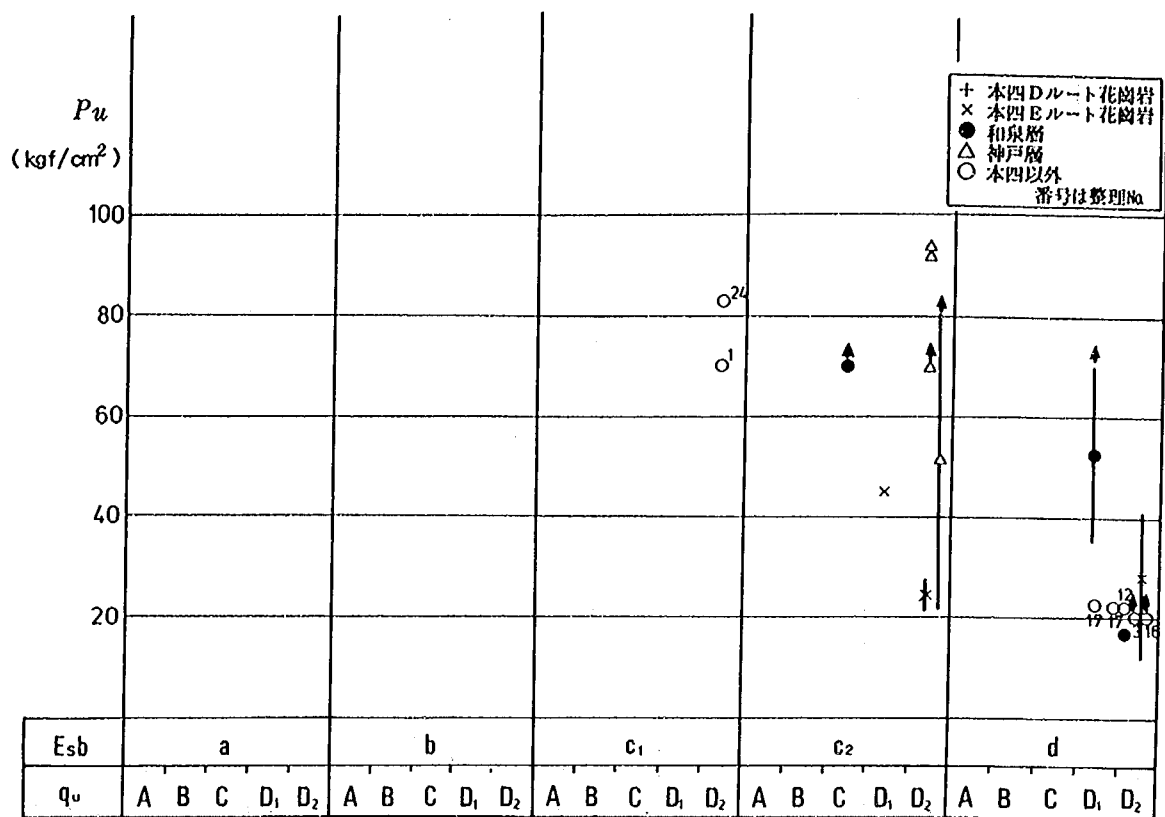


図 2.1.6 平板載荷試験による極限支持力 (P_u)

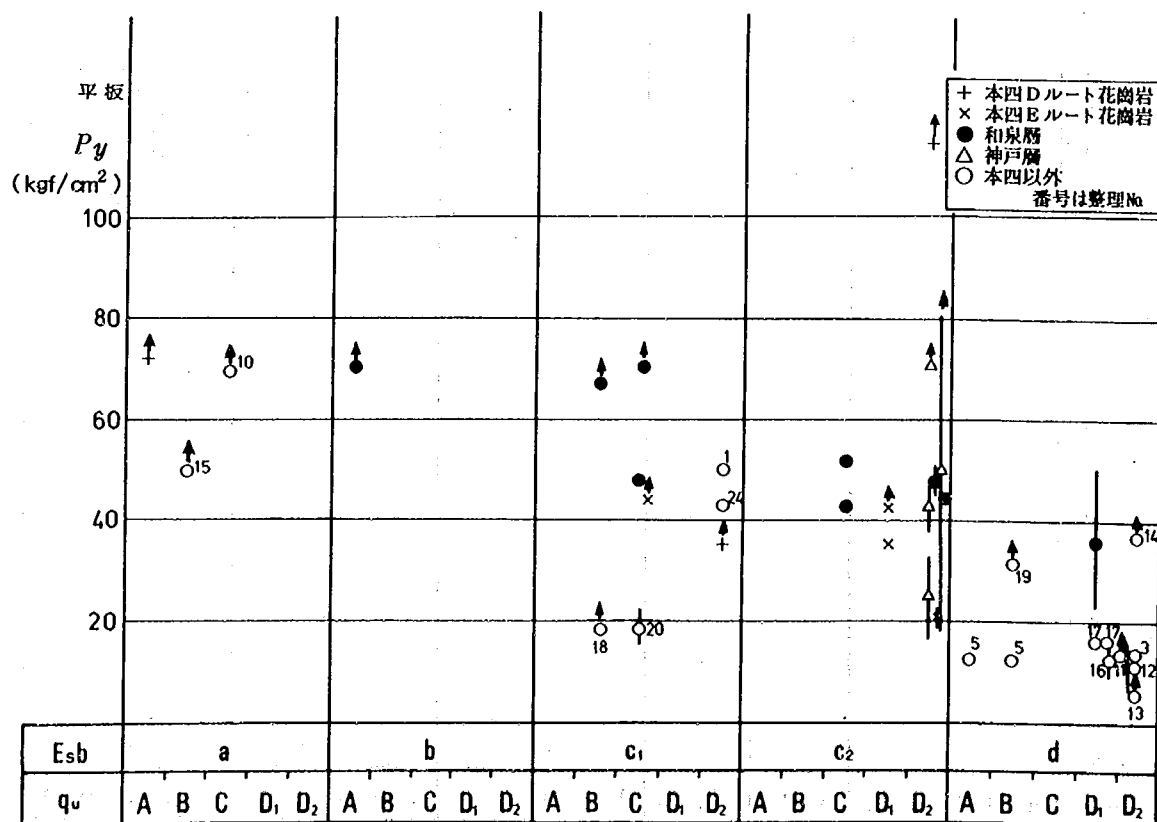


図 2.1.7 平板載荷試験による降伏支持力 (P_y)

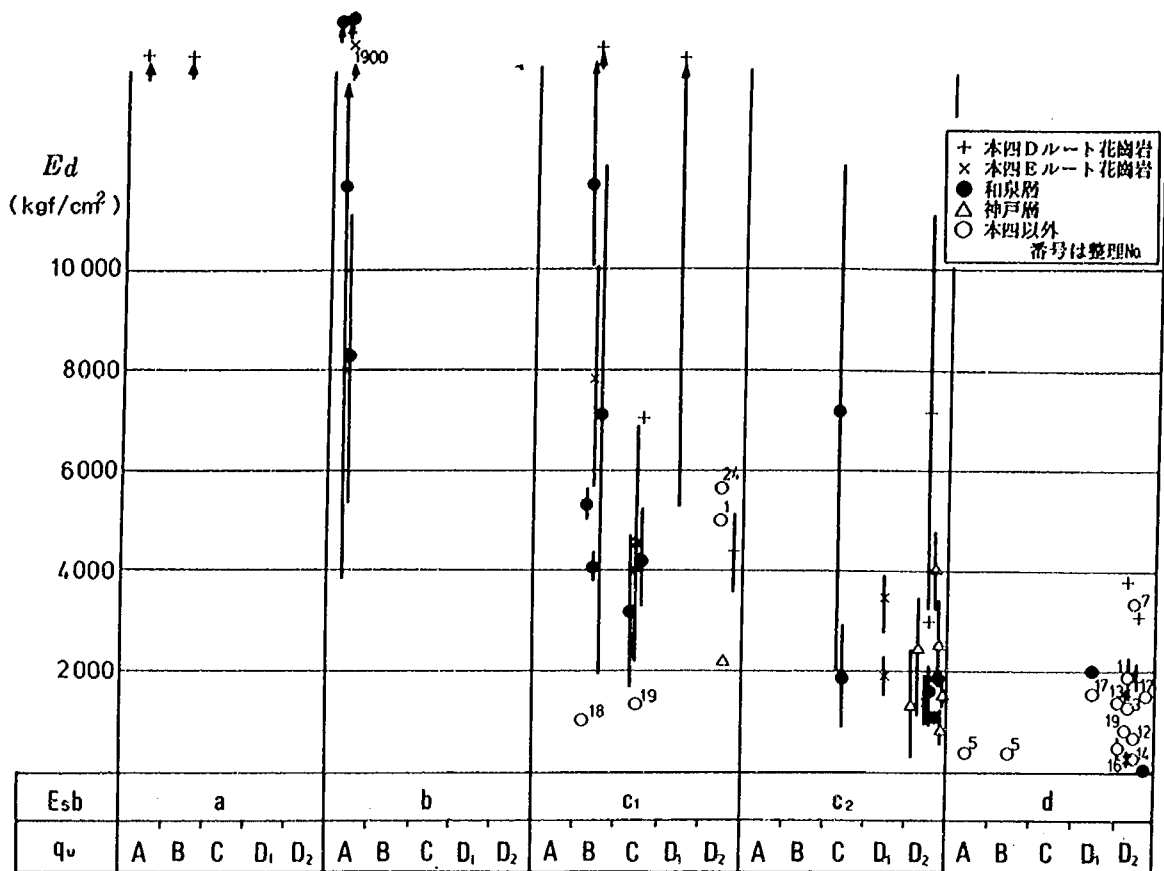


図 2.1.8 平板載荷試験による変形係数 (E_d)

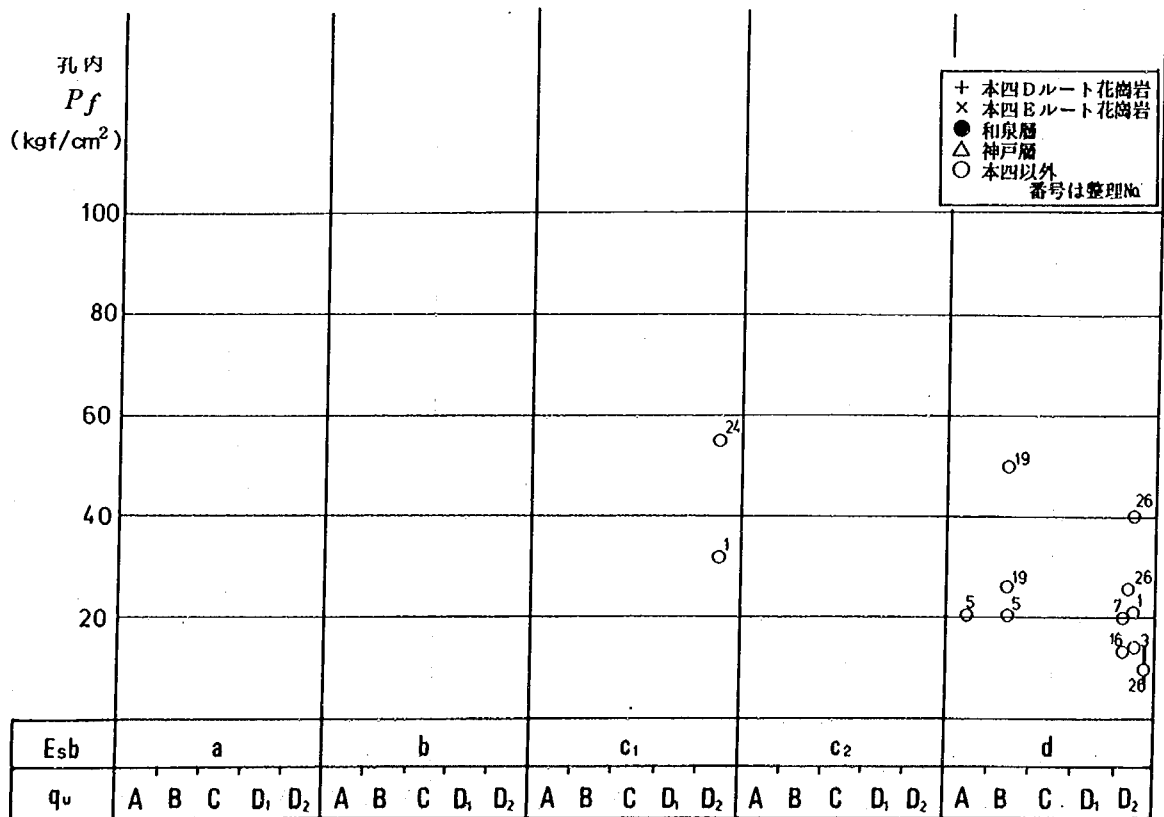


図 2.1.9 孔内水平載荷試験による降伏応力 (P_f)

上記のように、 E_b 、 Q_u を用いて岩盤区分を行った場合、各項目についてある程度の相関性があり、特に支持力推定に直結する P_u 、 P_y 、 P_f については E_b 、 Q_u の増加に伴い明らかに増加する傾向を示していることは注目できる。

2.2 各種物理定数の相関

図 2.2.1～図 2.2.5 に E_b 、 Q_u 、 V_p 、 V_s 、 P_u についての相関を示した。各物理定数間で以下のものについてはその相関性が明らかであったが、他のものについてはデータ不足のためもあるが相関性は認められなかった。

(1) $E_b \sim Q_u$ (図 2.2.1)

全体として Q_u が増加するにつれて E_b が増す傾向にあるが、岩種によってその分布域に違いが認められる。能登島大橋における泥岩は E_b に比べて Q_u が著しく大きく、特殊岩らしいことが判る。また和泉層はひび割れ岩盤であるため、亀裂の影響を受けており、 E_b に比べて Q_u が大きめである。同じ軟岩であっても神戸層は平戸大橋の軟岩に比べて E_b が大きく亀裂が少ないことが予想される。

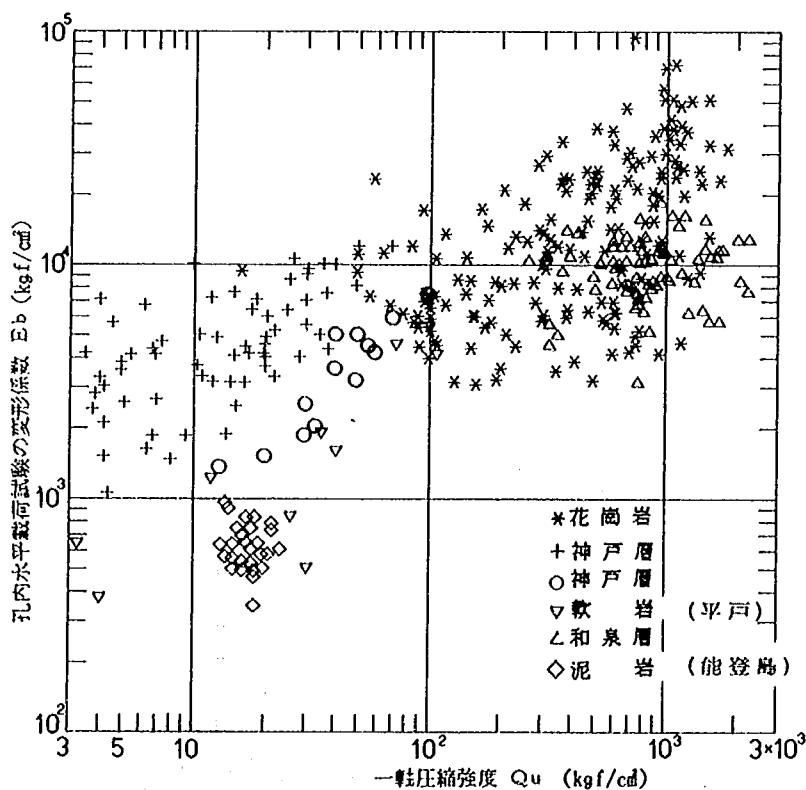


図 2.2.1 孔内水平載荷試験の変形係数 (E_b) ～一軸圧縮強度 (Q_u)

(2) $E_b \sim V_s$ 、 $E_b \sim V_p$ (図 2.2.2, 図 2.2.3)

傾向として E_b の増加につれて V_s 、 V_p が速くなることは明らかであるが、ばらつきが大きい。

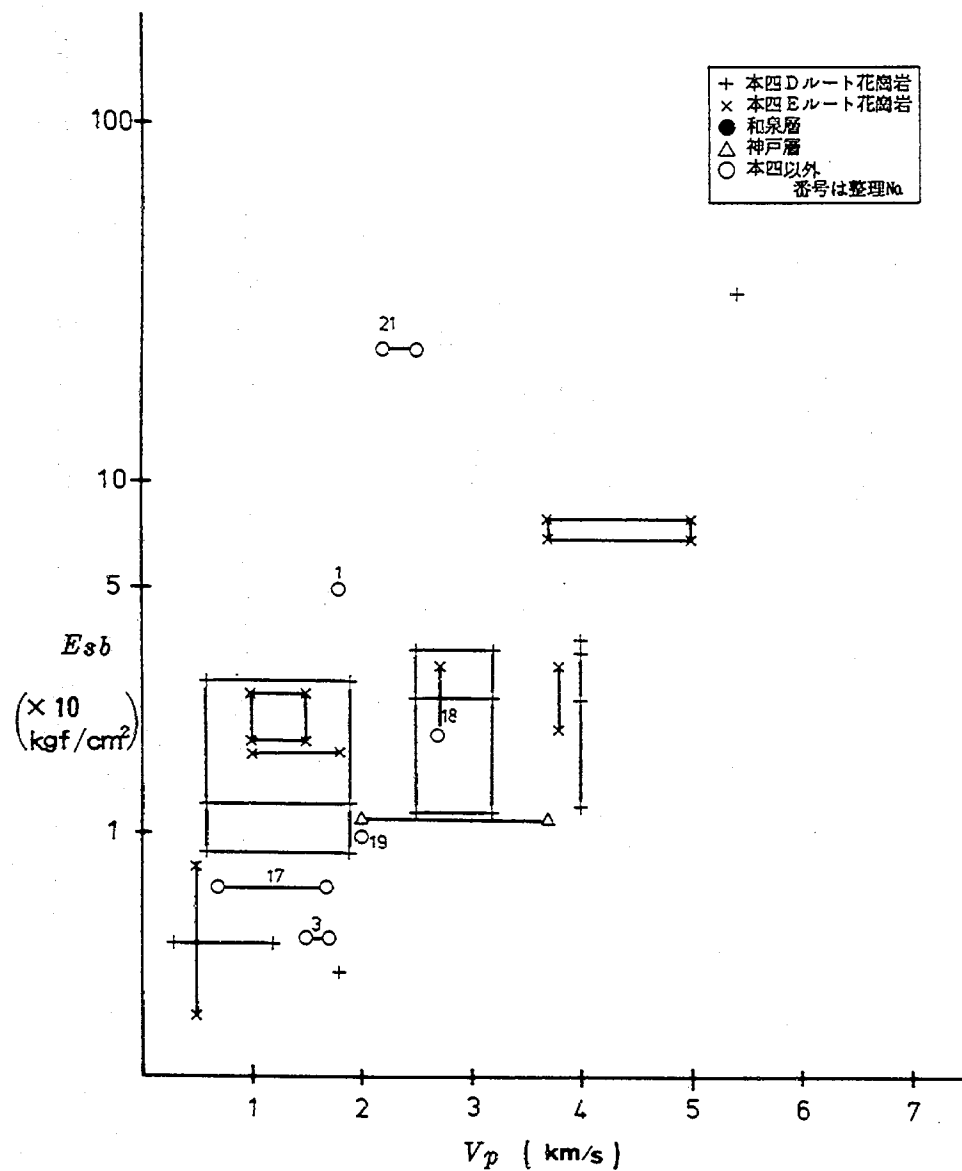


図 2.2.2 孔内水平載荷試験の変形係数 (E_b) と縦波弾性波速度 (V_p)

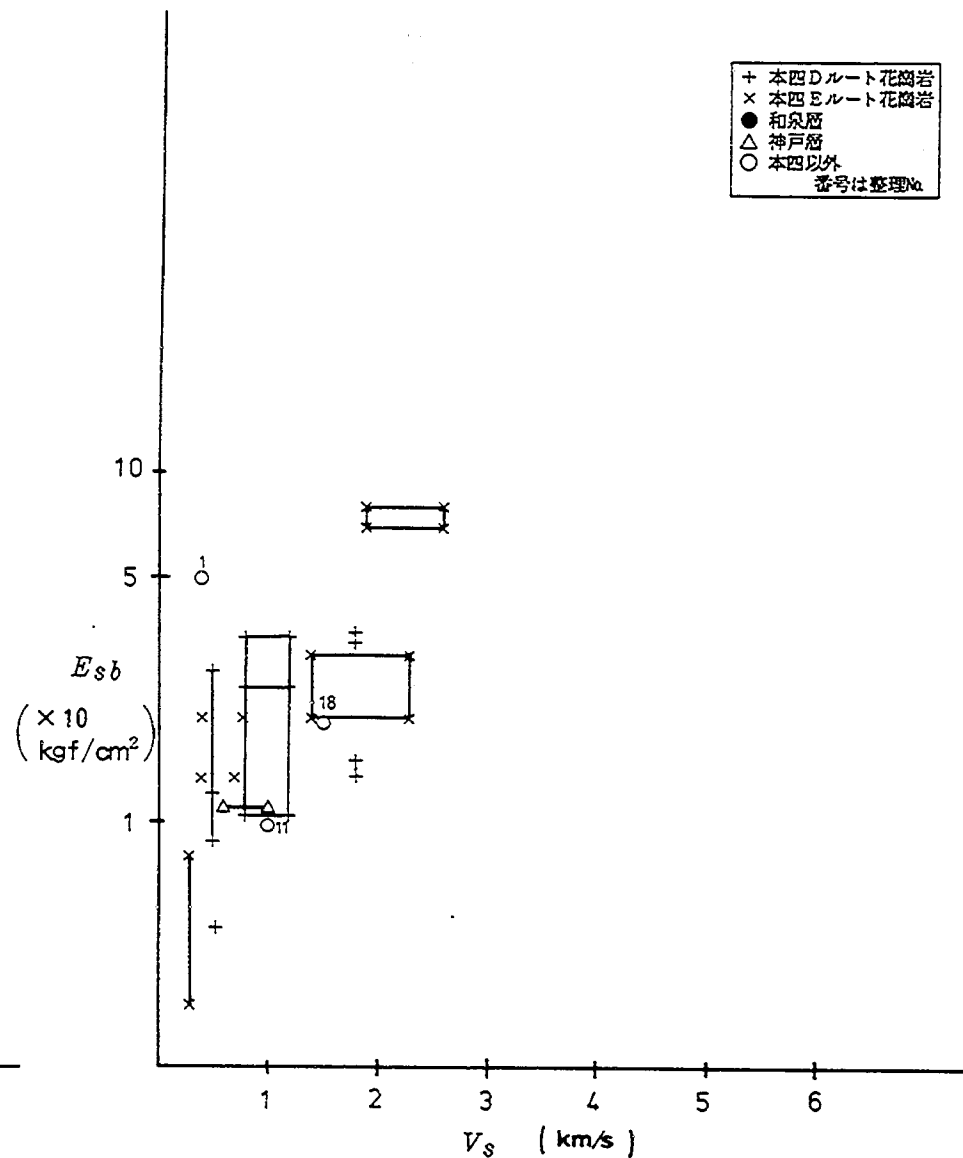


図 2.2.3 孔内水平載荷試験の変形係数 (E_b) と横波弾性波速度 (V_s)

(3) $E_b \sim P_u$ (図 2.2.4)

2.4 の項で述べるが, $E_b \sim P_f$, $P_y \sim P_u$ の関係は相関性が認められるのに対し, 直接 $E_b \sim P_u$ の関係についてはかなりのばらつきがみられる。

(4) $V_p \sim V_s$ (図 2.2.5)

V_p , V_s の間には比例関係が見られるがばらつきが大きい。

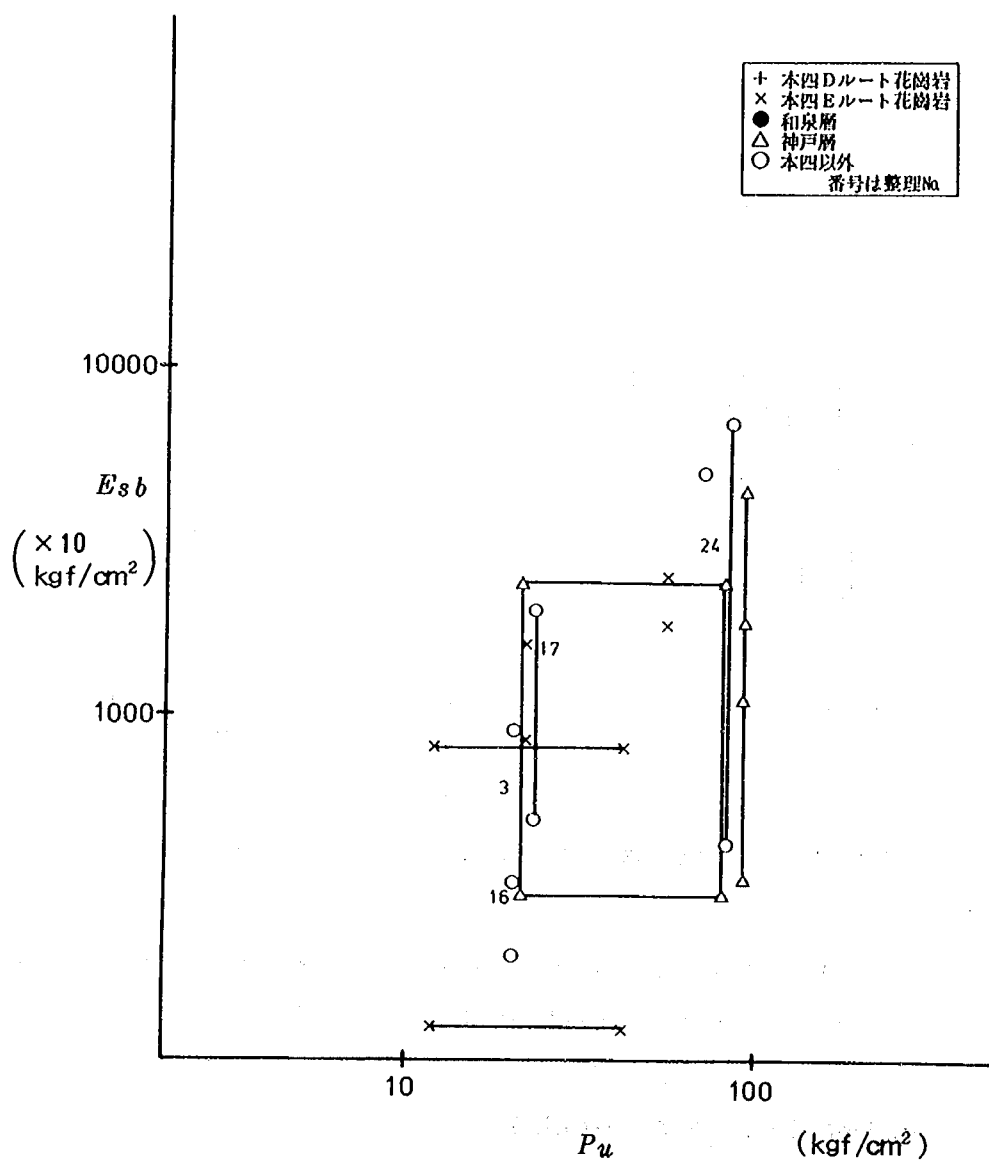


図 2.2.4 孔内水平載荷試験の変形係数 (E_b) と
平板載荷試験の極限支持力 (P_u)

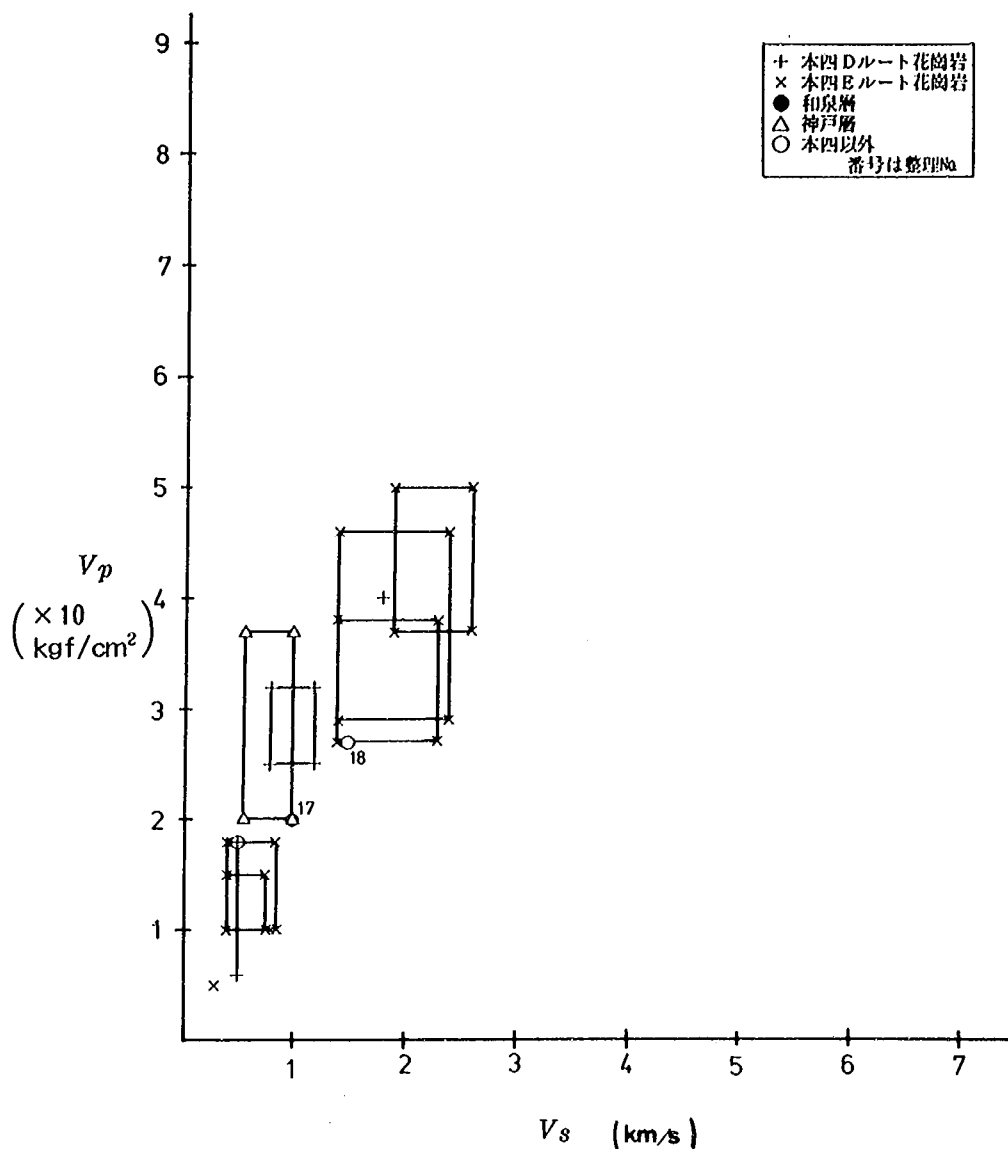


図 2.2.5 縦波弾性波速度 (V_p) と横波弾性波速度 (V_s)

以上示したように、各物理定数の相関性は認められたものの、そのばらつきは大きい。ばらつきの原因は、異なった物理量でかつ、その測定スケールの違いによるものと考えられる。

2.3 原位置および室内試験により求めた C , ϕ の比較

図 2.3.1 および図 2.3.2 は原位置試験（ロックせん断試験，ブロックせん断試験）により求めた C , ϕ と室内試験（三軸圧縮試験，直接せん断試験）によって求めた C , ϕ の比較を行ったものである。原位置試験と室内試験の結果の関係には試験条件の相違，対象試料の寸法の違い等様々な要因が関与しているが単純にグラフのみに着目して比較すると，まず比較的 Q_u の大きい岩盤（ $Q_u > 100 \text{ kgf/cm}^2$ ）においては原位置試験によって得られた C , ϕ の値と室内試験により得られた C , ϕ の間には大きな差があり，室内試験の方が大きな値を示していることが判る。これに対して Q_u が小さい岩盤（ $Q_u \leq 100 \text{ kgf/cm}^2$ ）では，原位置試験と室内試験の C , ϕ は同程度の値を示している。このような差異は岩盤の物性と岩石の物

性の違いに起因していると考えられる。即ち、一軸圧縮強度の大きい岩盤は材料自体の強度が大きいいため原位置試験による C 、 ϕ は岩盤内の亀裂の影響を受けて決定されるのに対し、一軸圧縮強度の小さい岩盤は材料自体の強度が小さいため亀裂の影響が比較的少なく、 C 、 ϕ は材料の物性に大きく依存するかたちで決定されていると考えられる。

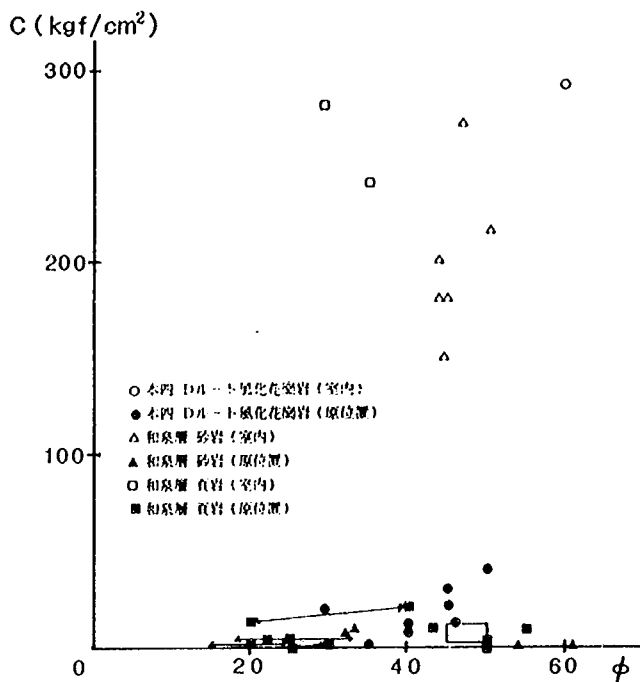


図 2.3.1 原位置試験および室内試験による C 、 ϕ の関係 ($Q_u > 100 \text{ kgf/cm}^2$)

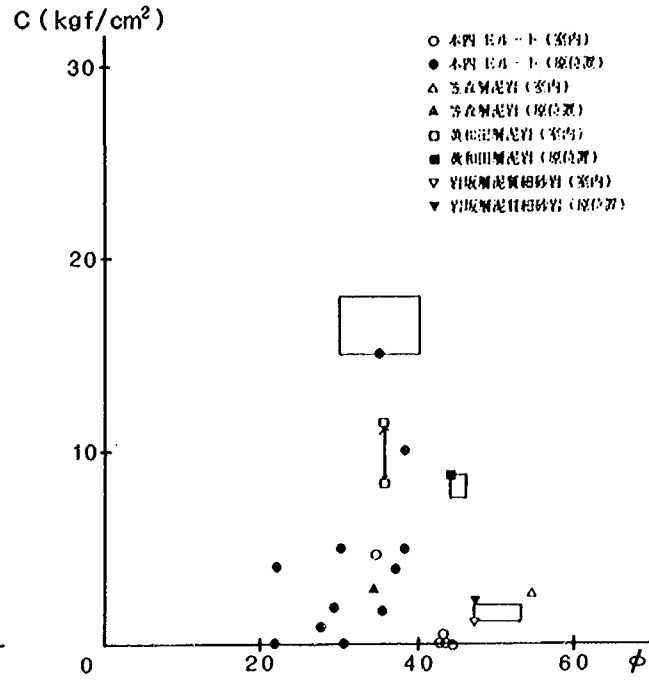


図 2.3.2 原位置試験および室内試験による C 、 ϕ の関係 ($Q_u \leq 100 \text{ kgf/cm}^2$)

2.4 変形係数、弾性係数および支持力の比較

地盤の変形特性を調べるための原位置試験としては、大きく平板載荷試験と孔内水平載荷試験に分けることができる。橋梁の基礎における原位置試験では、孔内水平載荷試験の実施件数が平板載荷試験に比べて多く、1.2.4の項で述べたように原位置試験が実施された中で孔内水平載荷試験が採用された件数は、全体の85%を占めている。一般に平板載荷試験は原位置における支持力特性、変形特性を調べる上で有力な方法であり、様々な分野で利用されている。ところが、平板載荷は経費と時間がかかり、地下の深い箇所や海上では実施が困難であるといった欠点がある。それにひきかえ孔内水平載荷試験はボーリング調査孔を利用して比較的簡便に実施できる利点を持っている。このことが橋梁の原位置載荷試験において孔内水平載荷試験が頻繁に用いられる理由であると考えられる。しかしながら、孔内水平載荷試験と平板載荷試験とは載荷機構が異なり、前者がボーリング孔の押し抜け破壊であるのに対し、後者はせん断破壊あるいは半球状ホールの膨張理論による押し込み破壊であると考えられ、両者の試験結果は必ずしも一致しない。したがって、破壊形態は異なるが、広く利用されている孔内水平載荷試験と平板載荷試験とを結びつけるパラメーターを見出すことができたならば簡便な孔内水平載荷試験から実際の破壊形態に近い平板載荷試験結果を推定する事が可能となる。ここでは、上記の観点から孔内水平載荷試験と平板載荷試験より求

まった変形係数、弾性係数および支持力の相関性を調査した結果を示す。

2.4.1 平板載荷試験と孔内水平載荷試験による変形係数の比較

図2.4.1は平板載荷試験から求めた変形係数(E_d)と孔内水平載荷試験から求めた変形係数(E_b)の比較を行った結果を示したものである。このグラフから E_d と E_b の関係が、和泉層(砂岩、頁岩)では $E_d = (0.6 \sim 2.5) \cdot E_b$ 、本四Dルート(花崗岩)では $E_d = (1.0 \sim 3.0) \cdot E_b$ 、平戸大橋では $E_d = (2.0 \sim 3.5) \cdot E_b$ 、その他の橋梁においては $E_d = (1.0 \sim 3.0) \cdot E_b$ の関係があることが判る。なお、このグラフにおいて和泉層の E_d の値が E_b に比べて小さい値を示す傾向がうかがわれる。これは和泉層における岩盤が多数のひび割れを有しており、試験横孔を掘削した際の緩みの影響の現れであると考えられる。

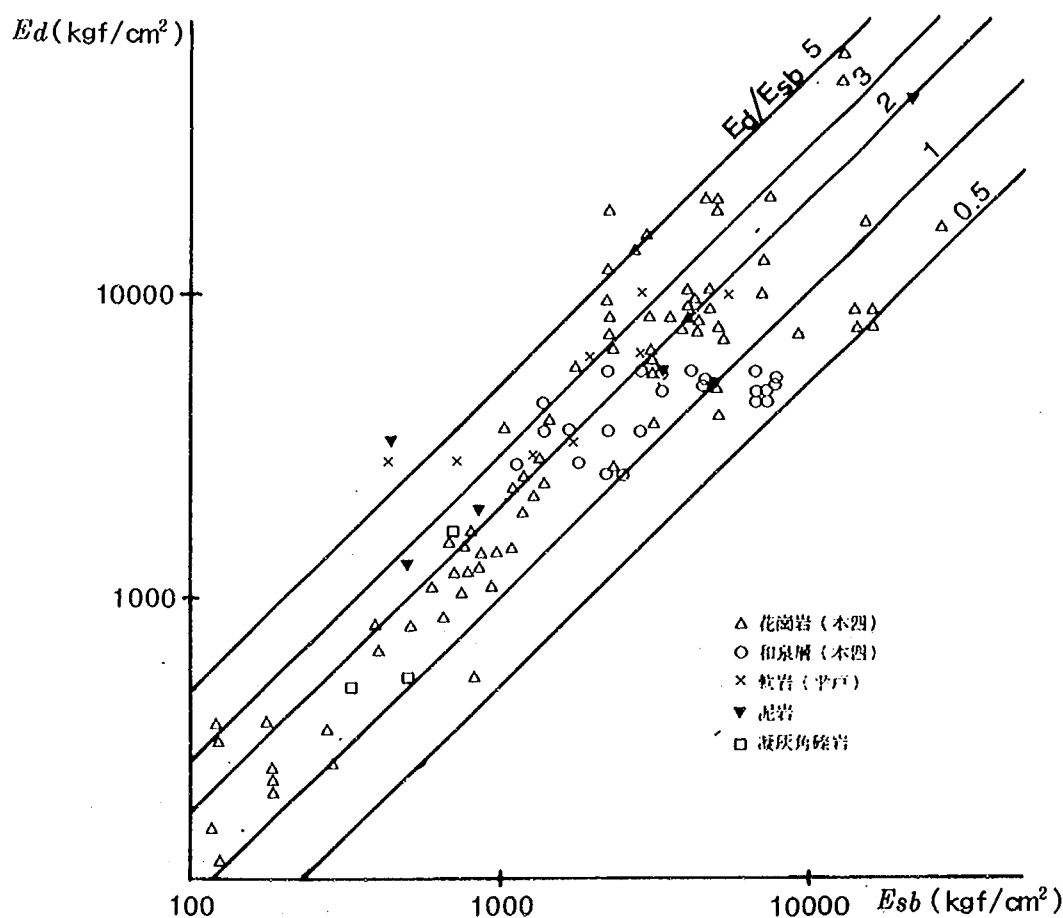


図2.4.1 変形係数(平板載荷試験(E_d)～孔内水平載荷試験(E_{sb}))相関図

2.4.2 孔内水平載荷試験による変形係数(E_b)と降伏応力(P_f)の関係

図2.4.2は孔内水平載荷試験による変形係数と降伏荷重の関係を示したものである。図より判るように多少のばらつきはあるものの両者は比較的良い相関を示している。 E_b が5,000 kgf/cm²付近で P_f の値が頭打ちになっている傾向がうかがえるが、これは $E_b = 5,000$ kgf/cm²付近のデータが一地域のデータのみから成り立っていることから、岩盤の地域的物性が表れたものであると考えられる。ここで、データ数が他

に比べて多い地域についてみると、本四の和泉層、能登島の泥岩では Pf に対して E_b が全体の分布に比べて大きめにでる傾向がみられるが、横浜ベイブリッジの土丹では逆に Pf に比べて E_b がわずかに小さい値の区域に分布している。

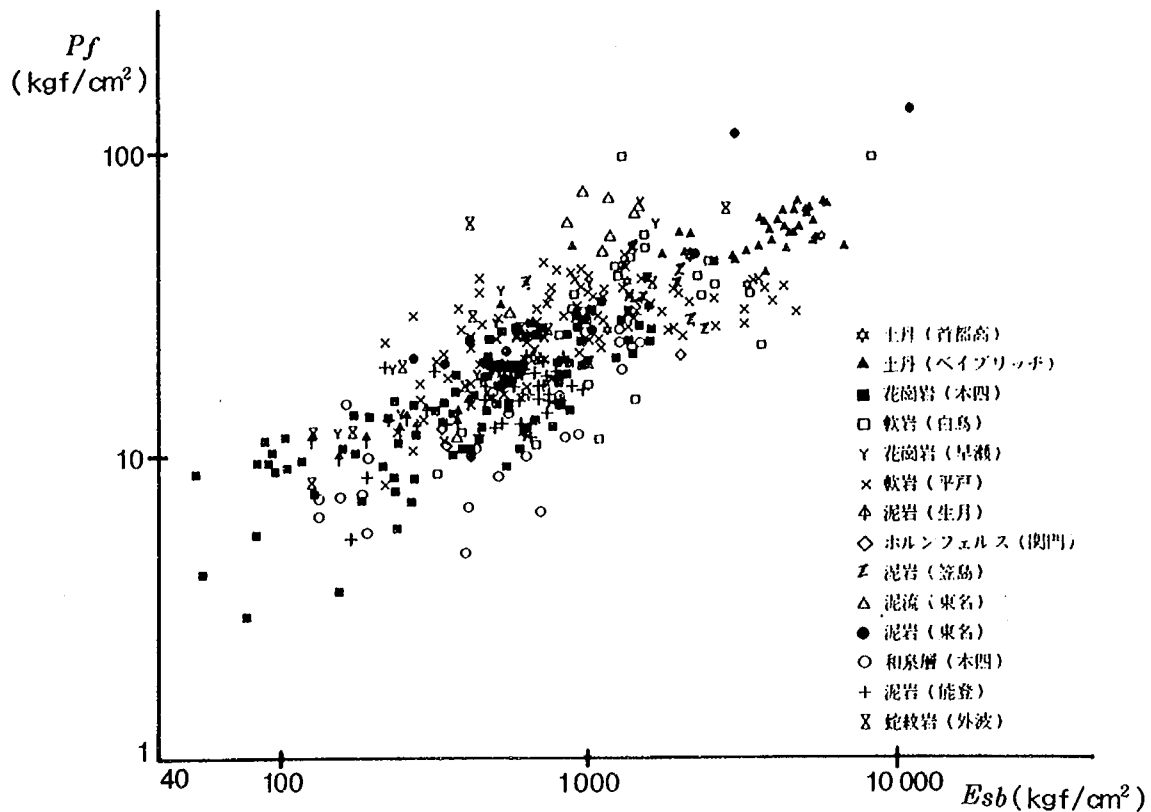


図2.4.2 孔内水平載荷試験による変形係数 (E_b) ~ 降伏応力 (Pf) 相関図

2.4.3 平板載荷試験による変形係数 (E_d) と降伏荷重 (P_y) の比較

図2.4.3は平板載荷試験による変形係数と降伏荷重の関係を示したものである。この図においても孔内水平載荷試験結果と同様に、ほぼ直線的なデータの分布が見られる。また、データのばらつきは約10倍程度であり、局所的な地盤の緩みや岩種の地域性、あるいは不連続面の影響がデータのばらつきに現われているのではないかと考えられる。

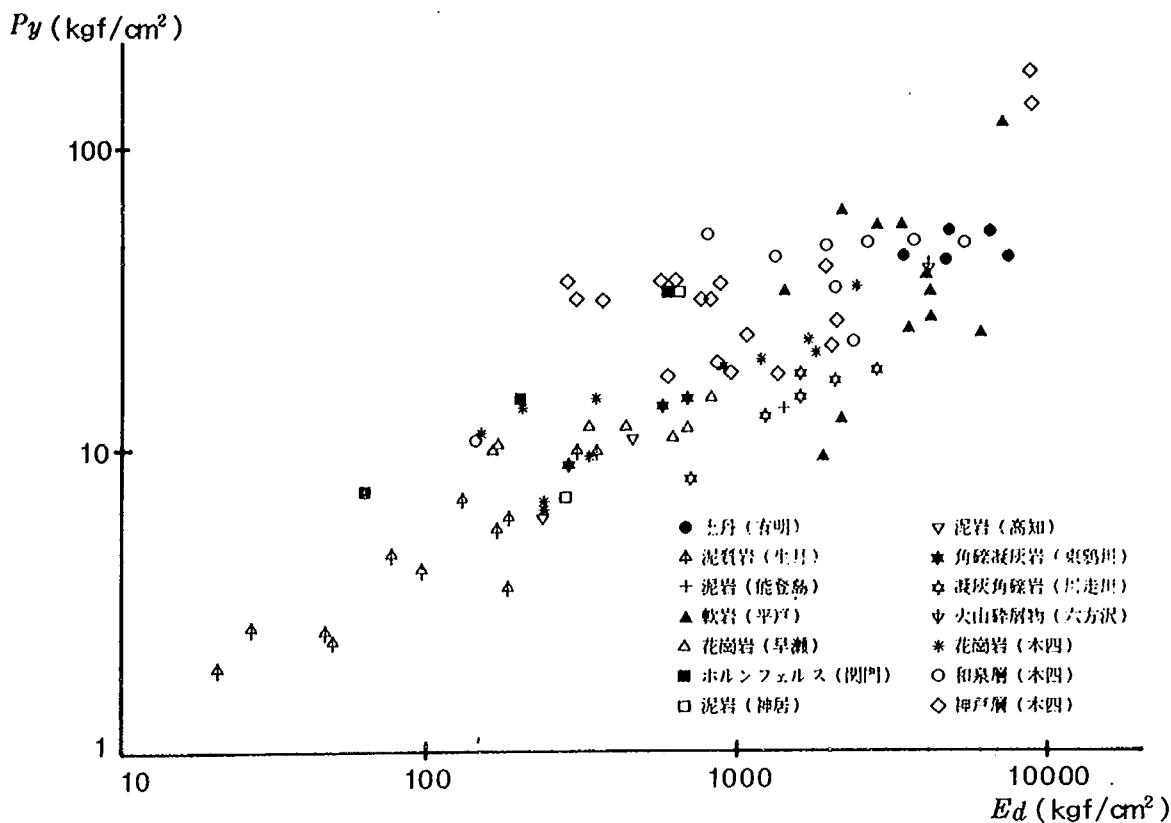


図 2.4.3 平板載荷試験による変形係数 (E_d) ~ 降伏荷重 (P_y) 相関図

2.4.4 平板載荷試験による変形係数 (E_d), 接線弾性係数 (E_t) および割線弾性係数 (E_s) の比較

図 2.4.4 と図 2.4.5 は各々平板載荷試験による変形係数と接線弾性係数の関係, ならびに接線弾性係数と割線弾性係数の関係を示したものである。図 2.4.4 より $E_d \sim E_t$ 関係をグラフ上にプロットすると, データは概ね $E_t/E_d = 1.5 \sim 6.0$ の範囲に分布しているのが判る。ここで E_d と E_t の物性的な意味を考えてみると, E_t が繰り返し荷重を受けた上での岩盤の変形性状を示す量であり, E_d は岩盤の緩みや不連続面の影響も含んだ上での岩盤の変形性能を示した量であるといえる。したがって, E_t/E_d の大きい岩盤は亀裂や緩みが生じているものと考えられる。また, 同じ地域内で E_t/E_d の値が広い範囲に分布している例が見られるが, これは岩盤の物性の違いによる影響や試験誤差のためであると考えよりも, むしろ掘削時の発破等の影響による岩盤の局所的な緩みが原因となっているのではないかと考えられる。

以上のことを考慮した上でグラフを見直してみると, 変形係数と弾性係数の間にはほぼ $E_t = (1.0 \sim 3.0) \cdot E_d$ の関係があると言える。

次に, 図 2.4.5 から接線弾性係数と割線弾性係数の関係を見てみる。これより本四和泉層におけるデータは E_t/E_s の値が $1.0 \sim 6.0$ とばらついていることが判るが, E ルートにおいては $E_t/E_s = 0.6 \sim 1.5$ と良い相関を示している。これもやはり $E_d \sim E_t$ の関係と同様, 掘削に伴う岩盤の緩みの影響により和泉層では大きくばらついているのではないかと考えられる。

以上により, 岩盤掘削時に発破等による著しい緩みさえなければ, 平板載荷による変形係数, 接線弾性係数および割線弾性係数の間には良い相関性が期待できるのではないかと考えられる。

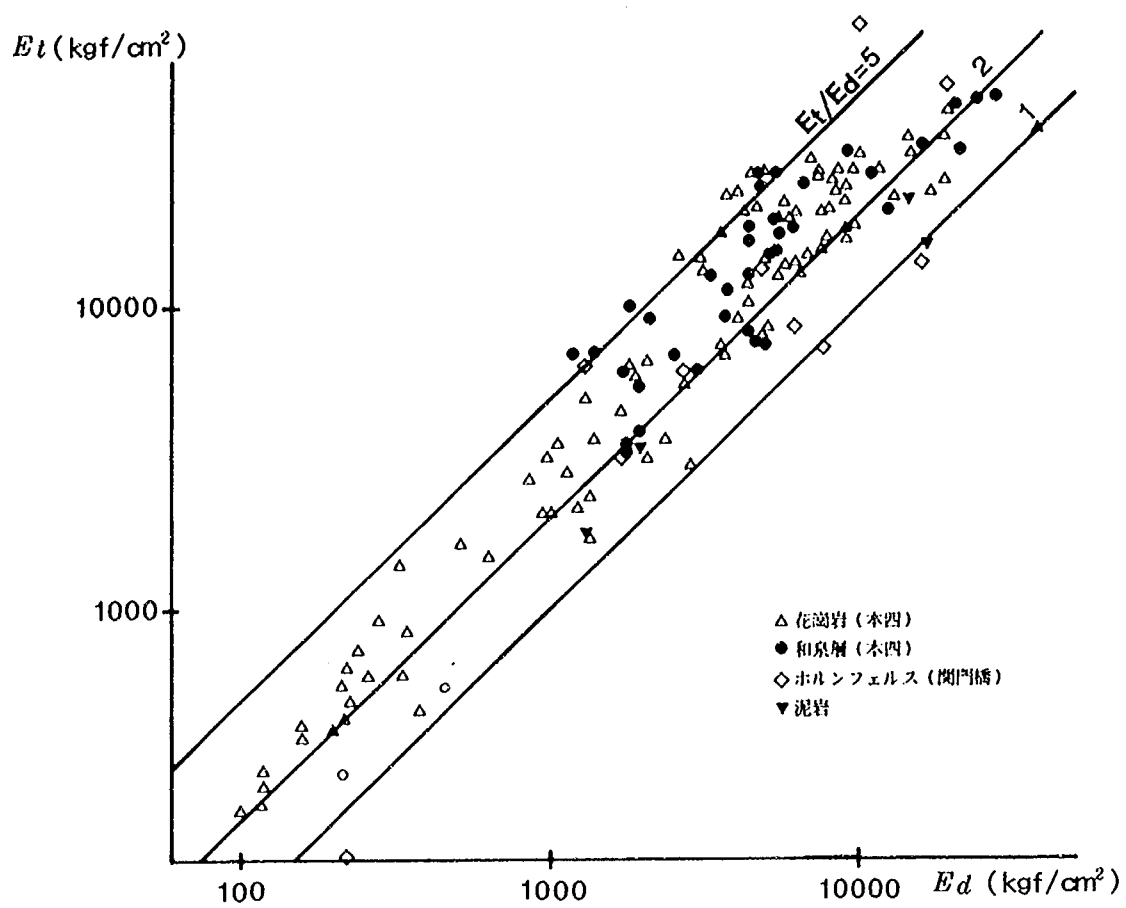


図 2.4.4 平板載荷試験による変形係数 (E_d) ~ 接線弾性係数 (E_t) 相関図

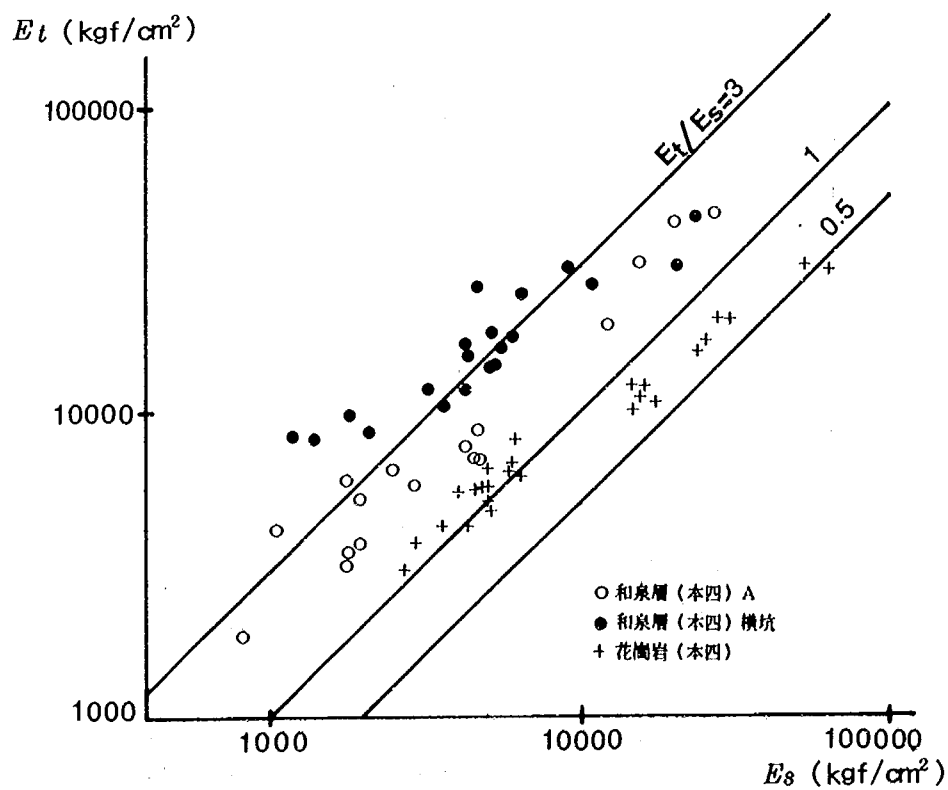


図 2.4.5 平板載荷試験による接線弾性係数 (E_t) ~ 割線弾性係数 (E_s) 相関図

2.4.5 降伏荷重と極限荷重の比較

図 2.4.6 および図 2.4.7 は平板載荷試験による降伏荷重 (P_y) と極限荷重 (P_u) の関係、ならびに平板載荷試験による降伏荷重 (P_y) と孔内水平載荷試験による降伏応力 (P_f) の関係を示したものである。

図 2.4.6 より判るように P_y が 30 kgf/cm^2 以上において極限荷重まで載荷されていないものがあるとはいえ、全体として $P_u/P_y = 1.0 \sim 2.0$ の範囲に分布しており良い相関がうかがわれる。

次に P_y と P_f の関係を調べてみる。孔内水平載荷試験から平板載荷試験による支持力を推定するために、 P_y と P_f の相関は重要な意味を持つものと考えられる。図 2.4.7 は $P_y \sim P_f$ の関係を示したものである。このグラフには本四のデータが入っていないため、他の相関図に比べてデータ数が少ないが、およそ $P_y/P_f = 0.5 \sim 1.5$ の範囲に分布していることが判る。ここで前述の E_d/E_b のばらつきが $1.0 \sim 3.0$ であったことを考えると降伏荷重の違いによるデータのばらつきが少ないといえる。

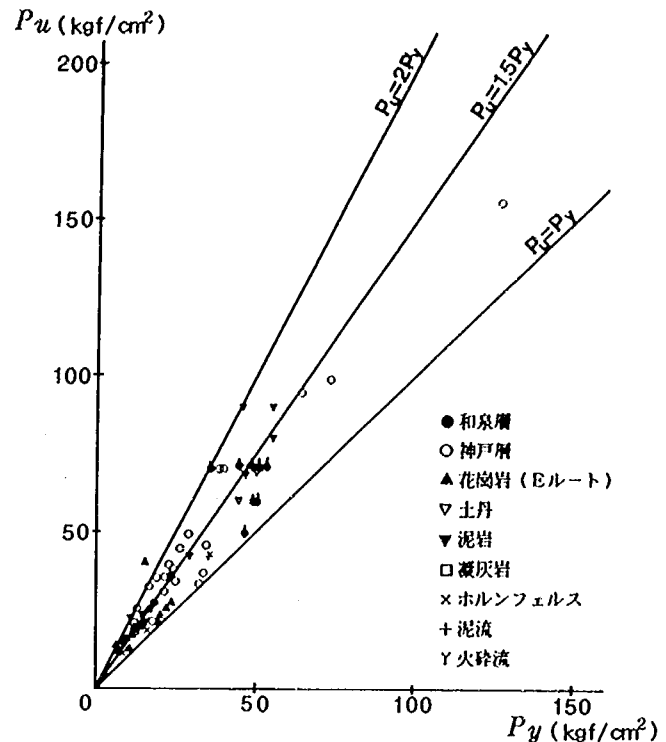


図 2.4.6 平板載荷試験による降伏荷重 (P_y) ～極限荷重 (P_u) 相関図

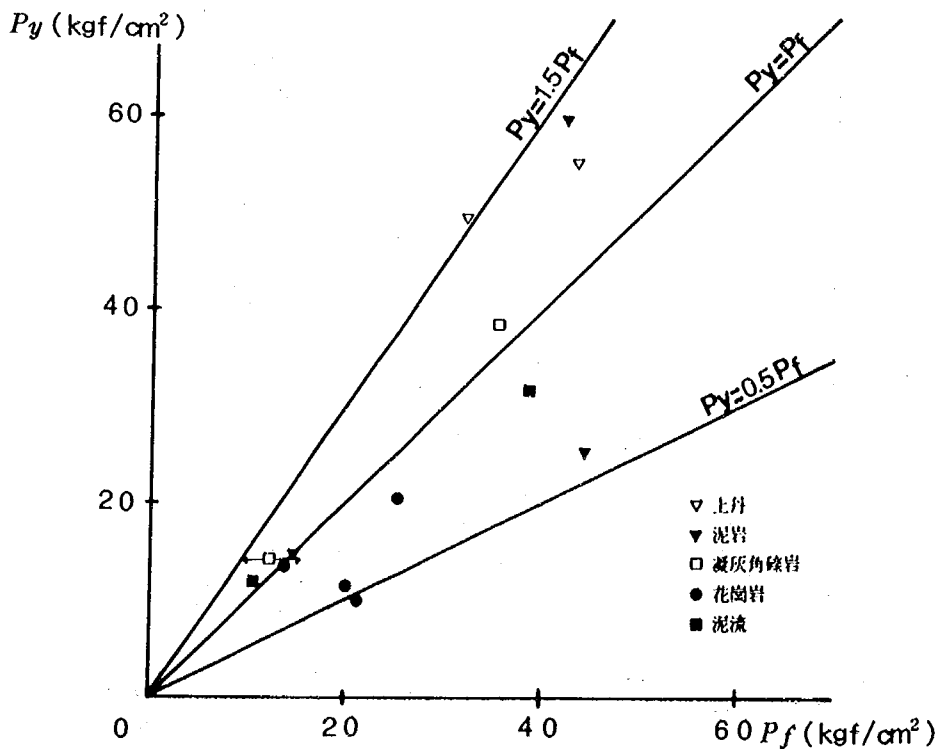


図 2.4.7 平板載荷試験の降伏荷重 (P_y) ～孔内水平載荷試験の降伏応力 (P_f) 相関図

3. 岩盤上の直接基礎の鉛直支持力推定法

岩盤の支持力決定法に関する調査(1.5)によると、岩盤上に構築された橋梁のうち、直接基礎を採用しているものの約7割が道路橋示方書の直接基礎の支持力推定表を用いて支持力の決定を行っていることが判明した。

また、道路橋示方書の静力学公式を利用して支持力算定を行っているものや岩盤区分において中硬岩～硬岩の亀裂の少ないものであっても、支持力推定表の値に影響され設計地盤反力を小さめに抑えている傾向があることが判った。このように道路橋示方書の支持力推定表が多用されている理由は、現在岩盤上の直接基礎の鉛直支持力推定法として確立した手法が示されていないためであると考えられる。しかし、同表は経験的な要素を多分に含んだものと考えられ、支持力の基準値はかなり安全側の設計となるように定められている。図3.1.1は $P_u \sim Q_u$ 関係を示したものであるが、同図に孔内水平載荷試験の変形係数による

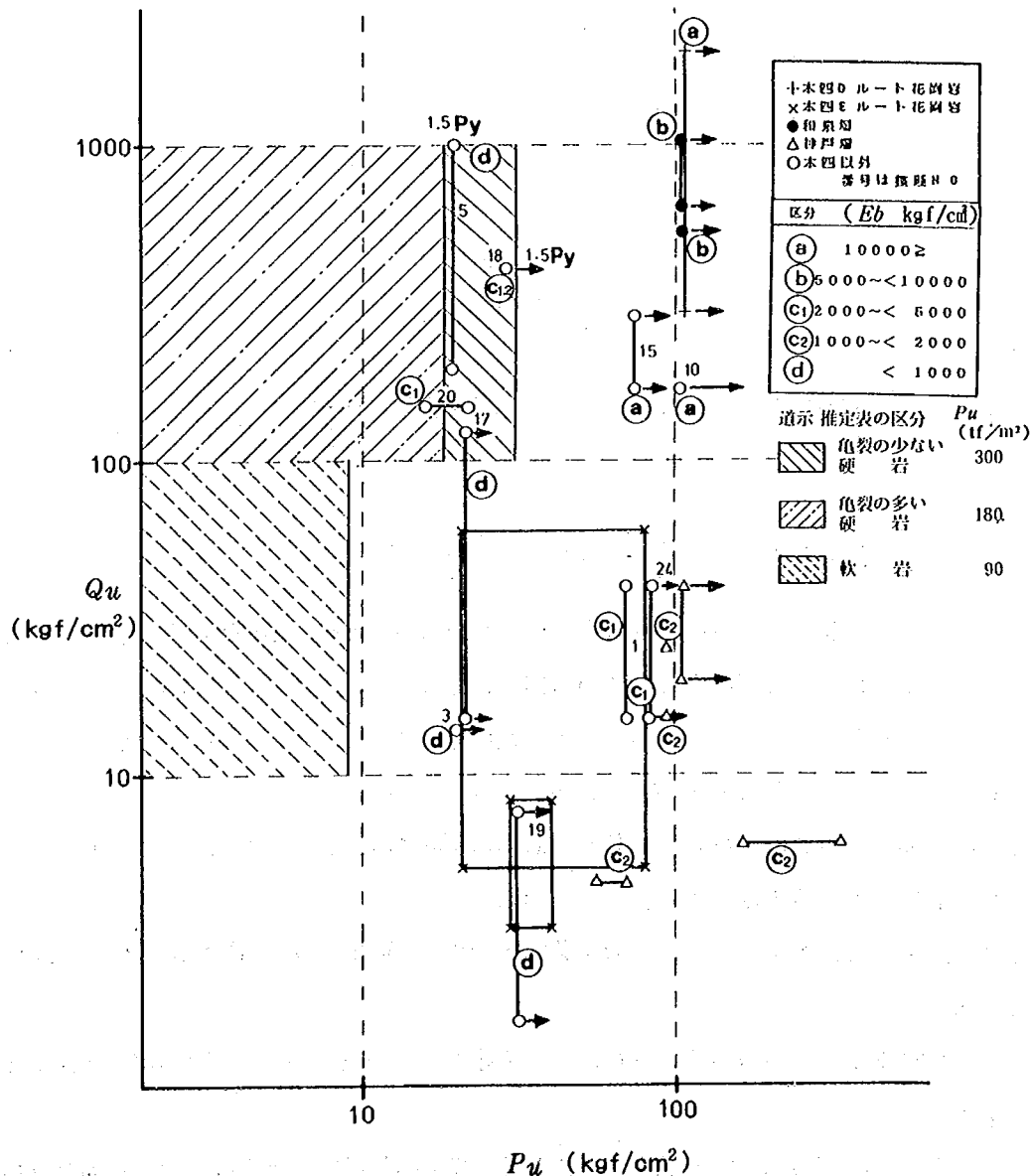


図3.1.1 アンケート調査による一軸圧縮強度(Q_u)と極限支持力(P_u)の関係

区分を表示し、道路橋示方書推定表の数値を記入した。その結果、一軸圧縮強度 $Q_u = 10 \text{ kg/cm}^2 \sim 100 \text{ kg/cm}^2$ の範囲では平板載荷試験による極限支持力が推定による鉛直支持力を大幅に上回っている。また、 $Q_u \geq 100 \text{ kg/cm}^2$ では変形係数 E_b の区分により大きく2グループに分けられる。すなわち、 E_b の区分が a あるいは b の範囲 ($E_b \geq 5,000 \text{ kg/cm}^2$) では推定表の亀裂の少ない均一な硬岩の数値を大幅に上回っているが、 c_1 、 c_2 あるいは d の範囲 ($E_b < 5,000 \text{ kg/cm}^2$) では亀裂の多い硬岩～亀裂の少ない硬岩の数値にはほぼ一致する。これらのことから、現行示方書の支持力推定が一般に小さめの数値を与えていることが推察でき、この推定表によって拘束されている現在の岩盤上の直接基礎の鉛直支持力推定方法の見直しの必要性が認められる。

一般に、岩盤上の直接基礎の鉛直支持力を推定する方法として図 3.1.2 に示すものが考えられる。

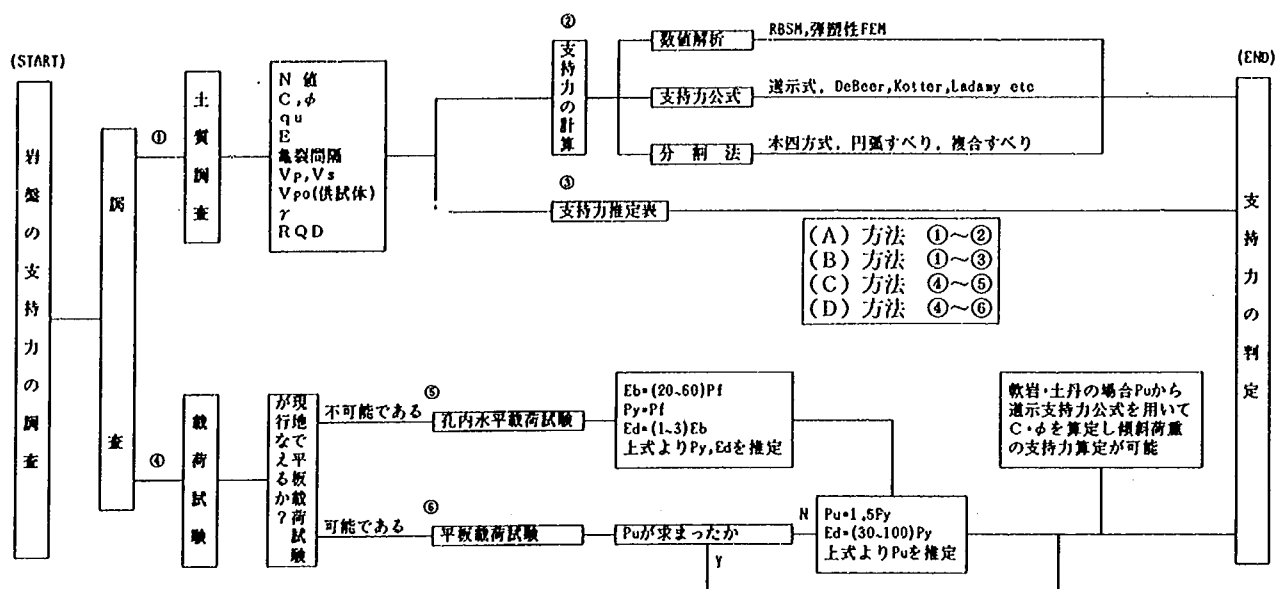


図 3.1.2 岩盤上の直接基礎の鉛直支持力推定フロー

(A) 方法は、 C 、 ϕ 等の強度定数を用いて支持力計算を行うものである。現在では本四公団においてFEM, RBSM等の数値解析および分割法を用いている例や、道路橋示方書に示されている亀裂の少ない軟岩や土丹に対して適用できる方法として岩盤コアの一軸圧縮強度の1/2をもって粘着力とし、せん断抵抗角を無視して支持力公式にて計算する方法がある。(①→②)

(B) 方法は、道路橋示方書の支持力推定表に代表される経験的な要素を多分に含んだ推定表による方法で、現在最も多く利用されている方法である。(①→③)

(C) 方法は、孔内水平載荷試験結果と平板載荷試験結果の間に相関関係が存在することに着目した方法である。(④→⑤)

(D) 方法は、直接的に地盤の支持力あるいは C 、 ϕ を推定する方法であり、最も信頼性のおける方法である。(④→⑥)

現在、道路橋示方書では限定した形で(A)方法、(B)方法、(D)方法を用いて岩盤上の直接基礎の支持力推定を行うこととしているが、(A)方法は前述のように亀裂の少ない軟岩・土丹だけに限定しており、(B)方法は推定精度

に問題がある。また、(D)方法は支持地盤が浅い場合や露出している陸上部でのみ実施できる方法であり、設計時に採用するには困難な方法である。このように道路橋示方書において設計方法がある程度示されているにもかかわらず、いずれの方法においても一長一短があり、岩盤上の直接基礎の鉛直支持力推定方法として位置付けを行うことができない。そこで本項では、より精度が高く簡易な支持力推定方法を確立するための一段階として、現在最も広く利用されている道路橋示方書の支持力推定表(表 1.5.1)の見直し、比較的簡易な方法で実施できる孔内水平載荷試験の結果を利用した支持力推定方法の検討を行うものとする。検討方法の概略は以下の通りである。

- ① アンケート調査から一軸圧縮強度、孔内水平載荷試験の変形係数、降伏応力、平板載荷試験の変形係数、降伏支持力、極限支持力に関する相関関係を抽出し、各要素間の回帰式の誘導を行う。
- ② 均質な岩盤を模したモデル岩盤において、 $\phi 300\text{ mm}$ の平板載荷試験を行い各相関関係の確認・補足および地盤内応力の実測による岩盤の破壊形態の確認をし支持力機構の解明を行う。
- ③ ①の回帰式から各相関関係の統計処理を行い、一軸圧縮強度、孔内水平載荷試験の変形係数から平板載荷試験の降伏支持力、極限支持力の推定を行うとともに均質地盤での実験結果との比較検討を行う。

以下に支持力推定法の検討を行った結果を示す。

3.1 模型岩盤による実験

3.1.1 実験の目的

本実験は岩盤の力学定数および支持力の相関性を調べるとともに、3.2以下に述べる岩盤上の直接基礎の鉛直支持力推定法の基礎となるデータを得るために行うものである。実験は $\phi 300\text{ mm}$ の平板による載荷試験を中心に行い、岩盤の物性値を確認するための各種試験を行った。なお、ここでは特に以下の項目に関して着目し、支持力特性の確認を行うものとする。

- (1) 各種室内土質調査結果と平板載荷試験結果との相関関係
- (2) 地盤強度を変化させた場合の原位置における各種地質調査と平板載荷試験結果の比較
- (3) 岩盤の応力伝達特性および破壊形態

3.1.2 実験方法

(1) 実験地盤の作成

実験地盤は基礎特殊実験棟内の実験土槽(幅 5.0 m ×長さ 10.0 m ×深さ 3.0 m)に作成した。実験土槽は地盤の一軸圧縮強度を変化させるために図 3.1.3のように8分割した。地盤は軟岩に見立てたソイルセメント地盤を 1.5 m の厚さで作成した。ソイルセメントの配合は実際の軟岩に、より近似させるため予備実験を行って決定した。予備実験の結果、川砂+セメントの配合では実際の岩盤の静弾性係数(一軸圧縮強度試験による)を大幅に上回るため、クレイサンドを混入したものをを用いて実験を行った。(実際の岩盤のコアで変形係数は $E = 100 \cdot Q_u \sim 500 \cdot Q_u$ (図 3.1.4)の範囲であるのに対して、クレイサンドを混入した実験地盤の静弾性係数は若干大きめではあるがほぼ同程度の範囲であった。ちなみに、

クレイサンドを混入しない場合では $E = 1,000 \cdot Q_u \sim 2,000 \cdot Q_u$ であった。) 模型地盤の配合を表 3.1.1 に示す。同表には平板載荷試験と同時期に測定した一軸圧縮強度試験結果も併せて記載した。なお、ソイルセメントの打設量が 1 日当たり各ケースのボリュームの半分程度であったため 1 ケースの地盤作成を 2 日に分けて行った。その結果、地盤の強度が上層と下層で極端に異なるケースが生じた。ソイルセメントの練り混ぜは 0.1 m³ ドラム式ミキサーにて行った。練り混ぜ後土槽内に投入し 20cm $\sim$ 30cm の厚さで敷き均し、プレートランマーにて十分な転圧を行った。また、ソイルセメントの材令の違いによる強度のばらつきを避けるために約 1 ヶ月程度の養生期間をおいた。

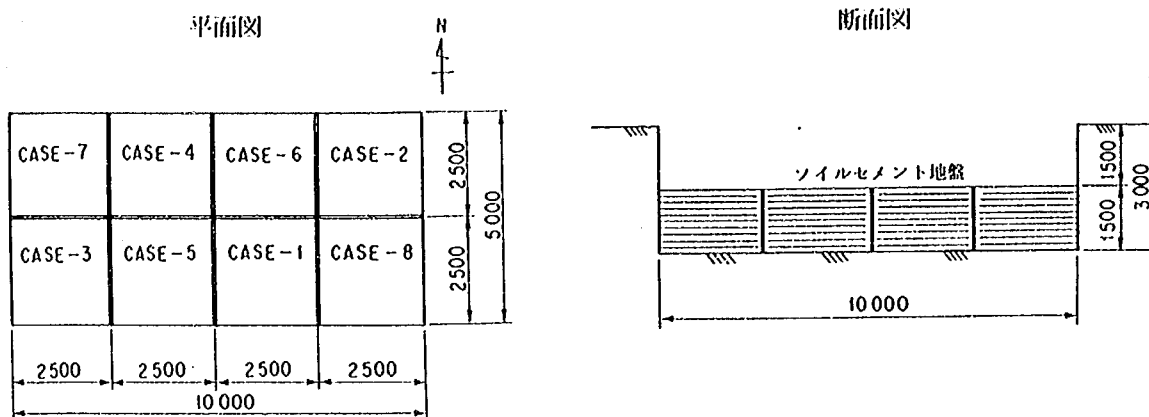


図 3.1.3 実験地盤概要図

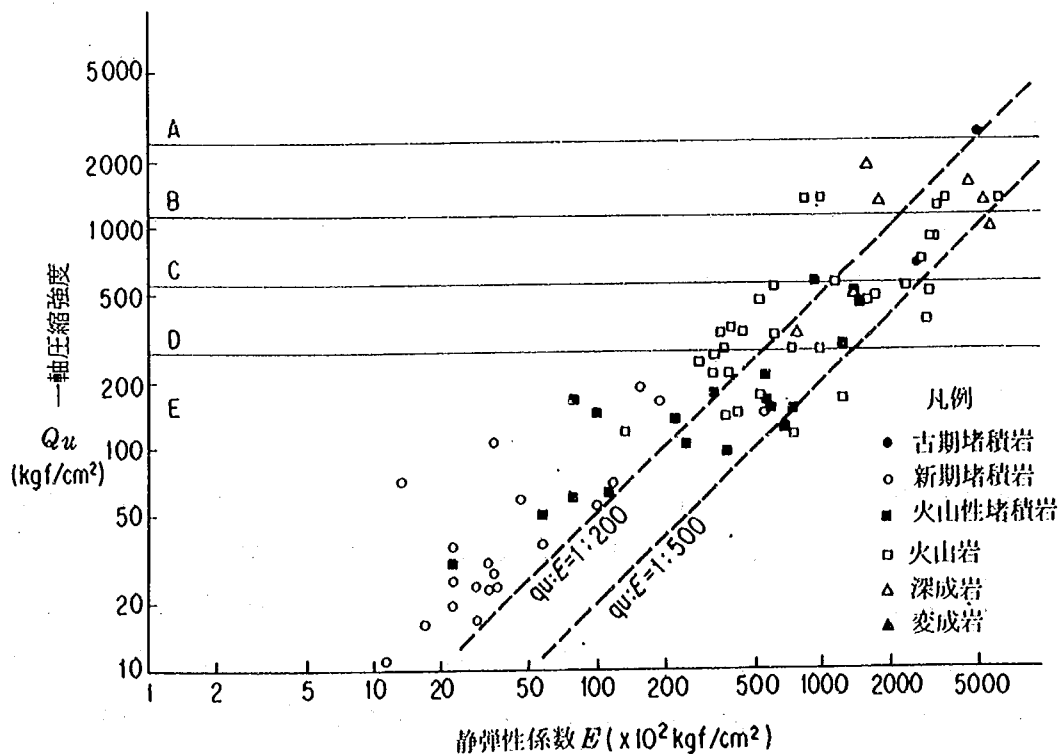


図 3.1.4 一軸圧縮強度と静弾性係数の関係

表 3.1.1 ソイルセメント配合実績一覧表

CASE No	目 標 強 度 (kg f/cm ²)	実強度qu (kg f/cm ²)	材料砂 表面水率 (%)	配 合 実 績				水セメント比 W/C
				砂 (kg f/m ³)	セメント (kg f/m ³)	クレーサ ンド (kg f/m ³)	水 (kg f/m ³)	
1 (上) (下)	5.0	6.23 3.69	15.0 11.5	1740 1690	88 88	220 220	76 219	3.44
2 (上) (下)	10.0	8.27 4.42	13.0 15.0	1690 1720	115 115	216 216	110 80	2.65
3 (上) (下)	20.0	7.95 8.29	10.0 10.0	1630 1630	129 129	215 215	157 157	2.37
4 (上) (下)	30.0	16.83 12.50	14.0 12.5	1660 1640	155 155	212 212	102 123	1.97
5 (上) (下)	40.0	19.73 25.90	9.0 11.0	1570 1600	180 181	209 208	178 149	1.70
6 (上) (下)	50.0	28.90 8.15	14.2 15.3	1620 1640	205 206	205 206	106 90	1.49
7 (上) (下)	75.0	16.37 19.03	18.2 18.2	1533 1226	225 180	188 150	54 43	1.29
8 (上) (下)	100.0	57.20 55.37	12.5 9.8	1530 1495	276 276	197 197	141 179	1.13

(2) 計測項目と計測方法

平板載荷試験は図 3.1.5 に示すように各ケース 2 ケ所、合計 16 ケ所で行った。

平板載荷試験の計測項目は次の通りである。

- ① 荷重および載荷板沈下量
- ② 載荷板周辺地盤の変位
- ③ 地表面クラック状況
- ④ 地盤内歪（ケース 4-1）

以下に各項目について述べる。

1) 荷重および載荷板沈下量

荷重および載荷板沈下量は荷重～変位曲線を描き、降伏支持力、極限支持力、変形係数を求めるために測定した。荷重は 300 t 載荷装置のメインジャッキで行い（図 3.1.6），極限荷重まで載荷を行った。載荷方法は荷重制御による 3 サイクル方式で荷重間隔は予想最大荷重の 1/8 を原則とした。荷重保持時間は処女荷重時および荷重解放時には原則とし

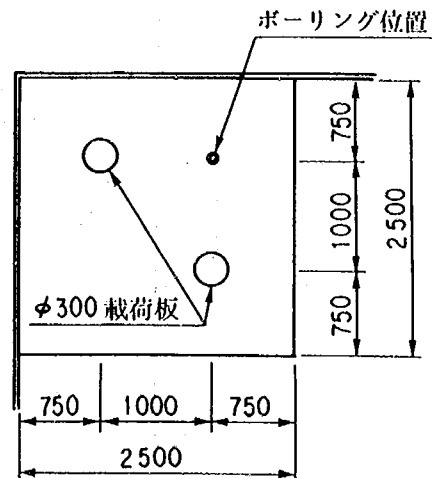


図 3.1.5 載荷板配置図

Technical drawing of a circular hole in a plate. The drawing shows a circular hole with diameter $\varnothing$ (indicated by a line with arrows pointing to the circle's edge). The hole is centered on a horizontal axis. To the right of the hole, there are two vertical lines representing the plate's edges. The distance from the right edge of the hole to the first vertical line is 50. The distance between the two vertical lines is 500. The distance from the first vertical line to the second vertical line is 3×150 .

— 46 —

3.1.3 模型地盤の土質性状

模型地盤の力学的性質および変形特性を把握するために各種土質試験を実施した。また、試験内容の一覧を表 3.1.2 に、試験結果を表 3.1.3 に示す。

表 3.1.2 計測項目

試験内容	算出項目
単位体積重量試験	単位体積重量 γ
一軸圧縮強度試験	一軸圧縮強度 Q_u 静弾性係数 E
三軸圧縮強度試験	粘着力 C 内部摩擦角度 ϕ 静弾性係数 E 静ポアソン比 ν
圧裂引張強度試験	引張強度 σ_t
弾性波速度試験	縦波弾性波速度 V_p 横波弾性波速度 V_s 動弾性係数 E 動ポアソン比 ν

3.1.4 実験結果

平板載荷試験、孔内水平載荷試験およびサウンディング結果を表 3.1.4, 表 3.1.5 に示す。8種類の地盤は N 値が 5 のものから 50 以上の間で強度を変化させて作成されており、平板載荷試験に要した荷重は 25 ～ 280 tf となっている。なお、表中の極限荷重は変位が載荷板の 10% および 15% に達した時点での荷重として示している。また、降伏支持力は $P \sim ds/d(\log t)$ および $\log P \sim \log S$ 曲線上で、曲率最大の点の荷重として示している。

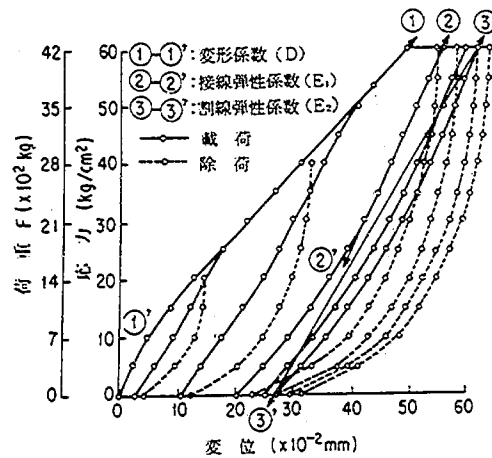
表 3.1.3 実験地盤の土質定数

	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	引 張 強 度 (kgf/cm ²)	1) 静ポアソン比	3) 動ポアソン比	2) 静弾性係数 (kgf/cm ²)	動弾性係数 (kgf/cm ²)	VP (m/sec)	VS (m/sec)	単位体積重量 (kgf/cm ³)	粘着力 (kgf/cm ²)	内部摩擦角 (度)
1 (上)	6.23	0.76	0.250	—	1186.0	—	570	—	1.898	1.63	45.8
1 (下)	5.54	0.59	0.250	0.391	516.0	9200.0	1020	430	1.952	1.63	45.8
2 (上)	8.27	1.22	0.240	0.398	2566.7	21600.0	1370	620	1.911	2.19	44.7
2 (下)	4.42	0.55	0.240	0.391	1440.0	12400.0	1130	480	1.935	2.19	44.7
3 (上)	7.95	0.91	0.207	0.359	2756.7	19500.0	1260	610	1.919	2.28	45.8
3 (下)	8.29	0.79	0.207	0.319	2070.0	26900.0	1410	730	1.907	2.28	45.8
4 (上)	16.83	1.03	0.208	0.376	5173.3	36700.0	1820	810	1.924	3.07	47.8
4 (下)	12.50	1.36	0.208	0.339	3450.0	39200.0	1740	860	1.950	3.07	47.8
5 (上)	19.73	2.29	0.152	0.351	5820.0	52100.0	2030	980	2.003	6.03	43.7
5 (下)	25.90	2.54	0.152	0.319	6990.0	57200.0	2030	1050	1.973	6.03	43.7
6 (上)	28.90	4.89	0.191	0.405	15733.3	36300.0	2040	820	1.938	7.32	41.8
6 (下)	8.15	2.08	0.191	0.357	51440.0	11400.0	1010	480	1.819	7.32	41.8
7 (上)	16.37	2.71	0.156	0.384	9500.0	33300.0	1860	810	1.847	4.08	45.8
7 (下)	19.03	5.30	0.156	0.368	10646.7	40900.0	1930	880	1.894	4.08	45.8
8 (上)	57.20	8.61	0.157	0.386	20466.7	62400.0	2450	1050	1.997	19.3	42.1
8 (下)	55.37	7.91	0.157	0.372	20833.3	63200.0	2360	1070	1.989	19.3	42.1

- 注 1) 静ポアソン比は、三軸圧縮強度試験より算出した。
 2) 静弾性係数は、一軸圧縮強度試験より算出した。
 3) 動ポアソン比は、超音波伝播速度試験より算出した。

表 3.1.4 平板載荷試験結果一覧表

CASE No	試験 実施日	材令 (日)	最大荷重		亀裂発生 時の荷重	極限荷重		降伏荷重①		降伏荷重②		変形係数 Ed (kgf/cm ²)	接線弾性 係数Et (kgf/cm ²)	割線弾性 係数Es (kgf/cm ²)	地盤反力 係数K (kgf/cm ²)	備考
			Pmax (tf)	δmax (mm)		Pu10 (tf)	Pu15 (tf)	Py① (tf)	δy① (mm)	Py② (tf)	δy② (mm)					
1-1	3/5	21	254	48.64		17.8	23.7	10.0	7.4	12.6	12.5	410	3370	1415	19	
1-2	3/9	25	28.0	60.64		22.5	25.8	10.0	4.1	5.7	1.6	1295	7145	1885	60	
2-1	3/5	19	55.1	74.19		42.2	47.3	12.0	2.6	12.2	2.7	2520	8625	2630	117	
2-2	3/6	20	45.0	92.24		20.0	27.4	—	—	13.0	15.0	2000	13610	2490	88	
3-1	2/28	19	90.0	82.49		62.3	71.6	40.0	10.2	40.0	10.2	3945	9975	3980	183	
3-2	3/2	21	90.2	74.96		61.3	70.8	37.5	8.2	37.5	8.2	1660	16310	5390	77	GL-0.2m
4-1	3/7	18	86.8	85.33		50.1	84.1	30.0	11.9	—	—	1810	10380	4110	84	
4-2	3/7	18	52.6	78.85		45.0	47.3	20.0	7.3	20.5	7.5	1490	12800	2760	69	
5-1	2/27	21	130.3	54.93		110.0	122.0	50.0	4.5	50.0	4.5	3750	21000	8090	174	
5-2	2/28	22	190.0	99.01		141.0	162.0	50.0	2.9	37.0	1.6	7550	43600	13300	350	
6-1	2/21	19	135.0	71.37		117.0	127.0	60.0	6.4	35.5	2.9	3900	21700	7550	181	
6-2	2/23	21	80.4	76.50		56.0	66.0	28.0	3.3	27.4	3.2	3665	20300	4990	170	
7-1	2/20	21	115.0	92.35		64.0	80.0	35.0	7.2	31.6	5.0	2370	20350	4920	110	
7-2	2/23	25	120.0	84.51		92.5	105.0	52.5	13.6	95.0	32.0	1640	21000	5050	76	GL-0.2m
8-1	2/24 27	20+23	240.0	27.42		240.0	—	110.0	5.5	95.0	4.6	10350	39400	14400	480	
8-2	3/2	27	280.6	68.07		230.0	260.0	150.0	14.4	154.0	14.7	12960	122000	21200	601	GL-0.2m



$\uparrow$
 $S=30\text{mm}, S=45\text{mm}$
 $[p \sim ds/d \log t] \quad [\log p \sim \log S]$

$\lt$ 土質工学会基準による算定式 $\gt$

$$E = 1.8(1-\nu^2) \cdot \frac{dP}{dS}$$

ここで、Es: 試験地盤の変形係数 (kgf/cm²)
 Ip: 影響値 (0.79: 載荷面が剛な円形の場合)
 B: 載荷板の直径 (30cm)
 ν : 試験地盤のポアソン比 (例えば、砂質土では0.3、粘性土では0.5)
 dP: 対象とする荷重の範囲 (kgf/cm²)
 dS: dPに対応する沈下 (cm)

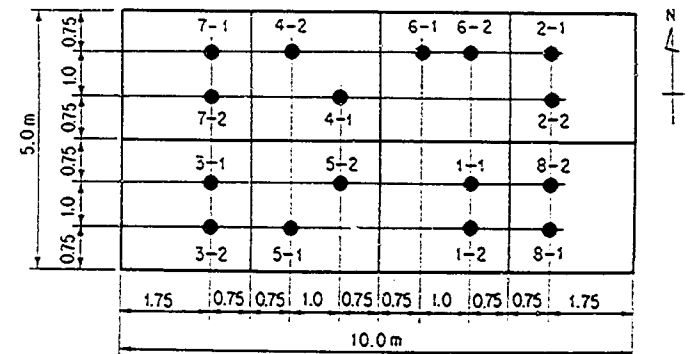
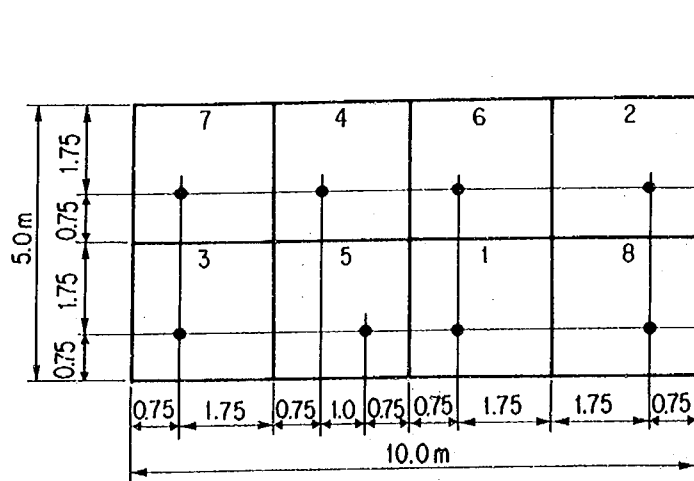


表 3.1.5 標準貫入試験・プレシオメーター測定結果一覧表

CASE No	標準貫入試験結果				プレシオメーター測定結果					
	実施日	材令 (m)	N値	N値内訳	実施日	材令 (m)	P_0 (kgf/cm ²)	P_f (kgf/cm ²)	P_t (kgf/cm ²)	E_b (kgf/cm ²)
1. (上) (下)	3/10	26	18	5 6 7	3/10	26	2.05	10.0	21.3	610
		28	17	5 6 6						
2. (上) (下)	3/6	20	19	4 7 8	3/10	24	2.0	17.5	24.0	940
		21	14	4 5 5						
3. (上) (下)	3/3	22	43	9 14 20	3/7	26	2.5	33.0	54.5	665
		24	46	16 14 16						
4. (上) (下)	3/9	20	43	13 12 18	3/9	20	3.6	20.0	30.0	575
		21	44	13 15 16						
5. (上) (下)	3/3	25	50/27	15 24 11/6	3/7	29	9.0	52.5	63.0	935
		26	50/15	30 20/5						
6. (上) (下)	2/26	24	50/22	23 23 4/2	2/26	24	10.0	29.5	45.0	440
		26	41	15 10 16						
7. (上) (下)	2/24	25	50/27	14 17 19/7	3/7	36	3.0	21.0	44	411
		26	50/18	23 27/8 —						
8. (上) (下)	3/4	28	50/16	20 30/6 —	3/4	28	13.0	57.0	—	970
		29	50/7	50/7 — —						

P_0 : 初期圧力, P_f : 降伏圧力, P_t : 極限圧力
 E_b : 変形係数



数字はケース番号を示す。

標準貫入試験，プレシオメーター調査位置平面図

3.1.5 平板载荷試験結果と各種地盤定数間の相関

(1) 極限支持力 (P_u) との相関

図3.1.10～図3.1.17は、平板载荷試験による極限支持力と他の地盤定数間の相関を調べたものである。

図中 A 、 B は回帰式の定数、 r は相関係数、 n はデータ数を各々表している。

なお、ここでは载荷板直径の10%の沈下量が生じた時の荷重を極限支持力に定めている。また、 N 値および室内土質試験結果は上層のみの試験値を採用しており、 N 値50以上の地盤については換算 N 値を用いた。

これらの図によると、極限支持力 P_u はせん断抵抗角 ϕ 以外の地盤定数 (P_y : 降伏支持力、 E_d : 平板载荷試験による変形係数、 N : N 値、 Pl : プレシオメータによる極限支持力、 Q_u : 一軸圧縮強度、 σ_t : 圧裂強度、 C : 粘着力) とは、いずれも相関係数が0.8を超える良好な相関が認められる。この中で、力学的意味づけから見ると互いに独立であると考えられる極限支持力と変形係数の間にも良い相関がみられるが、これは均質な地盤の場合、一般に地盤が堅くなると支持力、変形係数ともに増大する傾向が認められることから今回のような実験結果が得られたものと考えられる。また、平板载荷試験による地盤の破壊機構とプレシオメータにより地盤を押し広げた場合の破壊機構は異なるにもかかわらず、両者の間に良好な相関が認められる点は注目される。さらに、 N 値と極限支持力の間に良い相関が認められることについては、地盤調査の現状が N 値計測を中心に行われていることを考えると好ましい傾向であるといえる。

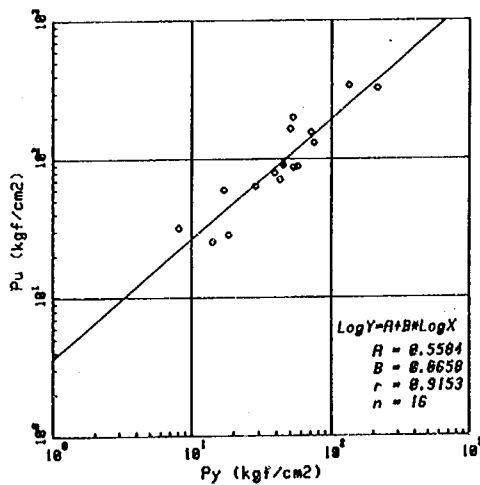


図 3.1.10 $\log P_u \sim \log P_y$

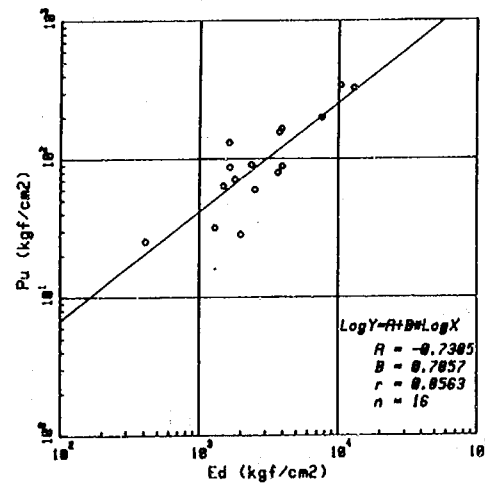


図 3.1.11 $\log P_u \sim \log E_d$

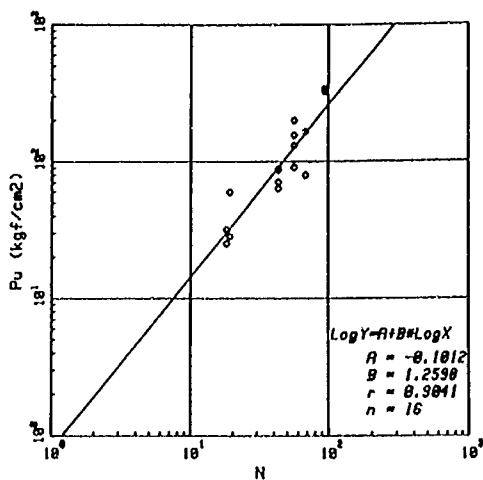


图 3.1.12 $\log Pu \sim \log N$

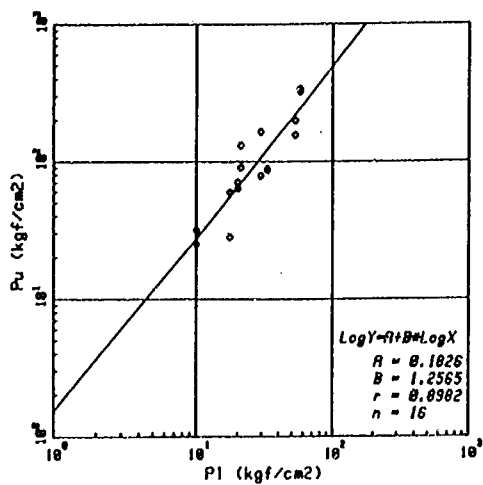


图 3.1.13 $\log Pu \sim \log Pl$

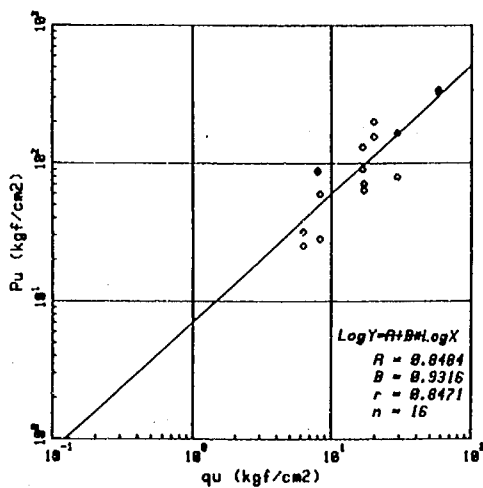


图 3.1.14 $\log Pu \sim \log Qu$

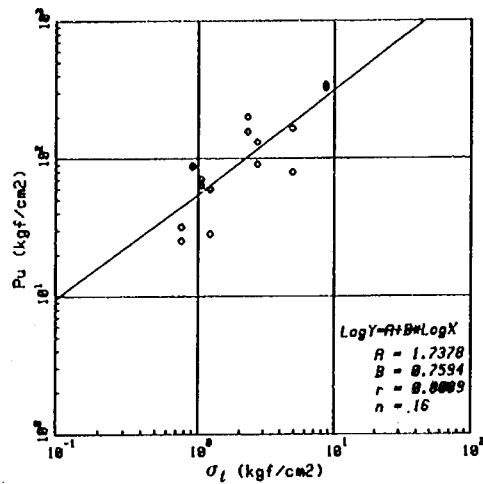


图 3.1.15 $\log Pu \sim \log \sigma_t$

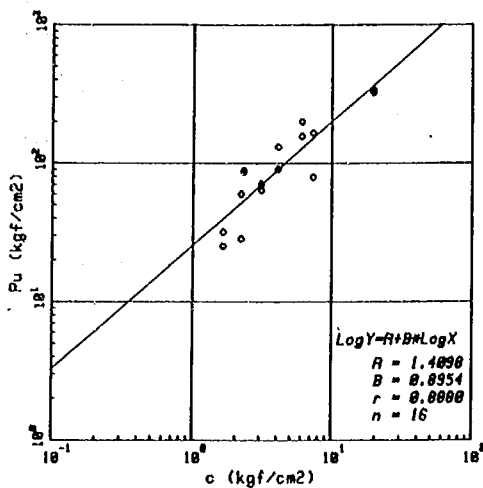


图 3.1.16 $\log Pu \sim \log c$

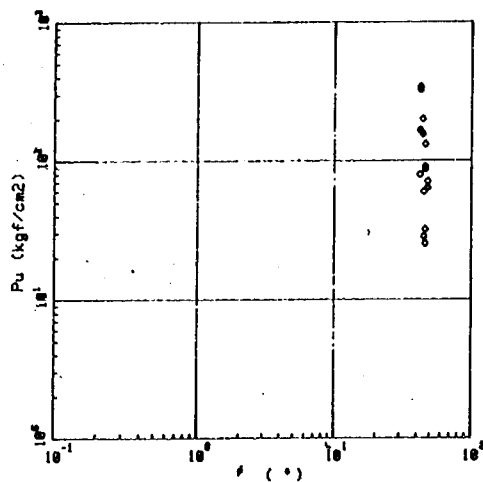


图 3.1.17 $\log Pu \sim \log \phi$

(2) 平板載荷試験による変形係数 (E_d) との相関

図 3. 1. 18～図 3. 1. 26 は平板載荷試験から求まる変形係数 (E_d) と他の地盤定数との相関を調べたものである。ここに、 E_t , E_s , E_b , E_{qu} , E_{ps} はそれぞれ接線弾性係数, 割線弾性係数, 孔内水平載荷試験による変形係数 (プレシオメータ), 一軸圧縮強度試験による変形係数, 超音波伝播速度による変形係数であり、 V_p , V_s は P 波速度, S 波速度である。

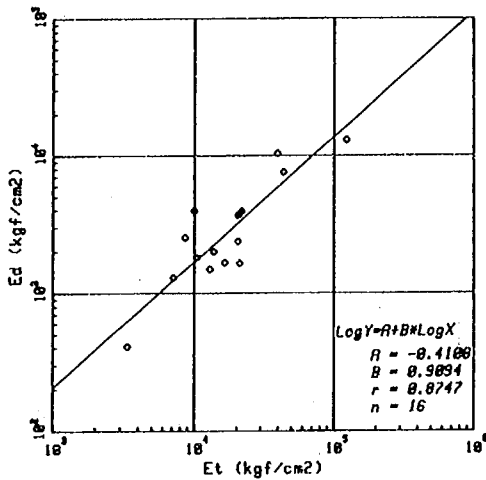


図 3. 1. 18 $\log E_d \sim \log E_t$

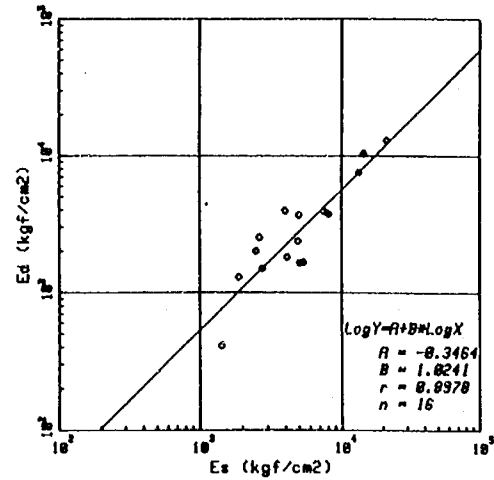


図 3. 1. 19 $\log E_d \sim \log E_s$

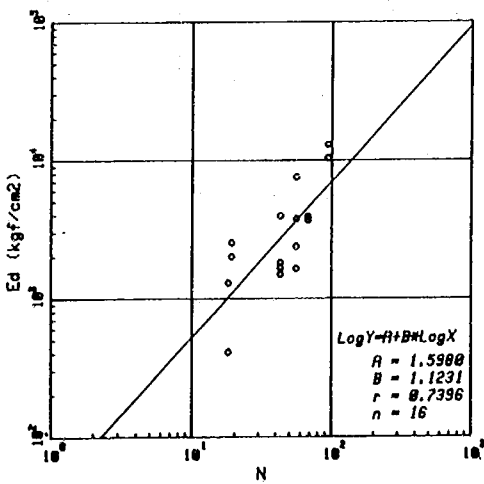


図 3. 1. 20 $\log E_d \sim \log N$

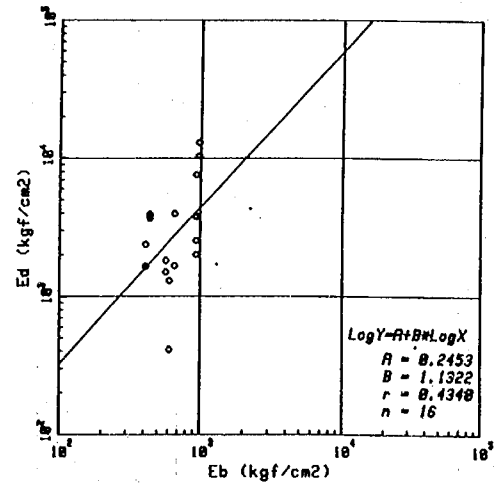


図 3. 1. 21 $\log E_d \sim \log E_b$

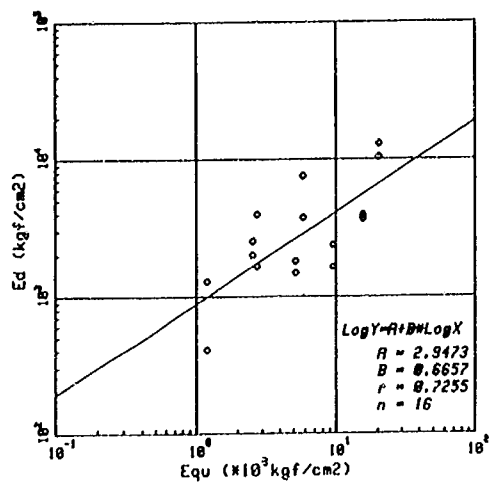


図 3. 1. 22 $\log Ed \sim \log Equ$

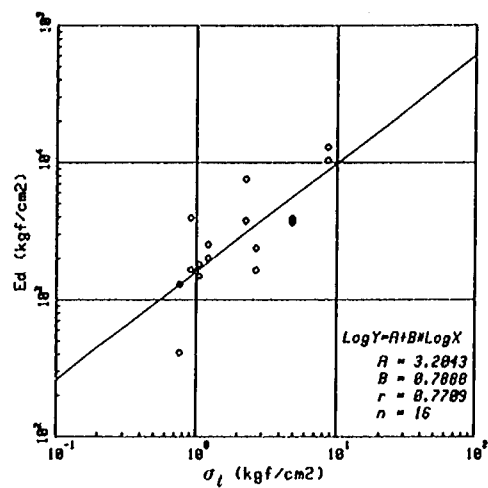


図 3. 1. 23 $\log Ed \sim \log \sigma_t$

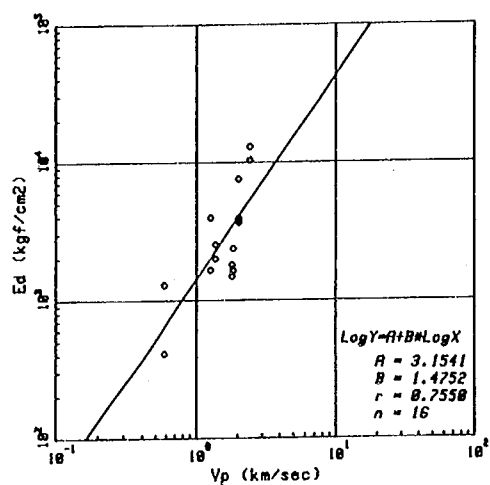


図 3. 1. 24 $\log Ed \sim \log V_p$

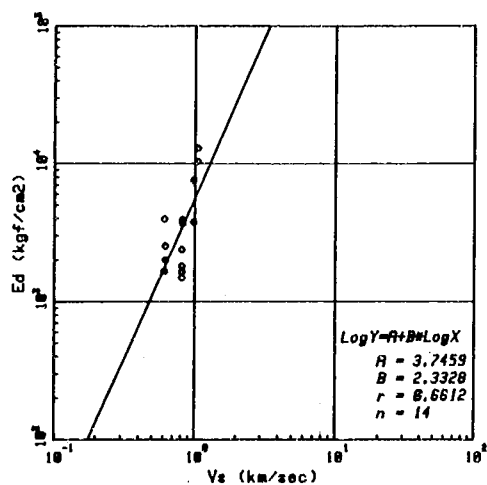


図 3. 1. 25 $\log Ed \sim \log V_s$

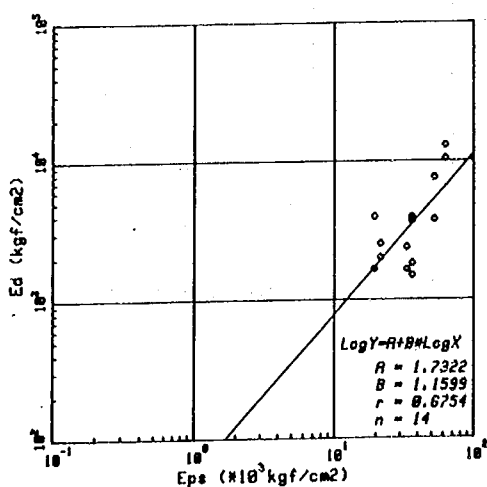


図 3. 1. 26 $\log Ed \sim \log E_{ps}$

相関図から平板載荷試験による変形係数 (E_d), 接線弾性係数 (E_t), 割線弾性係数 (E_s) の関係は,

$$E_d = 0.663 E_t^{0.91}$$

$$E_d = 0.707 E_s^{0.90}$$

と求まる。上式によると E_d , E_t , E_s の大小は, $E_t > E_s > E_d$ となっており, E_t と E_s の差は比較的小さいと考えられるが E_d の大きさはほぼ E_t , E_s の 6 ~ 7 割の値となっている。 E_d と他の地盤定数との関係については P_u の場合のような良好な相関は認められないものの, N 値, 一軸圧縮強度試験による変形係数, 圧裂強度, P 波速度の間には若干の相関がうかがえる。

3. 1. 6 載荷時の地盤内歪

No 4 の地盤については地盤内にモールドゲージを配置し, 載荷に伴う地盤内歪の変化を計測した。地盤内にはモールドゲージを図 3. 1. 9 に示すように, 水平方向 1 m, 鉛直方向 1.3 m の範囲にわたって計 20 組を配置した。また, 載荷は図 3. 1. 27 のように 3 サイクルで行った。図 3. 1. 28 に荷重と地盤内歪の関係を示す。なお, 図中の $st.$ 番号と載荷サイクルとの関係は以下の通りである。

1 サイクル $st.$ 1 ~ $st.$ 4

2 サイクル $st.$ 4 ~ $st.$ 12

3 サイクル $st.$ 12 ~ $st.$ 30

(1) 1 サイクル

荷重の増加に伴い②, ③, ④のモールドゲージに圧縮歪が生じている。除荷後のようす ($st.$ 4) を見てみると, 載荷板直下 20 cm 付近 (ゲージ③) までの領域では圧縮の残留歪が生じているが, それ以下の領域ではほぼ歪は解放されており, 弾性的な挙動を示している。

(2) 2 サイクル

荷重が 22.4 tf を超える時点 ($st.$ 7) でゲージ③が測定限界を超えている。30 tf の荷重レベル ($st.$ 8) では, ②, ④のゲージに載荷板直下から放射状に圧縮歪が, その直角方向に引張歪が生じており, ⑦, ⑧, ⑨のゲージには圧縮歪が生じている。なお, $st.$ 8 でゲージ④の歪の発生方向が他のゲージと異なるのは, 埋め込み時にゲージが傾斜して配置されたか, もしくは地盤締め固め時にゲージの位置がずれたものと思われる。

除荷後の残留歪を見てみると ($st.$ 12) ゲージ②, ③, ⑦, ⑧, ⑨に引張および圧縮歪が残っているが, 載荷板から 50 cm 程度以上離れた箇所の地盤はまだ弾性的挙動を示している。

(3) 3 サイクル

最大荷重 86.8 tf 作用時 ($st.$ 24) を見てみると, 荷重による歪発生は約 1 m の深さまで達しており, モールドゲージ⑦, ⑨には 9,000 μ 近い圧縮歪と 6,000 μ 近い引張歪が生じている。圧縮ひずみの発生方向については, やや左に傾いているものの 1 サイクル, 2 サイクルと同様に載荷板の直下の点から放射状に延びている。しかし, 対称の中心点は 2 サイクルから 3 サイクルと荷重が増加するのに伴い, 下方へ移動している傾向がうかがえる。

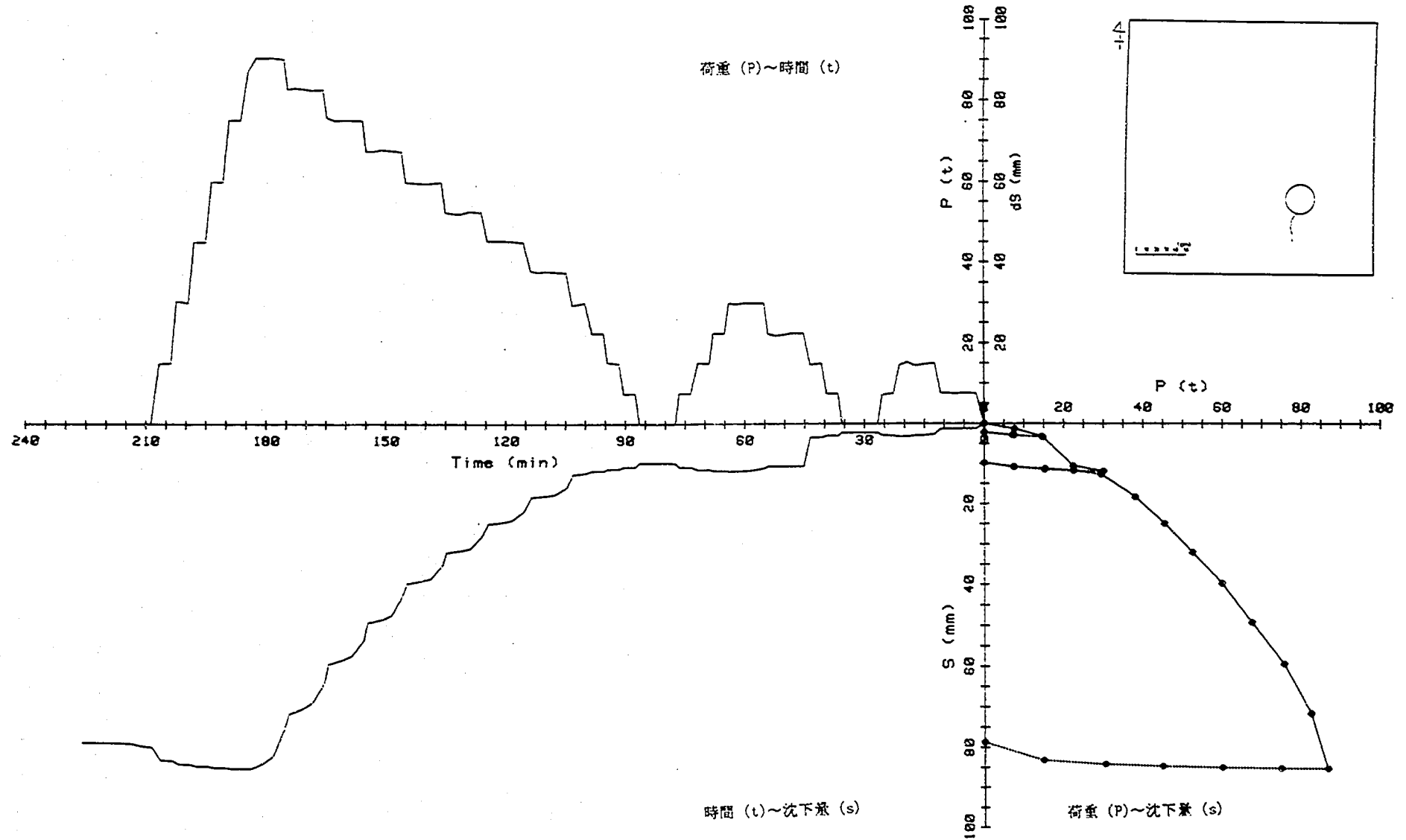
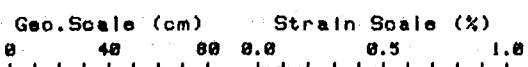
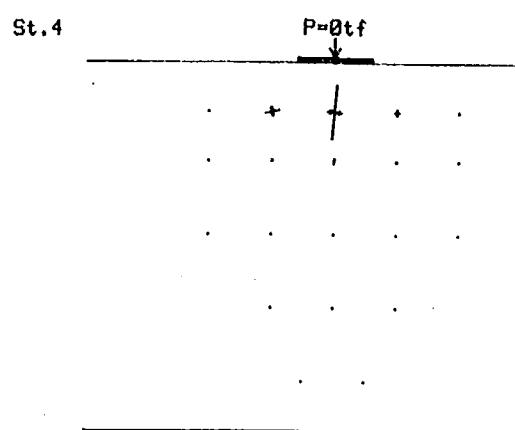
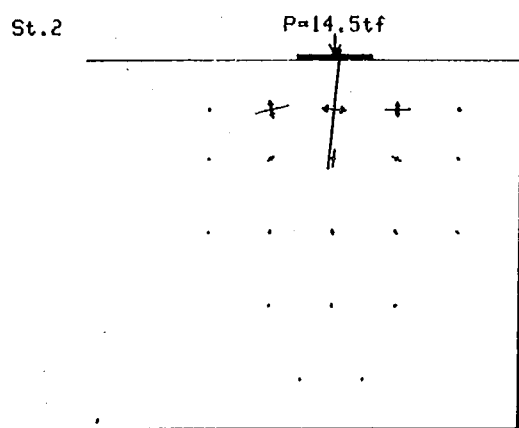
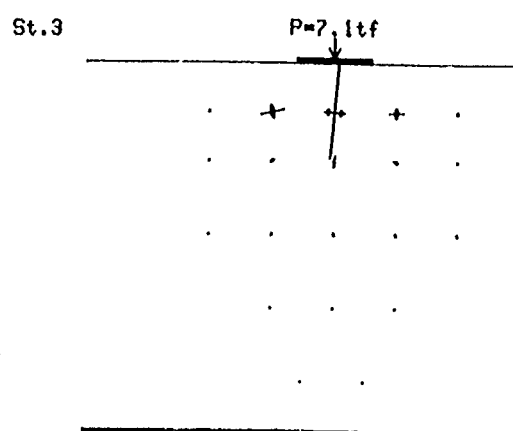
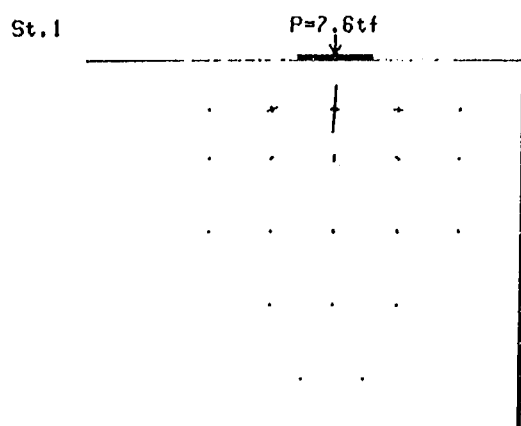
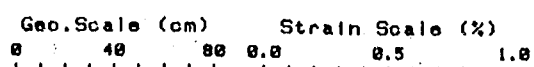


図 3.1.27 平板載荷試験の載荷パターン (No. 4-1)

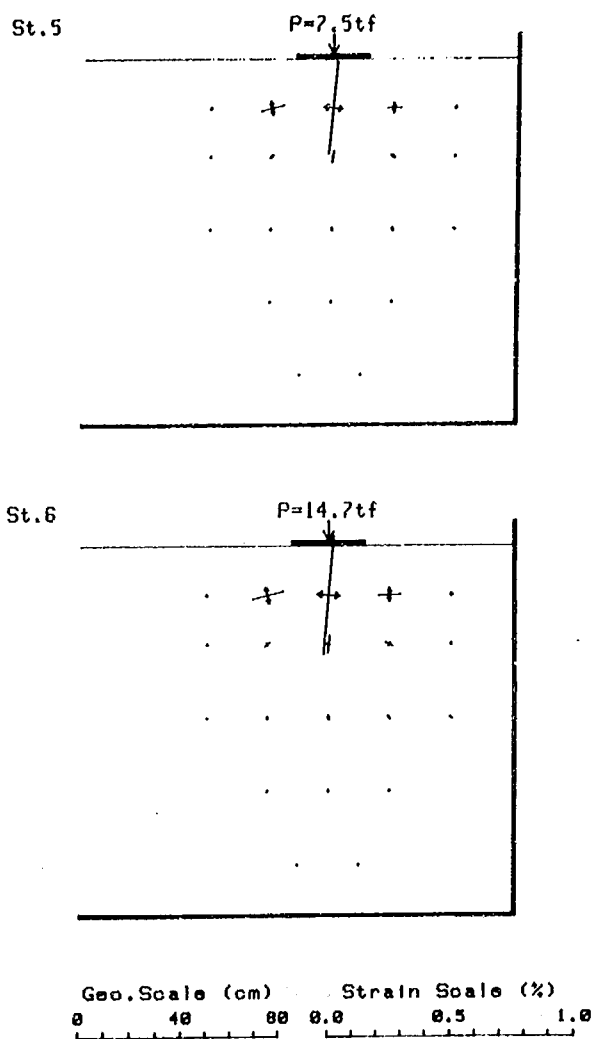


Principal Strain No.4-1

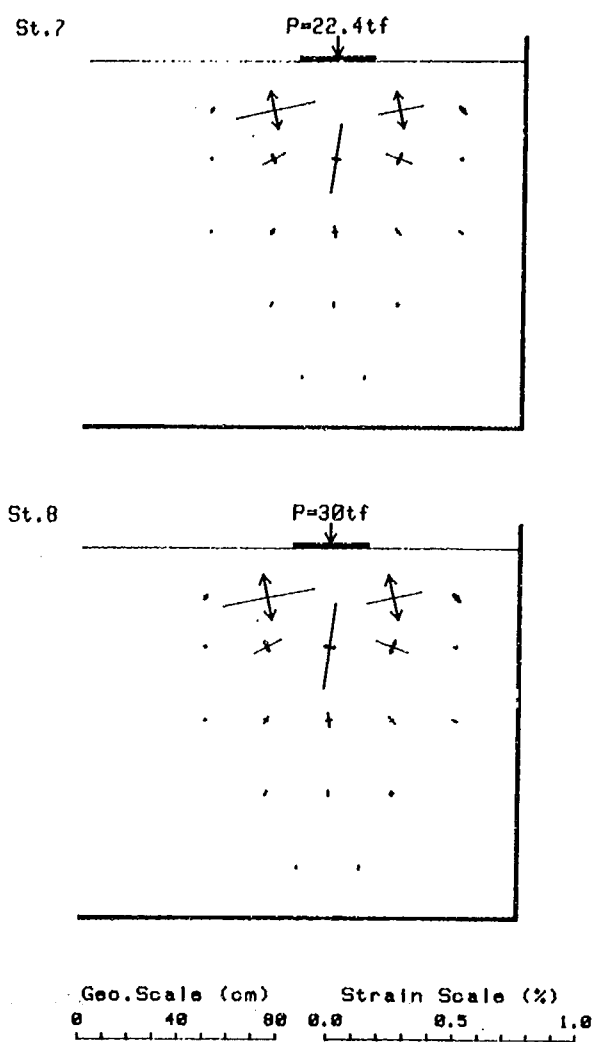


Principal Strain No.4-1

图3.1.28(1) 地盤内歪

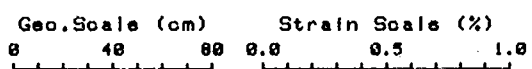
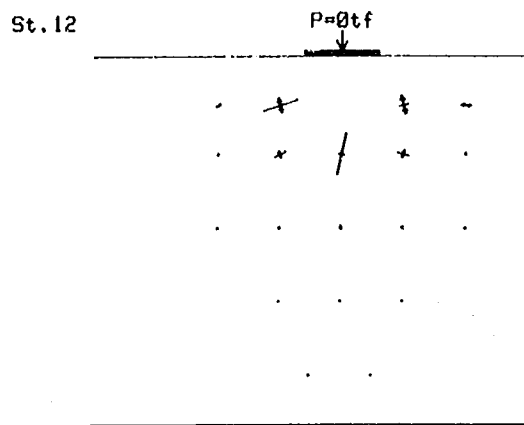
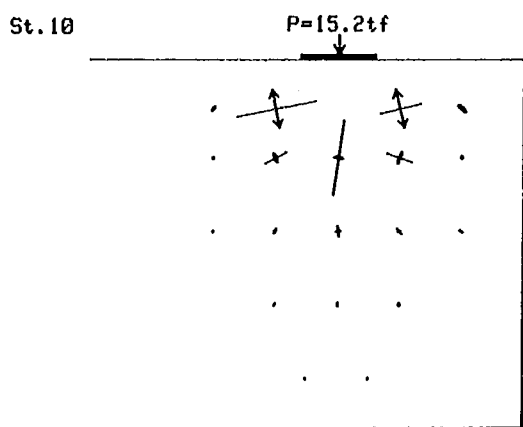
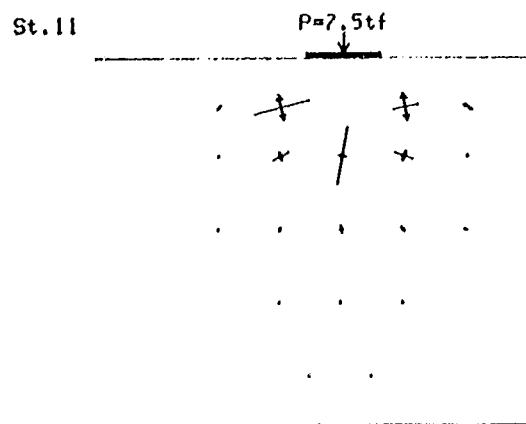
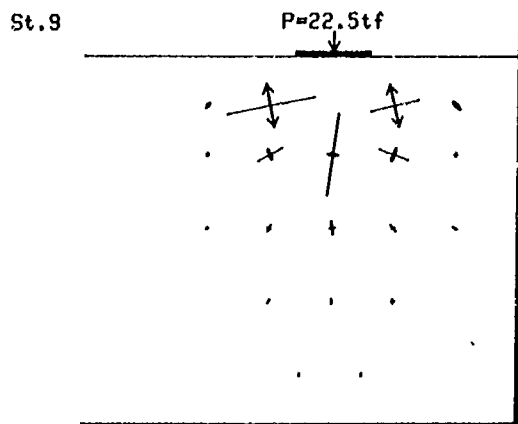


Principal Strain No.4-1

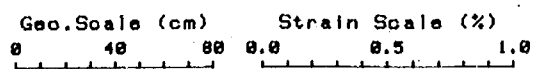


Principal Strain No.4-1

図 3.1.28(2) 地 盤 内 歪



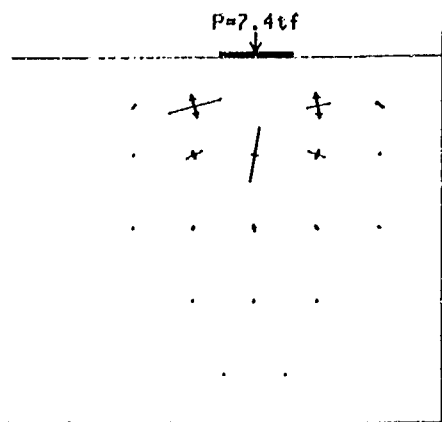
Principal Strain No.4-1



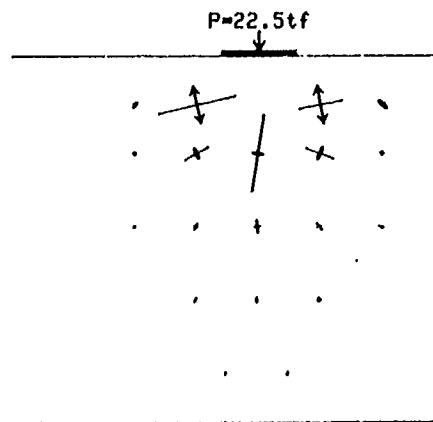
Principal Strain No.4-1

图3.1.28(3) 地盤内歪

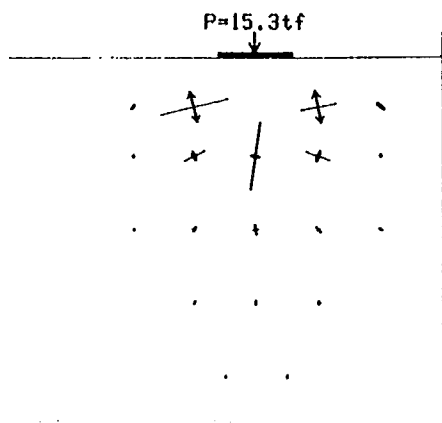
St. 13



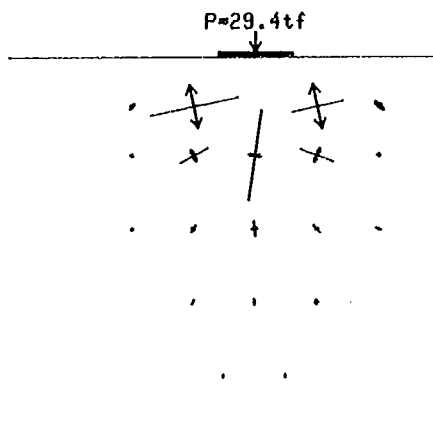
St. 15



St. 14



St. 16



Geo. Scale (cm) Strain Scale (%)
0 40 80 0.0 0.5 1.0

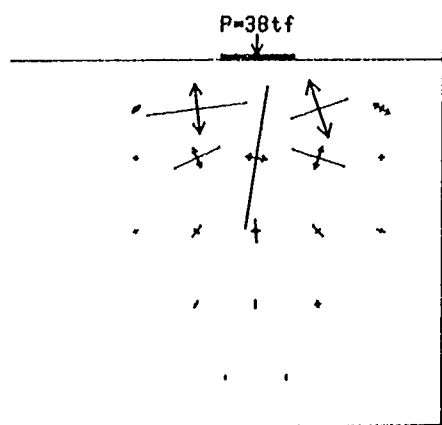
Principal Strain No. 4-1

Geo. Scale (cm) Strain Scale (%)
0 40 80 0.0 0.5 1.0

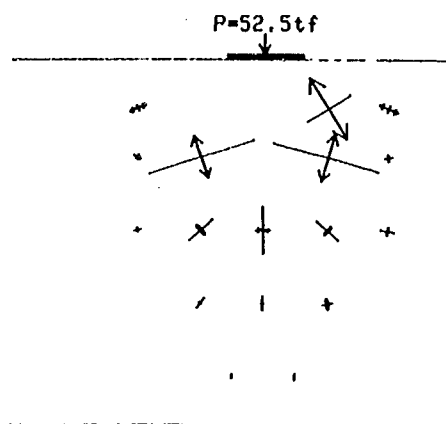
Principal Strain No. 4-1

图 3.1.28(4) 地 盤 内 歪

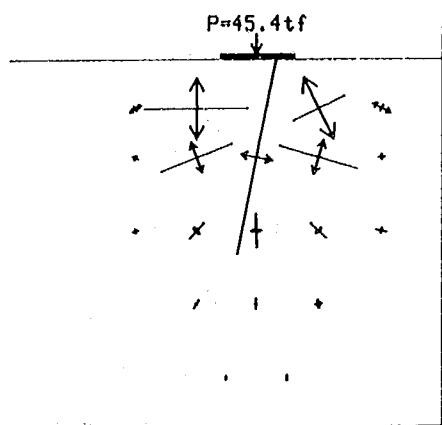
St.17



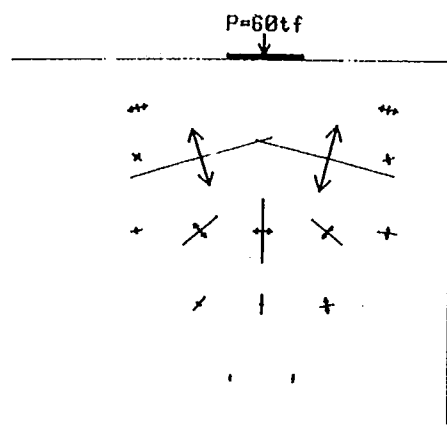
St.19



St.18



St.20



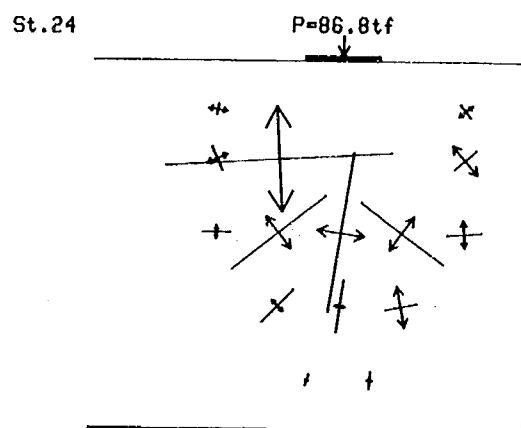
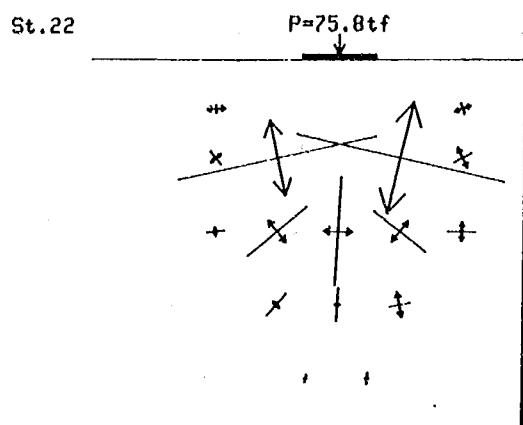
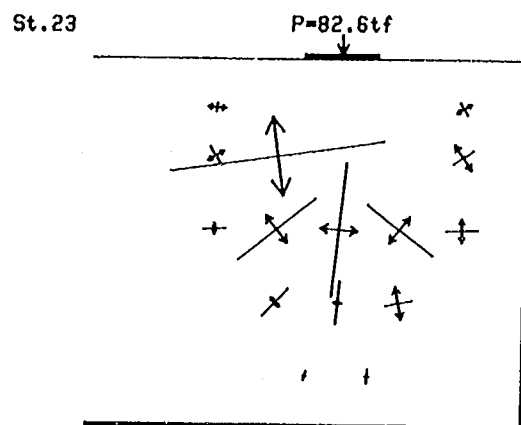
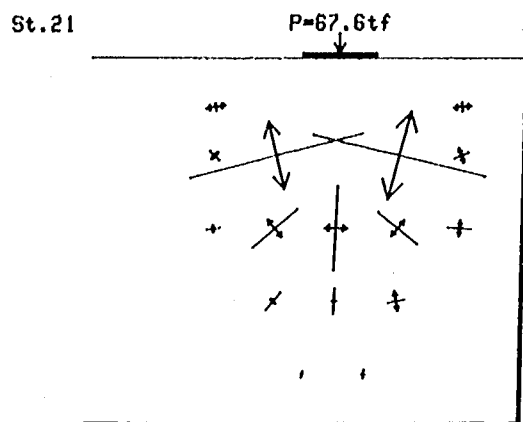
Geo.Scale (cm) Strain Scale (%)
0 40 80 0.0 0.5 1.0

Geo.Scale (cm) Strain Scale (%)
0 40 80 0.0 0.5 1.0

Principal Strain No.4-1

Principal Strain No.4-1

图3.1.28(5) 地盤内歪



Geo.Scale (cm) Strain Scale (%)
 0 40 80 0.0 0.5 1.0

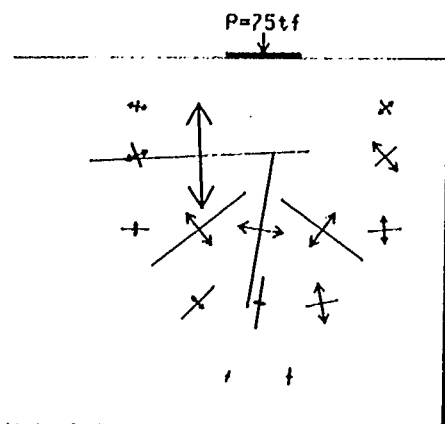
Geo.Scale (cm) Strain Scale (%)
 0 40 80 0.0 0.5 1.0

Principal Strain No.4-1

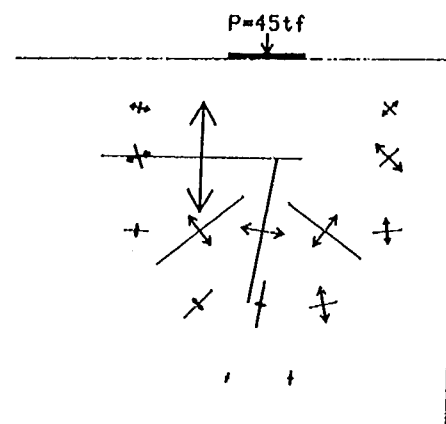
Principal Strain No.4-1

图 3.1.28(6) 地 盤 内 歪

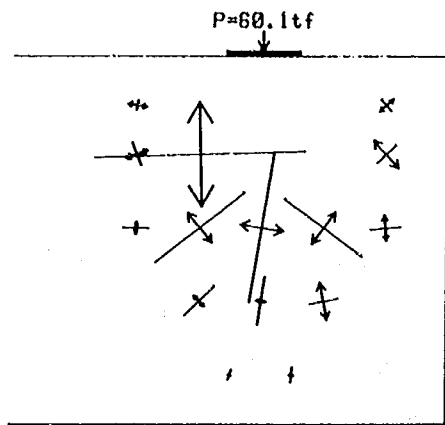
St.25



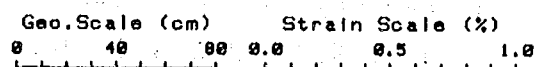
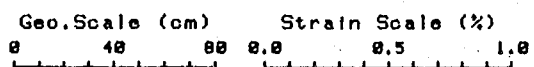
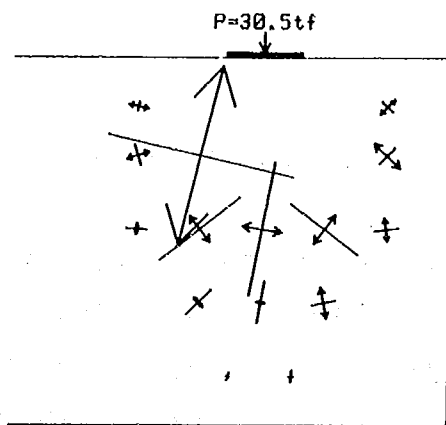
St.27



St.26



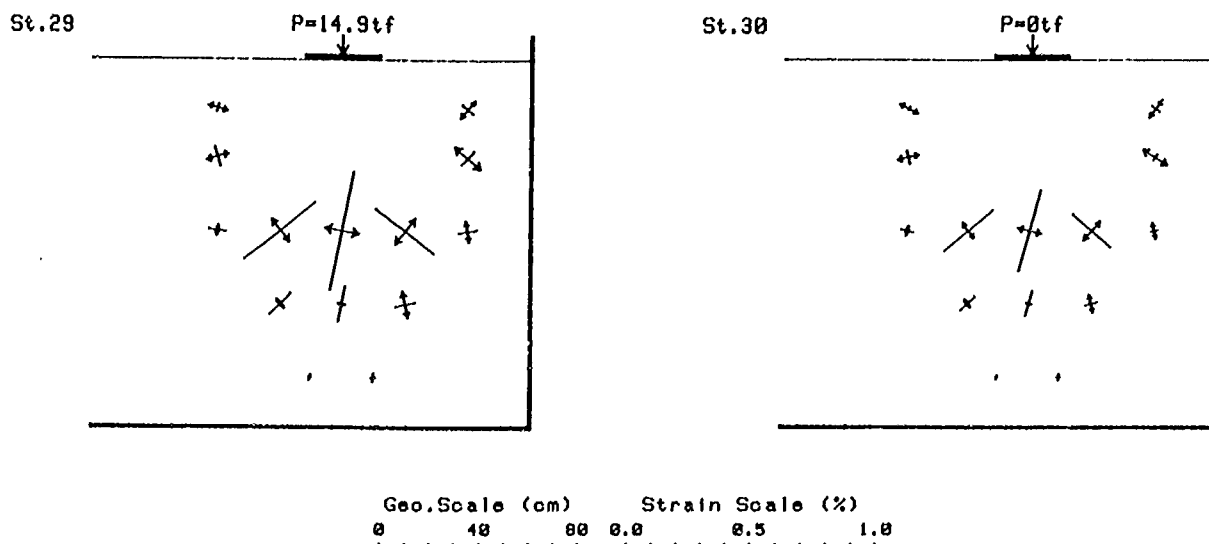
St.28



Principal Strain No.4-1

Principal Strain No.4-1

图3.1.28(7) 地盤内歪



Principal Strain No. 4-1

図 3. 1. 28(8) 地 盤 内 歪

3. 2 統計解析による岩盤の支持力の推定

本項目では平板載荷試験の極限支持力を比較的簡便に実施できる孔内水平載荷試験や、岩盤のコアの一軸圧縮強度等を用いて推定する方法を検討する。既に 2 項で岩盤の各種物理定数間および載荷試験結果の力学的性質、変形性能等の間に相関関係が認められることを述べたが、その中から平板載荷試験の極限荷重を推定する上で重要な要素となる次の関係について検討を加えることとした。

- ① 一軸圧縮強度 Qu と孔内水平載荷試験による変形係数 Eb (図 2. 2. 1)
- ② 孔内水平載荷試験による変形係数 Eb と降伏応力 Pf (図 2. 4. 2)
- ③ 平板載荷試験による降伏支持力 Py と孔内水平載荷試験による降伏応力 Pf (図 2. 4. 7)
- ④ 平板載荷試験による変形係数 Ed と孔内水平載荷試験による変形係数 Eb (図 2. 4. 1)
- ⑤ 平板載荷試験による降伏支持力 Py と変形係数 Ed (図 2. 4. 3)
- ⑥ 平板載荷試験による降伏支持力 Py と極限支持力 Pu (図 2. 4. 6)

上記各相関図の関連性は図 3. 2. 1 に示す通りである。同図から一軸圧縮強度や孔内水平載荷試験による変形係数、降伏応力が間接的であるが平板載荷試験から求まる極限支持力と関連があることが判る。これらの関連性をいかにして極限支持力の推定に結びつけるかが問題であるが、ここでは各相関を最小二乗法を用いて式化し、その回帰式の帰却水準を定めて極限荷重推定までに介在している中間変数を順次推定して行き、最終的に極限荷重を得るという方法を取った。図 3. 2. 1 内に記載されている数式は両対数表上における各種力学定数の相関図にプロットされた点を最小二乗法を用いて対数 1 次式

$$\text{Log } Y = A + B \cdot \text{Log } X$$

に回帰した結果である。図 3. 2. 2 ~ 図 3. 2. 7 は①~⑥の図に上記の回帰式(平均値)と信頼区間を記入したものである。同図には相関係数も表示したが、いずれも相関性はよく、これらの相関関係を利用して実

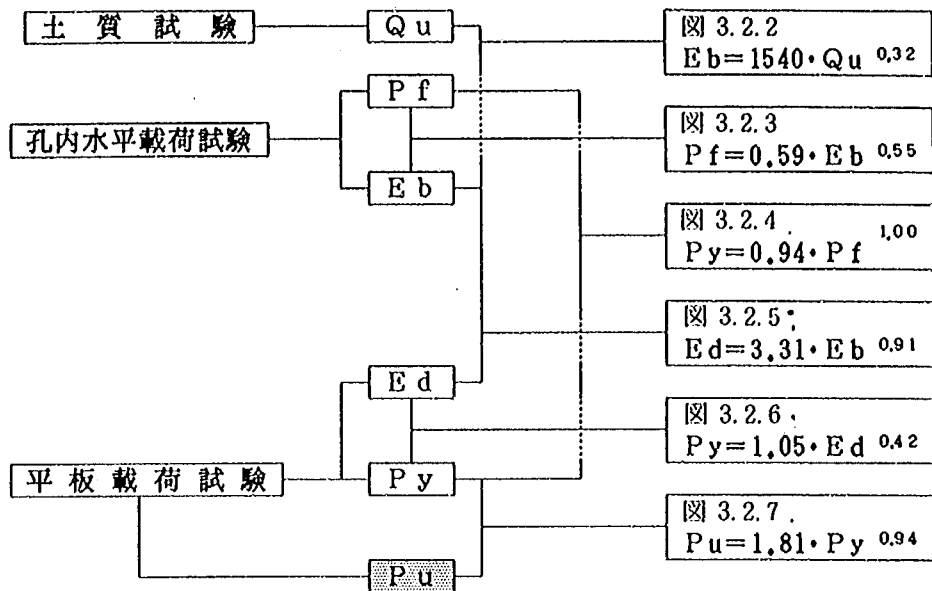


図 3.2.1 各種試験値の関連図

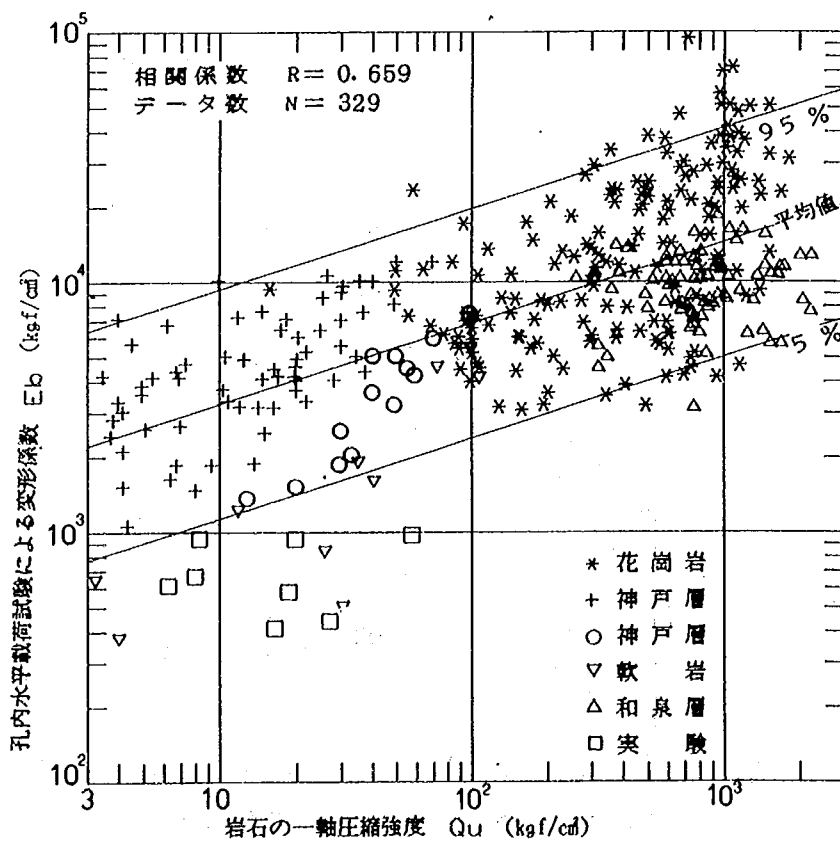


図 3.2.2 岩石の一軸圧縮強度と孔内水平載荷試験による変形係数の関係

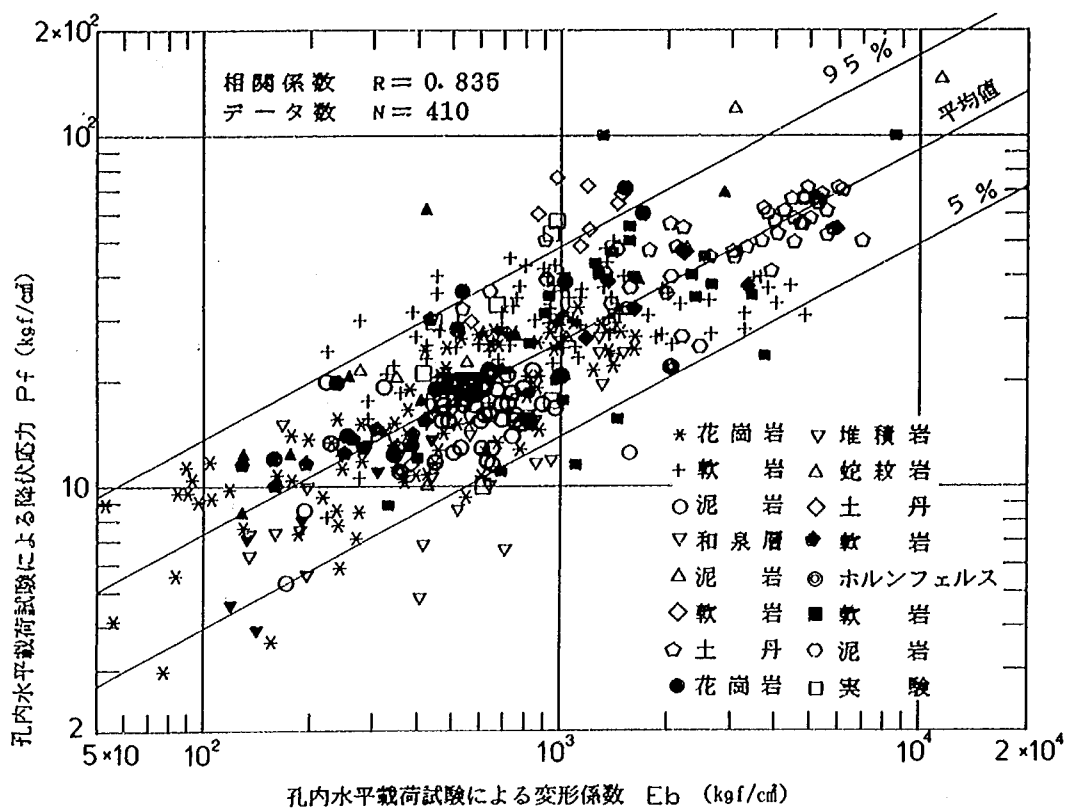


図 3. 2. 3 孔内水平載荷試験による変形係数と降伏応力の関係

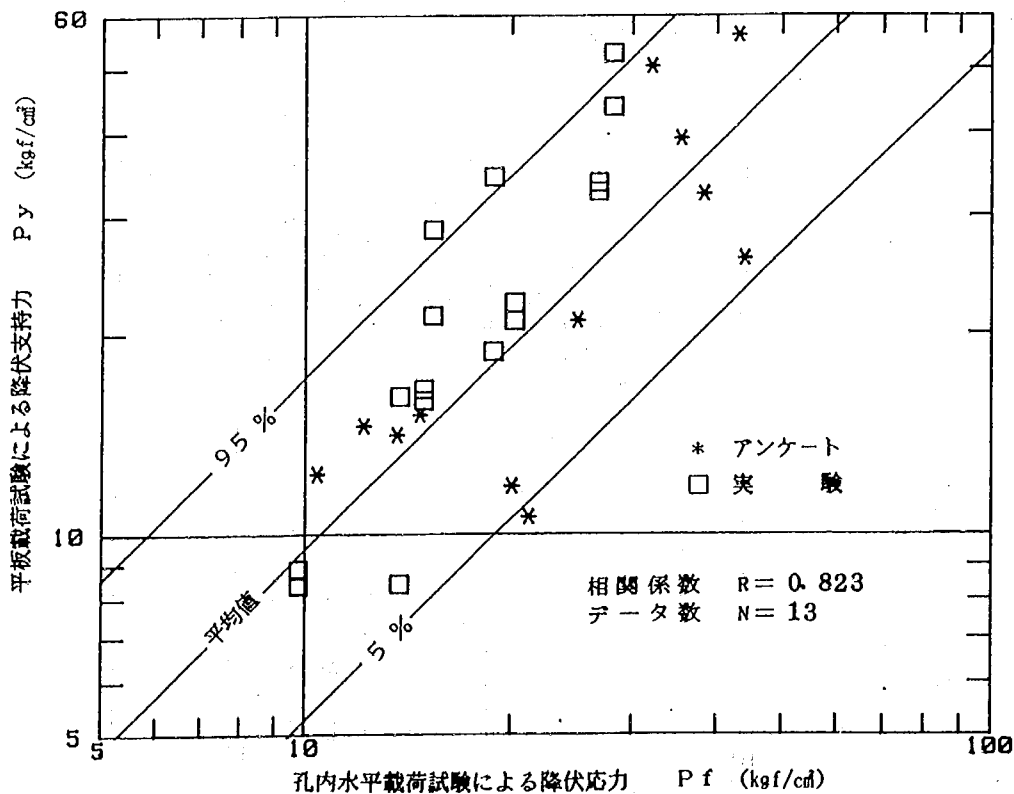


図 3. 2. 4 孔内水平載荷試験による降伏応力と平板載荷試験の降伏支持力の関係

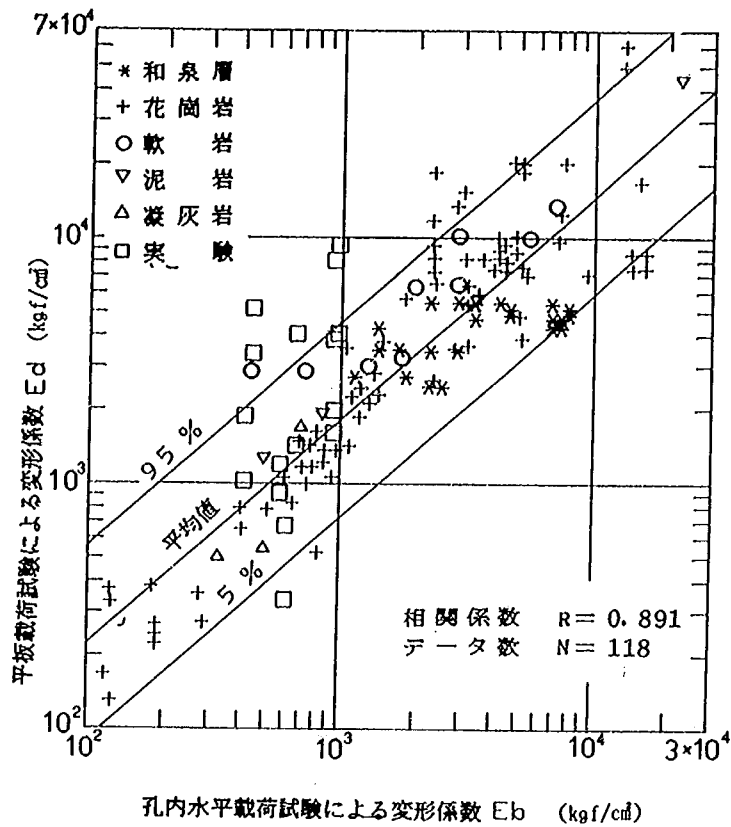


図 3.2.5 孔内水平載荷試験による変形係数と平板載荷試験による変形係数の関係

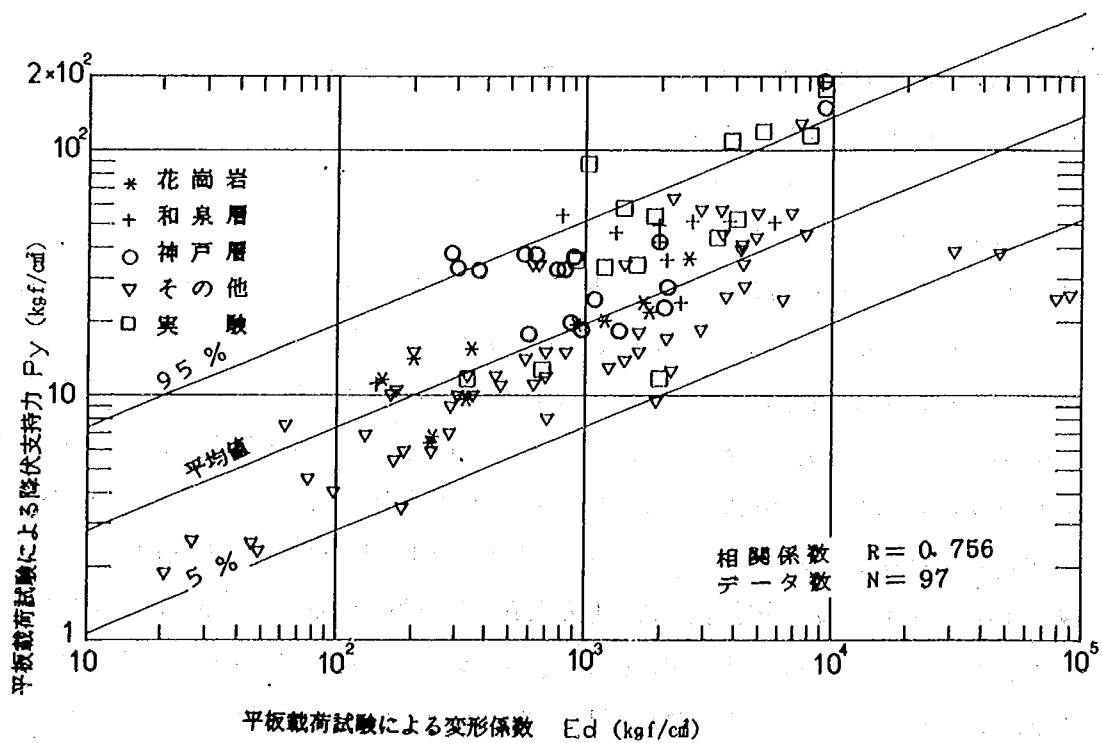


図 3.2.6 平板載荷試験による変形係数と降伏支持力の関係

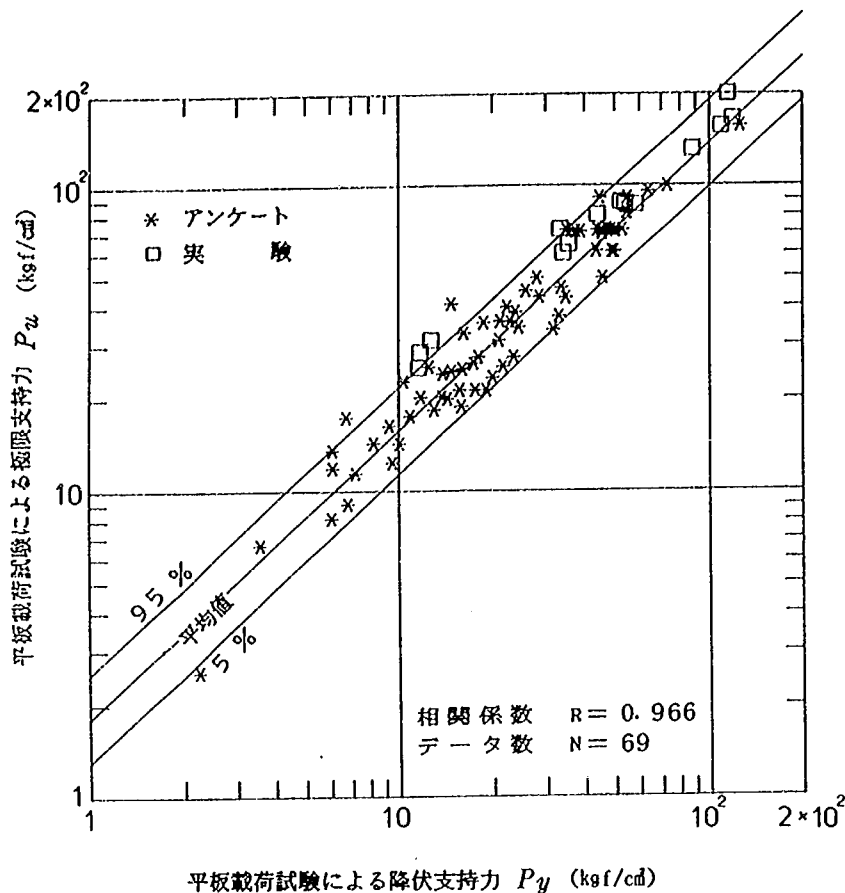


図 3. 2. 7 平板載荷試験の降伏支持力と極限支持力の関係

際の荷重状態に近い平板載荷試験の降伏支持力、極限支持力の推定が可能であることが確認できる。図 3. 2. 1 に示した各種試験値の関連から P_y 、 P_u を推定する経路は次の 2 通りが考えられる。

- ① $Q_u \rightarrow E_b \rightarrow E_d \rightarrow P_y \rightarrow P_u$
- ② $Q_u \rightarrow E_b \rightarrow P_f \rightarrow P_y \rightarrow P_u$

①方法では Q_u か E_b が求まれば、また②方法では Q_u あるいは E_b 、 P_f が求まれば平板載荷試験を実施せずに P_u の推定が可能であることを示している。ただし、 Q_u あるいは E_b から P_u を推定する場合には P_u を得るまでに多くの相関関係を経るために個々の相関関係が高くとも、その結果推定される P_u の値はばらつきがかなり大きくなるものと思われる。したがって、この方法を適用する場合にはばらつきの評価を十分に行わなければならないことが判る。今回は各相関図の信頼区間を定めてばらつきの評価を行い、平板載荷試験の極限支持力推定の検討を行った。各相関図の信頼区間は回帰式による Y 座標の測定値 Y と推定値 y の差 ($\log Y - \log y$) を確率変数としたときの分布から求めた。分布形は図 3. 2. 8～図 3. 2. 13 に示すように、図 3. 2. 10 を除いて正規分布に良く適合している。信頼区間は正規分布の片側 5% 有意水準より上限値 95%、下限値 5% を定めた。なお、図 3. 2. 1 において $Q_u - P_u$ 相関図、 $E_b - P_u$ 相関図等中間変数を介在しないで推定し得る有効な相関図を得ることができれば、より正確な支持力推定を行うことが可能であるのだが、アンケート調査からは有効なデータをつかむことができなかった。

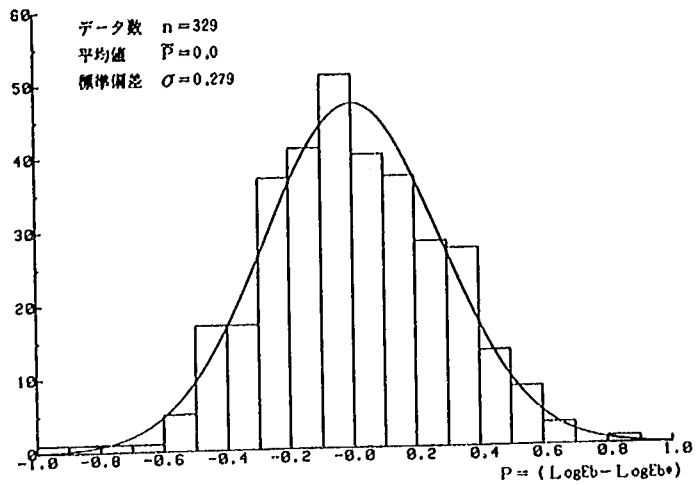


図 3.2.8 $Eb - Qu$

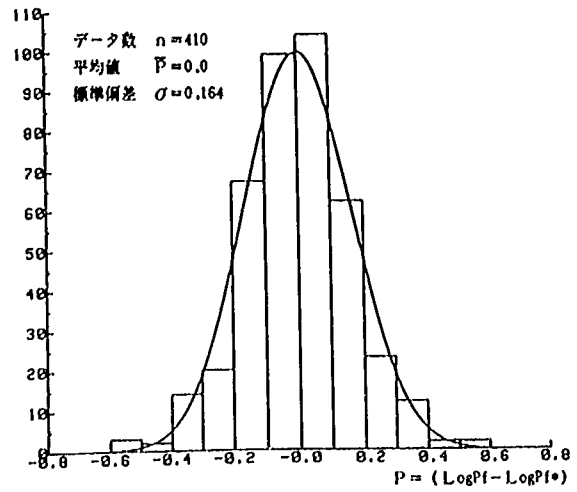


図 3.2.9 $Pf - Eb$

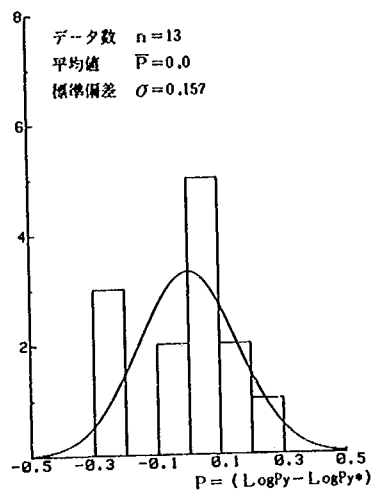


図 3.2.10 $Py - Pf$

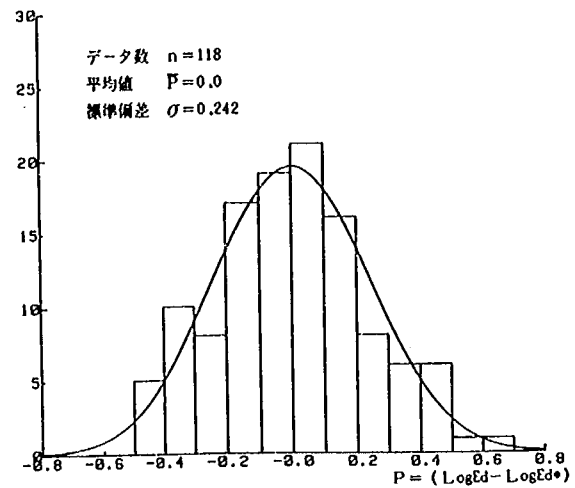


図 3.2.11 $Ed - Eb$

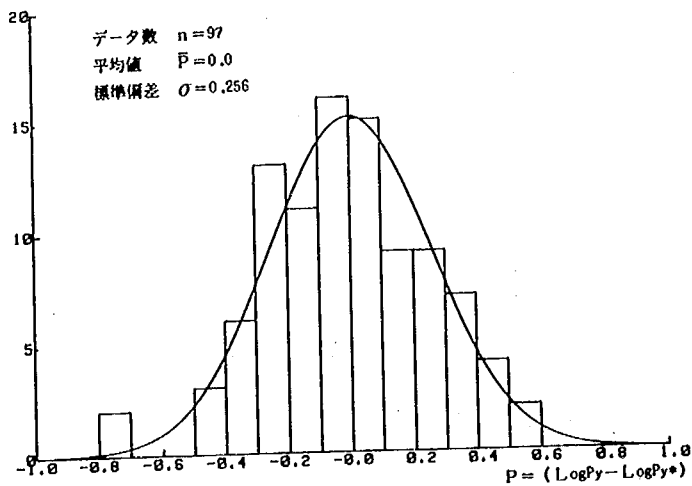


図 3.2.12 $Py - Ed$

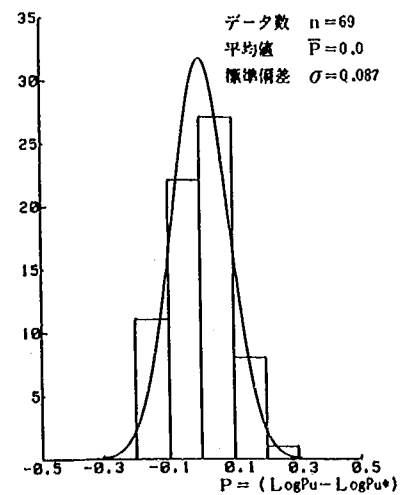


図 3.2.13 $Pu - Py$

測定値と回帰式との差 $P = (\text{Log } Y - \text{Log } y^*)$ の確率分布

①方法と②方法から信頼の高い支持力推定を行うためには、 P_u 推定フローの中で P_u に近い側の要因をもとにして極限支持力を推定することが望ましいが、ここでは岩盤の物性を代表すると考えられる一軸圧縮強度 Q_u に着目して支持力推定を行うとともに、孔内水平載荷試験結果から支持力推定を行う一手法として E_b から支持力を推定した結果を示す。図 3.2.14、図 3.2.15 は各土質定数間の回帰式(1)式(表 3.2.1 に係数および標準偏差を示す)を用いて同じ信頼区間を定めて順次計算を行って推定した Q_u-P_y 、 Q_u-P_u の結果であり、前者は①方法、後者は②方法によるものである。なお、 P_y-P_u 関係はばらつき

表 3.2.1 回帰式の係数及び標準偏差

$$\text{Log } Y = A + B \cdot \text{Log } X \pm Z \cdot \sigma$$

$Z = +1.645$ 95%信頼区間(上限値)

$Z = 0$ 平均値

$Z = -1.645$ 5%信頼区間(下限値)

Y	X	A	B	σ
E_b	Q_u	3.189	0.323	0.279
P_f	E_b	-0.231	0.548	0.164
P_y	P_f	-0.028	1.006	0.157
E_d	E_b	0.520	0.912	0.242
P_y	E_d	0.021	0.423	0.256
P_u	P_y	0.257	0.941	0.087

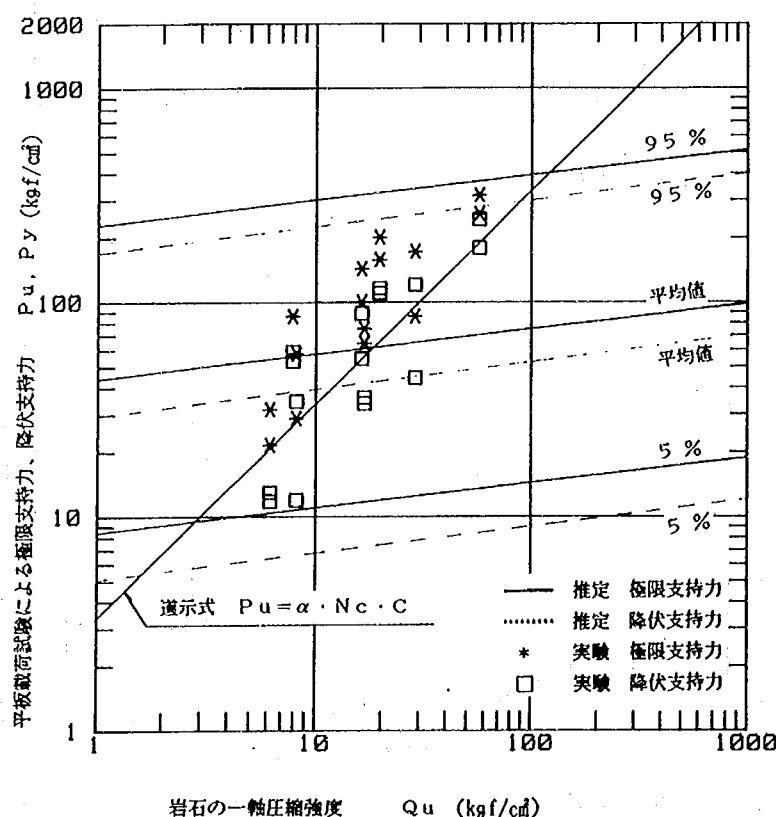


図 3.2.14 ①方法による Q_u から P_u の推定結果

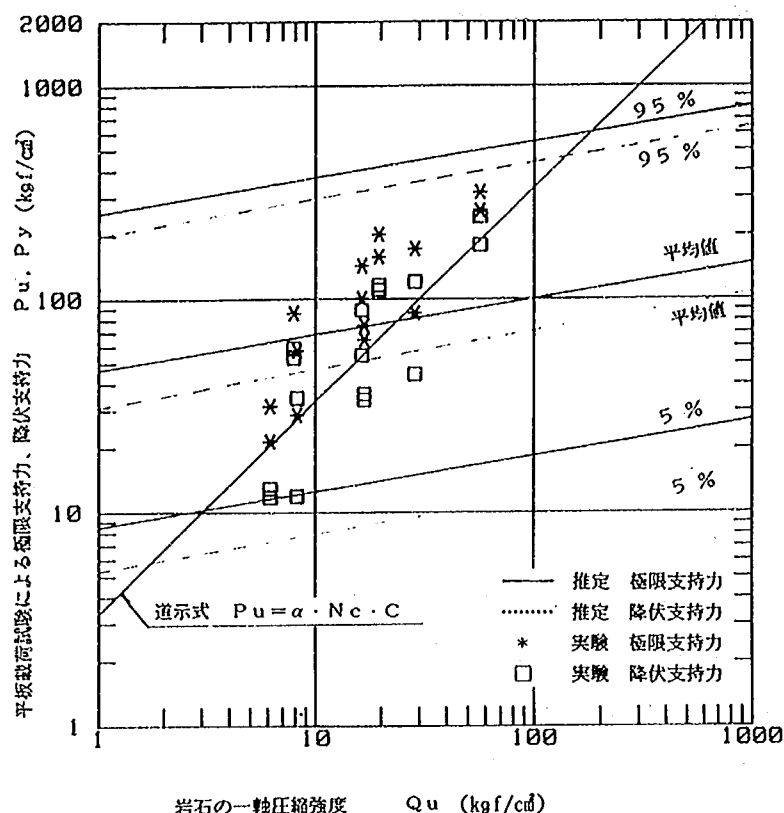


図 3.2.15 ②方法による Q_u から P_u の推定結果

が小さいため平均値を用いて推定した。なお、計算結果は表 3.2.2，表 3.2.3 に示す。

図 3.2.14，図 3.2.15 では同一な岩石コア強度の岩盤であっても推定 P_u は上限値と下限値とでは大きな差が生じることを示している。これは岩盤としての物性と岩石の物性が異なるためと考えられ、新鮮な岩盤ほど上限値に、風化が著しいものあるいは層理、片理、節理等の不連続面が多い岩盤ほど下限値に近づく傾向を示しているものと考えられる。また、推定値は不連続面を有する岩盤や種類の異なる岩盤のデータを含んだ値であることを考慮すると均質地盤においての実験結果は推定の上限値を示すものと考えられたが、実験結果の Q_u と P_u は 1 次の関係となり推定結果の広い範囲に分布し、道路橋示方書の静力学公式を用いて計算した値 ($C = 1/2 Q_u$, $\phi = 0$, $\alpha = 1.3$) は実験の極限支持力の下限値を示した。今回の統計処理では岩盤の不連続面の影響を評価すべき有効なデータが得られなかったが、図 3.2.2 ～ 図 3.2.7 のデータには亀裂、岩種の違い等による様々な岩盤の物性が評価されているものと考え、岩盤上の直接基礎の常時許容鉛直支持力を表 3.2.4 に提案する。なお、方法②は P_f と P_y の関係がデータ不足のためばらつきが大きく、推定結果の $Q_u \sim P_u$ は信頼性が低いので今回の検討からは除外する。提案した支持力推定値の根拠は以下に述べる通りである。

- a) Q_u が 100 kgf/cm^2 以上の中硬岩、硬岩は岩盤の物性に著しく影響されるため亀裂の多少で分類した。亀裂の多いものは常時（長期）の荷重に対し、地盤の弾性範囲内を保証する値として降伏支持力 P_y の下限値である 5% 信頼値、亀裂の少ないものは極限支持力 P_u の平均値の $1/3$ を常時支持力とした。
- b) Q_u が $10 \text{ kgf/cm}^2 \sim 100 \text{ kgf/cm}^2$ の軟岩に対する常時許容支持力は降伏支持力 P_y の下限値である 5%

信頼値とした。その理由は以下の通りである。

均質地盤での実験結果は一軸圧縮強度が増加するにしたがって極限支持力が増加する傾向にあり、軟岩においても亀裂等の岩盤物性の影響を考慮して支持力を決定する必要性はあるものと考えられる。しかし、実験結果が亀裂を含まない地盤に対するものであるにもかかわらず、実験による極限支持力は亀裂の影響を含んだ統計処理結果の下限值付近から上限値付近の広い範囲に分布しており、実際の岩盤において亀裂が無い場合であっても推定の下限值付近の支持力となる可能性があるため、亀裂が少ない場合においても十分な安全性を持たせた方がよいとの判断から支持力はその下限値とし、 P_y の5%信頼値とした。

c) 図 3.1.1 に今回提案した値を記入したものが図 3.2.16 である。孔内水平載荷試験の変形係数による区分が a, b ($E_b \geq 5,000 \text{ kgf/cm}^2$) で一軸圧縮強度が $Q_u \geq 100 \text{ kgf/cm}^2$ の中硬岩～硬岩では提案の支持力がアンケートによる平板載荷試験の極限支持力 P_u の下限値を示している。また、変形係数による区分が c_1, c_2, d ($E_b < 5,000 \text{ kgf/cm}^2$) の中硬岩～硬岩では提案の支持力と平板載荷試験の極限支持力 P_u が同程度の値となっている。さらに、一軸圧縮強度が $Q_u < 100 \text{ kgf/cm}^2$ の軟岩は提案の支持力が平板載荷試験の極限支持力 P_u の下限値を示している。これらのことより提案の支持力は岩盤の鉛直支持力を与えるものとして、適正な値であると考えられる。

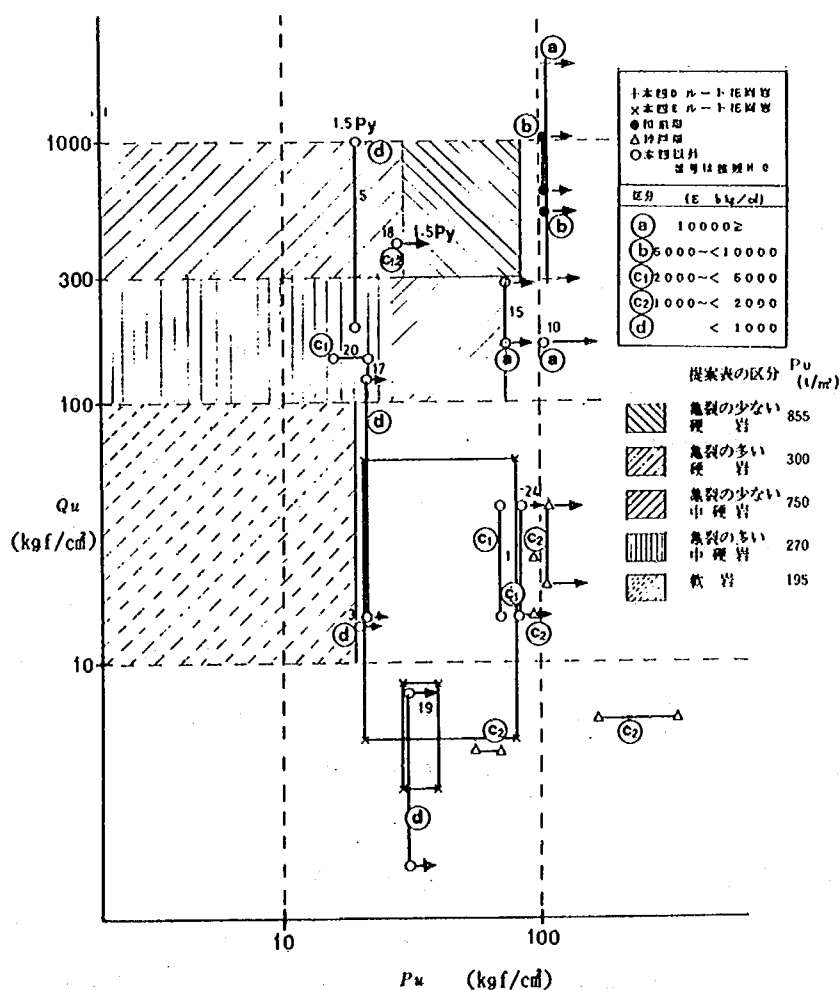


図 3.2.16 アンケート調査による Q_u と P_u の関係および許容支持力提案値

次に、孔内水平載荷試験結果の Eb から Pu を推定した結果を示したのが図 3.2.17 である。計算結果は表 3.2.5 に示す。今回の実験では孔内水平載荷試験結果が実験時の地盤状態を正確にとらえていないため Eb 、 Pf と Pu との関係を確認することができなかったが、孔内水平載荷試験結果は岩盤の不連続面の影響を評価しているものであるため、岩盤の支持力を推定するパラメーターとしては Qu よりも適切なものと考えられる。したがって、岩石コアの一軸圧縮強度試験と孔内水平載荷試験を行い図 3.2.14 と図 3.2.17 より総合的に支持力を判定することによって、より信頼度の高い支持力推定を行うことができるものと考えられる。

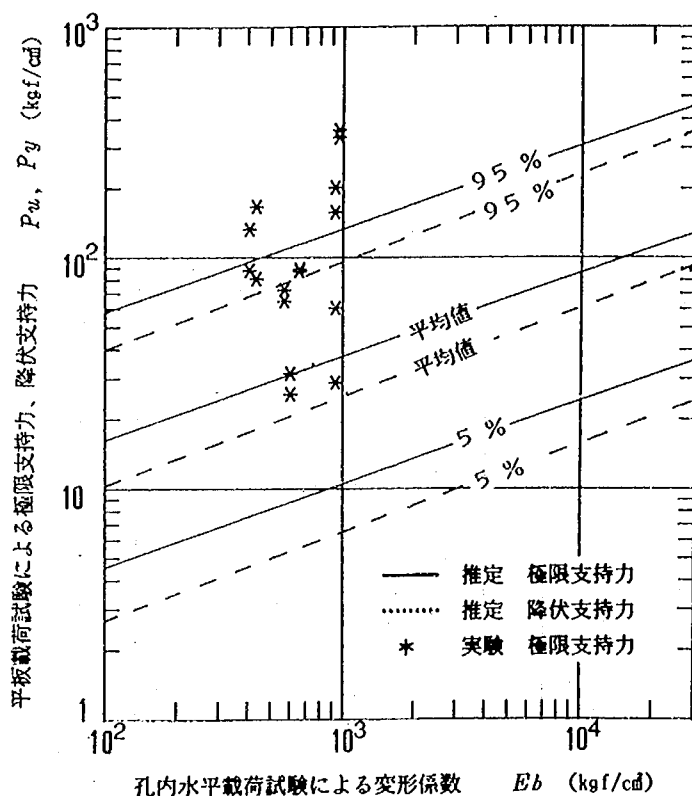


図 3.2.17 ①方法による Eb から Pu の推定結果

表 3.2.4 常時支持力推定表 (提案値)

	亀裂が多い	亀裂が少ない	目安となる一軸圧縮強度
硬 岩	100 (tf/m ²)	285 (tf/m ²)	300 (kgf/m ²) 以上
中 硬 岩	90	250	100 以上
軟 岩	65		10 以上

注) 一軸圧縮強度の単位 (kg/cm²)

亀裂が少ない …… 目安として $Eb \geq 5,000$ kgf/cm²

亀裂が多い …… 目安として $Eb < 5,000$ kgf/cm²

表 3.2.2 方法①による計算結果

(単位 kgf/cm ²)				
Z = 1.645 (95%)				
Qu	Eb	Ed	Py	Pu
10.00	9349.5	34472.8	228.40	299.69
50.00	15723.8	55383.0	279.21	361.93
100.00	19669.4	67928.6	304.40	392.58
200.00	24605.0	83316.1	331.86	425.81
300.00	28047.9	93886.1	349.06	446.55
500.00	33079.4	109132.2	372.00	474.11
1000.00	41380.0	133053.3	405.56	514.25
Z = -1.645 (5%)				
Qu	Eb	Ed	Py	Pu
10.00	1130.3	809.9	6.80	10.98
50.00	1901.0	1301.1	8.32	13.26
100.00	2378.0	1595.8	9.07	14.38
200.00	2974.7	1957.3	9.88	15.60
300.00	3390.9	2205.6	10.40	16.36
500.00	3999.2	2563.8	11.08	17.37
1000.00	5002.8	3144.6	12.08	18.84
Z = 0.00 (平均)				
Qu	Eb	Ed	Py	Pu
10.00	3250.9	5283.8	39.43	57.37
50.00	5467.2	8488.8	48.18	69.28
100.00	6839.1	10411.7	52.53	75.15
200.00	8555.2	12770.2	57.27	81.51
300.00	9752.4	14390.3	60.24	85.48
500.00	11501.8	16727.1	64.20	90.75
1000.00	14388.0	20516.2	69.99	98.44

表 3.2.3 方法②による計算結果

(単位 kgf/cm ²)				
Z = 1.645 (95%)				
Qu	Eb	Pf	Py	Pu
10.00	9349.5	164.0	206.06	371.25
50.00	15723.8	218.0	302.06	486.17
100.00	19669.4	246.5	432.25	546.04
200.00	24605.0	278.7	489.03	613.29
300.00	28047.9	299.4	525.65	656.41
500.00	33079.4	327.7	575.70	715.07
1000.00	41380.0	370.5	651.33	803.13
Z = -1.645 (5%)				
Qu	Eb	Pf	Py	Pu
10.00	1130.3	14.9	7.83	12.53
50.00	1901.0	19.8	10.43	16.41
100.00	2378.0	22.4	11.80	18.43
200.00	2974.7	25.3	13.35	20.70
300.00	3390.9	27.2	14.35	22.16
500.00	3999.2	29.7	15.72	24.14
1000.00	5002.8	33.6	17.78	27.11
Z = 0.00 (平均)				
Qu	Eb	Pf	Py	Pu
10.00	3250.9	49.4	47.40	68.21
50.00	5467.2	65.7	63.12	89.33
100.00	6839.1	74.2	71.42	100.33
200.00	8555.2	83.9	80.80	112.69
300.00	9752.4	90.2	86.85	120.61
500.00	11501.8	98.7	95.12	131.39
1000.00	14388.0	111.6	107.61	147.57

表 3.2.5 方法①による Eb から Pu の計算結果

(単位 kgf/cm ²)			
Z = 1.645 (95%)			
Eb	Ed	Py	Pu
100.0	549.7	39.68	57.71
500.0	2385.5	73.82	103.51
1000.0	4488.7	96.46	133.12
2000.0	8446.1	126.03	171.21
5000.0	19479.4	179.46	238.78
10000.0	36653.5	234.48	307.09
30000.0	99827.6	358.24	457.59
Z = -1.645 (5%)			
Eb	Ed	Py	Pu
100.0	88.7	2.67	4.55
500.0	384.9	4.97	8.17
1000.0	724.2	6.49	10.50
2000.0	1362.8	8.48	13.51
5000.0	3143.0	12.08	18.84
10000.0	5914.0	15.78	24.23
30000.0	16107.1	14.10	36.10
Z = 0.00 (平均)			
Eb	Ed	Py	Pu
100.0	220.8	10.29	16.21
500.0	958.2	19.15	29.07
1000.0	1803.0	25.02	37.39
2000.0	3392.7	32.69	48.09
5000.0	7824.6	46.55	67.07
10000.0	14723.1	60.82	86.26
30000.0	40099.1	92.92	128.53

4. 結 論

(1) 59年度アンケート調査結果によると岩盤調査は、主としてボーリング調査を中心に行われている。物理探査、原位置試験、室内試験については、それほど高い頻度で実施されてはいないが、これらの調査の中で、ボーリング調査と関連する試験である孔内水平載荷試験、コアの一軸圧縮試験等は比較的良好に行われている。したがって、岩盤の支持力を推定するにあたっては、ボーリング孔、あるいはボーリングによって採取されたコアから得られる情報をもとに検討して行くのが合理的な手法であるといえる。

(2) アンケート調査結果によると、岩盤上で直接基礎を採用した約7割もの橋梁における支持力評価が道路橋示方書の支持力推定表に基づいて行われている。このことから、大半の橋梁においてかなり安全側の支持力の値を用いた設計が行われていると考えられるため、精度の良い支持力推定値の見直しが必要である。

(3) アンケート調査結果および模型岩盤による実験のいずれの場合においても岩盤における平板載荷試験結果、孔内水平載荷試験結果、コアの一軸圧縮強度の間には良好な相関関係（図3.2.4～図3.2.7）が認められ、これらの関係は図3.2.1のように表すことができる。また、これらの関係を適切に評価することにより極限支持力を精度良く推定できることが判った。

(4) 設計に用いる岩盤の支持力は、図3.2.1に示す力学定数間の関係図を利用することにより、一軸圧縮強度 Q_u を目安として示すことができる。その際、岩盤の許容支持力は通常の砂質土、粘性土と同様に極限支持力 P_u を安全率3で除した値を用いるのがよいと考えられる。

しかしながら、硬岩、中硬岩の場合支持力は亀裂の有無により大きく影響されることから、亀裂を有する岩盤の許容支持力には砂質土、粘性土と同様に安全率3で評価した値を用いることが必ずしも安全性を確保した設計であるとは言い難い。そこで今回亀裂を有する硬岩、中硬岩の許容支持力に対しては危険率5%を考慮した降伏支持力の値を提案した。

軟岩については一軸圧縮強度の増加に伴い支持力も増加すると言われているが、模型岩盤のような均質な地盤であるにもかかわらずその支持力は、ばらつきが大きく統計処理結果（図3.2.14）にみられるように上限値から下限値の広い範囲に分布している。このため、従来行われているように軟岩の許容支持力をばらつきを考えずに極限支持力の1/3の値として評価することは適切でないと判断された。従って軟岩の許容支持力の推定値についても5%の危険率を考慮した降伏支持力の値を提案した。

以上のことから岩盤の許容支持力を表3.2.4のように設定するものである。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会；道路橋示方書Ⅳ下部構造編，昭和55年
- 2) 土木学会；軟岩～調査・設計・施工の基本と事例，昭和59年
- 3) 土質工学会；地盤の平板載荷試験方法・同解説，昭和58年
- 4) 土木学会；土木技術者のための岩盤力学，昭和50年
- 5) 岡原，小幡，森，津川；第42回年次学術講演会概要集第5部，土木学会，昭和62年

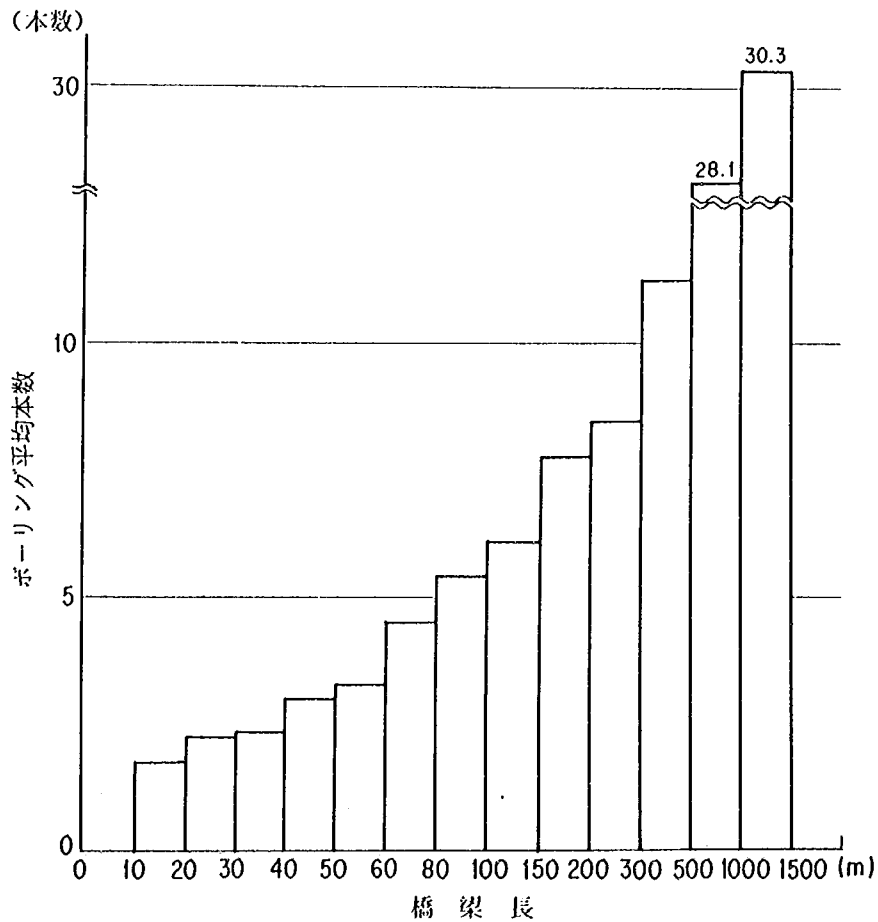
1. アンケート調査

参 考 資 料

橋梁長～ボーリング掘進本数の関係

橋梁長(m)	ボ ー リ ン グ 掘 進 本 数 (本)									計	平均掘進本数(本)
	0	1～2	3～4	5～6	7～8	9～10	11～20	21～50	51以上		
10～ 20	2	9	1	1						13	1.8
20～ 30	7	22	11	2	1					43	2.3
30～ 40	3	34	12	3	1					53	2.4
40～ 50	1	20	24	2	1	1				49	3.0
50～ 60	2	18	16	4	4	1				45	3.3
60～ 80		9	23	12	2	3	2			51	4.5
80～ 100	1	4	20	16	11	4	2			58	5.4
100～ 150	1	3	21	18	11	5	8			67	6.1
150～ 200	1	2	5	13	4	8	5	2		40	7.8
200～ 300		1	9	12	6	5	8	1		42	8.5
300～ 500		1	4	2	2	4	8	3		24	11.2
500～1000	1			1		1	5	3	3	14	28.1
1000～				1			1		1	3	30.3
計	17	123	146	87	43	32	39	9	4	502	5.9

(全体平均)

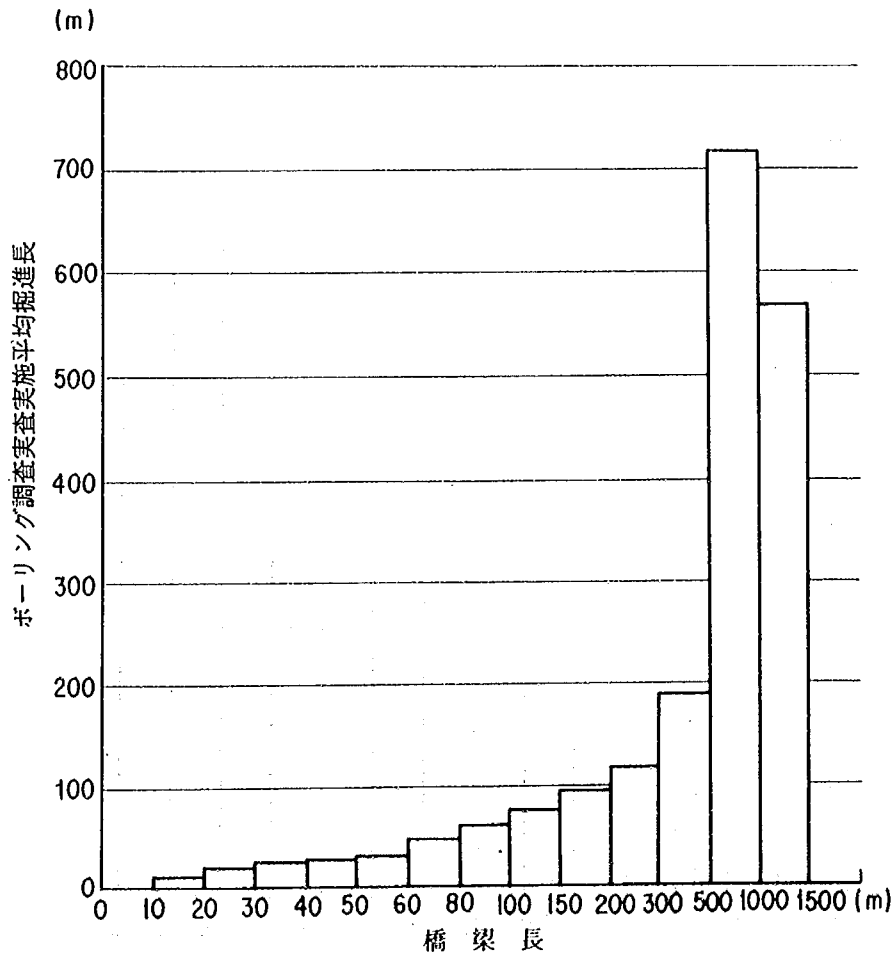


橋梁長～ボーリング平均本数ヒストグラム

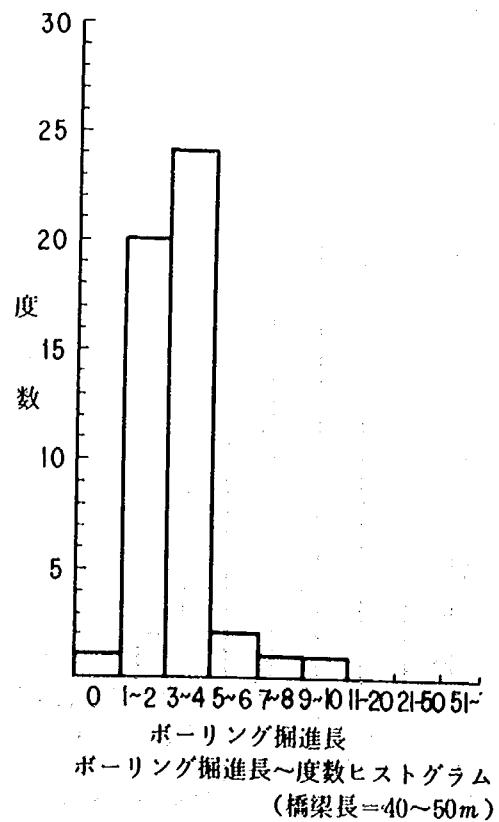
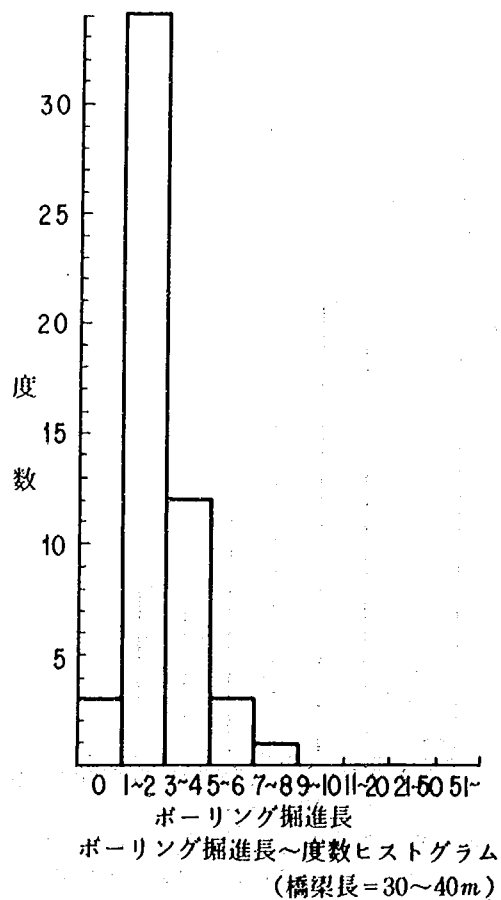
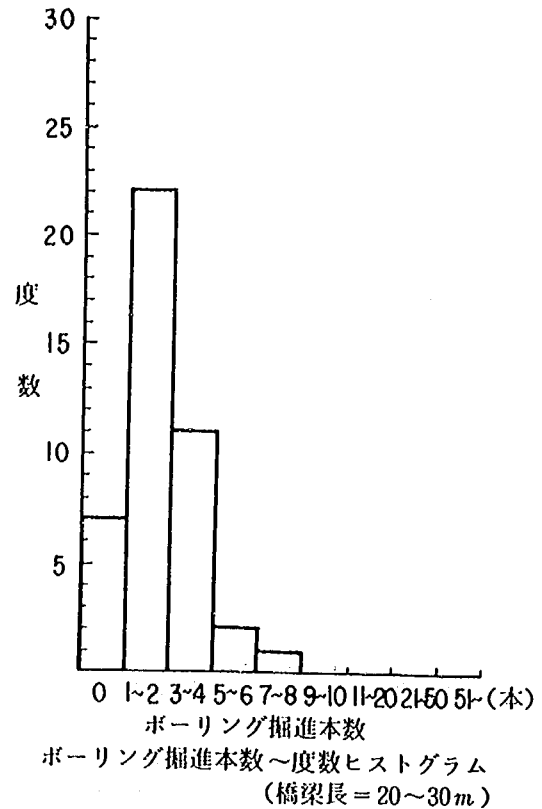
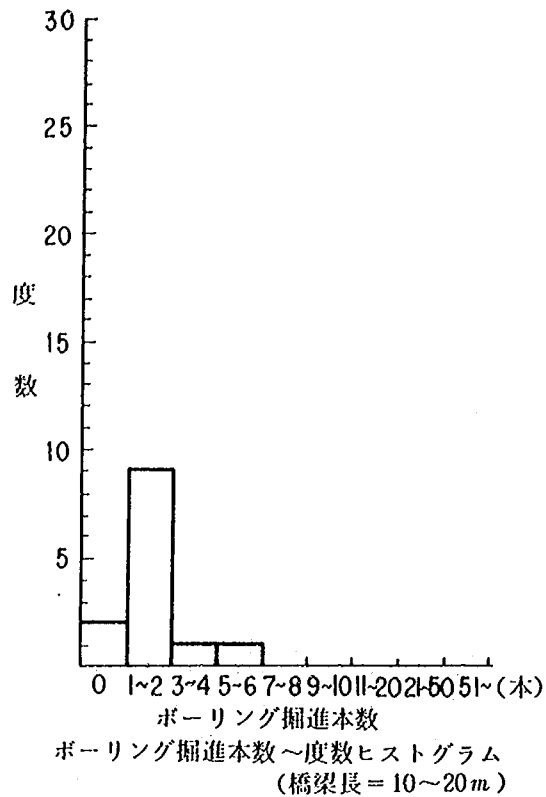
橋梁長～ボーリング掘進長の関係

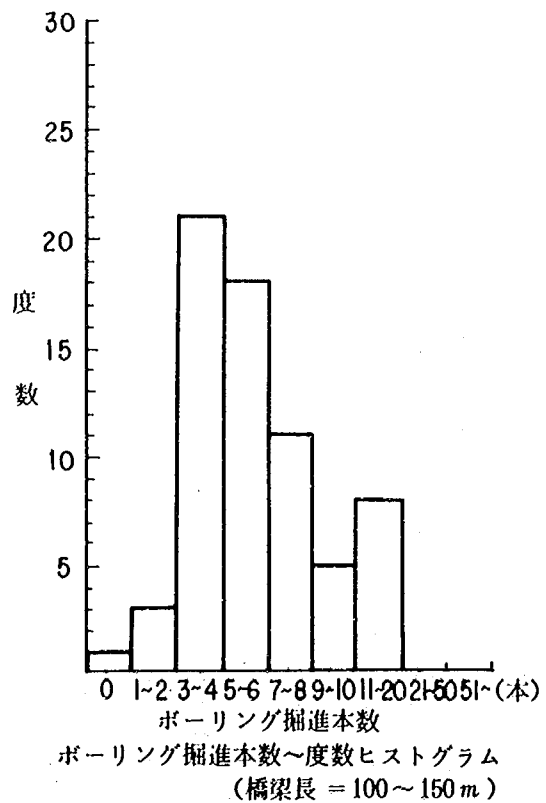
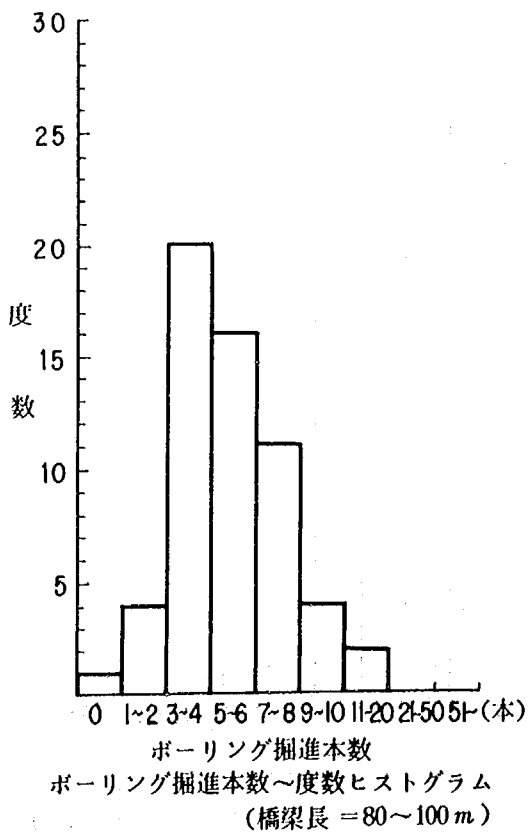
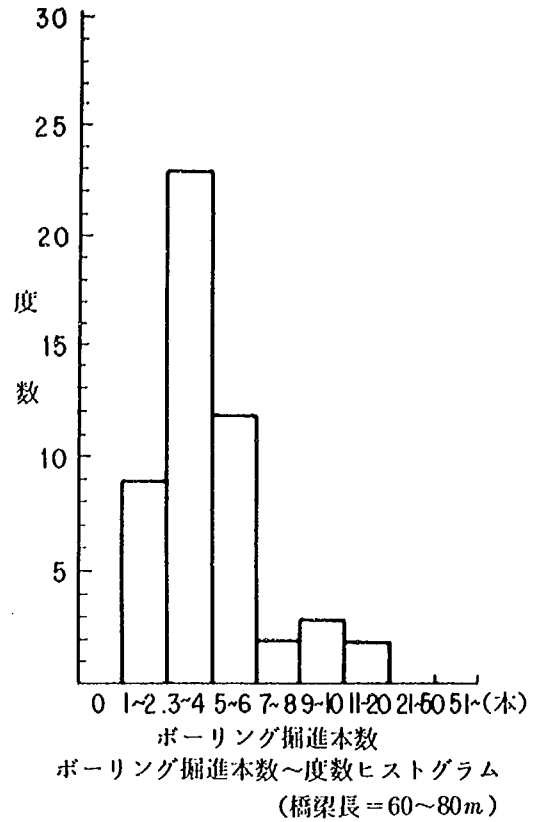
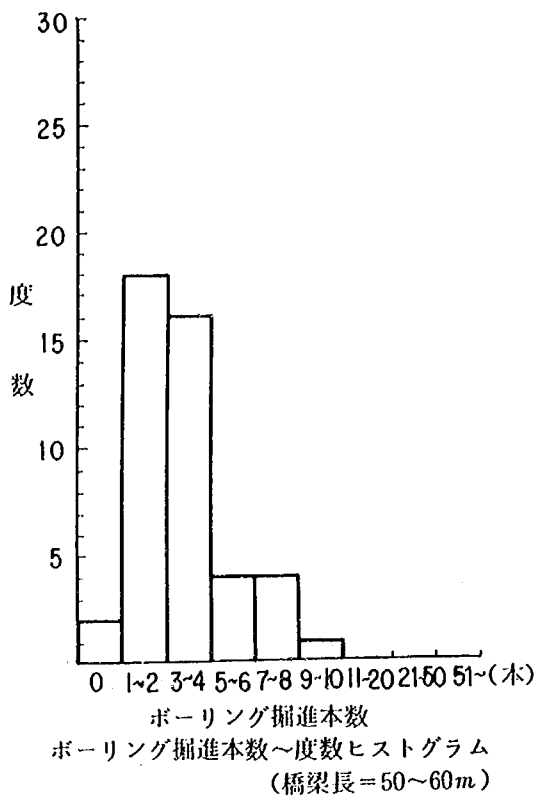
橋梁長(m)	ボ ー リ ン グ 掘 進 長 (L) (m)										計	平 均 掘進長 (m)	1本当 りの平 均掘進 長(m)
	不明	L=0	0<L<20	20≦L<40	40≦L<60	60≦L<80	80≦L<100	100≦L<200	200≦L<500	L≧500			
10～20		2	9	2							13	11.5	6.4
20～30		7	22	10	2		2				43	19.8	8.6
30～40	1	3	27	13	7		1	1			53	24.0	10.0
40～50		1	17	19	10	1		1			49	27.8	9.3
50～60		2	13	18	9	1	2				45	30.6	9.3
60～80			8	17	14	7	3	1	1		51	47.7	10.6
80～100	1	1	5	12	17	12	4	5	1		58	59.1	10.9
100～150	2	1	5	13	14	11	6	14	1		67	71.5	11.7
150～200		1		5	7	6	5	14	2		40	95.7	12.3
200～300			1	3	5	11	3	14	4	1	42	118.3	13.9
300～500			1	1	3	1	3	6	6	3	24	190.7	17.0
500～1000		1						2	4	7	14	719.6	25.6
1000～								1		2	3	568.7	18.8
計	4	17	108	113	88	50	29	60	19	13	502	81.8	13.9

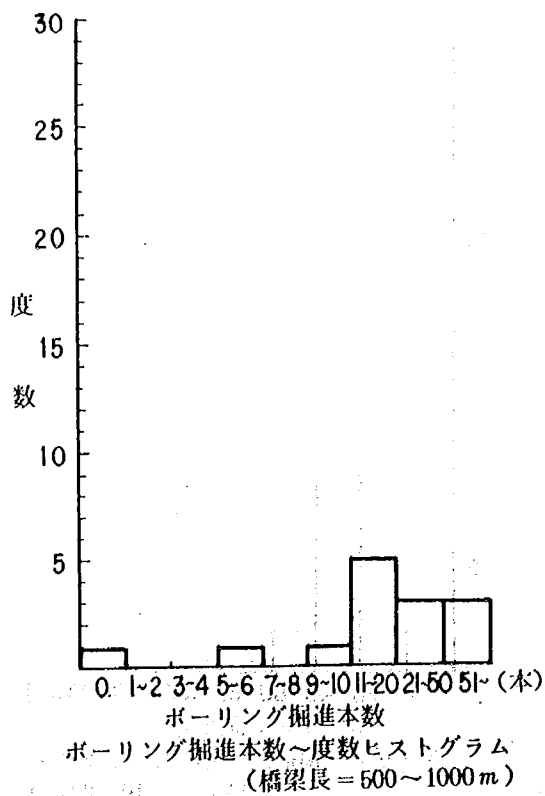
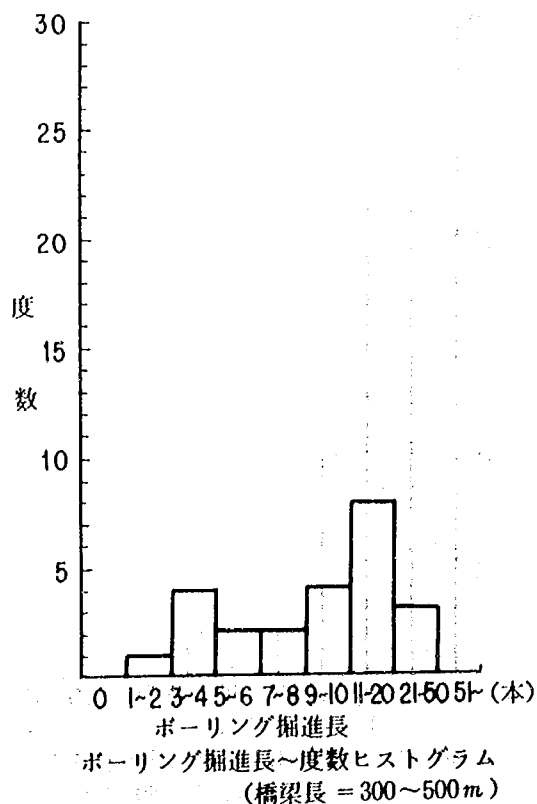
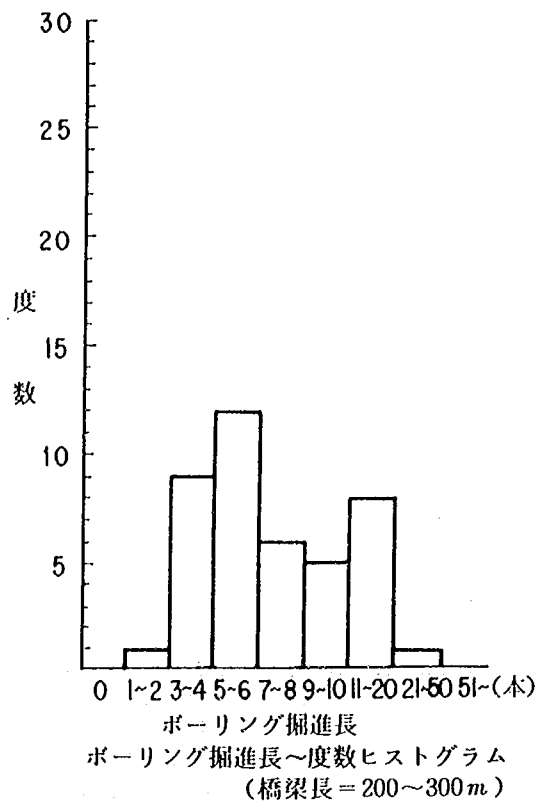
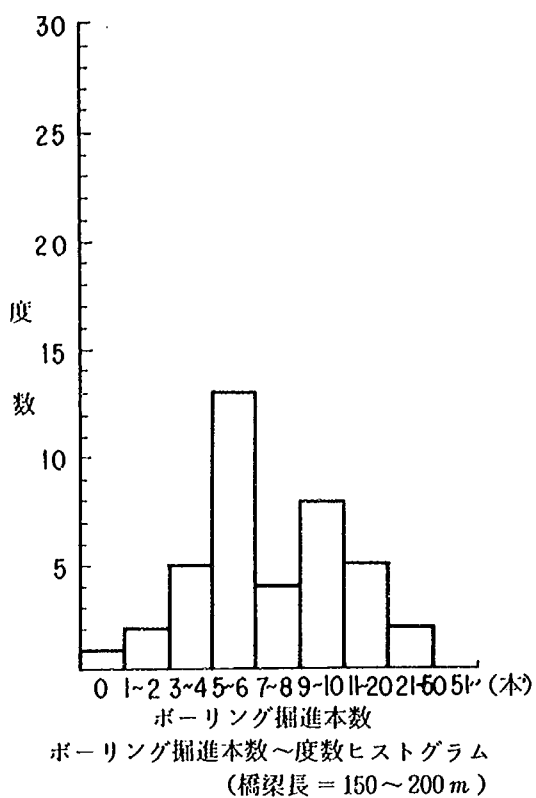
(全体平均)

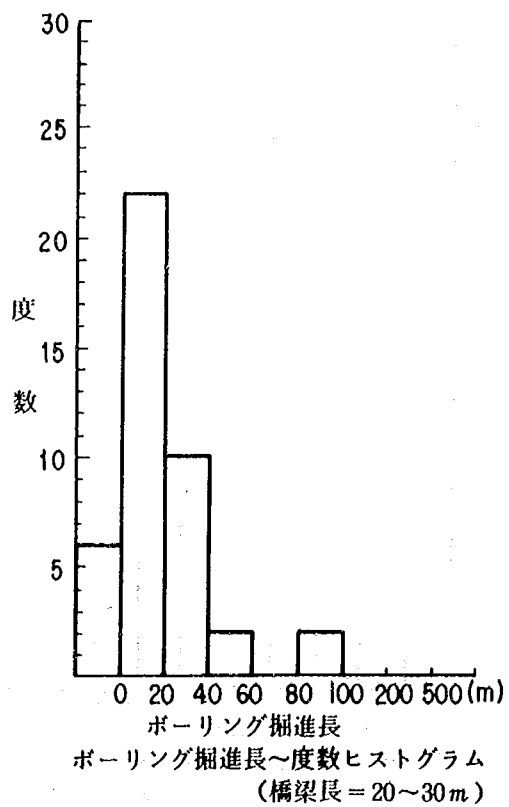
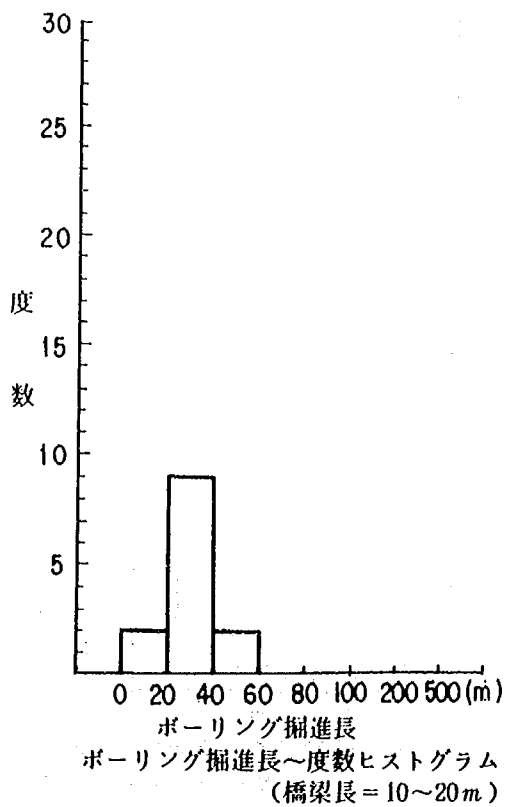
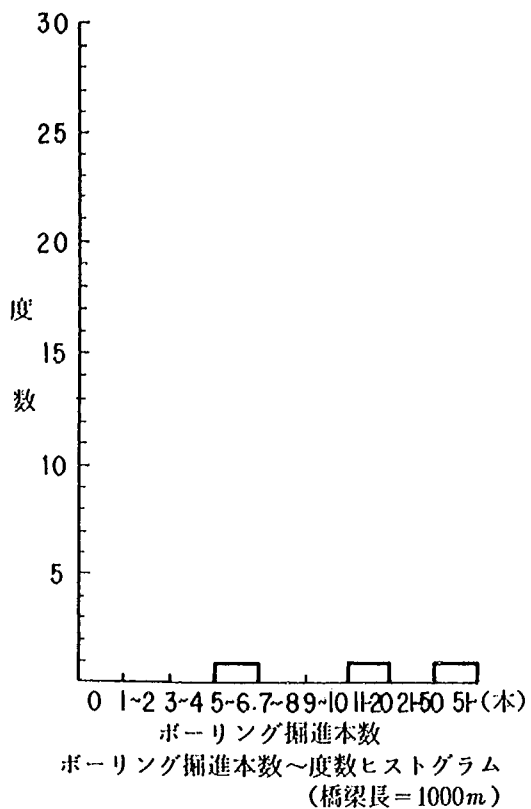


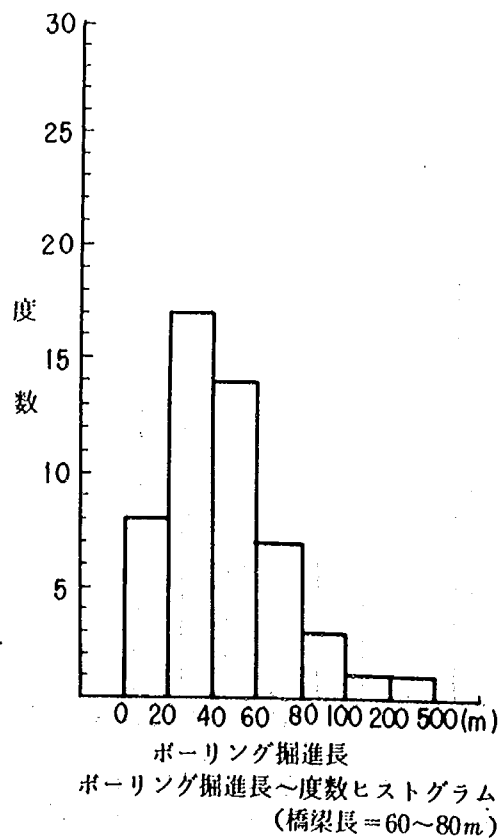
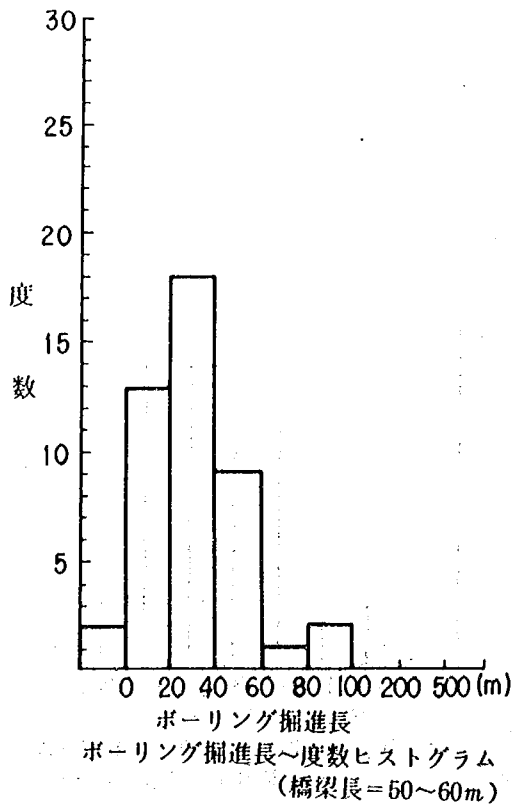
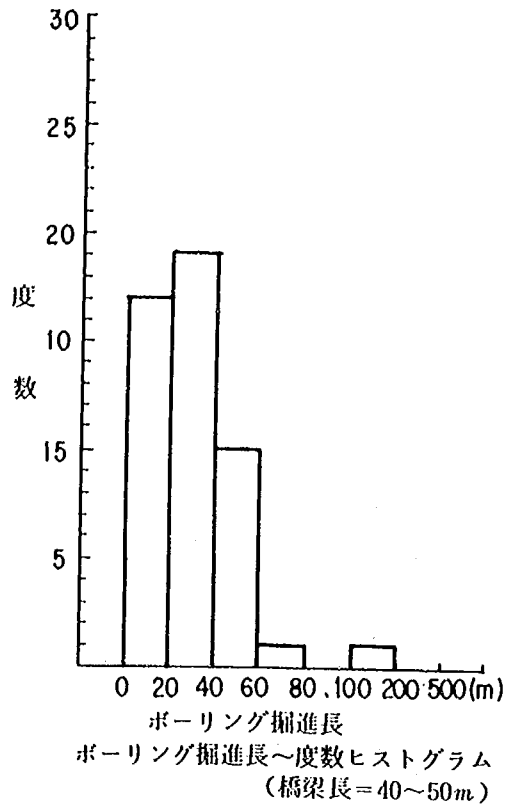
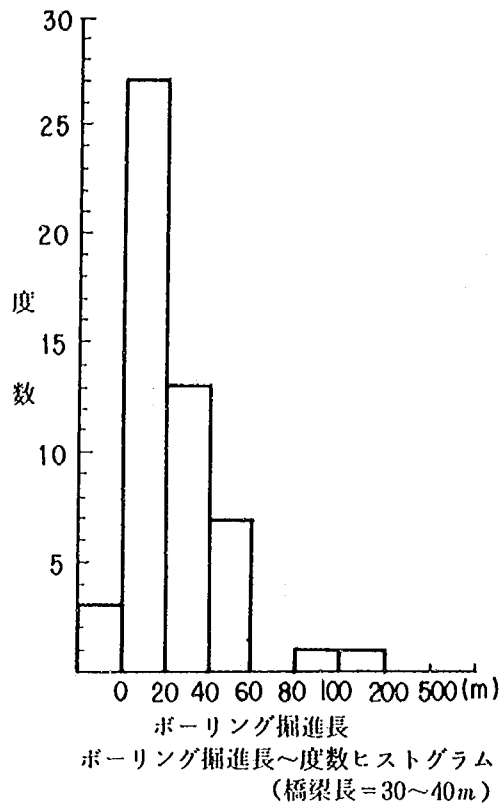
ボーリング調査実施平均掘進長ヒストグラム

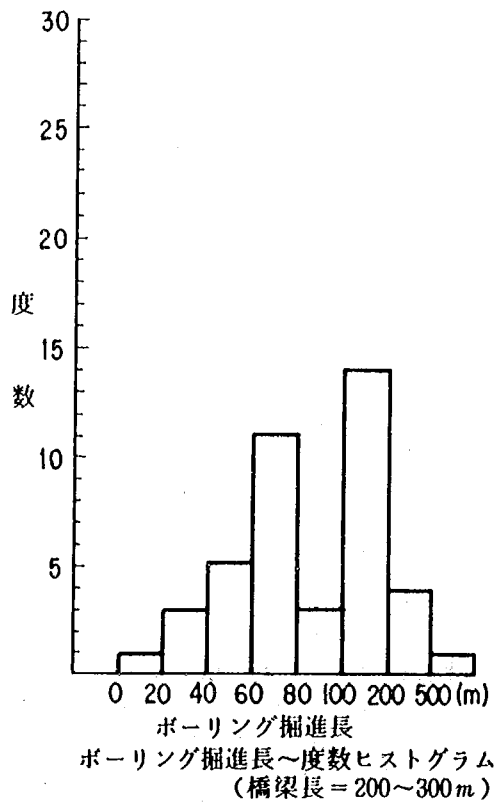
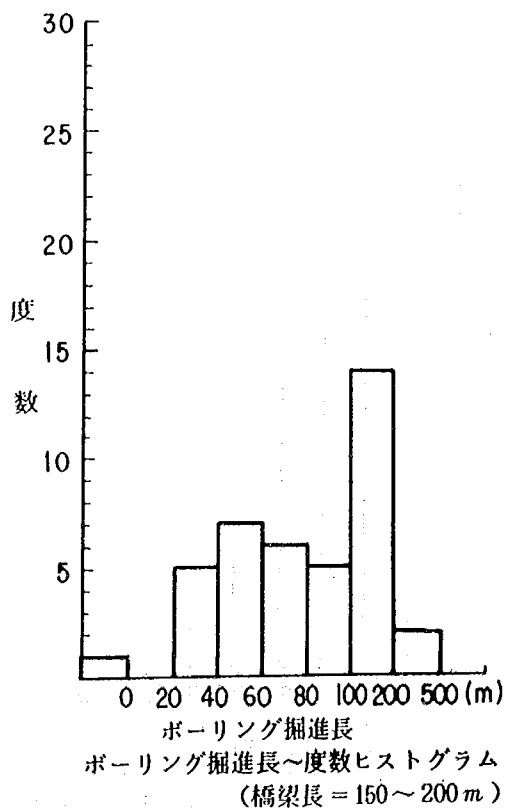
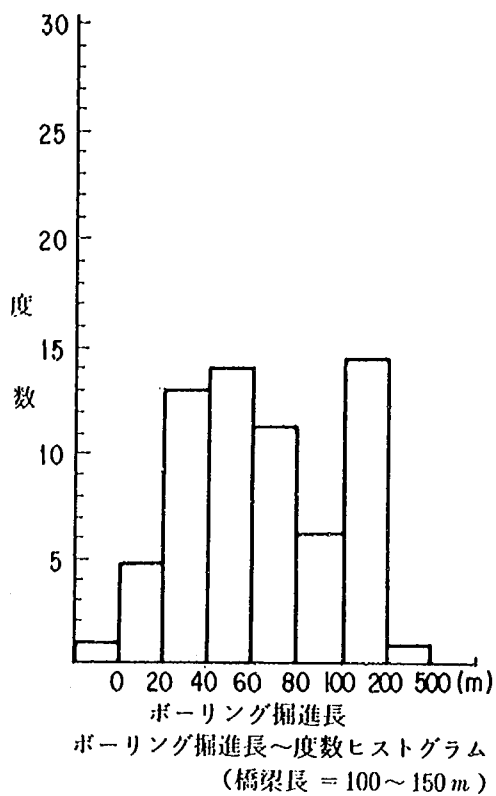
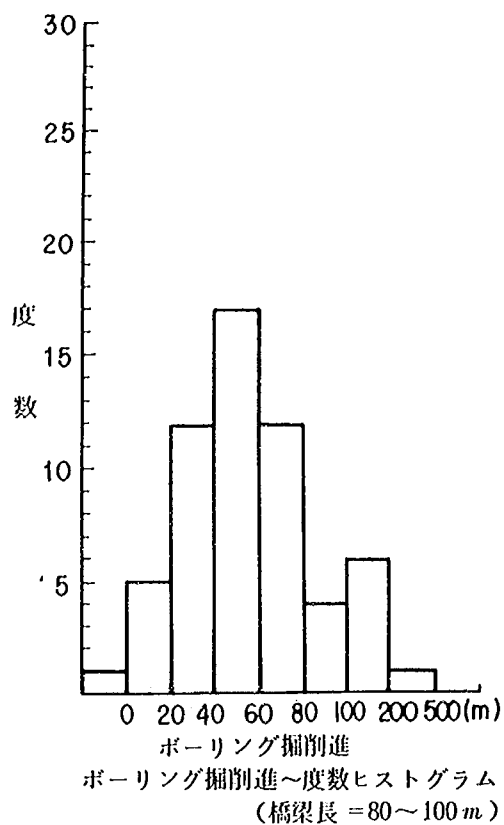


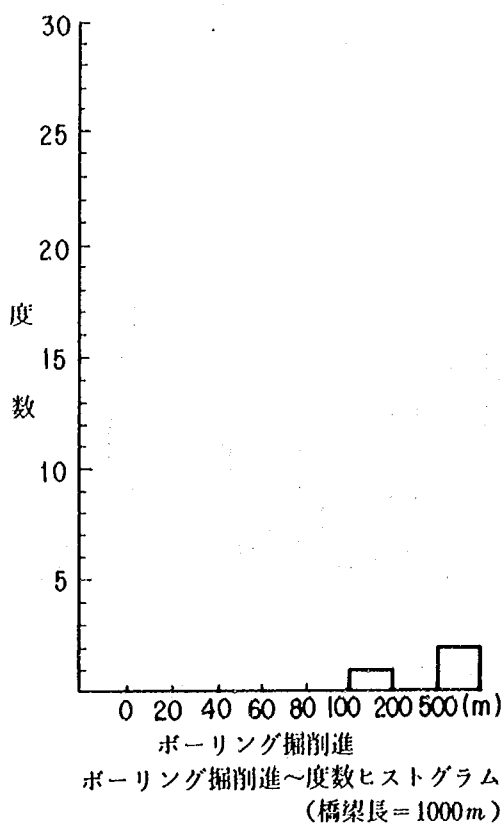
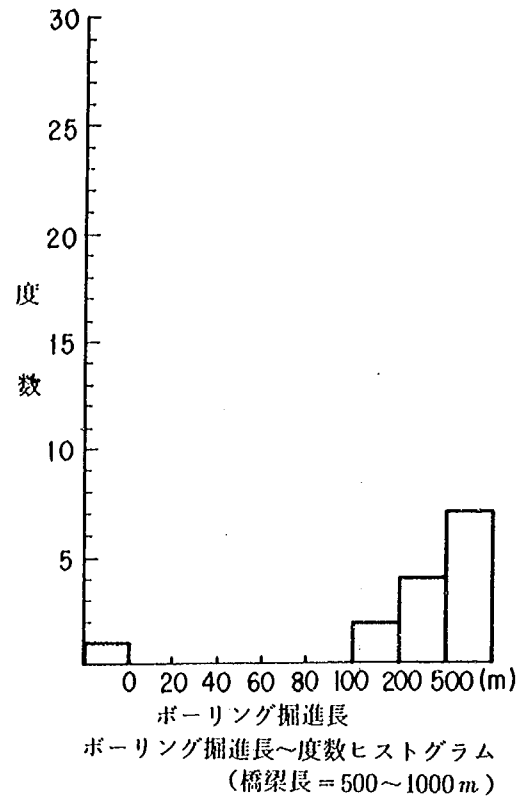
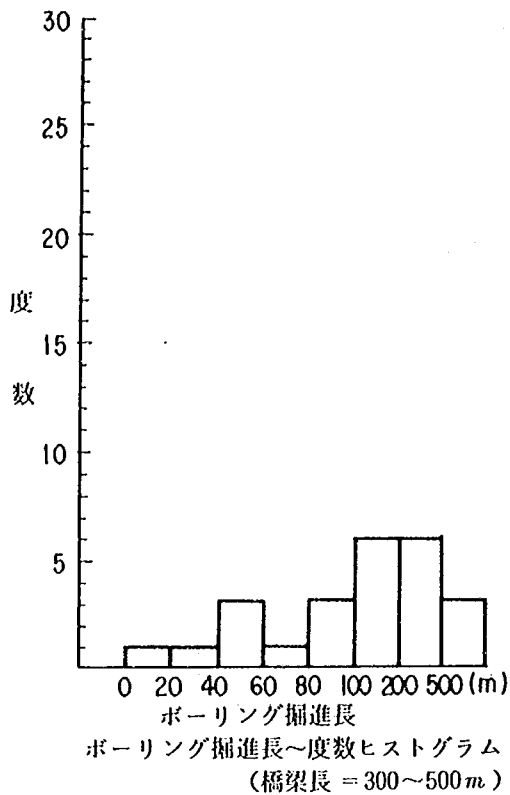






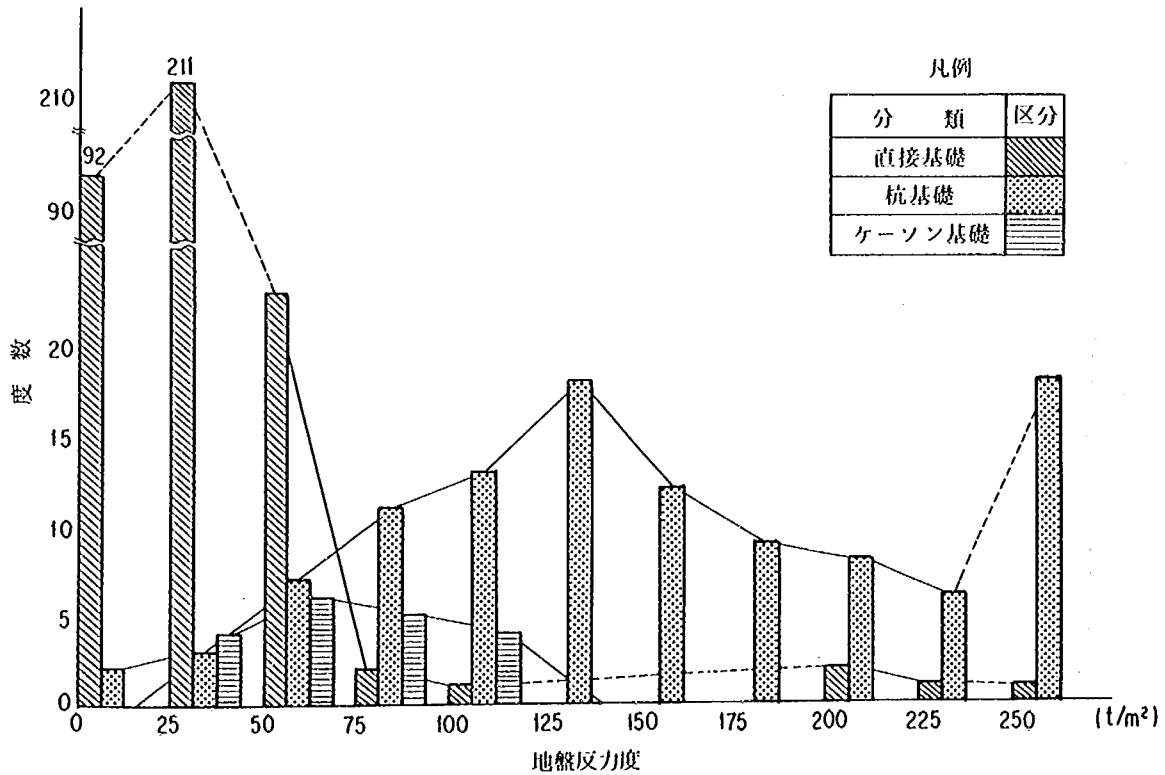






地盤反力度～度数の関係

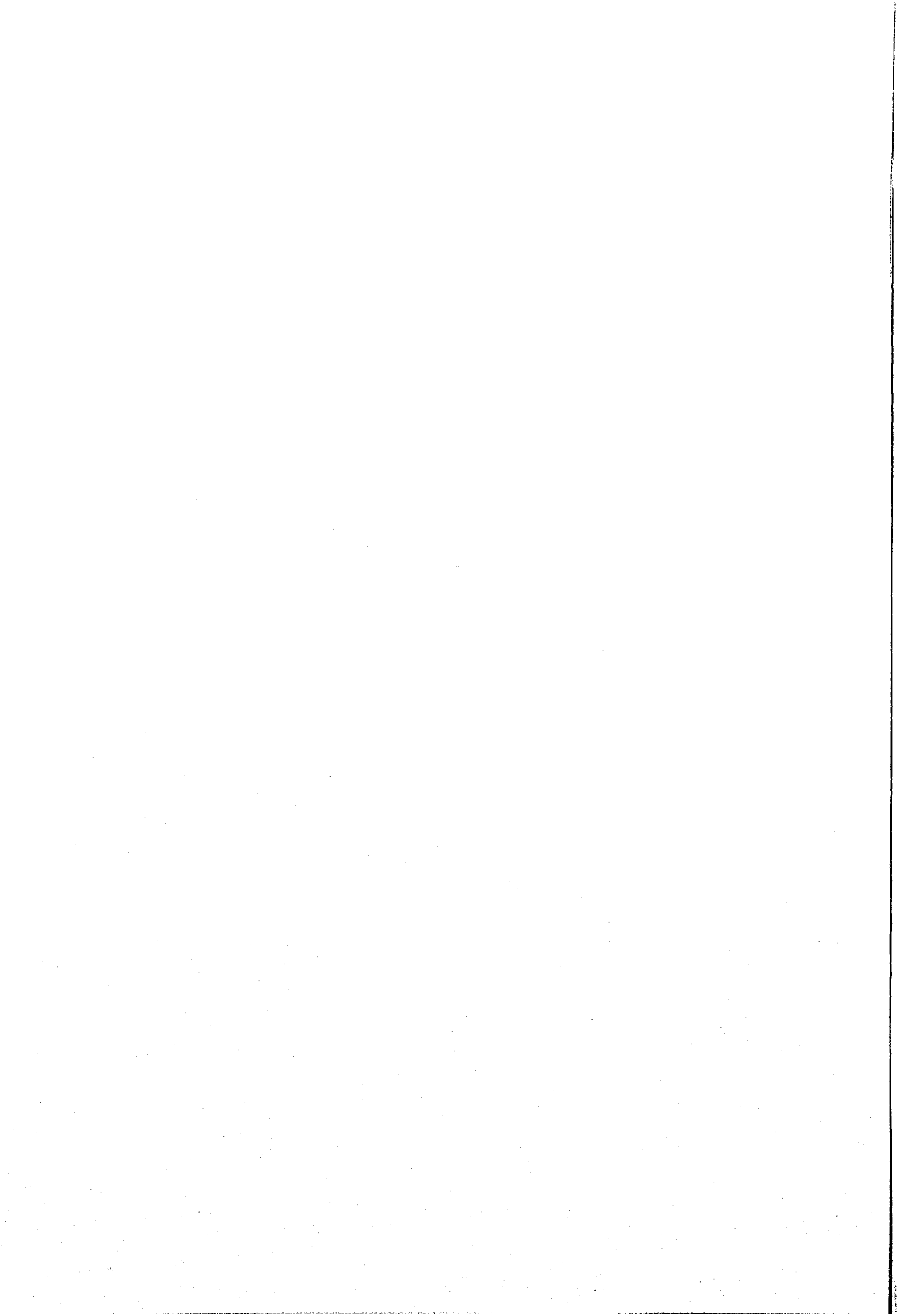
地盤反力度	直接基礎	杭基礎	ケーソン基礎
(t/m^2)	(度数)	(度数)	(度数)
0～25	92	2	0
25～50	211	3	4
50～75	23	7	6
75～100	2	11	5
100～125	1	13	4
125～150	0	18	0
150～175	0	12	0
175～200	0	9	0
200～225	2	8	0
225～250	1	6	0
250～300	0	4	0
300～	1	14	0
計	333	107	19

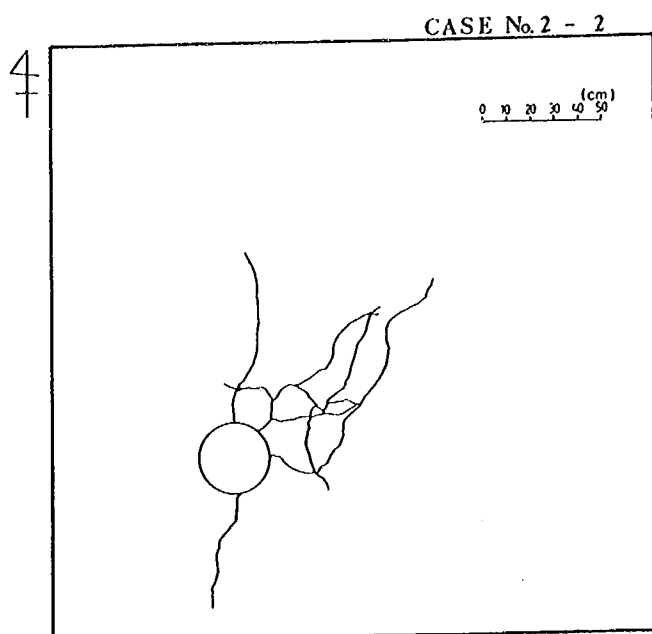
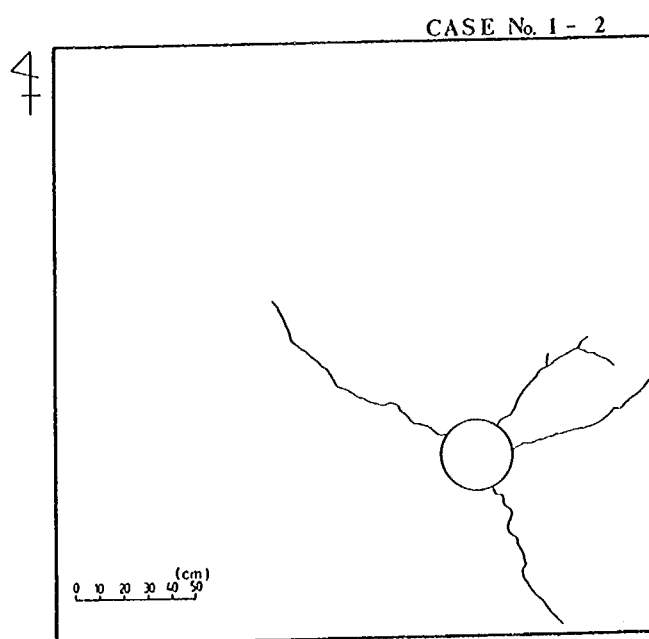
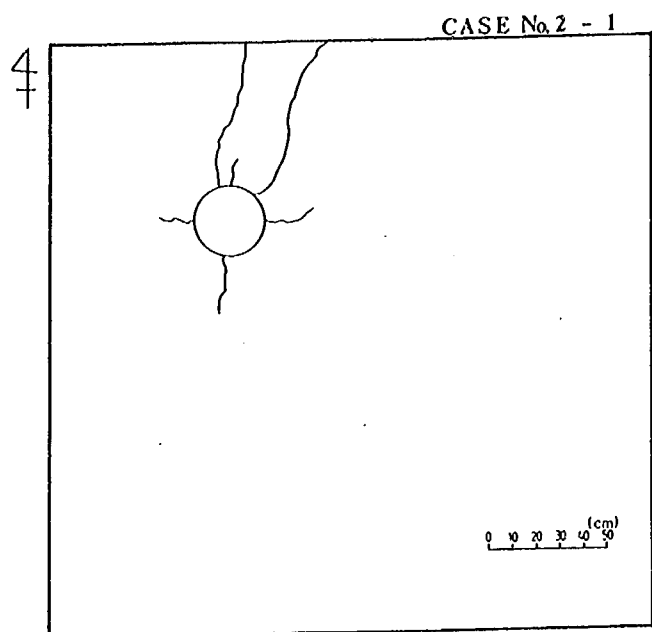
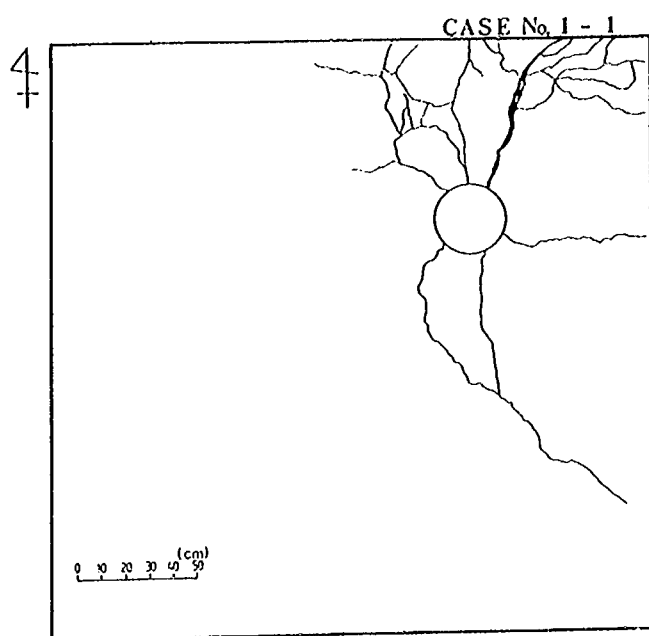


地盤反力度～度数ヒストグラム

2. 載荷実験結果

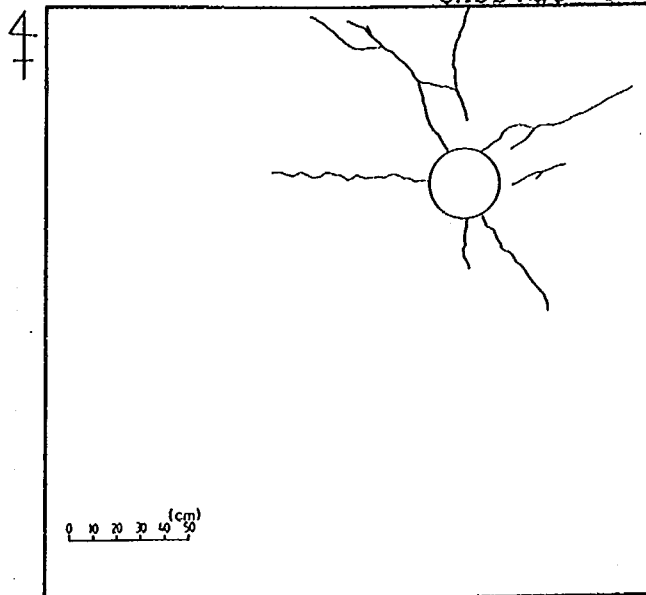
- (1) クラック図
- (2) 荷重変位曲線
- (3) 地盤の変位図
- (4) 相関図



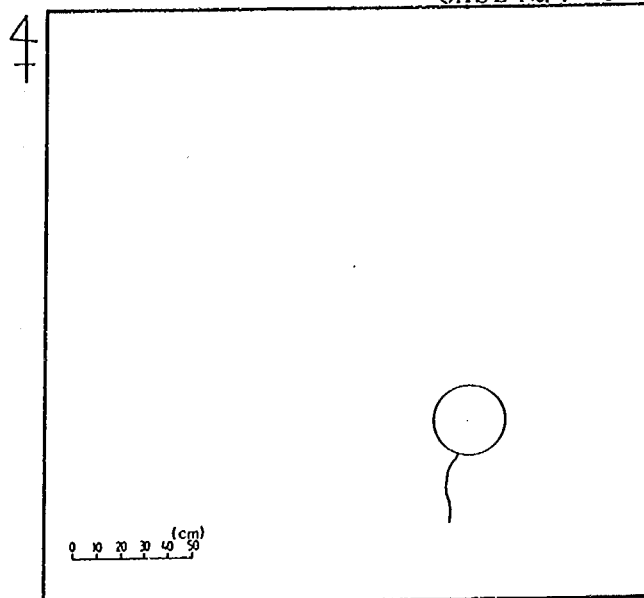


地表面のクラック状況図

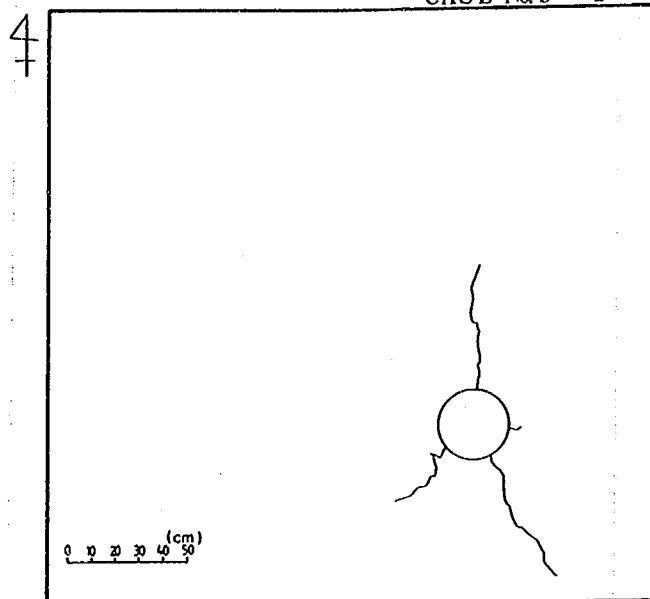
CASE No. 3 - 1



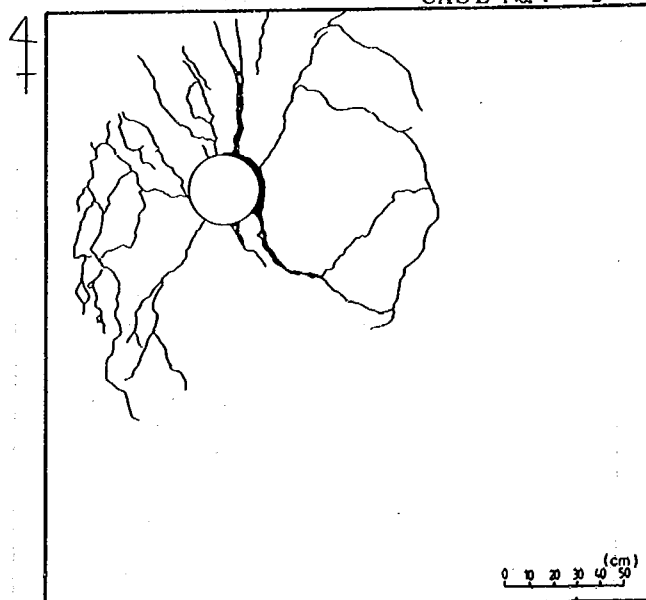
CASE No. 4 - 1



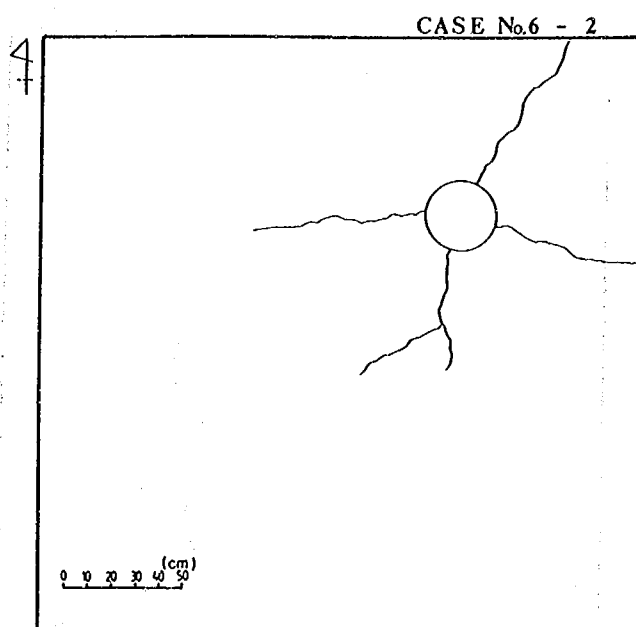
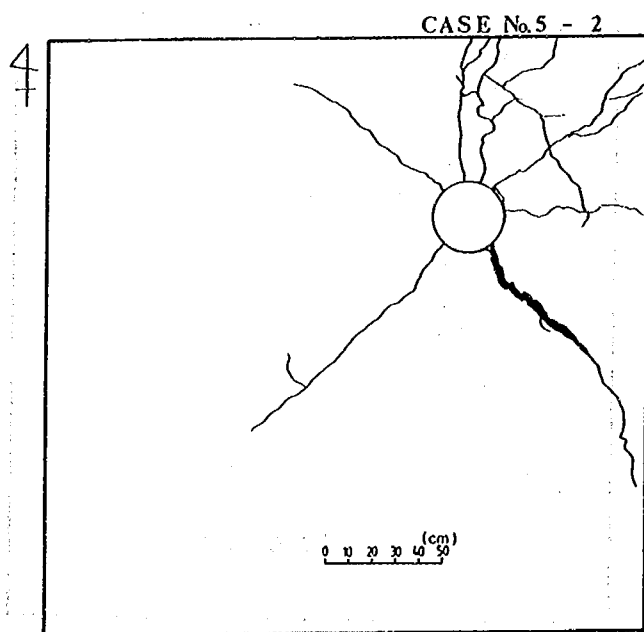
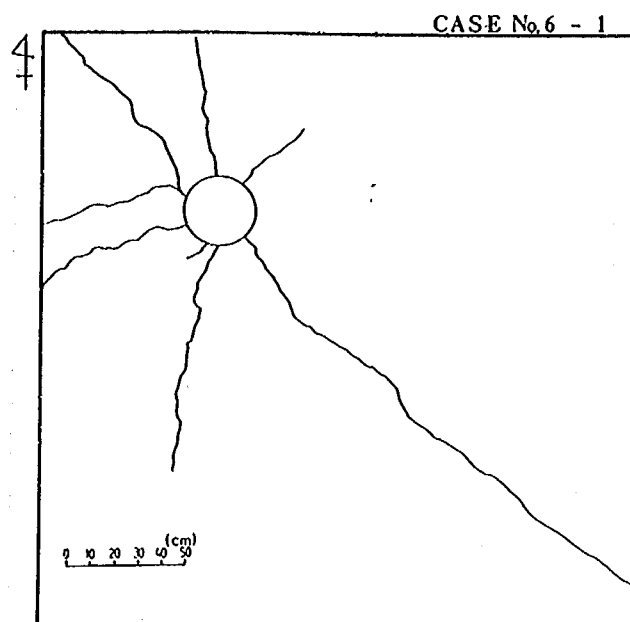
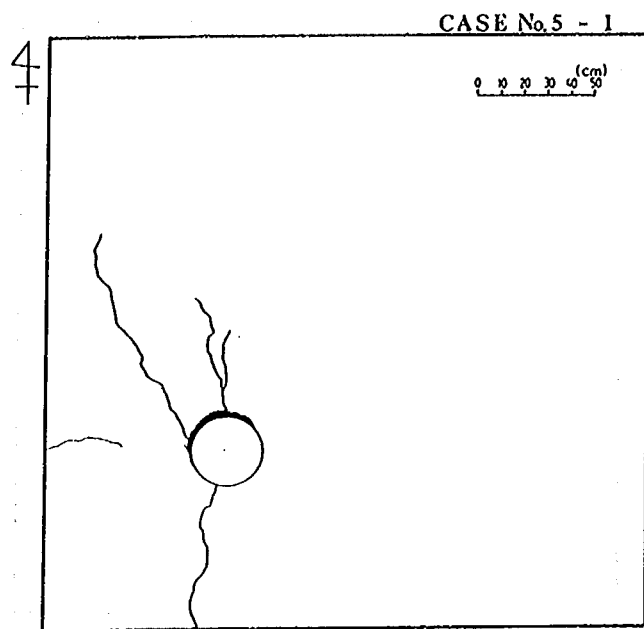
CASE No. 3 - 2



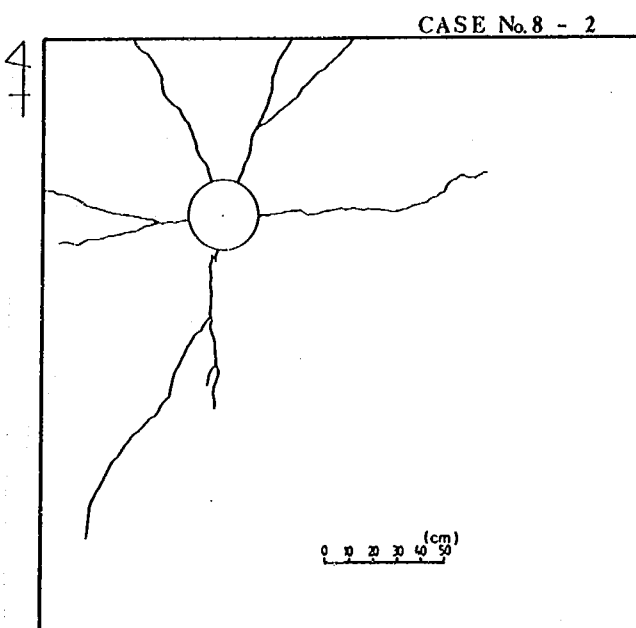
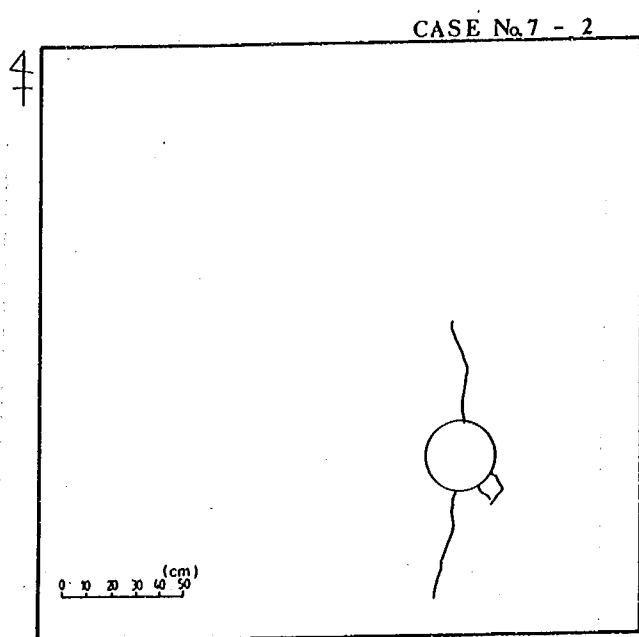
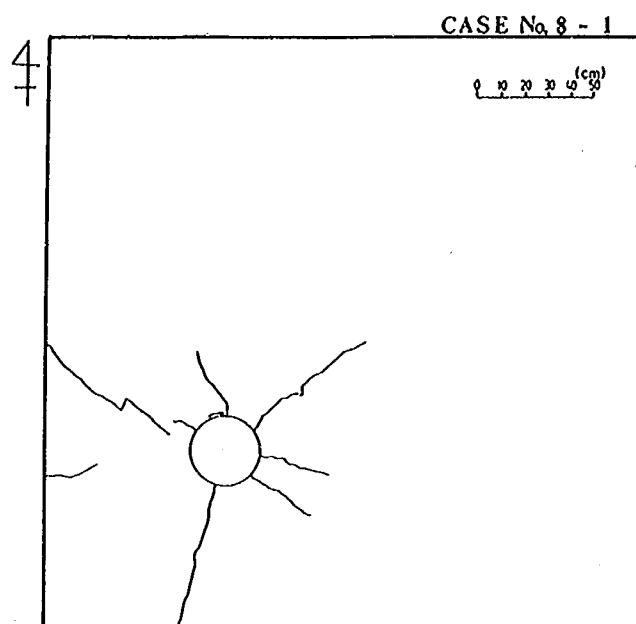
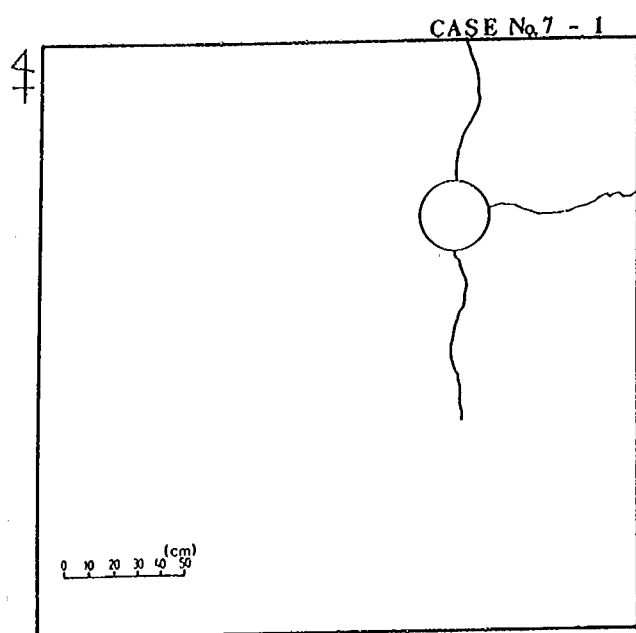
CASE No. 4 - 2



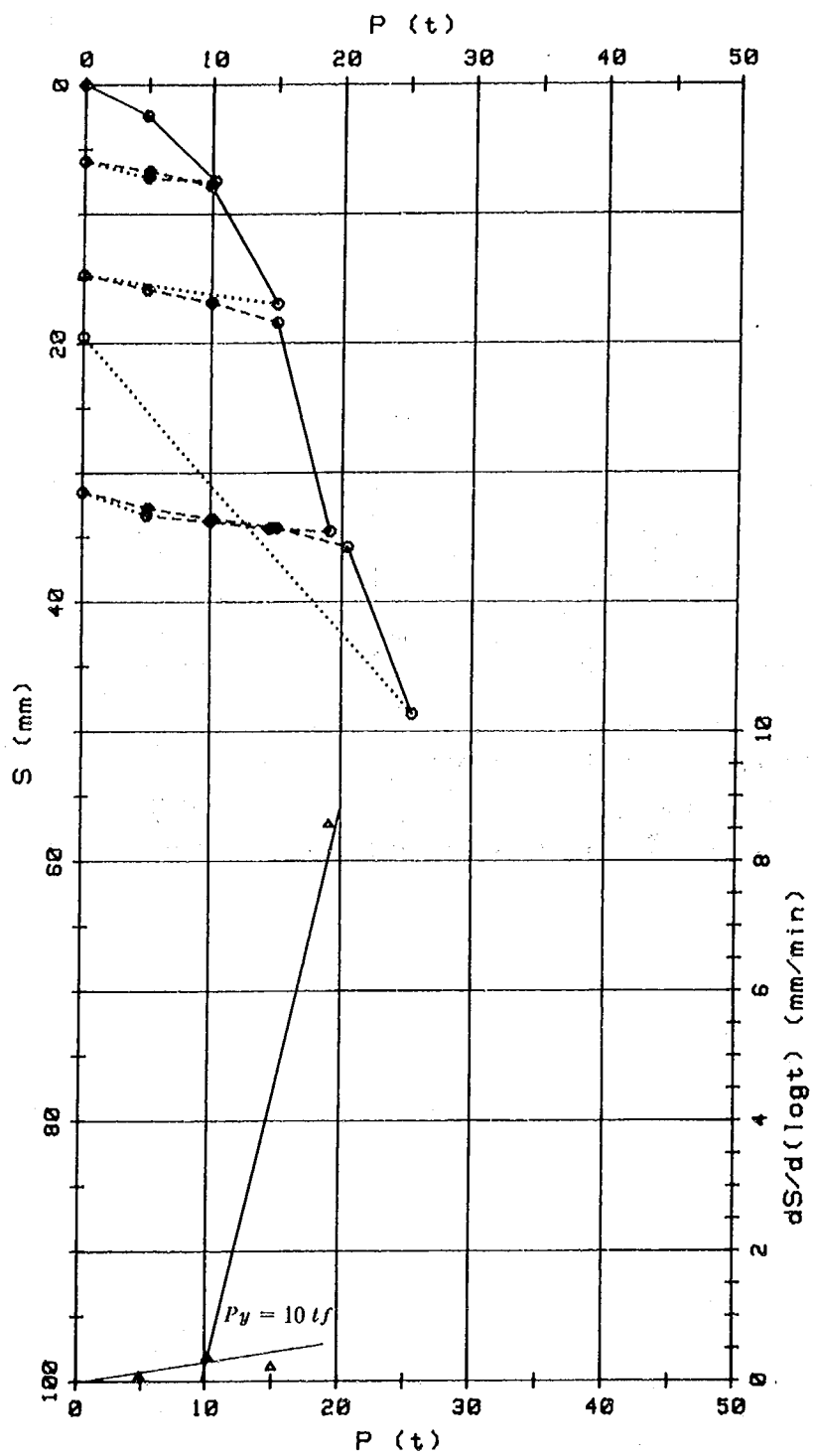
地表面のクラック状況図



地表面のクラック状況図

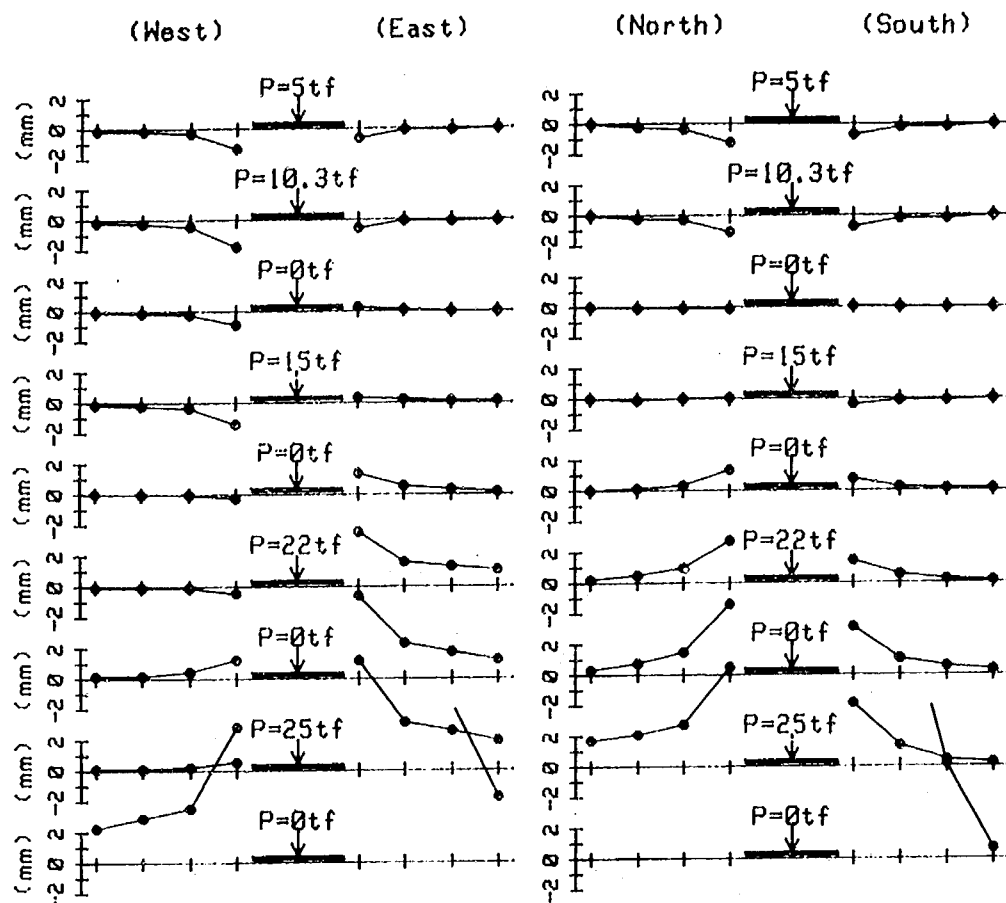


地表面のクラック状況図



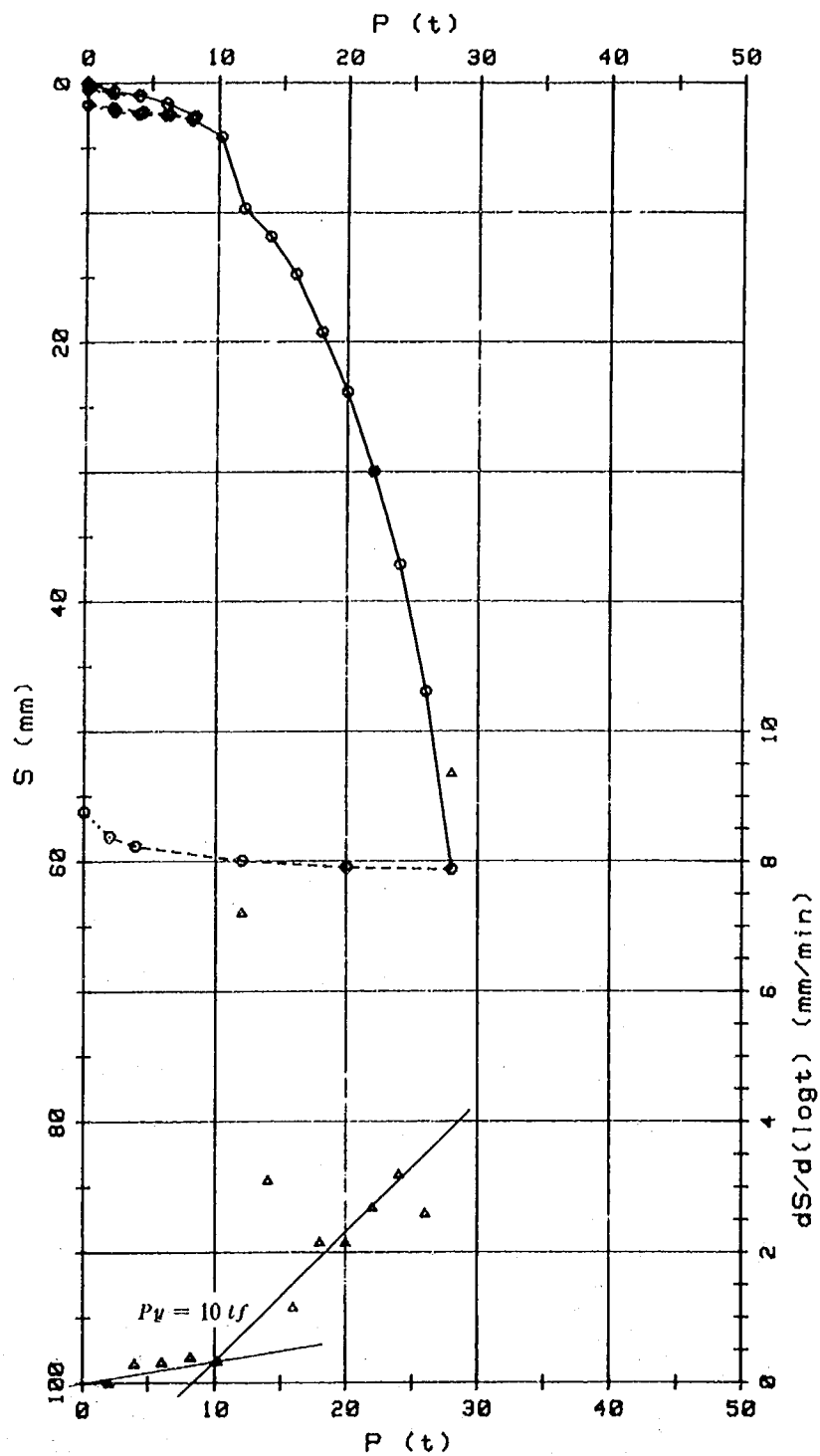
No. 1-1

$P \sim S, ds/d(\log t)$ 曲線



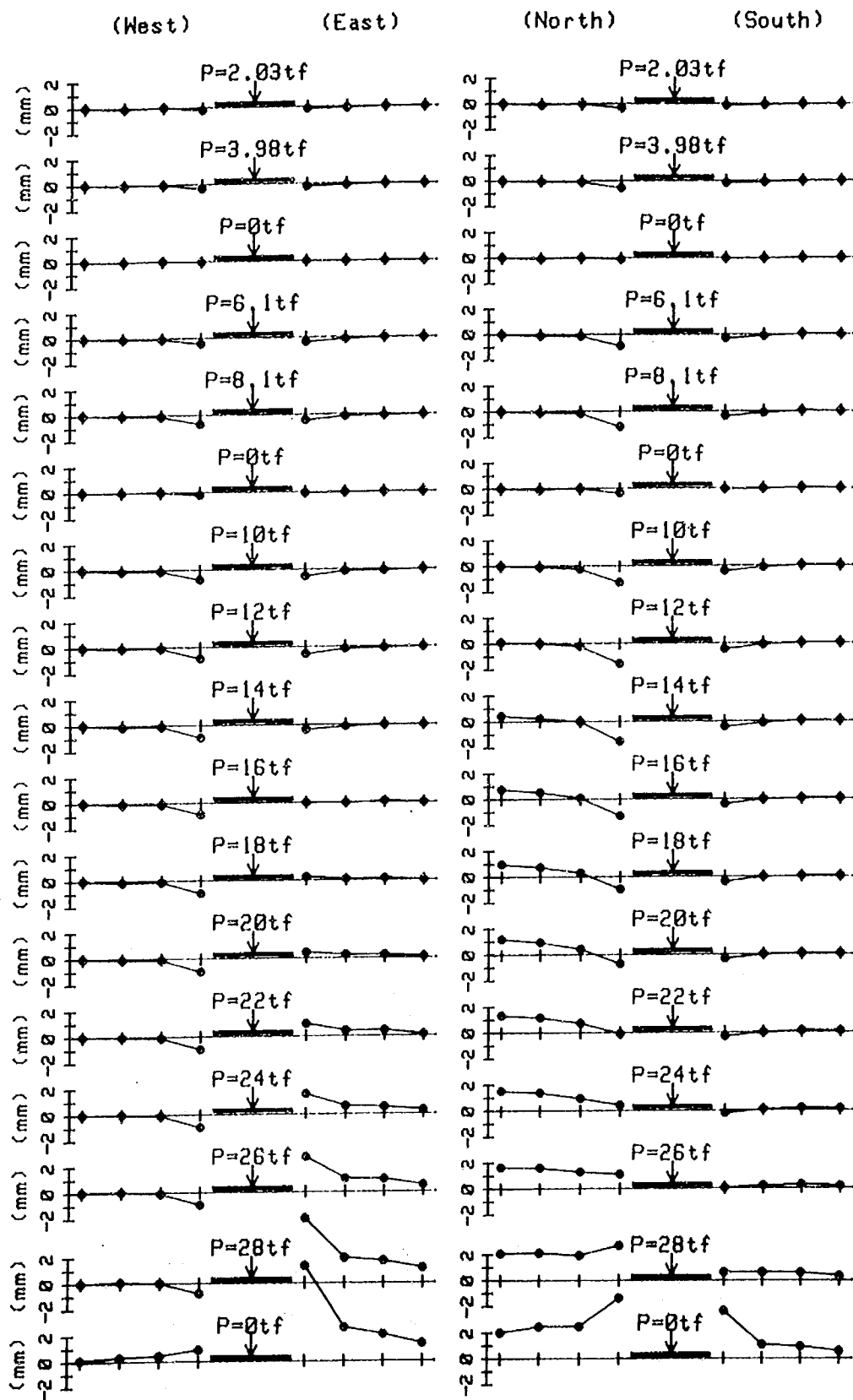
地表面沈下量の分布図

No.1-1



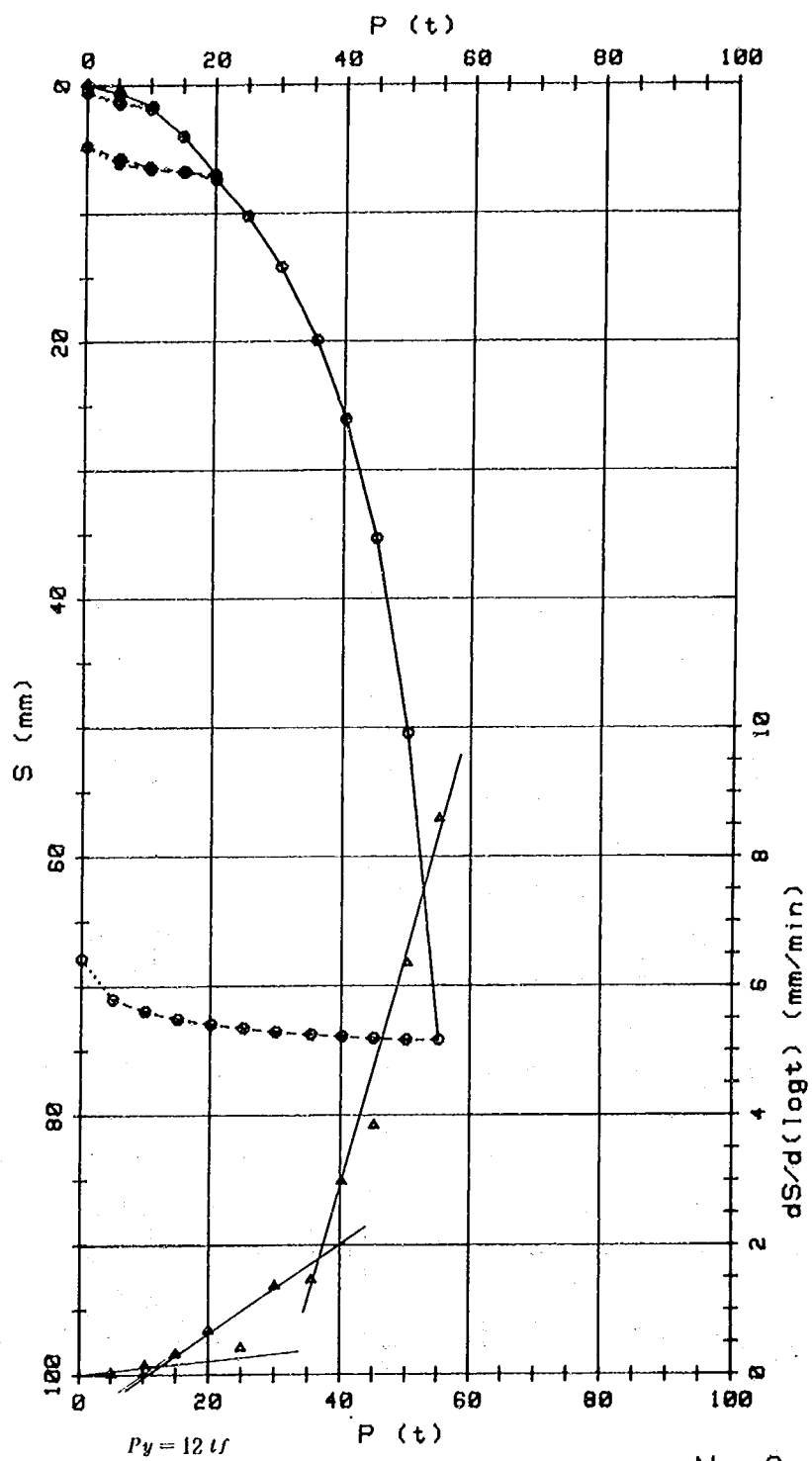
No.1-2

$P \sim S, ds/d(\log t)$ 曲線



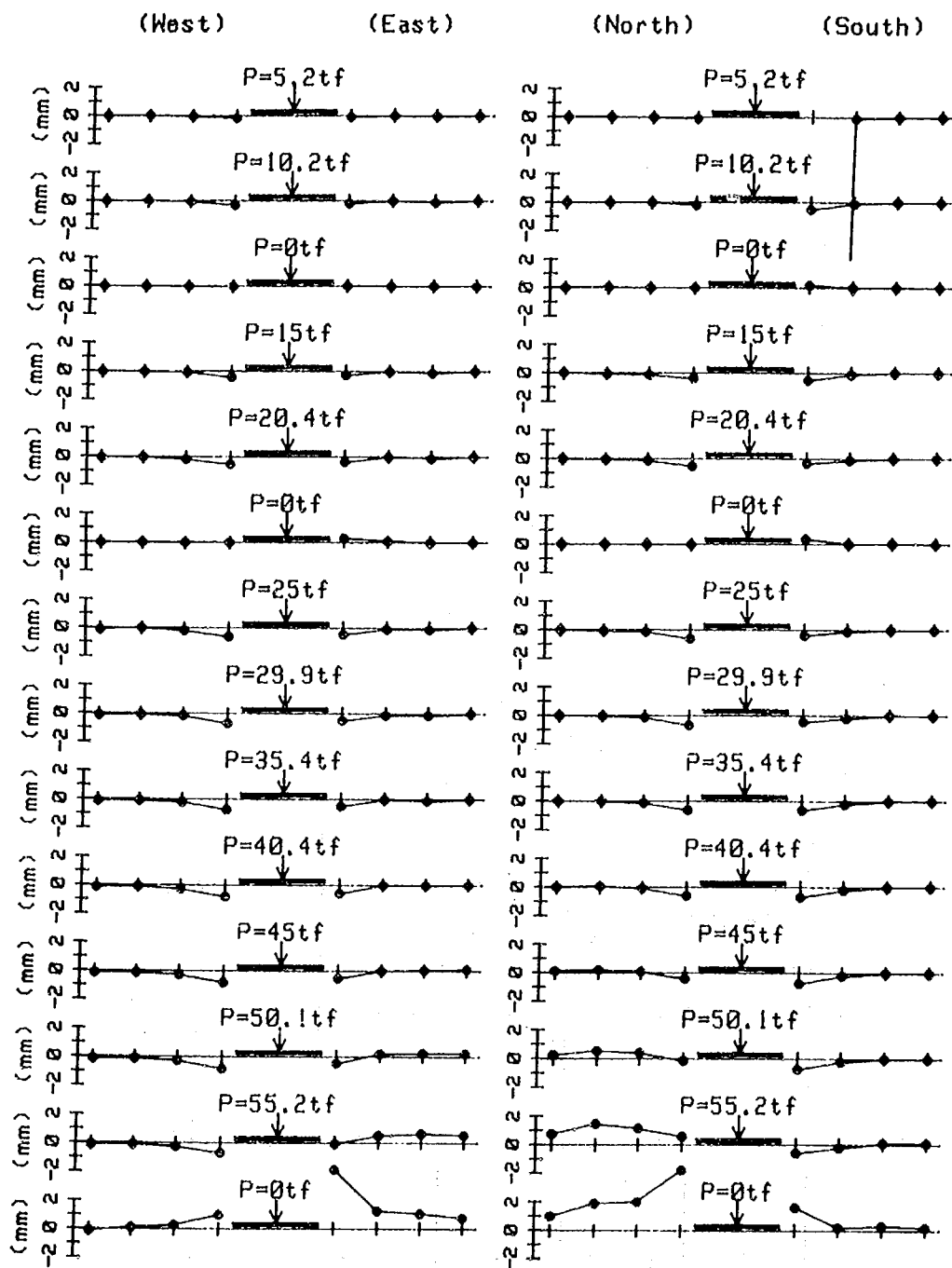
No. 1-2

地表面沈下量の分布図



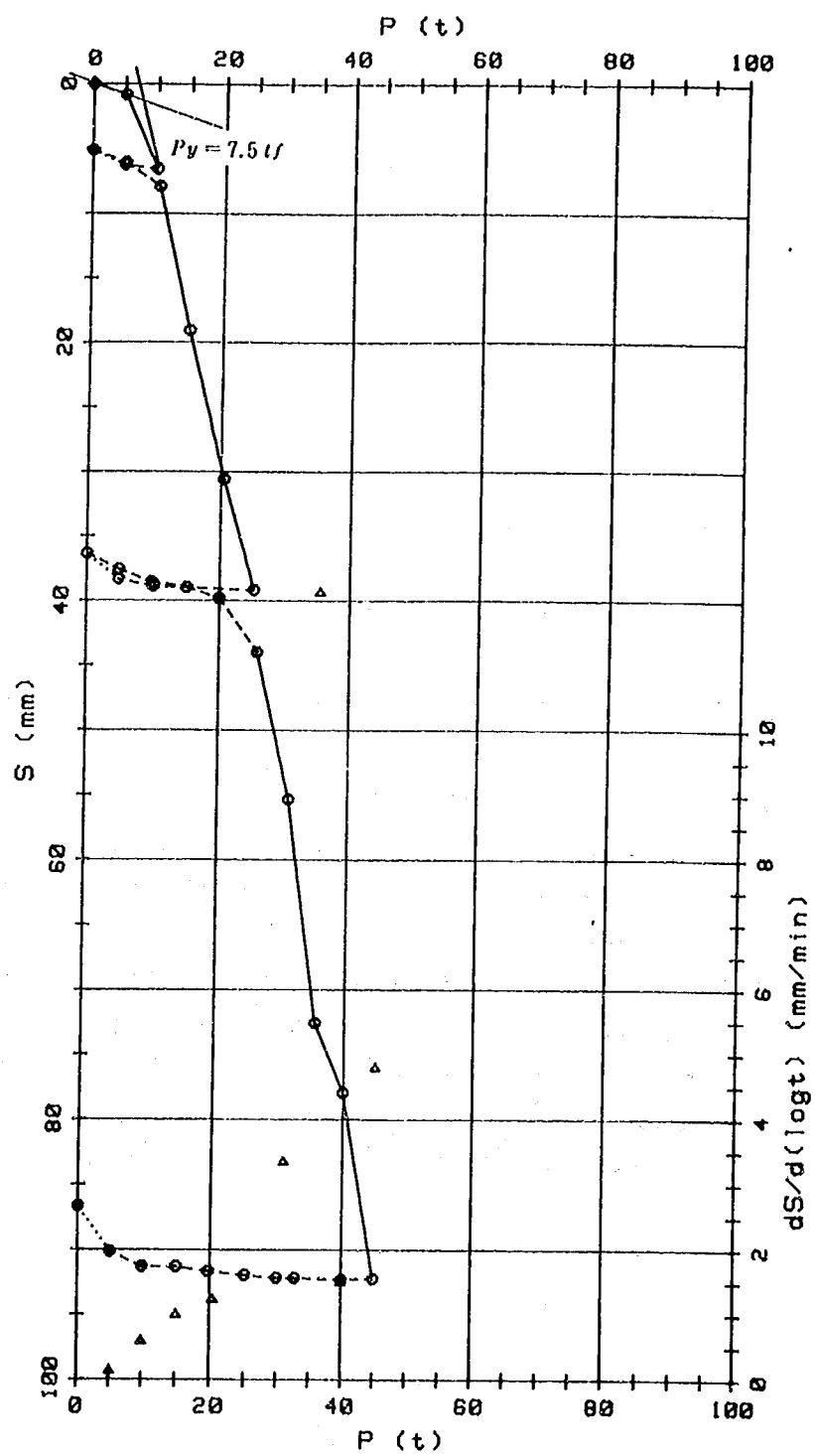
No.2-1

$P \sim S, ds/d(\log t)$ 曲線



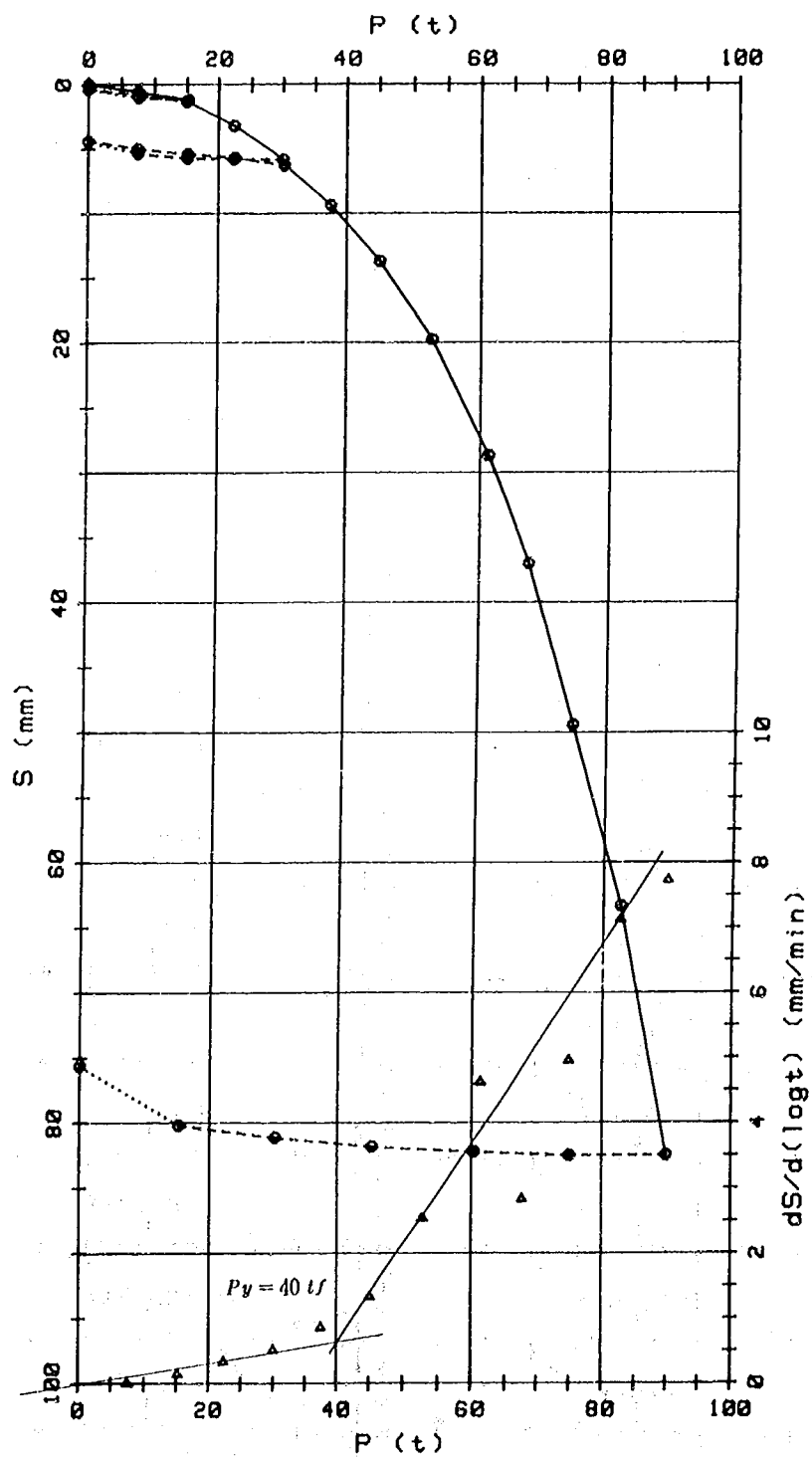
地表面沈下量の分布図

No.2-1



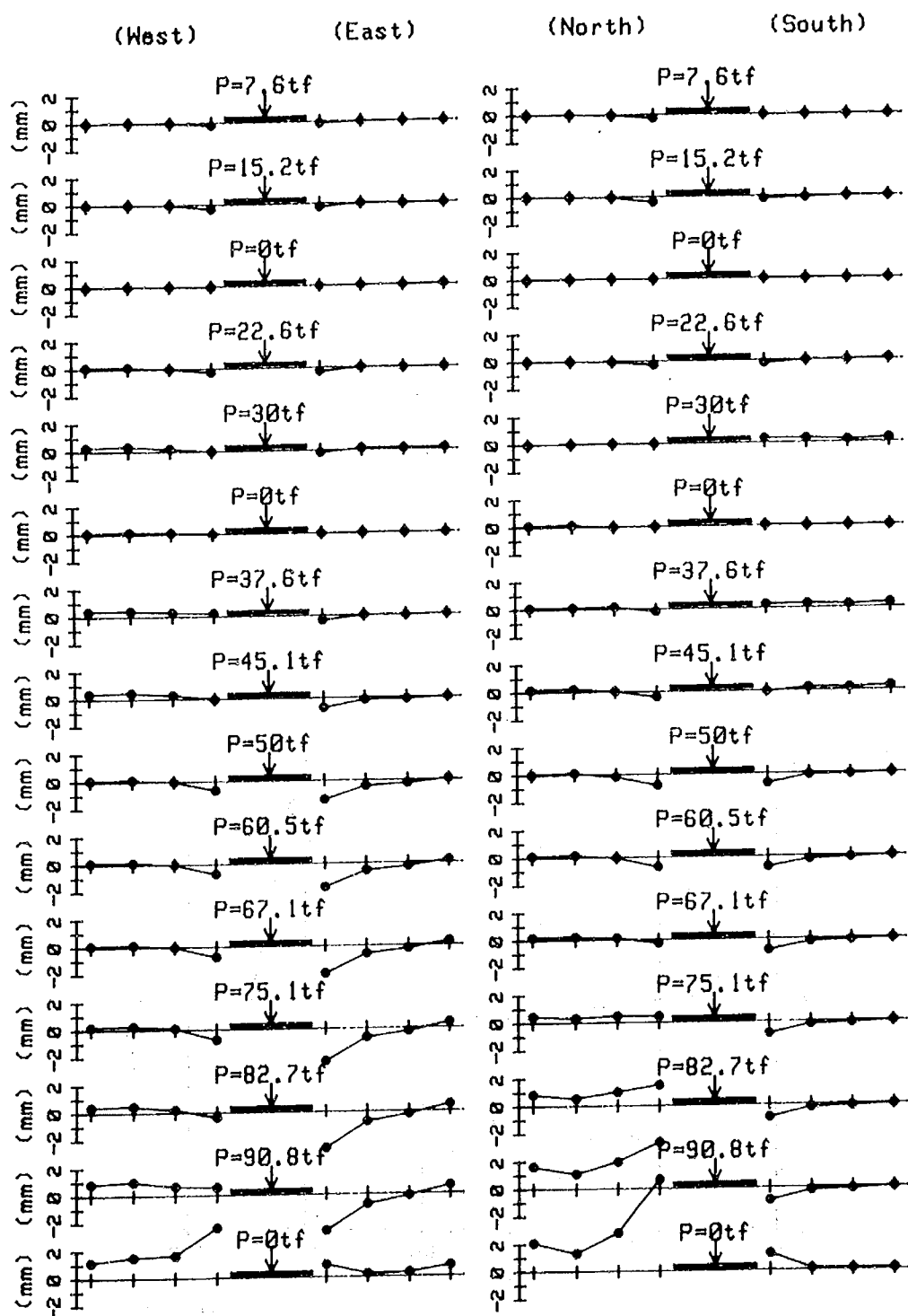
No.2-2

$P \sim S, ds/d(\log t)$ 曲線



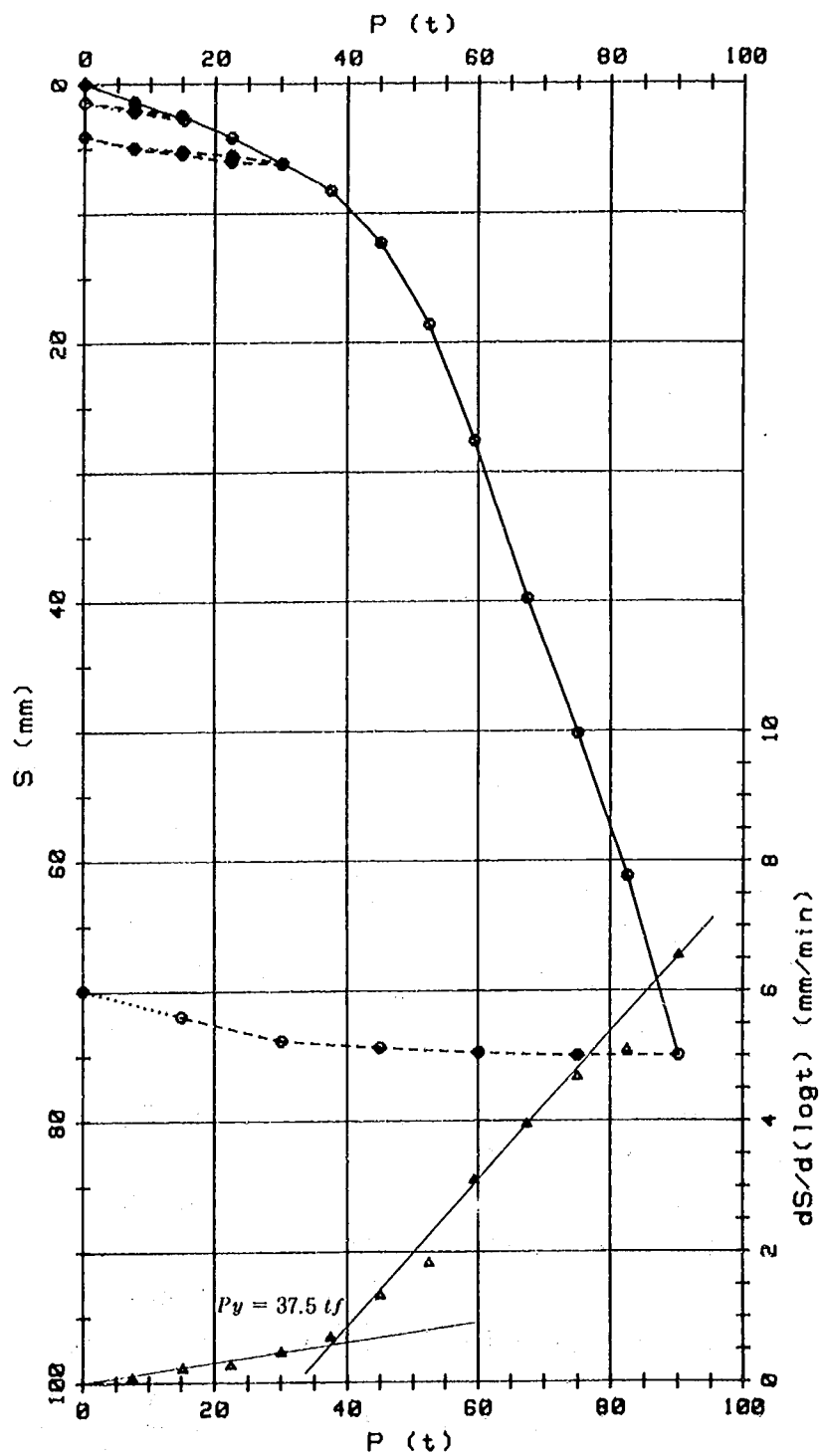
No.3-1

$P \sim S, ds/d(\log t)$ 曲線



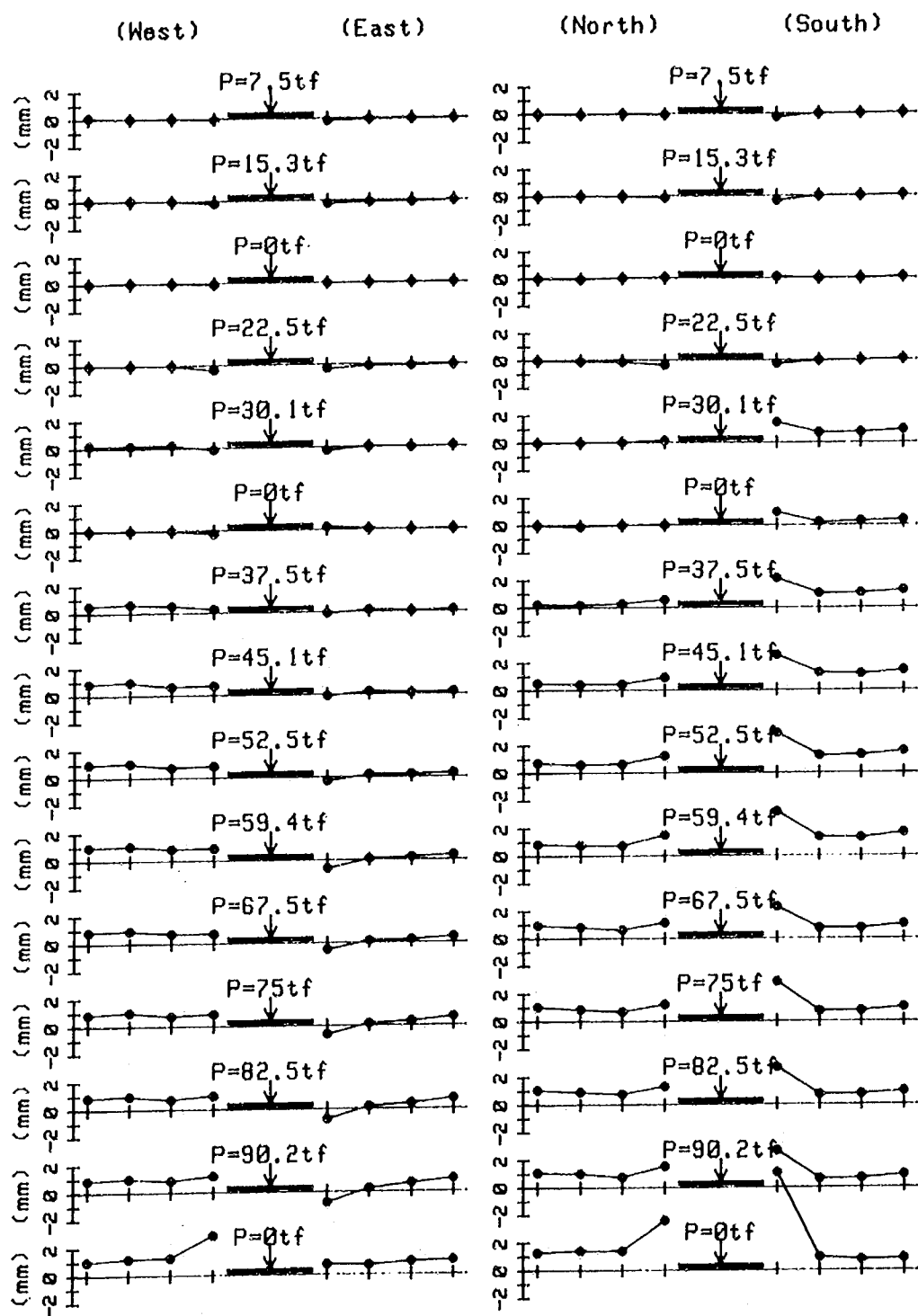
地表面沈下量の分布図

No.3-1



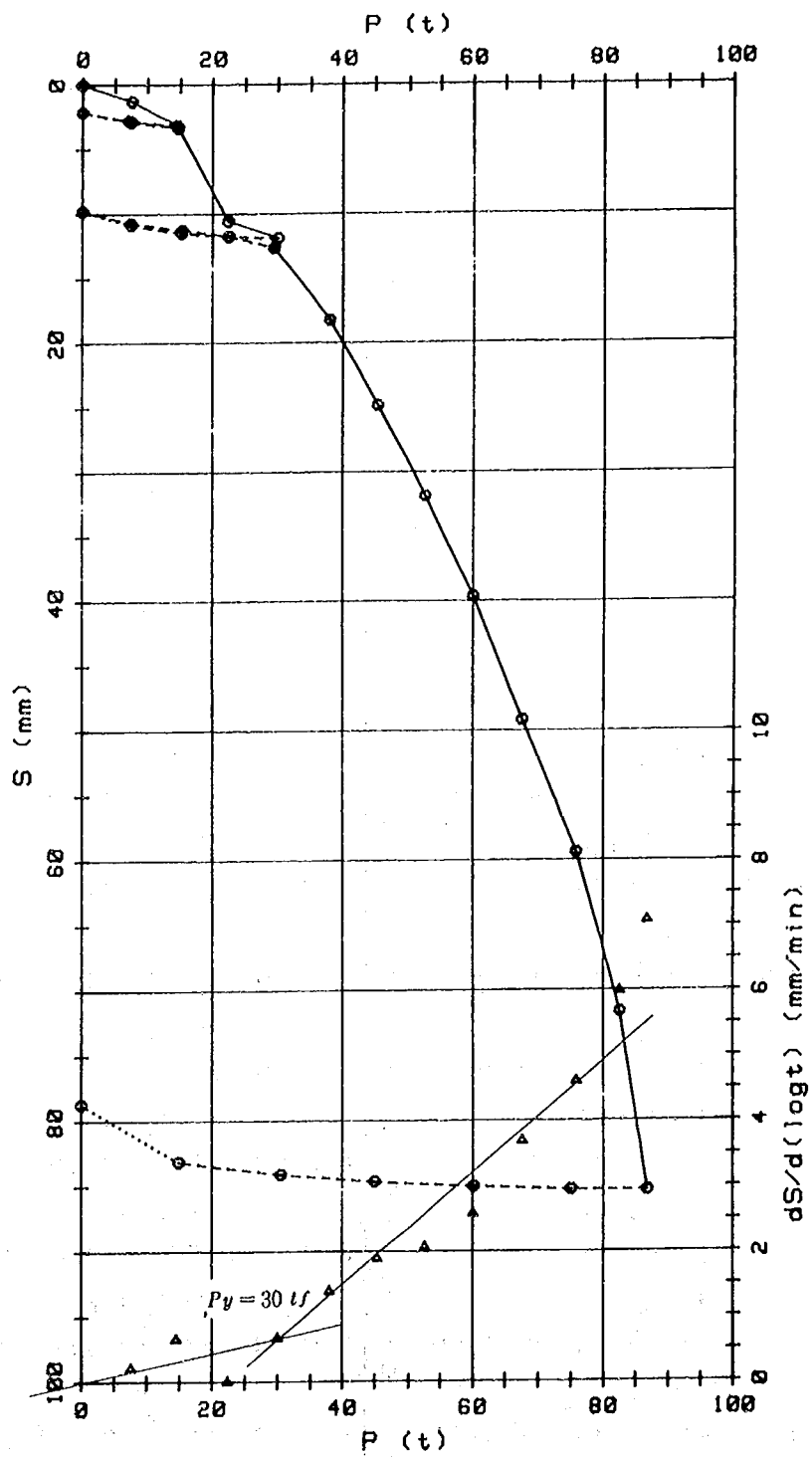
No.3-2

$P \sim S, ds/d(\log t)$ 曲線



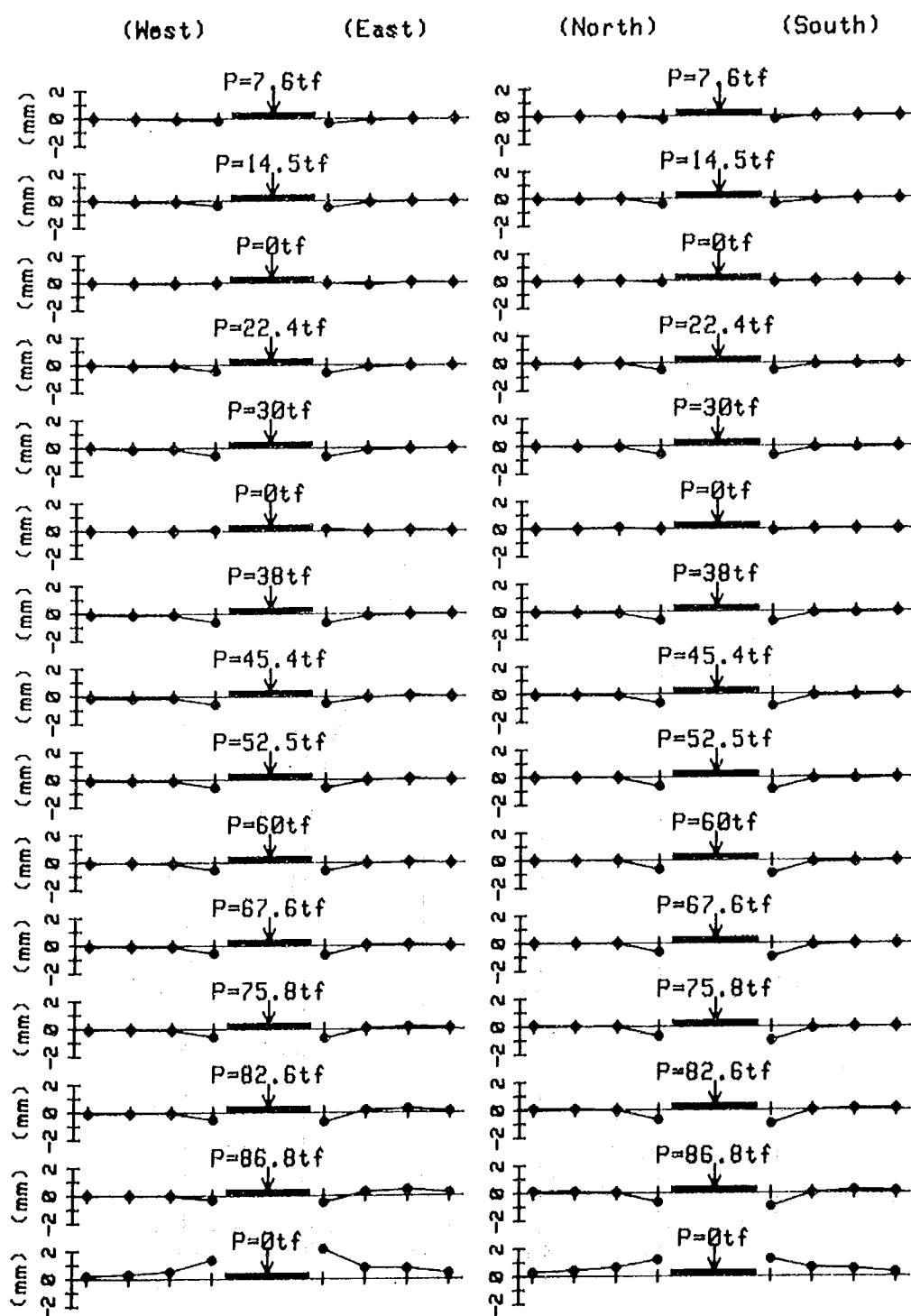
No. 3-2

地表面沈下量の分布図



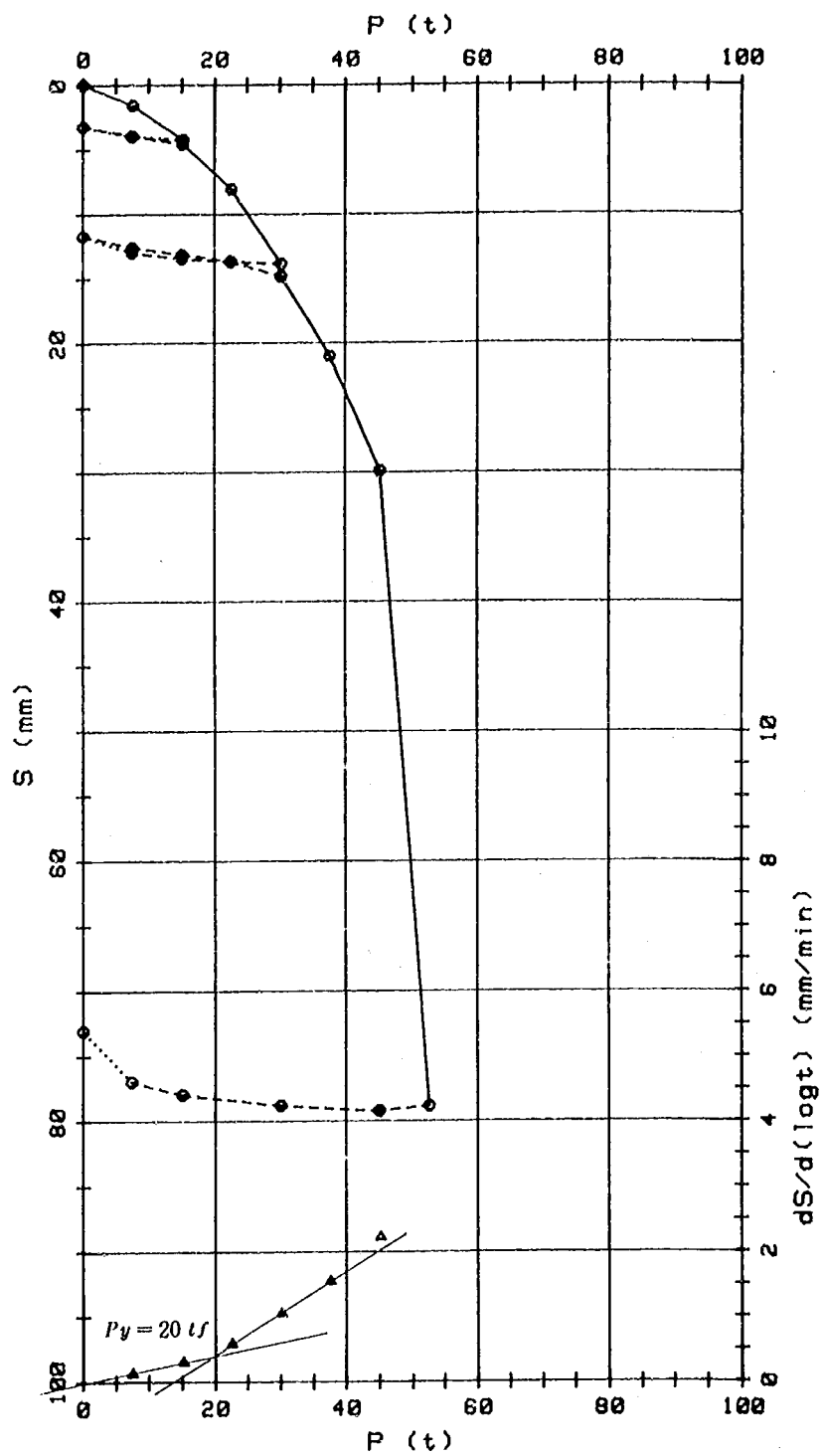
No. 4-1

$P \sim S, ds/d(\log t)$ 曲線



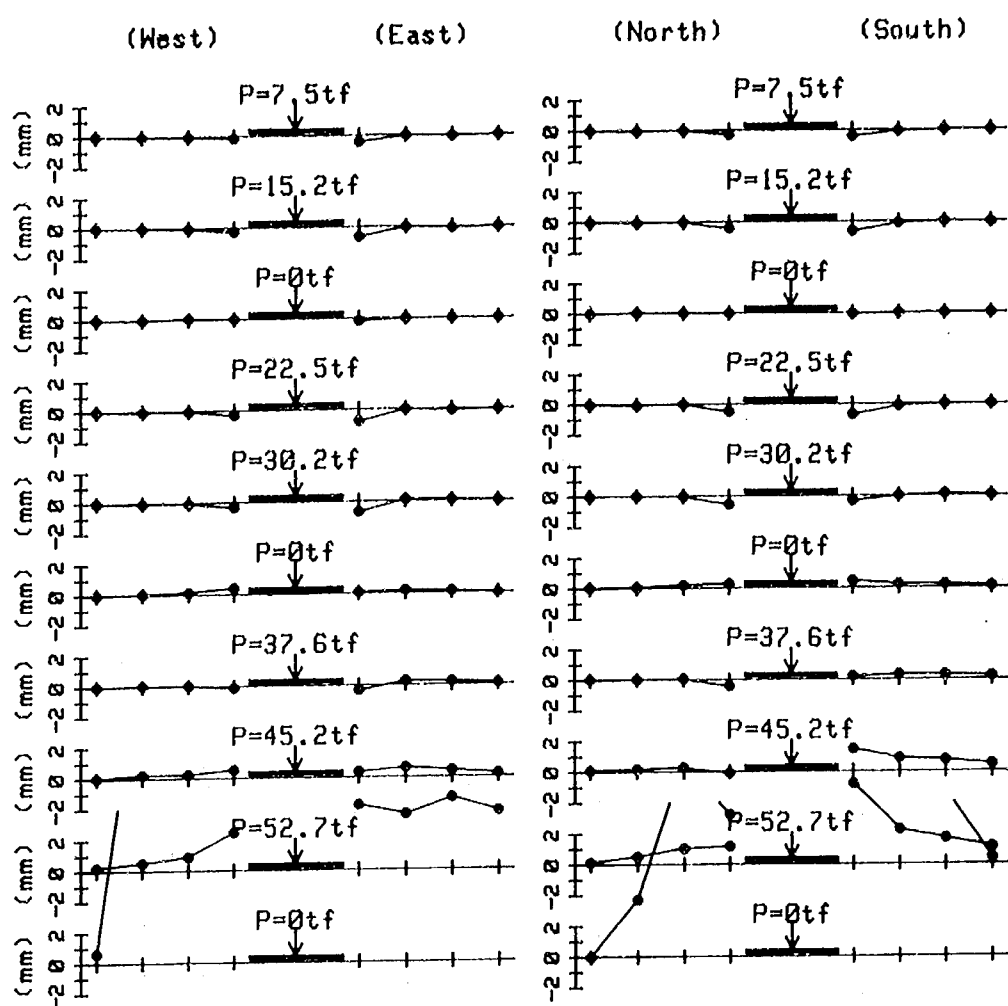
地表面沈下量の分布図

No. 4-1



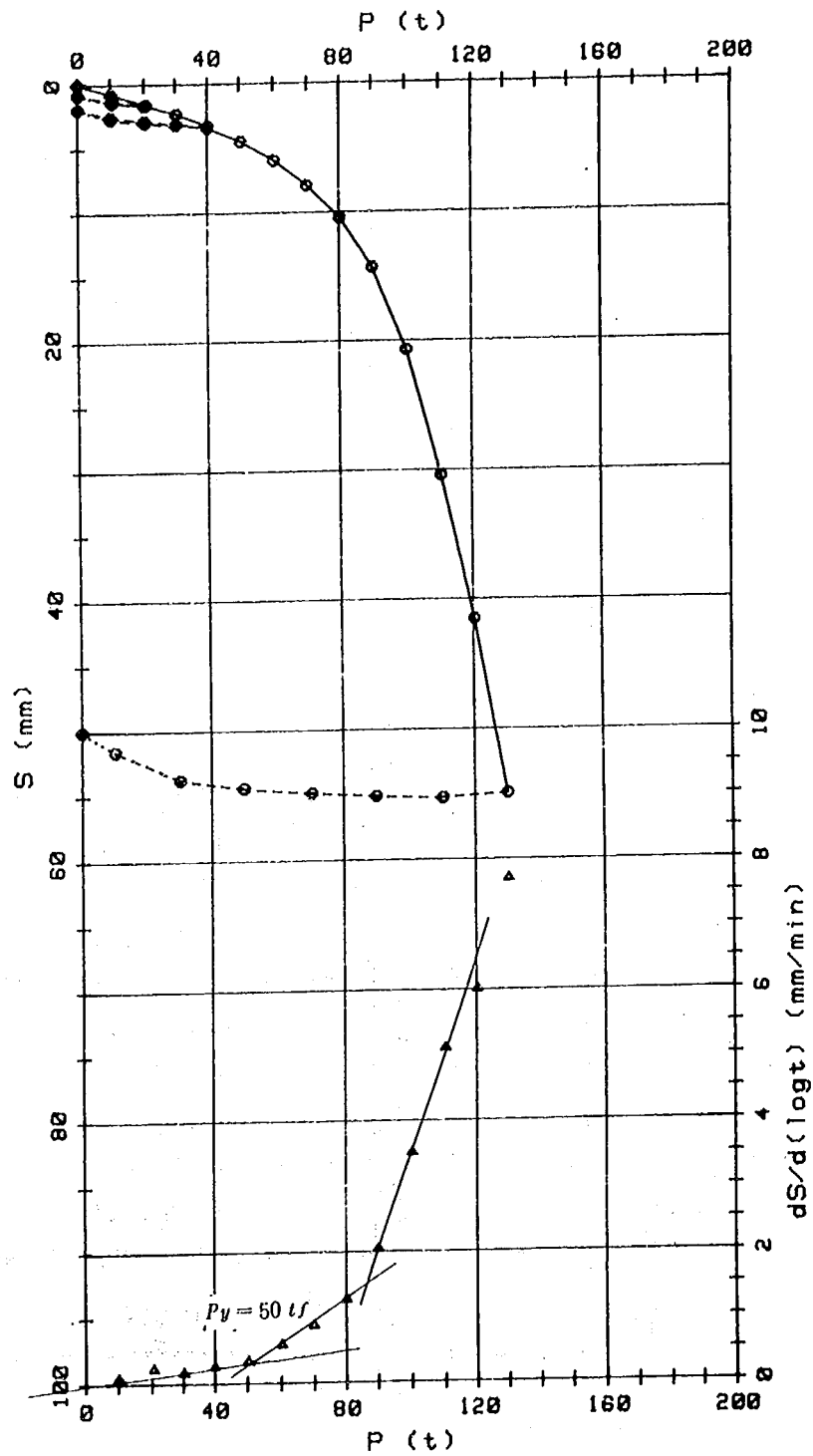
No. 4-2

$P \sim S, ds/d(\log t)$ 曲線



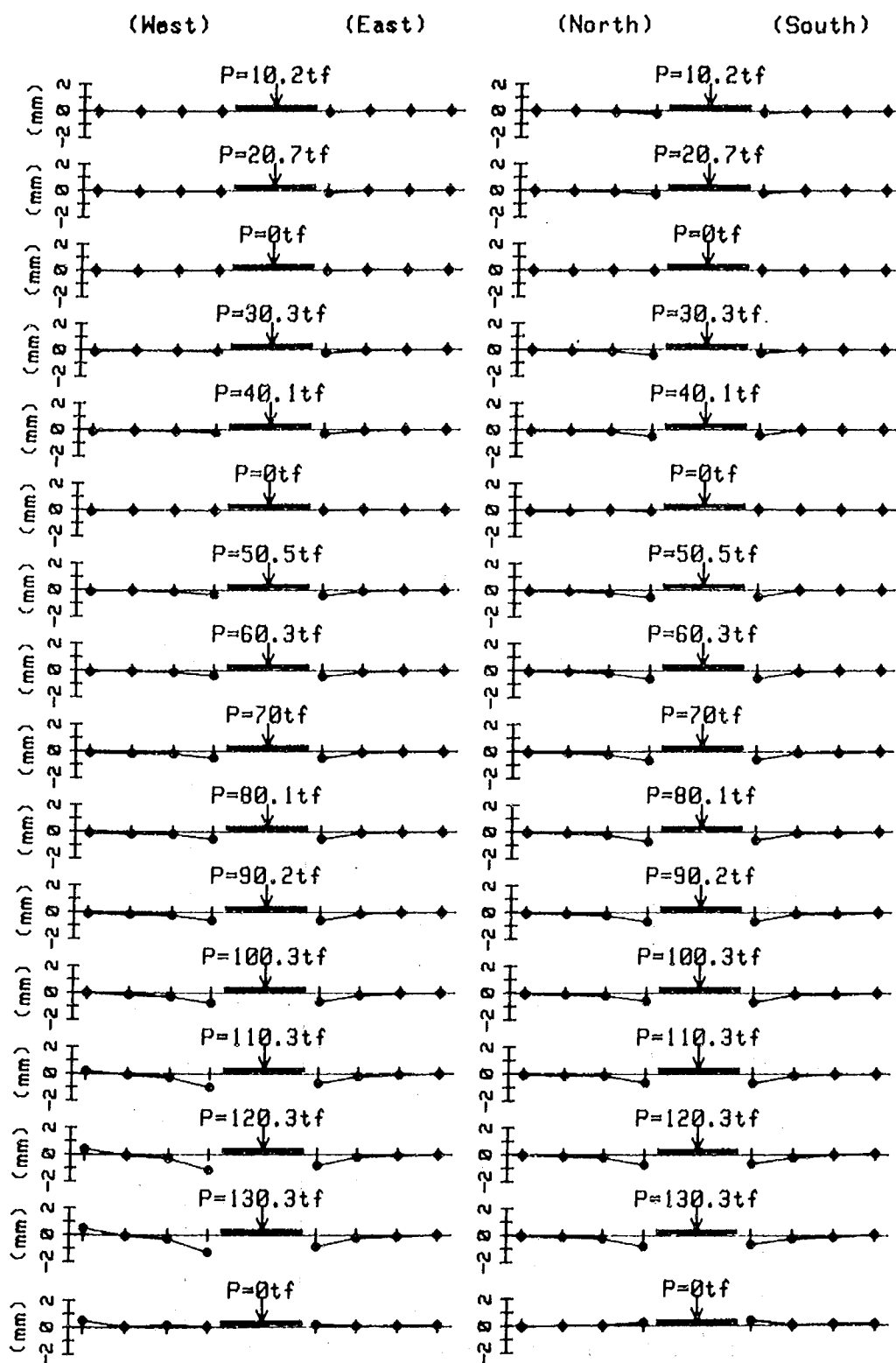
地表面沈下量の分布図

No. 4-2



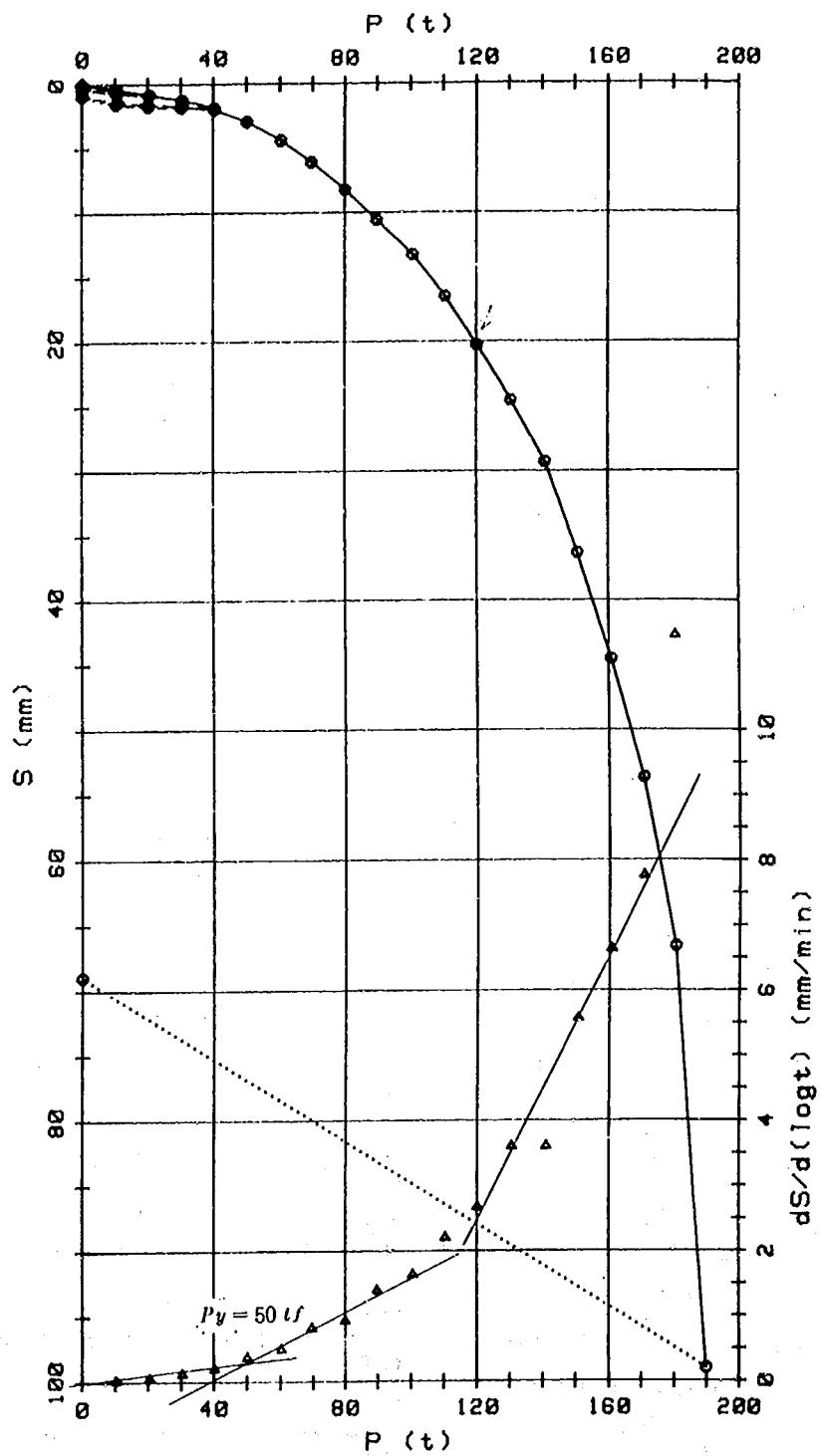
No.5-1

$P \sim S, ds/d(\log t)$ 曲線



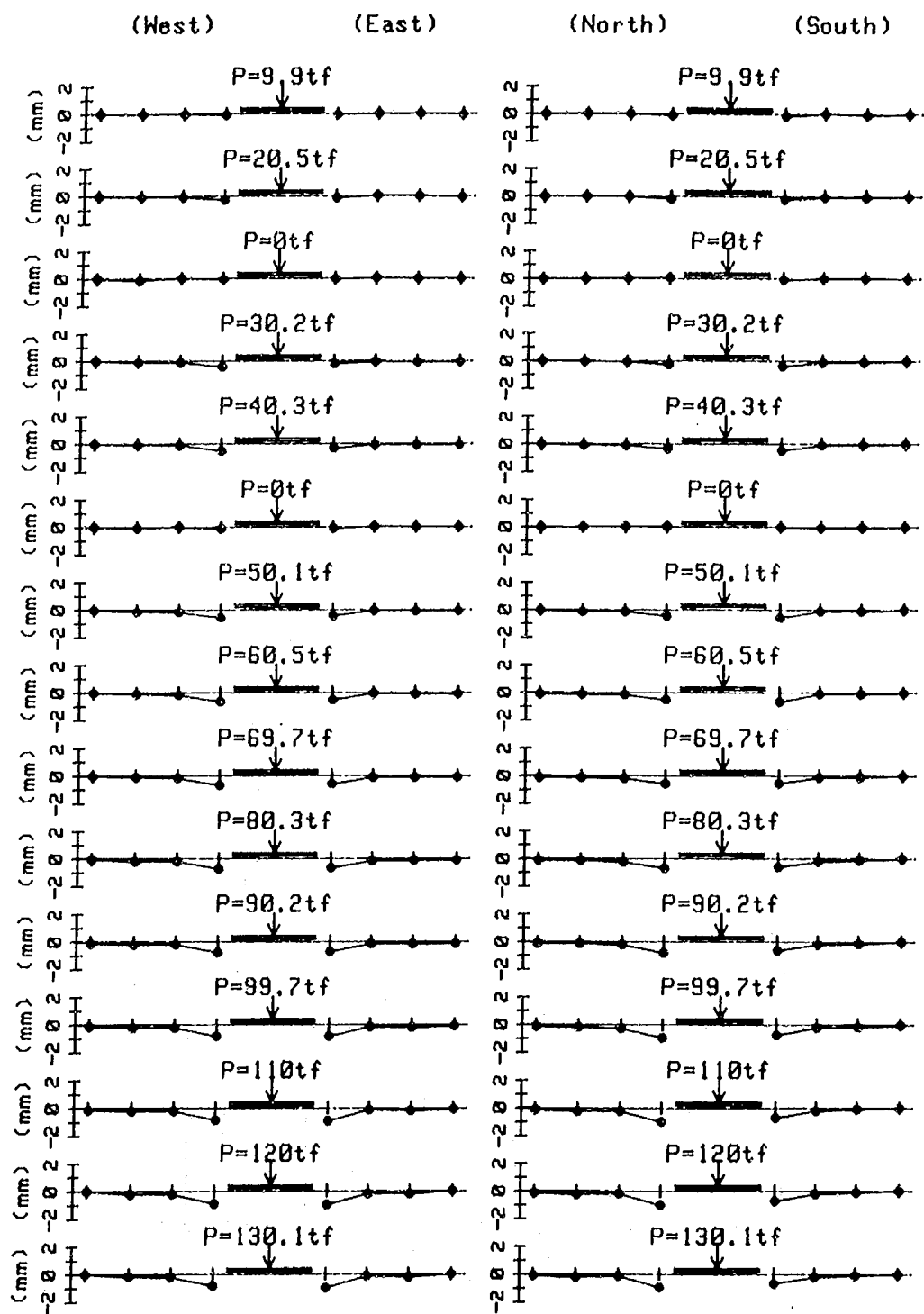
地表面沈下量の分布図

No.5-1



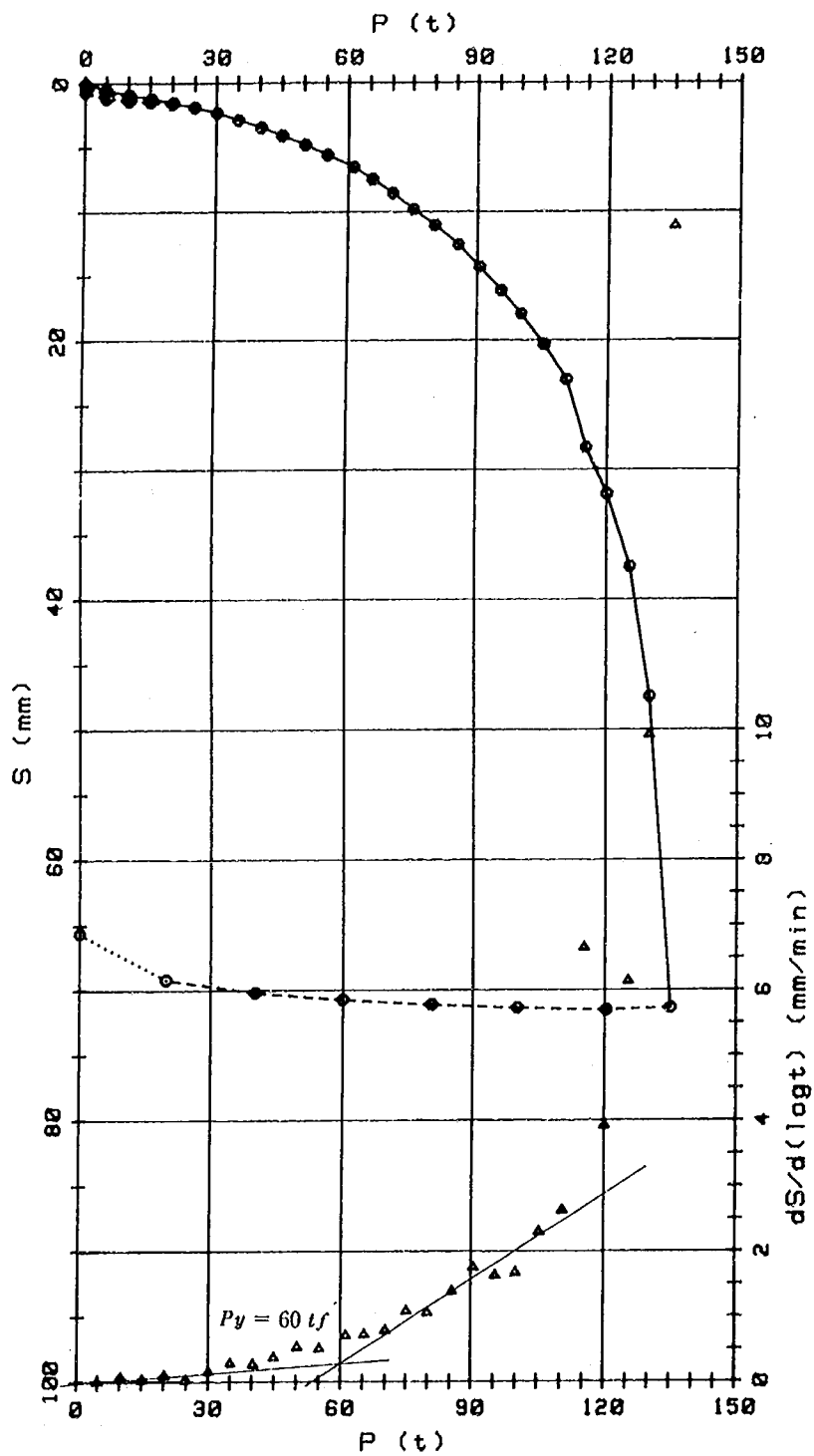
No.5-2

$P \sim S, ds/d(\log t)$ 曲線



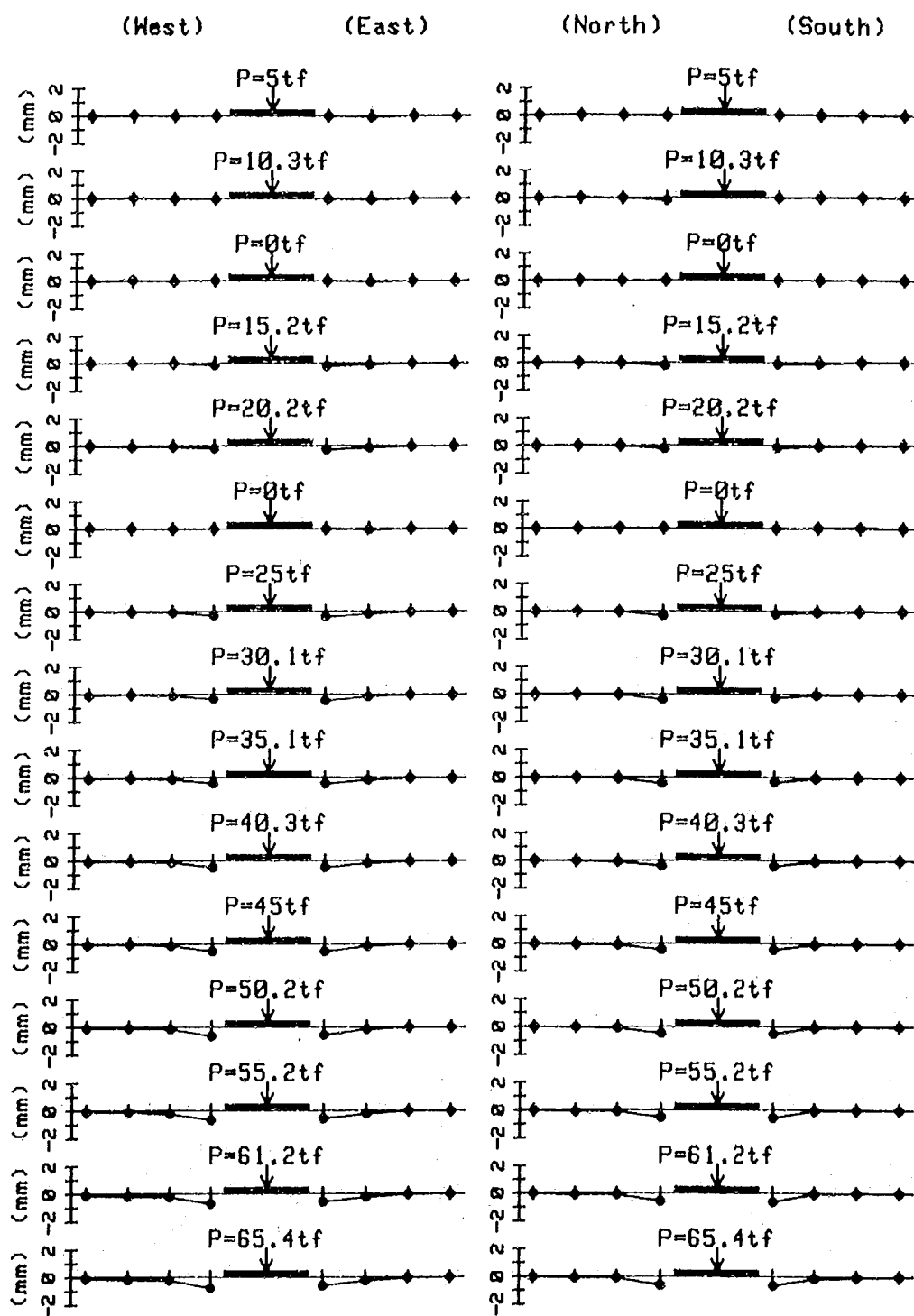
地表面沈下量の分布図

No.5-2



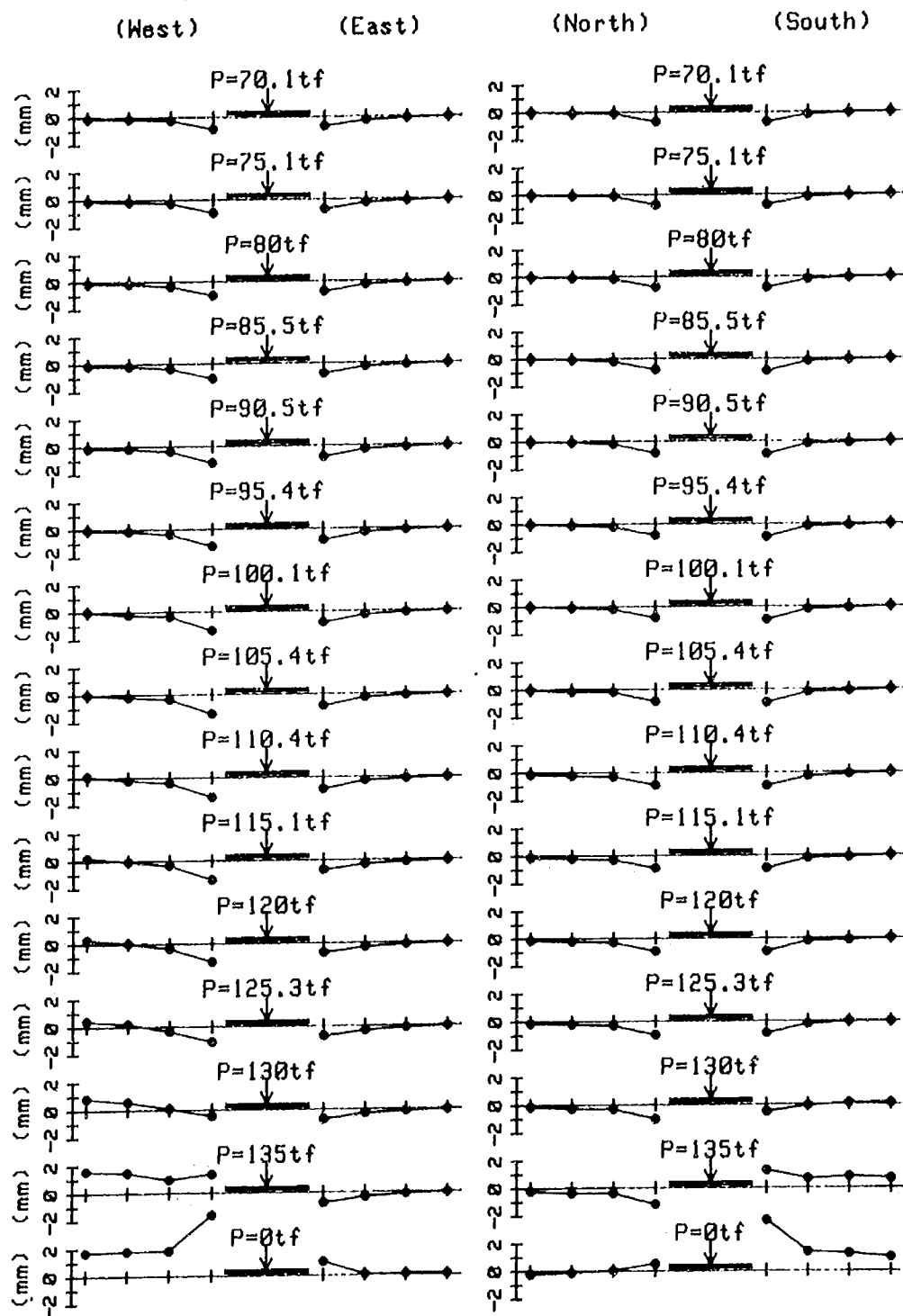
No.6-1

$P \sim S, ds/d(\log t)$ 曲線



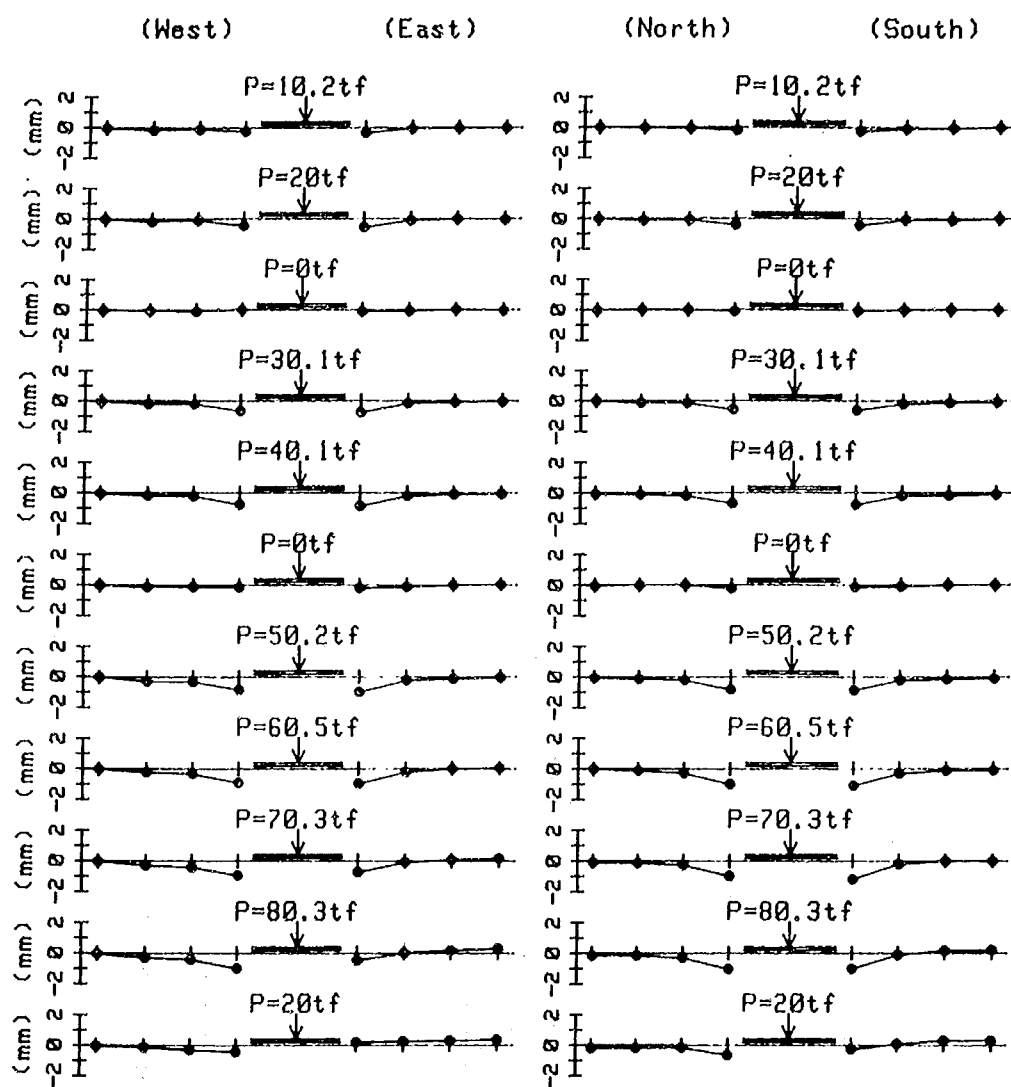
地表面沈下量の分布図

No.6-1



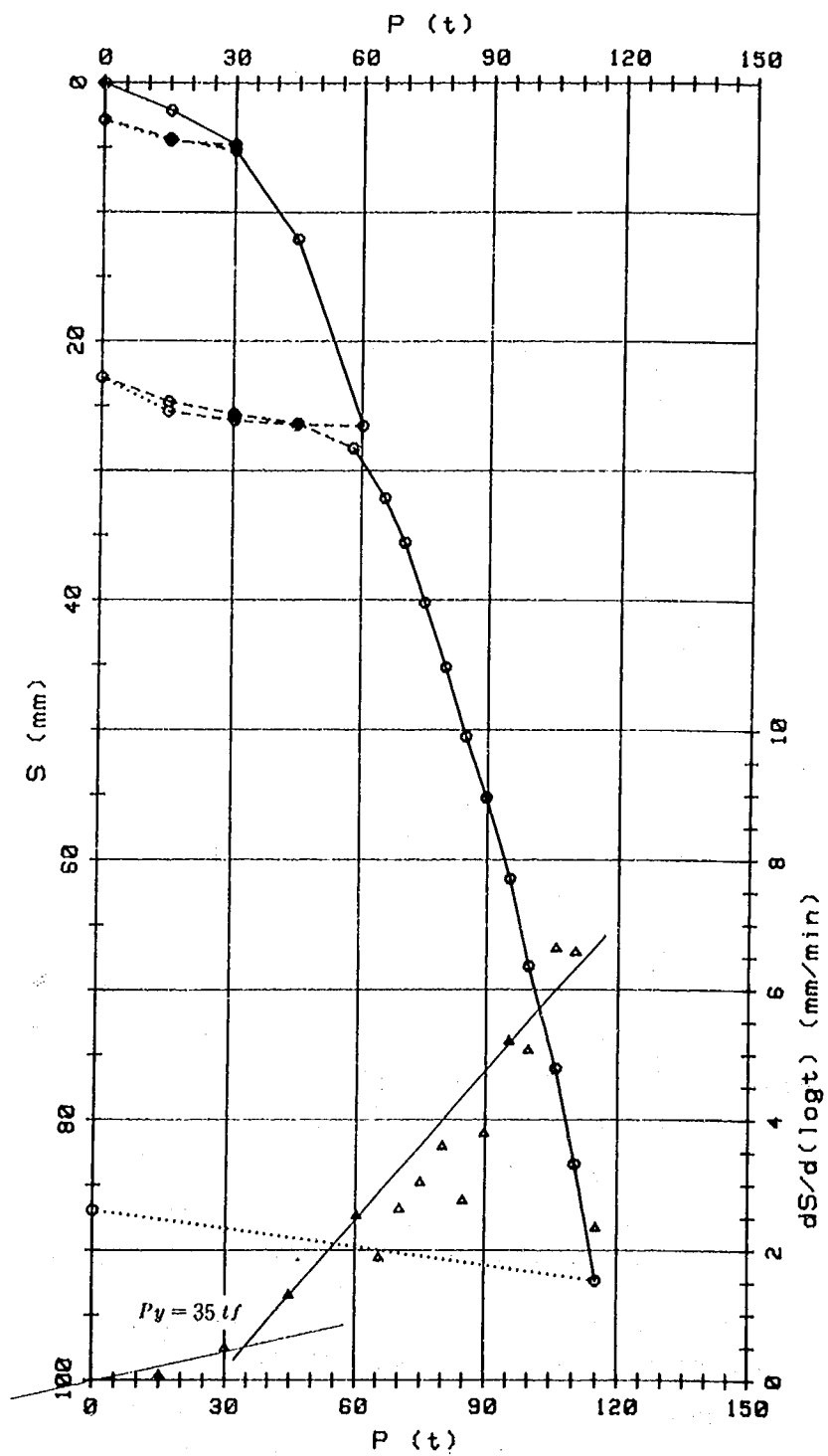
No.6-1

地表面沈下量の分布図



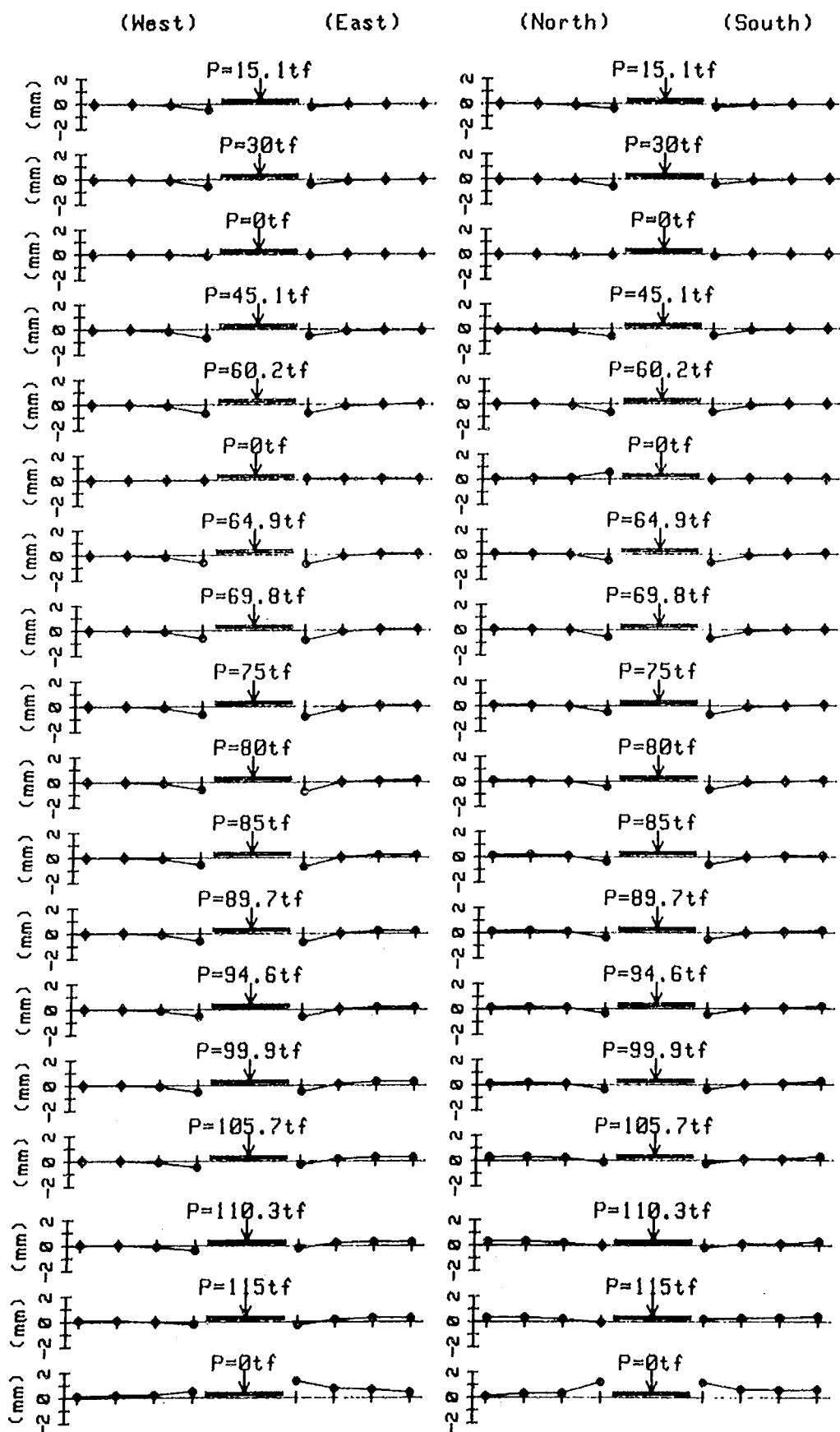
地表面沈下量の分布図

No.6-2



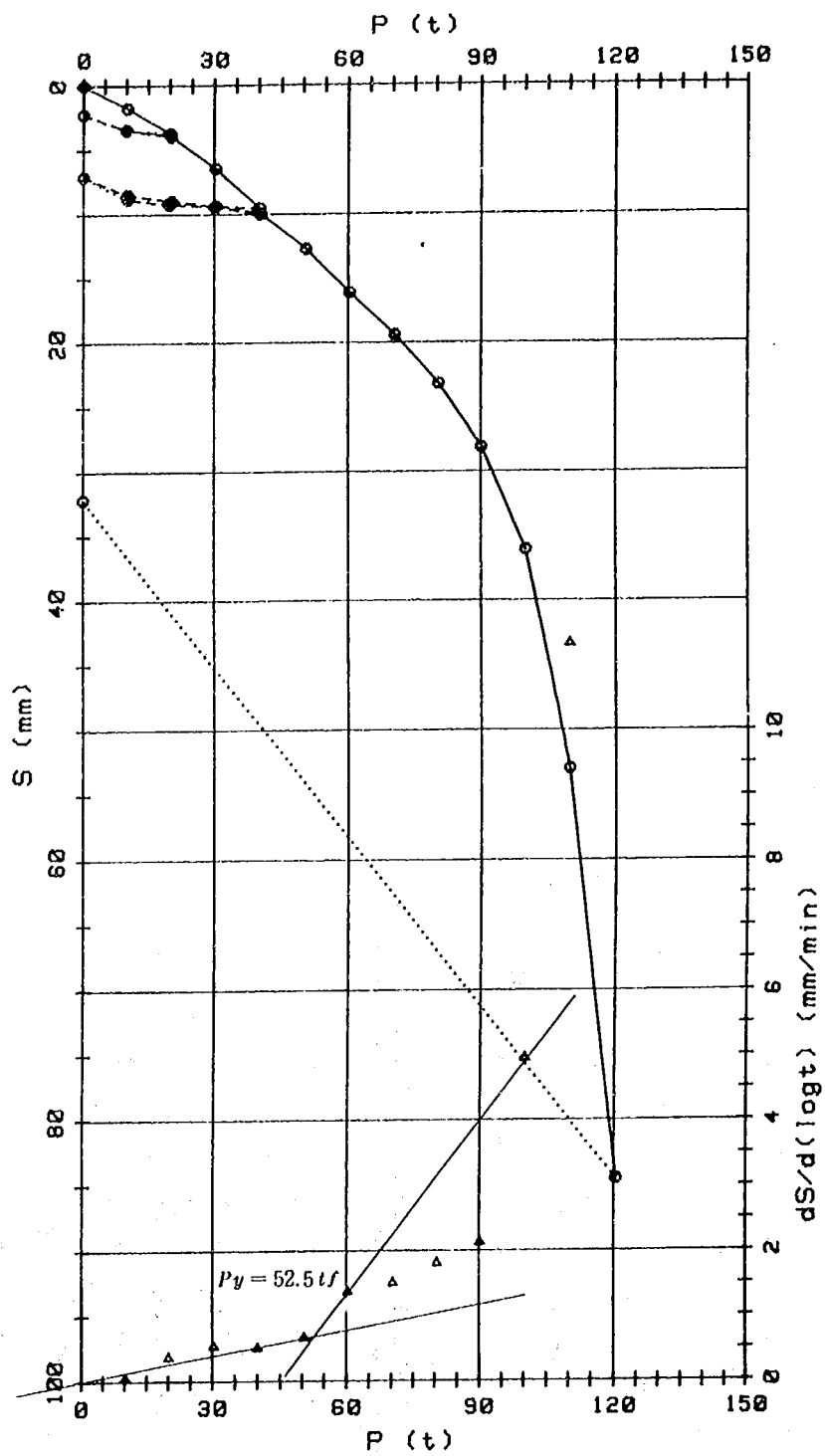
No. 7-1

$P \sim S, ds/d(\log t)$ 曲線



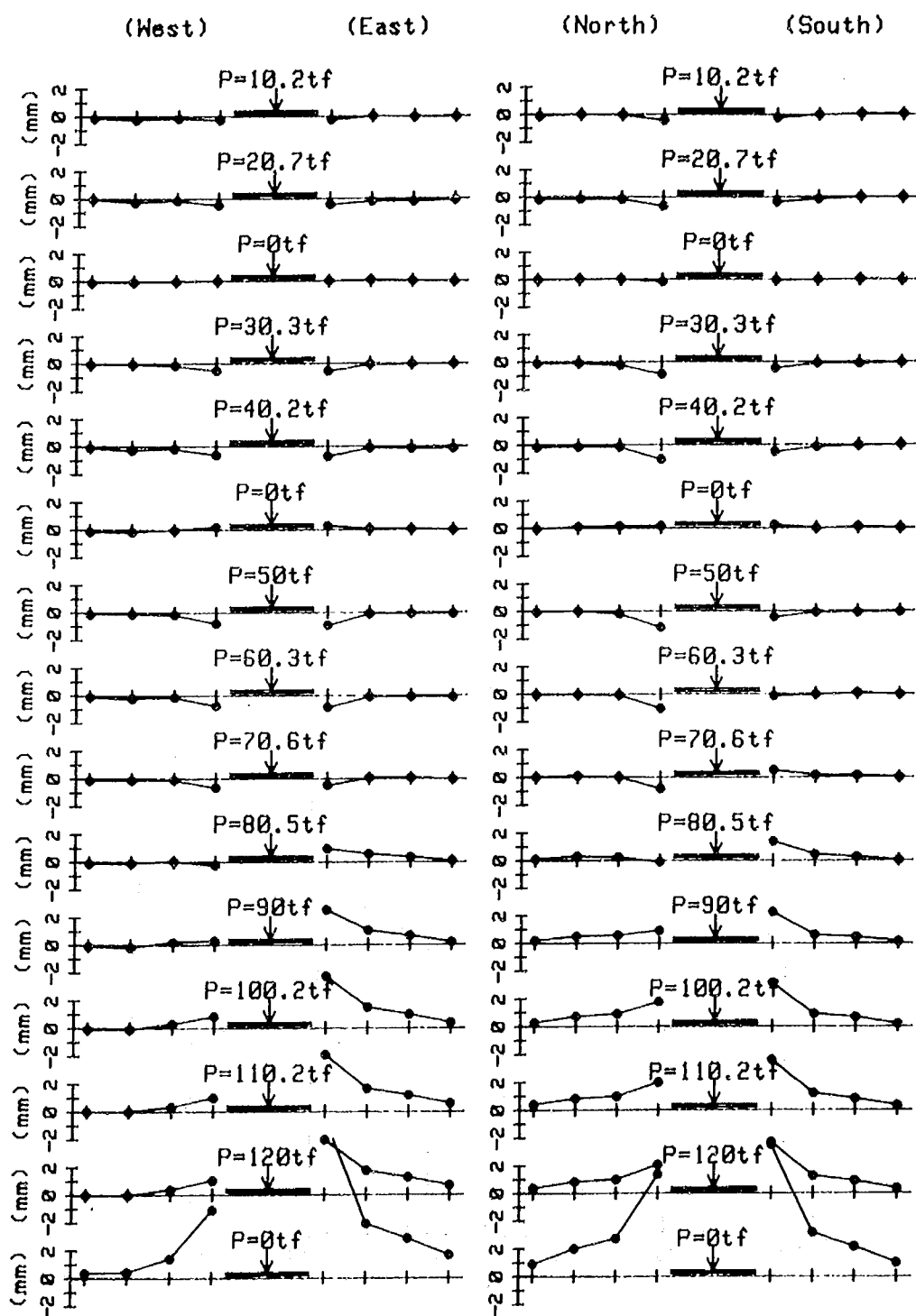
No. 7-1

地表面沈下量の分布図



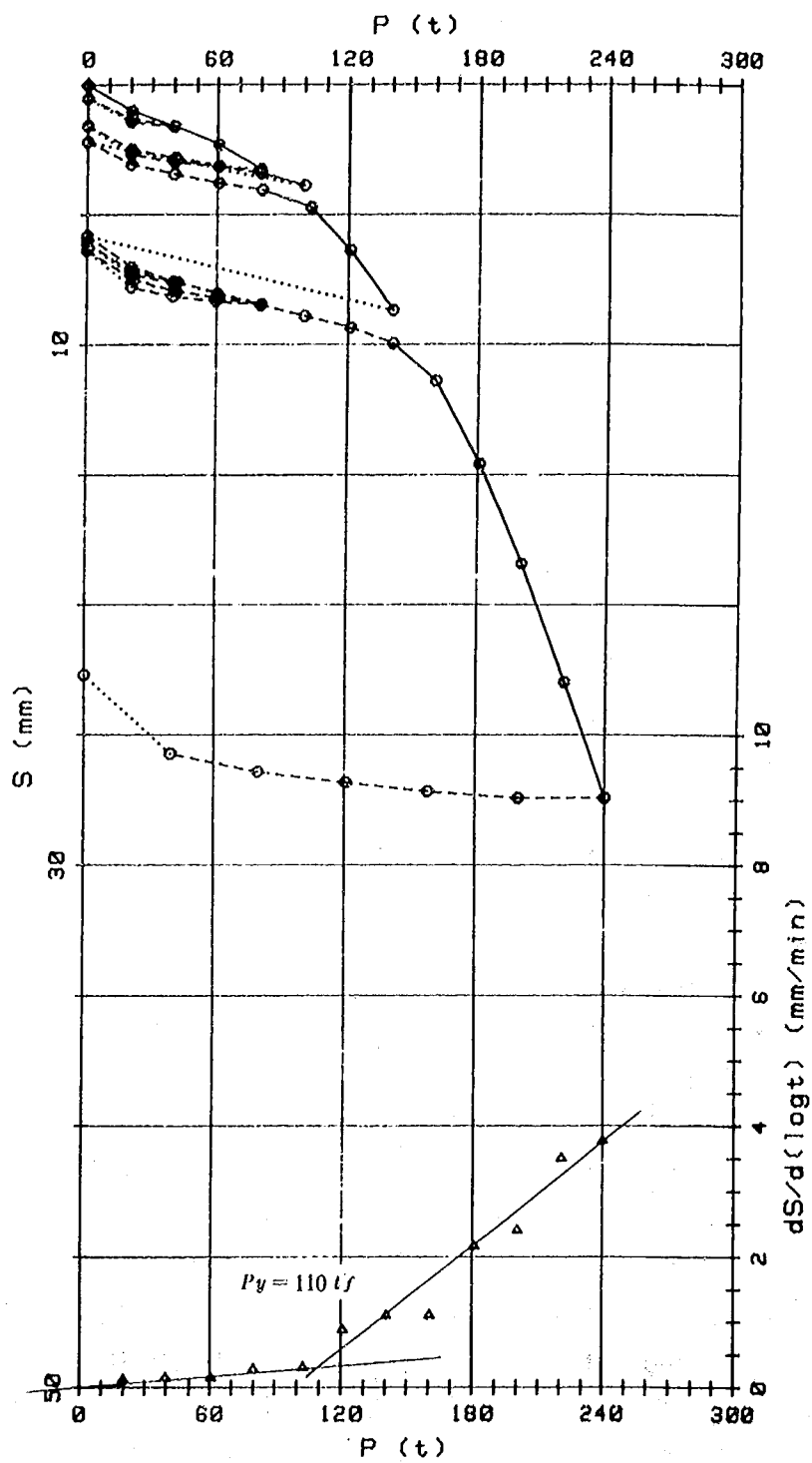
No.7-2

$P \sim S, ds/d(\log t)$ 曲線



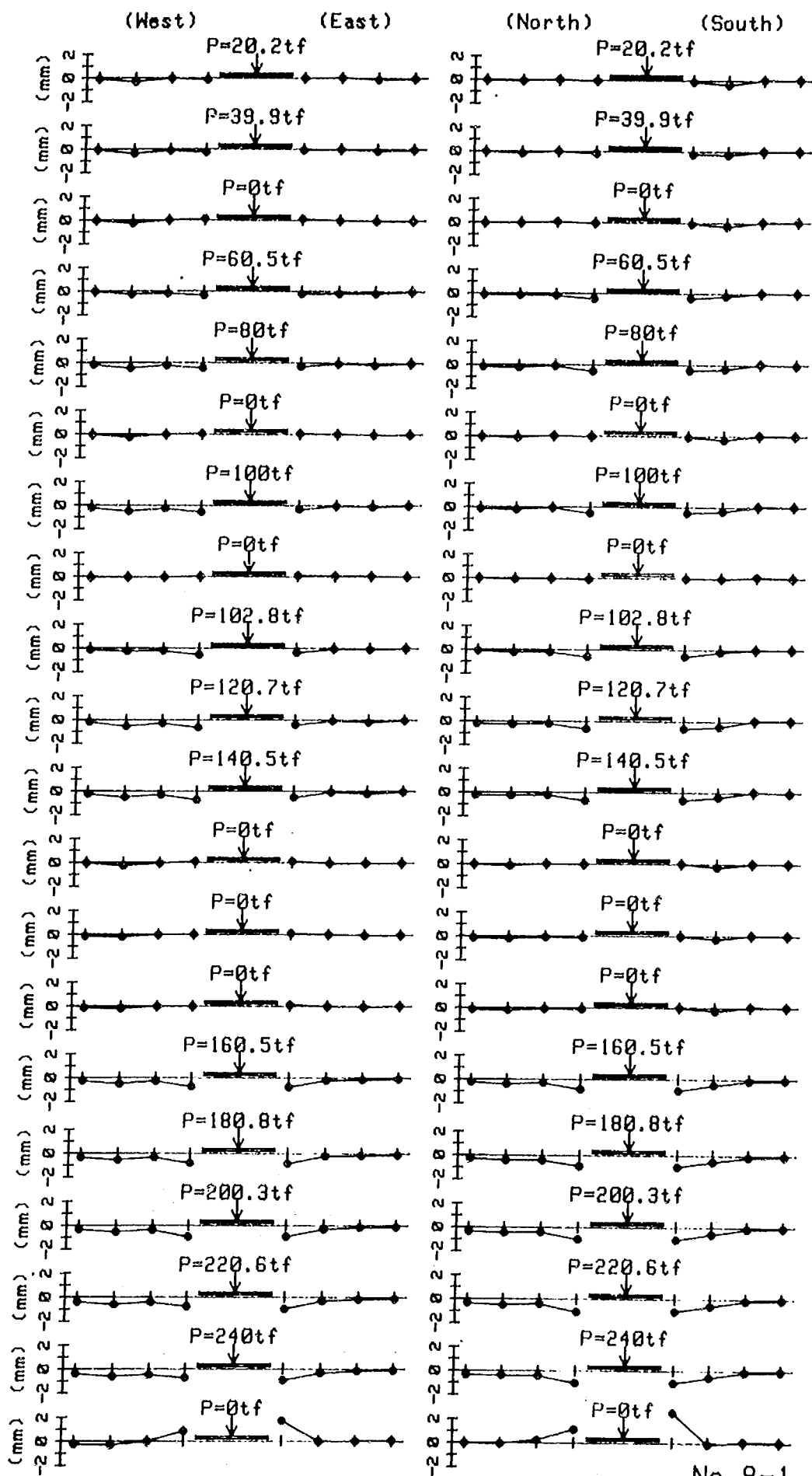
地表面沈下量の分布図

No. 7-2

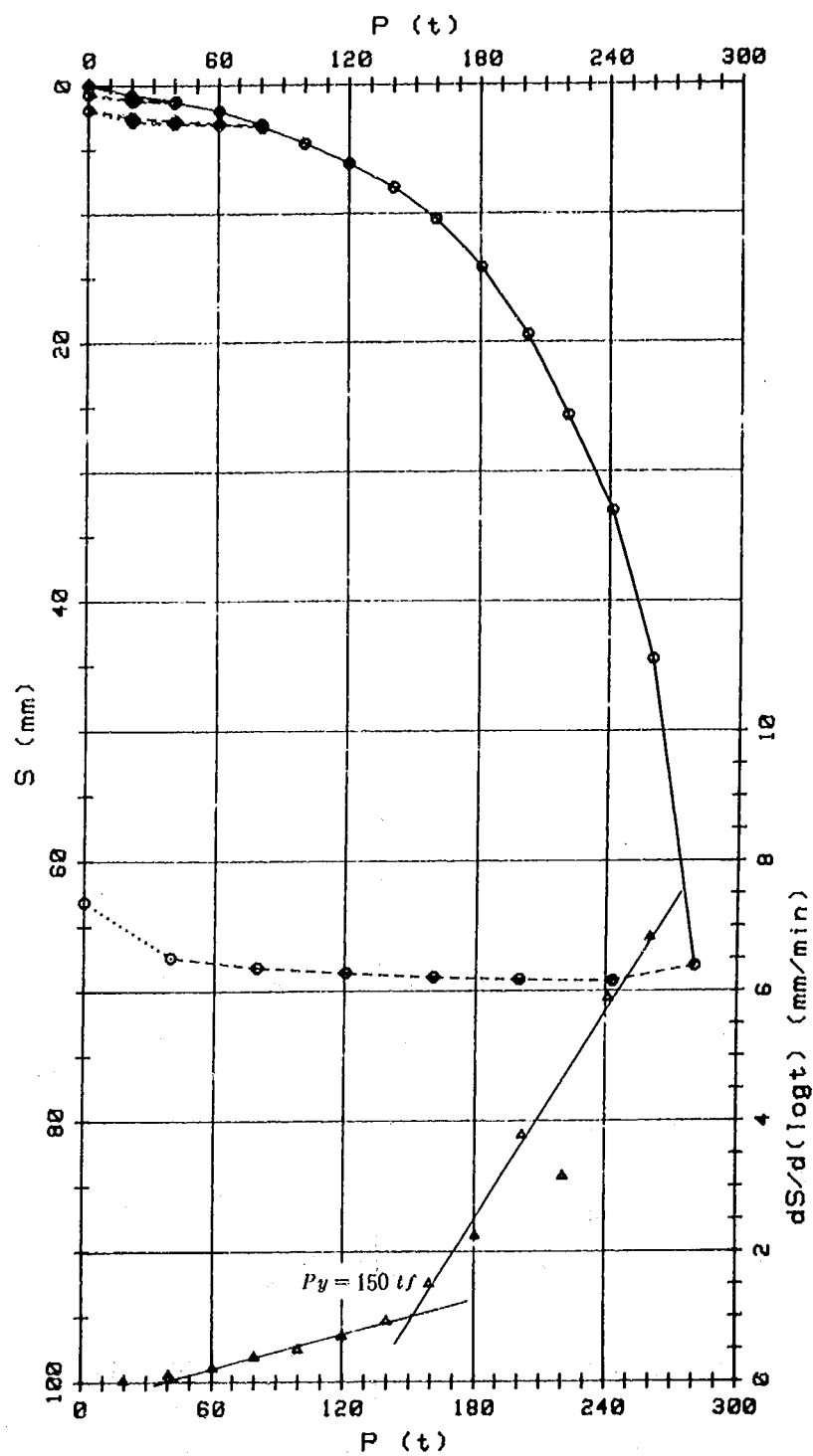


No.8-1

$P \sim S$, $ds/d(\log t)$ 曲線

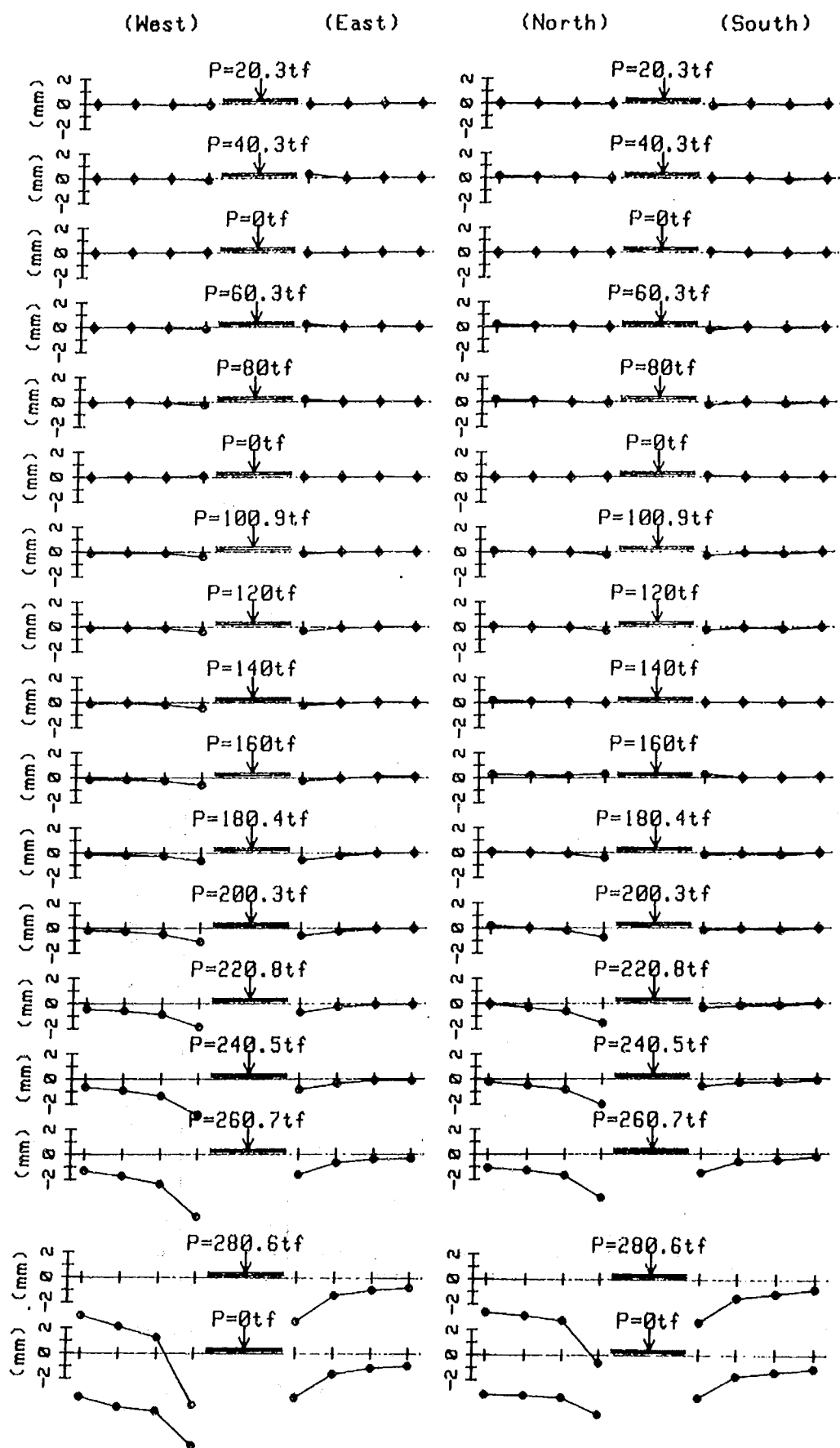


地表面沈下量の分布図



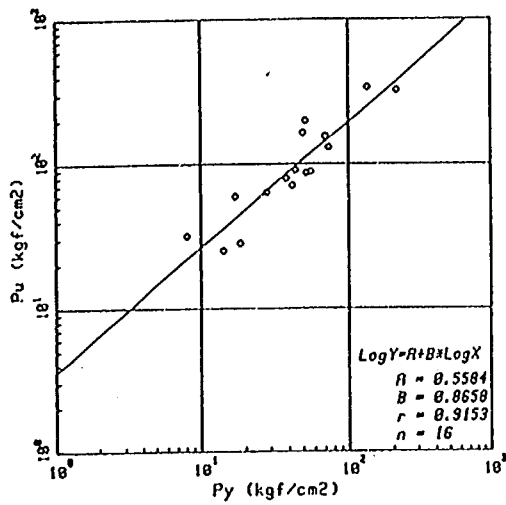
No. 8-2

$P \sim S, ds/d(\log t)$ 曲線

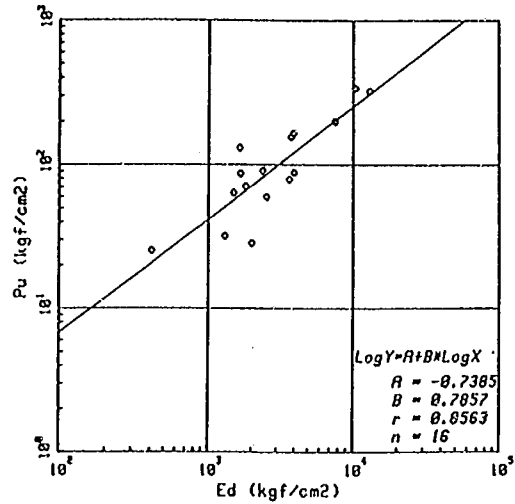


地表面沈下量の分布図

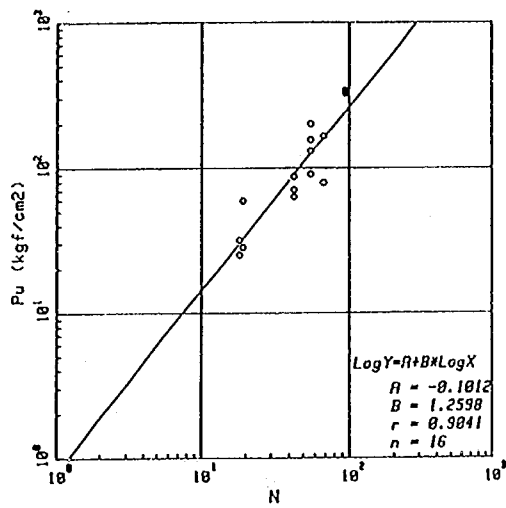
No.8-2



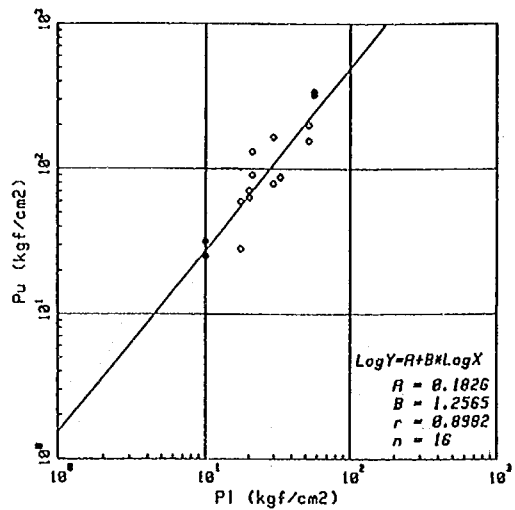
$\log Pu \sim \log Py$



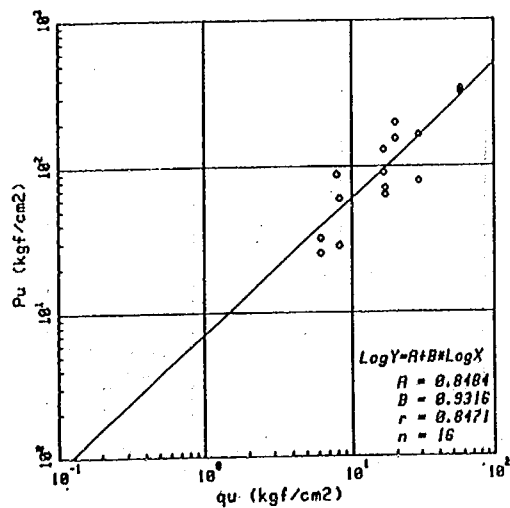
$\log Pu \sim \log Ed$



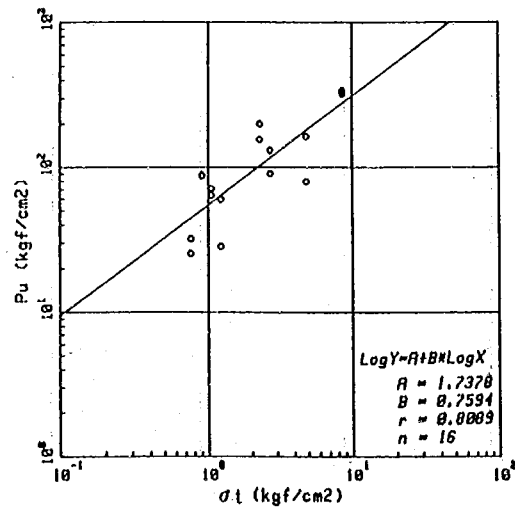
$\log Pu \sim \log N$



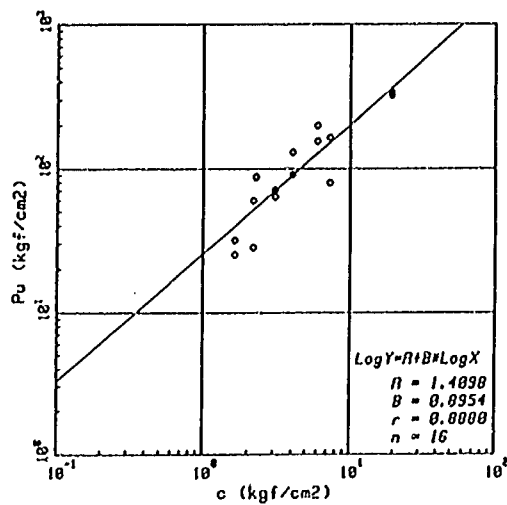
$\log Pu \sim \log PI$



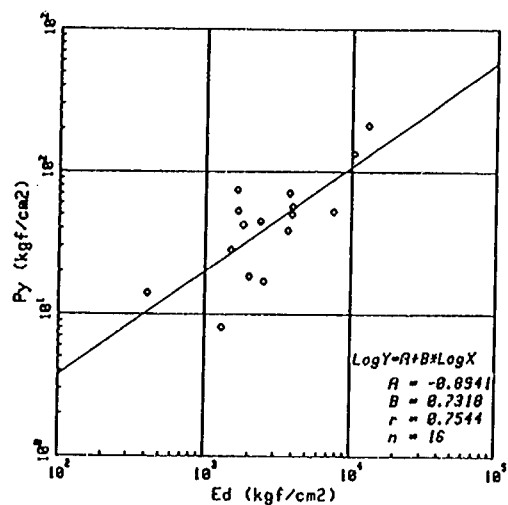
$\log Pu \sim \log qu$



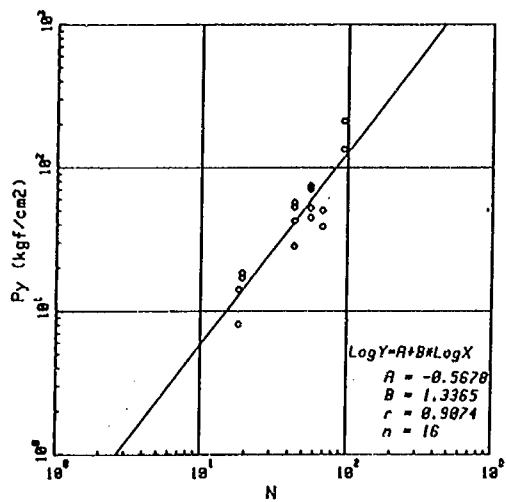
$\log Pu \sim \log \sigma_t$



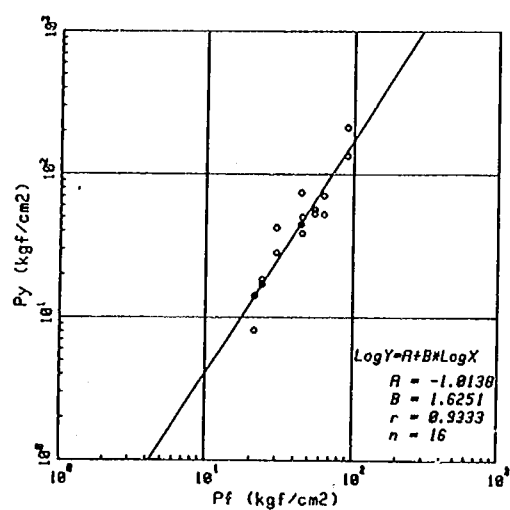
$\log P_u \sim \log c$



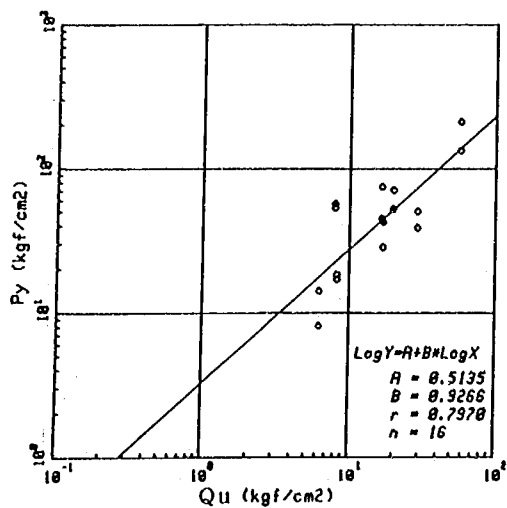
$\log P_y \sim \log E_d$



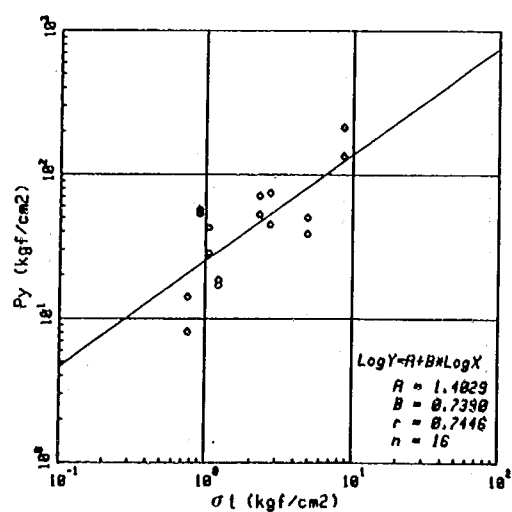
$\log P_y \sim \log N$



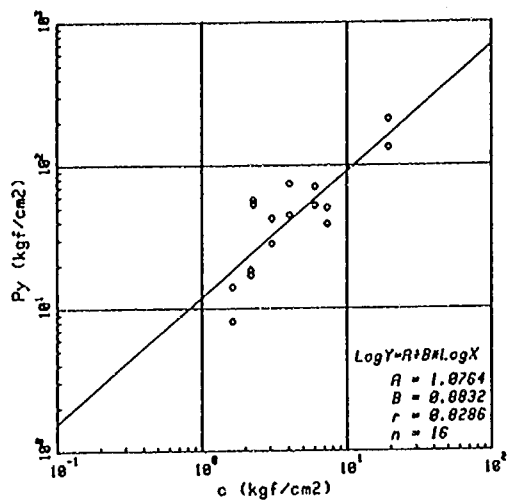
$\log P_y \sim \log P_f$



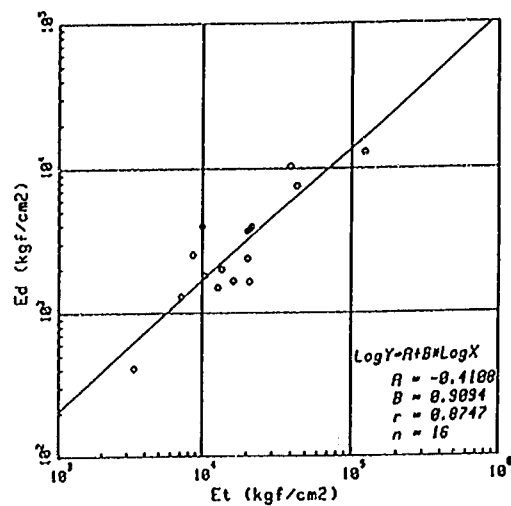
$\log P_y \sim \log Q_u$



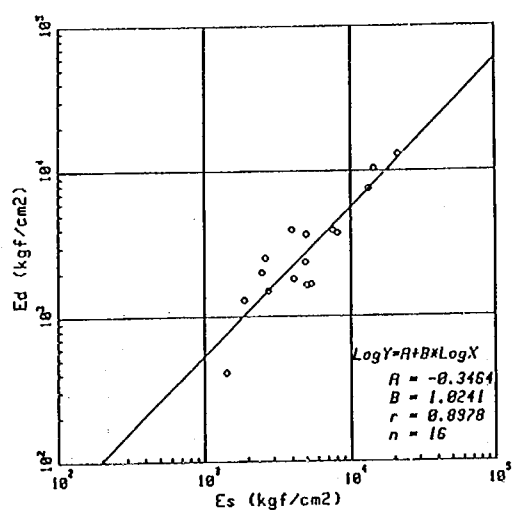
$\log P_y \sim \log \sigma_t$



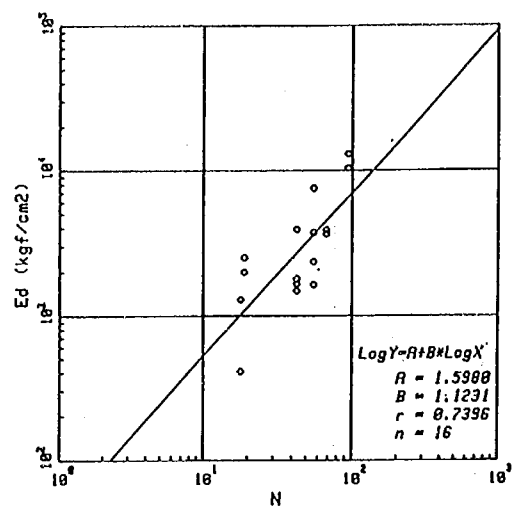
$\log P_y \sim \log c$



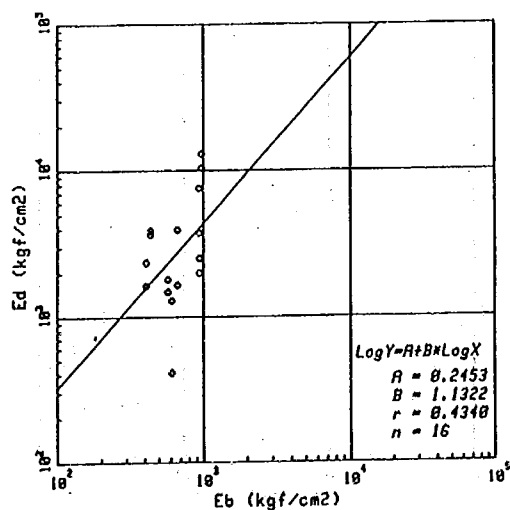
$\log E_d \sim \log E_t$



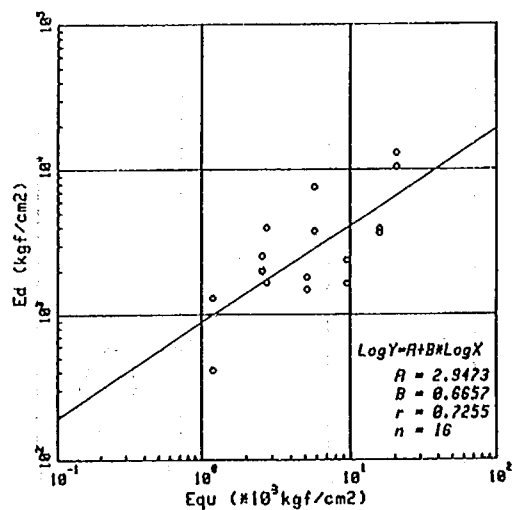
$\log E_d \sim \log E_s$



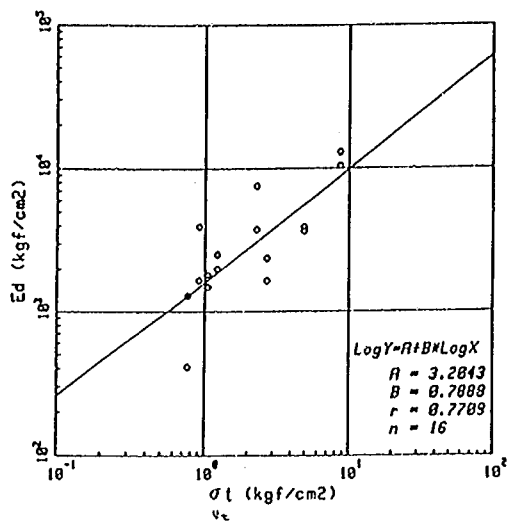
$\log E_d \sim \log N$



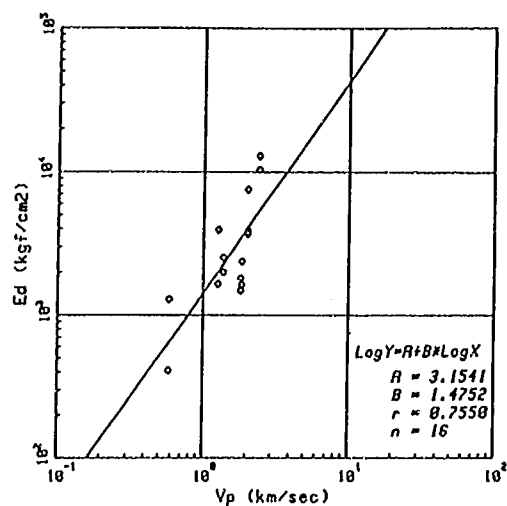
$\log E_d \sim \log E_b$



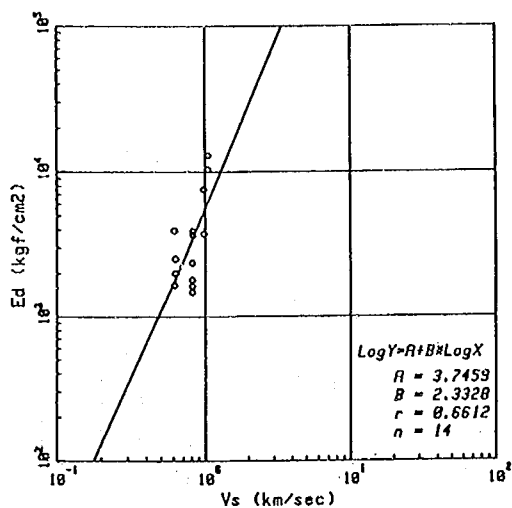
$\log E_d \sim \log E_{qu}$



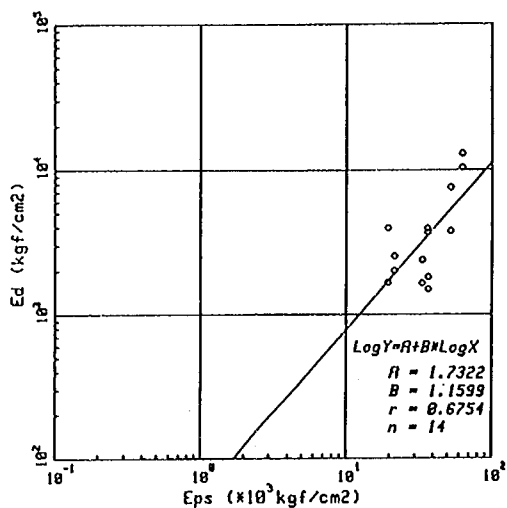
$\log E_d \sim \log \sigma_t$



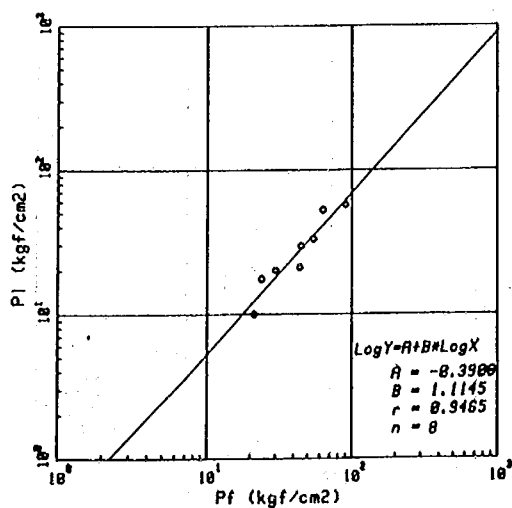
$\log E_d \sim \log V_p$



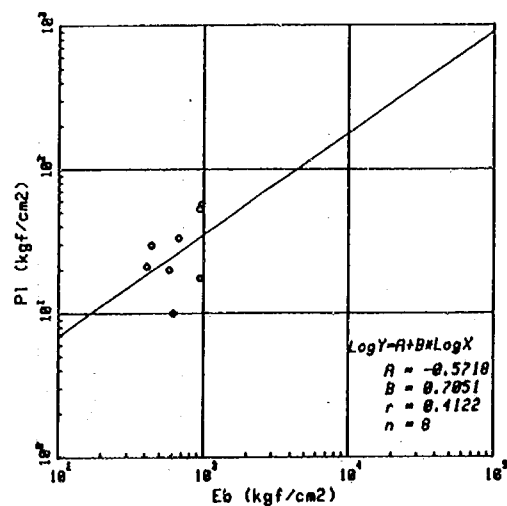
$\log E_d \sim \log V_s$



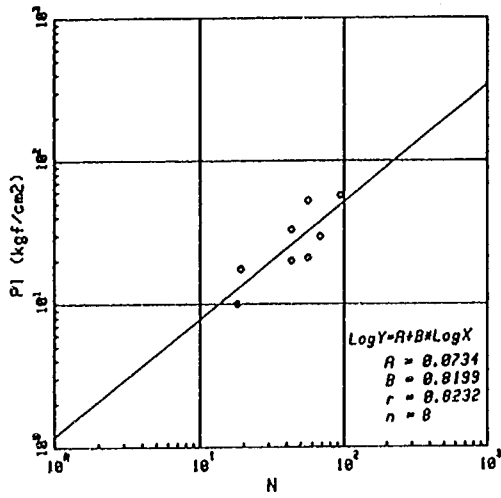
$\log E_d \sim \log E_{ps}$



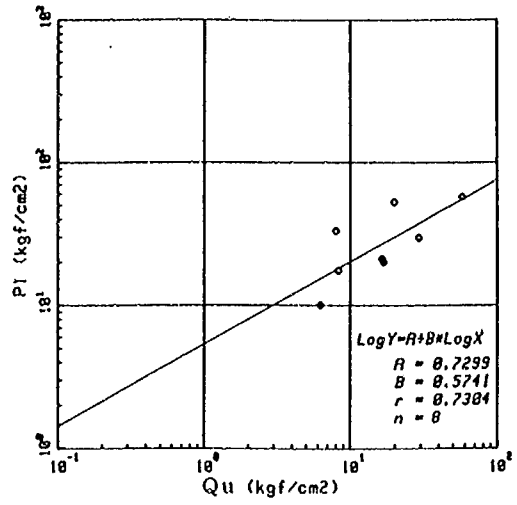
$\log P_1 \sim \log P_f$



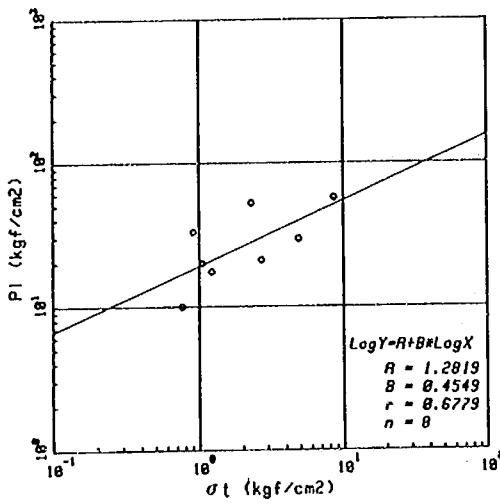
$\log P_1 \sim \log E_b$



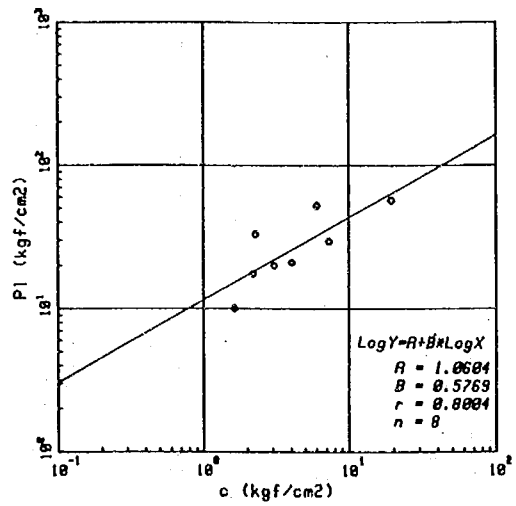
$\log P_1 \sim \log N$



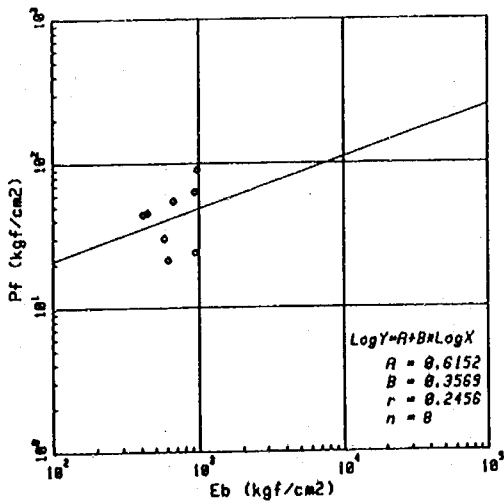
$\log P_1 \sim \log Q_u$



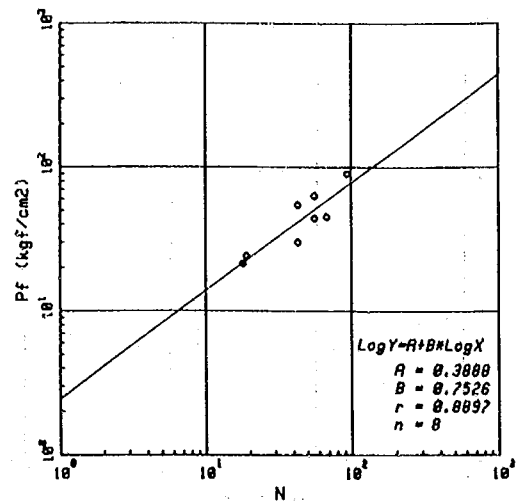
$\log P_1 \sim \log \sigma_t$



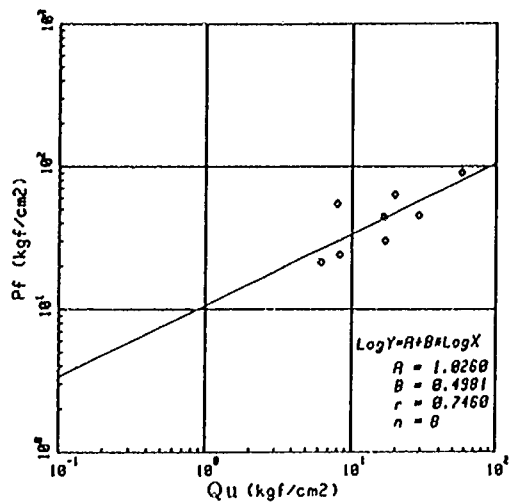
$\log P_1 \sim \log c$



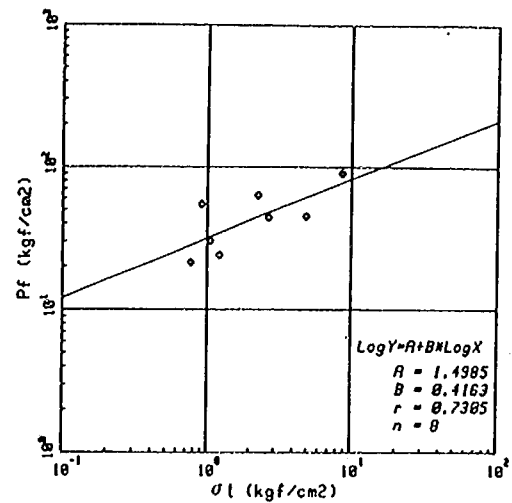
$\log P_f \sim \log E_b$



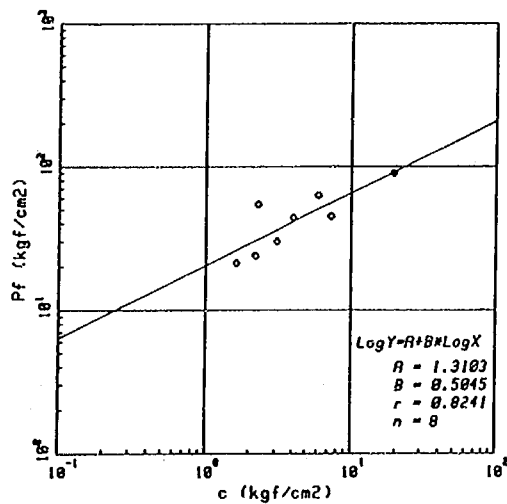
$\log P_f \sim \log N$



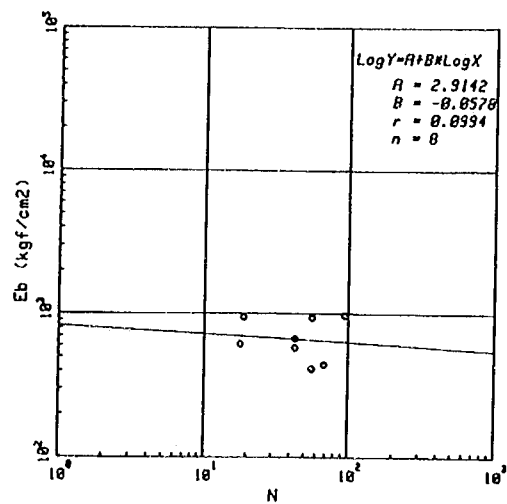
$\log Pf \sim \log Qu$



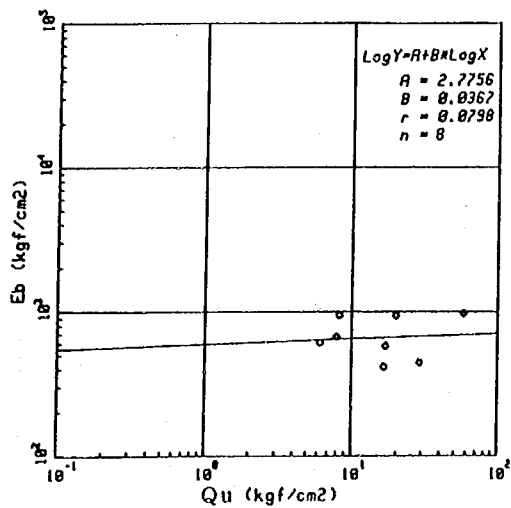
$\log Pf \sim \log \sigma_l$



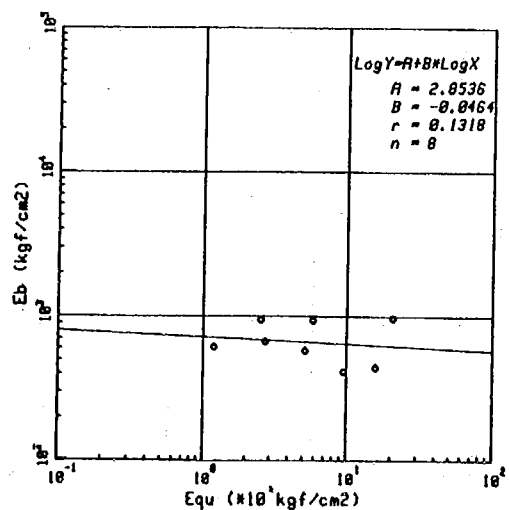
$\log Pf \sim \log c$



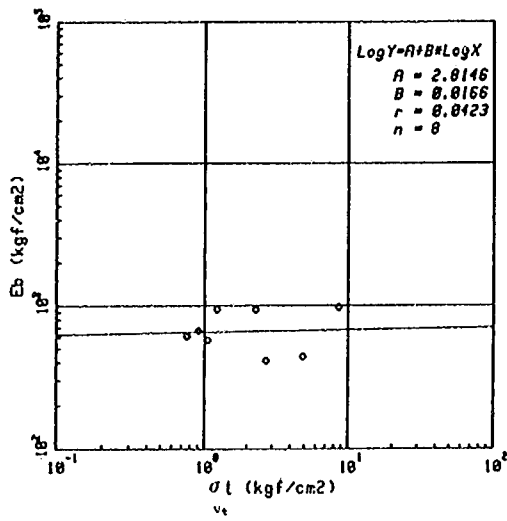
$\log Eb \sim \log N$



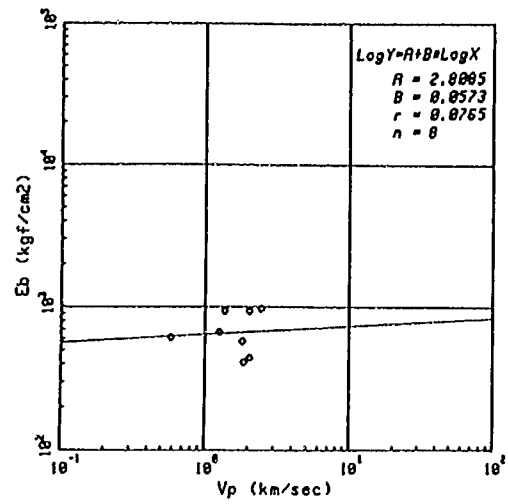
$\log Eb \sim \log Qu$



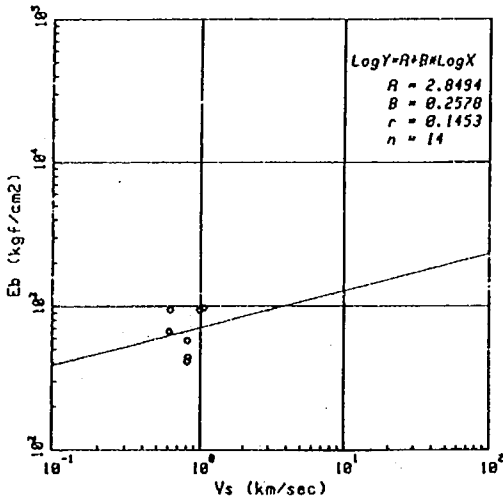
$\log Eb \sim \log Equ$



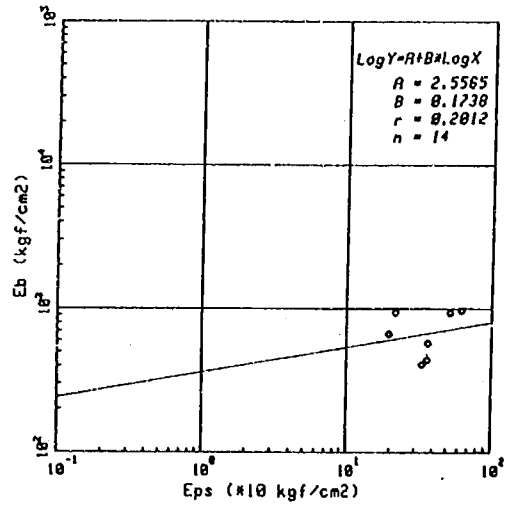
$\log E_b \sim \log \sigma_t$



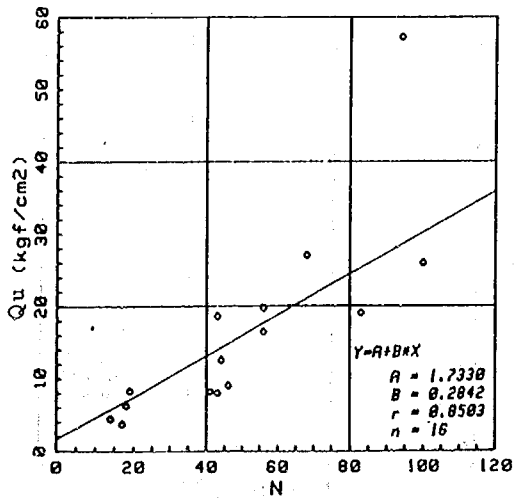
$\log E_b \sim \log V_p$



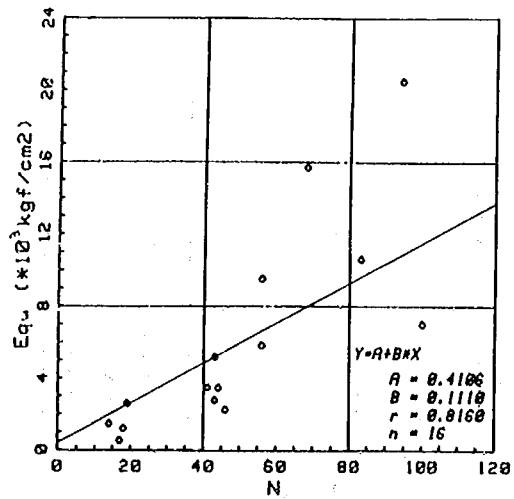
$\log E_b \sim \log V_s$



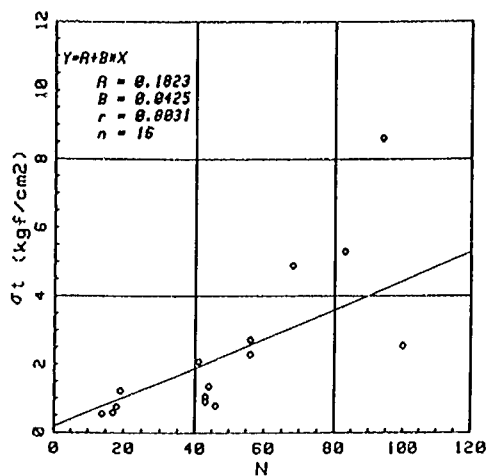
$\log E_b \sim \log E_{ps}$



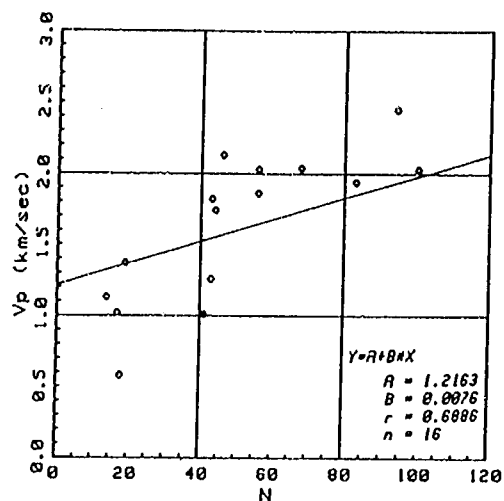
$Q_u \sim N$



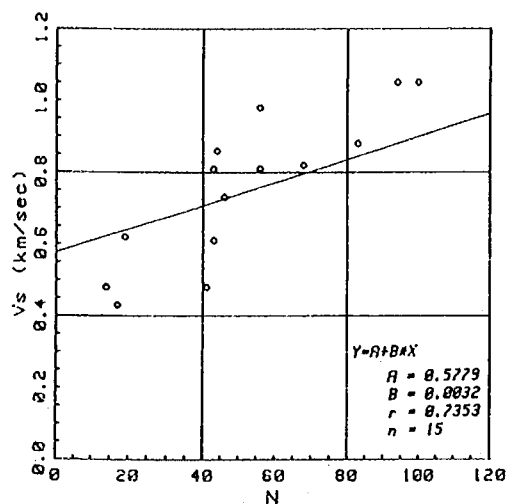
$E_{qu} \sim N$



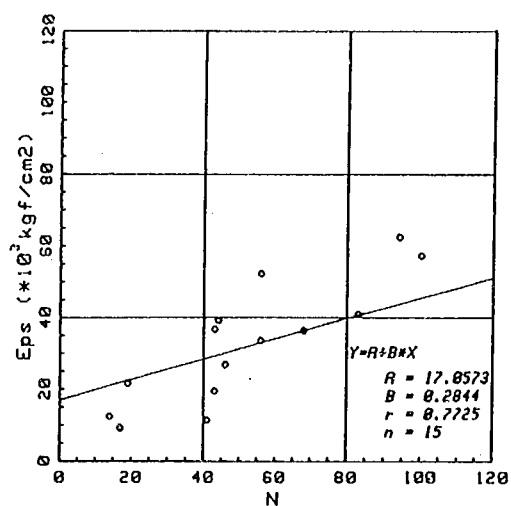
$\sigma_t \sim N$



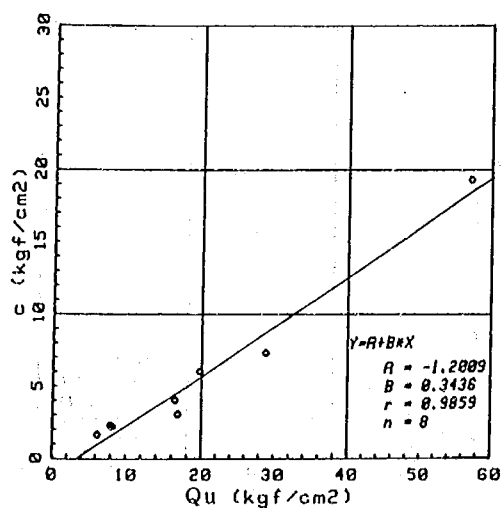
$V_p \sim N$



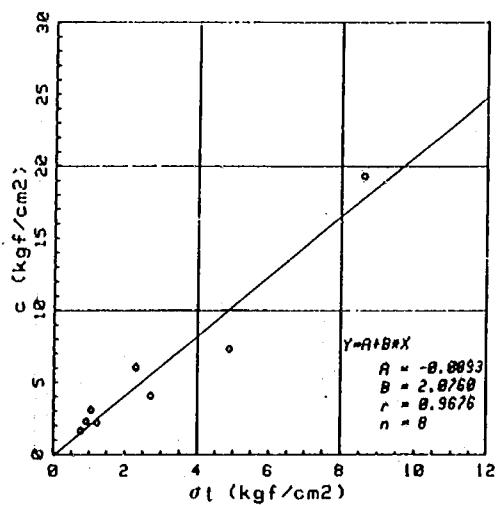
$V_s \sim N$



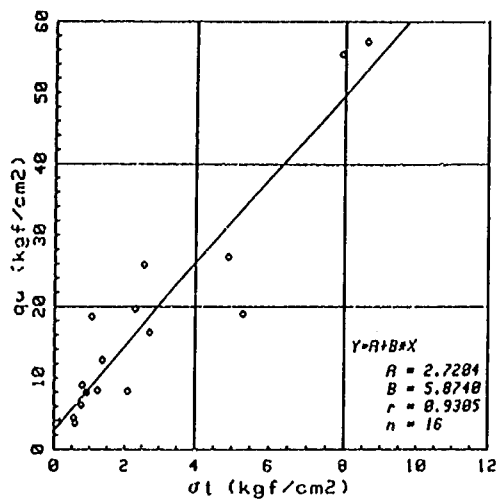
$Eps \sim N$



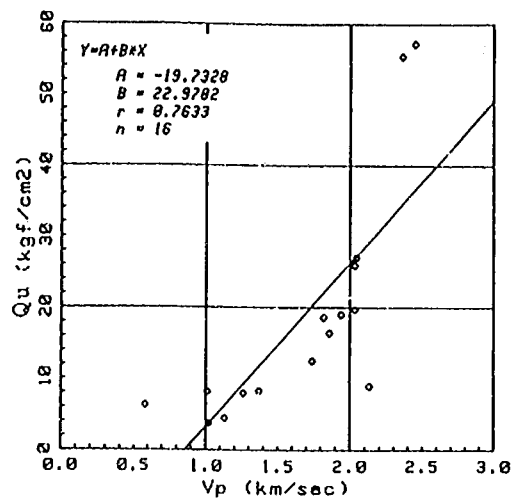
$c \sim Qu$



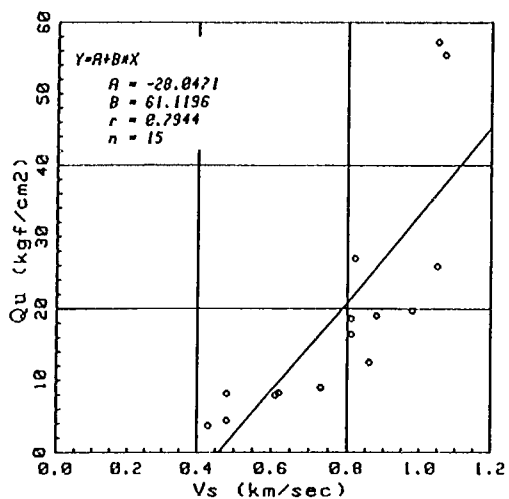
$c \sim \sigma_t$



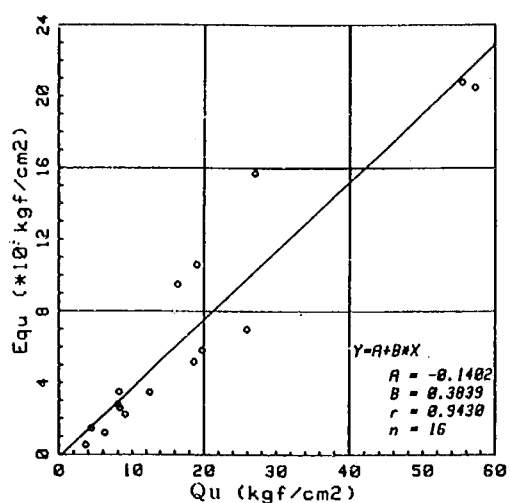
$\sigma_l \sim \sigma_t$



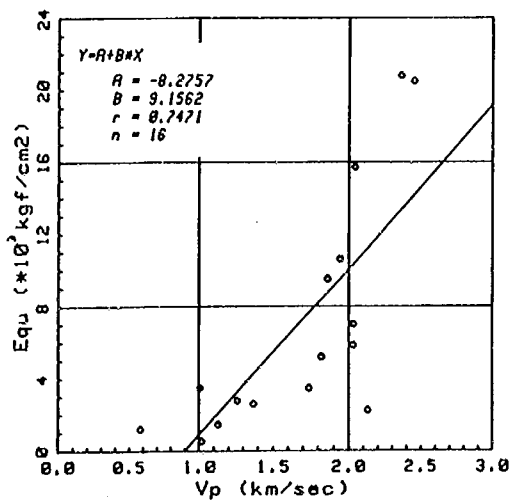
$Q_u \sim V_p$



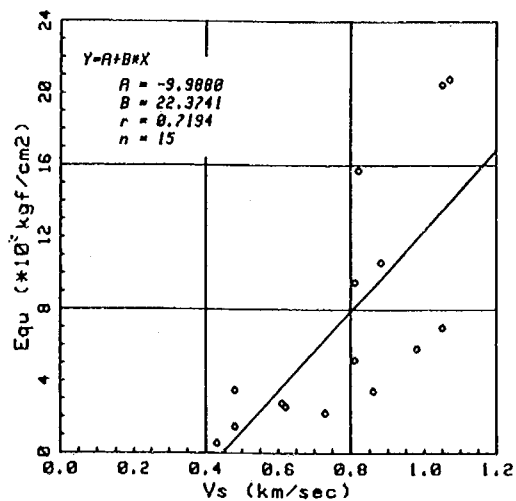
$Q_u \sim V_s$



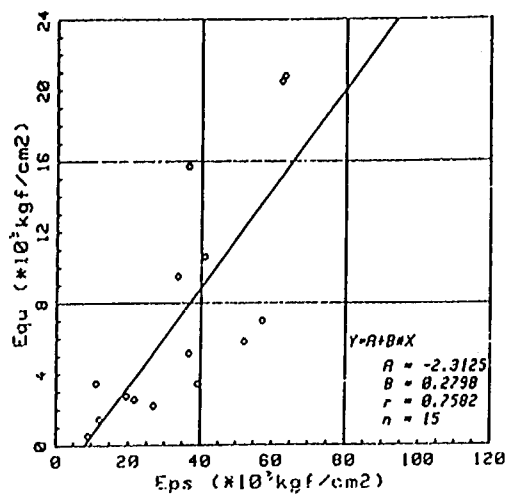
$Equ \sim Q_u$



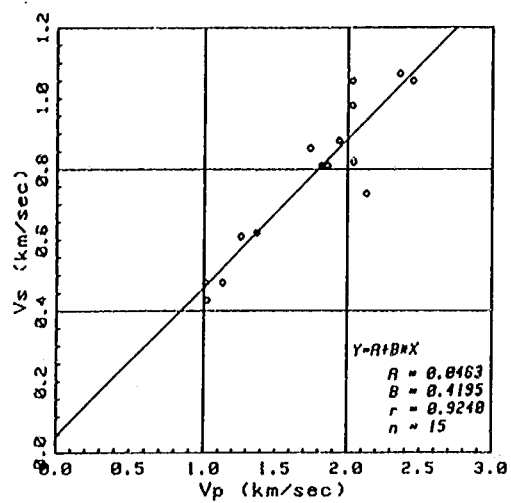
$Equ \sim V_p$



$Equ \sim V_s$



Equ ~ Eps



Vs ~ Vp

岩盤上の直接基礎の鉛直支持力推定法に関する研究

ISSN0386-5878

土研資料第2512号

昭和62年11月(1987)

岡原美知夫 小幡 宏

森 浩樹 津川 俊司

要 旨 本資料は、59～60年度に実施した岩盤に関するアンケート調査と61年度に行った模型岩盤上での載荷試験から得られた岩盤上の直接基礎の支持力評価について検討したものである。

キーワード：支持力，岩盤，アンケート，模型載荷試験



郵便はがき

305-□□

40円切手
をはいて
下さい

建設省土木研究所

基礎研究室行

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 2512 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名

印

土木研究所資料第2512号

○ 岩盤上の直接基礎の鉛直支持力推定法
に関する研究