

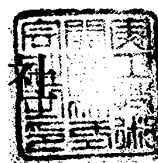
昭和58年度北部下水処理場築造事業

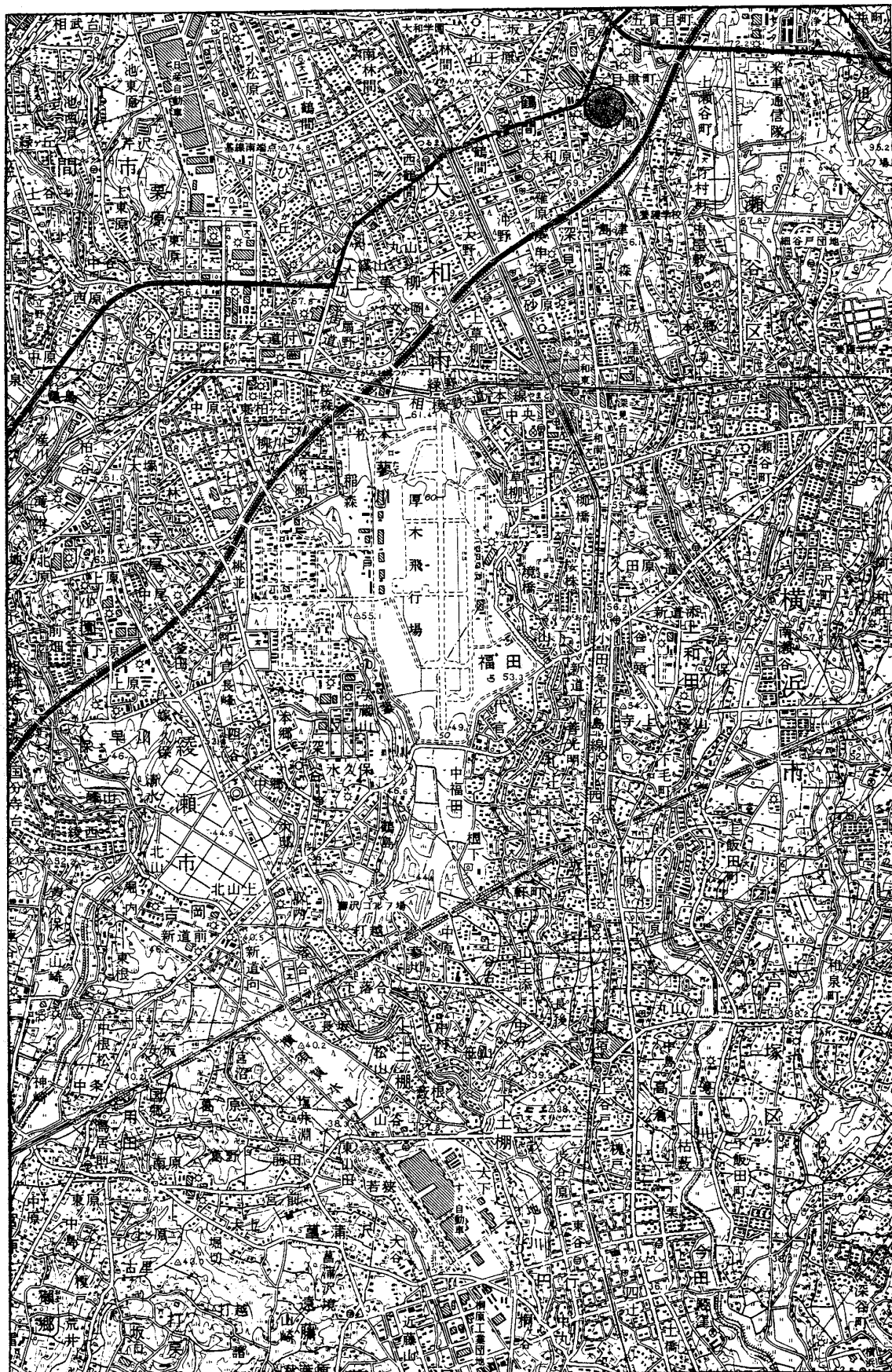
(北部下水処理場.地質.土質調査委託)

報告書 (I)

昭和59年3月

実工技術開発株式会社





目 次

PAGE

1. 調 査 概 要	4
2. 調 査 方 法	7
2 - 1. 調査ボーリング	7
2 - 2. 標準貫入試験	7
2 - 3. 不攪乱試料採取	8
2 - 4. 孔内水平載荷試験	9
2 - 5. 間隙水圧測定試験	10
2 - 6. 電気検層	12
2 - 7. 揚水試験	12
2 - 8. 水質試験	13
3. 調査地付近の地形・地質	14
4. 調 査 結 果	17
4 - 1. 調査地の地層構成および N 値	19
4 - 2. 室内土質試験	23
1) 物理的性質	27
2) 力学的性質	35
4 - 3. 孔内水平載荷試験	56
4 - 4. 間隙水圧測定試験	65
4 - 5. 電気検層	67
4 - 6. 揚水試験	70
4 - 7. 水質試験	80
5. 考 察	83
5 - 1. 盛土に関する検討	93
1) 沈下量の推定	95
2) 沈下量と所要時間の関係	96
3) 盛土のすべり破壊に対する検討	102

5 - 2. 各施設の支持力および沈下に関する検討	106
1) 〔Dc〕層を支持層とした場合の支持力, 沈下および浮力に対する安定について	107
2) 〔Ac〕層を支持層とした場合の支持力, 沈下および浮力に対する安定について	125
5 - 3. 根切り (掘削) 山留めに関する検討	134
1) 側圧の計算	136
2) 山留め壁の検討	144
3) 根入れ長さの検討	151
4) 揚水量の計算	154
6. 調査・考察 (検討) の要約	159

< 附 図 >

- 調査地点位置図 (S : 1/500)
- 柱 状 図
- 土層推定断面図 (V : 1/200, H = 1/500)
- 室内土質試験データ - 集
- 孔内水平載荷試験データ - 集
- 間隙水圧測定試験データ - 集
- 揚水試験データ - 集
- 現場記録写真

< 提 出 >

- 報 告 書 (I) 5 部
- 報 告 書 (II) 5 部
- 現場記録写真集 2 部
- 原 図 一 式
- 調 査 日 報 集
- 打合せ記録簿
- 土質標本一式

1. 調査概要

1. 調 査 概 要

本調査は、昭和58年度北部下水処理場築造事業の一環とし、敷地内に建設予定の構造物に対する設計・施工上の検討に必要な基礎資料を得る目的で調査ボーリングおよび不攪乱試料による室内土質試験、さらに各種原位置試験（標準貫入試験、孔内水平載荷試験、間隙水圧測定、電気検層、揚水試験）を実施した。

今回の調査概要はつぎの如くである。

- ① 調査発注 神奈川県大和市役所下水道部処理場建設課
- ② 調査件名 昭和58年度北部下水処理場築造事業(北部下水処理場地質
土質調査委託)
- ③ 調査場所 神奈川県大和市下鶴間2696地内
- ④ 調査工期 自…昭和58年9月10日
至…昭和59年3月15日
- ⑤ 調査内容 調査ボーリング
標準貫入試験
不攪乱試料採取
室内土質試験
孔内水平載荷試験
間隙水圧測定試験
電気検層
揚水試験
水質試験
- ⑥ 調査数量 表-1・1(ボーリング、室内土質試験)に記す。
- ⑦ 調査担当 実工技術開発株式会社

表-1・1 今回の調査項目および数量

(ボーリング)

施設名	ボーリング No.	調査最終深さ (m)	深さ(m)	ボーリング内訳 (m)						標準貫入試験(N)		不攪乱試料 採取方法(N)			孔内 水位 試験 (m)	割定 圧力 試験 (m)	電気 検層 (m)	揚水 試験 (式)	水質 試験 (式)	備考	
				シルト・粘土			礫混り土砂			シルト 粘土	礫混り 土砂	固定 ピストン	デモン デモン								
				φ66mm	86mm	116mm	φ66mm	86mm	116mm												
(1) 水処理施設 最初沈澱池 エアレーションタンク 最終沈澱池	No. 1	(19.29)	(19.25)		(12.25)				(7.0)		11	8								揚水試験用観測井	
	No. 2	23.22	23	18.2				4.8			17	6									
	No. 3	(21.22)	(21)	(0.9)		(13.0)	(7.1)				8	8		5		1	1	2	揚水試験用本井		
	No. 4	(20.25)	(20)		(14.85)				(5.15)		14	6			3					揚水試験用観測井	
	No. 5	20.33	20		2.95	11	2.0	4.05			8	7		6	3						
(2) 汚泥処理施設 汚泥濃縮タンク 脱水機棟	No. 6	17.35	17		3.3		9.0	4.7		1	14		2								
	No. 7	22.29	22	1.68			5.2			16	6										
(3) 管理本館	No. 8	17.29	17		1.7		9.0	6.3		0	16		2		3						
	No. 9	17.44	17		3.2		9.0	4.8		3	14		2		3	3					
(4) 焼却炉棟	No. 10	20.17	20	2.2		12.0	5.8			7	7			5							
	No. 11	17.25	17		1.9		12.0	3.1		1	16		2		3						
(5) 沈砂池棟	No. 12	17.37	17	1.7			15.3			1	16										
	No. 13	17.22	17		2.8		9.0	5.2		2	15		2		3						
	No. 14	17.32	17	4.6			12.4			4	13										
	No. 15	22.27	22	1.68			5.2			16	6										
	No. 16	21.32	21	2.1		13.8	5.1			9	6		5								
	N-1	(20.0)	(20)		(13.8)			(6.2)													
(観測井)	N-2	(18.1)	(18)		(12.1)			(6.0)													
	S-1	(20.0)	(20)		(14.15)			(5.85)													
	S-2	(20.0)	(20)		(14.1)			(5.9)													
合計	20ヶ所	250.84	24.7	62.4	15.85	3.68	103.8	28.15		118	164		10	21	18	6	1	1	2		
				115.05				131.95				282		31							

(室内土質試験)

ボーリング	物 理 試 験 (ヶ)						力 学 試 験 (ヶ)				
	比 重	含 水	粒 度	液 性	塑 性	湿潤密度	一軸圧縮	三軸圧縮	直接セシ断	圧 密	変水位透水
No 3	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
No 5							6	6	6	6	6
No 6	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
No 8	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
No 9	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
No 10							4	4	4	4	4
No 11	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
No 13	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
No 16							5	5	5	5	5
合 計	15	15	15	15	15	15	30	30	30	30	30

2. 調査方法

2. 調査方法

2-1. 調査ボーリング

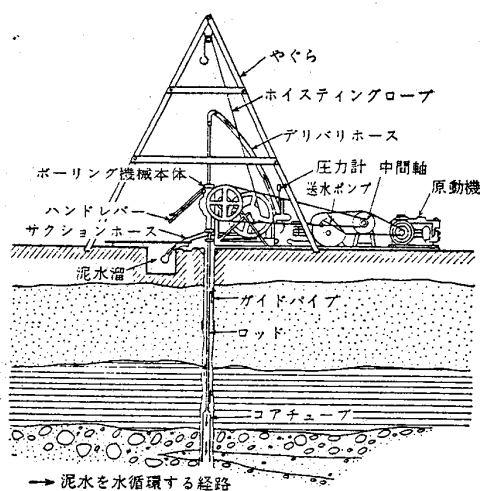


図-2・1 ボーリング装置一般図

調査ボーリングは、左図のハンド

フイード型ロータリーマシンを使用し、

口径 116 mm ～ 66 mm で掘削した。

掘削に際しては特に崩壊性のある

地層ではケーシングパイプを使用し、

その他の部分ではベントナイト泥水に

よつて孔壁の安定を計つた。

掘進中は、ポンプの圧力、スライ

ム、泥水の色調、ハンドレバーの感触

掘進速さなどにより地層状況を把握

した。

2-2. 標準貫入試験

試験は原位置における土の硬軟、締り具合の相対値を知る目的で実施した。

方法は、図-2・2に示すように、標準貫入試験用サンプラーを用い重量 63.5 Kg のハンマーを落下高さ 75 cm より落下させ、地盤中に 30 cm 貫入に要する打撃回数(N 値)を測定した。

ただし、打撃回数が50回に至るも 30 cm 貫入しない場合には50回

で打ち切り、その時の貫入量を記録した。

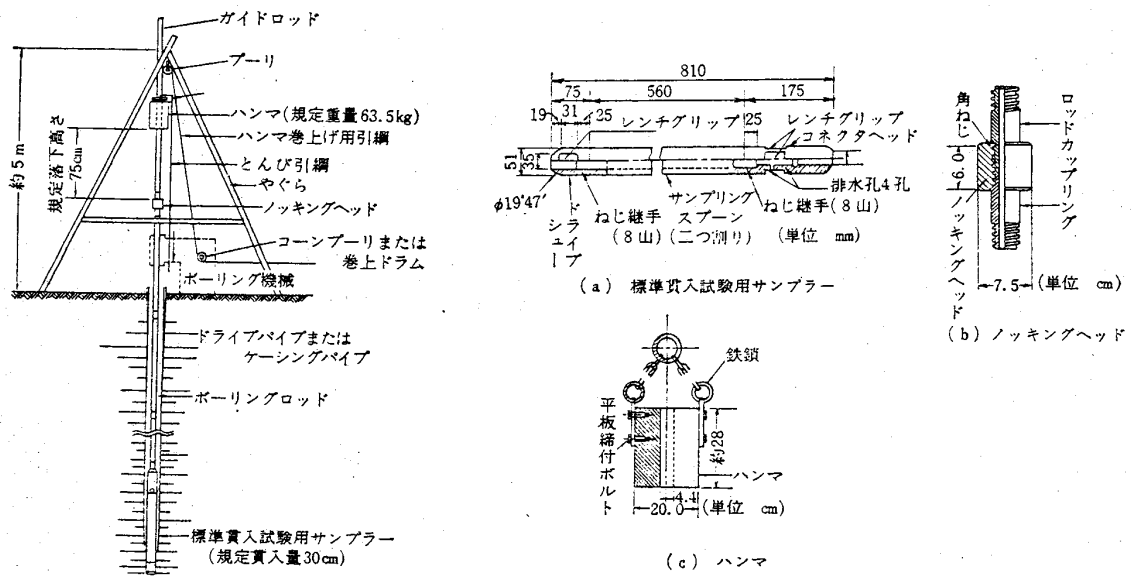


図 - 2・2 標準貫入試験装置

2 - 3. 不攪乱試料採取

不攪乱試料は、図-2・3に示す固定ピストン式シンウオールサンプラーおよびデニソン式サンプラーを用いて採取した。

固定ピストン式シンウオールサンプラーは、 $N = 0 \sim 4$ 回程度の軟かい粘性土に適し、またデニソン式サンプラーは二重管から成るサンプラーで内管は回転せずに静的に地盤中に圧入し、試料を採取するものである。この適用範囲としては、 $N = 4$ 回以上の粘性土に適している。

なお、不攪乱試料による室内土質試験はつぎの項目について行つた。

物理試験…比重，含水，粒度，液性，塑性，湿潤密度

力学試験…一軸圧縮，三軸圧縮，直接せん断，圧密，透水

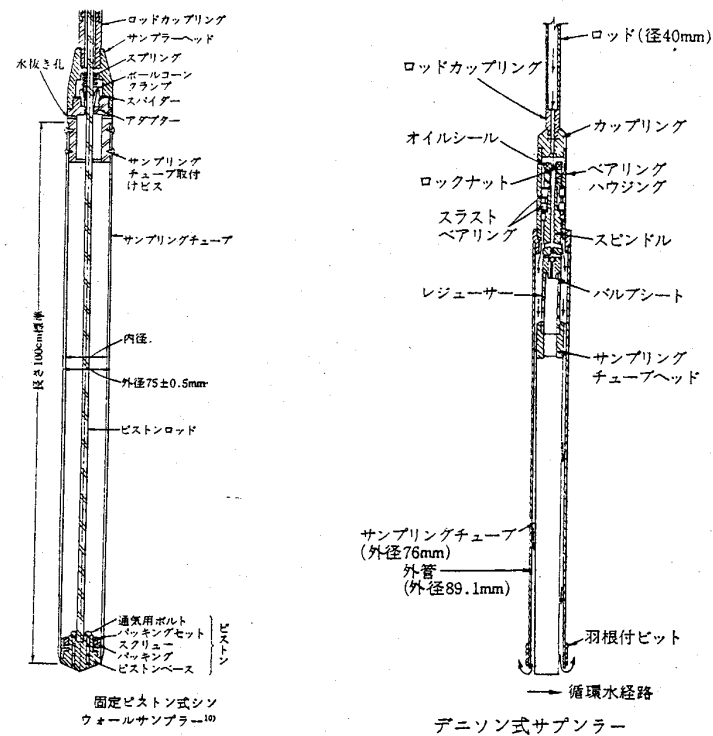


図 - 2・3 各サンプリャー

2 - 4. 孔内水平載荷試験

試験は、図-2・4のLLTを用いて実施した。測定管に圧力を加え測定管のゴムチューブ（載荷板）と横方向に膨張させ孔壁の変形に対する圧力と変形量との関係を測定した。

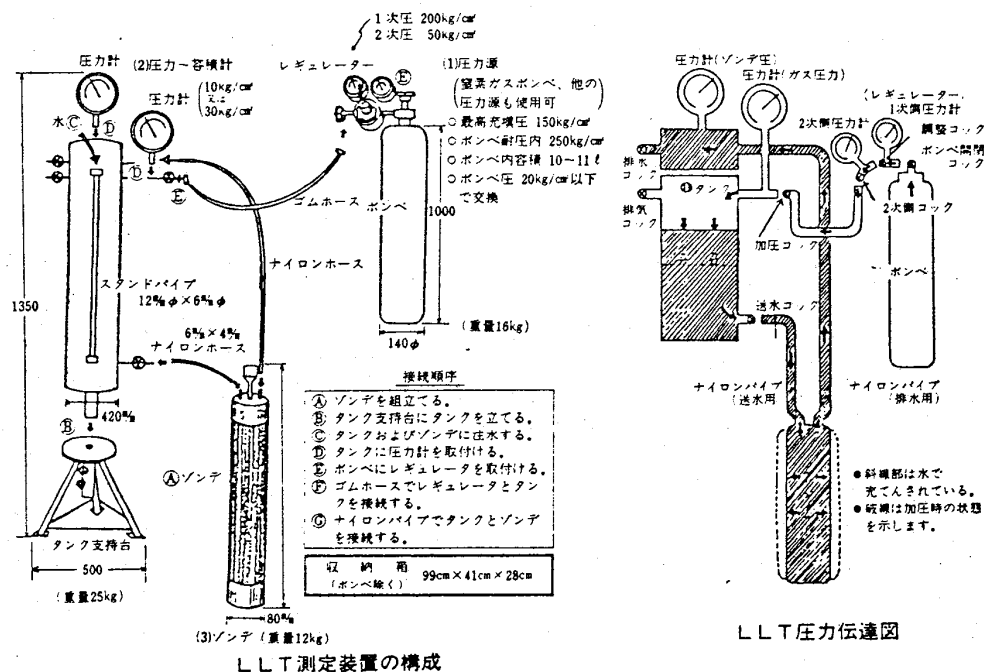


図 - 2・4 L L T の測定装置および圧力伝達図

2 - 5. 間隙水圧測定試験

試験は、透水性の良好な地層に対してはボーリング孔内に挿入したケーシング内の水位を観測するケーシング法(図-2・5参照)で行った。

また、透水性の悪い地層に対しては、図-2・6に示す電気式の間隙水圧計を用いた。

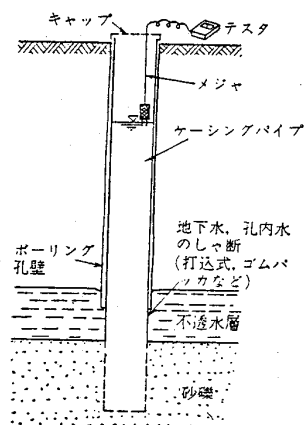


図-2・5 間隙水圧(水頭)測定概念図

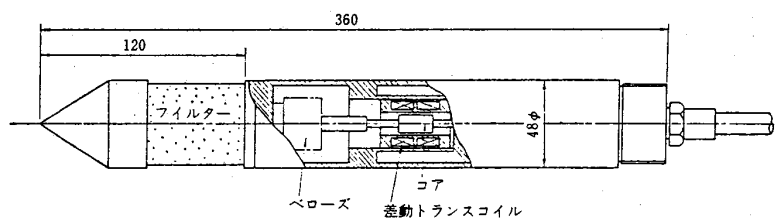


図-2・6 電気式間隙水圧計の一例(差動トランス型)

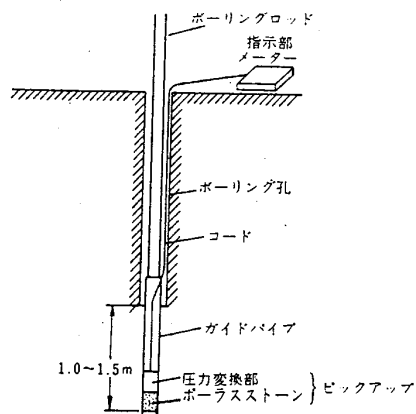


図-2・7 間隙水圧計設置図

2-6. 電気検層

電気検層は、図-2.6にみられるようなボーリング孔内に電流電極 C_1 と電位電極 P_1 、地表面に遠電極 C_2 と P_2 を置き、 C_1 C_2 間に電流 I を流し、 P_1 P_2 間に生ずる電位差 V を測定するZ極法によつた。

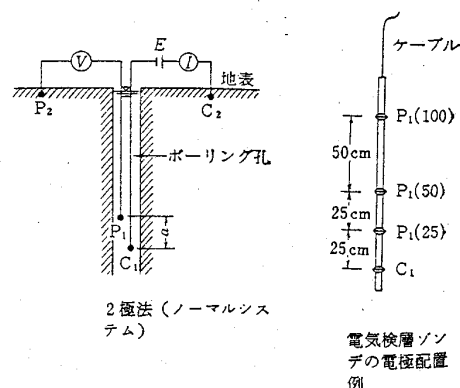


図-2.8 電気検層の概念図

また、電極間隔は0.25 m, 0.5 m, 1.0 mについて測定した。

2-7. 揚水試験

揚水井は右図に示すパーカッション式ボーリングを用い、口径300 mmで掘削を行い、ストレーナー加工をしたガス管（外径216.3 mm, 内径204.7 mm）を設置した。

また、観測井はロータリー式ハンドフードを用い口径86 mmで掘削を行いストレーナー加工をしたガス管（外径76.3 mm, 内径67.9 mm）を設置した。

なお、詳細なる方法については4-6項で述べるものとする。

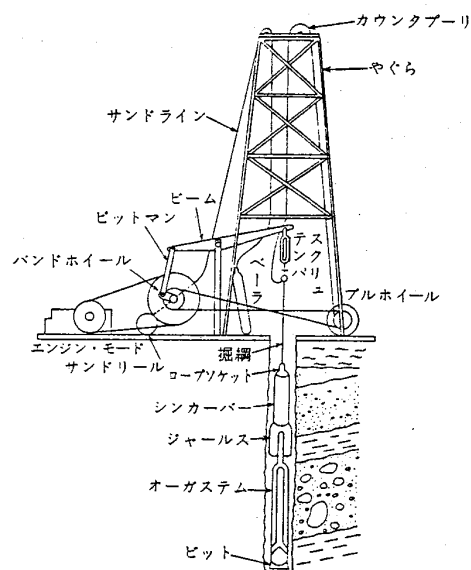


図-2.9 パーカッション式ボーリング

2 - 8. 水質試験

試験は揚水井において、揚水開始6時間、24時間経過後の2種類の地下水位を採取し、水道法第4条に基づき実施したものである。

3. 調査地付近の地形・地質

3. 調査地付近の地形・地質

神奈川県は、図-3・1に見られるように県内西部地域に分布する山地、県内東部～南部地域に多く存在する台地、さらに県内西部を流れる酒匂川、県内中央部の相模川、県内東部の多摩川、鶴見川の河川を中心に形成されている沖積低地と大きく3つに大別される。

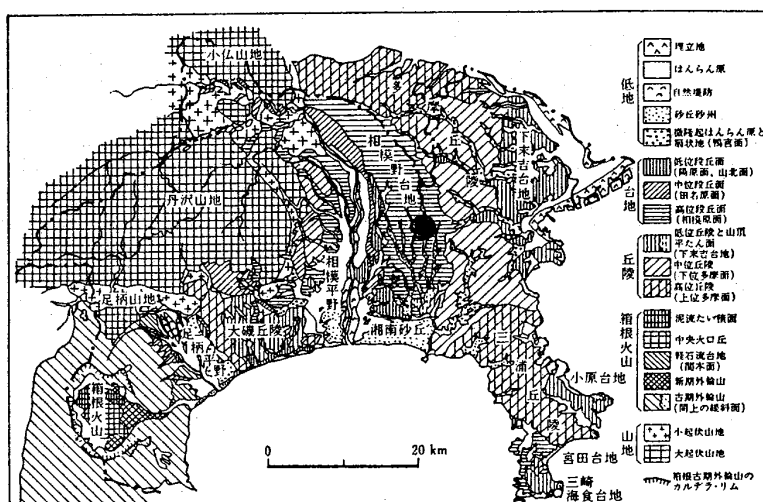


図-3・1 神奈川県の地形（鈴木，1964）

この内、本調査地は県内中央部を流れる相模川左岸に沿って東西約10 Km、南北約30 Kmと広大に発達している洪積台地とこの台地間を流れる境川の沖積低地に位置付けされる。

調査地の属する台地は「相模野台地」と呼ばれているもので、右図にみられるようにこの台地は北は橋本付近から南は藤沢市街北部まで細長く舌状に発達している。

また、台地間を流れる境川は南北方向に流路を持ち、南部に従い開析は進んでいる。

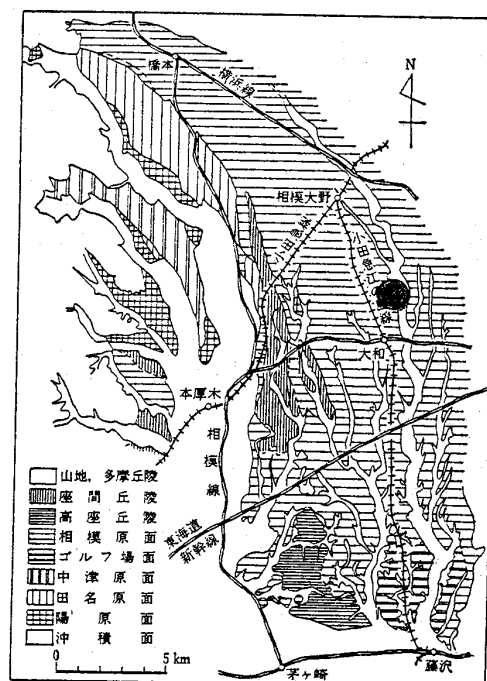


図-3・2 相模野台地及びその周辺の地形面区分図 (寿田・奥村, 1971)

つぎに、調査地付近の一般

的な地質構成としては、相模川系の河床礫である相模野礫層と呼ばれる段丘堆積物が厚く分布し、この上に台地部では洪積世後期を通じて富士火山帯の活発な噴火活動に由来する火山灰の風成堆積物の関東ローム、あるいは凝灰質粘土の火山灰質粘性土が堆積している。

また、低地部では軟弱な粘性土が堆積する。表-3・1に調査地付近における一般的な地質層序および特徴について記す。

地形区分	地 質 名	特 徴
台 地	火山灰質粘性土	ローム～凝灰質粘土から成る。武蔵野ローム～下末吉ローム層に対比される。
	砂 礫	相模野礫層と称される扇状地性～河成段丘性の堆積物で下末吉層に対比される。
低 地	台地内の沖積低地では、相模野礫層を基盤とし、軟弱な沖積粘性土層が堆積する。	

表－３・１ 調査地付近の地質層序および特徴

4. 調査結果

4. 調 査 結 果

本章では、調査ボーリングおよび不攪乱試料による室内土質試験、さらに各種原位置試験の結果について、次の項目毎に述べるものとする。

- ① 調査地の地層構成および N 値
- ② 室内土質試験
- ③ 孔内水平載荷試験
- ④ 間隙水圧測定試験
- ⑤ 電気検層
- ⑥ 揚水試験
- ⑦ 水質試験

なお、図 - 4・1 に各調査地点毎における試験項目の一覧を記載した。

[illegible]

4-1. 調査地の地層構成およびN値

本調査地は、「相模野台地」と呼ばれる洪積台地と、台地間を流れる境川によつて開析された沖積低地に位置している。

図-4・2は、今回の調査による調査地の模式断面図である。調査の結果によると、相模野礫層と呼ばれる砂礫を基盤とし、この上に台地部では凝灰質粘土およびロームの火山灰質粘性土が厚く堆積し、さらに黒ボクと称される表土が覆っている。また、低地部では、台地上の表土〜ロームが崩落し再堆積したと考えられる沖積粘性土が分布している。

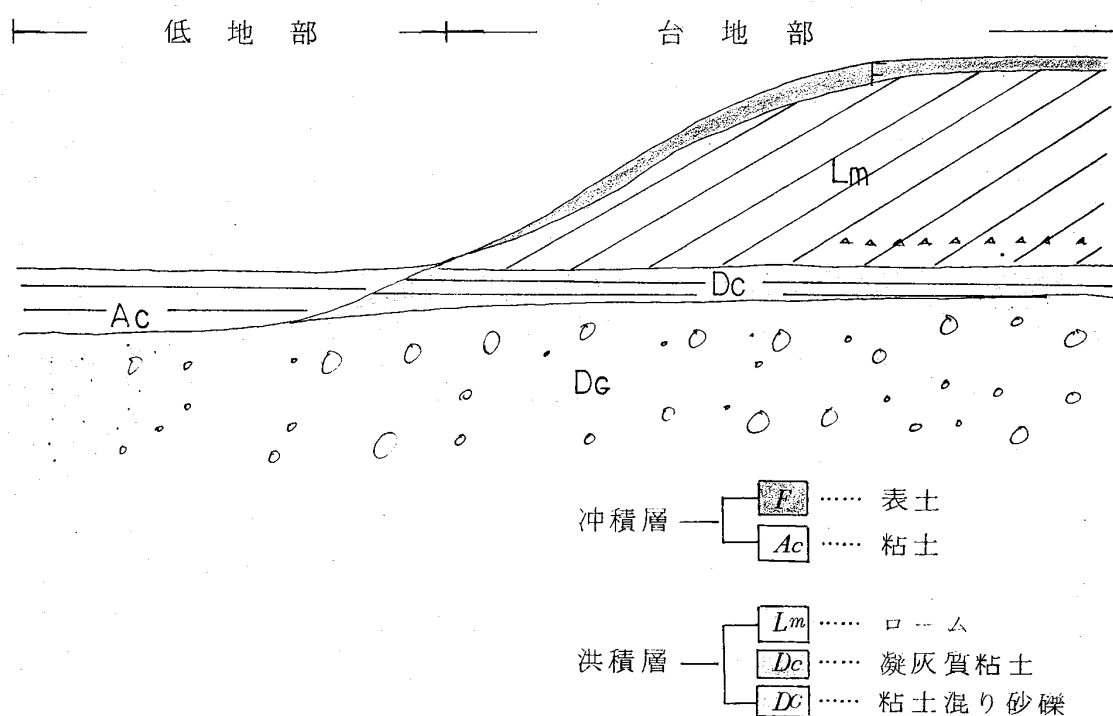
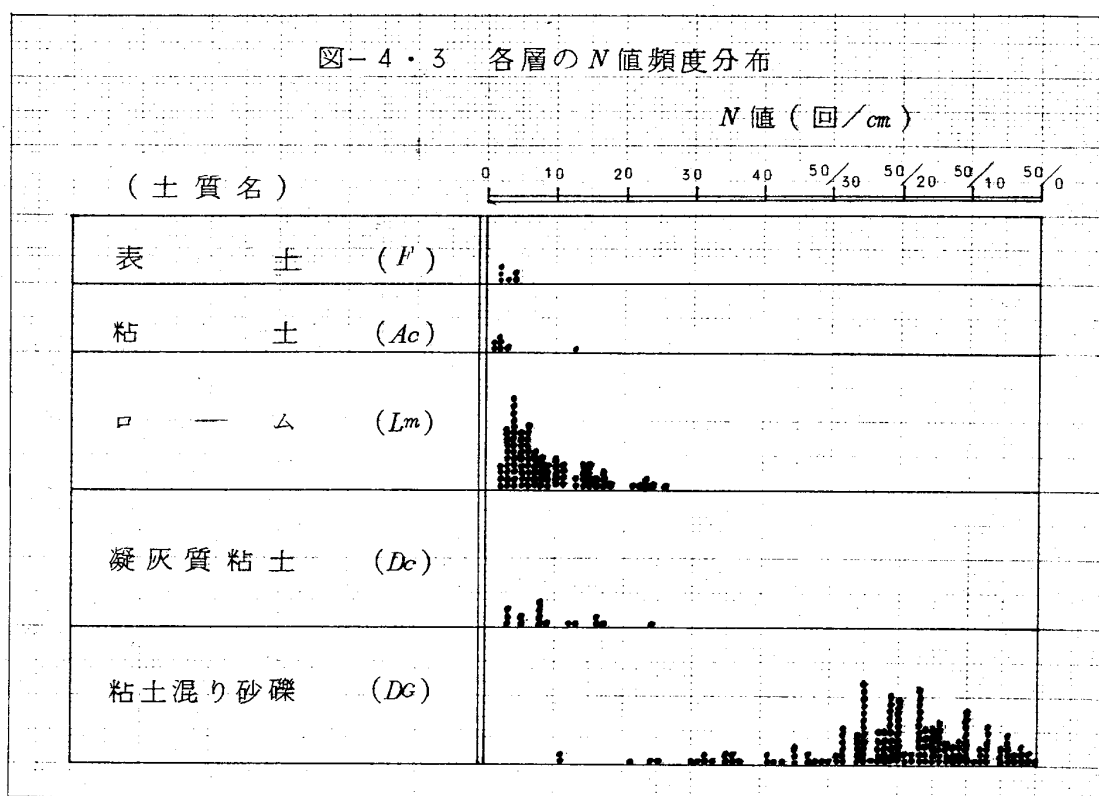


図-4・2 調査地の模式断面図

ここでは、調査ボーリングおよび標準貫入試験で得た N 値をもとに各層の特徴について述べる。

なお、図-4・3に各層の N 値の頻度分布を記載した。



1) 沖積層

調査地に堆積している沖積層は、台地部の表土 (F) と低地部の粘土 (Ac) とに分けられる。

表土は、黒ボクと呼ばれる黒褐～暗褐色の有機質ロームである。層中には草、木根の混入がみられる。層厚は $0.3\text{m} \sim 2.3\text{m}$ であるが、当層は一部削除されている。また N 値は、 $2 \sim 4$ 回の範囲に分布している。

つぎに、低地部に堆積している粘土は黒褐～暗褐～褐灰色の火山灰

質性のものである。台地部に堆積している表土～ローム～凝灰質粘土が崩落し再堆積したものと考えられ、工学的には極めて不安定な地層と言える。1.7m～2.8mの厚さで堆積し、層中には草根、浮石あるいは礫の混入がみられる。また N 値は、1～3回の範囲に分布している。

2) 洪積層

調査地に堆積している洪積層は、ローム (Lm)、凝灰質粘土 (Dc)、粘土混り砂礫 (DG) の3層に大別される。

ロームは、通称関東ロームと呼ばれる明るい褐色系の火山灰質粘性土である。層中には黄褐灰色の浮石層の挟在がみられ、さらに火山性物質の浮石、スコリヤ粒、黒～白～燈色等の粘土化鉱物の含有もみられる。台地部での層厚は、9.25m～15.4mであるが斜面端部（ボーリング № 6, 14 地点）でのそれは0.8m～1.2mと薄いものである。 N 値は、2～26回の範囲に分布し、深さ方向にやや増加する傾向を示すが、大体は3～6回に分布している。ローム層の N 値としては一般的な値と考えられる。

つぎに凝灰質粘土は、ローム層の下位に0.7m～3.8m程度の厚さで堆積している褐灰～淡褐色～暗褐灰色の火山灰質粘性土である。全体的に浮石および砂分の含有が多く、部分的に浮石、浮石質細砂を挟む。 N 値は、3～24回の範囲に分布しややバラツキのある測定 N 値となっている。

また、標高55.6m～54m以深に出現する褐灰色の粘土混り砂礫は、相

模野礫層と称される河成の段丘堆積物である。 $\phi = 2 \sim 70 \text{ mm}$ 程度の垂円礫を主体とし、礫間のマトリックスは粘土および砂から成る。礫種は凝灰岩、閃緑岩、緑色片岩等から成り、部分的に $\phi = 150 \text{ mm}$ 以上の玉石の存在も認められる。当層は全体的に粘土分の含有が多く、層中には粘土および細砂を挟む。とくに低地部における当層の出現深さから $3 \sim 4 \text{ m}$ 程度は砂分の含有が多く、さらに掘進時における孔壁の崩壊が著しいものであり、掘削等の工事の際には充分注意する必要がある。N 値は、粘土、砂分の含有の多いところでは $11 \sim 35$ 回程度と洪積砂礫層の N 値としては小さな値を与えているが、他は $40 \sim 50$ 回以上の範囲に分布し、密な状態を示している。なお、調査で確認された当層の層厚は 15 m 程度で終了したが、当地域においてのそれは 30 m 程度は存在しているものと予想される。

4-2. 室内土質試験

試験は、調査地に分布する沖積粘土および洪積層のローム、凝灰質粘土の乱さない粘性土について、土層の物理・力学的な土質性状を把握する目的で実施した。

試験項目および方法の規格・規準は下記の如くである。

物理試験	比 重		JIS・A-1202
	含 水 量		JIS・A-1203
	粒 度		JIS・A-1204
	液 性 限 界		JIS・A-1205
	塑 性 限 界		JIS・A-1206
	湿 潤 密 度		土質工学会基準案
力学試験	一 軸 圧 縮		土質工学会基準案
	三 軸 圧 縮		土質工学会基準案
	一面せん断		土質工学会基準案
	圧 密		JIS・A-1217
	室 内 透 水		JIS・A-1218

本項では、今回の試験で得た値をもとに土の物理・力学的な特徴について述べる。

なお、表-4・1, 4・2, 4・3に試験結果の一覧表を記載した。

土 質 試 験 結 果 一 覧 表

調 査 名 昭和58年度北部下水処理場築造事業(北部下水処理場地質工質調査委託)

試料番号		3-1	3-2	3-3	3-4	3-5	5-1	5-2	5-3	5-4	5-5	5-6	6-1	6-2	8-1	8-2		
深さ m		4.00~5.30	7.00~7.70	9.00~9.85	11.00~12.40	13.00~13.85	2.00~2.65	5.00~5.90	7.00~7.75	9.00~9.90	11.00~11.90	13.00~13.75	15.00~2.40	25.00~3.40	0.10~0.90	1.00~1.70		
粒度特性	礫分(2000 μ m以上)%	0	0	0	0	0							0	1	0	0		
	砂分(74~2000 μ m)%	4	7	10	9	9							9	35	15	23		
	シルト分(5~74 μ m) %	49	54	48	48	51							48	35	36	31		
	粘土分(5 μ m以下) %	47	39	42	43	40							43	29	49	46		
	最大粒径 mm	2.00	0.42	2.00	4.76	4.76							4.76	9.52	2.00	0.84		
	均等係数 U_c	—	—	—	—	—							—	—	—	—		
液性特性	曲率係数 U_c'	—	—	—	—	—							—	—	—	—		
	液性限界 w_L %	113.4	117.2	100.6	98.4	125.3							106.6	52.2	91.8	95.0		
	塑性限界 w_P %	69.6	68.3	70.4	66.0	76.0							72.5	29.4	41.0	41.0		
	塑性指数 IP	43.8	48.9	30.2	32.4	49.3							34.1	22.8	50.8	54.0		
	分類	日本統一土質分類	(VH2)	(VH2)	(VH2)	(VH2)	(VH2)							(VH2)	(VH2)	(VH2)	(VH2)	
		土質名																
土粒子の比重 G_s		2.808	2.827	2.765	2.767	2.753	2.709	2.755	2.807	2.848	2.717	2.753	2.790	2.814	2.787	2.750	2.671	
自然状態	含水比 w %	119.3	103.8	115.1	88.1	91.9	91.1	114.9	109.0	103.4	94.4	90.9	108.9	95.5	47.3	65.2	81.5	
	湿潤密度 ρ_t $\frac{g}{cm^3}$	1.340	1.375	1.357	1.451	1.448	1.707	1.313	1.364	1.372	1.397	1.426	1.432	1.418	1.737	1.544	1.511	
	間隙比 e	3.595	3.190	3.383	2.587	2.648	1.081	3.509	3.301	3.222	2.781	2.685	3.070	2.880	1.363	1.942	2.208	
	飽和度 S_r %	93.2	92.0	94.1	94.2	95.5	77.9	90.2	92.7	91.4	92.2	93.2	99.0	93.3	96.7	92.3	98.6	
力学特性	一軸圧縮試験	一軸圧縮強さ q_u kg/cm^2	0.565	0.820	0.570	1.650	5.065	1.610	0.575	0.510	0.383	0.550	7.400	2.014	1.520	0.295	0.205	
		"	0.660	0.880	1.754	0.850	3.600	1.480	0.450	0.360	0.490	0.093	3.830	0.380	1.740	0.608	0.297	
		"	1.303	1.630	1.614	0.700		1.430	0.960			0.210			0.465	0.349		
	せん断試験	試験の条件 ^{注)}	UU	UU	UU	UU		UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU
		粘着力 C kg/cm^2	0.670	0.430	0.890	0.306	0.240	0.710	0.500	0.420	0.330	0.610	2.040	0.820	1.125	0.080	0.280	
		せん断抵抗角 ϕ 度	18.3	29.1	28.9	47.4		38.7	26.3	36.5	40.9	29.1	45.1	22.8	23.2	38.0	26.0	10.9
	三軸圧縮試験	試験の条件 ^{注)}	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU
		粘着力 C kg/cm^2	0.215	0.265	0.750	0.600	1.400	0.600	0.150	0.285	0.200	0.185	3.260	0.830	0.825	0.240	0.130	
		せん断抵抗角 ϕ 度	31.4	29.7	5.7	33.9	14.3	18.2	33.1	28.3	28.5	29.6	6.6	12.9	3.3	3.1	10.8	
	圧密試験	圧密降伏応力 p_c kg/cm^2	2.5	7.2	4.4	11.0	13.0	8.8	4.8	4.9	4.8	7.2	13.0	5.0	5.0	1.25	0.69	
		圧縮指数 C_c	1.502	1.409	1.186	1.083	0.791	1.229	1.120	1.339	1.336	0.917	1.483	1.166	0.561	0.651	0.744	
		圧密係数 C_v cm^2/d																
		体積圧縮係数 m_v' cm^2/kg																
性	透水試験 透水係数 K $15cm/sec$	2.52×10^{-4}	2.96×10^{-5}	3.60×10^{-5}	6.96×10^{-6}		3.51×10^{-3}	4.66×10^{-5}	2.07×10^{-5}	6.91×10^{-5}	5.03×10^{-5}	3.77×10^{-5}	1.36×10^{-5}	1.28×10^{-4}	9.48×10^{-5}	3.03×10^{-6}		
	土層区分																	

備 考

注) 非圧密非排水試験 : UU
 圧密非排水試験 : CU
 圧密非排水試験 : CU
 (間隙水圧測定した場合)
 圧密排水試験 : CD

土 質 試 験 結 果 一 覧 表

調 査 名 日昭和58年度北部下水処理場築造事業(北部下水処理場地質工質調査委託)																	
試 料 番 号		9-1	9-2	10-1	10-2	10-3	10-4	10-5	11-1	11-2	13-1	13-2	16-1	16-2	16-3	16-4	
深 さ m		0.20~1.20	1.40~2.20	3.00~3.85	5.00~5.85	7.00~7.85	9.00~9.65	12.00~12.85	0.00~0.90	1.00~1.70	0.10~0.90	1.10~1.80	2.00~2.90	5.00~5.90	9.00~9.85	11.00~12.20	
粒 度 特 性	礫分(2000 μ m以上)%	0	0				0		0	0	0	5					
	砂分(74~2000 μ m)%	13	12				9		23	23	10	53					
	シルト分(5~74 μ m) %	50	44				54		40	31	51	22					
	粘土分(5 μ m以下) %	37	44				37		37	46	39	20					
	最大粒径 mm	4.76	2.00				2.00		4.76	2.00	2.00	19.1					
	均等係数 U_c	—	—				—		—	—	—	—					
	曲率係数 $U_{c'}$	—	—				—		—	—	—	—					
液 性 特 性	液性限界 w_L %	89.8	103.9				101.8		72.0	89.1	103.3	84.6					
	塑性限界 w_P %	61.2	52.4				63.3		37.6	37.5	49.9	44.9					
	塑性指数 IP	28.6	51.5				36.5		34.4	50.6	53.4	39.7					
分 類	日本統一土質分類	(OV)	(OV)				(VH ₂)		(VH ₁)	(VH ₂)	(VH ₂)	(SV)					
	土 質 名																
土 粒 子 の 比 重 G_s		2.591	2.625	2.814	2.843	2.832	2.724	2.716	2.681	2.750	2.674	2.669	2.811	2.823	2.789	2.824	
自 然 状 態	含 水 比 w %	75.7	88.3	114.7	115.5	89.5	86.6	106.8	48.0	79.8	74.6	77.9	126.4	112.2	90.4	82.9	
	湿 潤 密 度 ρ_t $\frac{g}{cm^3}$	1.417	1.343	1.319	1.330	1.466	1.103	1.398	1.573	1.499	1.466	1.500	1.252	1.346	1.389	1.420	
	間 隙 比 e	2.213	2.680	3.580	3.607	2.661	3.608	3.018	1.522	2.299	2.185	2.165	4.083	3.451	2.823	2.637	
	飽 和 度 S_r %	88.6	86.5	90.2	91.0	93.3	65.4	96.1	84.6	95.5	91.3	96.0	87.0	91.8	89.3	88.8	
力 学 特 性	一軸圧縮試験	一軸圧縮強さ q_u kg/cm^2	0.329	0.277	0.465	0.915	0.920		0.210	0.315	0.254	0.179	0.088	0.960	0.355	1.860	1.370
		"	0.240	0.339	0.459	1.093	1.154		1.197	0.500	0.170	0.438	0.052	1.326	0.585	0.320	1.066
		"	0.294		0.853		1.920		0.433					2.180	0.324		
	一断面せん断試験	試験の条件 ^{注)}	UU	UU	UU	UU	UU		UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU
		粘 着 力 C kg/cm^2	0.300	0.120	0.420	0.960	0.683		0.600	0.160	0.070	0.200	0.030	0.520	0.390	1.725	0.825
		せん断抵抗角 ϕ 度	20.5	21.8	25.1	28.8	25.4		22.4	26.8	29.6	30.5	31.5	22.7	22.4	19.3	33.9
	三軸圧縮試験	試験の条件 ^{注)}	UU	UU	UU	UU	UU		UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU
		粘 着 力 C kg/cm^2	0.140	0.155	0.160	0.250	0.385		0.115	0.220	0.110	0.300	0.103	0.800	0.194	0.700	0.350
		せん断抵抗角 ϕ 度	9.9	6.3	24.8	16.2	24.8		15.7	9.9	10.1	10.8	12.9	6.1	22.1	17.0	24.5
	圧密試験	圧密降伏応力 P_c kg/cm^2	1.80	0.74	4.6	4.0	7.4		2.4	1.95	1.25	1.50	0.77	3.8	2.4	6.0	6.1
圧 縮 指 数 C_c		0.525	0.774	1.050	1.449	1.449		1.266	0.439	0.478	0.708	0.764	1.561	1.449	0.944	1.033	
圧 密 係 数 C_v cm^2/d																	
体積圧縮係数 m_v' cm^3/kg																	
透 水 試 験	透水試験 透水係数 K $15cm/sec$	2.51×10^{-6}	3.51×10^{-6}	8.37×10^{-5}	7.08×10^{-5}	5.35×10^{-5}		7.93×10^{-6}	1.02×10^{-4}	6.21×10^{-5}	2.62×10^{-4}	1.22×10^{-4}	2.13×10^{-4}	6.29×10^{-5}	3.96×10^{-5}	2.35×10^{-5}	
土 層 区 分																	
備 考		注) 非圧密非排水試験 : UU 圧密非排水試験 : CU 圧密排水試験 : CD (間隙水圧測定した場合) 圧密排水試験 : CD															

[illegible]

調査名 昭和58年度北部下水処理場築造事業（北部下水処理場地質土質調査委託）

[illegible]

1) 物理的性状

① 比重 (G_s)

試験で得た各層の値はつぎの範囲に分布している。

$$[Ac] \text{ 層} \cdots G_s = 2.591 \sim 2.75$$

$$[Lm] \text{ 層} \cdots G_s = 2.65 \sim 2.848$$

$$[Dc] \text{ 層} \cdots G_s = 2.699 \sim 2.814$$

$[Lm]$, $[Dc]$ 層の値は、層中に含有する粘土鉱物等の影響を受け、粘性土としてはやや大きな値を与えている。全体的に各層の比重はバラツキがあるものの、つぎの値に中庸値を示している。

$$[Ac] \text{ 層} \cdots G_s = 2.67$$

$$[Lm] \text{ 層} \cdots G_s = 2.8$$

$$[Dc] \text{ 層} \cdots G_s = 2.75$$

② 自然含水比 (w_n) 液性限界 (w_L) 塑性限界 (w_p)

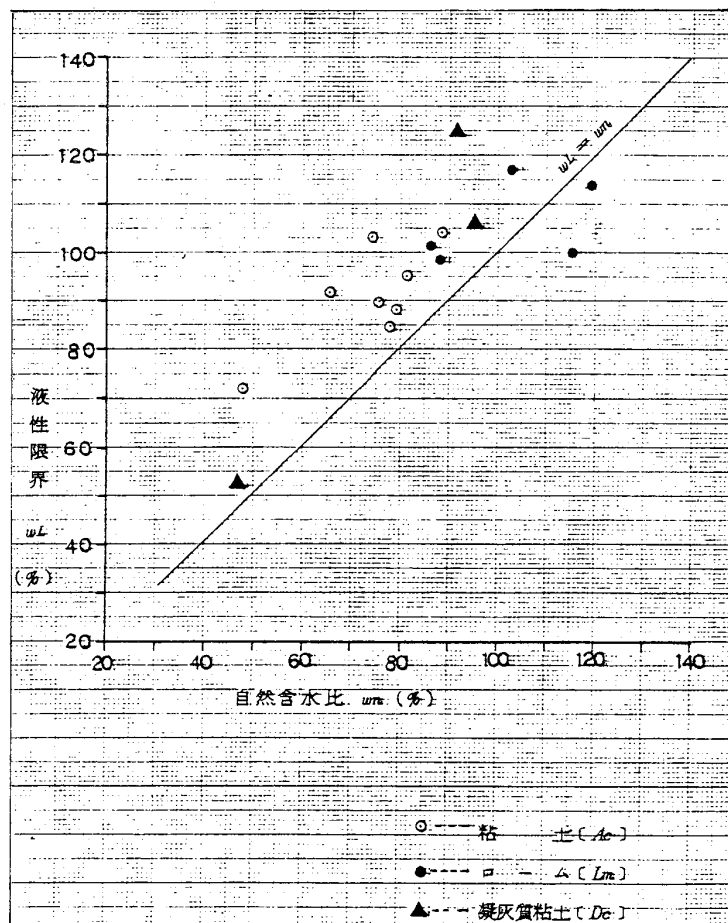
試験で得た各層の値はつぎの範囲に分布している。

$$[Ac] \text{ 層} \cdots w_n \div 48 \sim 88\%, w_L \div 72 \sim 104\%, w_p \div 37.5 \sim 52\%$$

$$[Lm] \text{ 層} \cdots w_n \div 74 \sim 130, w_L \div 98 \sim 114, w_p \div 66 \sim 70$$

$$[Dc] \text{ 層} \cdots w_n \div 44 \sim 116, w_L \div 51 \sim 125, w_p \div 29 \sim 76$$

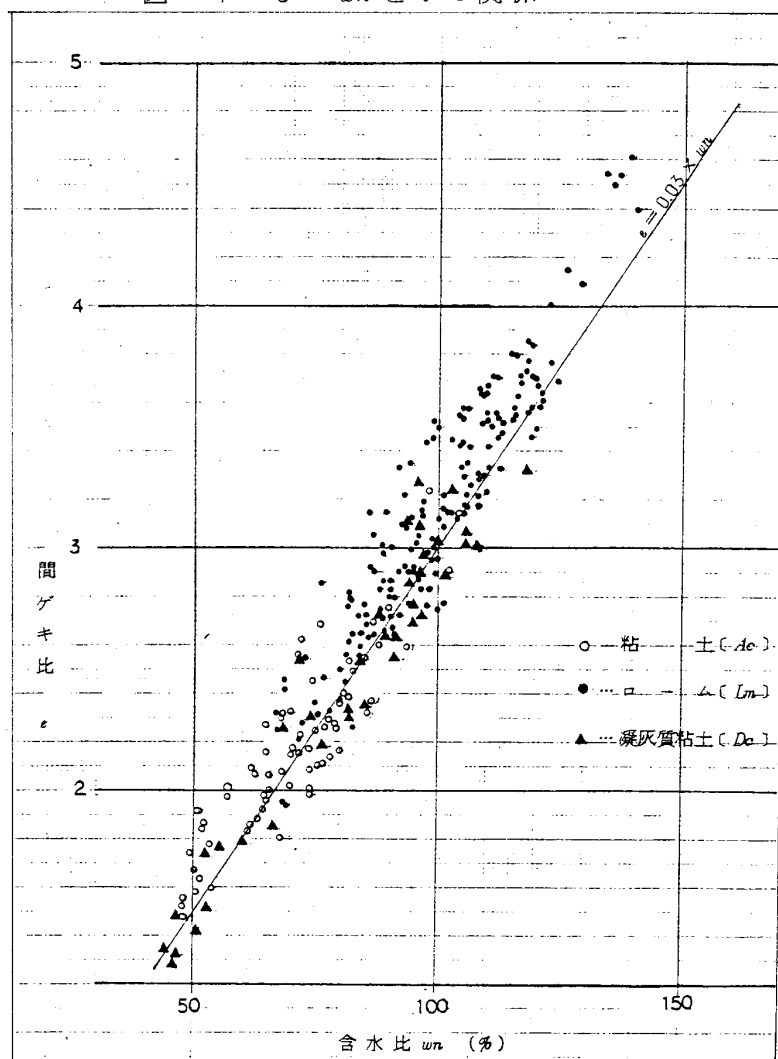
各層とも極めてバラツキのある傾向を示しているが、 $[Ac]$ 層の自然含水比 w_n は 70%, $[Lm]$ 層では 100%, $[Dc]$ 層で 80% 程度に中庸値を与えている。

図 - 4・4 w_n と w_L の関係

上図は自然含水比 w_n と液性限界 w_L の関係を示したものである。一般的に $w_n > w_L$ なる関係の時、土を一坦乱した場合には不安定な状態になることを意味するものである。今回の両者関係は、概ね $w_n < w_L$ である。しかし、塑性指数 I_p を含めて考えるコンシステンシー指数 $I_c (= \frac{w_L - w_n}{I_p})$ は 1 以下となり、土を一坦乱した場合、不安定な状態になることを示唆している。このようなことから、掘削工事の際には十分注意することが望まれよう。

つぎに図-4・5は自然含水比 w_n と間隙比 e の関係を示したものである。図にみられるように、バラツキのあるもののこの両者関係は、 $e = 0.03 \times w_n$ なる近似式によつて表わされる。

図-4・5 w_n と e の関係

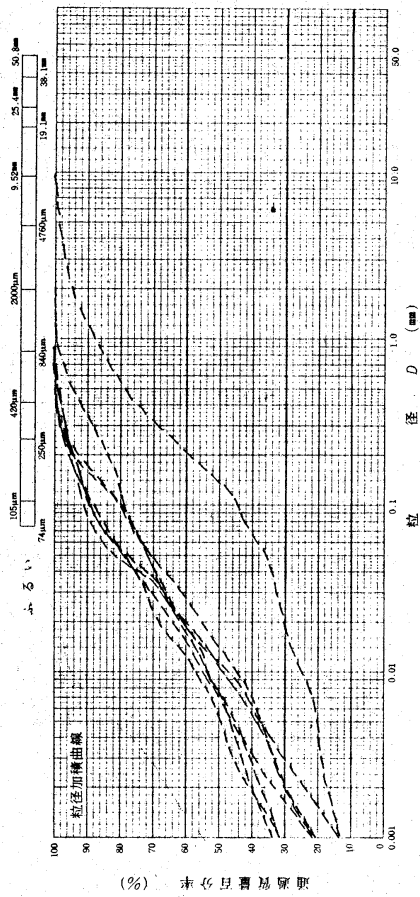


③ 粒度

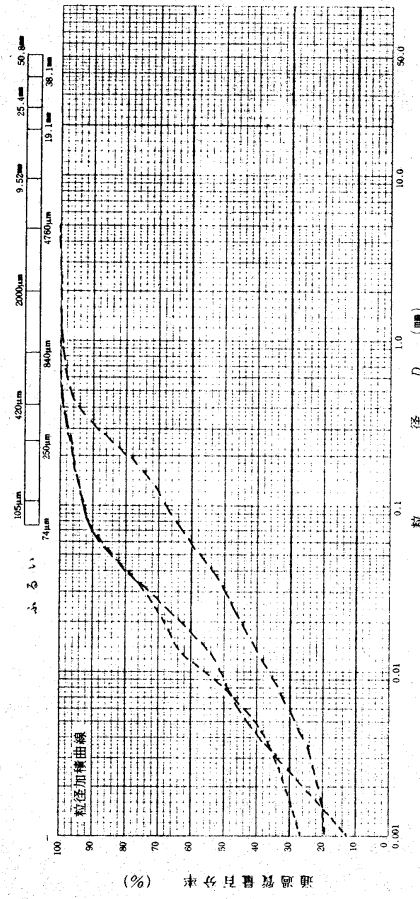
図-4・6, 図-4・7は、粒度試験で得た各層の粒径加積曲線および液性限界 w_L , 塑性指数 I_p , 粒度構成の土の分類を示したものである。

図 4・6 各層の粒径加積曲線

。粘土 (Ac)



。凝灰質粘土 (Im)



。ローム (Ln)

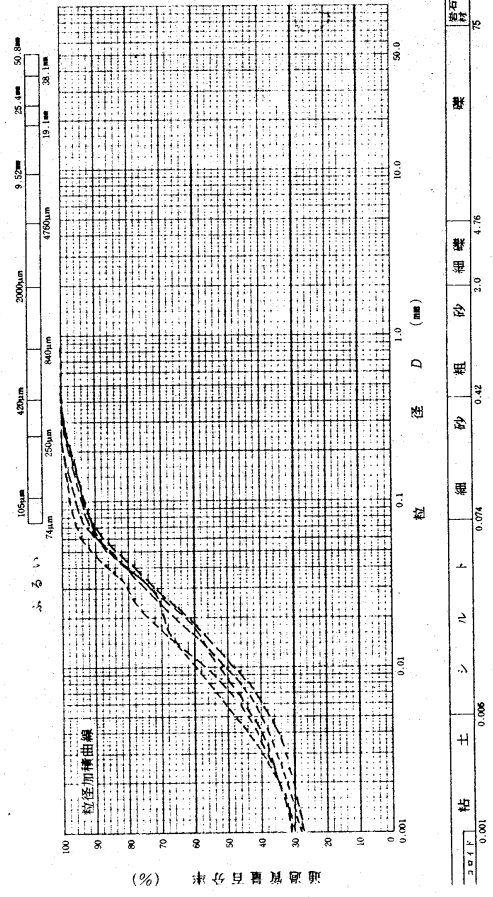
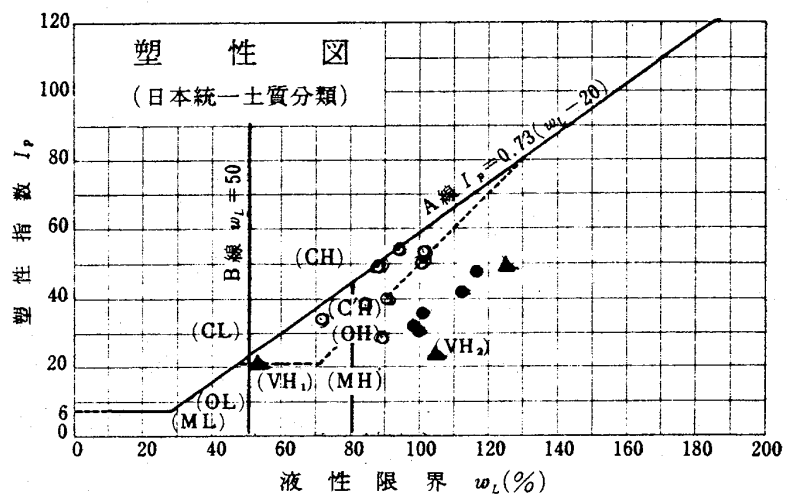
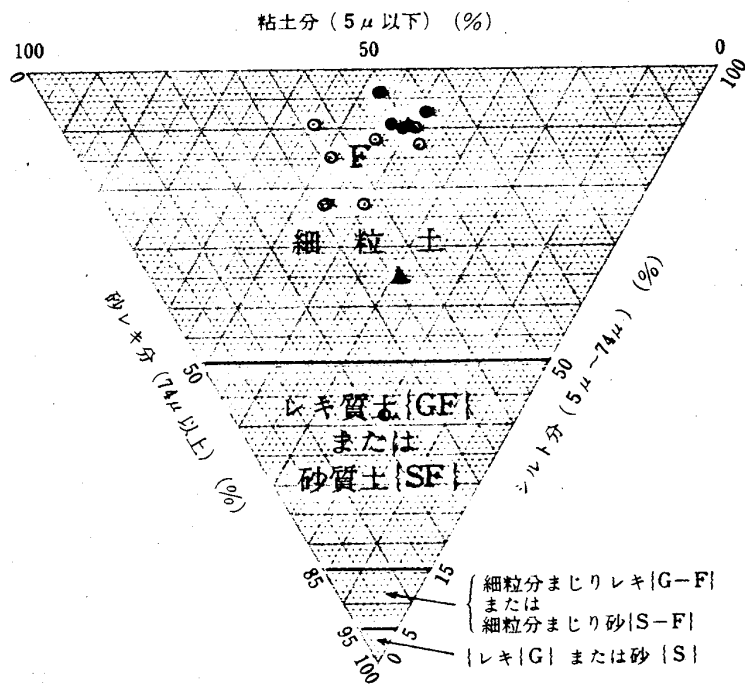


図 4・7 各層の分類



- --- 粘土 [Ac]
- --- 砂質土 [Im]
- ▲ --- 凝灰質粘土 [Dc]



(b) 比重浮ヒョウによる粒度測定も行なった場合

〔Ac〕層は、粗粒土（砂分＋礫分）の含有が多い有機質な高液性限界（ $w_l > 80\%$ 以上）の火山灰質粘性土に分類される。また〔Lm〕、〔Dc〕層は比較的類似した粒径加積曲線を示し、高液性限界の火山灰質粘性土に分類される。

④ 湿潤密度（ ρ_t ）

試験で得た各層の値は、つぎの範囲に分布している。

〔Ac〕層…… $\rho_t \div 1.3 \sim 1.6 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$

〔Lm〕層…… $\rho_t \div 1.23 \sim 1.48$

〔Dc〕層…… $\rho_t \div 1.47 \sim 1.78$

〔Ac〕層の ρ_t 値は、層中に含有する粗粒土分の影響を受け、バラツキの大きいものであるが、 $\rho_t \div 1.48 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$ 程度に中庸値を与えている。

また〔Lm〕、〔Dc〕層の ρ_t 値は、深さ方向に従つて ρ_t 値は大きくなる傾向を示すが、〔Lm〕層では $1.35 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$ 、〔Dc〕層では $1.5 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$ 程度を示し、火山灰質粘性土の ρ_t 値としてはほぼ妥当な値となつている。

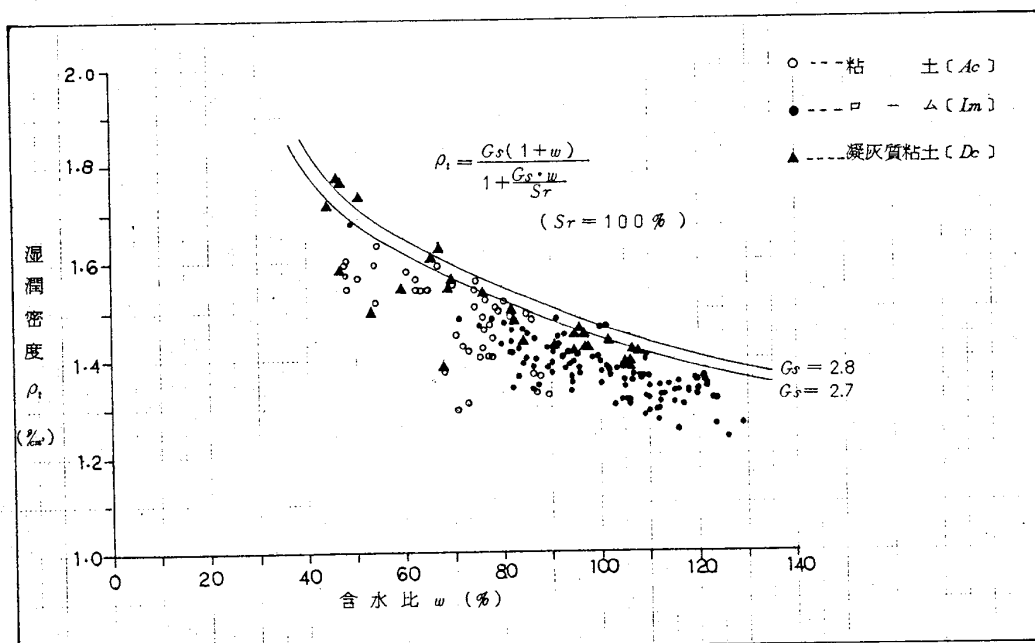
つぎに、図-4・8は湿潤密度 ρ_t と自然含水比 w_n の関係をつぎの理論式と比較したものである。

$$\rho_t = \frac{G_s (1+w)}{1 + \frac{G_s w}{S_r}} \quad (\text{ただし、} S_r = 100\%)$$

ここに、 w ：含水比

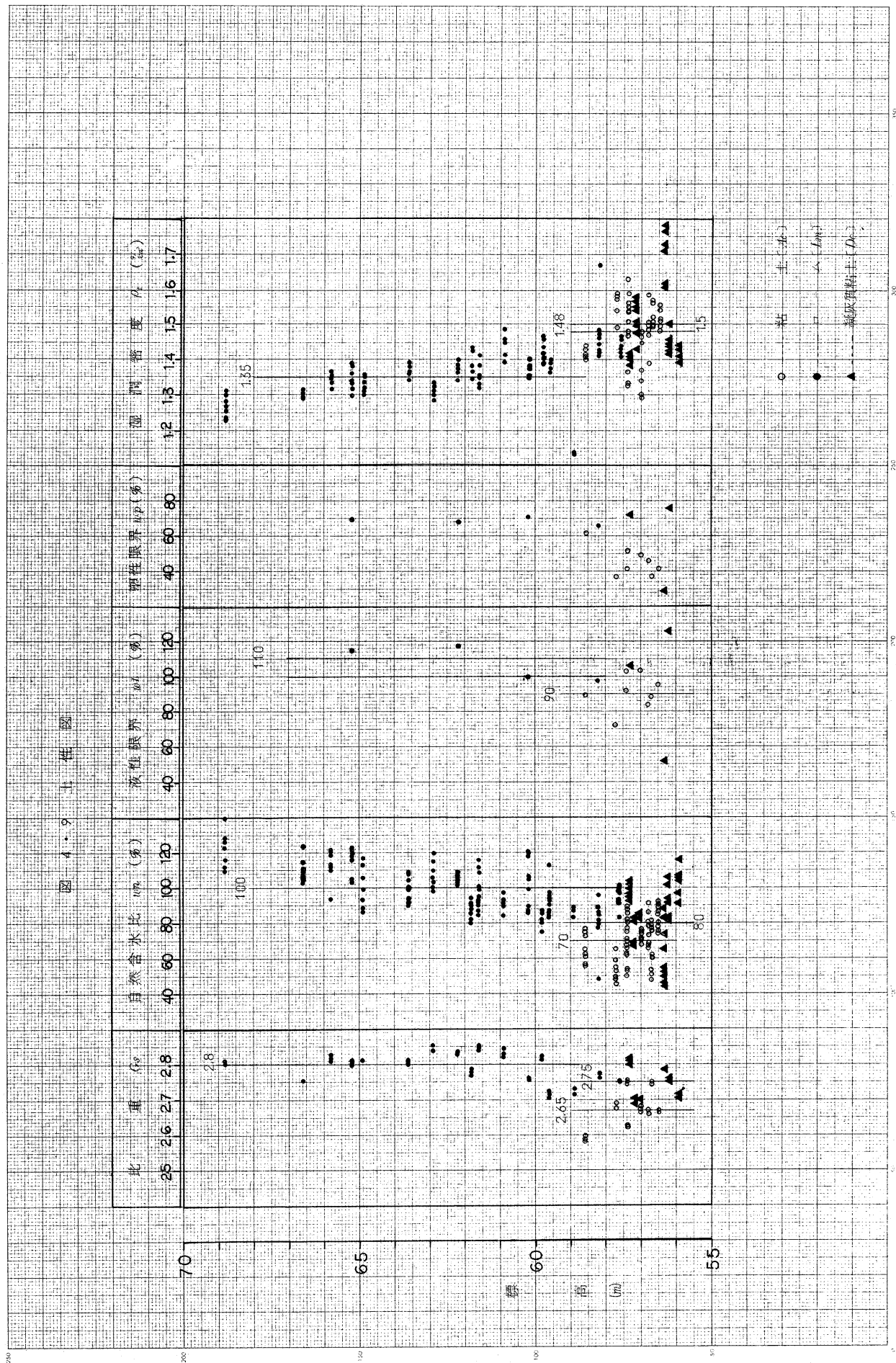
G_s ：比重

S_r ：飽和度

図-4・8 ρ_t と w の関係

上図に示されるように、 ρ_t と w の実測値は理論式より求められる線
 上の下位に分布している。このようなことから [Ac], [Lm], [De] 層と
 も不飽和の状態にあることが位置付けされる。

以上、各試験項目毎に各層の物理的性状を述べたものである。なお、
 これらの関係は、図-4・9の土性図にとりまとめた。



2) 力学的性質

力学試験は土層のせん断強さ、および圧密特性を知る目的で行った。以下、試験結果について各項目毎に述べるものとする。

⑤ 一軸圧縮

試験で得た各層の一軸圧縮強さ qu は、つぎの如くである。

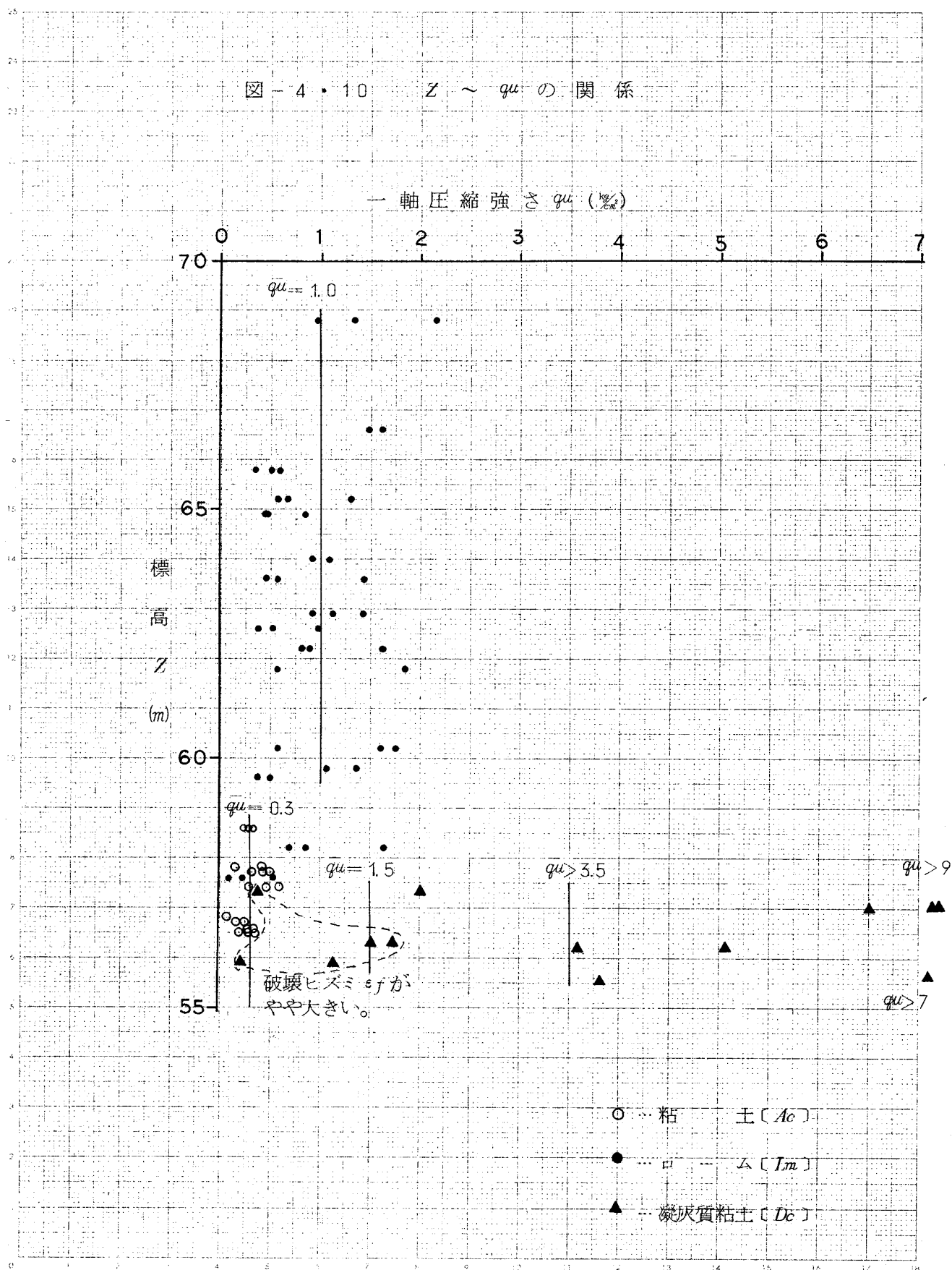
[Ac]層…… $qu \div 0.05 \sim 0.6 \%$

[Lm]層…… $qu \div 0.09 \sim 2.18 \%$

[Dc]層…… $\bar{qu} \div 0.2 \sim 9.3 \%$

図-4・10は、深さ方向(標高)に qu をプロットしたものである。

図に示されるように[Ac]層の qu は比較的まとまった値を示し、概ね $\bar{qu} = 0.3 \%$ 程度に中庸値を与えている。[Lm]層の qu は標高66m以深において深さ方向に qu が増加する傾向を示すが、確たる関連性は見い出せない。また[Dc]層のそれは、層中に含有する火山性物質の影響を受けバラツキのある値を示している。ここで、破壊ヒズミの大きい qu を除いた場合、[Lm]層の qu は概ね1.0%程度、[Dc]層では1.5%程度(斜面端部に分布するDc層)～3.5%程度(台地部のLm層下に分布するDc層)の値が考えられる。

図-4・10 $Z \sim q_u$ の関係

つぎに、図-4・11は q_u と標準貫入試験で得た N 値の関係を示したものである。

図中にみられるように、つぎの理論式と比較した場合、

・テルツアギーベツクの式 $q_u = \frac{N}{8.2}$

・三木の式 $q_u = \frac{N}{7.5}$

・森田の式 $q_u = \frac{N}{4} \sim \frac{N}{5.5}$

〔Ac〕層は各理論式の範囲内に両者の相互関係がみられるが、〔Lm〕層では N 値から想定されるより小さな q_u となっており、また〔Dc〕層では〔Lm〕層の逆の傾向を示している。一般的に〔Lm〕,〔Dc〕層のような火山灰質粘性土は特殊な骨格構造を有するものであり、これらの関係が結果に差異を与えているものと考えられる。

さらに、図-4・12は一軸圧縮強さ q_u と、これより求められる変形係数 E_{50} の関係を示したものである。

この両者の関係は、 $E_{50} \div 63.3 q_u^{1.44}$ なる近似式で表わされる。

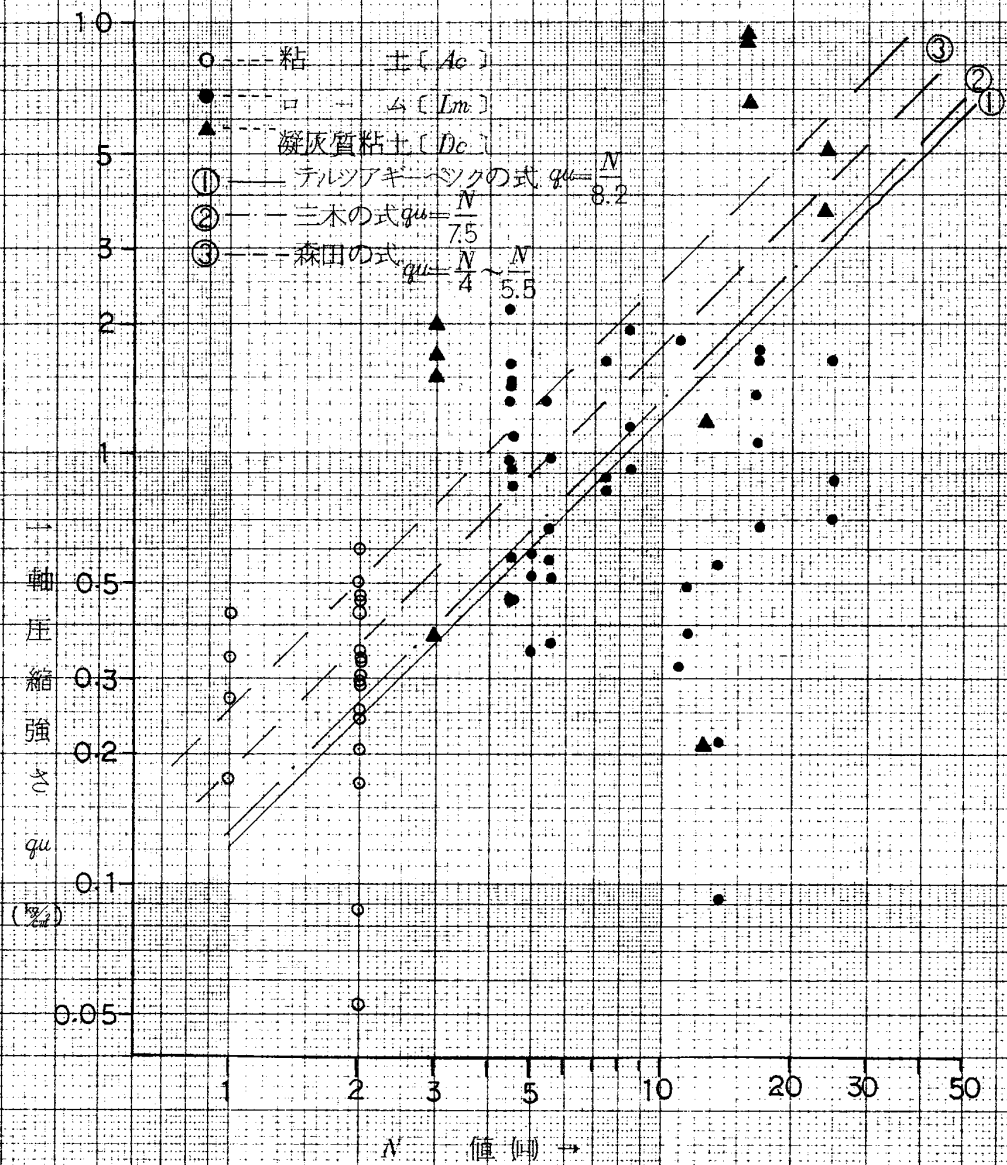
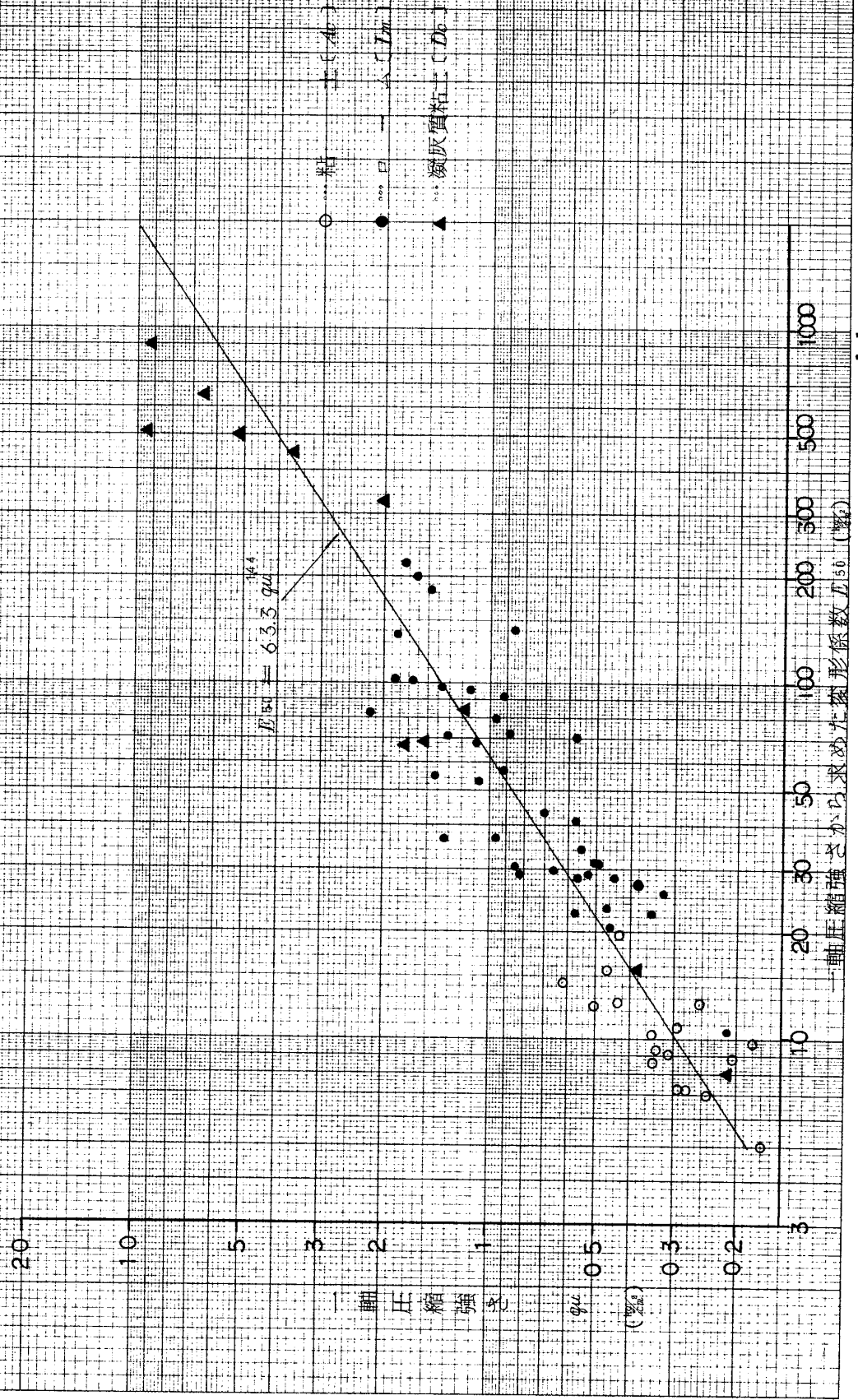
図-4・11 qu と N 値の関係

図-4・12 $q_u \sim E_{50}$ の関係



⑥ 一面せん断・三軸圧縮

本試験は、土のせん断定数 (C , ϕ) を求めるための試験である。土のせん断強さ(τ)は、せん断面上に働く圧力 σ の一次関数として、一般に $\tau = C + \tan \phi$ のクーロンの式で表わされている。外部から加えられた圧力 σ によつて圧密させるか否か、つぎにせん断時に間隙水の出入りを許すか否かで C , ϕ は大きく変わってくる。

今回の試験方法は、非圧密非排水せん断試験 (UU 試験) のせん断中いつさい間隙水の出入りを許さない方法で、求められる強度定数は全応力法 C_u , ϕ_u で粘性土の一般的な試験である。

試験で得た値はつぎの如くである。また、図-4・13~4・14は、試験値の頻度分布を示したものである。

	(一面せん断から)	(三軸圧縮から)
[Ac] 層	$\left[\begin{array}{l} C = 0.03 \sim 0.3 \text{ ㏪} \\ \phi = 10.9 \sim 31.5^\circ \end{array} \right.$	$\left[\begin{array}{l} C = 0.08 \sim 0.28 \text{ ㏪} \\ \phi = 6.3 \sim 6^\circ \end{array} \right.$
[Lm] 層	$\left[\begin{array}{l} C = 0.3 \sim 1.72 \text{ ㏪} \\ \phi = 18 \sim 47.4^\circ \end{array} \right.$	$\left[\begin{array}{l} C = 0.16 \sim 0.8 \text{ ㏪} \\ \phi = 5.7 \sim 40.9^\circ \end{array} \right.$
[Dc] 層	$\left[\begin{array}{l} C = 0.82 \sim 3.15 \text{ ㏪} \\ \phi = 23^\circ \sim 38^\circ \end{array} \right.$	$\left[\begin{array}{l} C = 0.115 \sim 3.2 \text{ ㏪} \\ \phi = 1.1 \sim 15.7^\circ \end{array} \right.$

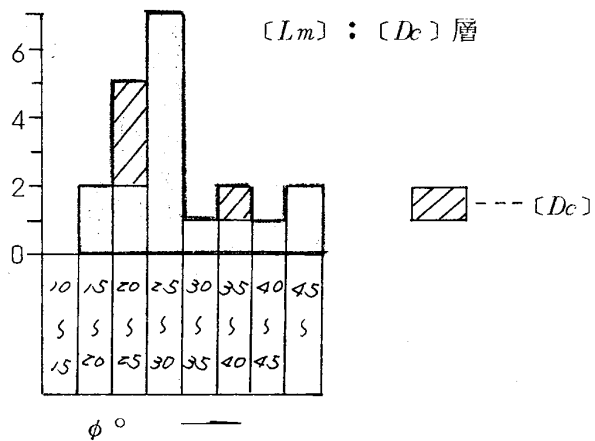
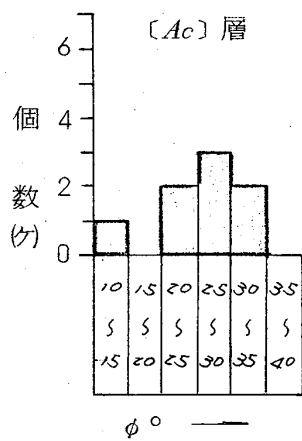
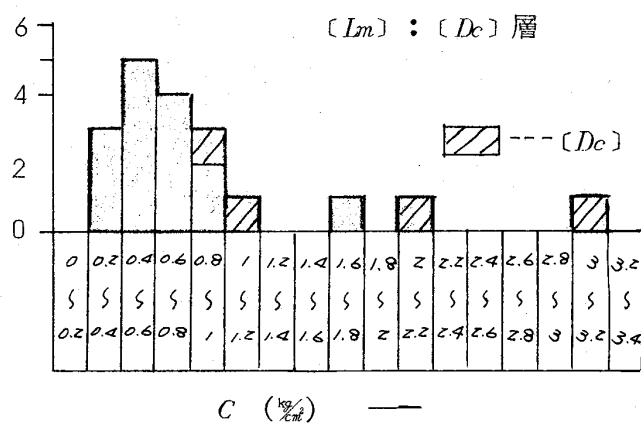
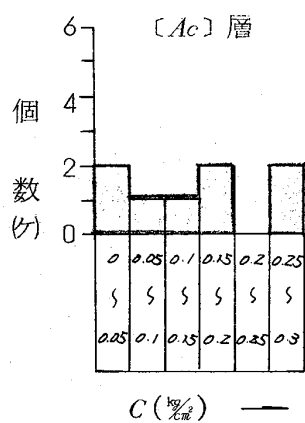
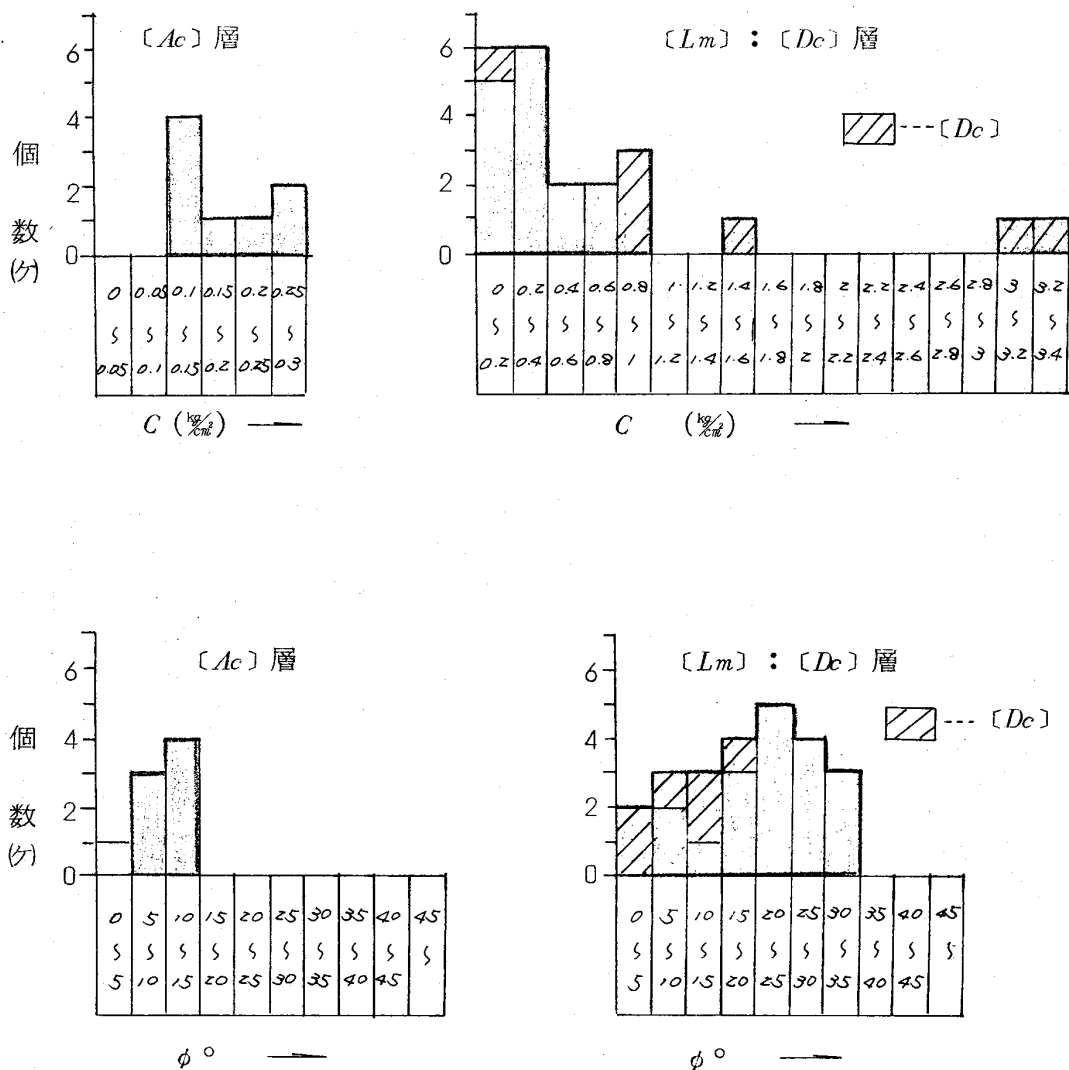
図 - 4・13 一面セン断から求められた C, ϕ の頻度分布

図 - 4・14 三軸圧縮から求められた C, ϕ の頻度分布

結果によると、一面セン断および三軸圧縮試験で得られたセン断定数 (C, ϕ) は、地層の異方性、セン断速度や排水による影響等のセン断機構が異なるためにバラツキのある試験値となっている。

つぎに、図-4.15は三軸圧縮試験で得られた粘着力 C と一軸圧縮強さ qu の関係を示したものである。通常、鋭敏で軟弱な沖積粘性土はつぎの関連式で表わされる。

$$C = \frac{qu}{2} \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \cdots \cdots \text{ただし } \phi = 0^\circ$$

$$\div \frac{qu}{2}$$

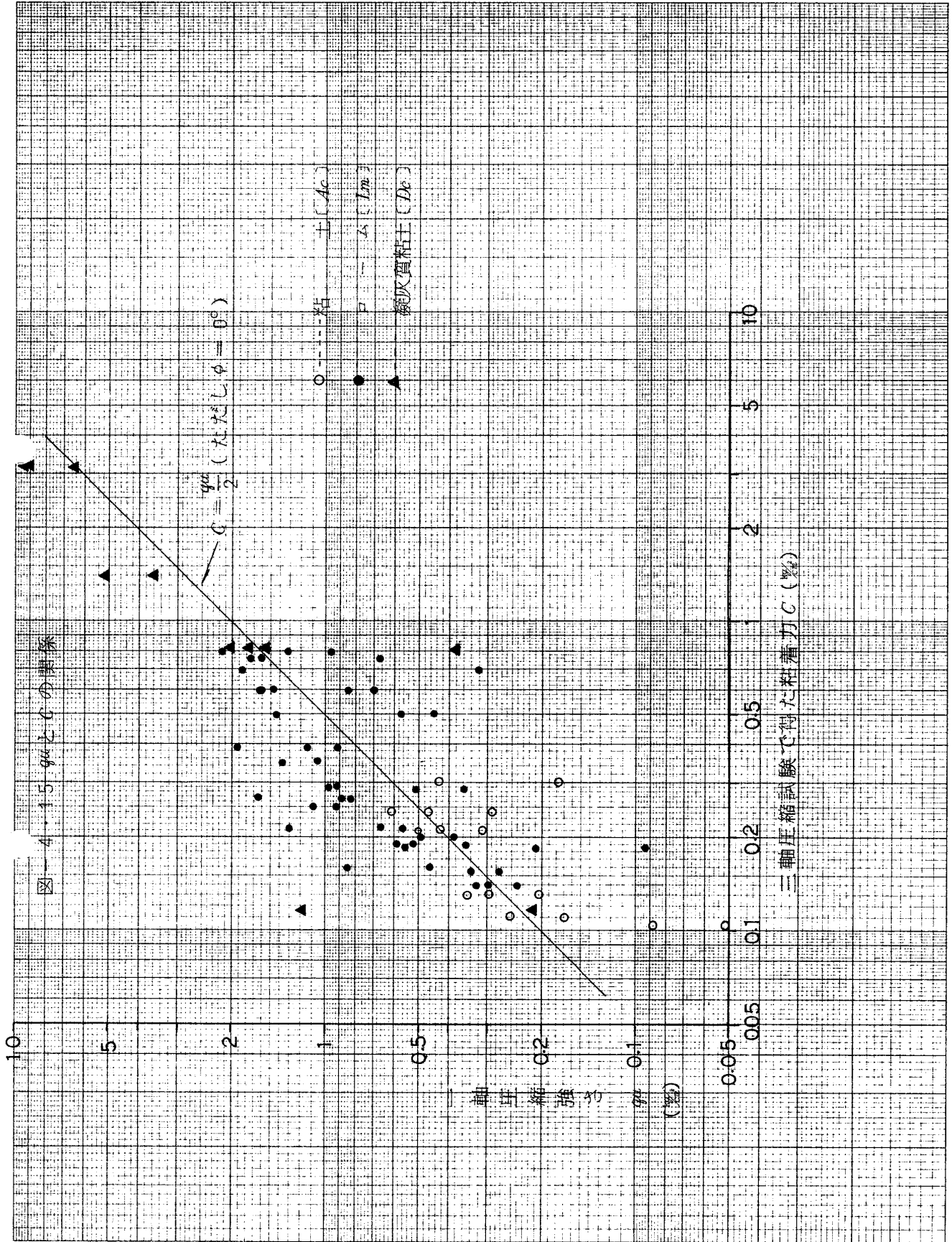
図に示されるように〔Ac〕層は $C \div \frac{qu}{2}$ なる関連式の近傍に相関がみられるが、〔Lm〕、〔Dc〕層のような洪積粘性土はせん断抵抗角 ϕ が関与し、確たる関連性は見い出せない。

以上の観点から、調査地に分布する各層のせん断定数を考えた場合、つぎの値が推定されよう。

$$\begin{aligned} \text{〔Ac〕層} \cdots & \begin{cases} \phi = 5^\circ \\ qu = 0.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ C = \frac{qu}{2} \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\ \div 0.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{cases} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{〔Lm〕層} \cdots & \begin{cases} \phi = 25^\circ \\ qu = 1.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ C = 0.31 \rightarrow 0.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{cases} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{〔Dc〕層} \cdots & \begin{cases} \phi = 25^\circ \\ qu = 1.5 \sim 3.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ C = 0.47 \sim 1.1 \rightarrow 0.45 \sim 1.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{cases} \end{aligned}$$



⑦ 圧密

試験で得た各層の圧密降伏応力 p_c と圧縮指数 C_c はつぎの如くである。

$$[Ac] \text{ 層} \cdots \cdots \begin{cases} p_c = 0.69 \sim 1.95 \% \\ C_c = 0.439 \sim 0.744 \end{cases}$$

$$[Lm] \text{ 層} \cdots \cdots \begin{cases} p_c = 2.5 \sim 11 \% \\ C_c = 0.917 \sim 1.561 \end{cases}$$

$$[Dc] \text{ 層} \cdots \cdots \begin{cases} p_c = 2.4 \sim 13 \% \\ C_c = 0.561 \sim 1.266 \end{cases}$$

試験で得た $[Ac] \cdot [Lm] \cdot [Dc]$ 層の p_c は、現在の有効土被り荷重 P_0 と比較した場合、 P_0 よりも p_c が大きい値を示し当層は過圧密領域の粘性土に位置付けされる。しかし、 $[Ac]$ 層は台地部を形成している粘性土が崩落し、再堆積した地層と判断され工学的には不安定な状態であることから、正規圧密領域の粘性土と考えた方が良からう。

図 - 4・16, 4・17 は、 p_c を標準貫入試験で得た N 値および一軸圧縮強さ qu の関係を示したものである。この両者との関係はつぎの近似式によつて表わされる。

$$p_c = 0.612 \times N \quad (\%)$$

$$p_c = 3.93 \times qu \quad (\%)$$

つぎに、図 - 4・18 は C_c を液性限界 w_L の関係を示したものである。

関東ロームにおける両者の相互関係は $C_c = 0.011(w_L - 10)$ なる式によつて表わされている。図にみられるように〔 L_m 〕・〔 D_c 〕層は、上記の関連式とほぼ良い相関がみられる。また、〔 A_c 〕層の C_c は層中に含有する粗粒土（砂 + 礫分）の影響を受け、沖積層の粘性土としては小さな値を示している。

なお、図 - 4・19 ~ 4・22 に圧密試験で得た圧密圧力 P ，平均圧密圧力 $\bar{P}$ における間隙比 e ，圧密係数 C_v および体積圧縮係数 m_v の関係を示した。

図-4・16 p_a と N 値の関係

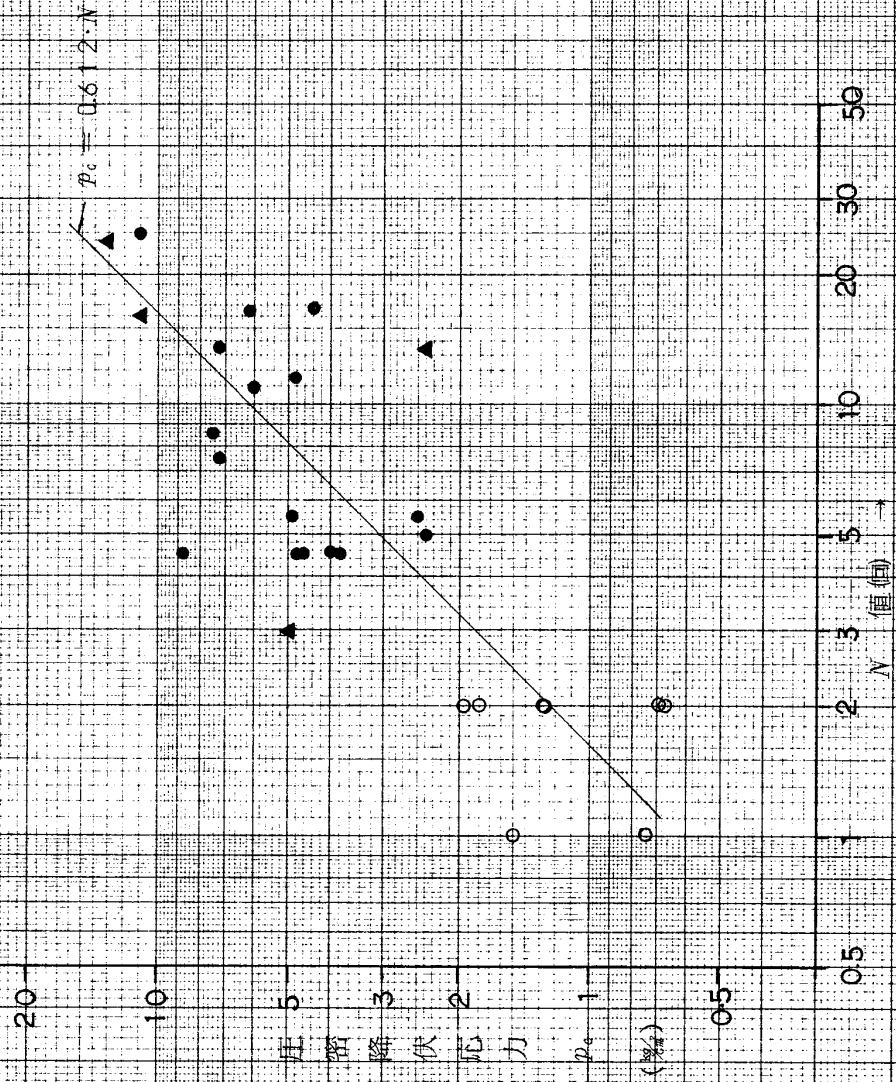


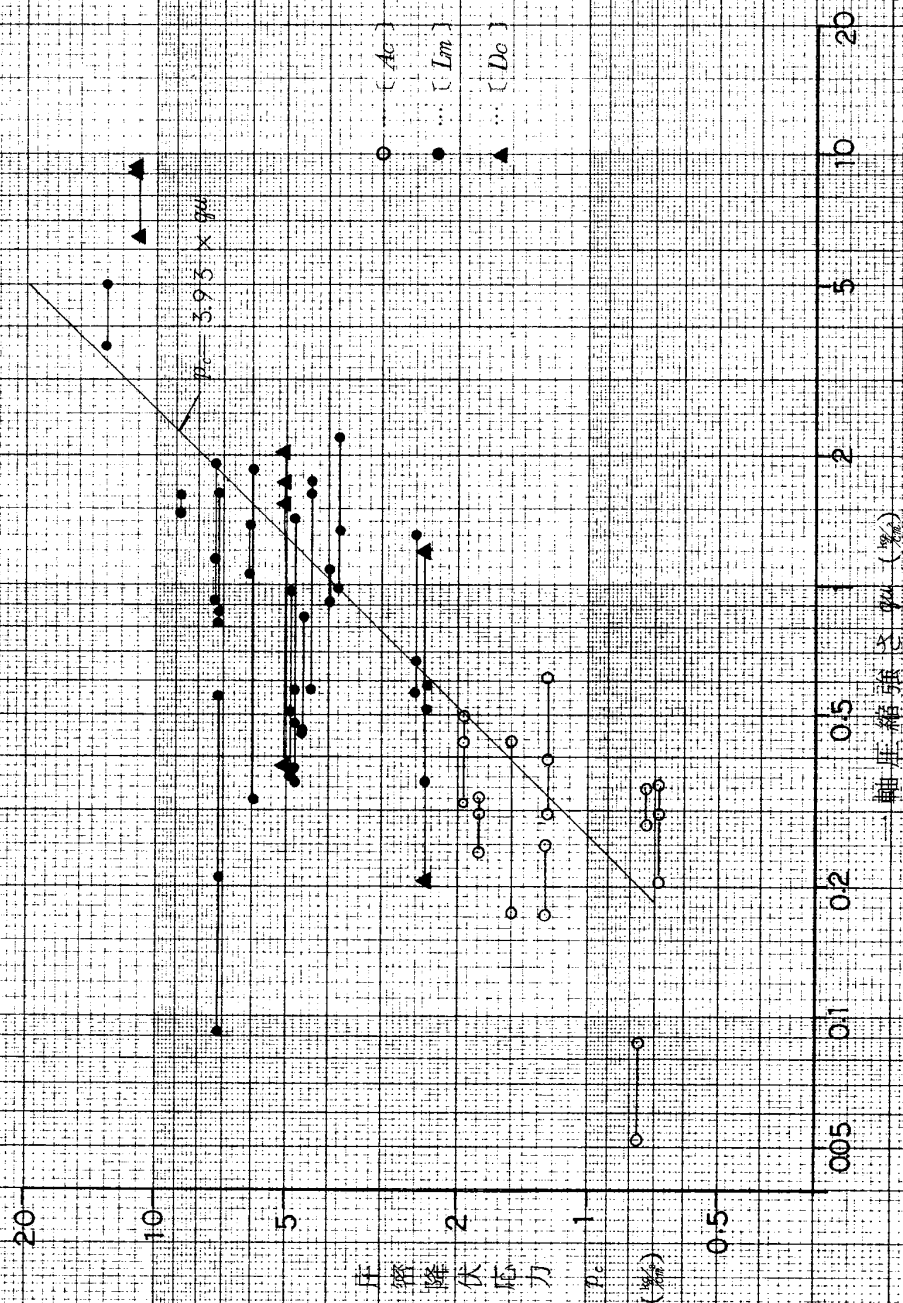
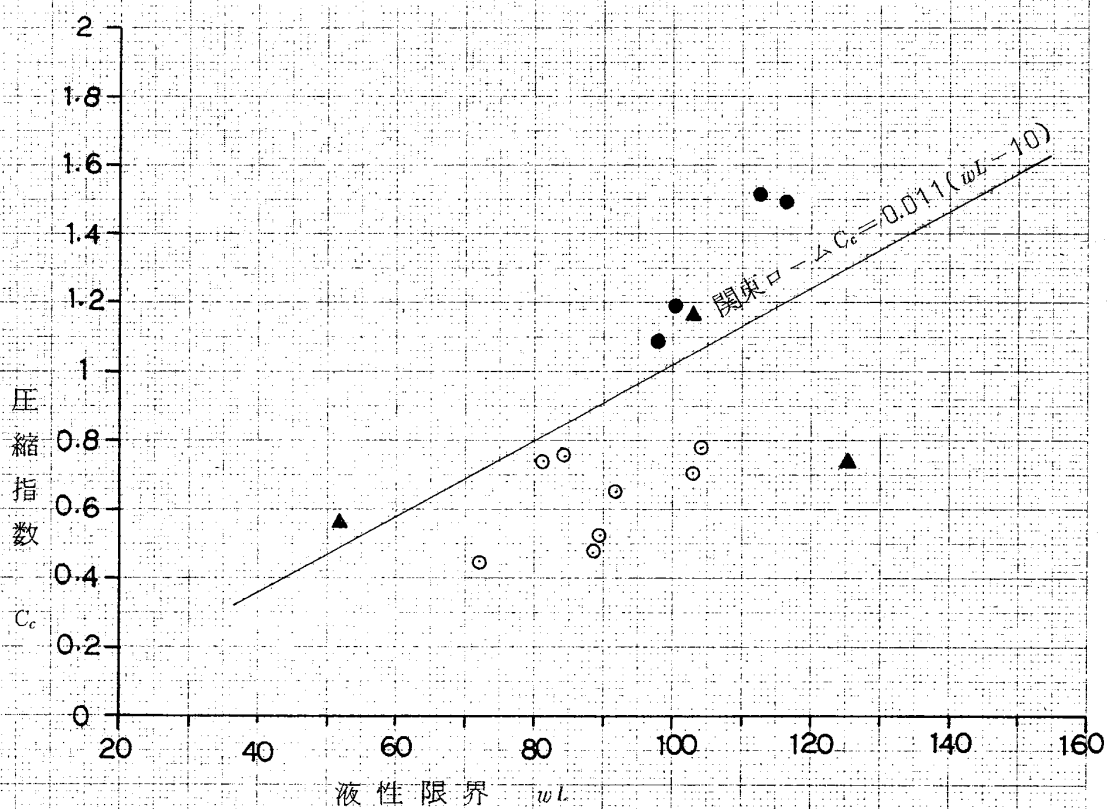
図 4・17 p_c と q_u の関係

図-4・18 C_c と w_L の関係

- --- 粘土 [A_c]
- --- 硬粘土 [I_m]
- ▲ --- 凝灰質粘土 [D_c]

圖-4.19 $e \sim \log P$ 曲線 (P-M)

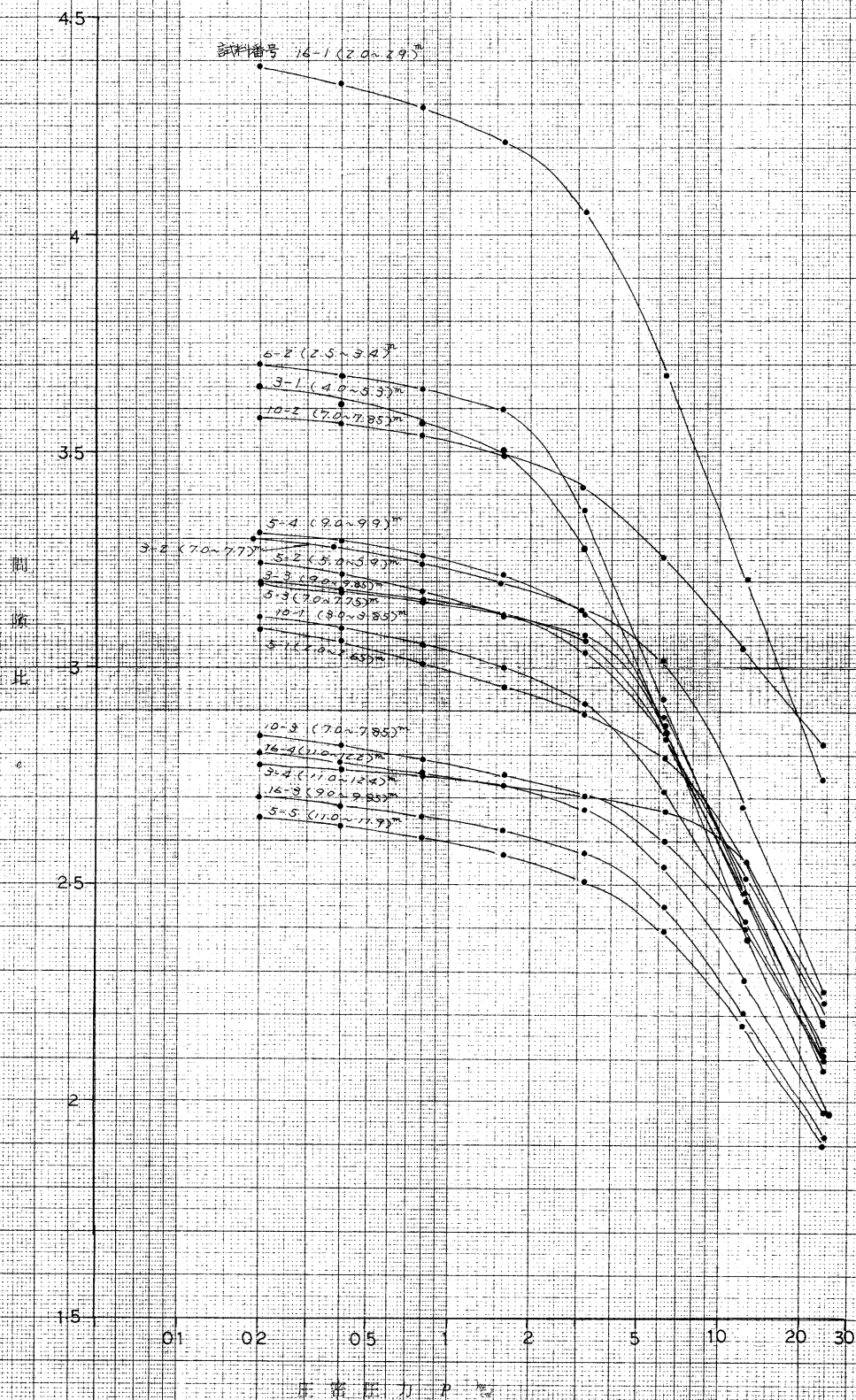


図-4・20 $e \sim \log P$ 曲線

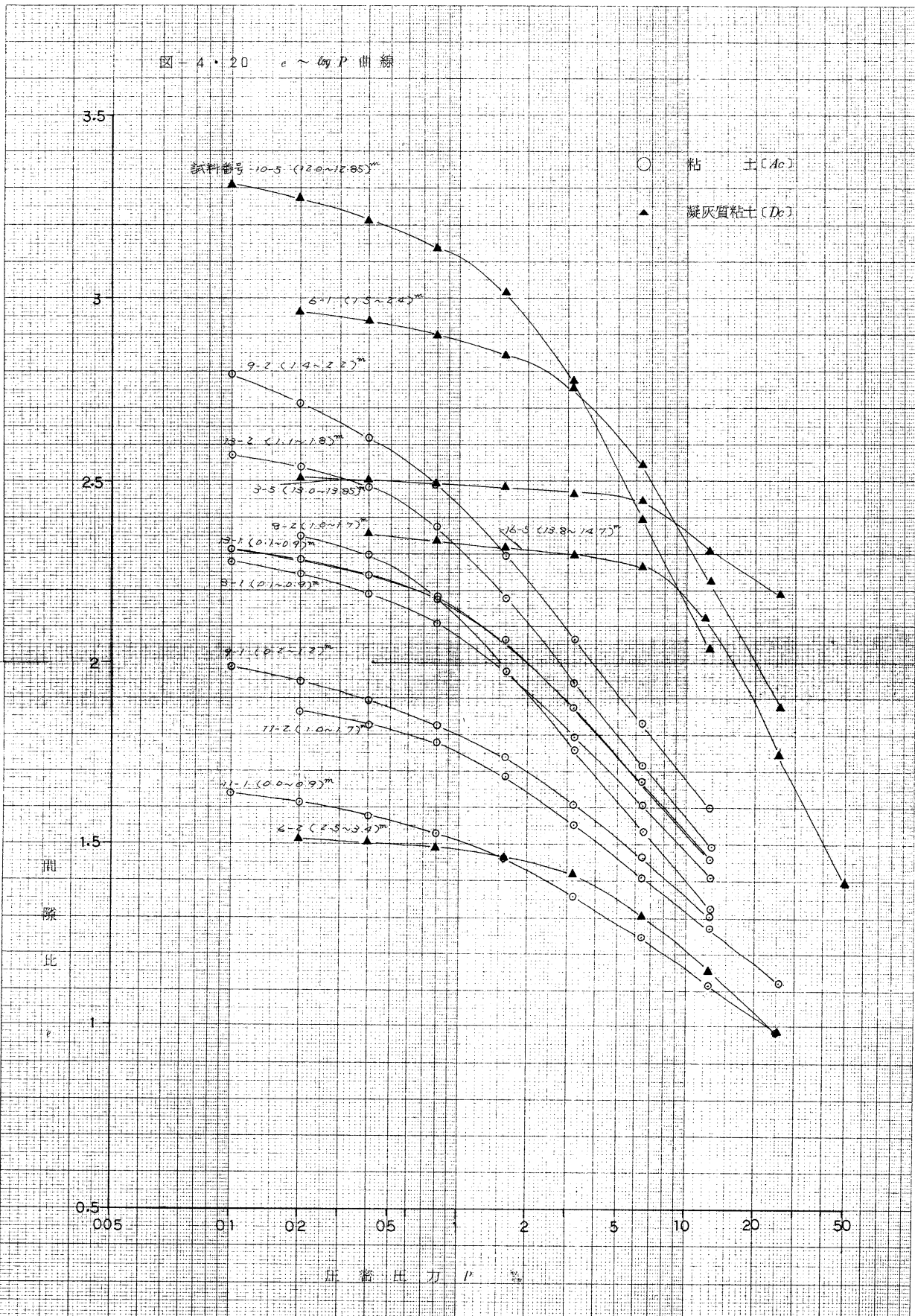


图-4.21 $C_v \sim \log P$ 曲线

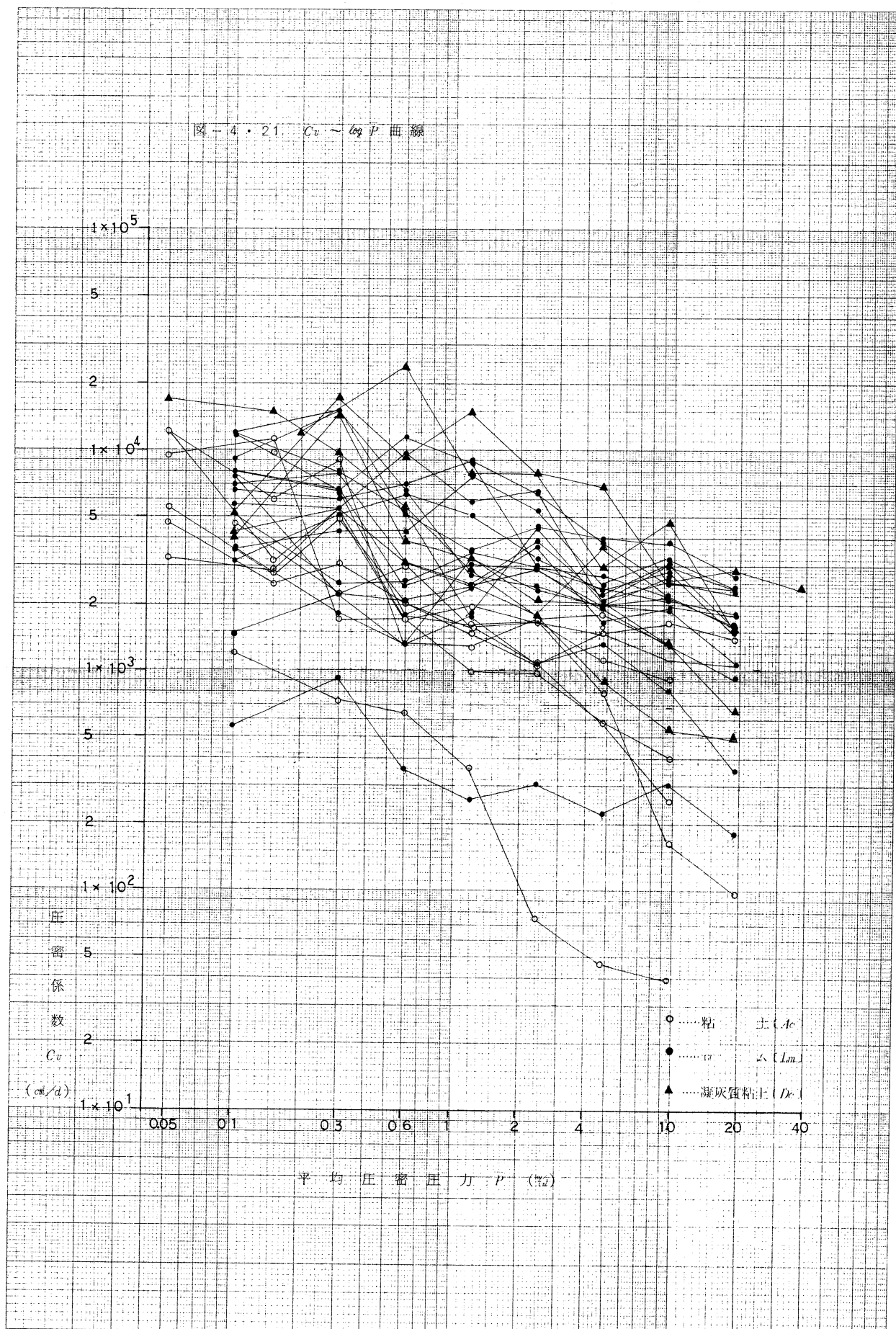
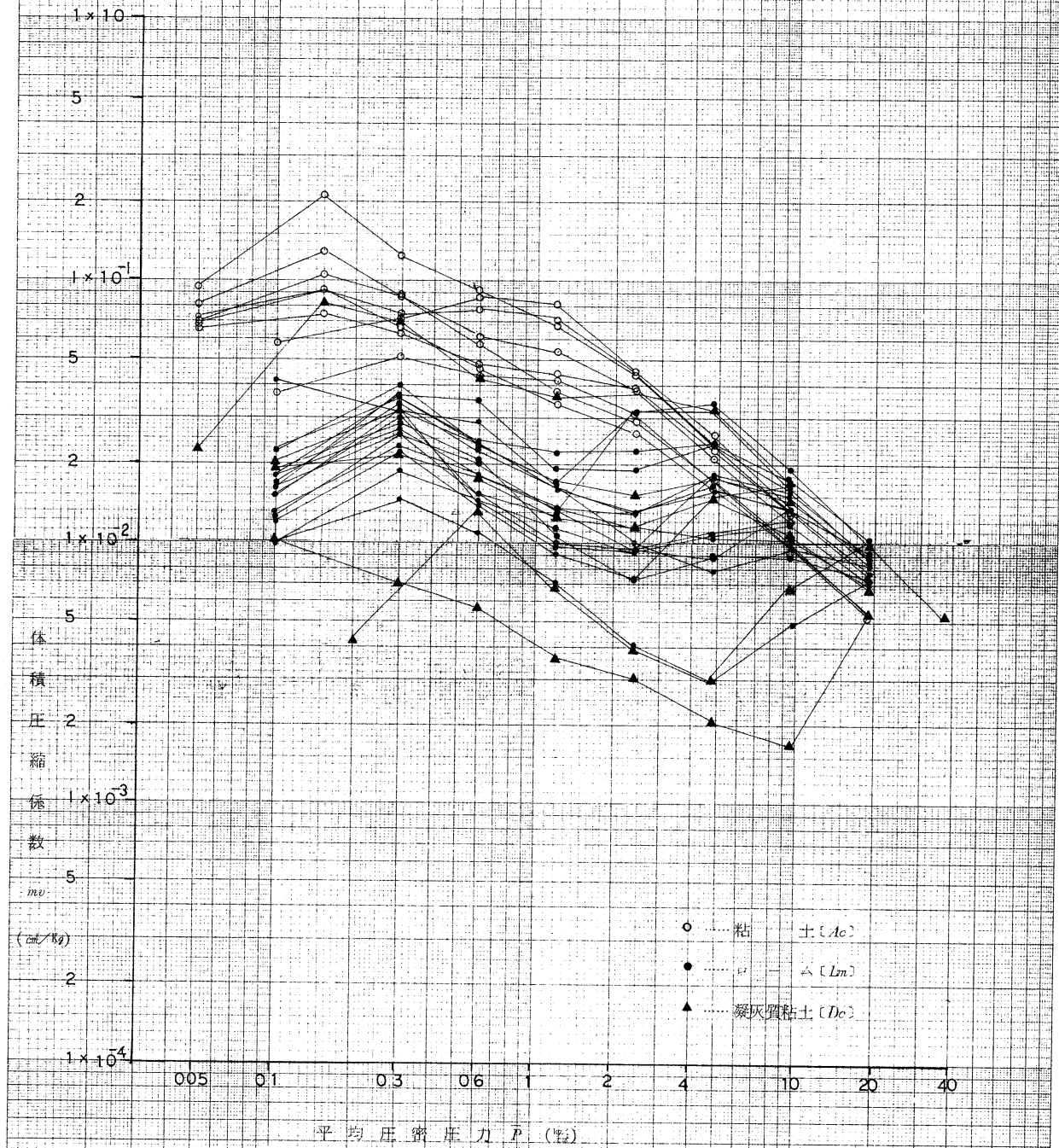


図 4.22 $m_v \sim \log P$ 曲線



⑧ 透水 (K_{15})

試験で得た値は下記の如くである。また、図-4・23は、深さ(標高)方向に試験値をプロットしたものである。

$$[Ac] \text{ 層} \cdots \cdots K_{15} = 1.02 \times 10^{-4} \sim 3.51 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

$$[Lm] \text{ 層} \cdots \cdots K_{15} = 2.52 \times 10^{-4} \sim 6.96 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

$$[Dc] \text{ 層} \cdots \cdots K_{15} = 1.28 \times 10^{-4} \sim 9.09 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$$

結果によると、各層とも層中に含有する粗粒土あるいはスコリヤ等の火山性物質の影響を受け、粘性土としてはやや大きな透水係数を与え、「 $10^{-4} \sim 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 」の範囲内に多く分布している。

また、下表は透水係数の概略値を示すものである。今回の試験値とこの表を比べ透水性を考えた場合、「透水性は低い」ものに位置付けられる。

表-4・4 透水係数の概略値

透水係数	10^2	10^1	1.0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}
透水性	高い			中位		低い		非常に低い		実質上不透水	
土の種類	礫 など			砂礫, 砂 など		微細砂, シルト など				粘土 など	

4 - 3. 孔内水平載荷試験

試験は、杭の水平力の算定、矢板の根入れ深さ、部材の検討上に考えられる土の強さ（地盤反力係数 K 値）および変形特性（変形係数 E ）を知る目的で実施した。

K 値および E を求める方法には、杭の水平載荷試験の荷重と変位の関係から求めるもの、 LLT 等のボーリング孔内水平載荷試験から求めるもの、あるいは標準貫入試験で得られる N 値から一義的に求めるもの、さらに乱さない試料による室内土質試験（一軸・三軸）等から求めるものがある。

ここでは、今回の試験結果をもとに上記の各推定方法との関連性から本調査地に分布する各層の地盤反力係数 K 値、弾性係数（変形係数） E について下記に示す図・表をもとに述べるものとする。

表 - 4・4	LLT 試験結果一覧表
図 - 4・24	各層の地盤係数 K_m の分布
図 - 4・25, 4・26	K_m と N の関係
図 - 4・27	各層の弾性係数 E_m の分布
図 - 4・31, 4・32	E_m と N の関係
図 - 4・33	E_m と E_{50} の関係

表 - 4・4 L L T 試験結果一覧表

Ac …粘土 Lm …ローム Dc …凝灰質粘土 Dg …粘土混り砂礫

ボーリングNo.	GL深さ(標高) m	地層名	N値(回)	静止土圧 $P_0 \text{ } \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	降伏圧 $P_y \text{ } \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	破壊圧 $P_L \text{ } \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	地盤係数 $K_m \text{ } \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	弾性係数 $E_m \text{ } \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	半 径 r_o	r cm r_m
No. 4	GL - 4.0 (65.7)	Lm	4	0.51	3.45	4.12	21.5	122	4.32	4.4
4	GL - 10.0 (59.7)	Lm	23	1.66	9.9	—	90	514	4.34	4.395
4	GL - 12.5 (57.2)	Dc	8	1.11	3.31	6.86	22	124	4.27	4.345
6	GL - 1.7 (57.1)	Dc	3	0.44	2.05	2.92	5.1	31.1	4.49	4.69
6	GL - 5.0 (53.8)	Dg	32	4.05	—	—	70	455	4.91	4.995
6	GL - 8.0 (50.8)	Dg	45	3.87	11.79	15.72	39.6	279	5.32	5.42
8	GL - 1.0 (56.6)	Ac	1	0.07	0.19	0.57	1.1	6.2	4.27	4.355
8	GL - 4.0 (53.6)	Dg	48	3.14	—	—	45.3	286	4.74	4.86
8	GL - 8.0 (49.6)	Dg	50/28	5.04	—	—	78	516	5.02	5.09
9	GL - 1.5 (57.3)	Ac	2	0.12	0.24	0.51	0.96	5.3	4.14	4.265
9	GL - 5.0 (53.8)	Dg	50/25	3.405	—	—	33.4	219	4.89	5.045
9	GL - 8.0 (49.8)	Dg	50/4	3.555	—	—	39.0	245	4.72	4.84
11	GL - 1.5 (56.2)	Ac	2	0.17	0.83	1.335	1.4	9.0	4.7	4.98
11	GL - 3.0 (54.7)	Dg	50/28	2.82	—	—	10.1	80.9	5.89	6.165
11	GL - 5.0 (52.7)	Dg	36	4.81	—	—	24.6	172.6	5.22	5.4
13	GL - 1.5 (56.5)	Ac	1	0.29	0.23	0.565	1.4	7.6	4.14	4.22
13	GL - 4.0 (54.0)	Dg	50/28	2.885	—	—	21.3	152	5.32	5.495
13	GL - 8.0 (50.0)	Dg	50/19	3.485	—	—	33.6	216	4.84	4.95

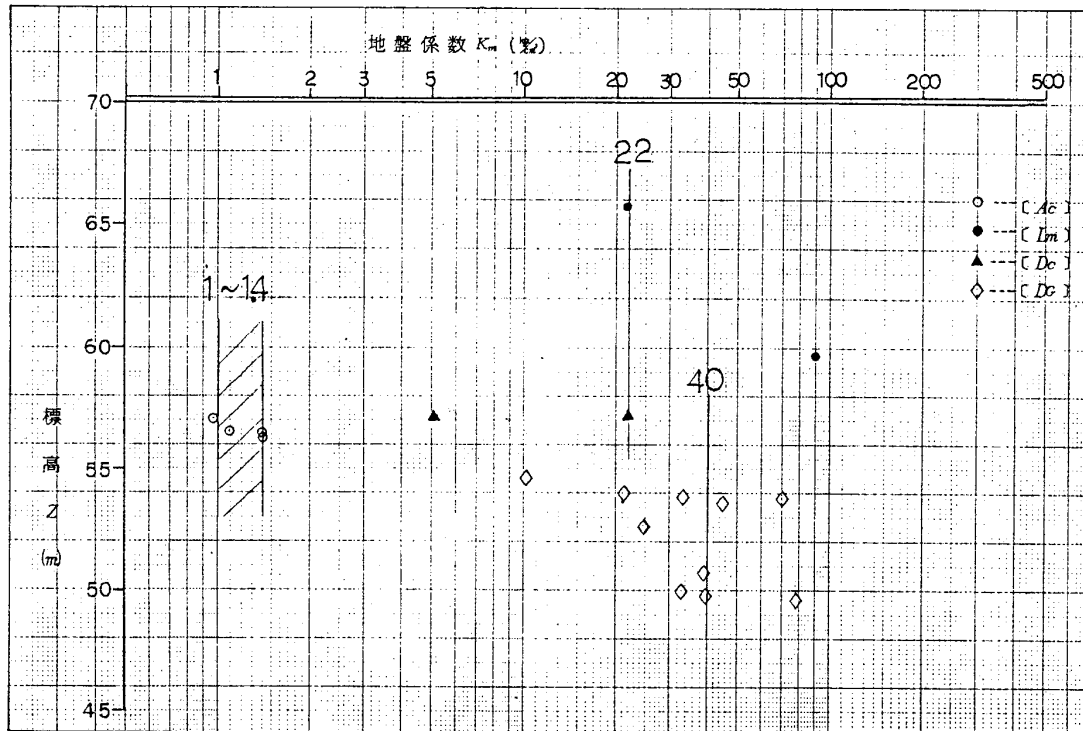
図-4・24 各層の地盤係数 K_m の分布

図-4・24は、試験で得た各層の地盤係数 K_m を深さ（標高）方向にプロットしたものである。図に示されるように、 $[Ac]$ 層の K_m は1～1.4％程度、 $[Lm]$ ・ $[Dc]$ 層は22％程度、 $[Dg]$ 層では40％程度に中庸値を与えている。

図-4・25、4-26は、標準貫入試験で得られた N 値と K_m の関係を、沖積層 $[Ac]$ と洪積層 $[Lm, Dc, Dg]$ とに区分したものである。この両者の相互関係は、沖積層で $K_m = 1.11N^{0.33}$ 、洪積層では $K_m = 7.3N^{0.39} \sim 6.6N^{0.28}$ の範囲を示している。

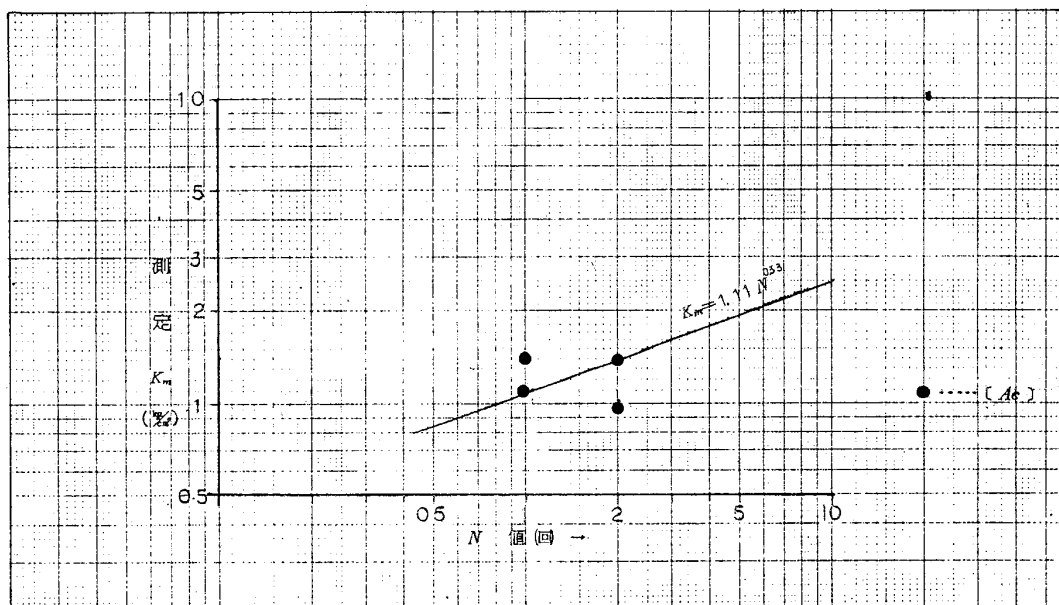
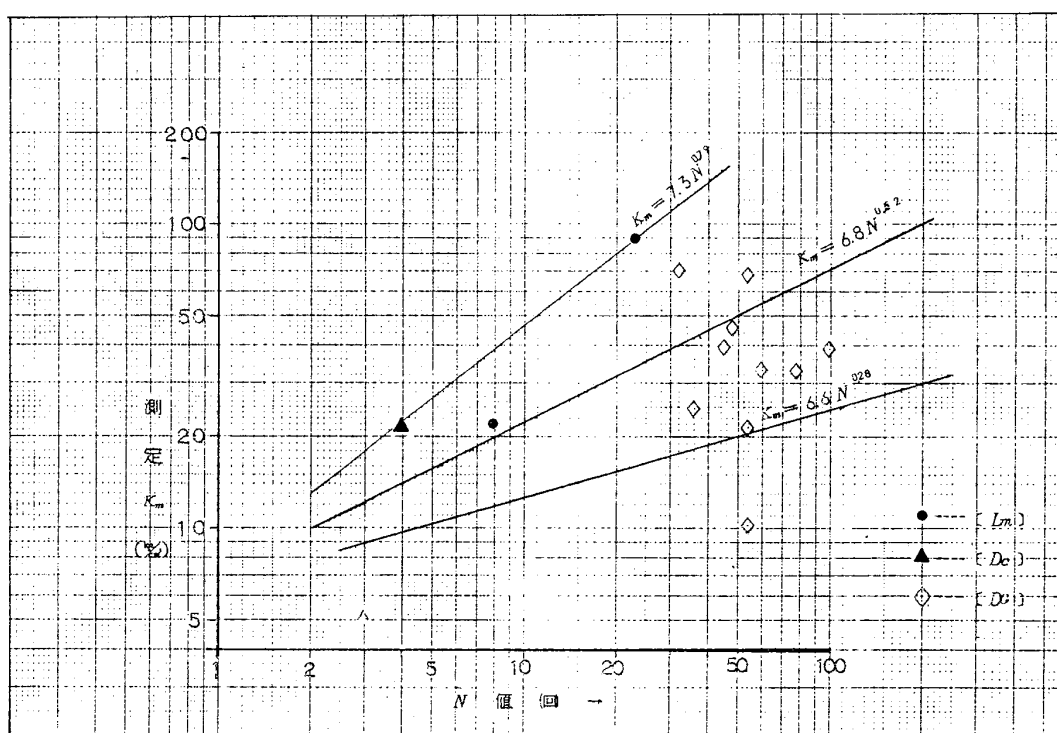
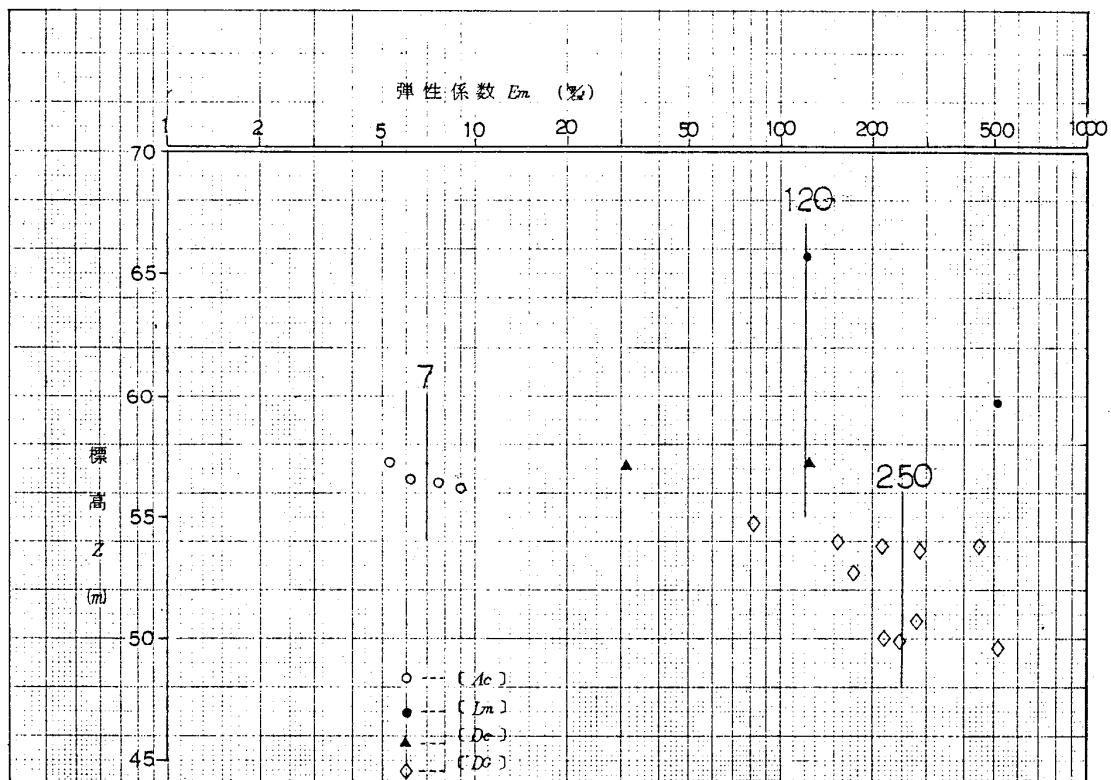
図-4・25 K_m と N 値の関係(沖積層)図-4・26 K_m と N 値の関係(洪積層)

図-4・27 各層の弾性係数 E_m の分布

つぎに図-4・27は、試験で得た各層の弾性(変形)係数 E_m を深さ(標高)方向にプロットしたものである。結果によると深さ方向に E_m は増加する傾向を示し、[Ac] 層の E_m は7%程度、[Lm]・[Dc] 層は120%程度、[Dc] 層では250%程度に中庸値を与えている。

右図は、ボーリング孔内で求められる
変形（弾性）係数 E_p と N 値の相関図で
ある。この中で吉中は、この両者の関
係をつぎの式で表わしている。

$$E = 6.78 N^{0.9985}$$

$$\approx 7 N$$

また同様な試みが宇部によつてもな

図-4・28

標準貫入試験 N 値とボーリング
孔内変形係数の相関図（吉中）

されており、 $E = (10 \sim 4) N$ で表わしている。

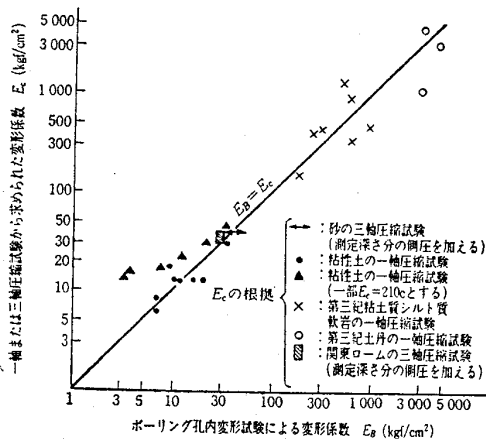
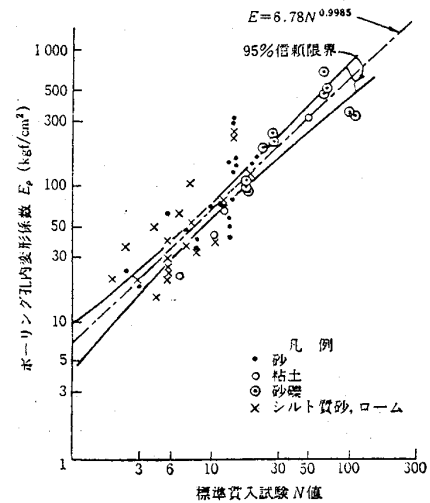


図-4・29

室内土質試験から求めた変形係数とボーリング
孔内変形試験から求めた変形係数の関係

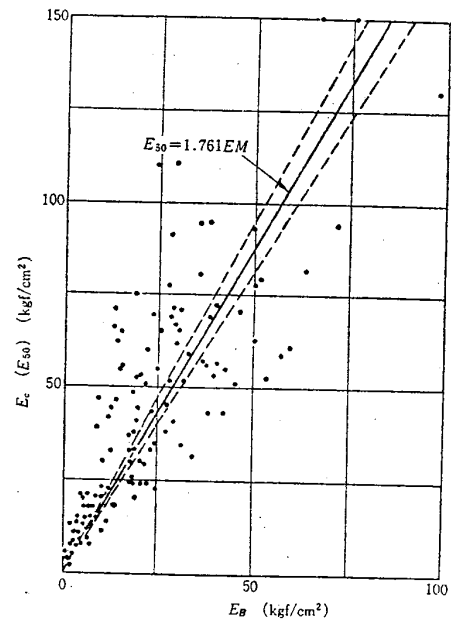
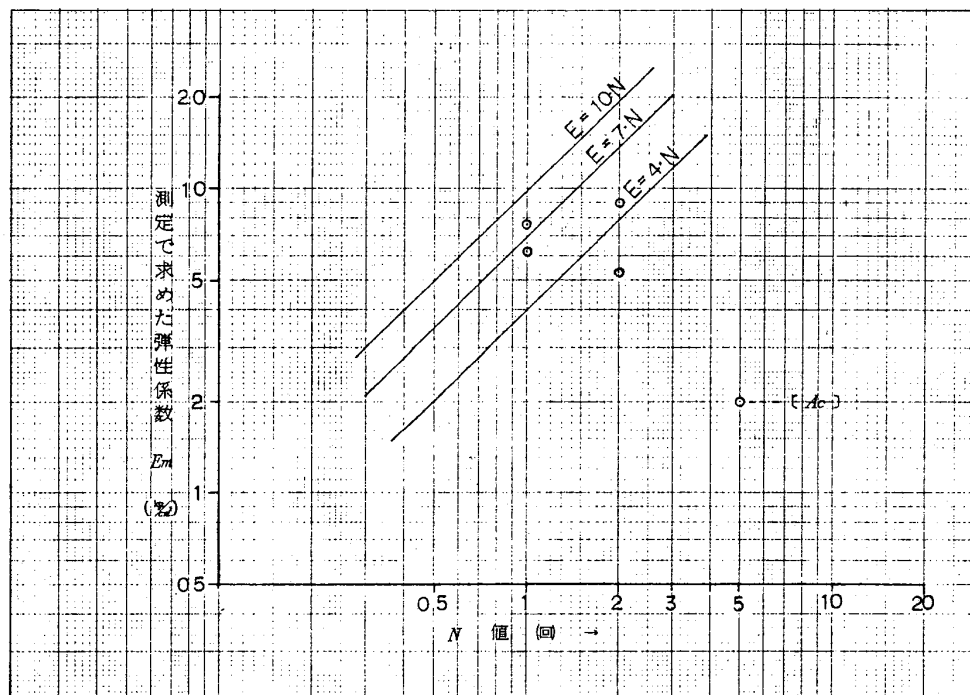
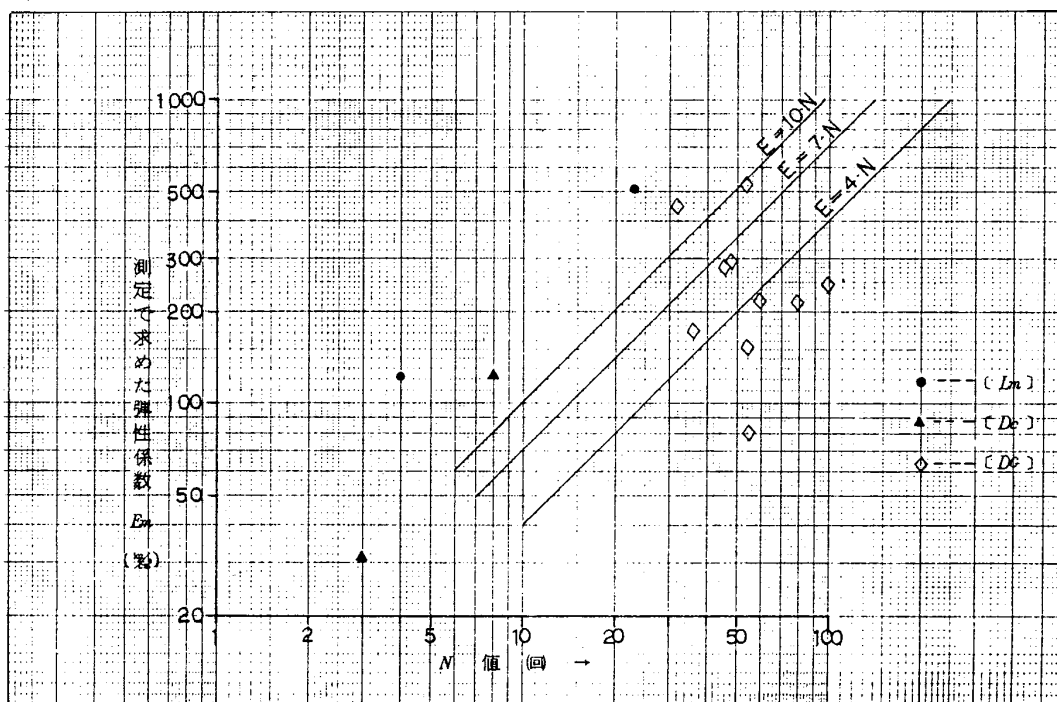


図-4・30

孔内変形試験による変形係数と一軸圧
縮試験による変形係数の比較

さらに、上図はボーリング孔内試験で求められた変形（弾性）係数と室
内土質試験から得られる変形係数の相関図である。この両者の関係は、

$$E_B = E_C, \quad E_{50} = 1.761 E_m \text{ で表わされている。}$$

図 - 4・31 E_m と N 値の関係 (沖積層)図 - 4・32 E_m と N 値の関係 (洪積層)

上図は、今回の試験で得た E_m と N 値の関係を沖積層 [Ac] と洪積層 [Lm, [De], [Dc]]

D_c , D_G に分け示したものである。結果によると $[Ac]$ 層は $E_m=7\text{ N}$, $[Lm]$,

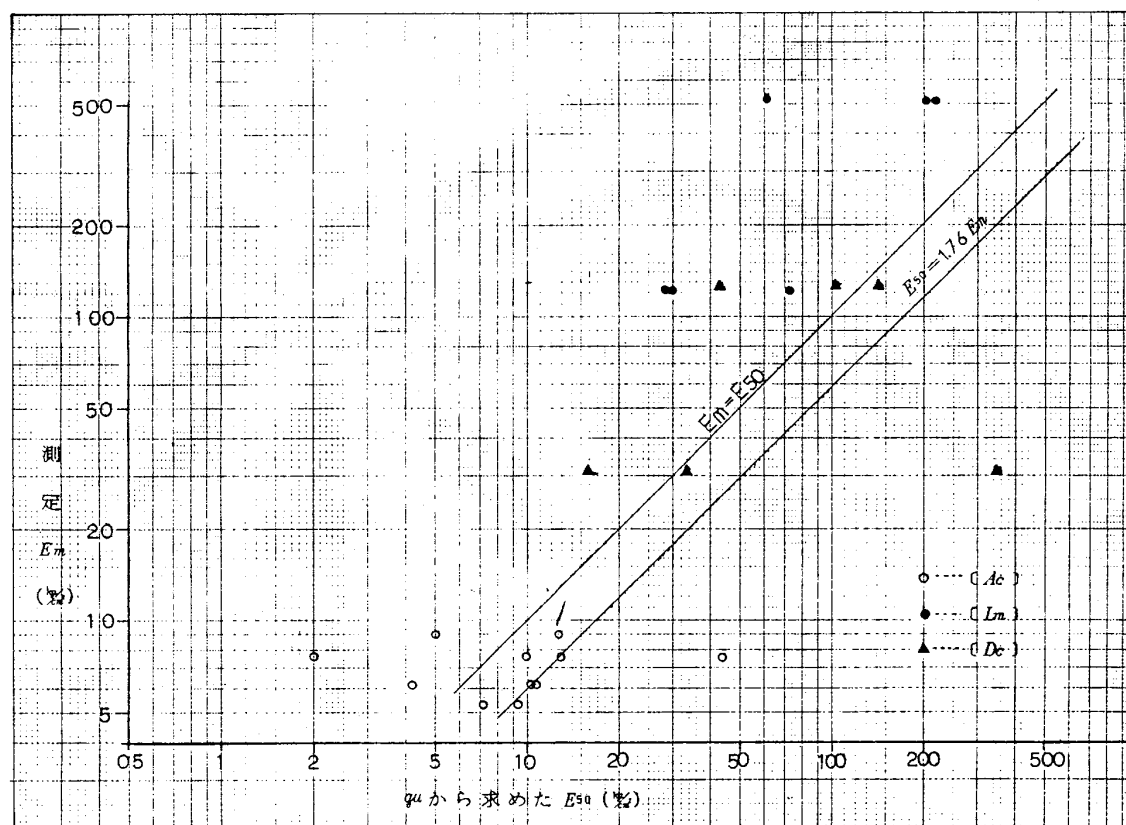
$[Dc]$ 層は $E_m=10\text{ N}$, $[Dc]$ 層は $E_m=7\text{ N}\sim 4\text{ N}$ 程度となつている。

また、図-4・33は E_m と一軸圧縮強さ q_u から求めた変形係数 E_{50} の関係を
示したものである。結果によると、 $[Ac]$ 層における両者の関係は、

$E_{50}=1.761 E_m$ なる理論式に比較的良好な相関を示すが、 $[Lm]$, $[Dc]$ 層のそ

れは、 E_{50} より E_m の値の方が総体的に大きい結果となつている。

図-4・33 E_m と E_{50} の関係



本項では、今回の試験で得た各層の K_m , E_m と N 値あるいは室内土質試験で得られた変形（弾性）係数との相関性について述べた。沖積層〔Ac〕の試験値は、理論上の関連式と良い相関を示しているが、洪積層〔 L^m , D_c , D_g 〕のそれは、土が受けた応力の状態あるいは E_m を求めた場合一律ポアソン比 ν を 0.3 とし計算することなどから、理論上の関連式とは相異がみられる。とくに〔 D_g 〕層の試験値は、段丘礫の特性（粘土分の含有が多く圧縮性大きい、礫径が大きく見掛上 N 値が高い）を反映し、さらに試験地盤面の孔壁の仕上りなどの影響を受け、理論上よりも小さな値を示している。

ここで、上記の観点などから本調査地に分布している各層の弾性係数 E について考えた場合、つぎの相関が推定されよう。

$$\begin{aligned} \text{〔Ac〕層} \cdots \cdots E &= 1.761 E_m \text{ \%} \\ &= 1.761 \times (6 \sim 8) = 10.5 \sim 14.0 \rightarrow 12\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{〔} L^m \text{〕} \cdot \text{〔} D_c \text{〕層} \cdots \cdots E &= E_m \\ &\div 120\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{〔} D_g \text{〕層} \cdots \cdots E &= 7 \cdot N \\ &= 7 \times (30 \sim 50) = 210 \sim 350\% \end{aligned}$$

4 - 4. 間隙水圧測定試験

試験は、調査地に分布している〔Ac〕, 〔Dc〕層の間隙水圧を知る目的で、ボーリングNo 5, 9地点において実施した。

今回の試験で得た値は表 - 4・4 の如くである。

結果によると、〔Dc〕層の被圧水頭は標高 55.9 m 付近に有し、ほぼ同一深さに存在している。

しかし、調査地近傍には境川が流れ、飽和時には河川からのかん養が考えられ、水頭面は現時点よりも上方に存在することも予想される。このようなことから、工事期間中には水位の変動には十分注意することが望まれよう。

表-4・5 試験結果一覧表

測定孔	土質名	標高(m)	試験深さGL-(m)	平衡水位GL-(m)	平衡水位の標高(m)	間隙水圧($\frac{1}{\text{cm}^2}$)	方 法
No. 5	[Dc]	68.591	14.5 ~ 15.5	12.6	55.99	1.9	水 頭
No. 5	[Dc]	68.591	16.0 ~ 16.5	12.6	55.99	3.4	水 頭
No. 5	[Dc]	68.591	18.0 ~ 18.5	12.76	55.83	5.24	水 頭
No. 9	[Ac]	58.83	1.5 ~ 2.5	—	—	0.25	電 気 式
No. 9	[Dc]	58.83	3.5 ~ 4.0	1.85	56.98	1.65	水 頭
No. 9	[Dc]	58.83	5.0 ~ 5.5	3.65	55.18	1.35	水 頭
No. 1	[Dc]	67.78	12.25 ~	11.802	55.97	0.45	水 頭
N-2	[Dc]	67.25	12.1 ~	11.294	55.95	0.81	水 頭
N-1	[Dc]	69.005	13.8 ~	13.085	55.92	0.72	水 頭
No. 3	[Dc]	69.236	13.9 ~	13.36	55.87	0.54	水 頭
S-1	[Dc]	69.398	14.15 ~	13.52	55.87	0.63	水 頭
S-2	[Dc]	69.442	14.1 ~	13.582	55.86	0.52	水 頭
No. 4	[Dc]	69.697	14.85 ~	13.854	55.84	1.0	水 頭
注1) [Dc] …粘土混り砂礫 [Ac] …粘土 2) No.1 ~ No.4 間は揚水試験における揚水井, 観測井							

4 - 5. 電気検層

電気検層は、孔内水のある裸孔において、原位置での地層の性状あるいは物理量を測定する目的で実施した。

電気検層で得られる地層の比抵抗はつぎのような影響を受け、実際の比抵抗値とは異なり「見掛け上の比抵抗値」を示すものである。

- ・ ボーリング孔の仕上り孔径
- ・ 孔内水（泥水）の比抵抗
- ・ 間隙水の水質
- ・ 地盤の自然電位
- ・ 迷走電流

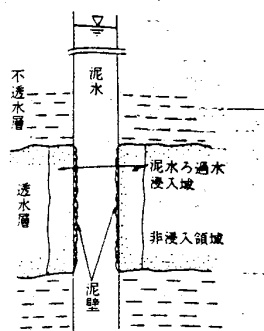
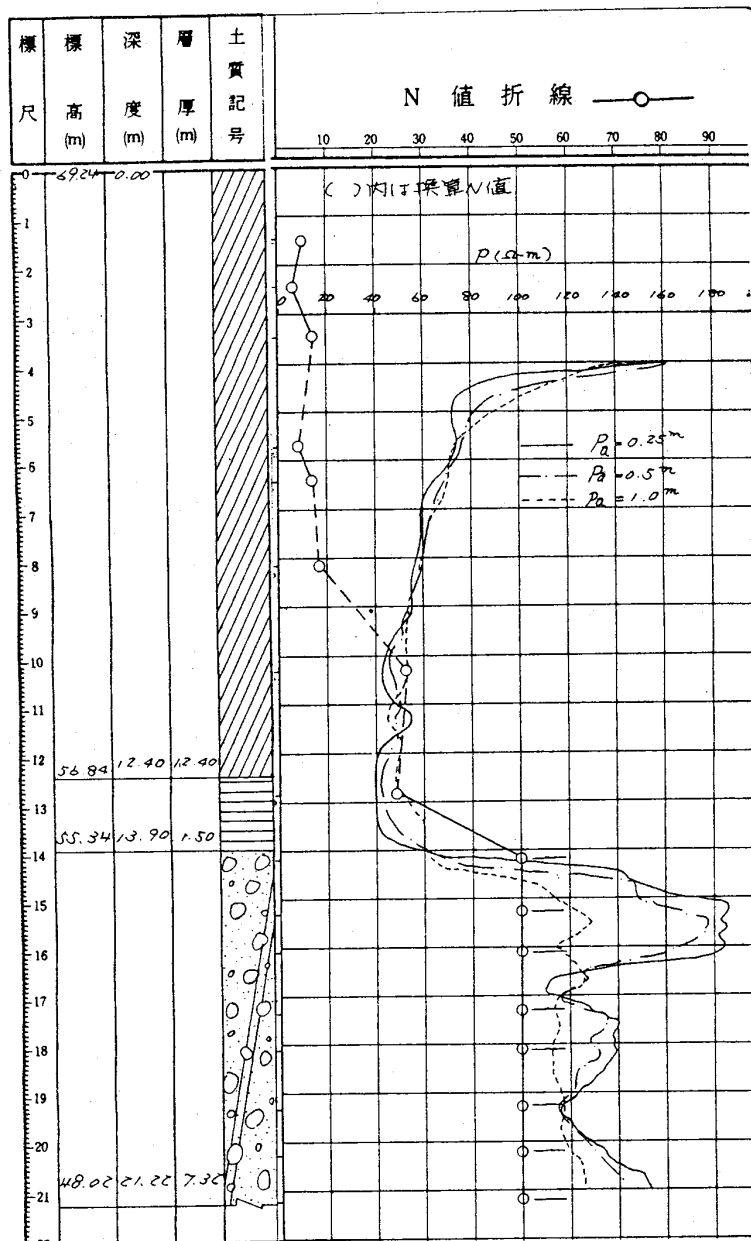


図 - 4・34 泥水で満たされた裸孔の孔壁周囲の状況

図 - 4・35 は、ボーリング No. 3 地点で行った測定結果である。

図-4・35 測定結果



測定の結果、 $GL-13.9m$ までの〔 Lm 〕、〔 Dc 〕層は $\rho = 40 \sim 60 \Omega \cdot m$ 程度で各電極間隔の変化も少なく、不透水層もしくは難透水層に位置付けられる。

また、〔 Dc 〕層は、各電極間隔の変化が大きく、帯水層として存在するも

のと判断されるが、 $GL-13.9 \sim -16.5m$ 間、 $GL-16.5m$ 以深の各深さに相異がみられる。これは、当層が段丘礫層の性質を反映しているものと考えられ、 $GL-13.9m \sim -16.5m$ 間では礫径が大きく、 $GL-16.5m$ 以深では逆に礫径が小さく、あるいは細粒土（シルト+粘土分）の含有によるものと判断される。

つぎに、透水性を考察する上での地層係数（ F ）を考えてみる。地層係数（ F ）は、飽和された地層の真の比抵抗 ρ_o と地層水の比抵抗 ρ_w との比で表わされつぎのものとなる。

$$F = \frac{\rho_o}{\rho_w}$$

しかし、水井戸の場合には近似的に真の比抵抗 ρ_t と泥水の口過水の比抵抗 ρ_m との比で示される。

$$F = \frac{\rho_t}{\rho_m}$$

今回の検層結果から、各電極間隔の変化の少ない〔 Lm 〕、〔 Dc 〕層の見掛けの比抵抗から ρ_m を推定すると、 $\rho_m \approx 50 \Omega\text{-}m$ 前後と思われる。

ここで、ロングノルマの〔 Dc 〕層の比抵抗 $140 \sim 185 \Omega\text{-}m$ から〔 Dc 〕層の地層係数を求めると、 $F = 2.8 \sim 3.7$ と推定され、帯水層の値としてはやや低い値と思われる。

4 - 6. 揚水試験

試験は、調査地に分布している相模野礫層〔D_G〕の透水性を把握し、計画構造物に関する設計・施工上の検討に必要な資料を得ることを目的とした。

1) 試験方法

揚水井はボーリング~~16~~3地点とし、これよりN-S方向に6ヶ所の観測井を設置した。図-4・35に揚水井、観測井の配置を示す。

揚水井、観測井とも削孔後保護網を巻き、ストレーナー加工をしたガス管を挿入し、フィルター材として豆砂利を充填した。さらに、孔内洗浄としてコンプレッサーを用いたエアーリフトを行つた。表-4・5図-4・36に揚水井・観測井の設置仕様および構造図を記載した。

試験は、予備試験を実施した後本試験を行つたものである。

予備試験は、井戸の反応状況（仕上り状況）を確認する予備揚水と揚水井の揚水能力および適正揚水量（帯水層の物理的変化を生じさせない揚水量）を求めるための段階揚水を実施した。

段階揚水は、揚水量をいくつかの段階に分け、一つの段階で揚水を行ない水位が安定した後、つぎの段階の揚水を継続する水位降下法を

行つたものである。

つぎに、本試験は24時間連続揚水による水位降下試験（揚水法）と、揚水停止後の水位回復試験（回復法）をそれぞれ3回実施した。

揚水井および各観測井内における常水面（平衡水位）を測定し、揚水井から揚水（適性揚水量）を行い、一定時間毎における揚水井、各観測井の動水位を測定した。さらに揚水停止後、水位の回復を観測し水位が一定するまで継続した。

また、揚水量の測定は、直角三角セキからノッチタンクのイツ流水深を測定し、パールの実験公式から揚水量を算出した。

・ パールの実験公式

$$Q = 0.014 H^{\frac{5}{2}}$$

Q : 流量 (L/sec)

H : イツ流水深 (cm)

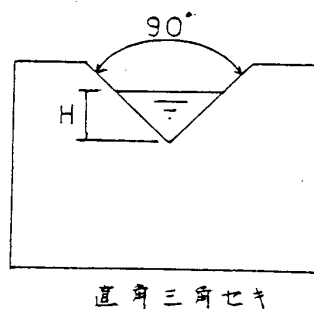


図-4・36 揚水井・観測井の配置

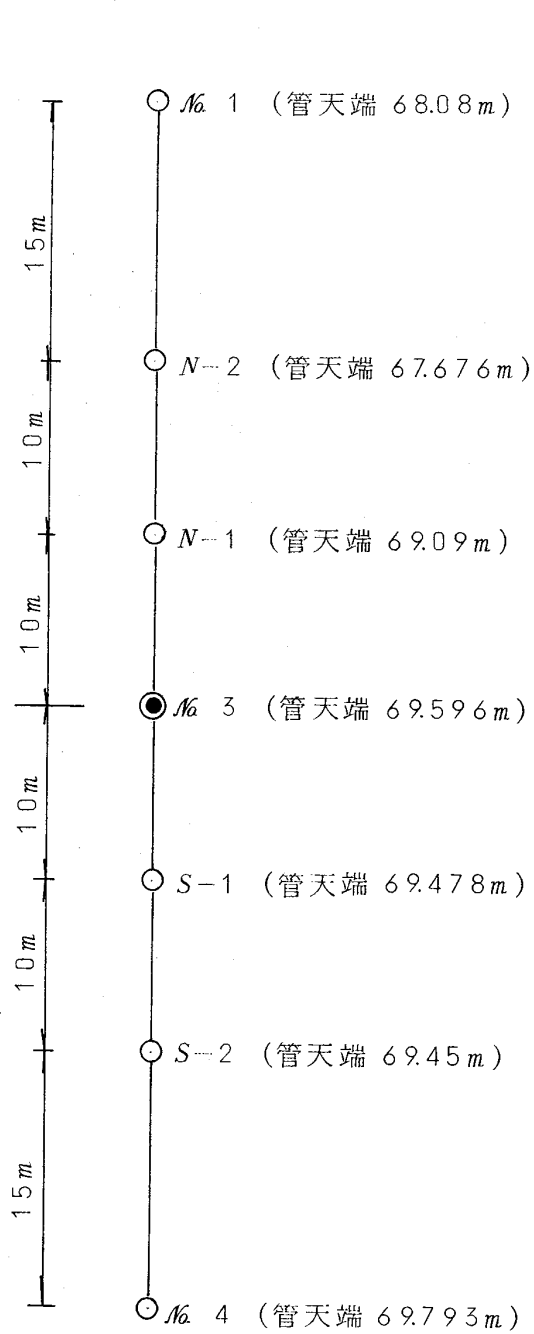
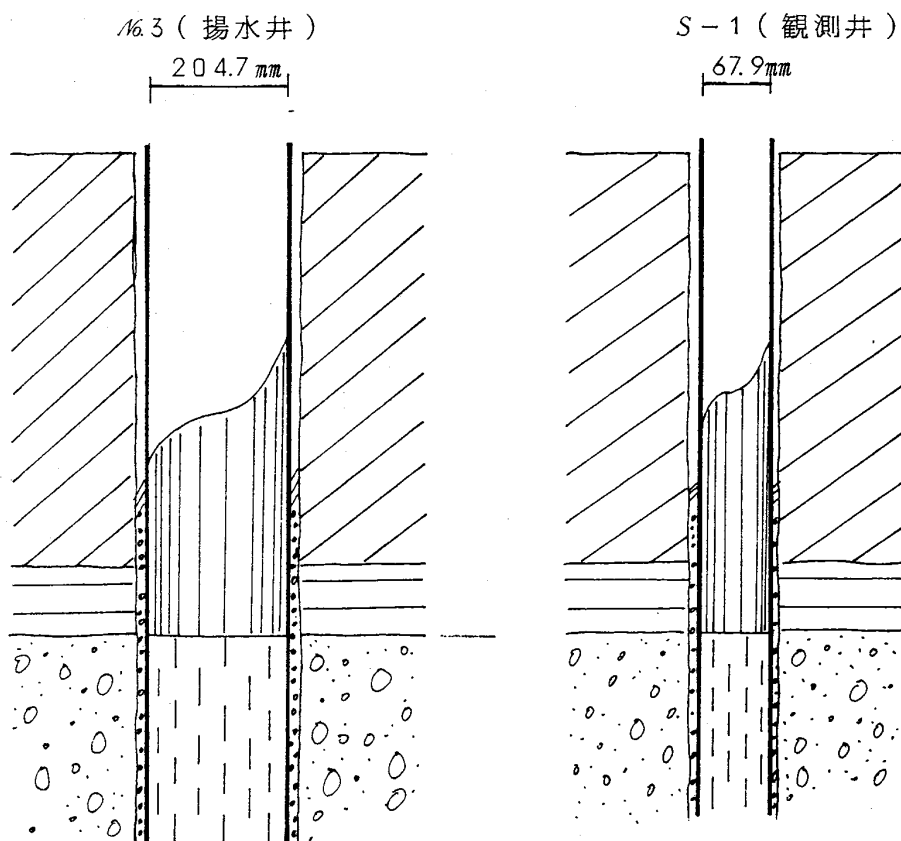


表 - 4・6 揚水井・観測井の設置仕様

	井 戸	揚水井からの 距離 r (m)	ガス管 (mm)		深さ (m)	ストレーナー 加工 (m)
			外径	内径		
観測井	No. 3	0	外径	216.3	22	7
			内径	204.7		
	No. 1	35	外径	76.3	19	6
			内径	67.9		
	N-2	20	外径	76.3	18.1	6
			内径	67.9		
	N-1	10	外径	76.3	120.0	6
			内径	67.9		
	S-1	10	外径	76.3	20.0	6
			内径	67.9		
	S-2	20	外径	76.3	20.0	5.9
			内径	67.9		
	No. 4	35	外径	76.3	20.0	6
			内径	67.9		

図 - 4・37 揚水井・観測井の構造図



2) 段階揚水試験

試験は、揚水井における帯水層の物理的变化を生じさせない揚水量あるいは井戸周囲の地下水の流れが層流から乱流に変わる揚水量と評価されている適性揚水量を知るために実施したものである。

表-4・7は、今回の試験に関する段階揚水量 Q と各段階における所要時間 t 、水位降下量 S を示したものである。また、図-4・38、4・39は $Q \sim S$ 曲線および $S \sim t$ 曲線を描いたものである。

表-4・7 今回の試験に関する Q 、 t 、 S

step	揚水量 Q (l/min)	所要時間 t (min)	水位降下量 S (m)
1	17.9	20	0.06
2	30.4	20	0.115
3	42.4	20	0.209
4	59.6	20	0.359
5	71.0	60	0.703
6	87.0	80	1.552

図-4・38の $Q \sim S$ 曲線に示されるように、step 4 $Q=59.6$ l/min までは $Q \sim S$ の関係が 45° の勾配をなすが、step 5 $Q=71.0$ l/min からは 45° 以上の勾配となつている。この 45° ラインの変曲点から適性揚水量を評価した場合、68 l/min が得られる。

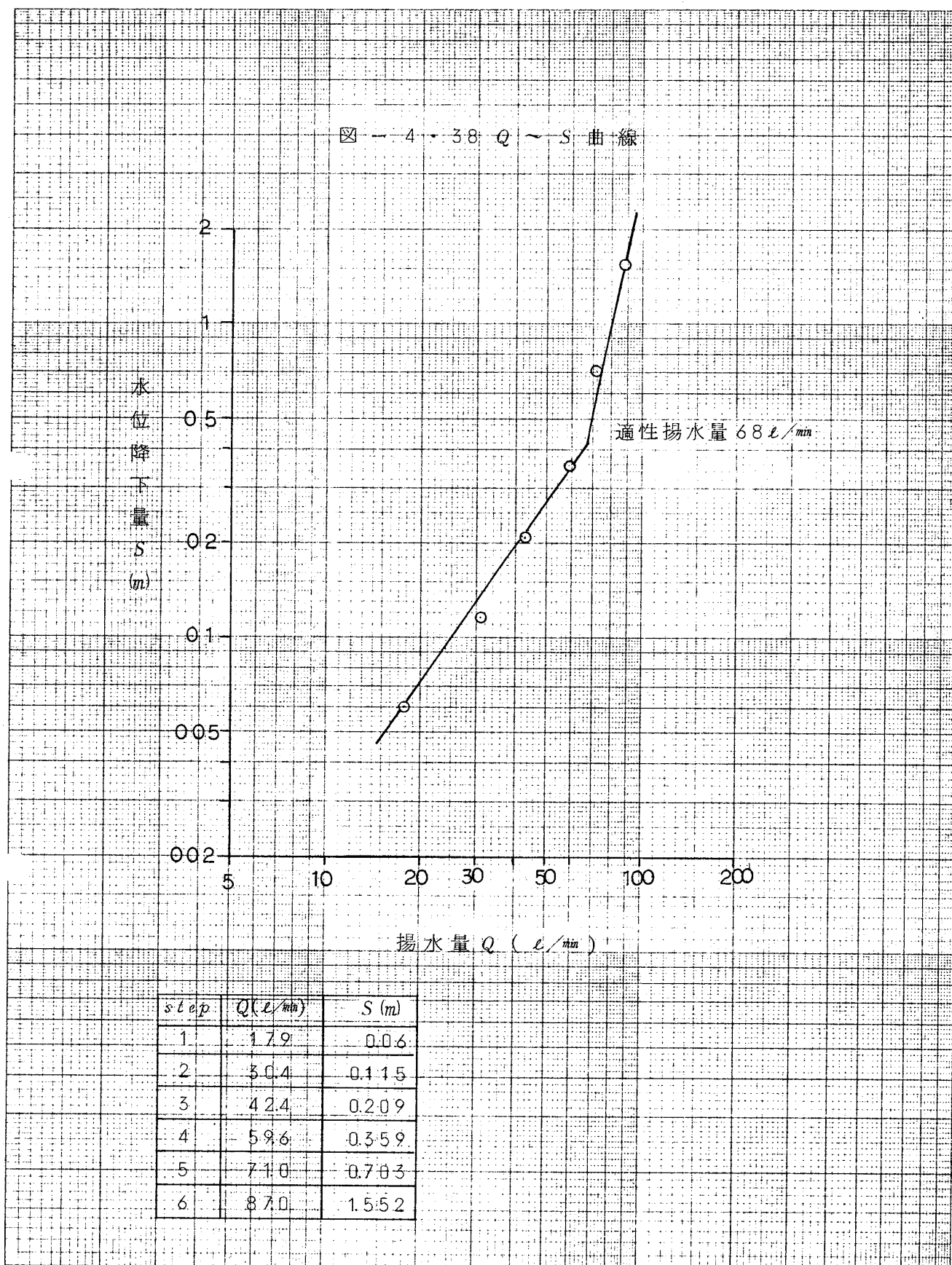


图 4-39 S ~ t 曲线

所要時間 t (min)

200

150

100

50

0

$Q=30.4 \text{ } \ell/\text{min}$ $S=0.115 \text{ m}$
 $Q=42.4 \text{ } \ell/\text{min}$ $S=0.209 \text{ m}$

$Q=59.6 \text{ } \ell/\text{min}$ $S=0.359 \text{ m}$

$Q=17.9 \text{ } \ell/\text{min}$
 $S=0.06 \text{ m}$

$Q=71.0 \text{ } \ell/\text{min}$ $S=0.703 \text{ m}$

$Q=87.0 \text{ } \ell/\text{min}$ $S=1.552 \text{ m}$

水位降下量 S (m)

3) 本試験

本試験における揚水量は、さきの段階揚水で得られた適性揚水量を参考とし、第1回目 62.3 l/min 、第2回目 71.0 l/min 、第3回目 74.0 l/min とした。

本試験で得られる帯水層〔 D 〕層の水理定数（透水量係数 T 、貯留係数 S 、透水係数 k ）は、つぎの解析方法から求めた。

i) 平衡法……… *Thiem* の式

$$T = \frac{0.366Q}{4S}$$

$$S = \frac{2.25Tt}{r_o^2}$$

ii) 非平衡法……… *Jacob* の式

$$T = \frac{0.183Q}{4S}$$

$$S = \frac{2.25Tt}{r_o^2}$$

回復法の式

$$T = \frac{0.183Q}{4S'}$$

ここに Q : 揚水量

$4S, 4S'$: 水位差

r_o : 水位降下量が 0 となる距離

表-4・8 試験結果一覧表

(第1回目) $Q = 62.3 \text{ l/min}$ $k = \frac{T}{D}$ (D : 帯水層の厚さ)

解析方法		使用井戸	透水量係数 $T \text{ (} m^2/min \text{)}$	貯留係数 S	透水係数 $k \text{ (} cm/sec \text{)}$
平衡法	Thiem	$N-1, N-2$	7.86×10^{-1}	5.5×10^{-3}	4.36×10^{-2}
		$S-1, S-2, No.4$	6.0×10^{-1}	4.89×10^{-3}	3.33×10^{-2}
非平衡法	Jacob	No.3 (揚水井)	1.62×10^{-1}	—	9.0×10^{-3}
		$N-1$	5.4×10^{-1}	1.2×10^{-2}	3.0×10^{-2}
		$N-2$	7.6×10^{-1}	4.48×10^{-3}	4.22×10^{-2}
		No.1	9.5×10^{-1}	7.32×10^{-3}	5.27×10^{-2}
		$S-1$	4.75×10^{-1}	7.26×10^{-3}	2.63×10^{-2}
		$S-2$	6.33×10^{-1}	2.67×10^{-3}	3.51×10^{-2}
		No.4	8.14×10^{-1}	1.49×10^{-3}	4.52×10^{-2}
(第2回目) $Q = 71.0 \text{ } l/min$					
解析方法		使用井戸	透水量係数 $T \text{ (} m^2/min \text{)}$	貯留係数 S	透水係数 $k \text{ (} cm/sec \text{)}$
平衡法	Thiem	$N-1, No.1$	8.66×10^{-1}	1.09×10^{-1}	4.81×10^{-2}
		$S-1, S-2, No.4$	7.64×10^{-1}	5.61×10^{-2}	4.24×10^{-2}
非平衡法	Jacob	No.3 (揚水井)	5.2×10^{-2}	—	2.88×10^{-3}
		$N-1$	5.41×10^{-1}	1.09×10^{-1}	3.0×10^{-2}
		$N-2$	5.41×10^{-1}	2.98×10^{-2}	3.0×10^{-2}
		No.1	8.66×10^{-1}	1.74×10^{-2}	4.8×10^{-2}
		$S-1$	7.21×10^{-1}	4.54×10^{-2}	4.0×10^{-2}
		$S-2$	7.61×10^{-1}	6.42×10^{-2}	4.22×10^{-2}
		No.4	9.28×10^{-1}	2.72×10^{-2}	5.15×10^{-2}
回復	No.3 (揚水井)	3.09×10^{-2}	—	1.71×10^{-2}	

(第3回目) $Q = 74.0 \text{ } \ell/\text{min}$					
解析方法		使用井戸	透水量係数 $T \text{ (} m^2/\text{min) }$	貯留係数 S	透水係数 $k \text{ (cm/sec)}$
平衡法	Thiem	$N-1, N-2, \text{No. } 1$	6.94×10^{-1}	5.62×10^{-4}	3.85×10^{-2}
		$S-2, \text{No. } 4$	4.59×10^{-1}	2.01×10^{-5}	2.55×10^{-2}
非平衡法	Jacob	$\text{No. } 3 \text{ (揚水井)}$	1.12×10^{-1}	—	6.22×10^{-3}
		$N-1$	2.02×10^{-1}	3.45×10^{-2}	1.12×10^{-2}
		$N-2$	2.5×10^{-1}	1.29×10^{-2}	1.38×10^{-2}
		$\text{No. } 1$	2.82×10^{-1}	4.76×10^{-3}	1.56×10^{-2}
		$S-1$	3.22×10^{-1}	2.6×10^{-2}	1.78×10^{-2}
		$S-2$	3.07×10^{-1}	9.63×10^{-3}	1.7×10^{-2}
		$\text{No. } 4$	2.50×10^{-1}	5.51×10^{-3}	1.38×10^{-2}
	回復	$\text{No. } 3 \text{ (揚水井)}$	5.41×10^{-2}	—	3.0×10^{-3}

試験の結果は表-4・8の如くである。本件の場合、調査地付近での井戸からの揚水、あるいは調査地近傍を流れる境川からの涵養の影響を受け、水位の変動が見受けられ、必ずしも理想的なデータは得られないものであつた。しかし、井戸の機能性を考えた場合、揚水量を除々に多くし、他の第1, 2回目の試験よりも地下水位低下量が大きい第3回目の試験結果の値が〔Dc〕層における水理定数を与えているものとする。

このようなことから、〔Dc〕層の水理定数として、第3回目の平均値をもつて求めてみるとつぎの値となる。

$$\text{透水量係数 } T = 2.93 \times 10^{-1} \text{ (} m^2/\text{min) }$$

$$\text{貯留係数 } S = 8.1 \times 10^{-3}$$

$$\text{透水係数 } k = 1.62 \times 10^{-2} \text{ (cm/sec)}$$

4-7. 水質試験

試験は、揚水井から採取した揚水開始 6 時間、24 時間経過の地下水について検査を行ったものである。

この結果は、次項に示すように「水道法に適合し飲料水に適す」の判定を得た。

依頼者名

実工技術開発株式会社 殿

水質試験結果報告書

昭和58年11月30日

飲料水々質検査
東京都56水第326号

検査機関

東京都中央区日本橋本町4-2-10



株式会社サントリー環境調査センター
代表取締役 尾成 平
TEL (03)270-3068

所在地
名称
代表者

試験結果書

飲料水検査No D-1320

依頼者		所在地		依頼者名		実工技術開発株式会社	
採水場所	北郡下水処理場地質調査委託(水質試験)						
水源の種類	ボーリング No.3 揚水開始時間		水温		℃		
採水年月日	昭和58年11月9日 時 分						
採水者							
分析方法	厚生省令第56号(水質基準に関する省令)による						
試験項目	基準値	結果	試験項目	基準値	結果		
亜硝酸性窒素(mg/L)及び硝酸性窒素(mg/L)	10以下	4.7	六価クロム(mg/L)	0.05以下	不検出		
塩素イオン(mg/L)	200以下	16	カドミウム(mg/L)	0.01以下	不検出		
過マンガン酸カリウム消費量	10以下	不検出	ヒ素(mg/L)	0.05以下	不検出		
一般細菌数(個/mL)	100以下/1ml	4	フッ素(mg/L)	0.8以下	不検出		
大腸菌群	検出されないうこと	陰性	総硬度(mg/L)	300以下	109		
シアノイオン(mg/L)	検出されないうこと	不検出	蒸発残留物(mg/L)	500以下	144		
水銀(mg/L)	検出されないうこと	不検出	フェノール類(mg/L)	0.005以下	不検出		
有機リン(mg/L)	検出されないうこと	不検出	陰イオン活性剤(mg/L)	0.5以下	不検出		
銅(mg/L)	1.0以下	不検出	水素イオン濃度	5.8~8.6	7.0		
鉄(mg/L)	0.3以下	不検出	臭	異常でないこと	異常ナシ		
マンガン(mg/L)	0.3以下	不検出	味	異常でないこと	異常ナシ		
亜鉛(mg/L)	1.0以下	0.37	濁度(度)	2以下	0.2		
	0.1以下	不検出	色(度)	5以下	1.0		
			(残留塩素 mg/L)	0.1以上	—		
判定							
水道法に適合し飲料水に適す							
試験責任者	鈴木英樹						

依頼者名

実工技術開発株式会社 殿

水質試験結果報告書

昭和58年11月30日

飲料水々質検査
東京都56水第326号

検査機関

所在地 東京都中央区日本橋本町4-2-10

名称 サンコー環境調査センター

代表者 代表取締役 長平 厚成

TEL (03)270-3068



試験結果書

飲料水検査No. D-1325

依頼者 所在地

依頼者名 実工技術開発(株)

採水場所	北野下水処理場処理地質土壌調査委託(水質試験)		
水源の種類	ホーリングN0.3揚水試験24時間	水温	℃
採水年月日	昭和58年11月9日	時	分
採水者			

分析方法 厚生省令第56号(水質基準に関する省令)による

試験項目	基準値	結果	試験項目	基準値	結果
亜硝酸性窒素(mg/L)及び硝酸性窒素(mg/L)	10以下	5.3	六価クロム(mg/L)	0.05以下	不検出
塩素イオン(mg/L)	200以下	1.8	カドミウム(mg/L)	0.01以下	不検出
過マンガン酸カリウム消費量(mg/L)	10以下	1.5	ヒ素(mg/L)	0.05以下	不検出
一般細菌数(個/mL)	100以下/1mL	51	フッ素(mg/L)	0.8以下	不検出
大腸菌群	検出されないこと	陰性	総硬度(mg/L)	300以下	112
シアニオン(mg/L)	検出されないこと	陰性	蒸発残留物(mg/L)	500以下	174
水銀(mg/L)	検出されないこと	不検出	フェノール類(mg/L)	0.005以下	不検出
有機リン(mg/L)	検出されないこと	不検出	除イオン活性剤(mg/L)	0.5以下	不検出
銅(mg/L)	1.0以下	不検出	水素イオン濃度	5.8~8.6	6.9
鉄(mg/L)	0.3以下	不検出	臭	異常でないこと	異常ナシ
マンガン(mg/L)	0.3以下	不検出	味	異常でないこと	異常ナシ
亜鉛(mg/L)	1.0以下	0.30	濁度(度)	2以下	0.0
鉛(mg/L)	0.1以下	不検出	色(度)	5以下	0.1
判定			(残留塩素 mg/L)	0.1以上	—

水道法に適合し飲料水に適す

試験責任者 鈴木英孝

5. 考察

5. 考 察

本章では、さきの調査結果をもとに調査地に計画されている下水処理場各施設に関する基礎考察を行う。

調査結果による本調査地の地層構成および各層の工学的な特徴は、前述の如くであり、台地部では上部に表土〔*T*〕が堆積し、この下位にはローム〔*Lm*〕、凝灰質粘土〔*Dc*〕、粘土混り砂レキ〔*DG*〕が分布している。また、低地部では粘土〔*Ac*〕の下位に *DG* 層が続いている。

計画によると、設計地盤面は標高 61m、さらに各施設の設計床付面は標高 54m~49m 間とされている。図-5・1~図-5・8は計画による各施設の設計地盤面を示したものである。また、表-5・1は、検討上に用いる各層の土質定数を記載したものである。ここでは、これらを参照し下記の項目について検討を行う。

- ① 盛土に関する検討
- ② 各施設の支持力および沈下に関する検討
- ③ 根切り・山止めに関する検討

設計地盤高さ…標準	61 m
設計床付高さ…	51 m
設計荷重…	2.06 t/m ²
設計空	15.1 t/m ²

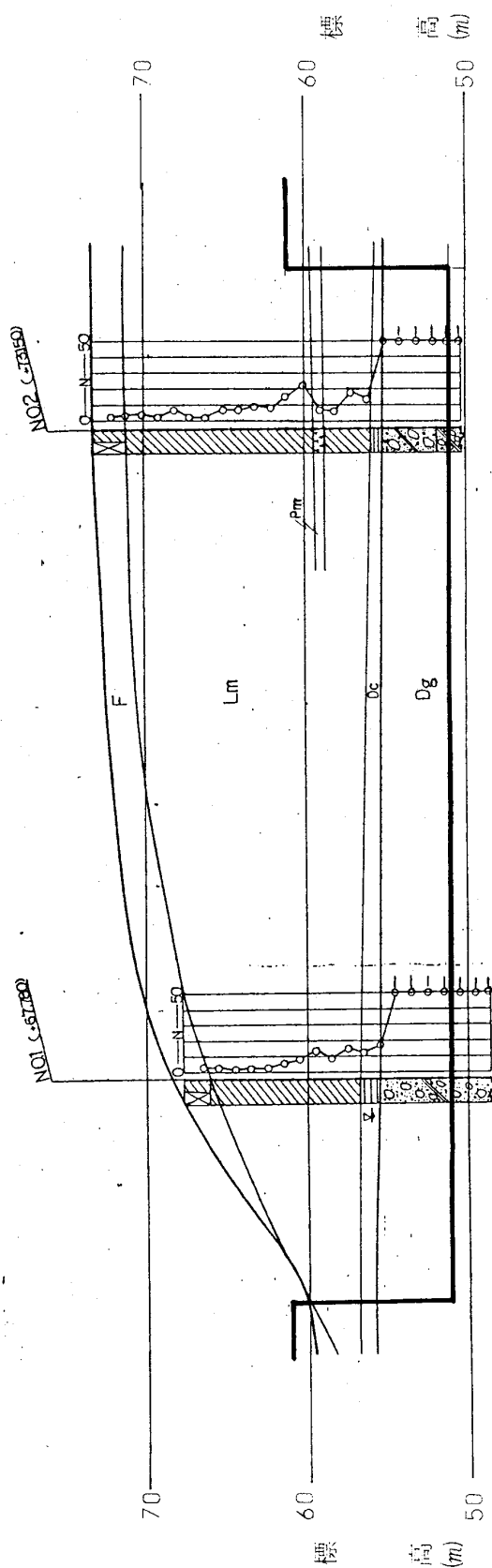


図 5・2 エアコンコンタクト (形状… $B \times L = 40\text{ m} \times 65\text{ m}$)

設計地盤高さ…標高 61 m

設計床付高さ… " 51 m

設計荷重…常時 $13.5\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$
空時 $5.9\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

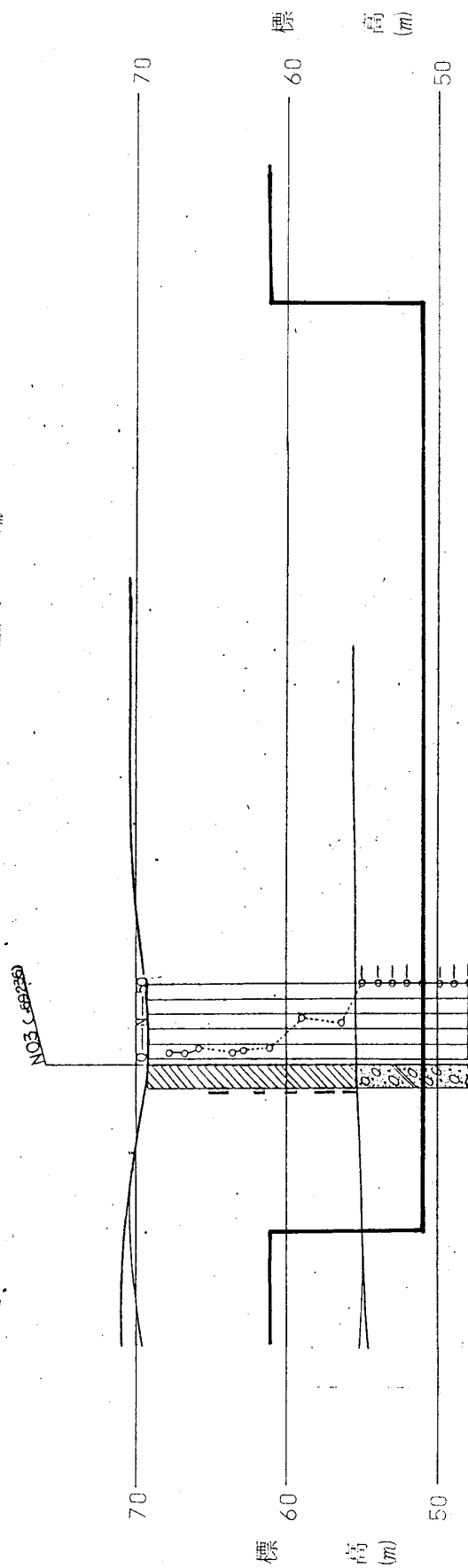


図 5・3 最終沈殿池 (形状 $B \times L = 42\text{ m} \times 75\text{ m}$)

設計地盤高さ... 標高 61 m

設計床付高さ... " 53 m

設計荷重... 常時 8.9 t/m^2
空時 7.3 t/m^2

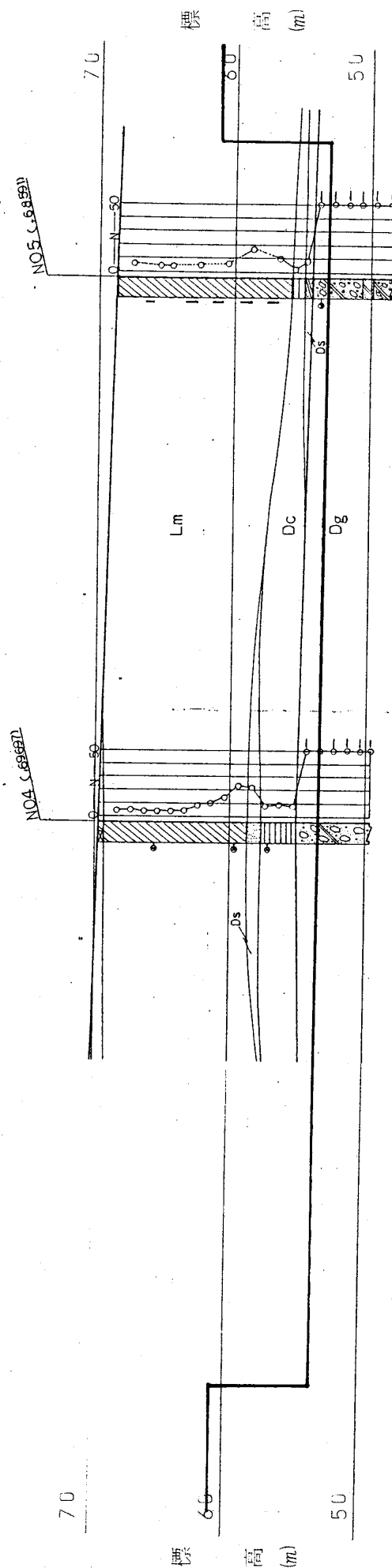


図 - 5・4 汚泥濃縮タンク (形状… 12m, 15m)

設計地盤高さ… 標高 61 m

設計床付高さ… " 54 m

設計荷重… 常時 $8.9 \sim 8.6 \frac{t}{m^2}$
空時 $3.9 \sim 3.7 \frac{t}{m^2}$

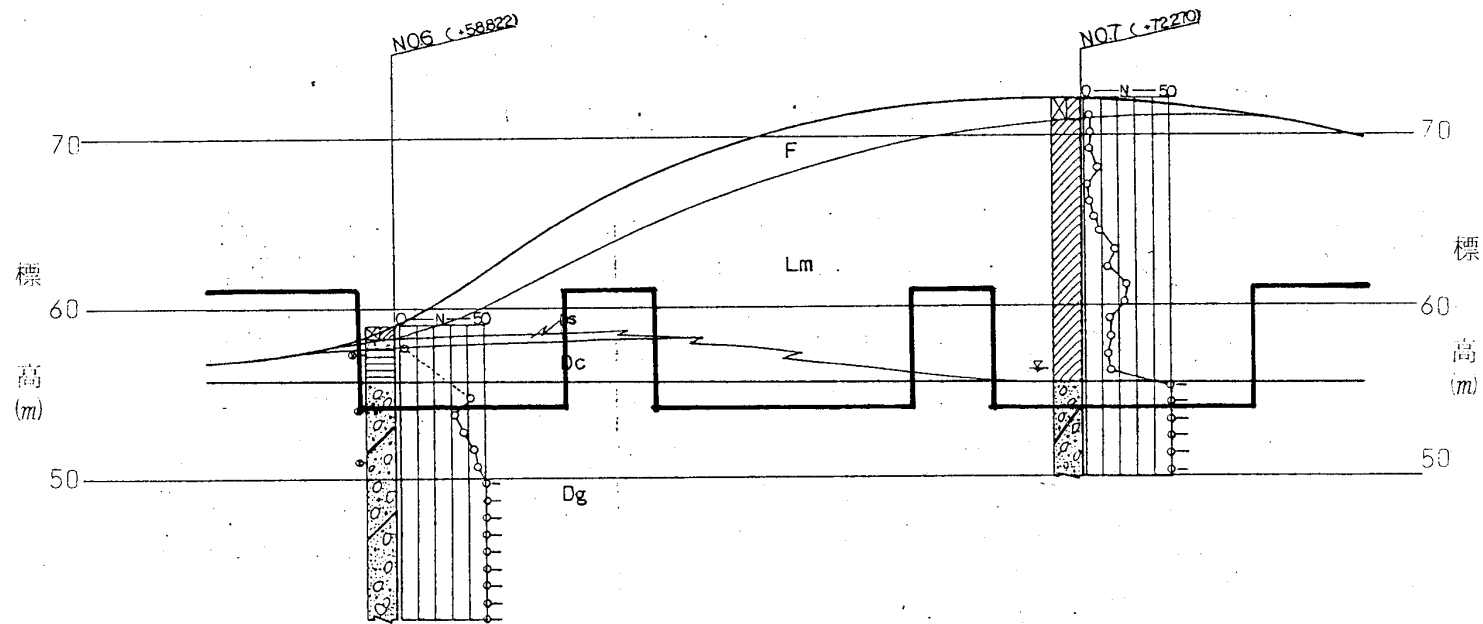


図 - 5.5 汚泥脱水機棟 (形状... $B \times L = 22 \text{ m} \times 42 \text{ m}$)

設計地盤高さ... 標高 61 m

設計床付高さ... " 54 m

設計荷重... 常時 $12.7 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$
空時 $11.9 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$

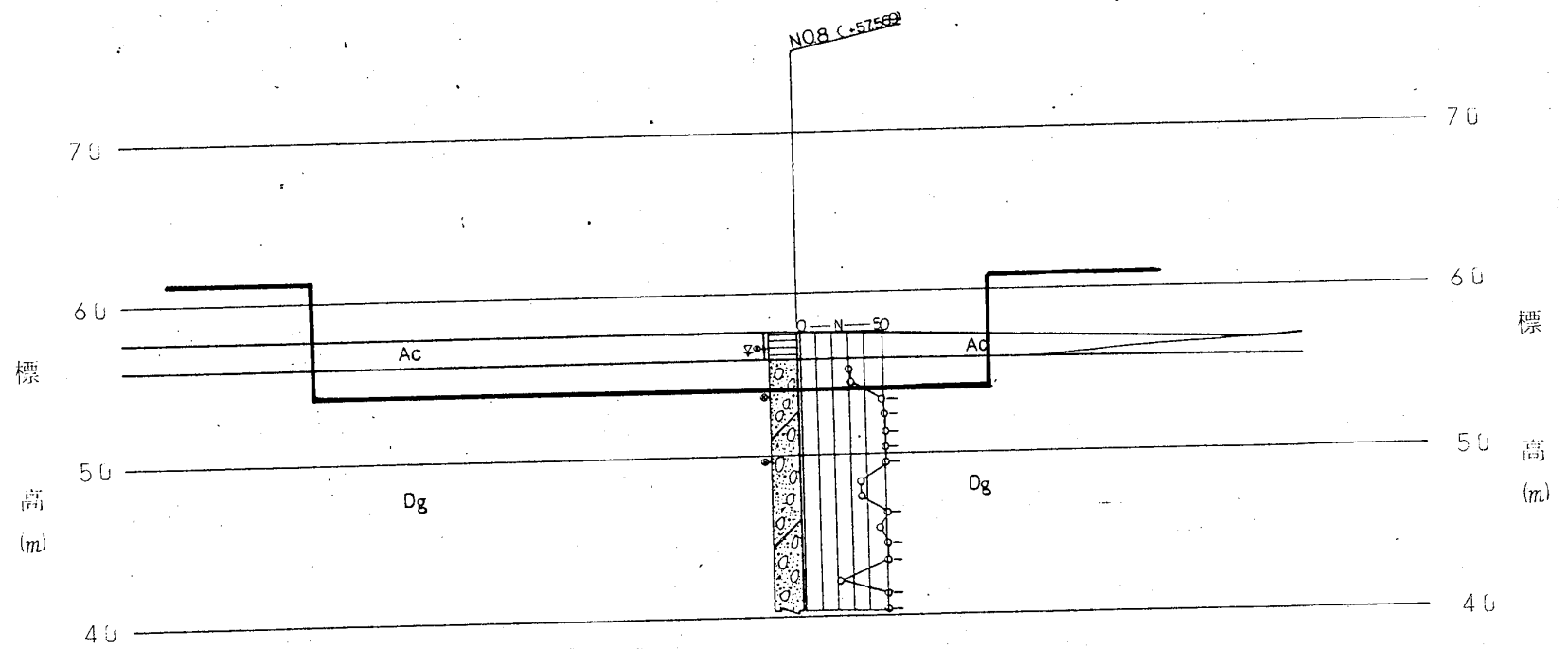


図 - 5・7 焼却棟 (形状… $B \times L = 30\text{ m} \times 85\text{ m}$)

設計地盤高さ… 標高 61 m

設計床付高さ… " 57 m

設計荷重… 常時 $3.2\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$
空時 $2.8\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$

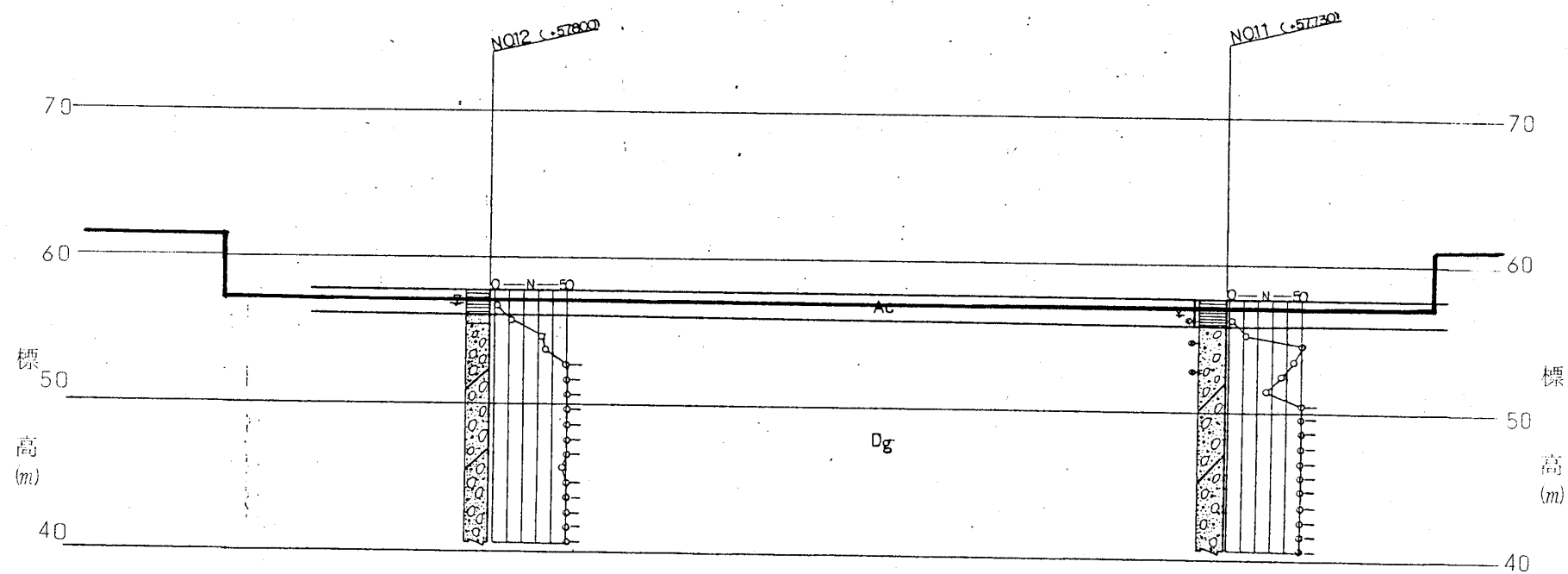


図-5・8 沈砂池標 (形状... $B \times L = 23\text{ m} \times 31\text{ m}$)
 設計地盤高さ... 標高 61 m
 設計床付高さ... " 57 m ~ 49 m

設計荷重... 常時 2.5 t/m^2
 空時 8.9 t/m^2

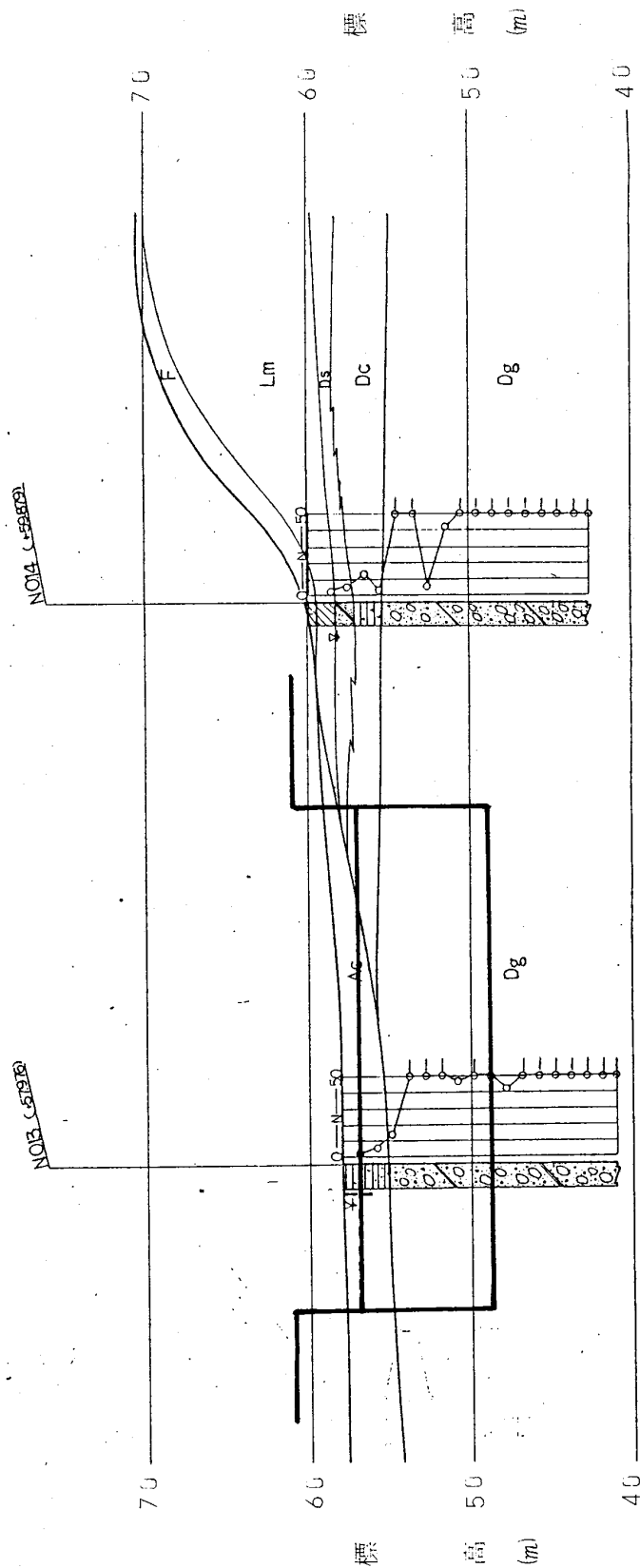


表-5・1 検討上に用いる各層の土質定数

土 質 名	単位体積重 量 γ_t $\frac{t}{m^3}$	一軸圧縮強 さ q_u $\frac{t}{m^2}$	粘 着 力 C $\frac{t}{m^2}$	せん断抵抗角 ϕ°	弾性(変形) 係数 E $\frac{t}{cm^2}$	圧縮指数 C_c	圧密降伏 応力 p_c $\frac{t}{cm^2}$	透水係数 k cm/sec
表 土(F)	1.4	—	1	0	—	—	—	—
粘 土(Ac)	1.48	3	1.3	5	12	0.6	11	1×10^{-5}
ロ ム(Lm)	1.35	10	3	25	120	1.1	39	1×10^{-5}
凝灰質粘土(Dc)	1.5	15~35	4.5~10	25	120	1.1	58~137	1×10^{-5}
粘土混り 砂レキ	1.9	—	0	※38	210~350	—	—	1×10^{-2}

$$\ast \phi = \overline{20 \cdot N + 15}$$

$$= \overline{20(30 \sim 50) + 15}$$

$$= 39.4 \sim 46.6 \rightarrow 38$$

5-1. 盛土に関する検討

さきの図-5.1~5.8に記した様に調査地の設計地盤高さは標高61mとされている。したがって現況地盤高さから考えた場合、台地部で6~12m程度の切土および低地部で2~3.5m程度の盛土の造成工事が成される。

ここでは、主に低地部の盛土に関する検討を行う。

いま、下図の関係を用い盛土の単位体積重量 r_E を1.4 $\frac{t}{m^3}$ 、軟弱層（低地部存在する粘土）の粘着力 C を1.4 $\frac{t}{m^2}$ と仮定し、限界盛土高さ H_{EC} および圧密沈下量 S_c の概略値を算定する。

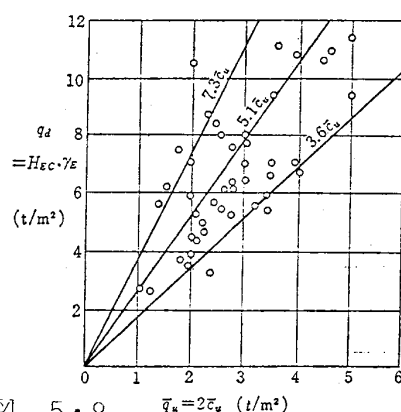


図 5.9 $\bar{q}_u = 2\bar{c}_u$ (t/m^2)
 $\bar{q}_u$ と限界支持力 q_d の関係
 (高速道路一般国道、国鉄の例)

$$\begin{aligned}
 H_{EC} &= \frac{q_d}{r_E} \\
 &= \frac{(5.1 \sim 7.3) C_u}{1.4} \\
 &= \frac{(5.1 \sim 7.3) \times 1.3}{1.4} \div 4.7 \sim 6.7 \text{ m}
 \end{aligned}$$

また、圧密沈下量 S_c は、 $S_c = m_v \cdot \Delta P \cdot H$ の算定式から求める。

$$\Delta P = (2 \sim 3.5) \times 1.4 = 2.8 \sim 4.9 \rightarrow 4.9 \frac{t}{m^2} = 0.49 \frac{kg}{cm^2}$$

ΔP に対応する体積圧縮係数 m_v …… $6.9 \times 10^{-2} \frac{kg}{cm^2}$ (図-5.12 参照)

$$H = 1.6 \sim 3.2m \rightarrow 3.2m$$

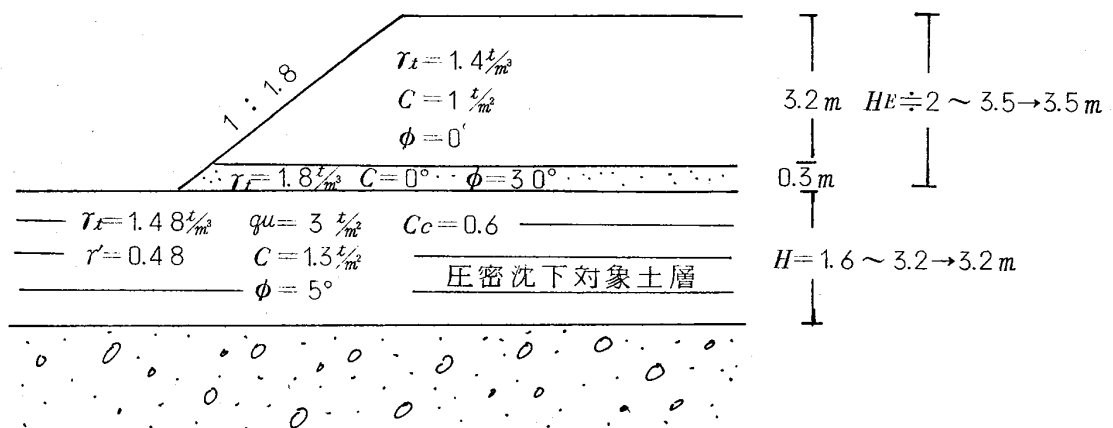
$$\therefore S_c = 6.9 \times 10^{-2} \times 0.49 \times 320$$

$$\div 10.8 \text{ cm}$$

概略検討の結果、軟弱層の限界支持力 q_d から推定した場合の限界盛土高さ H_{Ec} は、4.7~6.7m 程度と求められた。さらにこの時の圧密沈下量 S_c は 10.8 cm 程度である。

以下、図-5.7 の仮定条件をもとに沈下量、沈下速度の推定および盛土のすべり破壊に対する安定性についての詳細な検討を行う。

図-5.10 仮定条件



1) 沈下量の推定

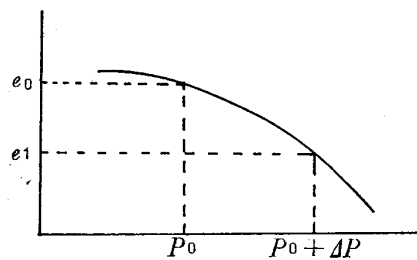
盛土荷重によって生じる軟弱層の一次圧密沈下量の算定は、つぎの式によって行う。

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H \quad \cdots \cdots (5-1) \text{式}$$

ここに、 S_c : 沈下量 cm

e_0 : 圧密層の初期間ゲキ比

e_1 : 圧密層の圧密後間ゲキ比



H : 圧密層厚 cm

算定に際しての $e \sim \log$ 曲線は圧密沈下対象土層の平均的な曲線を示す、
試料番号 13-1 の $e \sim \log P$ 曲線を採用する。

また、盛土荷重 q および圧密層の粘土中央部の有効土被り荷重 P_0 は、
つぎの如くである。

$$q = \Delta P = (1.4 \times 3.2 + 1.8 \times 0.3) / 3.5 \times 3.5 \div 5.01 \frac{t}{m^2} = 0.501 \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_0 = 1.48 \times 1.2 + 0.48 \times 0.4 \div 1.97 \frac{t}{m^2} = 0.197 \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_0 + \Delta P = 0.698 \frac{kg}{cm^2}$$

P_0 に対応する間ゲキ比 e_0 2.29 (図-5.11より)

$P_0 + \Delta P$ に対応する間ゲキ比 e_1 2.19 (")

$$\therefore S_c = \frac{2.29 - 2.19}{1 + 2.29} \times 320$$

$$\div 9.7 \text{ cm}$$

算定の結果、盛土荷重 q によって生じる圧密沈下対象土層の沈下量 S_c は 9.7 cm と求められた。

2) 沈下量と所要時間の関係

ここでの沈下量と所要時間の関係については、つぎの式を用いる。

$$t = \frac{T \cdot H^2}{C_v} \quad \text{..... (5-2) 式}$$

ここに、 t : 圧密度 U % までの所要時間 day

T : 時間係数

H : 排水距離 cm

C_v : 圧密係数 cm^2/day

また、 $P_0 + \Delta P / 2$ に対応する圧密沈下対象土層の圧密係数 C_v は、対象土層の平均的な曲線を示す、図-5.3 の $\log C_v \sim \log \bar{P}$ 曲線を採用する。

つぎに、(5-2) 式から圧密沈下対象土層が両面排水する所要時間を算定する。

$P_0 + 4P/2 (=0.448 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$ に対応する $C_v \dots\dots 2.0 \times 10^3 \text{ cm}^2/\text{d}$

$$H = 320 \text{ cm}$$

$$\therefore t = \frac{T \times (320/2)^2}{2.0 \times 10^3}$$

$$= 12.8 \times T \text{ (day)}$$

表-5.1 U と Sc の関係

$U \%$	10	20	30	40	50	60	70	80	90
T	0.008	0.031	0.071	0.126	0.196	0.287	0.403	0.567	0.848
$t = 12.8 \times T$	0.1	0.39	0.9	1.6	2.5	3.6	5.1	7.2	10.8
$Sc = 9.7$	0.97	1.94	2.91	3.88	4.85	5.82	6.79	7.76	8.73

算定の結果、圧密度 $U=90\%$ に要する日数は10.8日となる。なお、図

- 5.14 に沈下量と所要時間の関係をグラフに表わした。

図-5.11 検討上に用いる $e \sim \log P$ 曲線

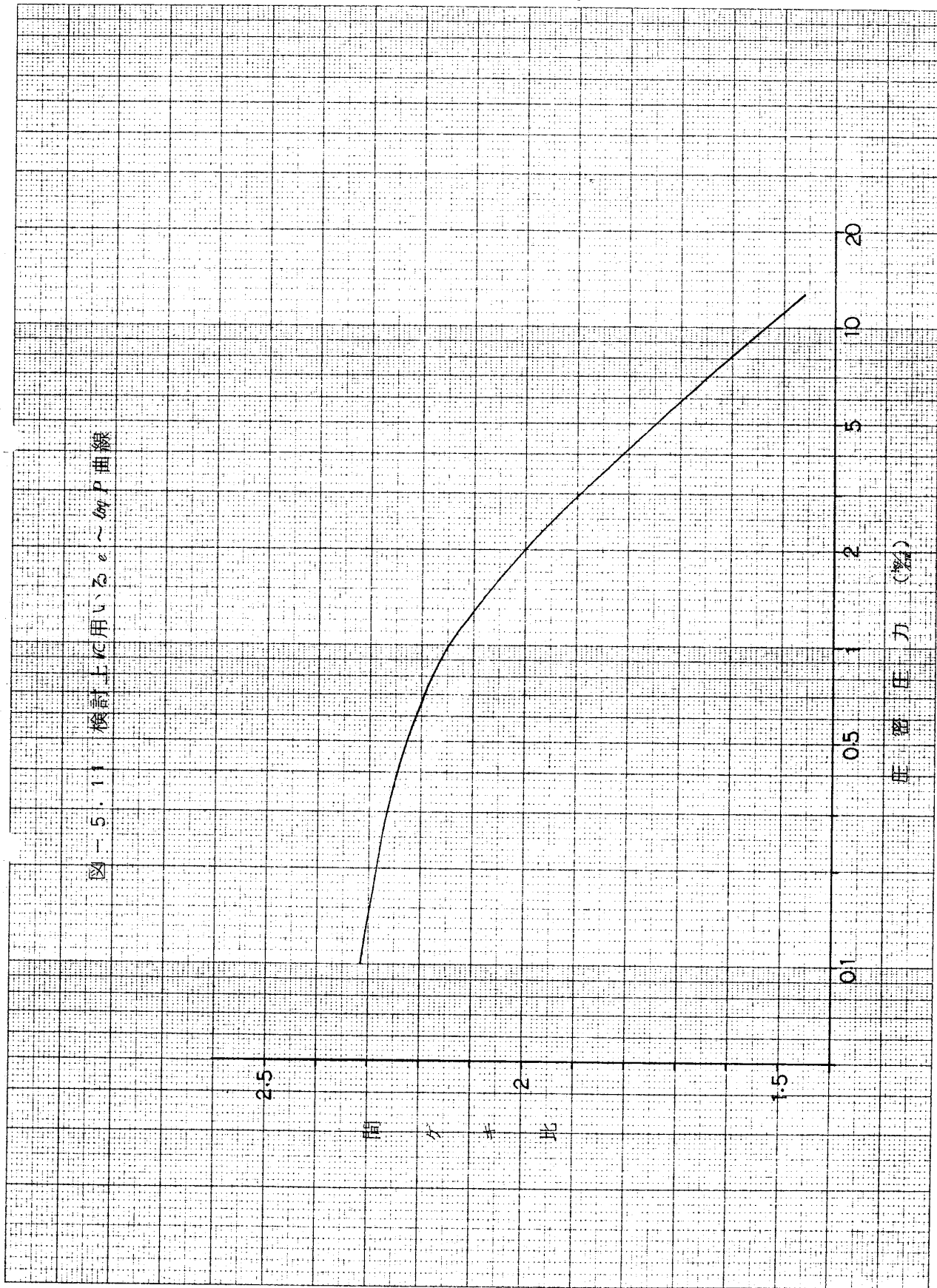
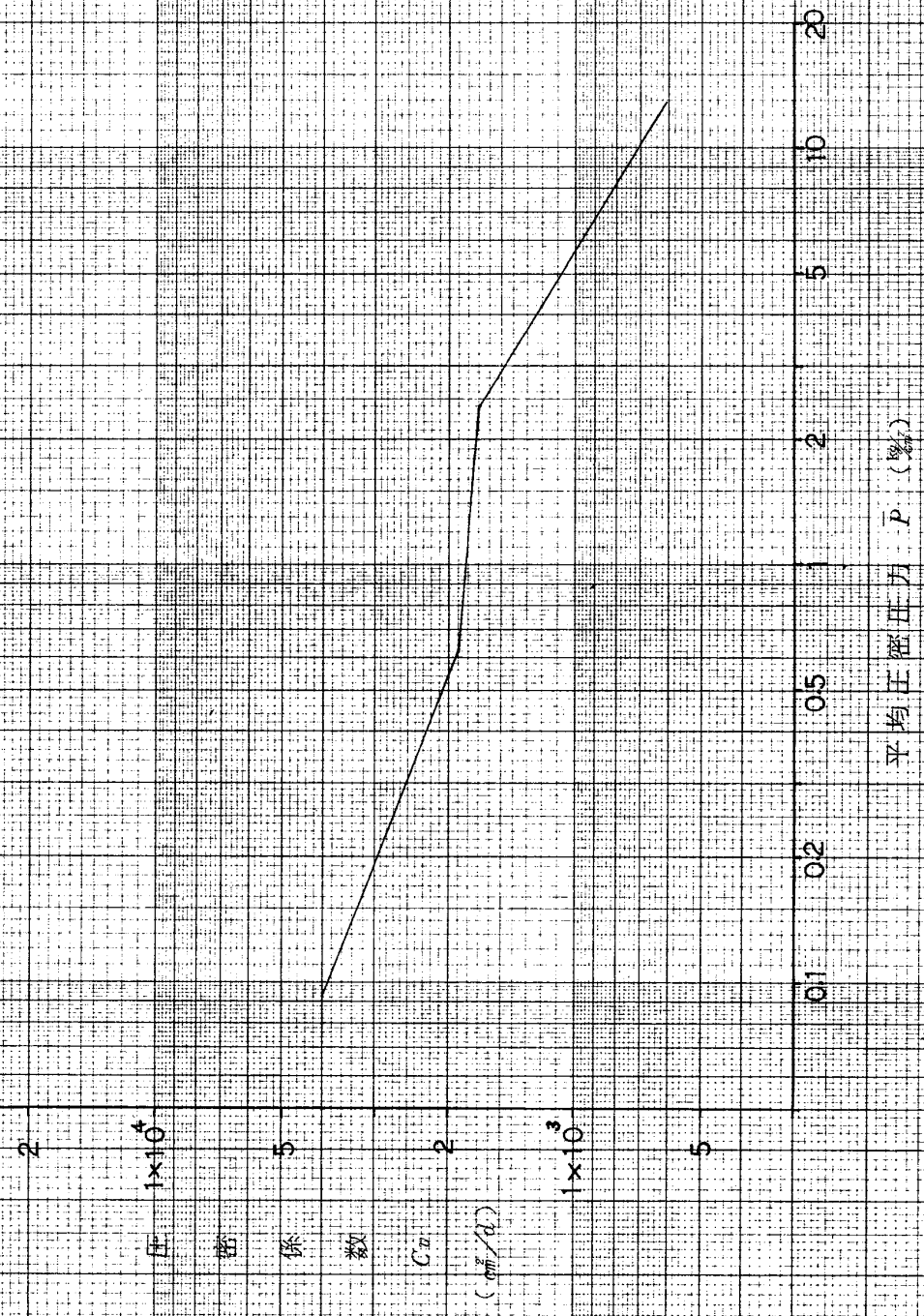
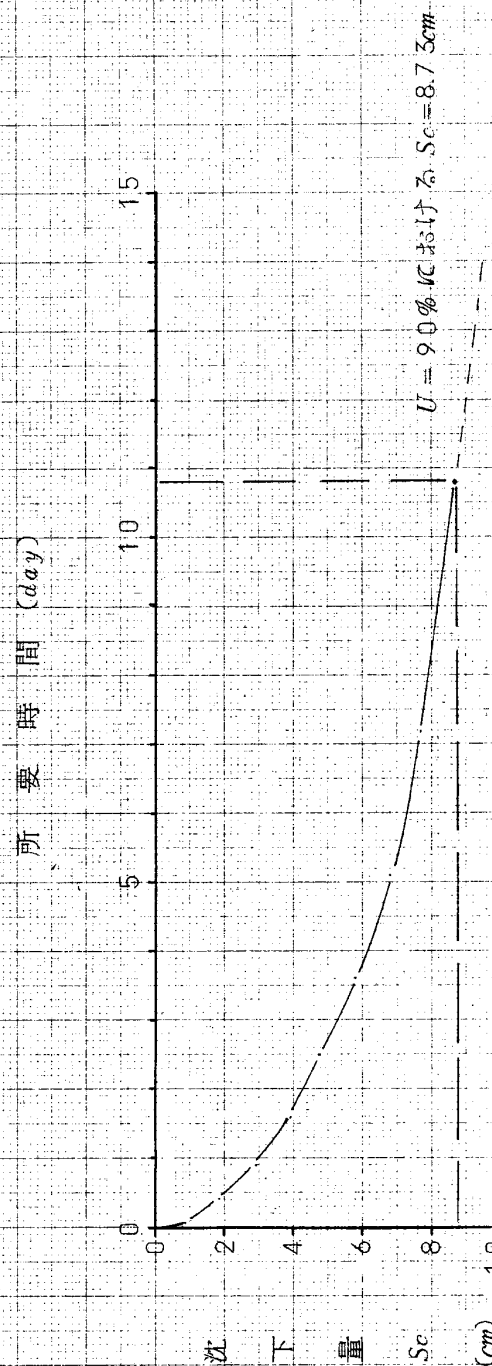


図 5-13 模範上に用いる $\log C_u \sim \log P$ 曲線

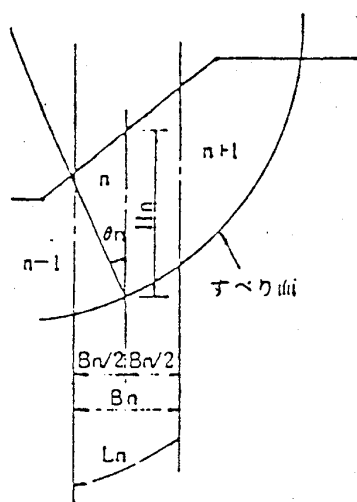


平均圧圧力 $\bar{P}$ (kg/cm²)

図-5.14 S_c と t の関係

3) 盛土のすべり破壊に対する検討

ここでの検討は、さきの図-5・10の仮定条件をもとに、パーソナルコンピュータ SEIKO5900 の電算を用い、下記の簡便法からすべり破壊に対する安全率を求めた。



$$W_N = Q_n \cdot B_n + R_{sn} \cdot S_{sn} + R_{yn} \cdot S_n$$

$$W_T = Q_n \cdot B_n + R_{sn} \cdot S_{sn} + R_{tn} \cdot S_n$$

$$D_N = W_N \cdot (1 - k \cdot \sin \theta_n) \cdot \tan \phi_n$$

$$C L = B_n \cdot (C_n + H_n \cdot C_{yn})$$

$$N = F_s (D_N + C \cdot L) / (F'_s \cdot \cos \theta_n + \tan \phi_n \cdot \sin \theta_n)$$

$$T = W_T \cdot (\sin \theta_n + k \cdot \cos \theta_n)$$

$$\therefore F_s = \Sigma N / \Sigma T$$

但し、 Q_n : 区画 n 内の積載荷重 Q_n

B'_n : " の積載荷重 Q_n の幅

R_{sn} : " の水の単位重量

S_{sn} : " の水の面積

R_{yn} : " の安定側の土の単位重量

R_{Tn} : 区画 n 内のすべり側の土の単位重量

S_n : " の土の面積

ϕ_n : " のすべり面の地層の内部摩擦角

C_n : " の " 固定粘着力

C_{Nn} : " の " 増加粘着力

k : 設計地震震度係数

検討の結果、瞬間盛土と仮定した場合のすべり破壊に対する最小安全率 F_s は、つぎの如く求められた。

最小安全率 $F_s=1.177$ (図-5.15 参照)

上記の値は、通常が必要安全率 F の 1.25 よりも小さいものであり、図-5.10 の仮定条件のもとでは盛土のすべり破壊の危険性は大きいものとなる。しかし、必要安全率 F の 1.25 を下廻るすべり破壊面は全て盛土堤体内に存在していることから盛土材料あるいは適切な施工性を考慮した場合には盛土自体のせん断強度は現仮定条件におけるそれよりも増加するものと判断され、 $F_s=1.177$ それよりも大きい値を示すものと考えられる。

なお、表-5.2 に土質工学会著「盛土の調査・設計から施工まで」P340 の軟弱地盤対策工と施工上の留意点についての一覧表を掲載したので参照されたい。

表 - 5・2

軟弱地盤対策工と施工上の留意点⁽¹⁾

工 法		工 法 の 説 明	施 工 上 の 留 意 点
表層処理工 法	表層排水工法	基礎地盤の表面に砂、メッシュ、ソグなどを敷き広げたり、基礎地盤の表面を石灰やセメントで処理したり、排水工を設けて改良したりして軟弱地盤処理工や盛土工の機械施工を容易にする。	表層排水工法：排水が順調に行われるように地形や、土質を十分考慮しなければならない。又、ドレンには良質の砂、砂礫で埋めて排水水溝とすることが望ましい。
	サンドマット工法 敷設材工法 添加材工法	サンドマットの場合、圧密排水の排水層を形成することが他の工法と違って、パーチカルドレン工法など圧密排水に関する工法が採用される場合ははいて併用される。	サンドマット工法：材料は透水性の良い砂を用い、低地圧のブルドーザにて水平層にまき出すことが大切である。排水効果を更に良くするためには排水水溝を設ければ良い。 敷設材工法：新材料が数多くあるため、効果・経済性を考慮の上、材料の選定をする必要がある。敷設機は、盛土幅より広くし端部は押さえ盛土する。施工機は敷設材の上を直接走行させず砂などを一層まき出した上を走行させる。 添加材工法：石灰系、セメント系の添加材があるため土質条件、作業条件などを考慮して選定すること。又、施工方法としては粉末混合、スラリーかはん混合方式があるため改良条件を十分に検討すること。
置換え工法	掘削置換え工法	軟弱層の一部又は全部を除去し良質材で置換える工法である。置換えによってせん断抵抗が付与され、安全率が増加し、沈下も置換えた分だけ小さくなる。	掘削置換え工法：材料は排水性が良く、得る地下水位下になっても十分支持力を確保できる砂、砂礫、その他の粗粒土を選ぶことが望ましい。置換え時の掘削の面は必ずしも安定しないので、掘削機械の選定、掘削の勾配などについて十分検討すること。
	強制置換え工法	掘削して置換えるか、盛土の重さで押し出して置換えるか、爆破し置換えるかなどで名称が分かれる。	強制置換え工法：直接使用する盛土に対するのが非常に困難となり、場合によっては必ずしも掘削して対面位置での置換えが出来ない場合があるので十分注意する必要がある。爆破工法の場合、騒音、振動、公害に対する注意が必要となる。
押さえ盛土工 法	押さえ盛土工法	盛土の側方に押さえ盛土をしたり、のり面を縦にしたりして、すべりに抵抗するモーメントを増加させて、盛土のすべり破壊を防止する。	押さえ盛土は、盛土本体より遅れて施工してはならない。施工方法はサンドマット、又は敷設材を敷設後、低地圧のブルドーザにて水平層にまき出すこと。
	緩斜面工法	盛土の側面が急に高くはならないので、側方流動も小さくなる。圧密によって強度が増加した後、押さえ盛土を除去してしまうこともある。	
軟弱粘性土層の圧密排水	縦工連続 載荷工法	盛土の施工に時間をかけてゆっくり立上る。圧密による強度増加が期待できるので、短時間に盛土した場合には安定が保たれない場合でも安全に盛土できることになる。盛土の立上りを漸進していくか、一時盛土を休止して地盤の強度が増加してからまた立上るなどといった載荷のやり方で名称が分かれる。パーチカルドレンなどの他の工法と併用されることも多い。	盛土施工中は、基礎地盤の沈下及びのり先地盤の隆起、沈下、水平変位などを調べながら動態観測管理を行って、安全に盛土する必要がある。
	載荷重 工法	盛土や構造物の計画されている地盤にあらかじめ荷重をかけて沈下を促進した後、あらかじめ計画された構造物を造り、構造物の沈下を軽減させる。載荷重としては盛土が一般的であるが水や大気圧、あるいはウェルポイントで地下水を低下させることによって増加した有効応力を利用するなどの工法もある。	盛土荷重載荷工法：沈下対策のみを目的とすれば、載荷重をできるだけ大きくし、長期間圧密放置することが効果がある。載荷重が非常に大きくなる場合は、安定を確保することが困難となるので、パーチカルドレン工法や、圧密放置期間の調整により縦連載荷工法などの検討が必要となる。施工時は、動態観測によって、盛土の安定、沈下量を常に把握し観測結果に基づいて、残留沈下量の推定、除荷時期の決定などを行えばよい。
	大気圧載荷工法		大気圧工法：排水量の測定、水銀マンノメータによる真空度の測定、漏れの有無、ビニール被覆の状態などの管理を行う必要がある。
	地下水低下工法		地下水低下工法：地下水位低下に伴う既設構造物の沈下が生じるので、近隣構造物に十分注意する必要がある。揚水機、真空度、地下水位の低下量、地盤の沈下量などの測定管理を行うこと。
	サンドドレン工法	地盤中に適当な間隔で鉛直方向に砂柱やカードボードなどを設置し水平方向の圧密排水距離を短縮し、圧密沈下を促進し併せて強度増加を図る。	パーチカルドレンの施工に先立って、地表面にサンドマットを施工すること。ドレンの打設に当たっては切断されないように慎重な施工管理をすること。ドレンの材料及び施工法は土質の状態に応じて選択する。盛土中に施工するよう傾斜によってドレンを切断しないように安定管理すること。
	ベーパー ドレン工 法	工法としては砂柱を空ケーシングでつつむもの、カードボードのかわりにロープを使うものなど各種のものがあ、施工法も端管を打ち込んだり、振動で押し込んだり、砂柱を造るものや、ウォータージェットでせん孔して砂柱を造るものなど各種のものがあ。	役詰のドレン及びカードボードは、打設後頭部処理を行い排水効果を良くすること。
緩い砂質土層の締固め	サンドコンパクション バイブル工法	地盤に締固めた砂ぐいを造り、軟弱層を締固めると共に砂ぐいの支持力によって安定を増し、沈下量を減らす。又、サンドドレンと同じように圧密沈下を促進する効果もある。施工法として打ち込みによるもの振動によるもの、又、砂の代わりに砂礫を使用するものなど各種のものがあ。	砂ぐいの位置(間隔)、打設長さは厳重に管理すること。打設された砂ぐいの直柱が所定の長さかどうかを、投入砂量と仕上がり高さの関係から確認すること。粘性土の場合振打設によりかく乱を受け粘性土の強度が著しく低下するので、原位置試験で改良効果を確認した後、盛土の施工を行うことが望ましい。不透水層を貫通して水頭の大きい被圧帯水層に砂ぐいを貫入すると砂ぐいに沿ってボーリングが生じることがあるので注意しなければならない。施工に当たっては振動、騒音などに十分注意する必要がある。
	バイブフロート ション工法	緩い砂地盤中に棒状の振動機を入れ、振動部付近に水を与えながら、振動と注水の効果で地盤を締固める。この際棒体の付近には砂又は礫を投入して、砂ぐいを形成し緩い砂質土層を締まった砂質土層にする。	地盤中にシルトの層などがあると、その部分でバイブルにくびれが生じ補給材の落下に支障を与えるので、ロードにリングをつければシルト層に大きな穴をあけるなどの対策を行う必要がある。地表面付近では締固めが困難でこの部分には、作用力が大きく重要な部分であるので十分に注意すると共に、バイブフロート施工後ローラなどで転圧を行うとよい。近隣に構造物がある場合締固め時の振動による影響範囲を十分考慮して計画と対策が必要である。
固結工法	石灰パイル工法	石灰パイル工法は生石灰で地盤中に柱を造り、その吸水による脱水や化学的化合によって地盤を固結させ、地盤の強度を上げることによって安定を増すと同時に沈下を減少させる。単に石灰の柱を造るのではなく石灰と他の材料を混合した柱や、石灰と土を混合して柱を造るという工法、石灰の代わりにセメントなどを主材料とした工法もある。	石灰パイル工法：パイル打設時のケーシング引抜きの際に負圧が生じ、又、石灰とケーシングとの隙間などで土が上りやすくなるので注意が必要である。ただし、高い圧力をかけるとケーシングの先端よりエアブローを生じるので注意が必要である。
	電気浸透工法 薬液注入工法 深層かくはん混合工法	電気浸透工法は地盤中に一对の電極を設置し、水を集めて脱水する。その場合、アルミニウム電極を用いたり土中に薬液を流し、土を電気化学的に固結させることも行われる。地盤中に土質安定剤となる薬液を注入して物理反応、化学反応をもたらし強度を増大させる工法もある。	深層かくはん混合工法：セメント系又は石灰系の改良材をスラリー状にしてかくはん混合するが、その混合率はあらかじめ室内試験などで試験結果を基に決めておく必要がある。施工時は改良効果をテストコース、あるいは土質調査によって調べ管理する必要がある。 薬液注入工法：注入の目的、土質条件、環境条件をよく把握し、又、建設省「薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針」などに従って工法の選定、設計、施工及び水質の監視を行う必要がある。

图-5.15 安定計算結果区(常時)

1.582	1.188	1.179	1.902	1.241
1.597	1.237	1.177	2.289	1.503
1.615	1.589	1.510	2.778	1.619
1.639	1.608	1.574	2.986	1.603
1.723	1.954	1.604	3.651	1.744

$g = 1.0 \frac{t}{m^2}$

$rc = 1.2 \frac{t}{m^2}$
 $c = 1 \frac{t}{m^2}$
 $\phi = 0^\circ$

$\theta = 30^\circ$

$c = 2.8 \frac{t}{m^2}$

$\phi = 5^\circ$

$rc = 1.2 \frac{t}{m^2}$

$c = 1 \frac{t}{m^2}$

$\phi = 0^\circ$

$\theta = 30^\circ$

$c = 2.8 \frac{t}{m^2}$

$\phi = 5^\circ$

$rc = 1.2 \frac{t}{m^2}$

$c = 1 \frac{t}{m^2}$

$\phi = 0^\circ$

$\theta = 30^\circ$

$c = 2.8 \frac{t}{m^2}$

$\phi = 5^\circ$

$rc = 1.2 \frac{t}{m^2}$

$c = 1 \frac{t}{m^2}$

$\phi = 0^\circ$

$\theta = 30^\circ$

$c = 2.8 \frac{t}{m^2}$

$\phi = 5^\circ$

5-2. 各施設の支持力および沈下に関する検討

計画による各施設の設計床付高さ（基礎底面位置）は、標高 54m～49m である。下表は、各施設の設計床付高さにおける対象地盤層および基礎の形状を記したものである。

表-5.3 各施設の対象地盤および基礎の形状

施設名	設計床付高さ	対象地盤	基礎の形状 $B \times L$
最初沈殿池	標高 51m	粘土混り砂レキ (DG) $N > 50$ 以上	25m × 63m
エアレーションタンク	51m	"	40m × 65m
最終沈殿池	53m	"	42m × 75m
汚泥濃縮タンク	54m	粘土混り砂レキ (DG) $N > 30$ 以上	12, 15
汚泥脱水機棟	54m	"	22m × 42m
管理本館	54m	粘土混り砂レキ (DG) 凝灰質粘土 (Dc)	27m × 55m
焼却棟	57m	粘土 (Ac)	30m × 85m
沈砂池棟	57m 49m	粘土 (Ac) 粘土混り砂レキ (DG)	23m × 31m

上表に示されるように最初・最終沈殿池、エアレーションタンク、汚泥濃縮タンク・脱水機棟の設計床付高さの対象地盤は $N > 30$ 以上を示す密な砂レキ層 [DG] である。したがって、これら各施設の基礎としては [DG] 層を支持層とする直接基礎の採用が適切なものと考えられる。また、管理本館については設計床付高さの対象地盤が [DG], [Dc] 層の異種地盤となることから、床付底面位置を下げ [DG] 層を支持層

とする直接基礎の採用が望ましいものである。さらに焼却棟および沈砂池棟の対象地盤は工学的に不安定な沖積粘性土〔Ac〕であることから支持力不足あるいは過大な沈下量の予想がされ、くい基礎の採用が考えられるものである。

以上の観点から、ここでは各施設に関する支持力および沈下について検討を行う。

なお、〔DG〕層を支持層とする各施設については、〔DG〕層の工学的な特徴をもとに一括し、支持力および沈下について考えるものとする。

- 1) 〔DG〕層を支持層とした場合の支持力・沈下および浮力に対する安定について

〔DG〕層を支持層とする各施設は最初・最終沈殿池、エアレーションタンク、汚泥濃縮タンク・脱水機棟、管理本館、沈砂池棟である。

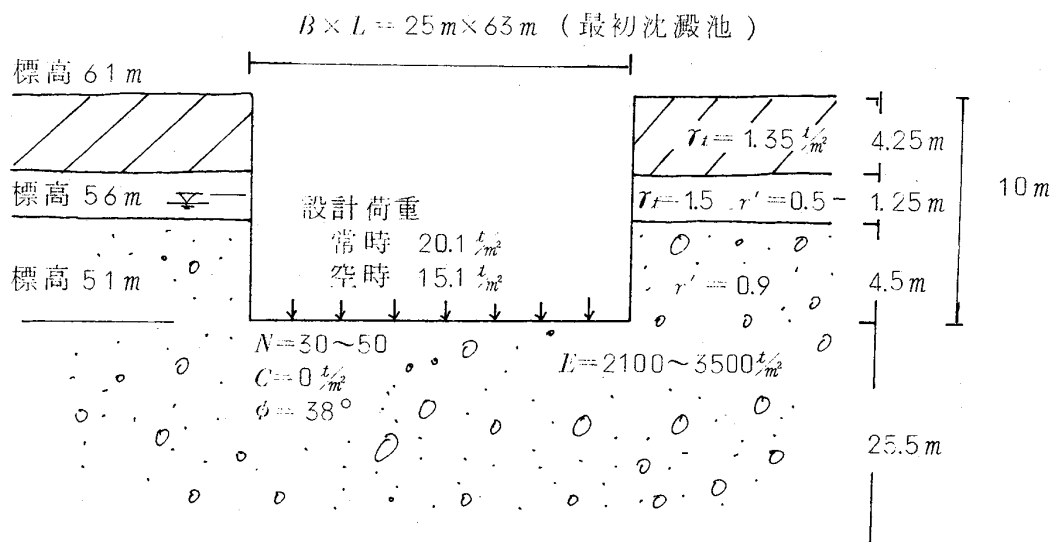
ここでは、上記各施設の長期許容支持力および沈下量を計算する。

また、当層を支持層とした場合、基礎底面（設計床付高さ）が地下水面下数 m ところに位置することから浮力に対する安定性についても検討を行う。

① 長期許容支持力の計算

ここでは、下図に示す仮定条件をもとに長期許容支持力 q_a を計算する。

図-5.16 仮定条件



また、計算は下式を用い行う。

$$q_a = \frac{1}{3} (\alpha C N_c + \beta r_t B N_r + r_2 B_f N_q) \quad (\text{t./m}^2) \quad \dots\dots (5-3) \text{ 式}$$

記 号

q_a : 許容支持力度 (t./m^2)

C : 基礎底面下にある地盤の粘着力 (t./m^2)

r_t : 基礎底面下にある地盤の単位体積重量 (t./m^3)

・地下水位下にある場合は水中単位体積重量をとる。

r_2 : 基礎底面より上方にある地盤の平均単位体積重量 (t./m^3)

地下水位下にある部分については水中単位体積重量をとる。

α, β : 表-5.4 に示す形状係数

N_c, N_r, N_q : 図-5.17 に示す支持力係数・内部摩擦角 ϕ の関数

D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎底面までの深さ(m)

隣接地で掘削の行われるおそれのある場合は、その影響を考慮しておくことが望ましい。

B : 基礎底面の最小幅(m)、円形の場合は直径

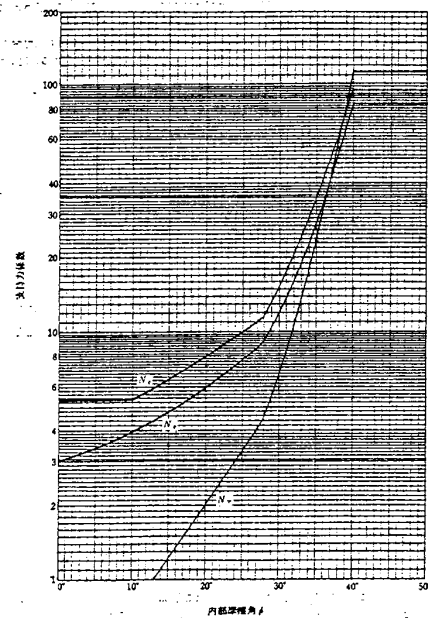
表-5.4 形状係数

基礎底面の形状	連続	正方形	長方形	円形
α	1.0	1.3	$1.0 + 0.3 \frac{B}{L}$	1.3
β	0.5	0.4	$0.5 - 0.1 \frac{B}{L}$	0.3

〔注〕 B : 長方形の短辺長さ

L : 長方形の長辺長さ

図-5.17 支持力係数



いま、下記の計算条件から〔DG〕層の長期許容支持力 q_a を求める。

<計算条件>

- ・ 基礎の形式は、べた基礎とする。
- ・ (5-3)式の第二項のみにて計算を行う。
- ・ N 値は、30~50回とする。

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N + 15} \dots \text{大崎の式から}$$

$$= \sqrt{20(30 \sim 50) + 15}$$

$$= 39.4 \sim 46.6 \rightarrow 38^\circ$$

$$\cdot \beta = 0.5 - 0.1 \times \frac{B}{L} \dots \dots \dots (\text{表-5.4から})$$

$$= 0.5 - 0.1 \times \frac{25}{63}$$

$$= 0.46$$

$$\cdot r_1 = r' = 0.9 \frac{t}{m}$$

$$\cdot Nr = 50 \dots \dots \dots (\text{図-5.17から})$$

(5-3)式から

$$\therefore q_a = \frac{1}{3} \times 0.46 \times 0.9 \times 25 \times 50$$

$$= 172.5 \frac{t}{m^2}$$

計算の結果、〔DG〕層の長期許容支持力 q_a は、 $172.5 \frac{t}{m^2}$ と求められた。

しかし、〔DG〕層のような段丘レキ層は標準貫入試験で得られる N 値がレキの抵抗によって大きく影響されるものであり、砂レキ層自体の性状を把握し、支持特性を考慮することが好ましい。

砂レキ層における N 値は、

- ・レキの混入具合、レキ径の大きさ
- ・レキの風化度（もろさ）
- ・粘土分の含有

などによって左右されるものであり、砂レキ層自体の相対密度としての

定量的なものは把握し得ない。(5-3)式で求められた q_a は、あくまでも砂質土として行ったものである。〔DG〕層のような砂レキ層の場合は砂層などと異なり、 N 値から求められるせん断抵抗角 ϕ への換算がはっきりしないということもあるので、砂レキ層の地耐力としての正確な判断は難しい。

したがって、(5-3)式のような計算式の他に直接 N 値から支持力を判定するいくつかの方法で検討を行い、砂レキ層自体の性状を考慮した長期許容支持力 q_a を推定することが望ましい。

N 値から直接、許容地耐力 f_e を求める方法としてはつぎの提案がある。

$$\cdot \text{Meyerhof} \cdots \cdots f_e \doteq \frac{N}{3} \frac{t}{m^2}$$

$$\text{実用面からは } f_e \doteq \frac{2}{3} \cdot N$$

$$\cdot \text{Dunham} \cdots \cdots f_e \doteq N \frac{t}{m^2}$$

$$\cdot \text{Terzaghi} \cdots \cdots f_e \doteq N \frac{t}{m^2}$$

$$\cdot \text{住宅公団} \cdots \cdots f_e \doteq 0.8 \frac{t}{m^2} \quad (\text{砂地盤})$$

上記の提案式から $N=30 \sim 50$ の〔DG〕層の許容支持力を計算すると表-5・5の如くとなる。

表-5.5 各提案式から求める f_e ($N=30\sim50$)

支持力提案式	許容地耐力 f_e $\%$
<i>Meyerhof</i>	20~33
<i>Dunham</i>	30~50
<i>Terzaghi</i>	30~50
住宅公団	24~40

以上、〔DG〕層における支持力について検討を行ったものである。

(5-3)式の支持力計算式で得られた長期許容支持力 q_a は N 値から推定されるせん断抵抗角 ϕ への換算の関係から q_a は大きな値となっている。

前に記したように、当地盤のような段丘レキ層においてはレキ層自体の性状を把握し、その地耐力を考えることが望まれる。このようなことから〔DG〕層の長期許容支持力としては N 値程度($N=30\sim50$)の値が好ましいものと考えられ、 $q_a=30\sim50\%$ 程度が妥当なものと判断されよう。

したがって、図-5.16に示す仮定条件を満足するならば、最初沈殿池における設計荷重(常時20.1%、空時15.1%)程度であるならば、支持力的には問題はなく、〔DG〕層を支持層とする直接基礎(ベタ基礎)の採用は可能なものと判断される。

② 沈下量の計算

〔DG〕層における沈下性状は即時沈下である。ここでは、さきの図 - 5.16 の仮定条件をもとに、下記の計算式から即時沈下量を推定する。

$$S_E = \mu_H \cdot \frac{q \cdot \sqrt{A}}{E} \quad \dots\dots (5-4) \text{式}$$

ここに、 S_E : 即時沈下量 m

A : 基礎底面積 m^2

q : 基礎の平均荷重度 $\frac{t}{m^2}$

E : 地盤のヤング係数 $\frac{t}{m^2}$

μ_H : 地盤のポアソン比・厚さおよび基礎底面によってきまる係数 (図 - 5.18)

< 計算条件 >

$$\cdot A = B \times L = 25 \times 63 = 1575 m^2$$

$$\cdot L/B = 63/25 = 2.52 \rightarrow 2$$

$$\cdot H/\sqrt{A} = 25.5/\sqrt{1575} = 0.64$$

$$\cdot \nu = 0.3$$

$$\cdot \mu_H = 0.275 \text{ (図 - 5.18 から)}$$

$$\cdot q = 20.1 \frac{t}{m^2} \text{ (仮定)}$$

$$\cdot E = 2100 \sim 3500 \frac{t}{m^2}$$

$$\therefore SE = 0.275 \times \frac{20.1 \times \sqrt{1575}}{(2100 \sim 3500)}$$

$$\div 0.104 \sim 0.062 m$$

$$= 10.4 \sim 6.2 \text{ cm}$$

計算の結果、基礎の平均荷重度 q を $20.1 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ とした場合の即時沈下量 SE は、 $10.4 \sim 6.2 \text{ cm}$ と求められた。

しかし、沈下に関与する q は構造物荷重強度（ここでは $20.1 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ ）から排土重量 P_0 を差引いたつぎの値である。

$$q = 20.1 - \{ 1.35 \times 4.25 + 1.5 \times 0.75 + 0.5 \times 0.5 + 0.9 \times 4.5 \}$$

$$= 20.1 - 11.1$$

$$= 9 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

いま、基礎の平均荷重度 q を $9.0 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ とし、即時沈下量 SE を求めると下記の如くとなる。

$$SE = 0.275 \times \frac{9 \times \sqrt{1575}}{(2100 \sim 3500)}$$

$$= 0.046 \sim 0.028 m$$

$$= 4.6 \sim 2.8 \text{ cm}$$

上記の値は、表 - 5.7 に示すべた基礎の許容最大沈下量（即時沈下）の 6 cm 以内におさまっている。したがって、当構造物（最初沈殿池）は沈下に対してべた基礎形式で安定と判断される。

安定と判断される。

表-5・6 許容最大沈下量(即時沈下の場合) (単位: cm)

構 造 種 別	コンクリート ブロック造	鉄 筋 コ ン ク リ ー ト 造			
		連続(布)基礎	独 立 基 礎	連続(布)基礎	べ た 基 礎
基 礎 形 式	連続(布)基礎	独 立 基 礎	連続(布)基礎	べ た 基 礎	
標 準 値	1.5	2.0	2.5	3.0～(4.0)	
最 大 値	2.0	3.0	4.0	6.0～(8.0)	

③ 浮力に対する安定について

図-5・16に示される構造物(最初沈殿池)の基礎底面は地下水面下5mに位置するところから、 $1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 5 \text{ m} = 5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ の揚圧力 U を受けることになる。

しかし、当構造物の荷重強度(設計荷重)は空時(=15.1 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)でも5 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ 以上あることから、浮力に対してもべた基礎形式で安定は保たれるものと判断される。

以上、[DG]層を支持層とした場合の最初沈殿池における支持力、沈下および浮石に対する安定について検討を行った。

検討の結果は、図-5・16の仮定条件を満足するならば、当構造物の設計荷重程度の地耐力は直接基礎(べた基礎)によって十分可能なものとなる。

なお、各施設における支持力、沈下および浮力に対する安定について検討を行うと表-5・7の如くなる。

表-5.7 各施設の q_a , SE , U のまとめ

施設名	設計荷重		(5-3)式から求めた長期 許容支持力 q_a	即時沈下量 SE	揚圧力 U
	常時	空時			
最初沈殿池	20.6 $\frac{t}{m^2}$	15.1 $\frac{t}{m^2}$	172.5 $\frac{t}{m^2}$	4.6~2.8 cm	5 $\frac{t}{m^2}$
エアレーションタンク	13.5	5.9	263	1.2~0.7	4.7
最終沈殿池	8.9	7.3	279	5.2~3.1	2.8
汚泥濃縮タンク	8.6 ~8.9	3.7 ~3.9	54	1.1~0.6	3
汚泥脱水機棟	12.7	11.9	147	4.7~2.8	2.5
管理本館	8.8	8.3	182	2.2~1.3	3.1
沈砂池棟	9.5	8.9	146	0.6~0.4	8.3

また、図-5.19~5.25に各施設における検討結果整理図をまとめた。

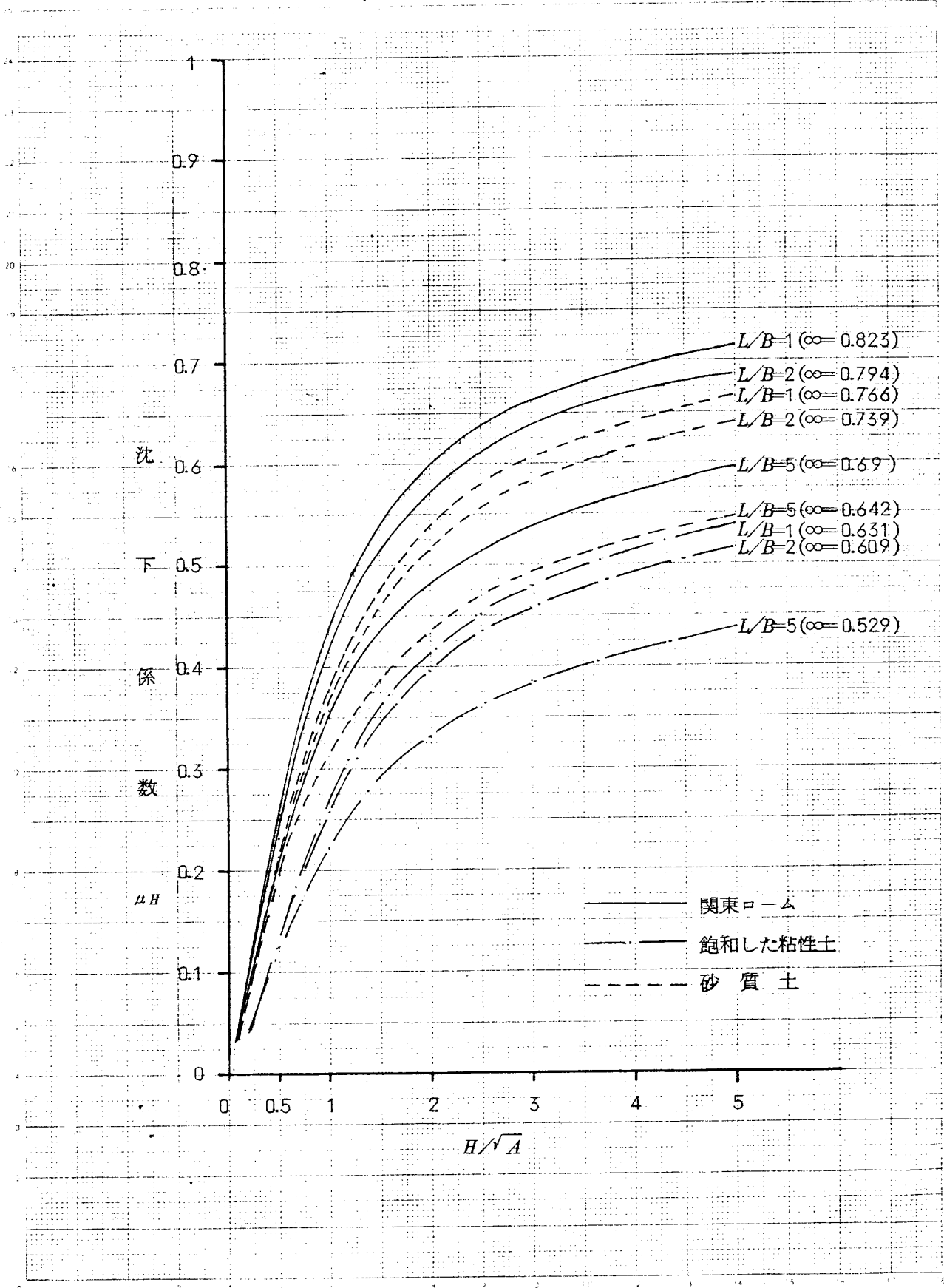


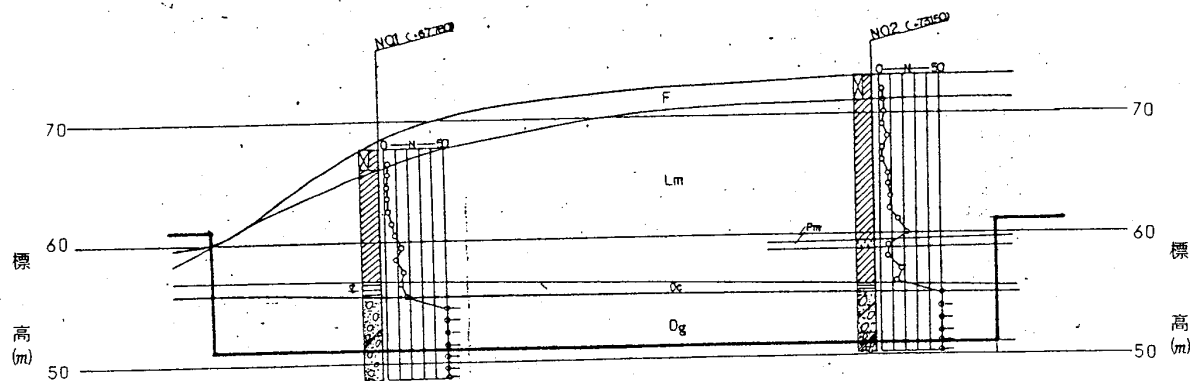
図 - 5・19 最初沈砂池 (形状… $B \times L = 25\text{ m} \times 63\text{ m}$)

設計地盤高さ…標高 61 m

設計床付高さ… " 51 m

設計荷重…常時 20.6 $\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$

空 時 15.1 $\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$



・ $[L_m]$, $[D_c]$ 層の厚さ …… 4.25 m , 1.25 m

・ 水位の標高 …… 56 m

① q_a の計算

$$q_a = \frac{1}{3} \times \left(0.5 - 0.1 \times \frac{25}{63} \right) \times 0.9 \times 25 \times 50$$

$$= 172.5 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \quad 730 \sim 50 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

② SE の計算

$$q = 20.1 - (1.35 \times 4.25 + 1.5 \times 0.75 + 0.5 \times 0.5 + 0.9 \times 4.5)$$

$$= 9 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$L/B = 63/25 = 2.52 \rightarrow 2, \quad H/\sqrt{A} = 25.5/\sqrt{1575} = 0.64$$

$$\mu_H = 0.275$$

$$SE = 0.275 \times \frac{9 \times \sqrt{1575}}{(2100 \sim 3500)} = 4.6 \sim 2.8 \text{ cm} < 6 \text{ cm} \dots\dots \text{OK}$$

③ 浮力に対する安定

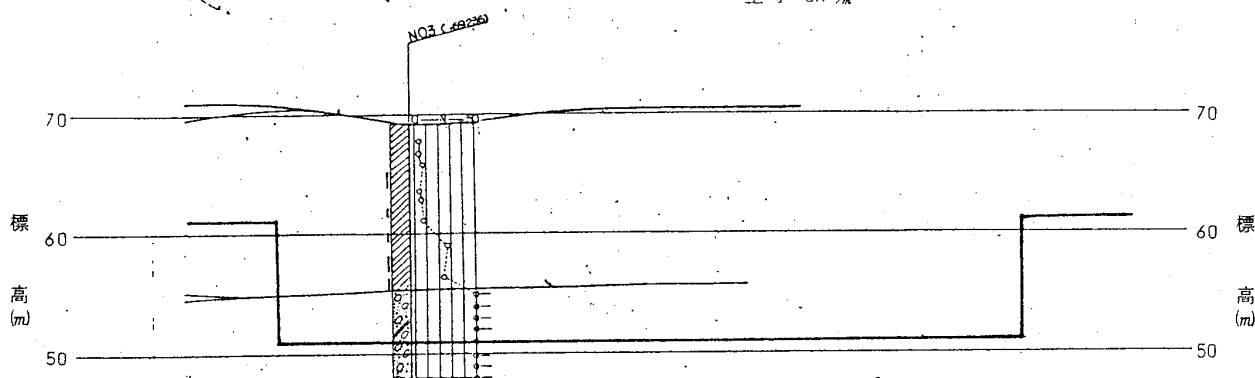
$$\text{揚圧力 } U = (56 - 51) \times 1 = 5 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} < 15.1 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \dots\dots \text{OK}$$

図 - 5.20 エアレーションタンク (形状 $B \times L = 40\text{ m} \times 65\text{ m}$)

設計地盤高さ…標高 61 m

設計床付高さ… 51 m

設計荷重…常時 13.5%
空時 5.9%



・ [Lm] 層の厚さ …… 5.7 m

・ 水位標高 …… 55.7 m

・ [DG] 層 …… $\phi = 38^\circ$

① q_a の計算

$$q_a = \frac{1}{3} \times \left(0.5 - 0.1 \times \frac{40}{65} \right) \times 0.9 \times 40 \times 50 = 263 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} > 30 \sim 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

② SE の計算

$$q = 13.5 - (13.5 \times 5.3 + 0.35 \times 0.4 + 0.9 \times 4.3)$$

$$= 2.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{L}{B} = 1.6 \rightarrow 1, \quad H/\sqrt{A} = 25.7/\sqrt{2600} = 0.5$$

$$\mu H = 0.22$$

$$SE = 0.22 \times \frac{2.3 \times \sqrt{2600}}{(2100 \sim 3500)} = 1.2 \sim 0.7 \text{ cm} < 6 \text{ cm} \quad \dots\dots OK$$

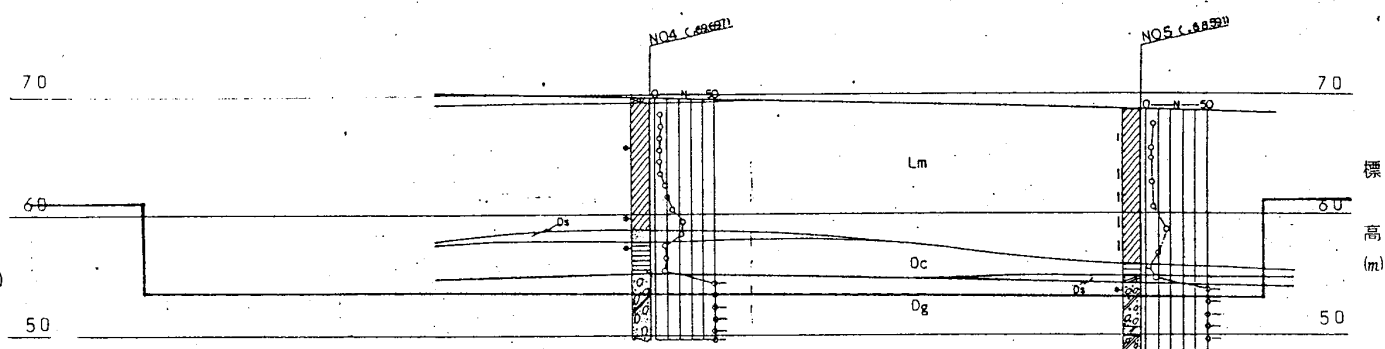
③ 浮力に対する安定

$$\text{揚圧力 } U = (55.7 - 51) \times 1 = 4.7 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} < 5.9 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \dots\dots OK$$

図 - 5・21 最終沈殿池 (形状… $B \times L = 42\text{ m} \times 75\text{ m}$)

設計地盤高さ…標高 61 m

設計床付高さ… 53 m

設計荷重…常時 8.9 $\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$
空時 7.3 $\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ ・ $[Lm]$, $[Dc]$ 層の厚さ …… 3.4 m, 2.75 m

・ 水位の標高 …… 55.8 m

① q_a の計算

$$q_a = \frac{1}{3} \times \left(0.5 - 0.1 \times \frac{42}{75} \right) \times 0.9 \times 42 \times 50$$

$$= 279 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} > 30 \sim 50 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

② $SE = 8.9 - (1.35 \times 3.4 + 1.5 \times 1.8 + 0.5 \times 0.95 + 0.9 \times 1.85)$

$$= 8.9 - 9.43 \rightarrow 0 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

 $q = 8.9 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ の場合

$$\frac{L}{B} = 1.78 \rightarrow 1 \quad H/\sqrt{A} = 28.15/\sqrt{3150} = 0.5$$

$$\mu_H = 0.22$$

$$SE = 0.22 \times \frac{8.9 \times \sqrt{3150}}{(2100 \sim 3500)}$$

$$= 5.2 \sim 3.1 \text{ cm} < 6 \text{ cm} \quad \dots\dots OK$$

③ 浮力に対する安定

$$\text{揚圧力 } U = (55.8 - 53) \times 1 = 2.8 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} < 7.3 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \quad \dots\dots OK$$

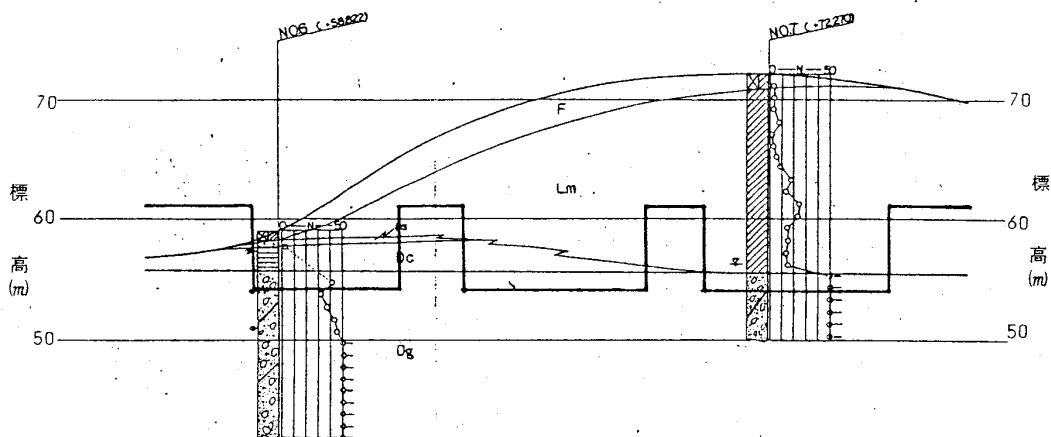
図 - 5・22 汚泥濃縮タンク (形状… 12m, 15m)

設計地盤高さ… 標高 61m

設計床付高さ… 54m

設計荷重… 常時 8.9~8.6 $\frac{t}{m^2}$

空時 3.9~3.7 $\frac{t}{m^2}$



・ $[F]$, $[Dc]$ 層の厚さ …… 0.8m, 2.5m

・ 水位の標高 …… 57m

① q_a の計算

$$q_a = \frac{1}{3} \times 0.3 \times 0.9 \times 12 \times 50$$

$$= 54 \frac{t}{m^2} > 30 \sim 50 \frac{t}{m^2}$$

② SE の計算

$$q = 8.6 - (1.4 \times 0.8 + 1.5 \times 1 + 0.5 \times 1.5 + 0.9 \times 1.5)$$

$$\div 3.9 \frac{t}{m^2}$$

$$A = 113 m^2$$

$$\frac{L}{B} = 1, \quad H/\sqrt{A} = 28.5/\sqrt{113} = 2.68$$

$$\mu H = 0.59$$

$$SE = 0.59 \times \frac{3.9 \times \sqrt{113}}{(2100 \sim 3500)} = 1.1 \sim 0.6 cm < 6 cm \quad \dots\dots OK$$

③ 浮力に対する安定

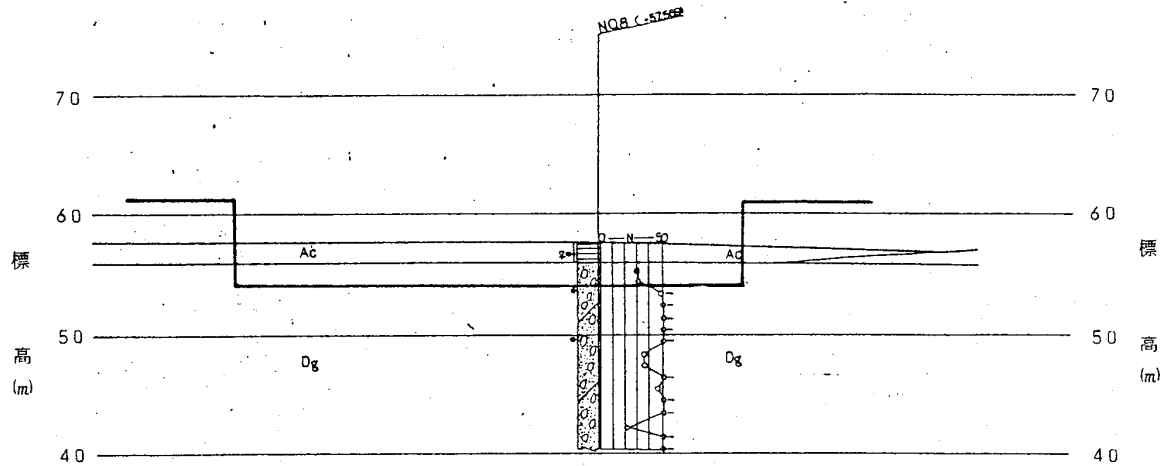
$$\text{揚圧力 } U = (57.0 - 54.0) \times 1 = 3 \frac{t}{m^2} < 3.7 \frac{t}{m^2} \quad \dots\dots OK$$

図 - 5・23 汚泥脱水機棟 (形状… $B \times L = 22\text{ m} \times 42\text{ m}$)

設計地盤高さ…標高 61 m

設計床付高さ… 54 m

設計荷重…常時 12.7 $\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$
空時 11.9 $\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$



・ [Ac] 層の厚さ …… 1.7 m

・ 水位の標高 …… 56.5 m

① q_a の計算

$$q_a = \frac{1}{3} \times (0.5 - 0.1 \times \frac{22}{42}) \times 0.9 \times 22 \times 50$$

$$= 14.7 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} > 3.0 \sim 5.0 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

② SE の計算

$$q = 12.7 - (1.48 \times 1 + 0.48 \times 0.7 + 0.9 \times 1.8)$$

$$= 9.2 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{L}{B} = 42/22 = 1.9 \rightarrow 1 \quad H/\sqrt{A} = 28.2/\sqrt{924} = 0.92$$

$$\mu H = 0.36$$

$$SE = 0.36 \times \frac{9.2 \times \sqrt{924}}{(2100 - 3500)} = 4.7 \sim 2.8 \text{ cm} < 6 \text{ cm} \quad \dots\dots OK$$

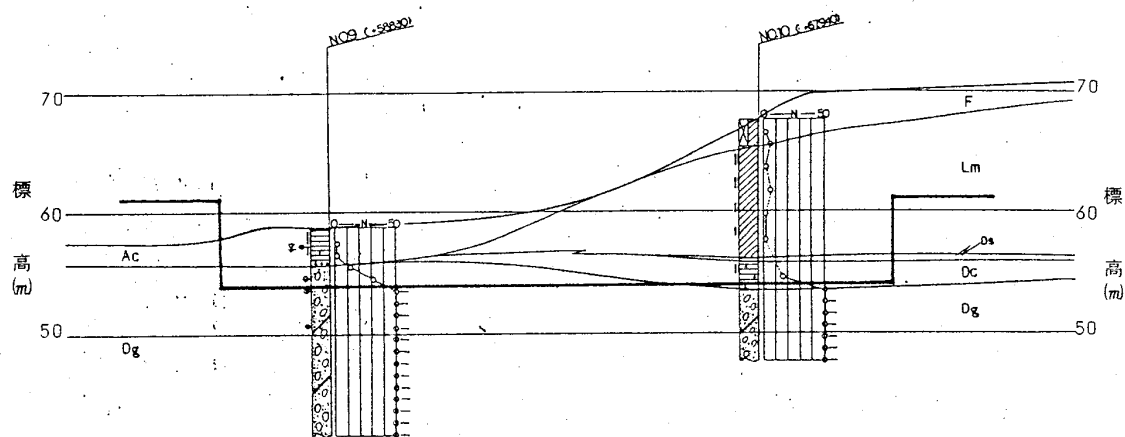
③ 浮力に対する安定

$$\text{揚圧力 } U = (56.5 - 54) \times 1 = 2.5 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} < 11.9 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \quad \dots\dots OK$$

図 - 5・24 管理本館 (形状… $B \times L = 27 \text{ m} \times 55 \text{ m}$)

設計地盤高さ… 標高 61 m

設計床付高さ… " 54 m

設計荷重… 常時 8.8 $\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$
空時 8.3 $\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ 

・ [Ac] 層の厚さ …………… 3.2m

・ 水位の標高 …………… 57.1m

① q_a の計算

$$q_a = \frac{1}{3} \times (0.5 - 0.1 \times \frac{27}{55}) \times 0.9 \times 27 \times 50$$

$$= 18.2 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} > 3.0 \sim 5.0 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

② SE の計算

$$q = 8.8 - (1.48 \times 1.7 + 0.48 \times 1.5 + 0.9 \times 1.6)$$

$$= 4.1 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$L/B = 55/27 = 2.0, \quad H/\sqrt{A} = 28.4/\sqrt{1485} = 0.73$$

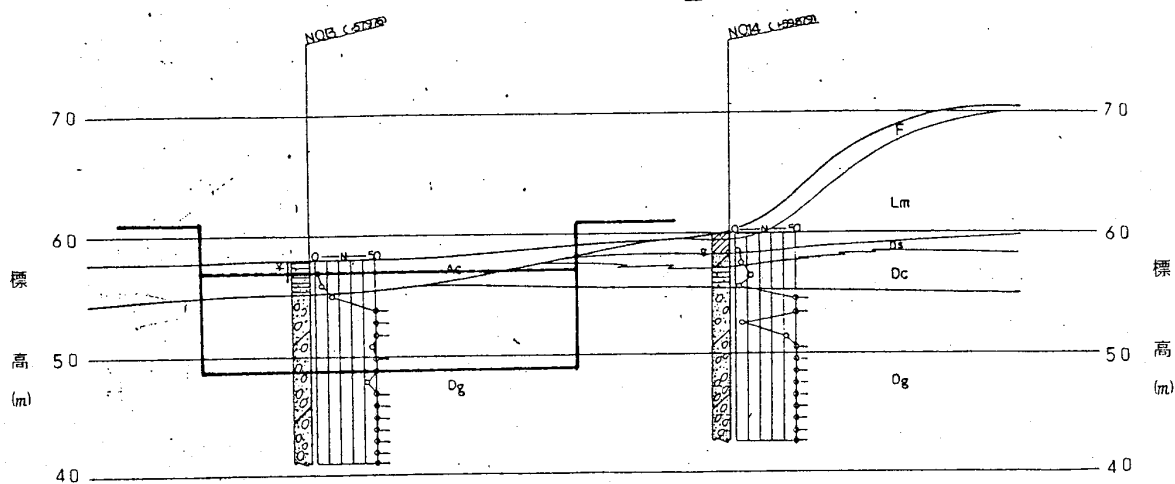
$$\mu H = 0.3$$

$$SE = 0.3 \times \frac{4.1 \times \sqrt{1485}}{(2100 \sim 3500)} = 2.2 \sim 1.3 \text{ cm} < 6 \text{ cm} \quad \dots\dots OK$$

③ 浮力に対する計算

$$\text{揚圧力 } U = (57.1 - 54.0) \times 1 = 3.1 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} < 8.3 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \quad \dots\dots OK$$

図 - 5.25 沈砂池棟 (形状… $B \times L = 23\text{ m} \times 31\text{ m}$)
 設計地盤高さ… 標高 61 m
 設計床付高さ… 57 m ~ 49 m
 設計荷重… 常時 9.5 t/m^2
 空時 8.9 t/m^2



・ [Ac] 層の厚さ …………… 2.8 m

・ 水位の標高 …………… 57.3 m

① q_a の計算

$$q_a = \frac{1}{3} \times \left(0.5 - 0.1 \times \frac{23}{31} \right) \times 0.9 \times 23 \times 50$$

$$= 146 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} > 30 \sim 50 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

② SE の計算

$$q = 9.5 - (1.48 \times 1.1 + 0.48 \times 1.7 + 0.9 \times 6.1)$$

$$\div 1.5 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$l/B = 31/23 = 1.3 \rightarrow 1, \quad H/\sqrt{A} = 23.9/\sqrt{713} = 0.89$$

$$\mu_H = 0.355 \times \frac{1.5 \times \sqrt{713}}{(2100 \sim 3500)} = 0.6 \sim 0.4 \text{ cm} < 6 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots OK$$

③ 浮力に対する計算

$$\text{揚圧力 } U = (57.3 - 49.0) \times 1 = 8.3 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} < 8.9 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \quad \dots\dots\dots OK$$

2) $[Ac]$ 層を支持層とした場合の支持力・沈下および浮力に対する安定について

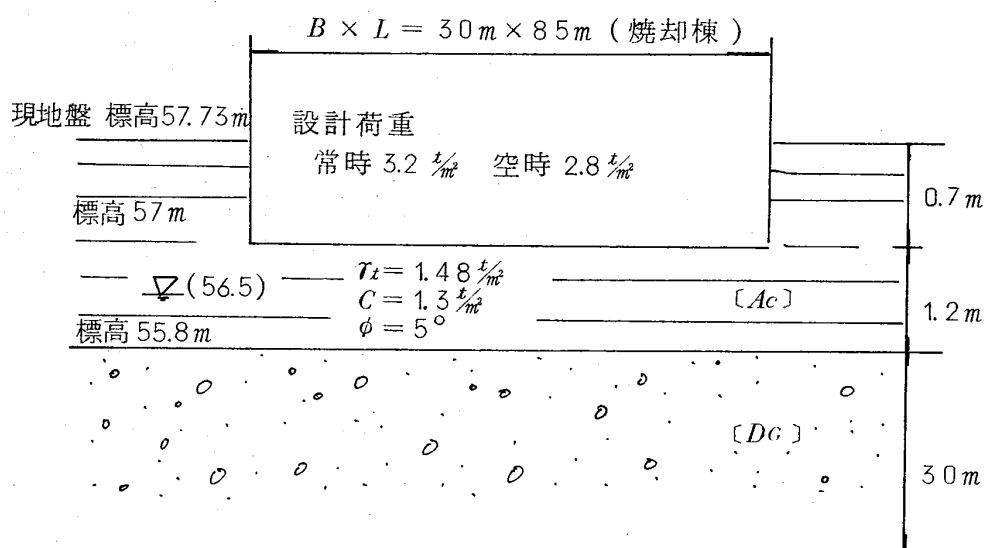
$[Ac]$ 層を支持層とする各施設（構造物）は焼却棟、沈砂池棟である。 $[Ac]$ 層は、台地部に堆積している表土～ローム～凝灰質粘土が崩落し、再堆積したものと考えられ、工学的には極めて不安定な地層と言える。したがって構造物の支持層地盤としては不適当なものである。

しかし、ここでは $[Ac]$ 層を支持層とした場合、何程度の支持力あるいは沈下量を有するのか検討を行う。

① 長期許容支持力の計算

計算に際しては、下図の仮定条件を設けた。

図－5・26 仮 定 条 件



＜計算条件＞

- ・基礎の形式は、べた基礎とする。
- ・ $\alpha = 1.0 + 0.3 \times \frac{30}{85} = 1.1$ （表-5・4から）
- ・ $N_c = 5.3$, $N_f = 0$, $N_q = 3.4$ （図-5・17から）
- ・ $D_f = 0.7 \text{ m}$

（5-3）式から

$$\begin{aligned} \therefore q_a &= \frac{1}{3} \times (1.1 \times 1.3 \times 5.3 + 0 + 1.48 \times 0.7 \times 3.4) \\ &= 3.7 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

計算の結果、図-5・26の仮定条件を満足するならば、長期許容支持力 q_a は $3.7 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ と求められた。しかしこの値は（5-3）式の第3項の D_f の効果が影響し得られた値であり、将来的に当構造物の D_f の効果が保証されない限り危険側の値となる。したがって、このような観点から言えば〔Ac〕層の支持力としては、 $D_f = 0$ とした $q_a = 2.5 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ と考えていた方が望ましい。

② 沈下量の計算

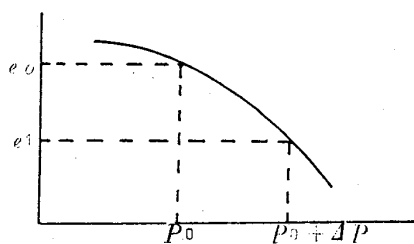
〔Ac〕層の沈下性状は圧密沈下である。ここでは、図-5・26の仮定条件をもとに、さきの（5-1）式に準じて〔Ac〕層の圧密沈下量を計算する。

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H$$

ここに、 S_c : 沈下量 cm

e_0 : 圧密層の初期間ゲキ比

e_1 : 圧密層の圧密後間ゲキ比



H : 圧密層厚 cm

また、分布荷重による地中増加応力 ΔP は、長方形分割法によって求める。

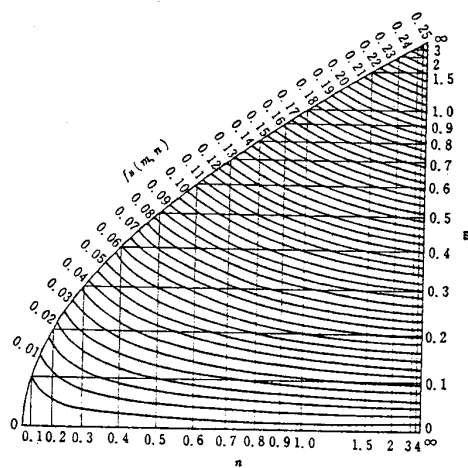


図-5・27 $f_B(m, n)$ の値

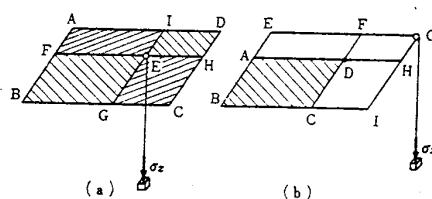
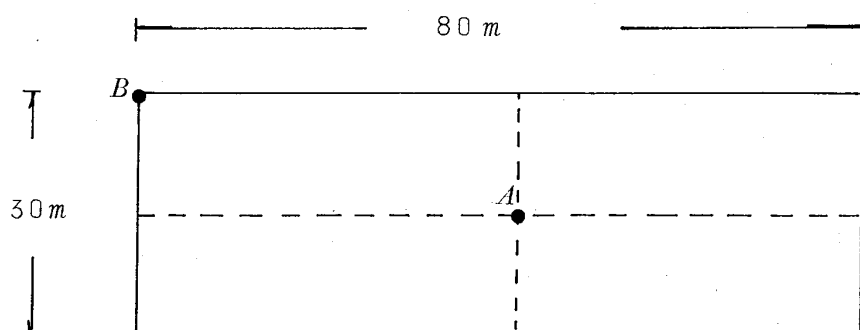


図-5・28 分布荷重の分割法



$$\cdot P_0 = 1.48 \times 0.5 + 0.48 \times 0.1 = 0.788 \frac{t}{m^2}$$

$$\cdot q = 3.2 - (1.48 \times 0.7) = 2.16 \frac{t}{m^2}$$

・ A点の増加応力 ΔP_1

$$\begin{aligned} m &= \frac{30}{0.6} = 50 \\ n &= \frac{15}{0.6} = 25 \end{aligned} \quad \} \rightarrow f_B(m, n) = 0.25 \quad (\text{図-5.27から})$$

$$\Delta P_1 = 4 \times q \times f_B(m, n) = 4 \times 2.16 \times 0.25$$

$$= 2.16 \frac{t}{m^2}$$

・ B点の増加応力 ΔP_2

$$\begin{aligned} m &= \frac{80}{0.6} = 133.3 \\ n &= \frac{40}{0.6} = 66.6 \end{aligned} \quad \} \rightarrow f_B(m, n) = 0.25 \quad (\text{図-5.27から})$$

$$\Delta P_2 = q \times f_B(m, n) = 2.16 \times 0.25$$

$$= 0.54 \frac{t}{m^2}$$

$$\therefore \Delta P = \frac{2.16 + 0.54}{2} = 1.35 \frac{t}{m^2}$$

P_0 および $P_0 + \Delta P$ に対応する間ゲキ比は、さきの図-5.11の $e \sim$

$\log P$ 曲線から求める。

$P_0 (= 0.0788 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$ に対応する $e_0 \dots\dots 2.33$

$P_0 + 4P (= 0.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$ に対応する $e_1 \dots\dots 2.28$

$$\therefore S_c = \frac{2.33 - 2.28}{1 + 2.33} \times 120$$

$$= 1.8 \text{ cm}$$

計算の結果、圧密沈下量 S_c は 1.8 cm と求められた。この値は下表に示す圧密沈下の場合における許容最大沈下量内に納っている。沈下に対し、当構造物（焼却棟）はべた基礎形式で安定となる。しかし、当層は工学的に極めて不安定な地層であり、 $[Ac]$ 層自体の強度的なバラツキが予想されることから計算上で求められた値よりも実際的には大きな沈下もしくは不同沈下が生じるものと判断されよう。

表 5・8 許容最大沈下量（圧密沈下の場合）（単位：cm）

構造種別	コンクリート ブロック造	鉄筋コンクリート造		
		独立基礎	連続(布)基礎	べた基礎
基礎形式	連続(布)基礎	独立基礎	連続(布)基礎	べた基礎
標準値	2	5	10	10～(15)
最大値	4	10	20	20～(30)

[注] () は大きいはいりせいあるいは2重スラブなどで十分剛性が大きい場合

③ 浮力に対する安定について

本件の場合、地下水面深さ（標高 56.5 m ）が、基礎底面位置（標高 57 m ）より下方に存在することから、浮力に対しては安定である。

以上、〔Ac〕層を支持層とした場合の焼却棟における支持力、沈下および浮力に対する安定性について検討をしてきた。

検討の結果、沈下および浮力に対してはベタ基礎形式で安定は確保されるが支持力的には不足である。したがって、当層は支持層として不適当なものと判断される。

このようなことから、当構造物の支持層地盤としては〔Ac〕層の下位に堆積している〔DG〕層が望ましいものである。この場合、当構造物の基礎形式としては直接基礎あるいはくい基礎の採用が考えられる。直接基礎の場合には支持力および沈下に対しては問題はないものと考えられる。

また、くい基礎とした場合のくいの1本当たりの長期許容支持力 R_a はつぎの値程度は期待出来るものと判断される。

$$R_a = \frac{1}{3} \cdot 30 \cdot \bar{N} \cdot A_p$$

ここに、 R_a ：くいの長期許容支持力 $t/\text{本}$

$\bar{N}$ ：先端 N 値(30~50)

A_p ：くいの断面積

・ くい径 $\phi = 400 \text{ mm}$ ($A_p = 0.125 \text{ m}^2$)

$$R_a = \frac{1}{3} \times 30 \times (30 \sim 50) \times 0.125$$

$$= 37.5 \sim 62.5 \text{ t/本}$$

・ くい径 $\phi = 450 \text{ mm}$ ($A_P = 0.159$)

$$R_a = 47.7 \sim 79.5 \text{ t/本}$$

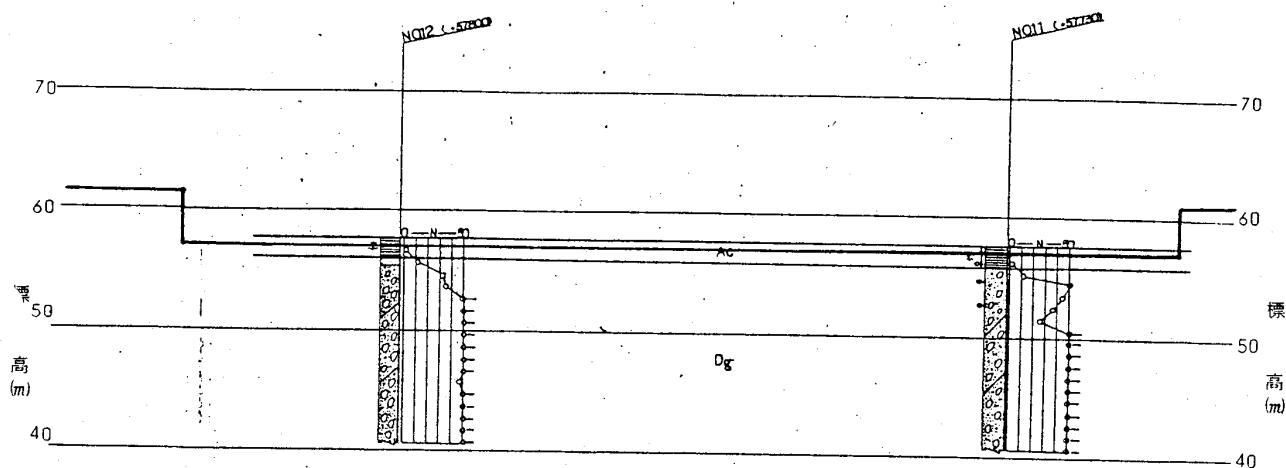
なお、沈砂池棟については、図 - 5.30 の検討結果整理図にまとめた。

図 - 5・29 焼却棟 (形状… $B \times L = 30\text{ m} \times 85\text{ m}$)

設計地盤高さ…標高 61 m

設計床付高さ… 57 m

設計荷重…常時 3.2 t/m^2
空時 2.8 t/m^2



① q_a の計算

$$D_f = 0.7\text{ m の場合} \dots q_a = \frac{1}{3} \times (1.1 \times 1.3 \times 5.3 + 0 + 1.48 \times 0.7 \times 3.4) \\ = 3.7 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$D_f = 0\text{ m の場合} \dots q_a = \frac{1}{3} \times 1.1 \times 1.3 \times 5.3 \\ = 2.5 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

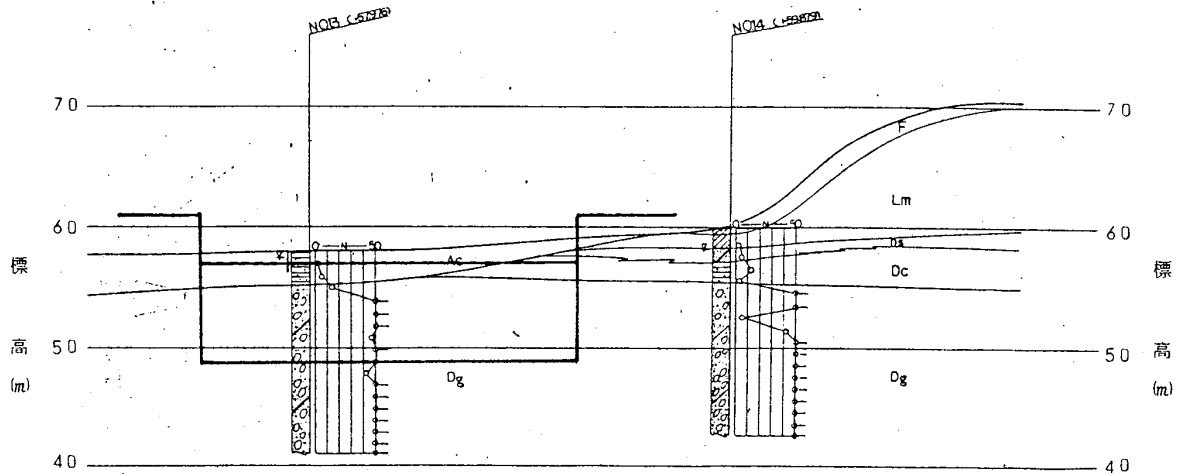
② S_c の計算

$$P_o = 0.788 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \dots e_o = 2.33$$

$$P_o + \Delta P = 2.1 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \dots e_1 = 2.28$$

$$S_c = \frac{2.33 - 2.28}{1 + 2.33} \times 120 = 1.8\text{ cm}$$

図 5.30 沈砂池棟 (形状… $B \times L = 23 \text{ m} \times 31 \text{ m}$)
 設計地盤高さ… 標高 61 m
 設計床付高さ… 57 m ~ 49 m
 設計荷重… 常時 9.5 t/m^2
 空時 8.9 t/m^2



① q_a の計算

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \times \frac{23}{31} = 1.2$$

$$D_f = 1.0 \text{ m の場合} \dots\dots q_a = \frac{1}{3} \times (1.2 \times 1.3 \times 5.3 + 0 + 1.48 \times 1 \times 3.4)$$

$$= 4.4 \text{ t/m}^2 < 9.5 \text{ t/m}^2$$

$$D_f = 0 \text{ m の場合} \dots\dots q_a = \frac{1}{3} \times 1.2 \times 1.3 \times 5.3$$

$$= 2.7 \text{ t/m}^2 < 9.5 \text{ t/m}^2$$

② S_c の計算

$$q = 9.5 - (1.48 \times 0.7 + 0.48 \times 0.3) = 8.3 \text{ t/m}^2$$

$$P_o = 0.48 \times 1 = 0.48 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta P_1 = 4 \times 8.3 \times 0.25 = 8.3 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta P = \frac{8.3 + 2.4}{2} = 5.35 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta P_2 = 9.5 \times 0.25 = 2.4 \text{ t/m}^2$$

$$P_o (= 0.48) \dots\dots e_0 = 2.34$$

$$P_o + \Delta P (= 5.83) \dots\dots e_1 = 2.21$$

$$\therefore S_c = \frac{2.34 - 2.21}{1 + 2.34} \times 200 = 7.7 \text{ cm}$$

③ 浮力に対する安定

$$\text{揚圧力 } U = (57.3 - 57.0) \times 1 = 0.3 \text{ t/m}^2$$

5-3 根切り（掘削）・山留めに関する検討

下表は、計画からの各施設の根切り（掘削）深さを記したものである。計画によると、10m前後の根切り深さとなり、この内砂レキ層〔DG〕を4～5m程度掘削することになる。

表-5.9 各施設の根切り（掘削）深さ

施 設 名	B × L	設計床付高さ	根切り（掘削）深さ
最 初 沈 殿 池	25m × 63m	標高 51m	10m
エアレーションタンク	40m × 65m	51	10
最 終 沈 殿 池	42m × 75m	53	8
汚泥濃縮タンク	12, 15	54	7
汚泥脱水機棟	22m × 42m	54	7
管 理 本 館	27m × 55m	54	7
焼 却 棟	30m × 85m	57	4
沈 砂 池 棟	23m × 31m	57~49	4~12

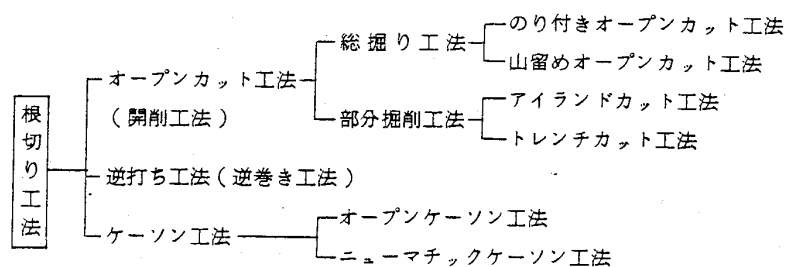
根切り・山留め工法の選定は地盤の状態あるいは工事の難易度・経済性などを考慮することが必要である。本件の場合、〔DG〕層には玉石（ $\phi=100\sim150\text{ mm}$ 程度）が存在し、さらに透水性は極めて良好であることなどから周囲に与える沈下や変形などの影響を最小限度の範囲に留めるような適切な根切り・山留めが望ましいものである。

また、表-5.11は根切り・山留めに関する工法の分類をまとめた

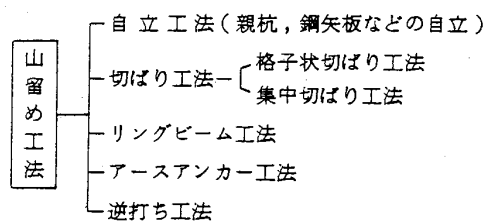
ものである。

表-5.10 工法の分類

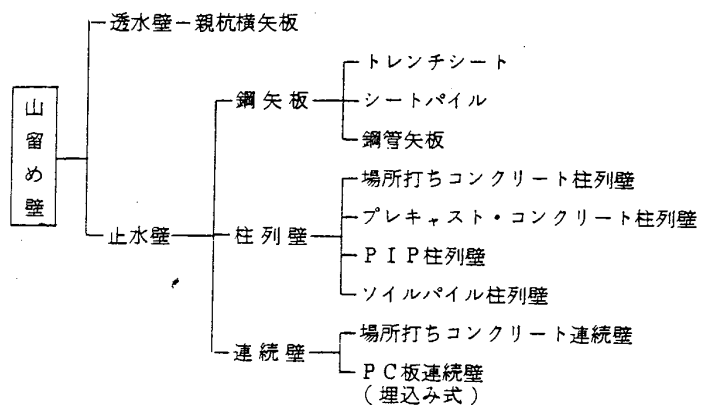
〔根切り工法〕



〔山留め工法〕



〔山留め壁の種類〕



ここでは、参考として山留め壁に鋼管矢板を用いた場合の切ばり工法について検討をしておく

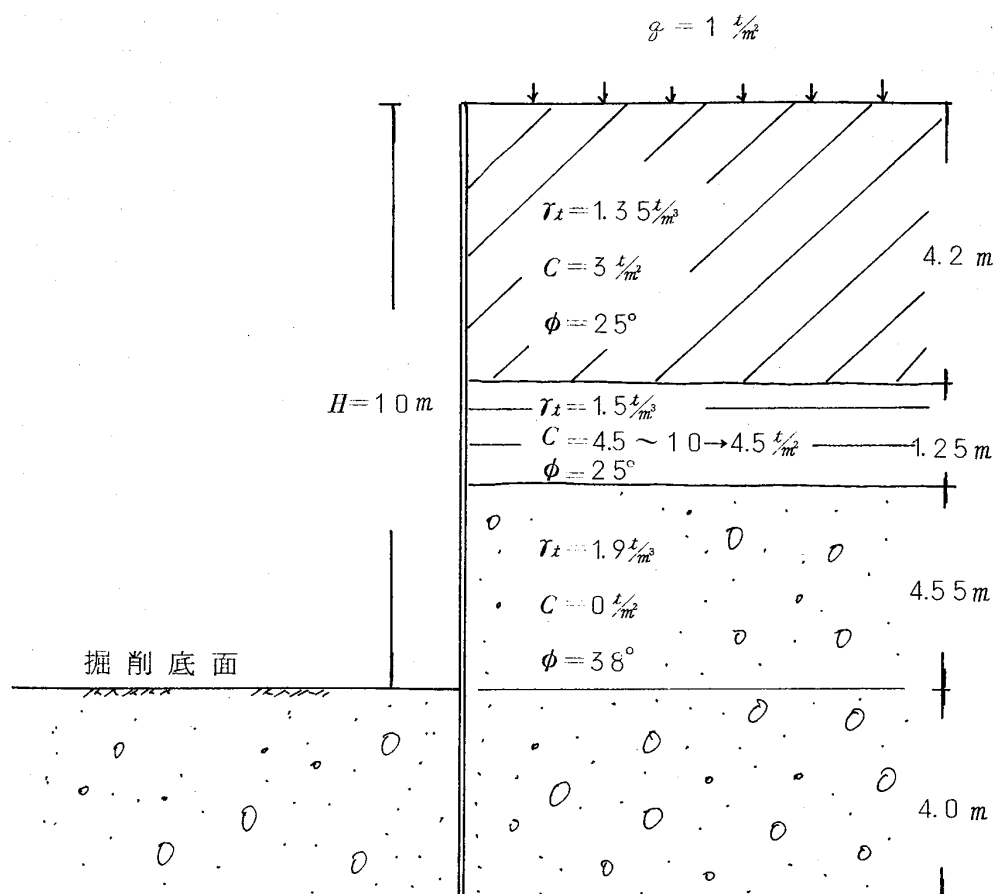
なお、検討は最初沈殿池および汚泥脱水機棟の各施設について行う。

1) 側圧の計算

検討用側圧は、ランキン・レザールの式あるいは「建築基礎構造設計規準・同解説」49条1、2項で求められる側圧を総合的に判断し採用する。

計算に際しては、図-5.31、5.32に仮定条件を設けた。

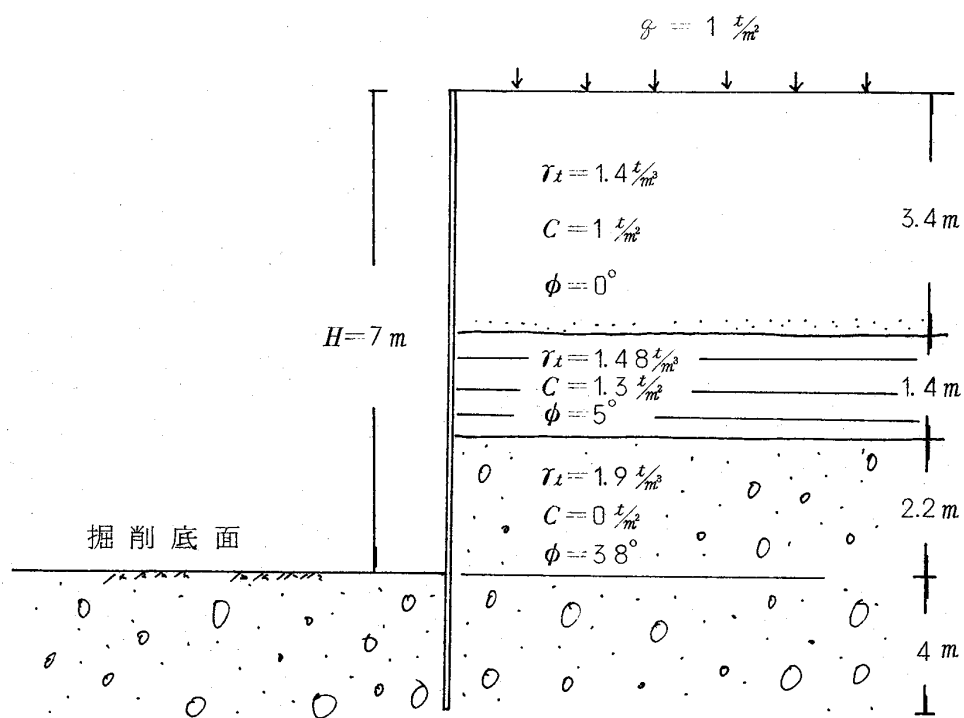
図-5.31 仮定条件（最初沈殿池）



※ 地表面積荷重 q は地盤高さに換算する。

$$H' = \frac{q}{\gamma_t} = \frac{1}{1.35} = 0.74\text{ m}$$

图 - 5.32 假定条件 (污泥脱水機棟)



$$\ast H' = \frac{q}{\gamma_t} = \frac{1}{1.4} = 0.7\text{ m}$$

① 土留め壁背面の側圧

< 最初沈殿池の場合 >

・ランキン・レザールの式

$$Pa = (q + \gamma_t z) \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \cdot C \cdot \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

ここに、 Pa : 主働側圧 $\frac{t}{m^2}$ q : 地表面上の上載圧 $\frac{t}{m^2}$ γ_t : 土の湿潤単位体積重量 $\frac{t}{m^3}$ z : 地表面からの深さ m ϕ : セン断抵抗角 $^\circ$ C : 粘着力 $\frac{t}{m^2}$

$$Po = 1 \frac{t}{m^2}$$

$$P_{4.2} = (1 + 1.35 \times 4.2) \times \tan^2 \left(45 - \frac{25}{2} \right) - 2 \times 3 \times \tan \left(45 - \frac{25}{2} \right)$$

$$= 2.7 - 3.82$$

$$= -1.12 \rightarrow -1.1 \frac{t}{m^2}$$

$$P_{4.2} = (1 + 1.35 \times 4.2) \times \tan^2 \left(45 - \frac{25}{2} \right) - 2 \times 4.5 \times \tan \left(45 - \frac{25}{2} \right)$$

$$= 2.7 - 5.73$$

$$= -3.03 \rightarrow -3.0 \frac{t}{m^2}$$

$$P_{5.45} = (1 + 1.35 \times 4.2 + 1.5 \times 4.5) \times \tan^2 \left(45 - \frac{25}{2} \right) - 2 \times 4.5 \times \tan \left(45 - \frac{25}{2} \right)$$

$$= 5.44 - 5.73$$

$$= -0.29 \rightarrow -0.3 \frac{t}{m^2}$$

$$P_{5.45} = (1 + 1.35 \times 4.2 + 1.5 \times 4.5) \times \tan^2(45 - \frac{38}{2}) - 2 \times 0 \times \tan(45 - \frac{38}{2})$$

$$= 3.19 \rightarrow 3.2 \frac{t}{m^2}$$

$$P_{14} = (1 + 1.35 \times 4.2 + 1.5 \times 4.5 + 1.9 \times 8.55) \times \tan^2(45 - \frac{38}{2}) - 2 \times 0 \times \tan(45 - \frac{38}{2})$$

$$= 7.056 \rightarrow 7.1 \frac{t}{m^2}$$

・ 49 条 1 項による側圧（砂地盤……地下水位の深い場合）

$$P = K \cdot \gamma_t \cdot H$$

$$= (0.2 \sim 0.4) \times \{1.35 \times (0.74 + 4.2) + 1.5 \times 1.25 + 1.9 \times 8.55\}$$

$$= 4.95 \sim 9.9 \frac{t}{m^2}$$

・ 49 条 2 項による側圧（砂地盤）

$$P = 0.2 \cdot \gamma_t \cdot H$$

$$= 0.2 \times \{1.35 \times (0.74 + 4.2) + 1.5 \times 1.25 + 1.9 \times 8.55\}$$

$$= 4.95 \frac{t}{m^2}$$

< 汚泥脱水機棟の場合 >

・ ランキン・レザールの式

$$P_0 = 1 \frac{t}{m^2}$$

$$P_{3.4} = (1 + 1.4 \times 3.4) \times \tan^2(45 - \frac{0}{2}) - 2 \times 1 \times \tan(45 - \frac{0}{2})$$

$$= 3.76 \rightarrow 3.8 \frac{t}{m^2}$$

$$P_{3.4} = (1 + 1.4 \times 3.4) \times \tan^2(45 - \frac{5}{2}) - 2 \times 1.3 \times \tan(45 - \frac{5}{2})$$

$$= 4.83 - 2.38$$

$$= 2.45 \frac{t}{m^2}$$

$$P_{4.8} = (1 + 1.4 \times 3.4 + 1.48 \times 1.4) \times \tan^2(45 - \frac{5}{2}) - 2 \times 1.3 \times \tan(45 - \frac{5}{2})$$

$$= 6.57 - 2.38$$

$$= 4.19 \rightarrow 4.2 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$P_{4.8} = (1 + 1.4 \times 3.4 + 1.48 \times 1.4) \times \tan^2(45 - \frac{38}{2}) - 2 \times 0 \times \tan(45 - \frac{38}{2})$$

$$= 1.86 \rightarrow 1.9 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$P_{11} = (1 + 1.4 \times 3.4 + 1.48 \times 1.4 + 1.9 \times 6.2) \times \tan^2(45 - \frac{38}{2}) - 2 \times 0 \times \tan(45 - \frac{38}{2})$$

$$= 4.66 \rightarrow 4.7 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

・ 49 条 1 項による側圧（軟らかい粘土）

$$P = (0.5 \sim 0.8) \times \{1.4 \times (0.7 + 3.4) + 1.48 \times 1.4 + 1.9 \times 6.2\}$$

$$= 9.8 \sim 15.7 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

・ 49 条 2 項による側圧（軟らかい粘土）

$$0.25H = 0.25 \times (0.7 + 11) = 2.92 \rightarrow 2.9 \text{ m}$$

$$P_{2.8} = (0.3 \sim 0.5) \times \{1.4 \times (0.7 + 3.4) + 1.48 \times 1.4 + 1.9 \times 6.2\}$$

$$= 5.9 \sim 9.8 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

② 根入れ部分の側圧

抵抗側圧はランキン・レザールの受働側圧式から求める。

$$P_p = (q + \gamma_t \cdot z) \cdot \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) + 2 \cdot C \cdot \tan(45 + \frac{\phi}{2})$$

ここに、 P_p : 受働側圧 $\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$

＜汚泥脱水機棟の場合＞

$$P_0 = 0 \frac{t}{m^2}$$

$$P_4 = (0 + 1.9 \times 4) \times \tan^2 \left(45 + \frac{38}{2} \right) + 2 \times 0 \times \tan \left(45 + \frac{38}{2} \right) \\ = 31.9 \frac{t}{m^2}$$

＜汚泥脱水機棟の場合＞

$$P_0 = 0 \frac{t}{m^2}$$

$$P_4 = 31.9 \frac{t}{m^2}$$

以上の側圧分布を表わすと、図 - 5.33 , 5.34 の如くとなる。

図-5.33 側圧分布(最初沈殿池)

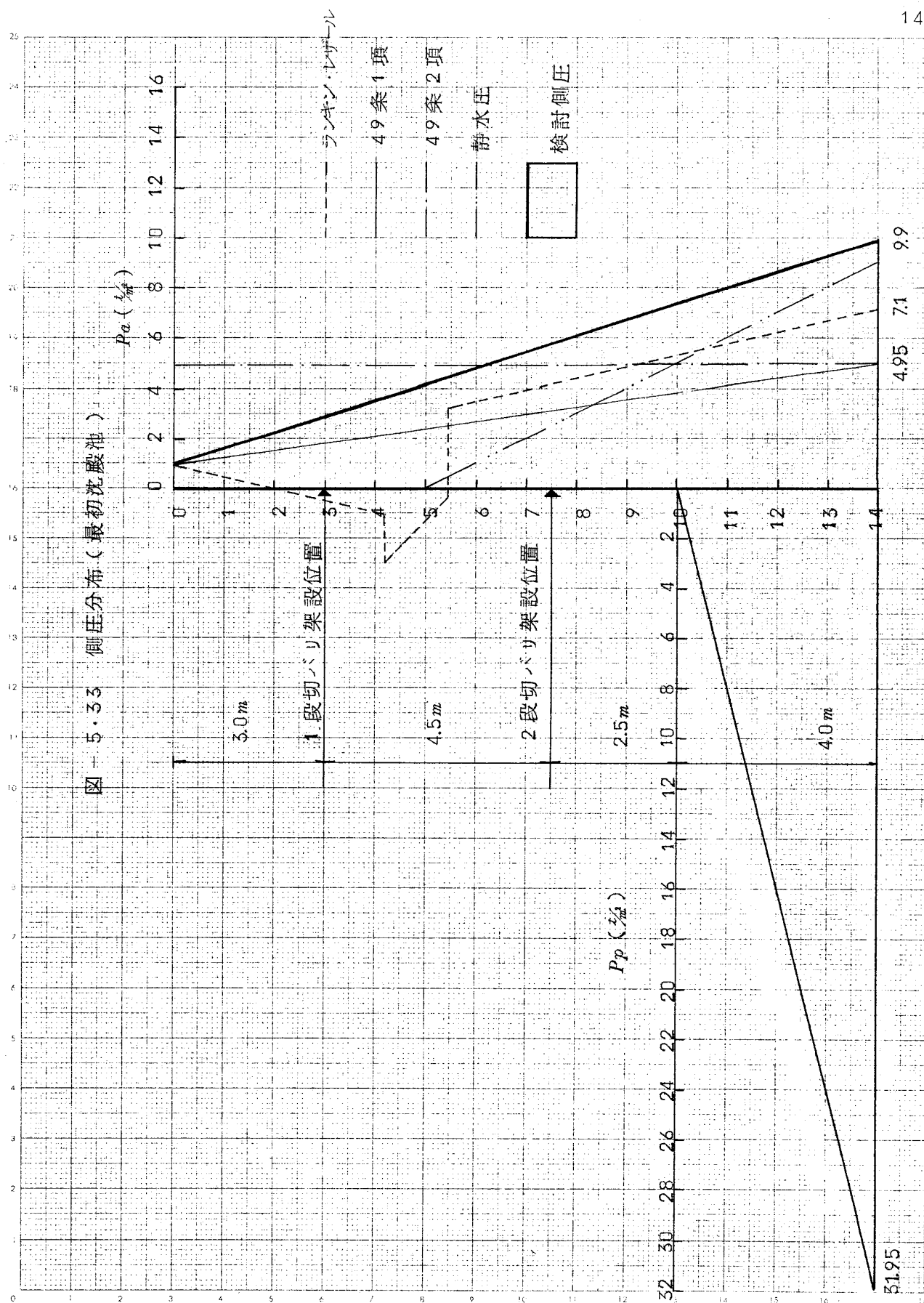
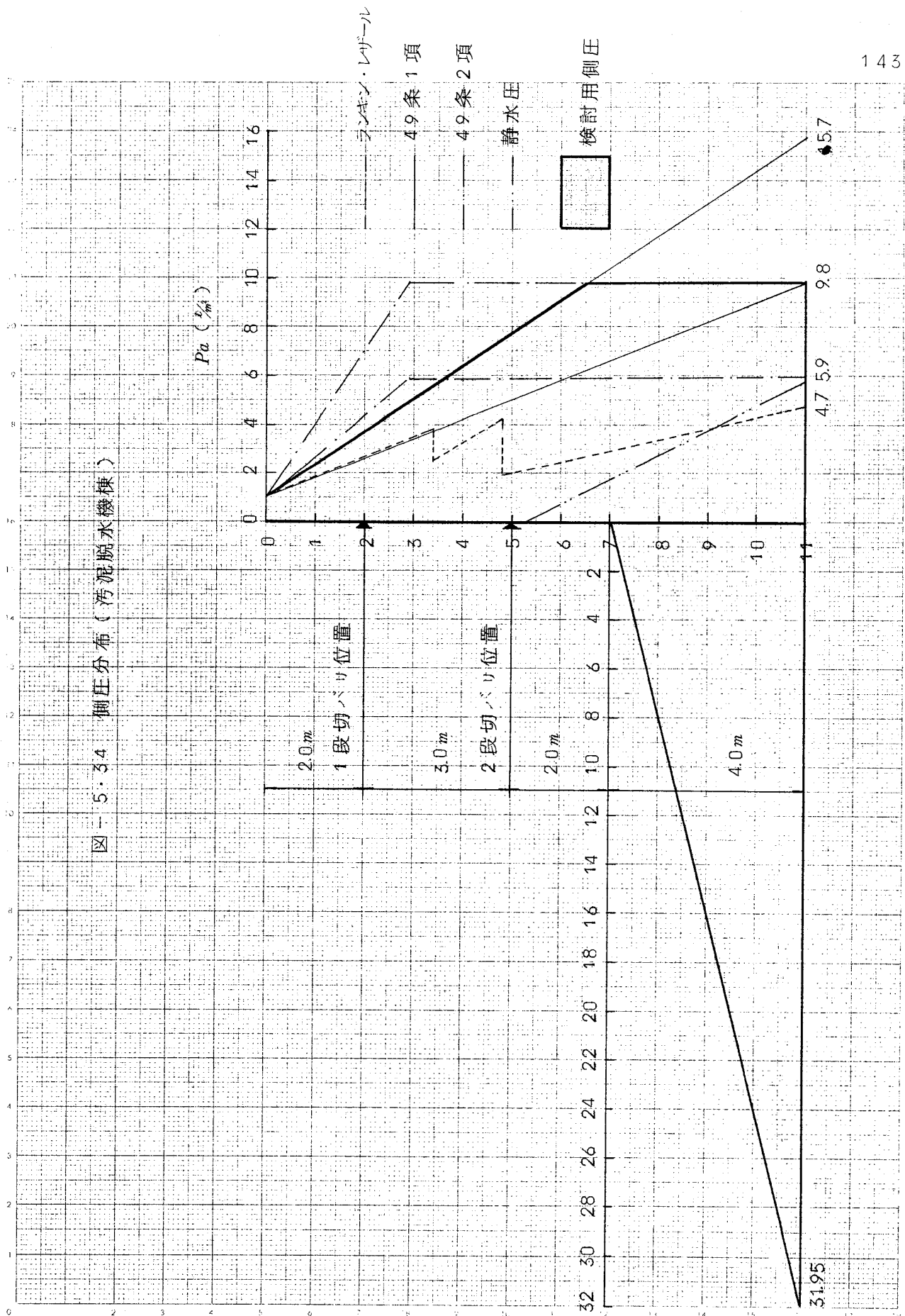


図-5.34 側圧分布（汚泥脱水機棟）



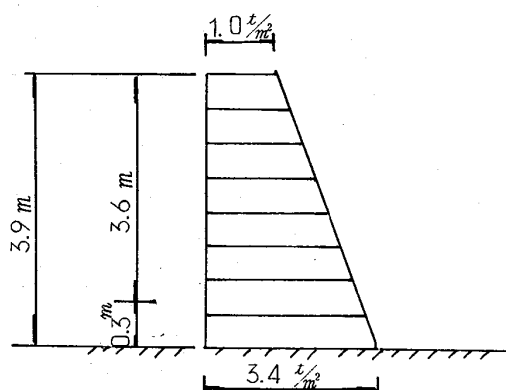
2) 山留め壁の検討

ここでは、参考までに図-5.33, 5.34の側圧分布から掘削時に発生する山留め壁の最大曲げモーメント M_{max} 、最大せん断力 Q_{max} 、および最大たわみ量 δ_{max} を単純バリ法によって計算しておく。

なお、鋼管矢板の諸元はつぎのものと仮定する。

$D=600mm$		断面二次モーメント	$I=111 \times 10^3$	cm^4
$t=14mm$		断面係数	$Z=369 \times 10$	cm^3
		ヤング係数	$E=2.1 \times 10^6$	$\frac{kg}{cm^2}$

< 最初沈殿池の場合 >

① 一次掘削完了時（掘削深さ 設計 $GL-3.6m$ ）

・抵抗支点は掘削底から $0.3m$ と仮定する。

$$l = 3.9m$$

$$w_1 = 1.0 \frac{t}{m^2}$$

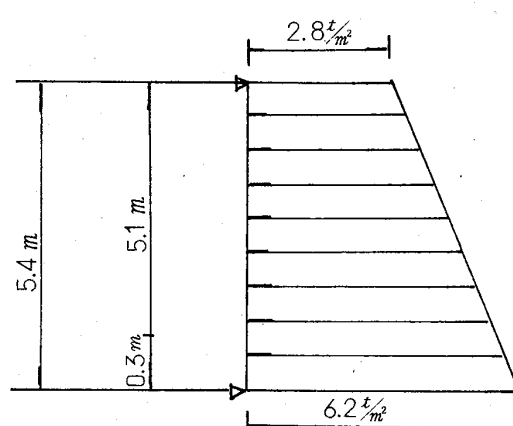
$$w_2 = 3.4 \frac{t}{m^2}$$

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= \frac{l^2}{6} (3w_1 + w_2) \\
 &= -\frac{3.9^2}{6} \times (3 \times 1.0 + 3.4) \\
 &= -16.22 (t \cdot m)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{max} &= -\frac{\ell}{2} (2w_1 + w_2) \\
 &= -\frac{3.9}{2} \times (2 \times 1.0 + 3.4) \\
 &= -10.53 \text{ (t)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \delta_{max} &= \frac{\ell^4}{120EI} (15w_1 + 4w_2) \\
 &= \frac{3.9^4}{120 \times 2.1 \times 10^7 \times 1.1 \times 10^{-3}} \times (15 \times 1 + 4 \times 3.4) \\
 &= 2.46 \times 10^{-3} \rightarrow 0.25 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

② 二次掘削完了時（掘削深さ 設計GL-8.1m）



$$\ell = 5.4 \text{ m}$$

$$w_1 = 2.8 \text{ t/m}^2$$

$$w_2 = 6.2 \text{ t/m}^2$$

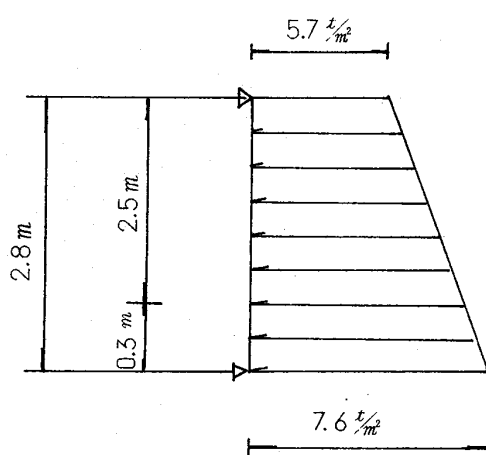
$$\frac{w_1}{w_1 + w_2} = 0.311 \rightarrow C = 7.91$$

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= \frac{\ell^2}{C} \left(w_1 + \frac{w_2}{2} \right) \\
 &= \frac{5.4^2}{7.91} \times \left(2.8 + \frac{6.2}{2} \right) \\
 &= 21.75 \text{ (t} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{max} &= -\frac{\ell}{6} (3w_1 + 2w_2) \\
 &= -\frac{5.4}{6} \times (3 \times 2.8 + 2 \times 6.2) \\
 &= -18.72 \text{ (t)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_{max} &= \frac{5w_1 \ell^4}{384EI} + \frac{5w_2 \ell^4}{768EI} \\ &= \frac{5 \times 2.8 \times 5.4^4}{384 \times 2.1 \times 10^7 \times 1.11 \times 10^{-3}} \\ &= 2.8 \times 10^{-3} \text{ (m)} = 0.28 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

③ 最終掘削完了時（掘削深さ 設計 $GL-10\text{m}$ ）



$$\ell = 2.8 \text{ m}$$

$$w_1 = 5.7 \text{ t/m}^2$$

$$w_2 = 7.6 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{w_1}{w_1 + w_2} = 0.428 \rightarrow C = 7.93$$

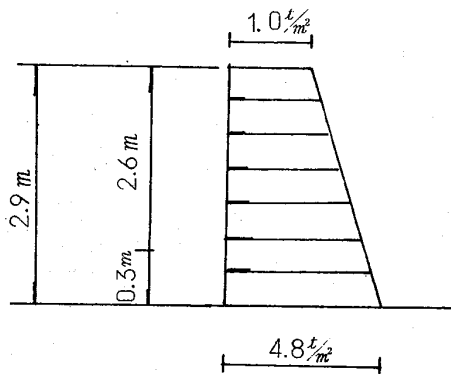
$$\begin{aligned}M_{max} &= \frac{\ell^2}{C} \left(w_1 + \frac{w_2}{2} \right) \\ &= \frac{2.8^2}{7.93} \times \left(5.7 + \frac{7.6}{2} \right) \\ &= 9.39 \text{ (t} \cdot \text{m)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{max} &= -\frac{\ell}{6} (3w_1 + 2w_2) \\ &= -\frac{2.8}{6} \times (3 \times 5.7 + 2 \times 7.6) \\ &= -15.07 \text{ (t)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_{max} &= \frac{5w_1 \ell^4}{384EI} + \frac{5w_2 \ell^4}{768EI} \\ &= \frac{5 \times 5.7 \times 2.8^4}{384 \times 2.1 \times 10^7 \times 1.11 \times 10^{-3}} + \frac{5 \times 7.6 \times 2.8^4}{768 \times 2.1 \times 10^7 \times 1.11 \times 10^{-3}} \\ &= 3.26 \times 10^{-4} \text{ (m)} \rightarrow 0.033 \text{ cm}\end{aligned}$$

<汚泥脱水機棟の場合>

④ 一次掘削完了時（掘削深さ 設計 $GL-2.6m$ ）



・抵抗支店は掘削深さから $0.3m$

と仮定する。

$$\ell = 2.9 \text{ m}$$

$$w_1 = 1.0 \text{ t/m}^2$$

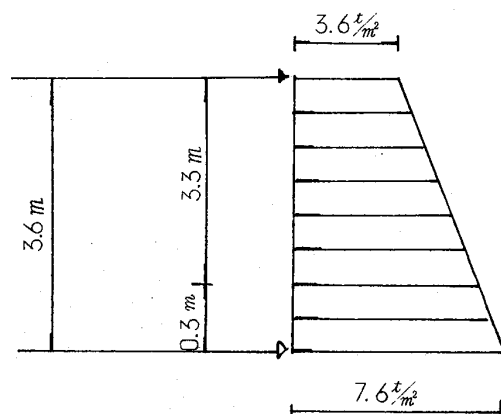
$$w_2 = 4.8 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} M_{max} &= -\frac{\ell^2}{6} (3w_1 + w_2) \\ &= -\frac{2.9^2}{6} \times (3 \times 1.0 + 4.8) \\ &= -10.93 \text{ (t} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{max} &= -\frac{\ell}{2} (2w_1 + w_2) \\ &= -\frac{2.9}{2} \times (2 \times 1.0 + 4.8) \\ &= -9.86 \text{ (t)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{max} &= \frac{\ell^4}{120EI} (15w_1 + 4w_2) \\ &= \frac{2.9^4}{1.20 \times 2.1 \times 10^7 \times 1.11 \times 10^{-3}} \times (15 \times 1 + 4 \times 4.8) \\ &= 8.64 \times 10^{-4} \text{ (m)} \rightarrow 0.086 \text{ cm} \end{aligned}$$

⑤ 二次掘削完了時（掘削深さ 設計 $GL-5.6m$ ）



$$l = 3.6 \text{ m}$$

$$w_1 = 3.6 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

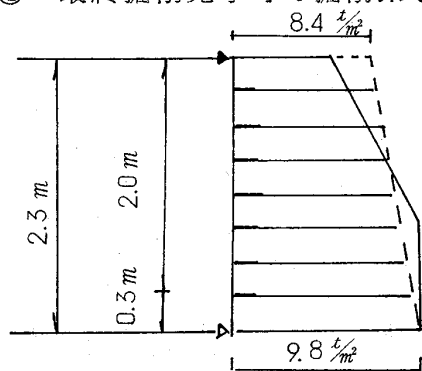
$$w_2 = 7.6 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{w_1}{w_1 + w_2} = 0.321 \rightarrow C = 7.91$$

$$\begin{aligned} M_{max} &= \frac{l^2}{C} \left(w_1 + \frac{w_2}{2} \right) \\ &= \frac{3.6^2}{7.91} \times \left(3.6 + \frac{7.6}{2} \right) \\ &= 12.12 \quad (\text{t} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{max} &= -\frac{l}{6} (3w_1 + 2w_2) \\ &= -\frac{3.6}{6} \times (3 \times 3.6 + 2 \times 7.6) \\ &= -15.6 \quad (\text{t}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{max} &= \frac{5w_1 l^4}{384EI} + \frac{5w_2 l^4}{768EI} \\ &= \frac{5 \times 3.6 \times 3.6^4}{384 \times 2.1 \times 10^7 \times 1.11 \times 10^{-3}} + \frac{5 \times 7.6 \times 3.6^4}{768 \times 2.1 \times 10^7 \times 1.11 \times 10^{-3}} \\ &= 6.94 \times 10^{-4} \quad (\text{m}) \rightarrow 0.069 \text{ cm} \end{aligned}$$

⑥ 最終掘削完了時（掘削深さ 設計 $GL-7m$ ）

$$\ell = 2.3 \text{ m}$$

$$w_1 = 8.4 \frac{t}{m^2}$$

$$w_2 = 9.8 \frac{t}{m^2}$$

$$\frac{w_1}{w_1 + w_2} = 0.461 \rightarrow C = 7.93$$

$$\begin{aligned} M_{max} &= \frac{\ell^2}{C} \left(w_1 + \frac{w_2}{2} \right) \\ &= \frac{2.3^2}{7.93} \times \left(8.4 + \frac{9.8}{2} \right) \\ &= 8.87 \text{ (t} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{max} &= -\frac{\ell}{6} (3w_1 + 2w_2) \\ &= -\frac{2.3}{6} \times (3 \times 8.4 + 2 \times 9.8) \\ &= -17.17 \text{ (t)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{max} &= \frac{5 \times 8.4 \times 2.3^4}{384 \times 2.1 \times 10^7 \times 1.11 \times 10^{-3}} + \frac{5 \times 9.8 \times 2.3^4}{768 \times 2.1 \times 10^7 \times 1.11 \times 10^{-3}} \\ &= 2.07 \times 10^{-4} \text{ (m)} = 0.02 \text{ cm} \end{aligned}$$

以上の結果をまとめると表-5.11, 5.12の如くとなる。

表-5.11 <最初沈殿池の場合>

各掘削 応力・変位	一次掘削	二次掘削	最終掘削
曲げモーメント (t・m)	-16.22	21.75	9.39
せん断力 (t)	-10.53	-18.72	-15.07
たわみ量 (cm)	0.25	0.28	0.033

表-5.12 <汚泥脱水機棟の場合>

各掘削段階 応力・変位	一次掘削	二次掘削	最終掘削
曲げモーメント ($t \cdot m$)	-10.93	12.12	8.87
せん断力 (t)	-9.86	-15.6	-17.17
たわみ量 (cm)	0.086	0.069	0.02

つぎに、表-5.11, 5.12の最大曲げモーメント M_{max} 、最大せん断力 Q_{max} について部材の応力度の検討すると下記の如くとなる。

・最大曲げモーメント $M_{max} = 21.75 \text{ (} t \cdot m \text{)}$

・最大せん断力 $Q_{max} = -18.72 \text{ (} t \text{)}$

鋼管矢板の許容応力度

・許容曲げ応力度 $f_b = (1.6 + 1.6 \times 1.5) / 2 = 2.0 \text{ (} t/cm^2 \text{)}$

・許容せん断応力度 $f_s = (0.9 + 0.9 \times 1.5) / 2 = 1.125 \text{ (} t/cm^2 \text{)}$

・最大曲げ応力度 (σ_{max})

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{z} = \frac{21.75 \times 10^2}{3690} = 0.589 \text{ (} t/cm^2 \text{)} < f_b \dots\dots OK$$

・最大せん断応力度 (τ_{max})

$$\tau_{max} = \frac{Q_{max}}{h t} = \frac{18.72}{60 \times 1.4} = 0.222 \text{ (} t/cm^2 \text{)} < f_s \dots\dots OK$$

3) 根入れ長さの検討

根入れ長さの検討は、切バリ位置での主働モーメント (M_a) と受働モーメント (M_p) とのつり合いから考える。

検討に際しては、図 - 5.35 , 5.36 の側圧分布をもとに、つぎの仮定条件を設けた。

図 - 5.35 仮定条件 (最初沈殿池の場合)

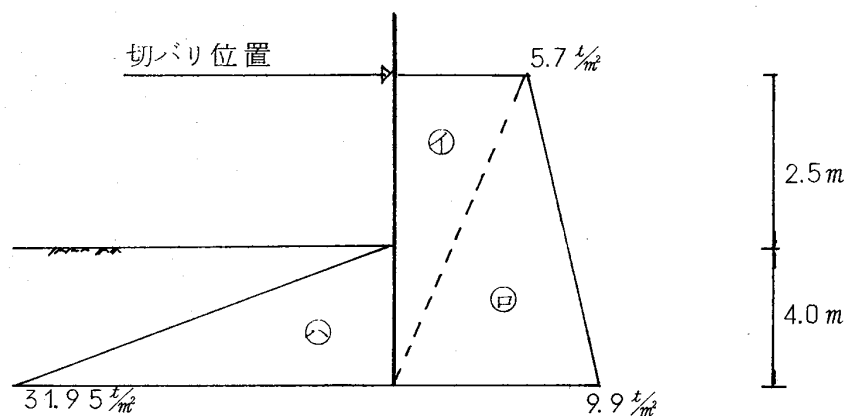
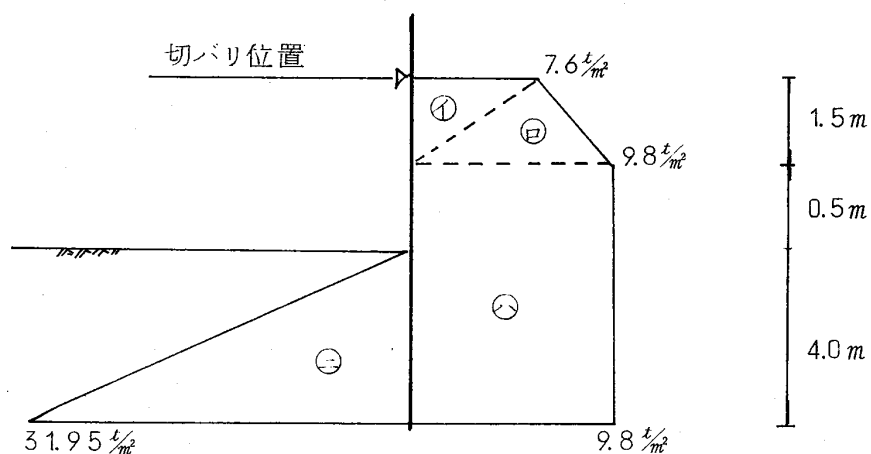


図 - 5.36 仮定条件 (汚泥脱水機棟の場合)



<最初沈殿池の場合>

・主働モーメント (M_a)

$$\textcircled{1} \quad \dots \frac{1}{2} \times 5.7 \times 6.5 \times 6.5 \times \frac{1}{3} = 40.1 \quad (t \cdot m)$$

$$\textcircled{2} \quad \dots \frac{1}{2} \times 9.9 \times 6.5 \times 6.5 \times \frac{2}{3} = 139.4 \quad (t \cdot m)$$

・受働モーメント (M_p)

$$\textcircled{3} \quad \dots \frac{1}{2} \times 31.95 \times 4 \times (2.5 + 4 \times \frac{1}{3}) = 244.9 \quad (t \cdot m)$$

$$\begin{aligned} \therefore F &= \frac{\Sigma M_p}{\Sigma M_a} \\ &= \frac{244.9}{40.1 + 139.4} = 1.36 > F_s (= 1.2) \end{aligned}$$

<汚泥脱水機棟の場合>

・主働モーメント (M_a)

$$\textcircled{1} \quad \dots \frac{1}{2} \times 7.6 \times 1.5 \times 1.5 \times \frac{1}{3} = 2.85 \quad (t \cdot m)$$

$$\textcircled{2} \quad \dots \frac{1}{2} \times 9.8 \times 1.5 \times 1.5 \times \frac{2}{3} = 7.35 \quad (t \cdot m)$$

$$\textcircled{3} \quad \dots 9.8 \times 4.5 \times (1.5 + 4.5 \times \frac{1}{2}) = 165.37 \quad (t \cdot m)$$

・受働モーメント (M_p)

$$\textcircled{4} \quad \dots \frac{1}{2} \times 31.95 \times 4 \times (2.0 + 4 \times \frac{1}{3}) = 212.9 \quad (t \cdot m)$$

$$\begin{aligned} \therefore F &= \frac{212.9}{2.85 + 7.35 + 165.37} \\ &= 1.21 > F_s (= 1.2) \end{aligned}$$

つぎに、掘削底面における砂レキ層〔DG〕は、被圧帯水層として存在していることから、この揚圧力 U に対する安定性より鋼管矢板の根入れ長さ l を検討してみる。

<最初沈殿池の場合>

$$\text{揚圧力 } U = (Z - 5) \times r_w \quad \frac{t}{m^2}$$

$$\text{揚圧力に抵抗する重量 } W = (Z - 10) \times r_t \quad \frac{t}{m^2}$$

ここに、 Z : 設計 GL からの透水層の深さ

r_w : 水の単位体積重量 ($= 1 \frac{t}{m^3}$)

r_t : 土の単位体積重量 ($= 1.9 \frac{t}{m^3}$)

$$Z = 14m$$

$$U = (14 - 5) \times 1 = 9 \frac{t}{m^2}$$

$$W = (14 - 10) \times 1.9 = 7.6 \frac{t}{m^2}$$

$$\therefore F = W / U = 7.6 / 9 = 0.844 \dots \dots NG$$

$$Z = 16m$$

$$F = 11.4 / 11 = 1.036 \dots \dots OK$$

<汚泥脱水機棟の場合>

$$Z = 11m$$

$$U = (Z - 5.3) \times r_w$$

$$= (11 - 5.3) \times 1 = 5.7 \frac{t}{m^2}$$

$$W = (Z - 5.3) \times r_t$$

$$= (11 - 5.3) \times 1.9$$

$$= 10.83 \frac{t}{m^2}$$

$$\therefore F = W / U = 10.83 / 5.7 = 1.9 \dots \dots OK$$

検討の結果、主働モーメント (M_a) と受働モーメント (M_p) のつり合いから求められる安全率 F は、1.21~1.36 (この場合の根入れ長さ l は 4.0 m) を得た。この値は、通常考えられている必要安全率 $F_s=1.2$ 以上を満足している。しかし、最初沈殿池の場合には、揚圧力 U の関係から根入れ長さは 6 m 程度必要となる。

4) 揚水量の計算

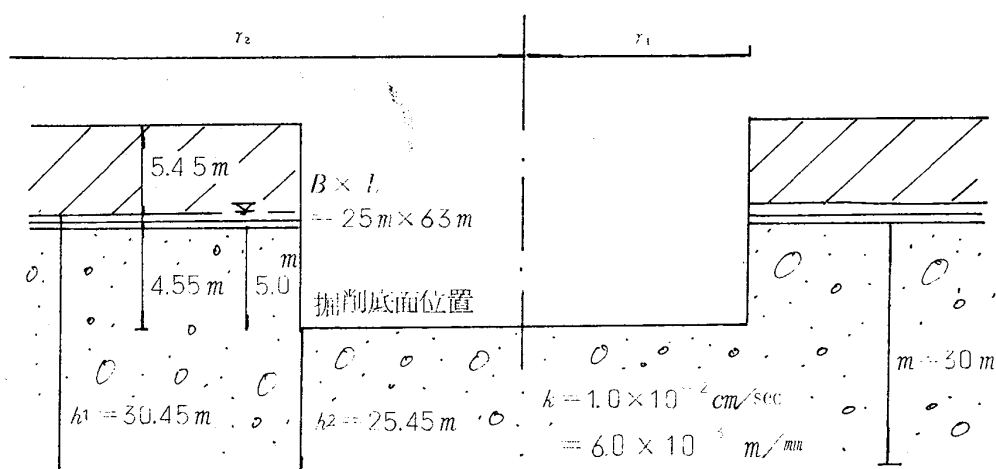
ここでは、掘削工事の際に下表の排水工法を採用した場合に考慮される揚水量について概略計算しておく。

表 5・13 排水工法の種類

排水工法	重力排水工法	かま場排水工法 ディープウェル工法 明きょ・暗きょ工法
	強制排水工法	ウェルポイント工法 バキュームディープウェル工法 電気浸透工法

計算に際しては、図-5.37, 5.38 に仮定条件を設けた。

図-5.37 仮定条件 (最初沈殿池の場合)



<計算結果>

$$Q = \frac{2\pi m k s}{2.3 \log \frac{r_2}{r_1}} \quad \dots\dots \text{Thiem の式}$$

ここに、 Q : 揚水量 m^3/min

m : 帯水層の厚さ ($= 30 m$)

k : 透水係数 ($= 6.0 \times 10^{-3} m/min$)

s : 水位低下量 ($= h_1 - h_2 = 5 m$)

r_1 : 掘削面の等価半径 ($= \frac{A}{\pi} = \frac{25 \times 63}{\pi} \div 22.4 m$)

r_2 : 影響半径は、敷地内近傍を流れる境川までの距離
100m 程度と仮定する。

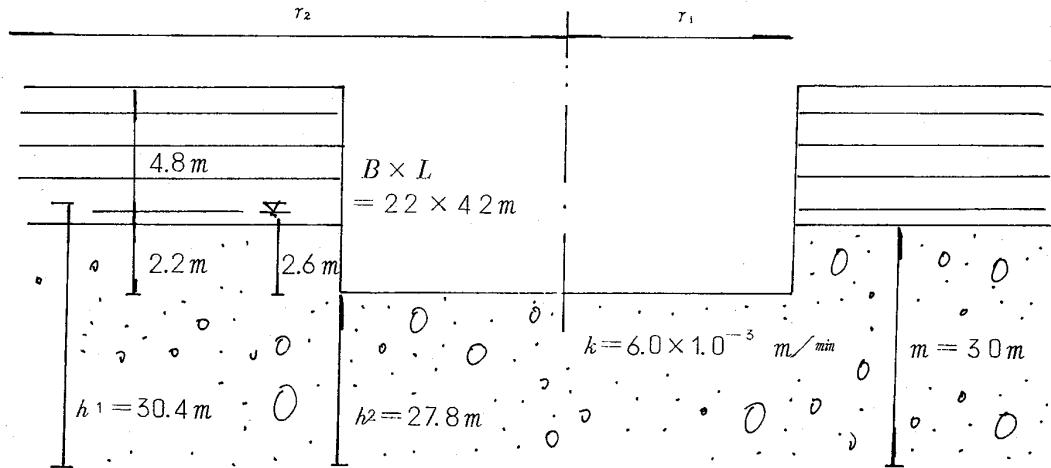
$$\begin{aligned} \therefore Q &= \frac{2 \times \pi \times 30 \times 0.006 \times 5}{2.3 \times \log \frac{100}{22.4}} \\ &= 3.78 m^3/min \end{aligned}$$

よって、初期揚水量 Q_w は、平衡揚水量 Q の 2～3 程度と考えられていることから、

$$\begin{aligned} Q_w &= (2 \sim 3) \times 3.78 \\ &= 7.56 \sim 11.34 m^3/min \end{aligned}$$

となる。

図 - 5.38 仮定条件（汚泥脱水機棟の場合）



<計算結果>

$$m = 30 \text{ m}$$

$$k = 6.0 \times 10^{-3} \text{ m/min}$$

$$S = h_1 - h_2$$

$$= 30.4 - 27.8 = 2.6 \text{ m}$$

$$A = 22 \times 42 = 924 \text{ m}^2$$

$$r_1 = \frac{A}{\pi} = \frac{924}{\pi} = 17.1 \rightarrow 17 \text{ m}$$

$$r_2 = 50 \text{ m}$$

$$\therefore Q = \frac{2 \times \pi \times 30 \times 0.006 \times 2.6}{2.3 \times \log \frac{50}{17}}$$

$$= 2.72 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$Q_u = (2 \sim 3) \times 2.72$$

$$= 5.44 \sim 8.16 \text{ m}^3/\text{min}$$

計算の結果、調査地近傍を流れる境川までの距離を考慮した場合における図-5.37, 5.38の仮定条件のもとでの初期揚水量 Q_u は、5.44～11.34 m^3/min 程度と求められた。

本件の場合、〔DG〕層の透水性から排水工法を考えた場合、〔DG〕層の透水係数が $6 \times 10^{-3} \text{ m}/\text{min}$ 程度であることから、ウエルポイント工法の適用範囲内にある。しかし、工法の適合性は地盤条件、補給源、低下深さなどの要素からも考察すべきものであり、これらの観点からも適切な排水工法の選択が望まれよう。なお、表-5.15, 5-16に参考としてウエルポイント工法の判定規準、適合度と施工計画について掲載した。

表 5・14 ウェルポイント工法の判定基準

項 目	適 合 度										採点
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
a) 地盤の型 および 透水層の 位置	脈状型 急変(下部減)型 過 浅 漸 増 型 不適深さ 過深さ 漸 減 型 過 浅 過 深 さ 被 圧 型 過 浅 不 貫 通 過 深 さ シ ーム 型 透水のシーム 不透水のシーム 均 一 型 急変(下部増)型 急変(下部減)型 過 深 さ										
	b) 透水系数 (m/min)		1×10 ⁻³ 以下 5×10 ⁻³ 以上		1×10 ⁻³ ~5×10 ⁻³ 1×10 ⁻² ~5×10 ⁻²		5×10 ⁻² ~1×10 ⁻²				
	c) 透水層の 厚さ		10m以上		5~10m		2~6m		2m以下		
	d) 補 給 源		きわめて近い 10m以下		近 い 10~100m		やや近い 100~300m		な し 300m以上		
	e) 配列形状		単列、オープン、 欠損部多い		両者の中間		単純な円、正方 形に近い形				
	f) 低下深さ		10~6m		5~4m		4m以下				
	g) 透水層の シルト・ 粘土含有率		10%以上		5~10%		5%以下				
	平均										

表 5・15 適合度と施工計画

適合度	施 工 計 画		
1	施 工 法 の 切 換 え		
2~4	施工上の注意	揚 水 装 置	ウェルポイント のピッチ
	ジェットティング、サンド フィルター形成をきわ めて入念に	透水性大きい条件では、揚水ポン プの能力を大きく、1本当たり0. 3~0.6kW。透水性小さい条件で は、真空ポンプ能力を大きく、1 本当たり0.2~0.5kW。	0.5m以下
5~7	上に達する	40~80mに1組	0.5~1.5m
8~10		80~100mに1組	1.5~3m

以上、5-3項では鋼管矢板を用いた根切り・山留めに関する検討を行なったものである。

本件の場合、玉石を含む〔DG〕層中に6~8m程度根入れすることになり、その打込みの可能性については試験施工の必要が望まれ、また、事前にアースオーガーによって〔DG〕層を掘りゆるめるなどの配慮が考えられよう。

6. 調査・考察(検討)の要約

6. 調査・考察（検討）の要約

調査地に建設予定のされている下水処理場は設計地盤高さ標高 61 m、設計床付高さ標高 54 m～49 m に計画されている。

本章では、調査および検討結果について要約する。

① 調査地に分布する各層の土質性状および特徴について

本調査地は、「相模野台地」と呼ばれる洪積台地と、この台地間を流れる境川によって開析された沖積低地に位置付けられる。

調査地に分布する各層は、つぎの如くである。

- ・表土〔F〕…… 台地部に、0.3 m～2.3 m の厚さで堆積している。黒ボクと呼ばれる有機質ロームである。N 値は、2～4 回の範囲に分布する。
- ・粘土〔Ac〕…… 低地部に、1.7 m～2.8 m の厚さで堆積している。台地部に堆積している粘性土の再堆積土層から成る。N 値は、1～3 回の範囲に分布し、極めて工学的に不安定な地層である。
- ・ローム〔Lm〕…… 関東ロームと呼ばれる火山灰質の粘性土である。層中には、黄褐灰色の浮石を挟む。層厚は、0.8～15.4 m で、斜面端部では薄い。N 値は、2～26 回の範囲に分布し、大体は 3～6 回が多い。

・凝灰質粘土〔*Dc*〕…… 全体的に浮石および砂分の含有が多い火山灰質の粘性土である。層中には、浮石および浮石質細砂を挟む。層厚は、 $0.7\text{m} \sim 3.8\text{m}$ である。 N 値は、 $3 \sim 24$ 回の範囲に分布している。

・粘土混り砂レキ〔*DG*〕…… 相模野レキ層と呼ばれる段丘堆積土層で、標高 $55.6\text{m} \sim 54\text{m}$ 付近から出現する。 $\phi = 2 \sim 70\text{mm}$ 程度の亜円レキを主とし、 $\phi = 150\text{mm}$ 程度の玉石を含む。レキ間のストリックスは火山灰質の粘土、砂で構成されている。

低地部においては、〔*Ac*〕層の直下に分布し、この層の出現深さ $3 \sim 4\text{m}$ 程度は砂分の含有が多く、また地下水の影響を受け孔壁の崩壊が著しいものである。ここでの N 値は、 $11 \sim 35$ 回程度を示す。他は $40 \sim 50$ 回以上を示す。

つぎに、室内土質試験および各種原位置試験から各層の土質定数を推定すると、次の程度の値となる。

・粘土〔Ac〕	単位体積重量	$\gamma_t = 1.48 \frac{t}{m^3}$
	一軸圧縮強さ	$qu = 3 \frac{t}{m^2}$
	粘着力	$C = 1.3 \frac{t}{m^2}$
	セシ断抵抗角	$\phi = 5^\circ$
	弾性係数	$E = 12 \frac{kg}{cm^2}$
	圧密降伏応力	$p_c = 11 \frac{t}{m^2}$
	透水係数	$k = 5 \times 10^{-5} \text{ cm./sec}$
・ローム〔Lm〕.....	単位体積重量	$\gamma_t = 1.35 \frac{t}{m^3}$
	一軸圧縮強さ	$qu = 10 \frac{t}{m^2}$
	粘着力	$C = 3 \frac{t}{m^2}$
	セシ断抵抗角	$\phi = 25^\circ$
	弾性係数	$E = 120 \frac{kg}{cm^2}$
	圧密降伏応力	$p_c = 39 \frac{t}{m^2}$
	透水係数	$k = 5 \times 10^{-5} \text{ cm./sec}$
凝灰質粘土 〔Dc〕	単位体積重量	$\gamma_t = 1.5 \frac{t}{m^3}$
	一軸圧縮強さ	$qu = 15 \sim 35 \frac{t}{m^2}$
	粘着力	$C = 4.5 \sim 10 \frac{t}{m^2}$
	セシ断抵抗角	$\phi = 25^\circ$
	弾性係数	$E = 120 \frac{kg}{cm^2}$
	圧密降伏応力	$p_c = 58 \sim 137 \frac{t}{m^2}$
	透水係数	$k = 5 \times 10^{-5} \text{ cm./sec}$

粘土混り 砂レキ〔DG〕	単位体積重量	$\gamma_t = 1.9 \frac{t}{m^3}$
	粘着力	$C = 0 \frac{t}{m^2}$
	せん断抵抗角	$\phi = 38^\circ$
	弾性係数	$E = 210 \sim 350 \frac{kg}{cm^2}$
	透水係数	$k_h = 1 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$

② 盛土について

調査地の計画地盤高さは、標高 61m である。したがって低地部では 2 ~ 3.5m 程度の盛土となる。さきの図 - 5.10 の仮定条件をもとに行った検討結果はつぎの如くとなった。

盛土高さ	$H_t = 3.5 \text{ m}$
圧密沈下対象土層	$H = 3.2 \text{ m}$

- ・ 圧密沈下量 $S_c = 9.7 \text{ 日}$
- ・ 圧密度 $U = 90\%$ に要する日数 $t = 10.8 \text{ 日}$
- ・ 円弧スベリの最小安全率 $F_s = 1.777$

検討の結果、円弧スベリの最小安全率 ($F_s = 1.777$) は、必要安全率 $F = 1.25$ を下廻る結果となった。しかし、スベリ破壊面は盛土堤体内に存在していることから、盛土材料および適切な施工性などによっては十分必要安全率をクリアーするものと判断される。

③ 支持力・沈下について

計画による各施設（構造物）の基礎底面位置（表 5.3 参照）にお

ける地層は、〔Ac〕・〔DG〕層である。

〔Ac〕層を支持層とする各施設は、焼却棟・沈砂池棟である。

〔Ac〕層の長期許容支持力 q_a および各施設の設計荷重による圧密沈下量 Sc は、つぎの程度と求められた。

$$q_a = 2.5 \frac{t}{m^2}$$

$$Sc = 1.8 \sim 7.7 \text{ cm}$$

圧密沈下量 Sc は、許容最大沈下量内に納っているが、長期許容支持力 q_a は、設計荷重より不足している。したがって、〔Ac〕層は工学的に極めて不安定な地層であることなどから、支持層地盤としては不適當である。

つぎに、〔DG〕層の q_a および各施設の設計荷重による即時沈下量 SE はつぎの如く求められた。

$$q_a = 30 \sim 50 \frac{t}{m^2}$$

$$SE = 0.4 \sim 5.2 \text{ cm}$$

〔DG〕層の q_a は、各施設の設計荷重を上廻った値である。また、 SE は、許容最大沈下量内に納っている。したがって、〔DG〕層を支持層とした場合には支持力・沈下に関してベタ基礎形式で問題は無いものと判断される。

なお、本件の場合、ローム〔Lm〕・凝灰質粘土〔Dc〕における支持特性についての検討を除いたが、〔Lm〕・〔Dc〕層のような火山灰質粘

性土は特殊な骨格構造を有し、動的な貫入抵抗である N 値から推定される土の強さ(支持力)より、静的な荷重による支持力の方が大きい特徴がある。このような観点あるいは $[Lm] \cdot [Dc]$ 層の土質性状等から判断すると下表に示される関東ロームの“やや堅いもの～堅いもの”に属する $q_a=10 \sim 15$ 程度は期待出来るものと判断される。

表 - 6・1 長期許容地耐力度

地 盤	長期許容地耐力度 (t/m^2)	備 考	
		N 値	$q_a(kg/cm^2)$
岩 石	100	100 以上	
砂 盤	50	50 以上	
土 丹 盤	30	30 以上	
礫 層 密実なもの	60		
密実でないもの	30		
砂質土盤 密なもの	30	30~50	
	20	20~30	
中 位	10	10~20	
ゆるい	5	5~10	
非常にゆるい*	0	5 以下	
粘土質土盤 非常に堅い	20	15~30	2.5以上
堅 い	10	8~15	1.0~2.5
中位のもの	5	4~8	0.5~1.0
柔らかいもの*	2	2~4	0.25~0.5
非常に柔らかいもの*	0	0~2	0.25以下
関東ローム 堅いもの	15	5 以上	1.5以上
やや堅いもの	10	3~5	1.0~1.5
柔らかいもの	5	3 以下	1.0以下

* 支持地盤としては不適

④ 根切り・山留めについて

計画による各施設の根切り深さは10m前後である。この内、玉石を含み帯水層として存在する $[DG]$ 層を4~5m程度掘削するものである。

本件の場合、山留め壁に鋼管矢板を採用した切バリ工法について検討を行った。

検討の結果、山留め壁に作用する側圧分布および〔DG〕層の揚圧力 U から推定した山留め壁の根入れ長さ l 、また、排水計画を考える場合の推定初期揚水量 Q_w は、つぎの程度の値となる。

根入れ長さ $l = 4 \sim 6 \text{ m}$

推定初期揚水量 $Q_w = 5.44 \sim 11.34 \text{ m}^3/\text{min}$

〔DG〕層は、それ程大きな被圧水頭は有していないが、調査地近傍には境川が流れ、さらに、帯水層として存在している。〔DG〕層を掘削する際には何らかの方法で水頭を減圧させるか遮断することになる。また、調査地付近の工場では〔DG〕層を対象層とし、揚水使用をしており、工事の際に揚水減圧をすることは工場の井戸使用に何らかの支障を期すものと考えられる。

本件では、参考までに山留め壁に銅管矢板を採用した場合について検討を行ったものであるが、上記制約条件を十分考慮し、適切な根切り・山留め計画を行うことが望まれる。

⑤ 地下水について

調査時における孔内水位は、標高 56m 前後に観測された。この水頭面は、〔DG〕層の被圧水頭として存在している。

調査地に分布している〔Lm〕層は、特殊な骨格構造を有し、間ゲキの大きい地層である。比較的、雨水等を浸透させる効果は大きく、浸透水による水通ちを形成し、思わぬ地下水の存在も考えられる。また

浸透水および調査地近傍を流れる境川のかん養を受け、飽和時には現時点での水頭面よりさらに上方に存在することも予想される。したがって、工事期間中には水位の変動に十分注意する必要がある。

以上

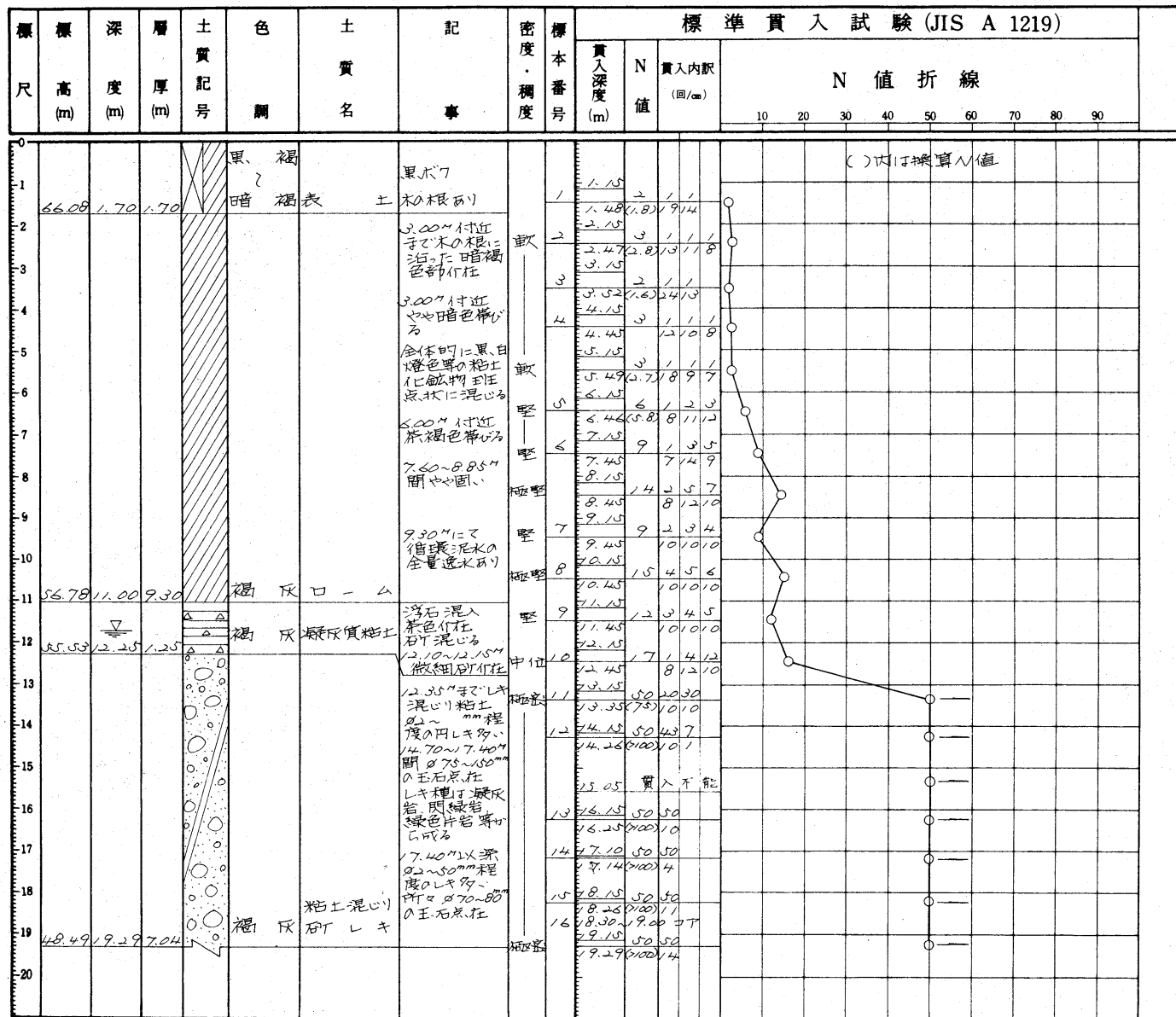
柱 状 図

ボーリング No. /

土質柱状図

調査件名 昭和58年度北部下水処理場築造事業
(北部下水処理場、地質土質調査委託)
調査場所 神奈川県大和市下鶴間2686番地内
調査期日 昭和58年10月8日～10月13日

ボーリング工法 ロータリー式 孔径 86 mm
孔内水位 GL-11.70 m 標高 67.78 m
調査担当者 近藤和久

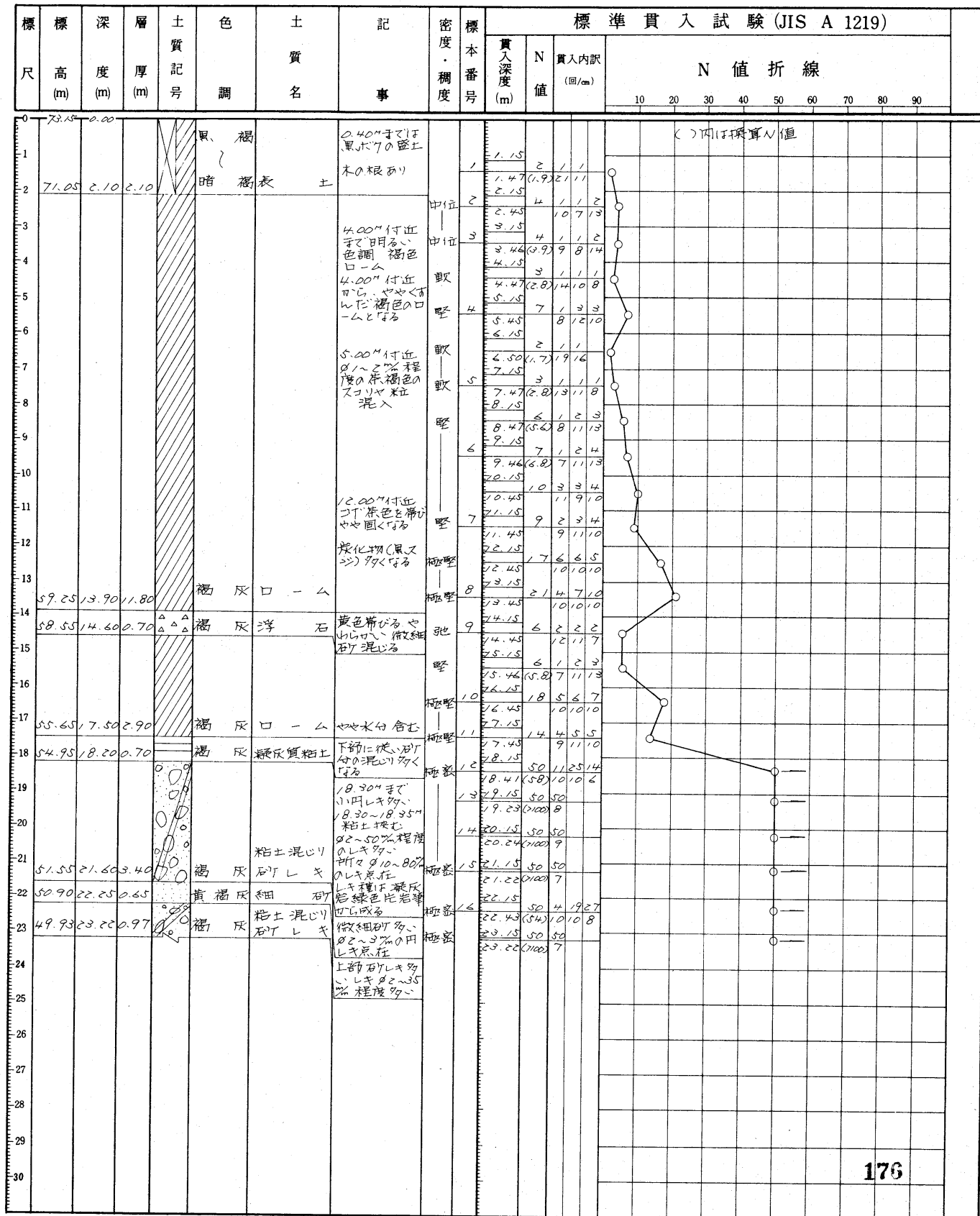


ボーリング No. 2

土質柱状図

調査件名 昭和58年度 北部地下水処理場 築造事業
(北部地下水処理場 地質調査委託)
調査場所 神奈川県大和市下鶴間 2686番地内
調査期日 昭和 58年 10月 3日～ 10月 4日

ボーリング工法 ロータリー式 孔径 66 mm
孔内水位 m 標高 73.145 m
調査担当者 近藤 和久



ボーリング No. 3

土質柱状図

調査件名 昭和58年度北部下水処理場築造事業
(北部下水処理場 地質土質調査委託)

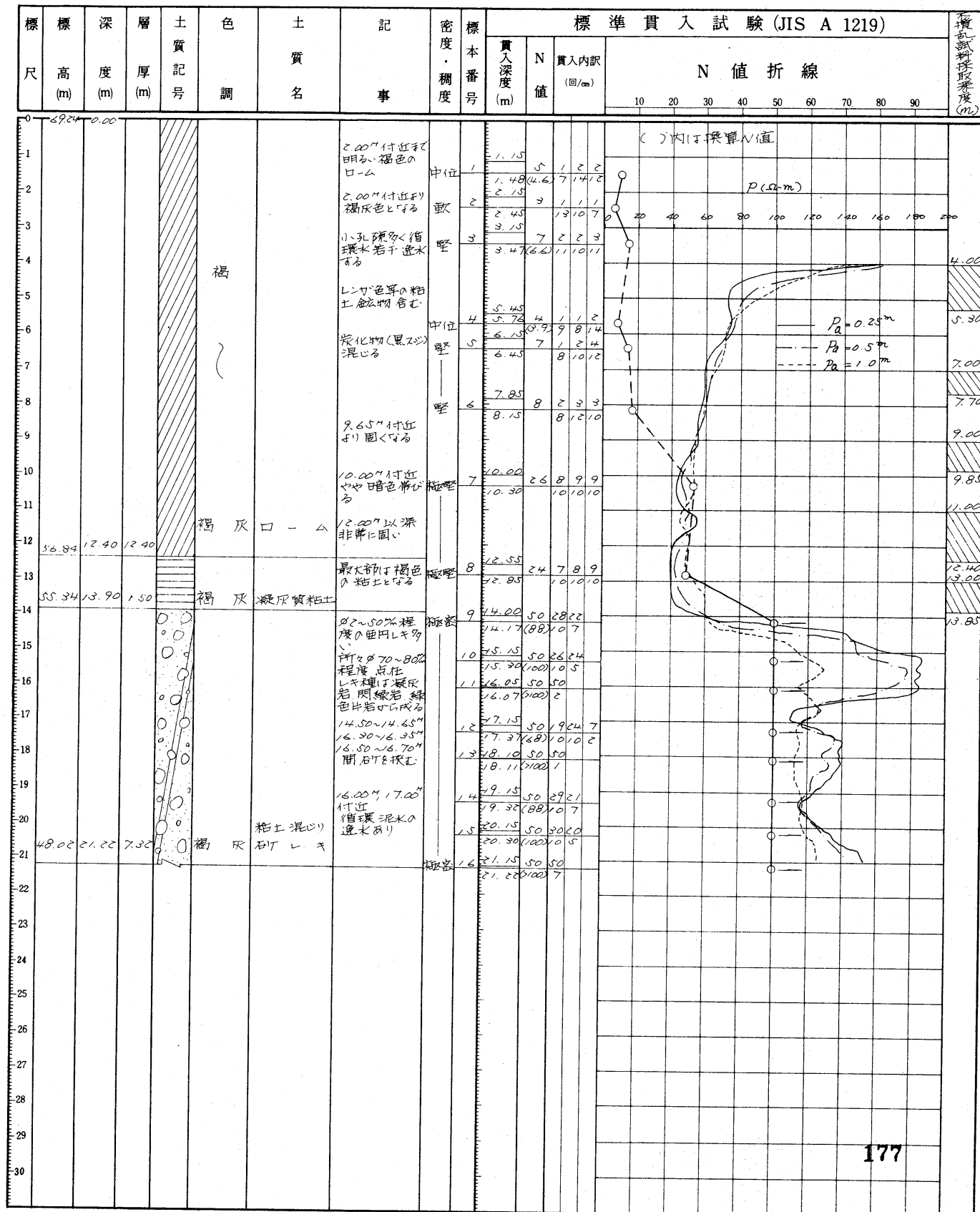
調査場所 神奈川県大和市下鶴間 2686番地内

調査期日 昭和58年10月4日～10月7日

ボーリング工法 ロータリー式 孔径 116 ~ 66 mm

孔内水位 m 標高 69.236 m

調査担当者 近藤 和久

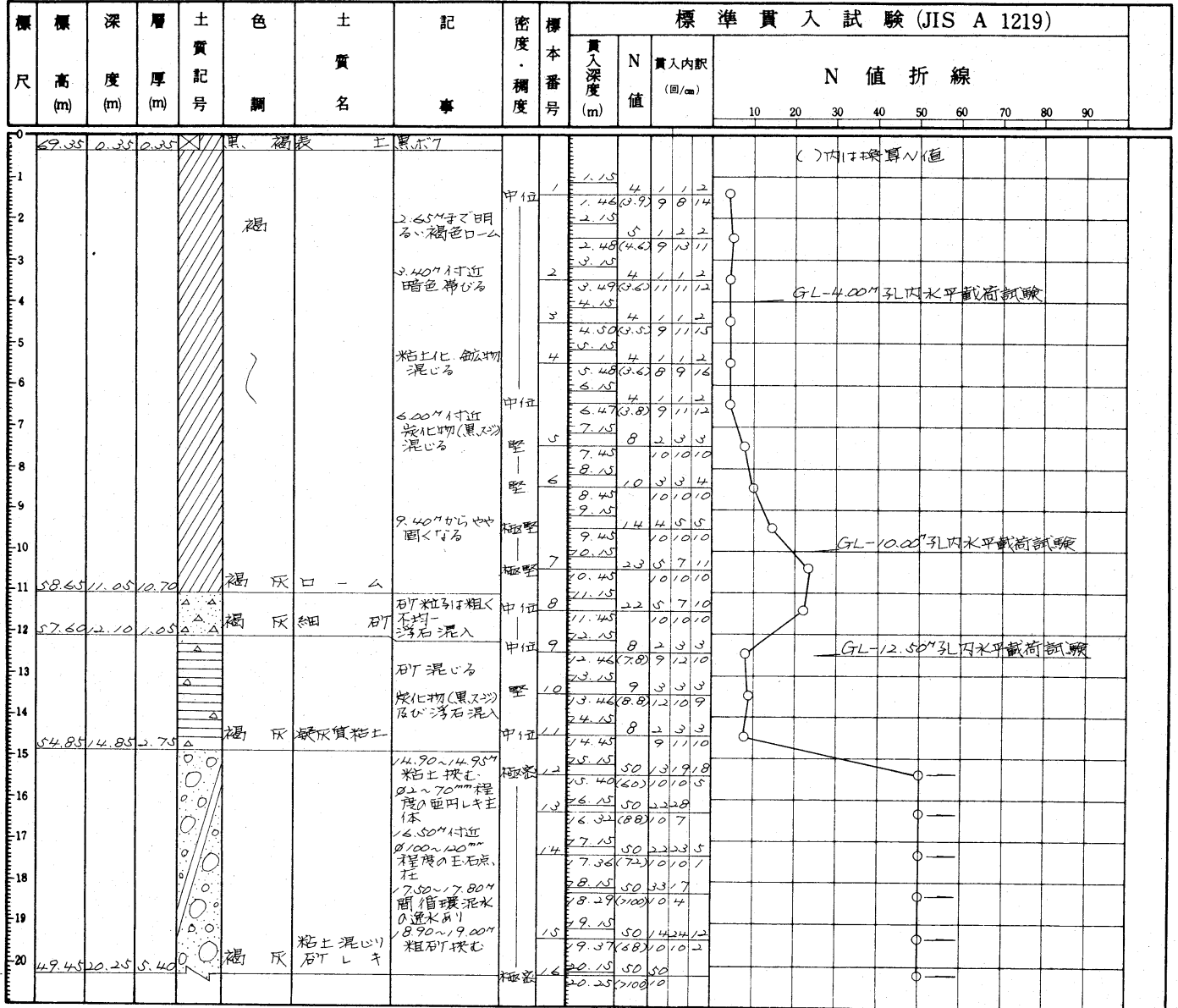


ボーリング No. 4

土質柱状図

調査件名 昭和58年度北部下水処理場築造事業
(北部下水処理場、地質土質調査委託)
調査場所 神奈川県大和市下鶴間268番地内
調査期日 昭和58年10月7日～10月15日

ボーリング工法 ロータリー式 孔径 86 mm
孔内水位 m 標高 69.697 m
調査担当者 青木 繁夫

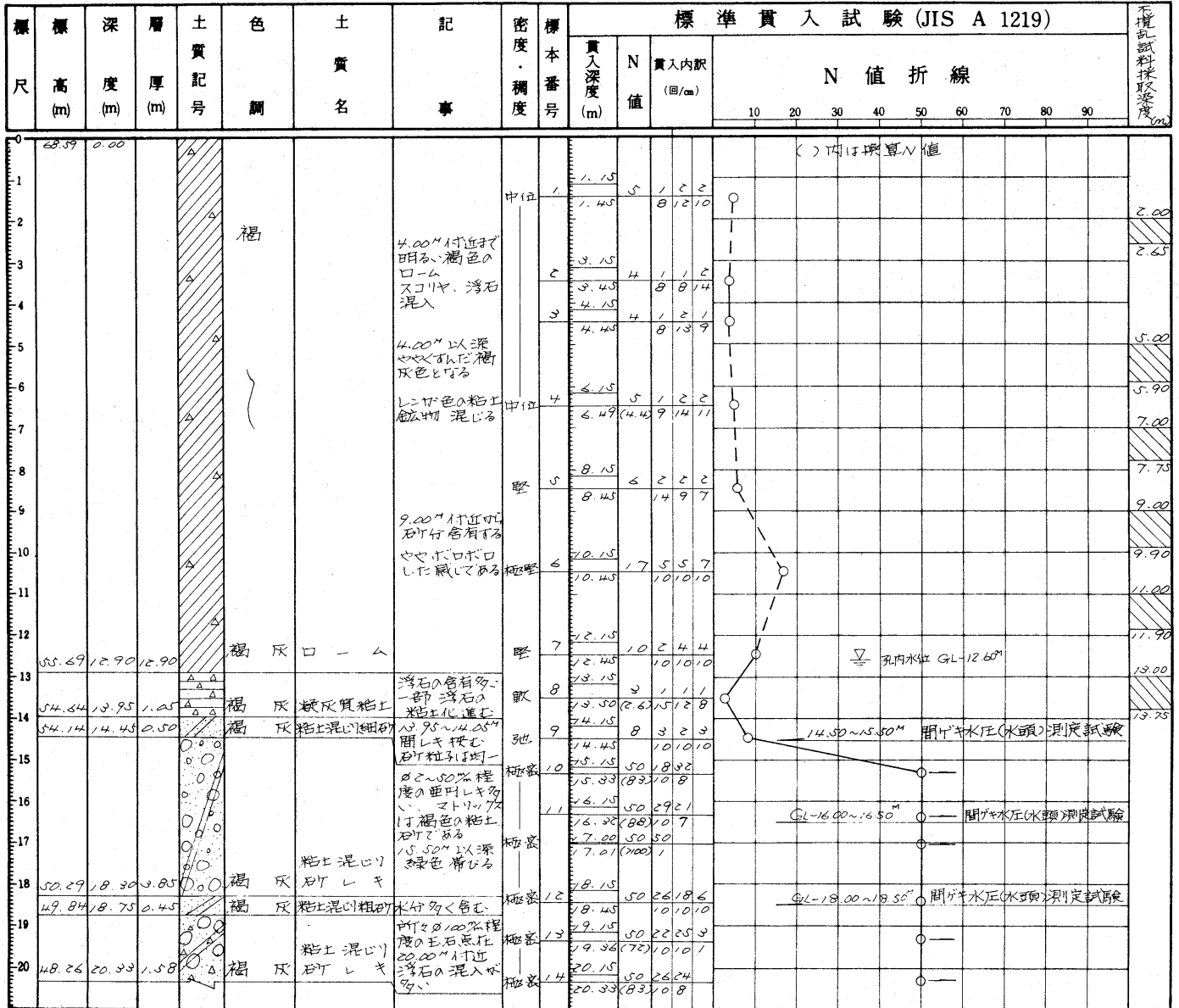


ボーリング No. 5

土質柱状図

調査件名 昭和58年度北部下水処理場築造事業
(北部下水処理場、地質土質調査委託)
調査場所 神奈川県大和市下鶴間 2686番地内
調査期日 昭和58年 10月 4日～ 10月 6日

ボーリング工法 ロータリー式 孔径 116 ~ 66 mm
孔内水位 GL-12.60 m 標高 68.591 m
調査担当者 青木 繁夫

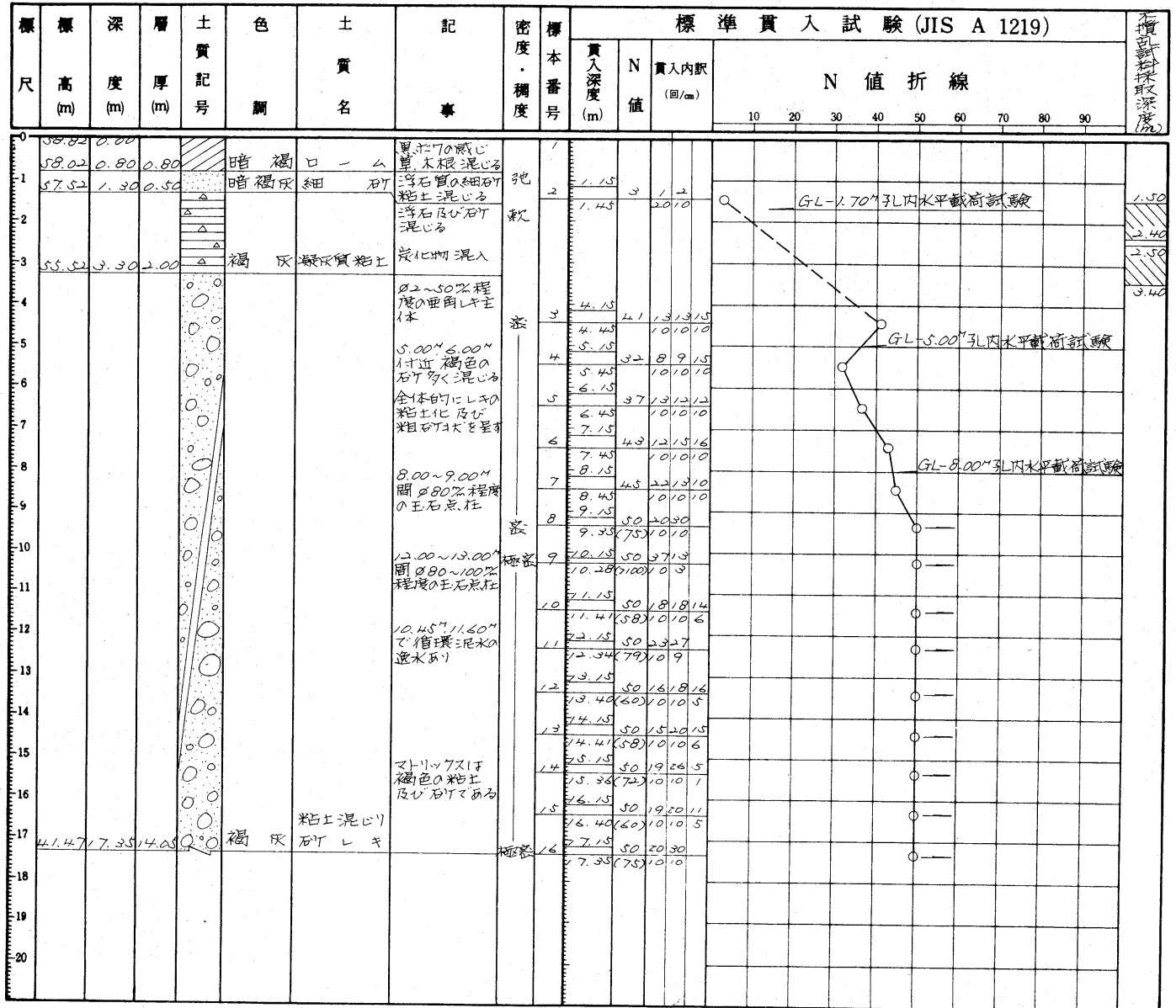


ボーリング No. 6

土質柱状図

調査件名 昭和58年度 北部下水処理場築造事業
(北部下水処理場 地質土質調査委託)
調査場所 神奈川県大和市下鶴間268番地内
調査期日 昭和58年10月14日～10月18日

ボーリング工法 ロータリー式 孔径 86～66 mm
孔内水位 m 標高 58.822 m
調査担当者 長谷川 虎

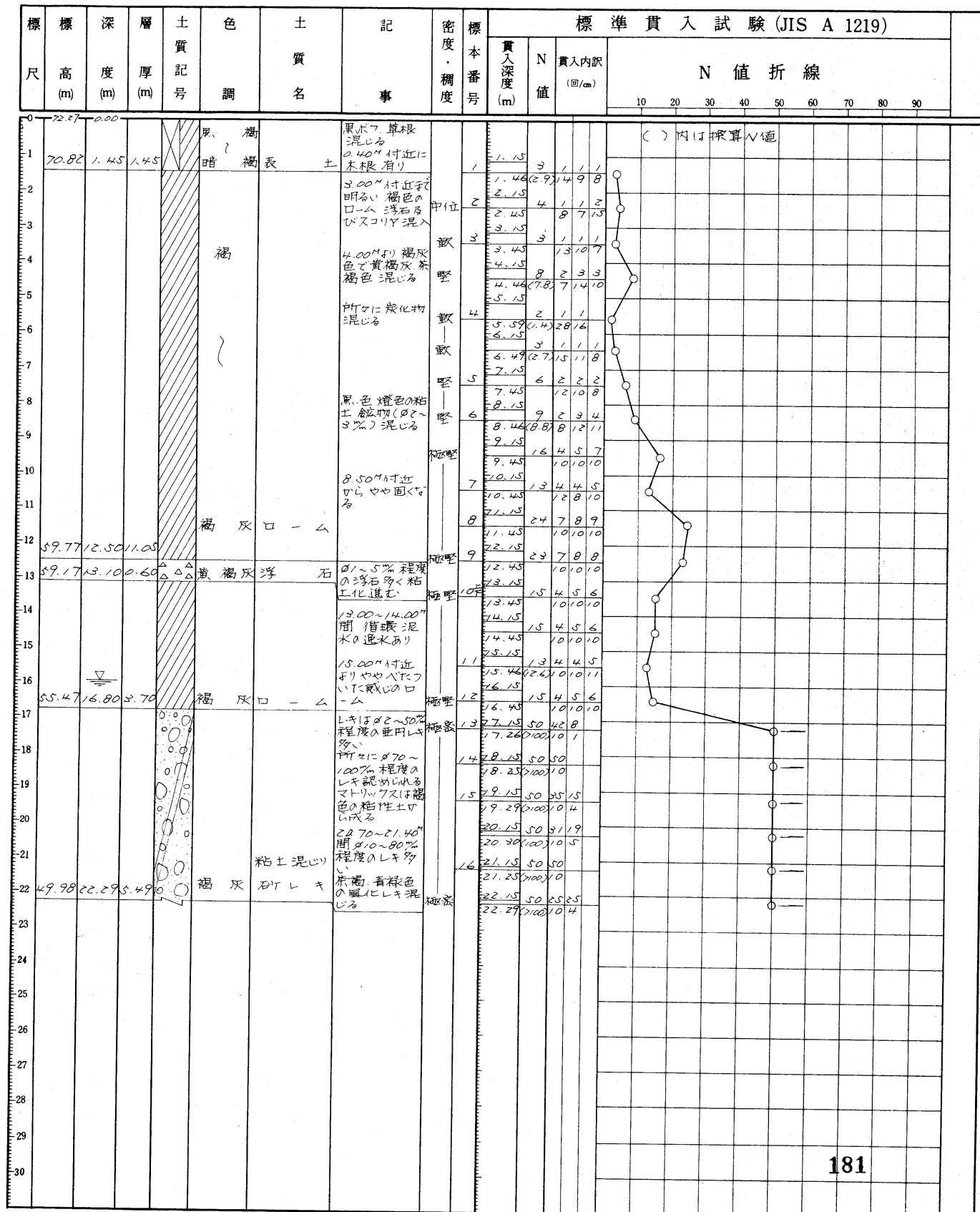


ボーリング No. 7

土質柱状図

調査件名 昭和58年度 北部下水処理場築造事業
(北部下水処理場 地質土質調査委託)
調査場所 神奈川県大和市下鶴間 2696 地内
調査期日 昭和58年 9月 29日～10月 1日

ボーリング工法 ロータリー式 孔径 66 mm
孔内水位 GL-15.95 m 標高 72.267 m
調査担当者 近藤 和久

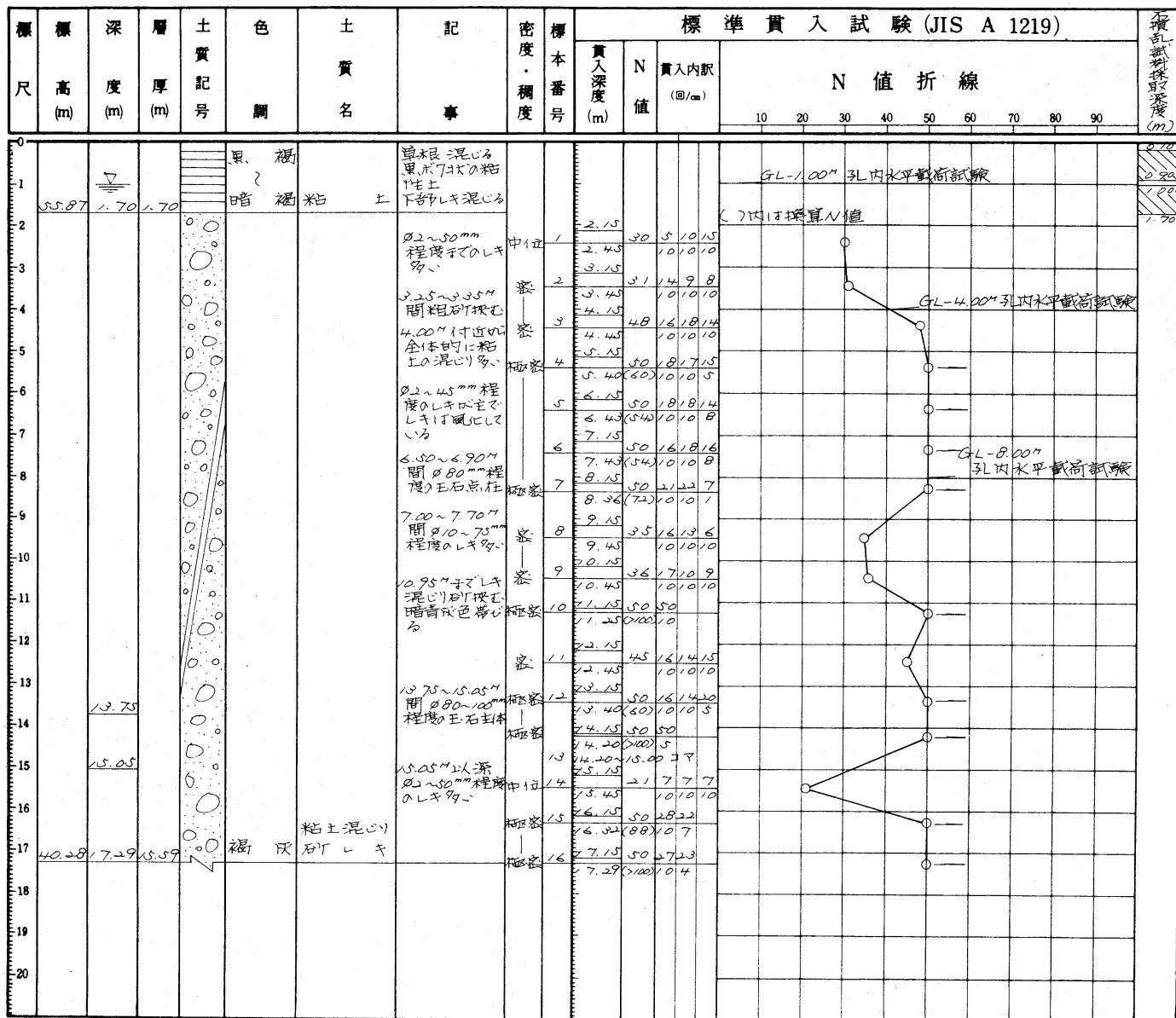


ボーリング No. 8

土質柱状図

調査件名 昭和58年度 北部下水処理場築造事業
(北部下水処理場 地質土質調査委託)
調査場所 神奈川県大和市下鶴間 2686番地内
調査期日 昭和 58年 10月 8日～ 10月 12日

ボーリング工法 ロータリー式 孔径 86 ~ 66 mm
孔内水位 GL-1.00 m 標高 57.569 m
調査担当者 長谷川 彰

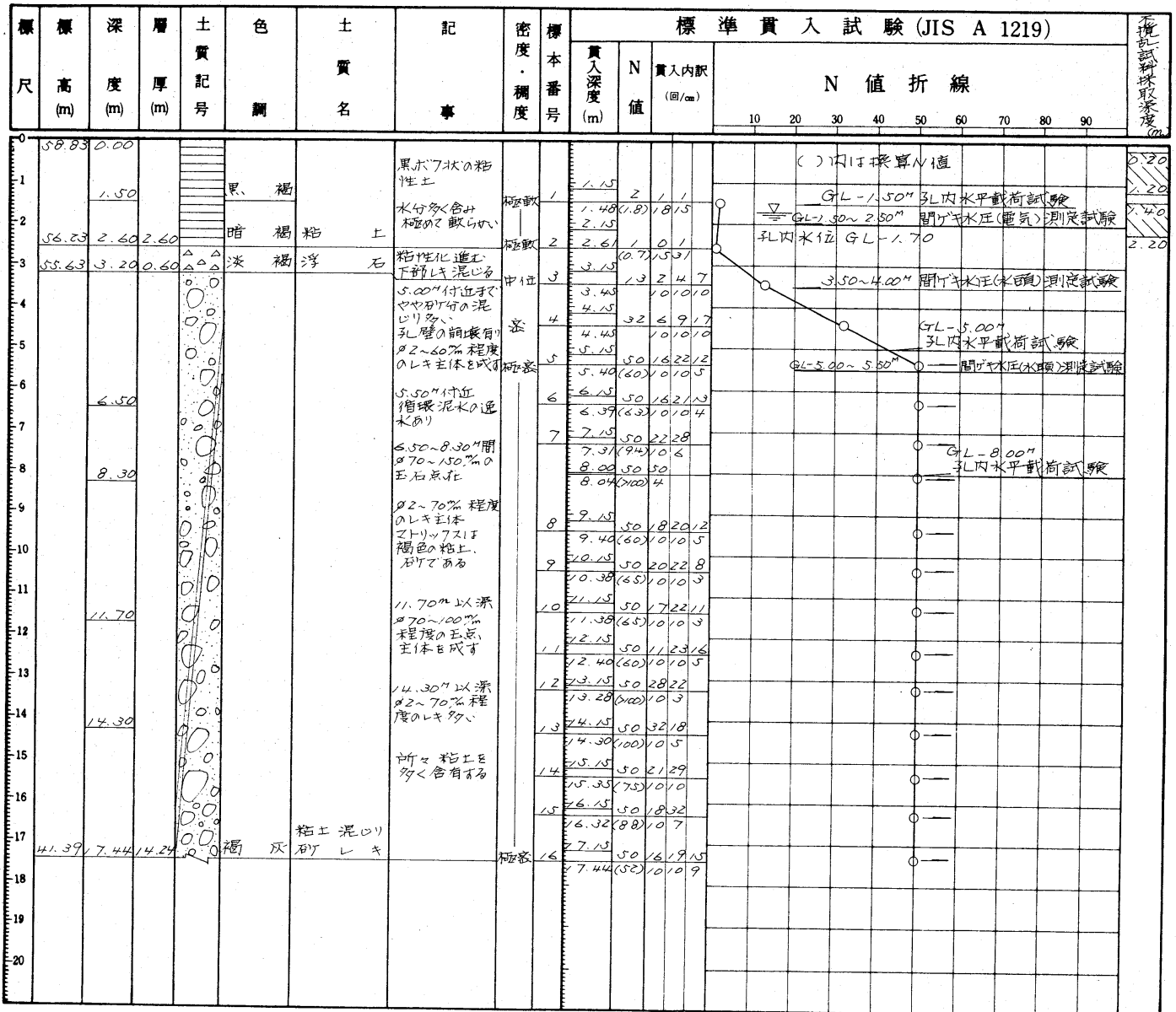


ボーリング No. 9

土質柱状図

調査件名 昭和58年度 北部下水処理場 築造事業
 (北部下水処理場 地質土質調査委託)
 調査場所 神奈川県大和市下鶴間 2686 番地内
 調査期日 昭和 58年 10月 5日～ 10月 8日

ボーリング工法 ロータリー式 孔径 86～66 mm
 孔内水位 GL-1.70 m 標高 58.83 m
 調査担当者 大 隣 光 夫

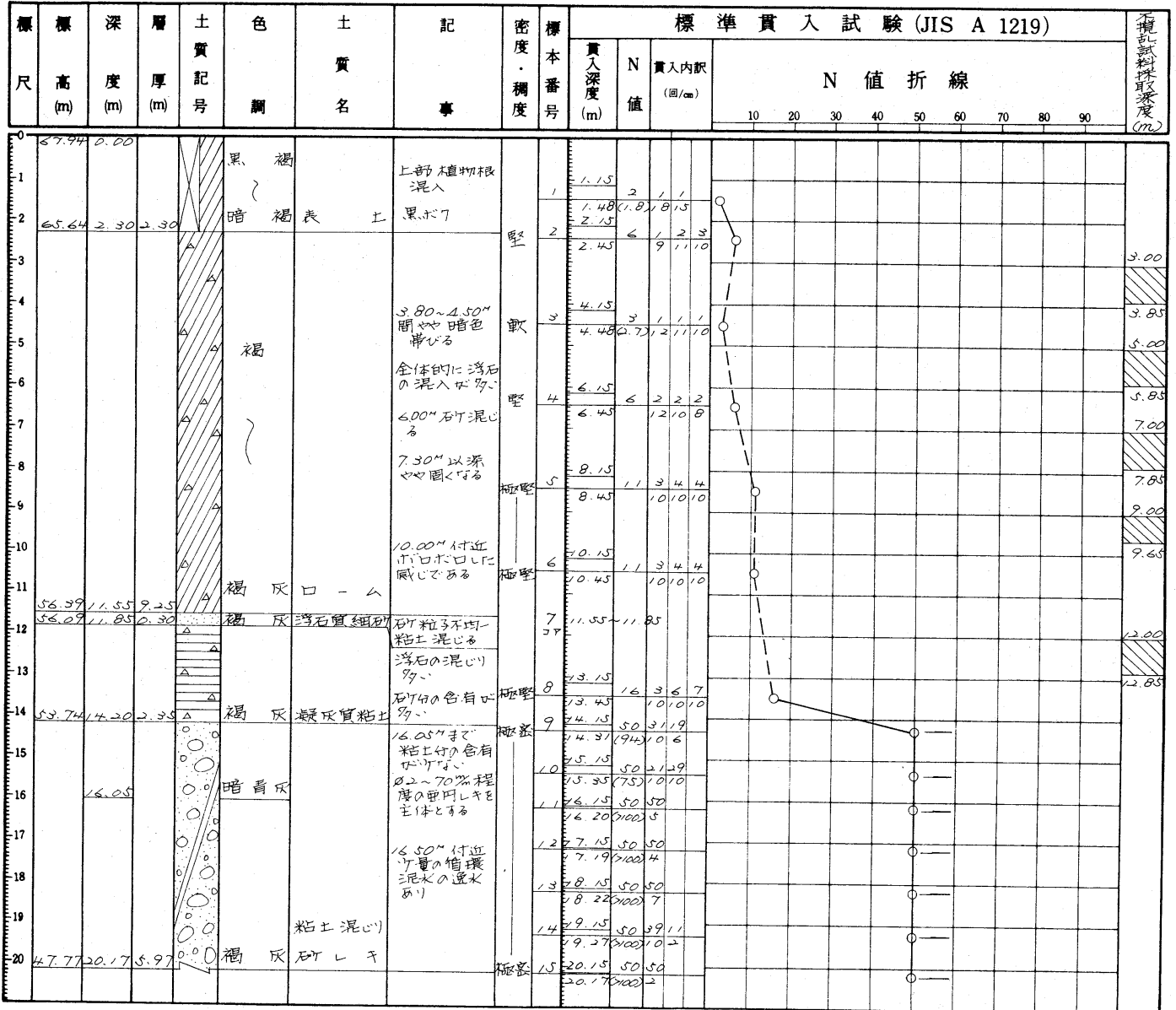


ボーリング No. 10

土質柱状図

調査件名 昭和58年度 北都下水処理場新築事業
(北都下水処理場 地質土質調査委託)
調査場所 神奈川県大和市下鶴間2686番地内
調査期日 昭和58年10月15日～10月22日

ボーリング工法 ロータリー式 孔径 116 ~ 66 mm
孔内水位 m 標高 67.94 m
調査担当者 青木 繁夫

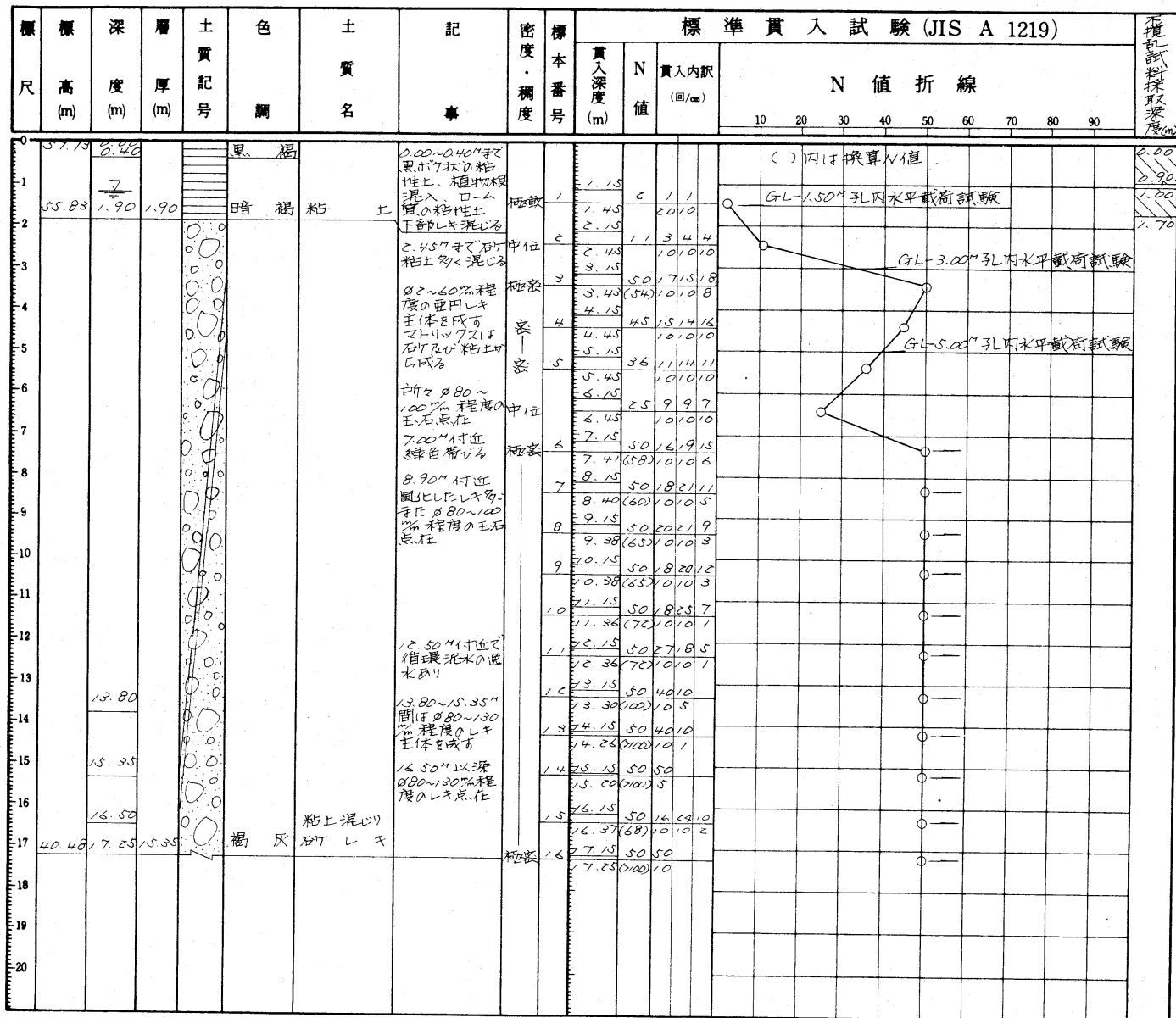


ボーリング No. / /

土質柱状図

調査件名 昭和58年度 北部下水処理場 築造事業
(北部下水処理場 地質土質調査委託)
調査場所 神奈川県大和市下鶴間 268番地内
調査期日 昭和 58年 10月 4日 ~ 10月 7日

ボーリング工法 ロータリー式 孔径 86 ~ 66 mm
孔内水位 GL-1.20 m 標高 57.726 m
調査担当者 長谷川 彪

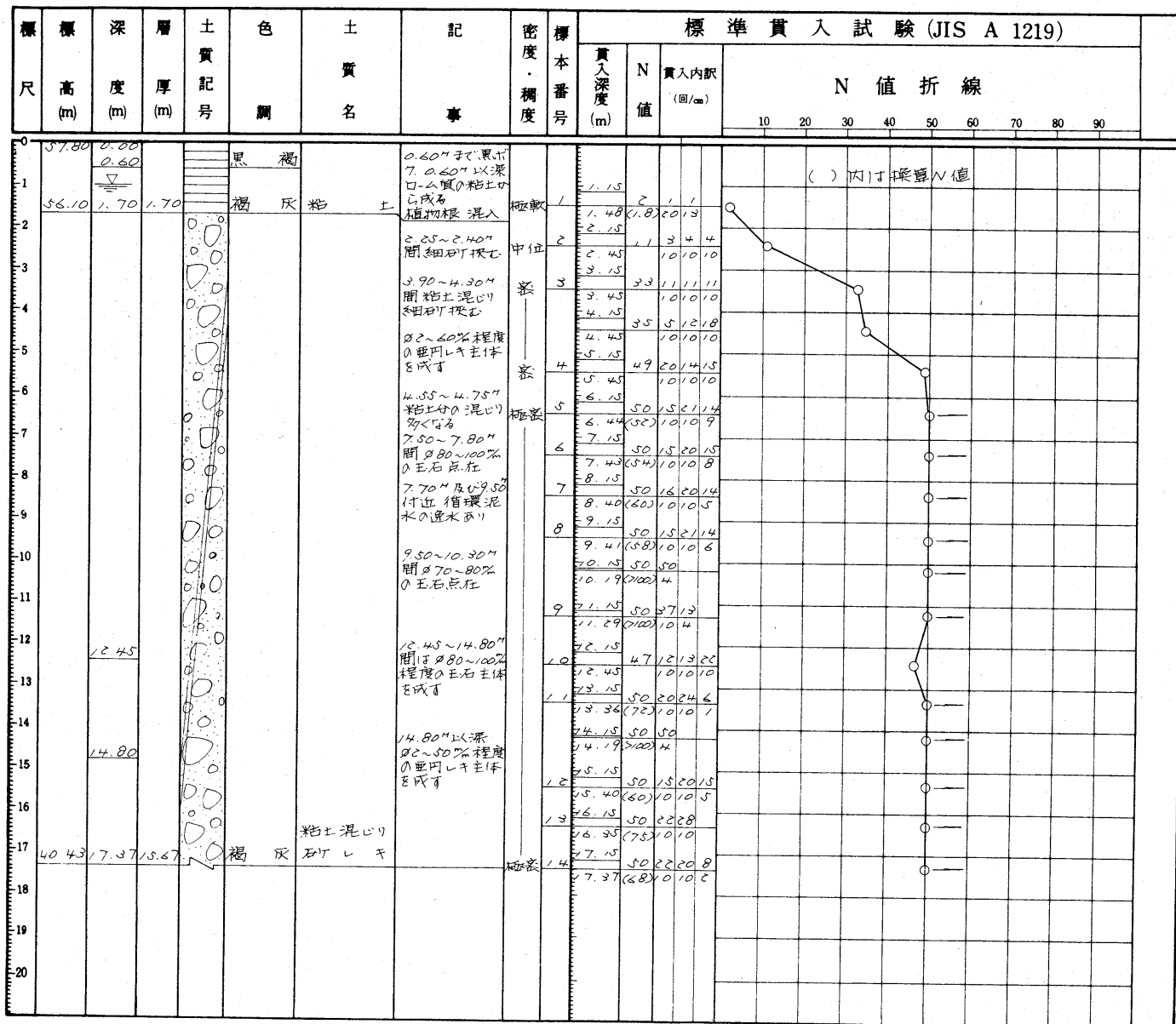


ボーリング No. 12

土質柱状図

調査件名 昭和58年度 北部下水処理場築造事業
(北部下水処理場、地質土質調査委託)
調査場所 神奈川県大和市下鶴間 2696 地内
調査期日 昭和 58 年 9 月 29 日 ~ 10 月 3 日

ボーリング工法 ロータリー式 孔径 66 mm
孔内水位 GL - 1.00 m 標高 57.803 m
調査担当者 長谷川 龍

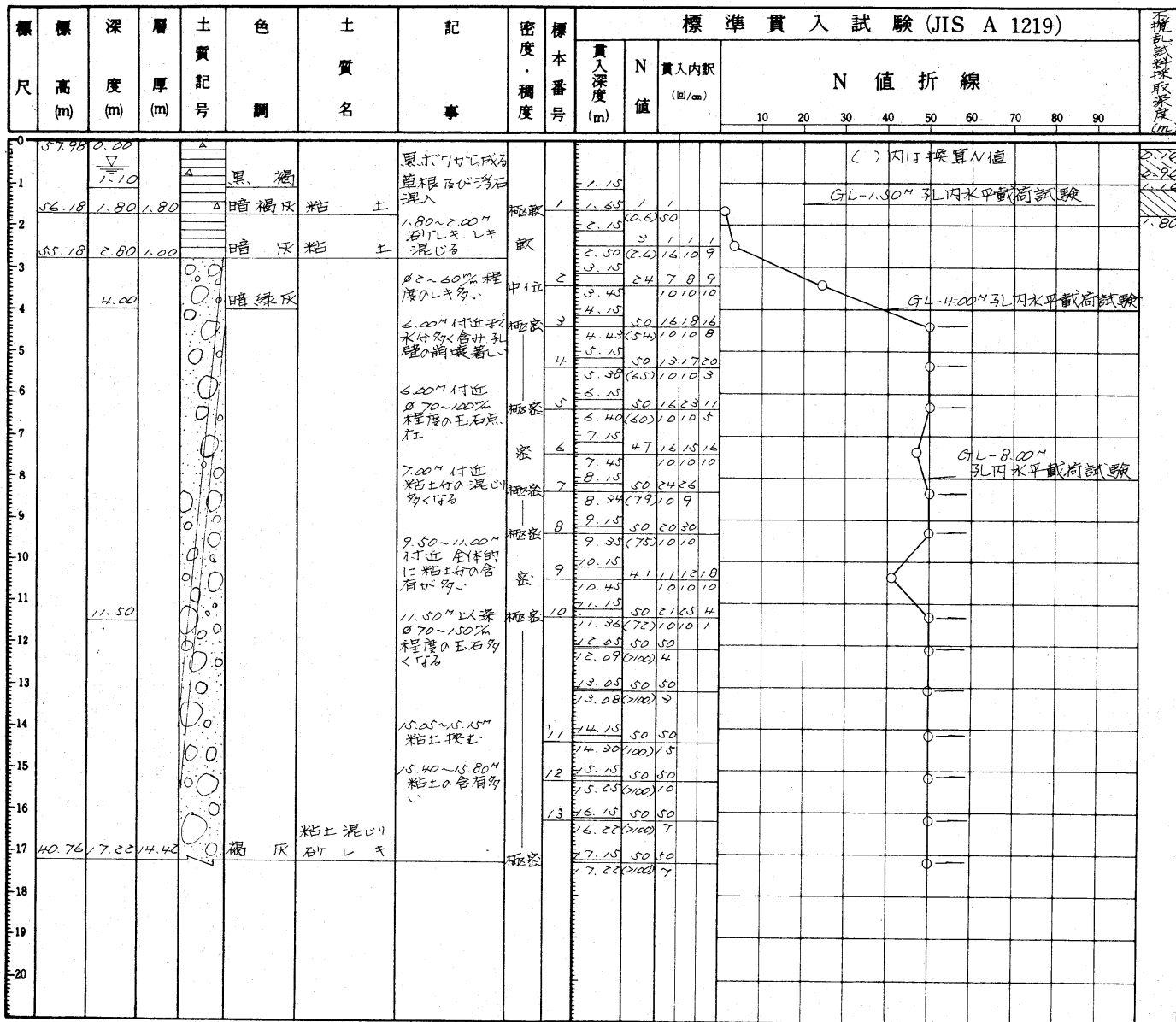


ボーリング No. 13

土質柱状図

調査件名 昭和58年度 北部下水処理場築造事業
(北部下水処理場 地質土質調査委託)
調査場所 神奈川県大和市下鶴間2686番地内
調査期日 昭和58年 9月 30日～10月 5日

ボーリング工法 ロータリー式 孔径 86～66 mm
孔内水位 GL-0.60 m 標高 57.976 m
調査担当者 大隣 光夫



ボーリング No. 14

土質柱状図

調査件名 昭和58年度北部下水処理場築造事業
(北部下水処理場 地質土質調査委託)

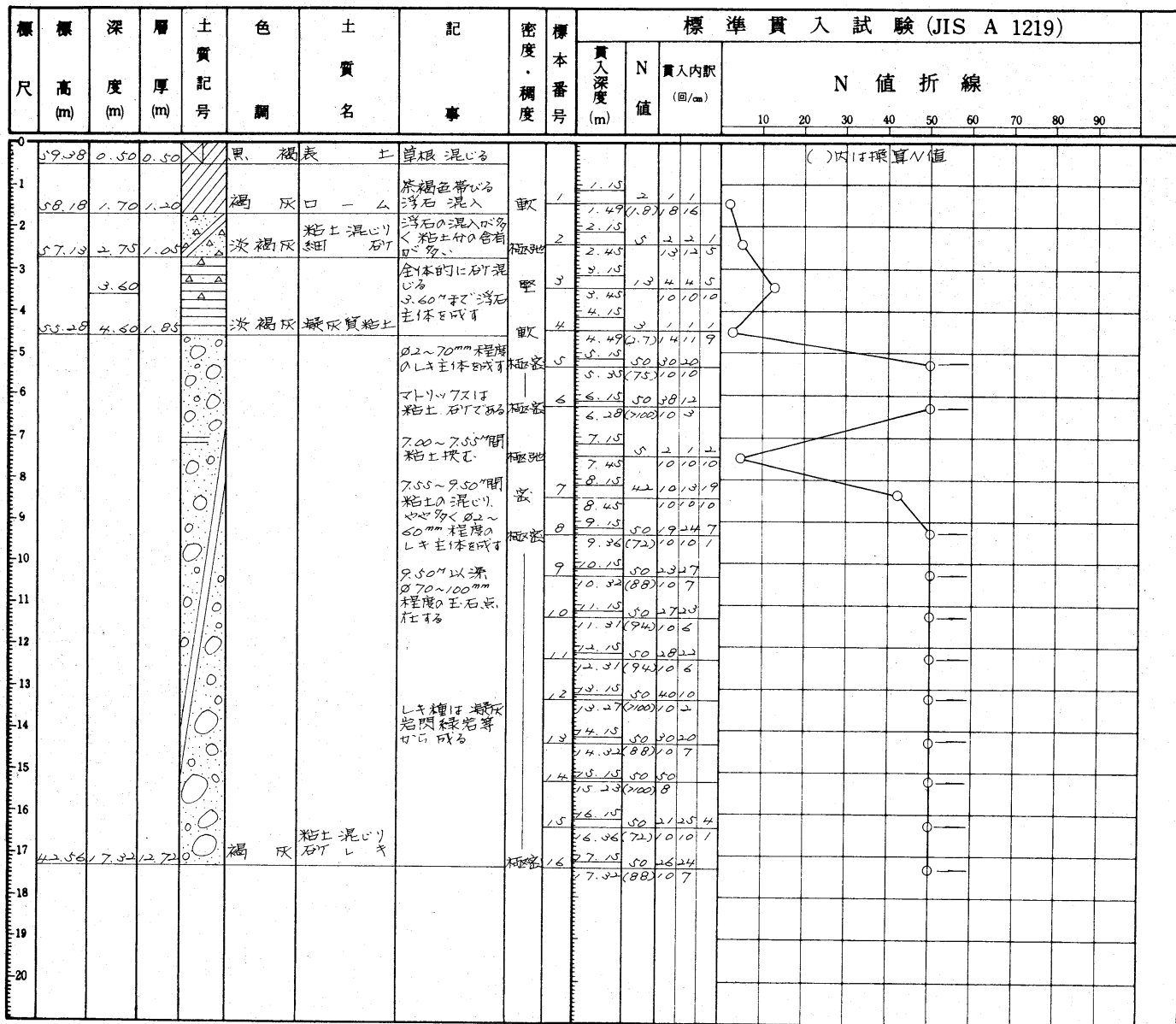
調査場所 神奈川県大和市下鶴間 2686 番地内

調査期日 昭和 58 年 10 月 10 日 ~ 10 月 13 日

ボーリング工法 ロータリー式 孔径 66 mm

孔内水位 GL-1.80 m 標高 59.879 m

調査担当者 大 崎 光 矢

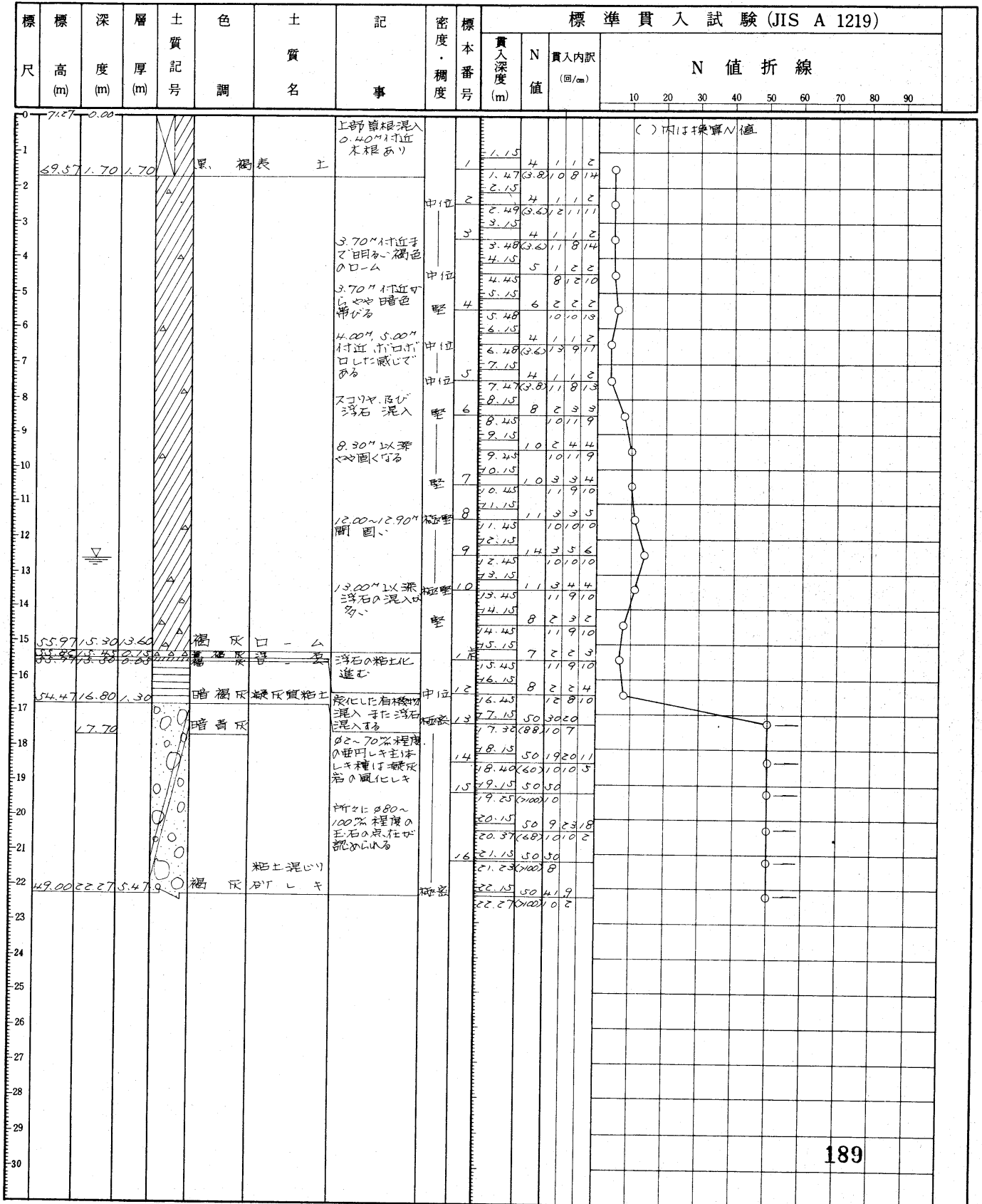


ボーリング No. 15

土質柱状図

調査件名 昭和58年度 北部下水処理場築造事業
(北部下水処理場 地質土質調査委託)
調査場所 神奈川県大和市下鶴間 2496 番地内
調査期日 昭和 58 年 9 月 29 日 ~ 10 月 1 日

ボーリング工法 ロータリー式 孔径 66 mm
孔内水位 GL-18.60 m 標高 71.274 m
調査担当者 青木 繁夫

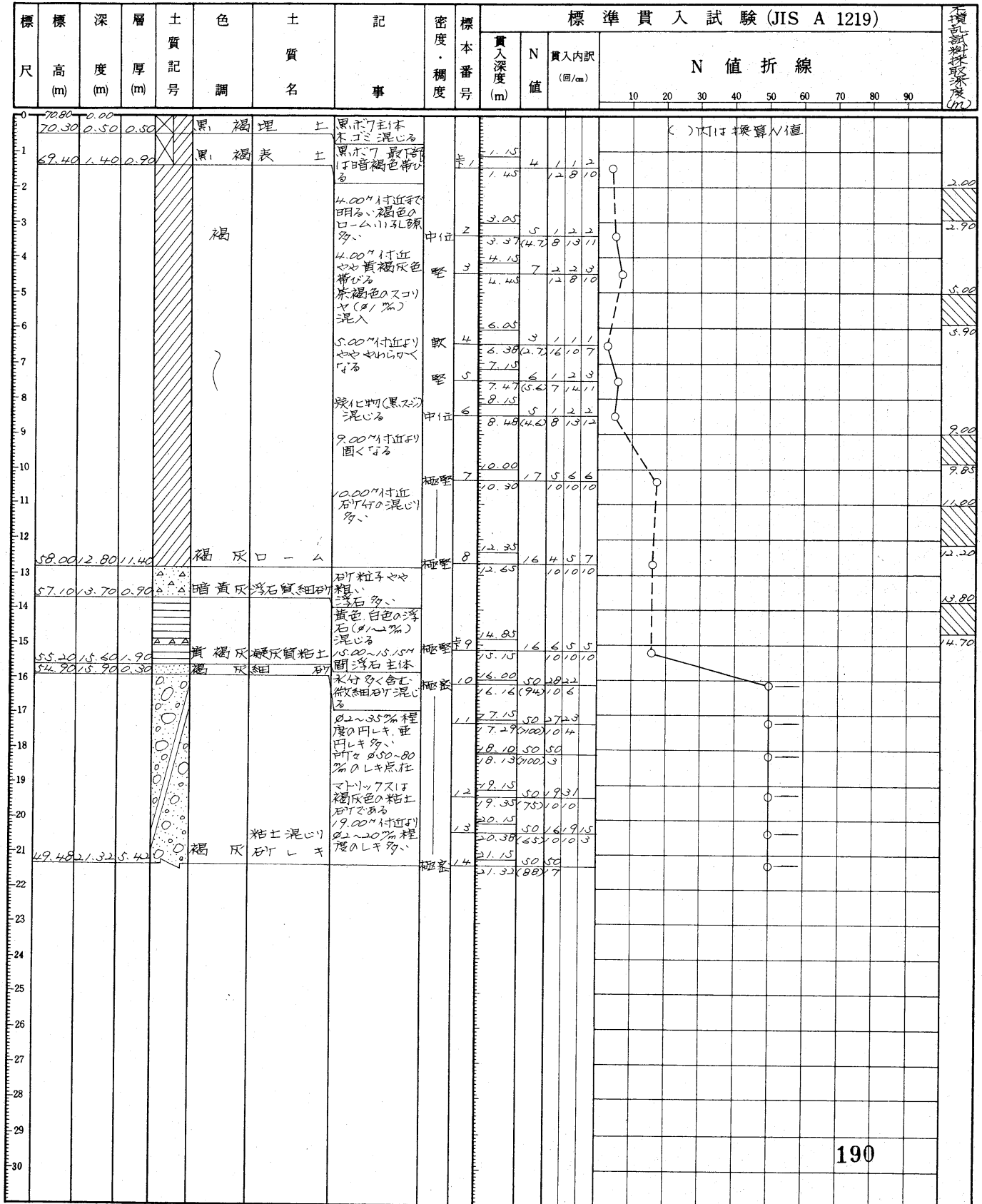


ボーリング No. 16

土質柱状図

調査件名 昭和58年度北部下水処理場築造事業
(北部下水処理場 地質土質調査委託)
調査場所 神奈川県大和市下鶴間2686番地内
調査期日 昭和58年10月14日～10月18日

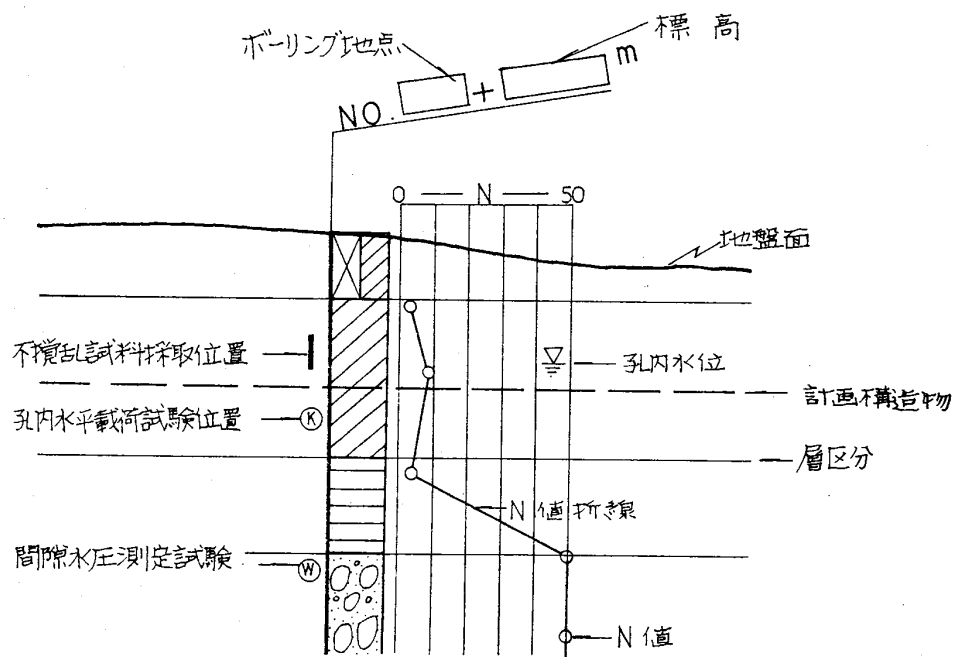
ボーリング工法 ロータリー式 孔径 116 ~ 66 mm
孔内水位 m 標高 70.803 m
調査担当者 近藤 和久



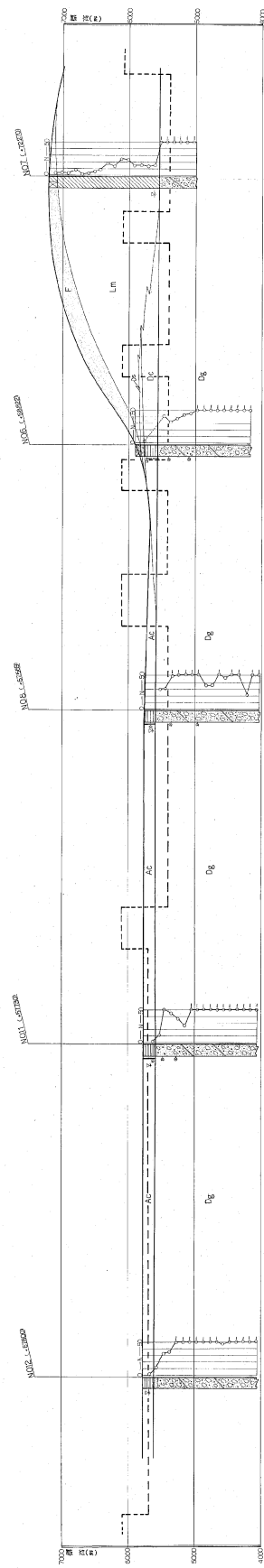
推 定 断 面 図

地質層序表および凡例

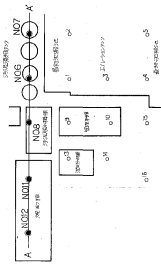
時	代	記号	土質名	N 値	主 な 特 徴
新 世 代	第 四 紀	沖積世	表 土	2~4	黒ボクと呼ばれる有機質ローム
			粘 土	1~3	低地部に堆積している。 層厚は 1.7m~2.8m である。
	洪 積 世		ローム	2~26	関東ロームと呼ばれる明るい褐色系の粘性土。浮石層を挟在する。
			凝灰質 粘 土	3~24	下末吉ロームに対比される火山灰質粘性土。浮石および浮石質細砂を挟在。N 値にバラツキがある。
			粘土混 り砂礫	11~50 以上	相模野礫と呼ばれる段丘堆積物。 $\phi=2\sim70\text{mm}$ 程度の礫を主体とし、所 所に $\phi=150\text{mm}$ 程度の玉石を点在。 全体的に粘土分の含有が多い。



土層推定断面图
A-A' 断面



断面方向图

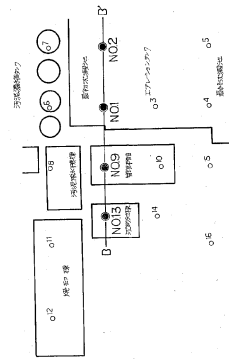
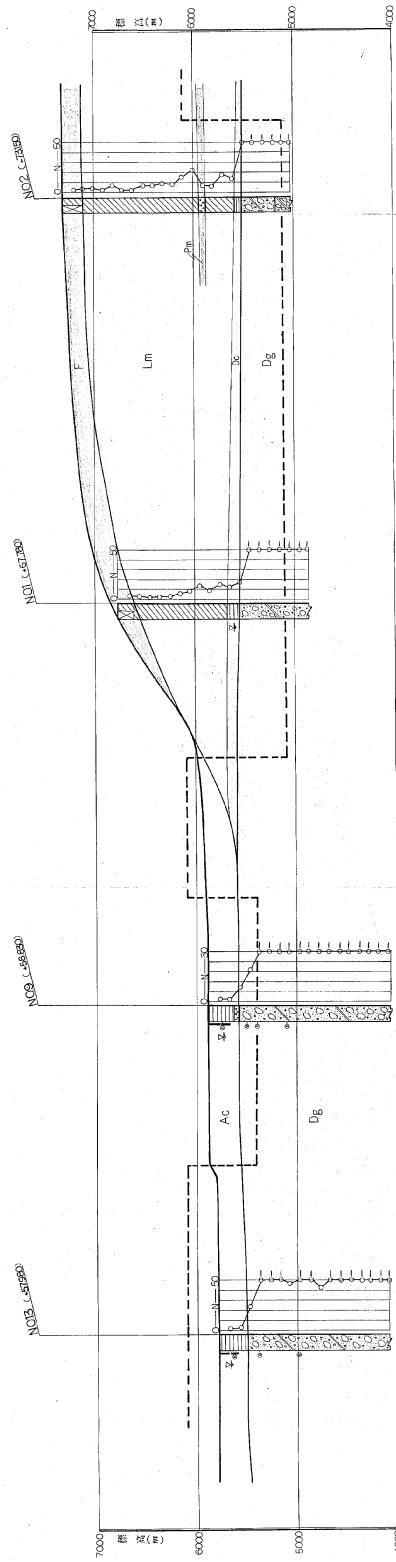


工程名称	XX工程
工程地点	XX工程
工程规模	XX工程
工程性质	XX工程
工程用途	XX工程
工程投资	XX工程
工程开工日期	XX工程
工程竣工日期	XX工程
工程监理单位	XX工程
工程勘察单位	XX工程
工程设计单位	XX工程
工程施工单位	XX工程
工程验收单位	XX工程
工程验收日期	XX工程
工程验收结论	XX工程

土層推定断面図

B-B断面

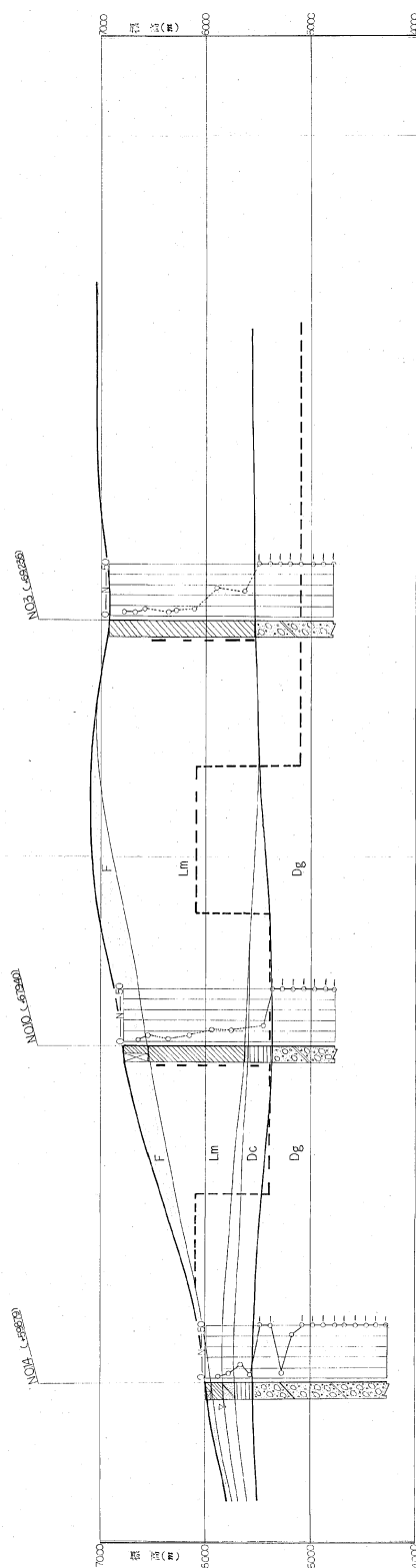
断面方向図



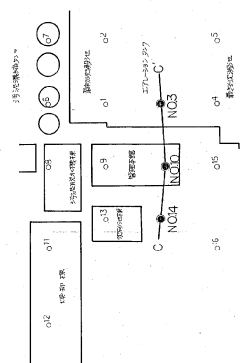
工事名	昭和47年度国土庁委託事業「昭和三十九年度国土庁委託事業」		
工事場所	昭和三十九年度国土庁委託事業「昭和三十九年度国土庁委託事業」	図面番号	D-07
備考	昭和三十九年度国土庁委託事業「昭和三十九年度国土庁委託事業」		

土層推定断面図

C—C' 断面



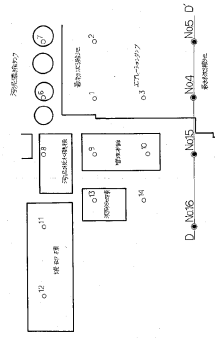
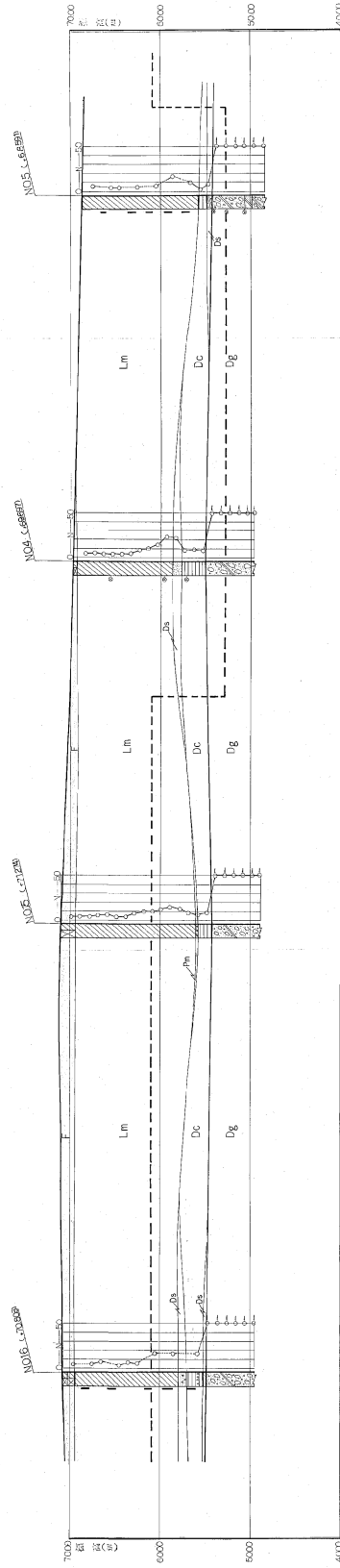
断面方向圖



土層推定断面图

D-D' 断面

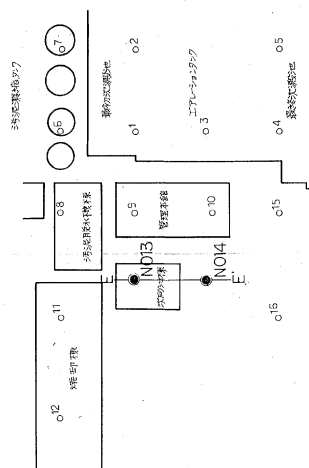
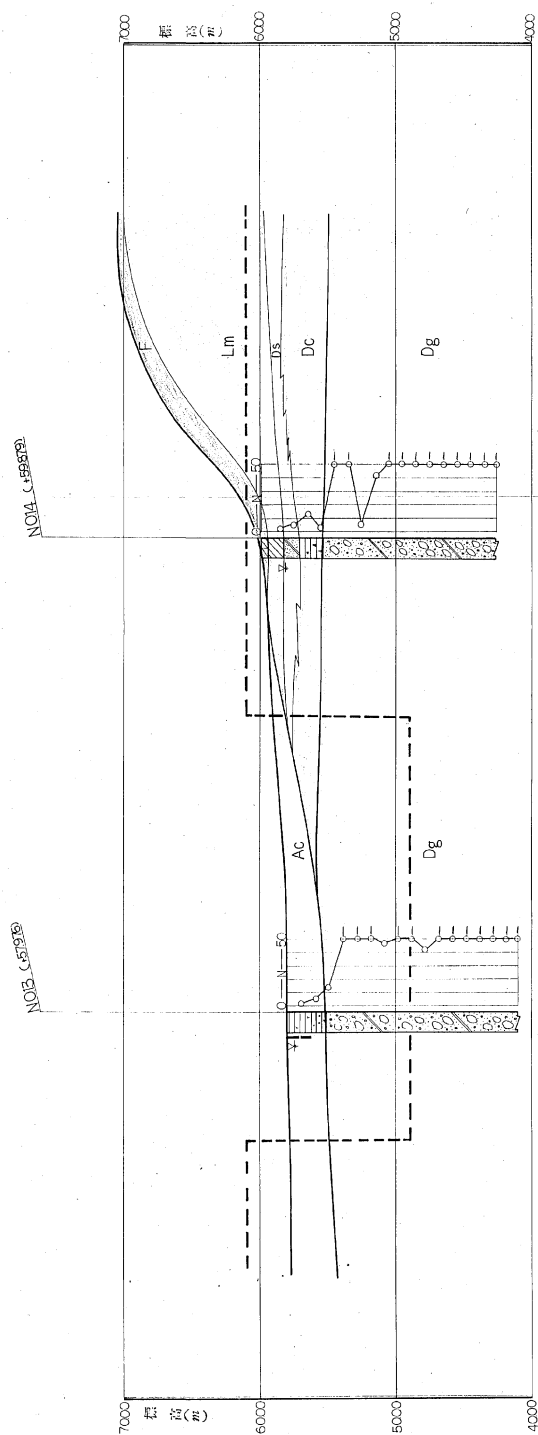
断面方向图



工 程 名	国鉄東横線延伸工事
上 部 局 所	国鉄東横線延伸工事
図 号	1-1200 国鉄東横線延伸工事
図 名	土層推定断面图

断面方向図

E—E'断面

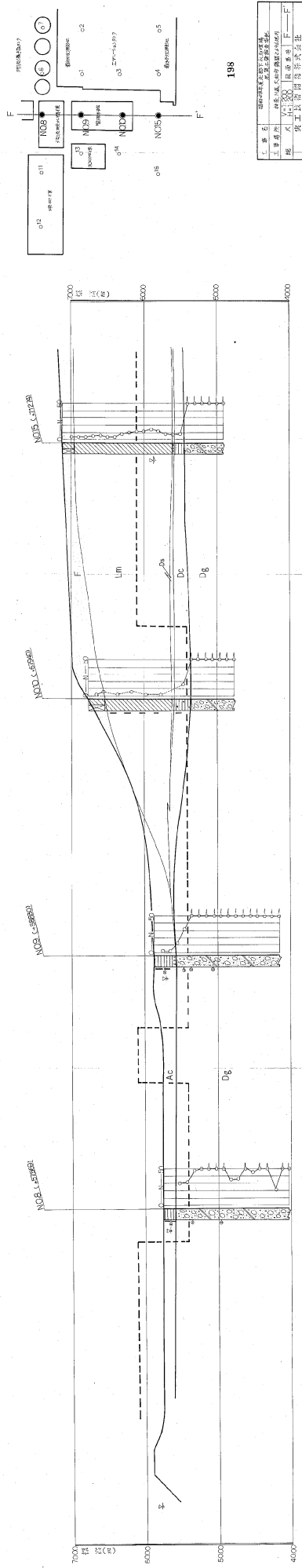


工	房	名	昭和心部基盤北20以下水取埋場 地質工費調査委託
工	場	場	神奈川県川崎市下郷町2666地所
総	尺	V-1200 H-1200	四面番地 E—E'
生丁技資門發機式合社			

土層推定断面图

F-F' 断面

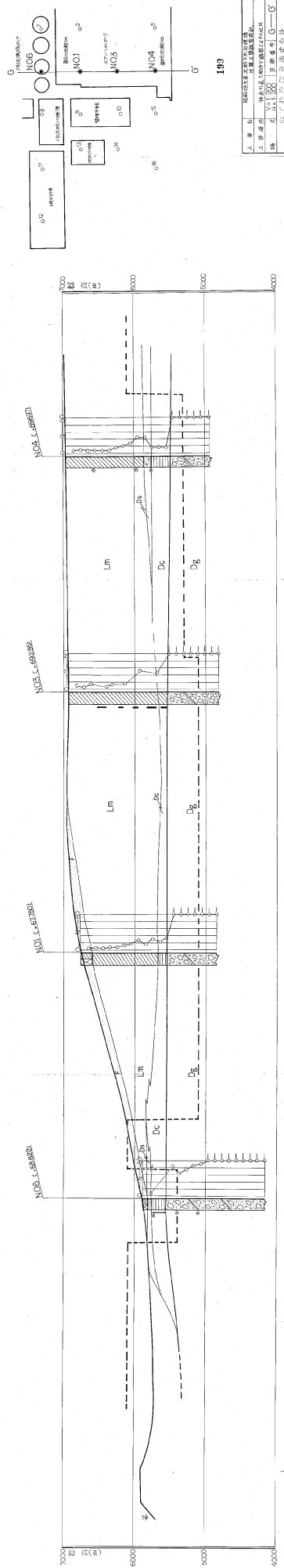
断面方向图



土層推定断面図

G—G' 断面

断面方向図



昭和五十八年度北部下水処理場築造事業
 (北部下水処理場) 調査委託
 調査地点位置図 縮尺 五百分之一

