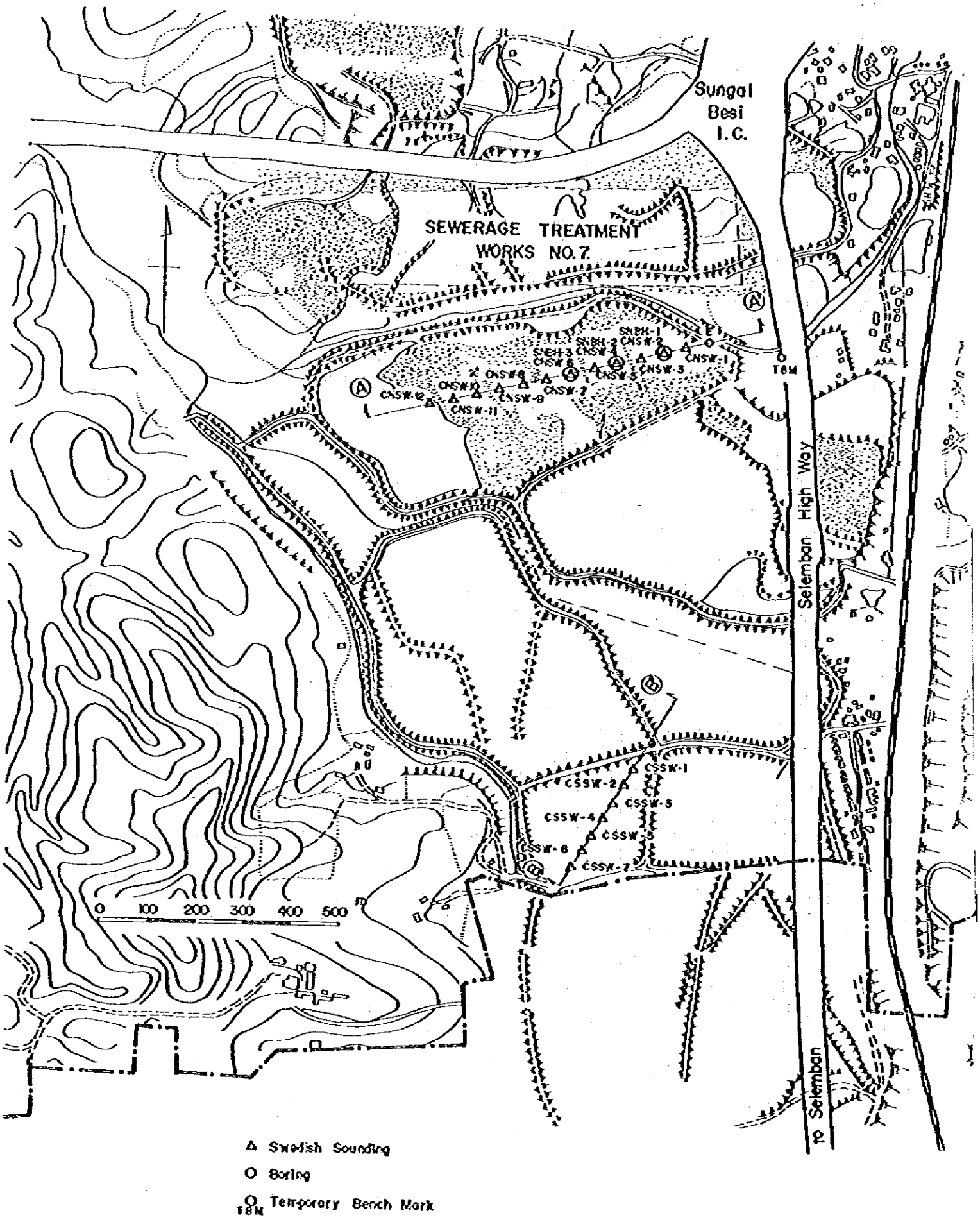


Fig. 5-18 Site Plan and Location of Borings and Swedish Soundings
— Castlefield North and South —

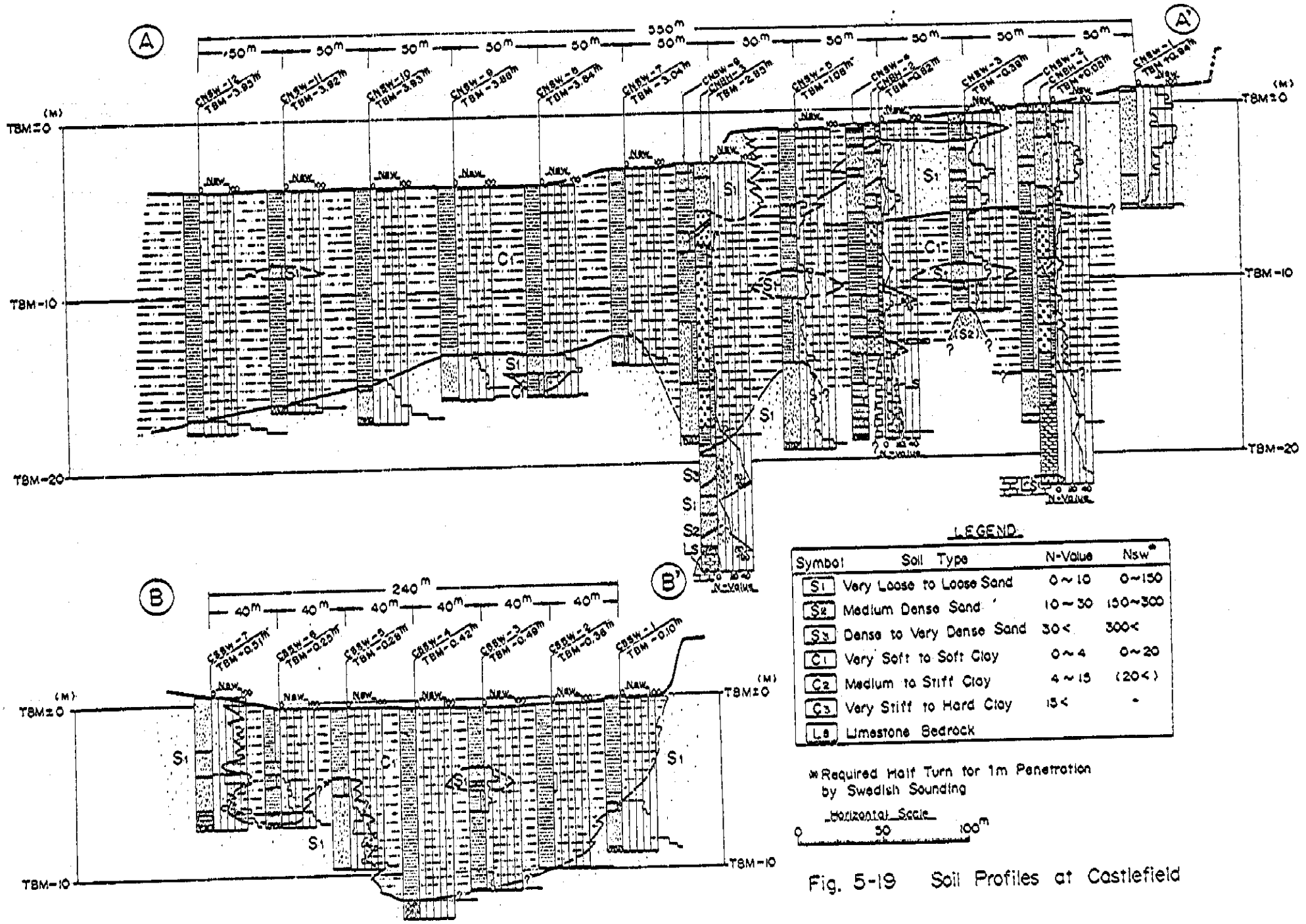


Fig. 5-19 Soil Profiles at Castlefield

Table 5-6 Summary of Soil Tests on Samples from Castlefield North

Boring No.		CNBH-1											CNBH-2					CNBH-3				
Sample No.		UD-1 Top	UD-1 Middle	UD-1 Bottom	UD-2 Top	UD-2 Bottom	UD-3 Top	UD-3 Bottom	UD-4	UD-5 Top	UD-5 Bottom	UD-6	UD-1 Top	UD-1 Bottom	P-6	UD-2 Top	UD-2 Bottom	UD-1 Top	UD-1 Bottom	UD-2 Top	UD-2 Bottom	UD-3
Sample depth		6.00 m ~ 6.20 m	6.20 m ~ 6.55 m	6.55 m ~ 6.80 m	7.50 m ~ 7.75 m	7.75 m ~ 8.30 m	9.00 m ~ 9.50 m	9.50 m ~ 9.80 m	11.50m ~ 12.30m	13.00m ~ 13.35m	13.35 m ~ 13.80 m	16.00m ~ 16.80m	6.00m ~ 6.55m	6.55 m ~ 6.80 m	7.15 m ~ 7.45 m	9.00 m ~ 9.60 m	9.60 m ~ 9.80 m	3.00m ~ 3.65 m	3.65 m ~ 3.80 m	6.00 m ~ 6.65 m	6.65m ~ 6.80m	9.00 m ~ 9.80 m
Condition of sample		Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed	Disturbed Undisturbed
Natural water content, %		62.3	28.6	41.5	57.1	63.3	50.2	42.3	44.3	41.2	41.7	58.6	55.7	62.7	60.5	62.8	62.4	49.9	67.5	68.1	73.3	64.5
Specific gravity		2.640	2.652	2.689	2.463	2.495	2.631	2.660	2.758	2.785	2.792	2.624	2.624	2.646	2.611	2.629	2.627	2.651	2.561	2.651	2.581	2.681
Wet density, g/cm³		1.58	1.85	1.73	1.64	1.65	1.69	1.71	1.79	1.83	1.87	1.64	1.67	1.68	-	1.60	1.60	1.75	1.59	1.59	1.53	1.61
Dry density, g/cm³		0.97	1.44	1.22	1.04	1.01	1.13	1.20	1.24	1.30	1.32	1.03	1.07	1.03	-	0.98	0.99	1.17	0.95	0.95	0.88	0.98
Natural void ratio		1.71	0.84	1.20	1.36	1.47	1.34	1.21	1.22	1.15	1.12	1.54	1.45	1.56	-	1.68	1.67	1.27	1.70	1.80	1.92	1.74
Degree of saturation, %		96	90	93	100	100	100	92	100	100	100	100	100	100	-	99	99	100	100	100	98	99
Atterberg limits	Liquid limit, %	69.6	-	42.3	43.2	51.0	52.0	35.9	51.6	48.0	39.6	58.8	57.3	-	-	57.0	56.0	-	54.2	65.0	70.8	54.9
	Plastic limit, %	36.0	-	24.2	28.2	33.1	26.0	22.1	24.3	23.5	24.4	30.1	34.6	-	-	35.3	31.8	-	31.0	34.0	31.4	27.3
	Plasticity index	33.6	-	18.1	15.0	17.9	26.0	13.8	27.3	24.5	15.2	28.7	22.7	-	-	21.7	24.2	-	23.2	31.0	39.4	27.6
Grain size analysis	Gravel, %	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0
	Sand, %	1	16	1	13	6	1	27	0	2	6	0	11	50	2	1	0	29	13	2	0	1
	Silt, %	46	70	60	60	60	50	38	49	58	63	15	48	29	47	50	51	47	57	48	11	43
	Clay & colloid, %	53	14	39	26	34	49	35	51	40	31	85	41	21	51	49	49	24	28	50	89	56
	Max. diameter, mm	0.105	0.84	0.105	4.76	0.84	0.105	0.420	0.074	0.250	0.250	0.026	0.420	2.00	0.420	0.105	0.040	2.000	4.76	0.250	0.011	0.105
	Diam. at 60%	0.0062	0.036	0.012	0.030	0.014	0.0090	0.043	0.0073	0.013	0.017	0.0013	0.012	0.160	0.068	0.0069	0.0069	0.035	0.019	0.0069	-	0.0057
	Diam. at 10%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Visual soil description		Clayey Silt	Clayey Silt	Clayey Silt	Clayey Silt	Clayey Silt	Clayey Silt	Sandy Silt	Clayey Silt	Clayey Silt	Clayey Silt	Silty Clay	Sandy Clayey silt	Silty Sand	Silty Clay	Clayey Silt	Clayey Silt	Clayey Silt with Sand	Clayey Silt	Clayey Silt	Silty Clay	Clayey Silt
Unified soil classification		MH	-	(ML)	ML	(MH)	(MH)	(CL)	MH	CL	(ML)	CH	MH	(SM)	-	MH	MH	(SM)	MH	MH	CH	MH
Unconfined compression test	Undisturbed sample, kg/cm²	-	-	-	0.46	-	-	-	-	0.53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Remoulded sample, kg/cm²	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Sensitivity ratio	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Strain at failure, %	-	-	-	5.5	-	-	-	-	9.5 ~ 15.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Triaxial compression test	Angle of internal friction	-	-	-	-	0°	0°	-	0°	-	0°	0°	0°	-	-	0°	0°	-	-	0°	-	0°
	Cohesion, kg/cm²	-	-	-	-	0.28	0.20	-	0.30	-	0.31	(0.19)	(0.15)	-	-	0.18	0.22	-	-	0.09	-	0.12
	Condition of drainage	-	-	-	-	U-U	U-U	-	U-U	-	U-U	U-U	U-U	-	-	U-U	U-U	-	-	U-U	-	U-U
Consolidation test	Preconsolidation pressure, kg/cm²	-	-	-	-	-	0.86	-	(1.1)	-	-	-	-	-	-	2.4	-	-	-	-	-	-
	Compression index	-	-	0.28	-	0.38	0.58	-	0.48	-	0.44	0.40	-	0.52	-	0.92	-	0.42	0.65	0.62	-	0.56
Lab. Vane Shear	Max. Shear Strength (kg/cm²)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.059	-	-	-	-

に示す。Fig. 5－20はこのキャッスルフィールドの北側のサイトに分布する軟弱粘性土の物理特性の深度方向のちがいを示す。また、Fig. 5－21はこの軟弱粘性土の粒度組成を示すものである。このサイトの軟弱粘性土は他のサイトのそれと比べてシルト分が非常に多いという特徴がある。またFig. 5－22は、その塑性図上での分類を示す。ほとんどのサンプルがCH・CLおよびMHの範囲に分類される。Fig. 5－23は、非排水せん断強度・圧密先行荷重および圧縮指数を深度に対してプロットしたものである。これらの物理・力学および圧密特性をTable5－7にまとめた。この表では、浅い深度のサンプルについてのデータが少ないので、示した各土性の範囲が硬い側に片寄っていることに注意を要する。Fig. 5－24は軟弱粘性土の圧密試験によって得られたe～logP曲線を、Fig. 5－25は同試験による圧密係数を示したものである。

錫鉱跡地に分布する典型的な土層の土性値をTable5－8に要約した。この表に示した土性値の範囲は、可能性のある範囲を示すものではなく、その土層の最も代表的な土性値を示してある。非常に軟らかい粘性土・軟らかい粘性土・非常にゆるい砂質土およびゆるい砂質土は、表層に分布する場合の値を示してある。また同表中の数値に括弧をつけたものは、技術的な判断で推定した値である。

錫鉱跡地の地盤状況はサイト毎に著しく異なるのでTable5－8に示した値は概略の目安として用いるべきである。特定のプロジェクトのためにはその建設用地において個々に土質調査を行ない、その土質定数を確認した後構造物の基礎について検討する必要がある。

5.3 錫鉱跡地のモデル地盤

これまでに述べてきた種々の錫鉱跡地の地盤状況を基礎工学の見地からいくつかのタイプに分類しモデル地盤を作成した。

錫鉱跡地に分布する土質は一般的に言えば、基盤にはクイの支持層になるような岩盤・その風化部ないし洪積層の未採掘部があり、その上に非常に軟らかいないし軟らかい粘性土層と非常にゆるいないしゆるい砂の層が分布する。この粘性土と砂の分布は、その場所の錫鉱山稼行中の使われ方によって異なり、その結果砂の多い地区と粘性土の多

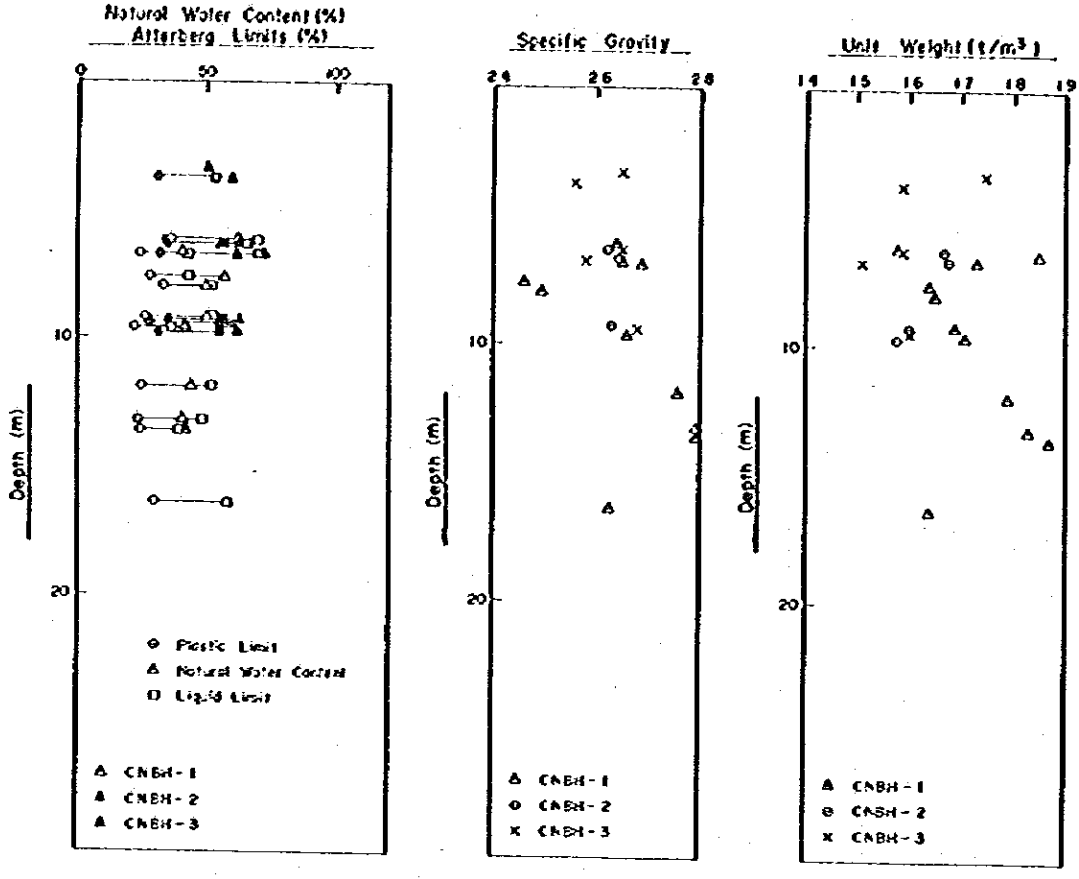


Fig. 5-20 Depth vs. Physical Properies of Samples from Castlefield North

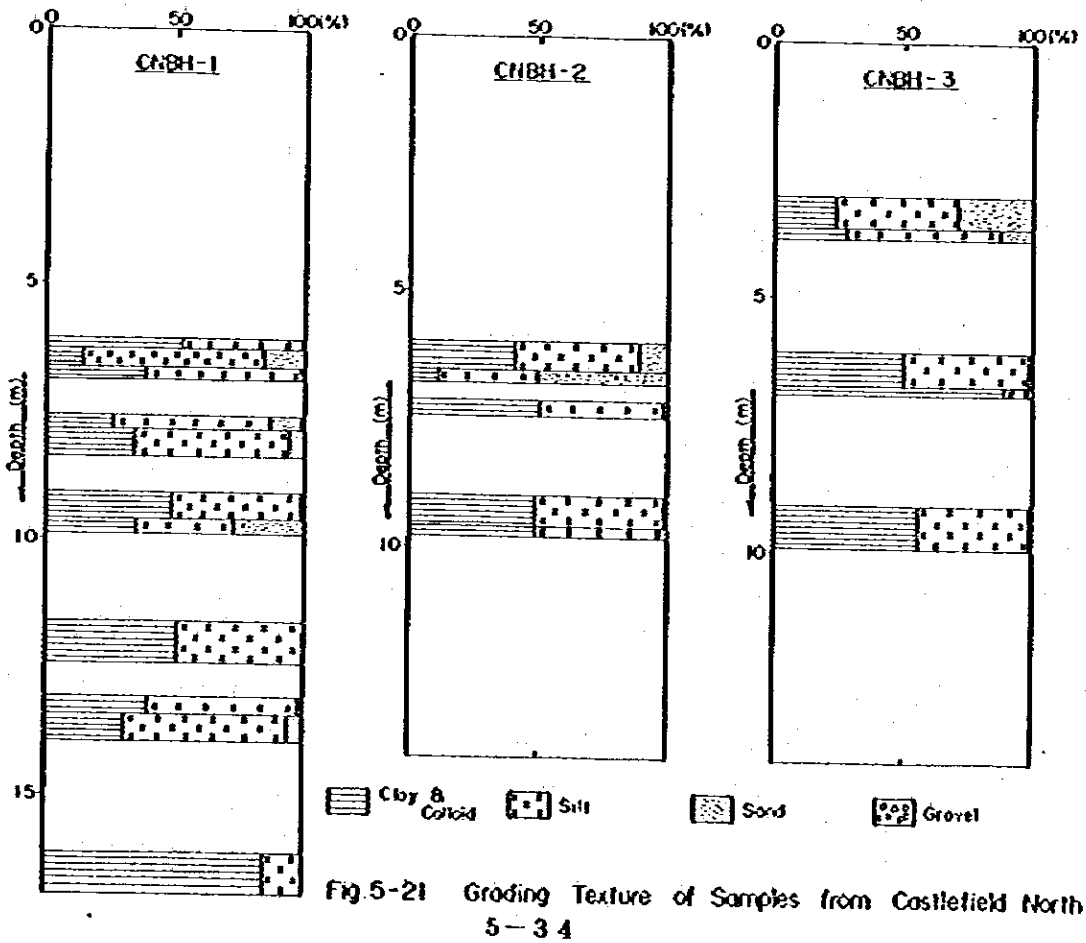
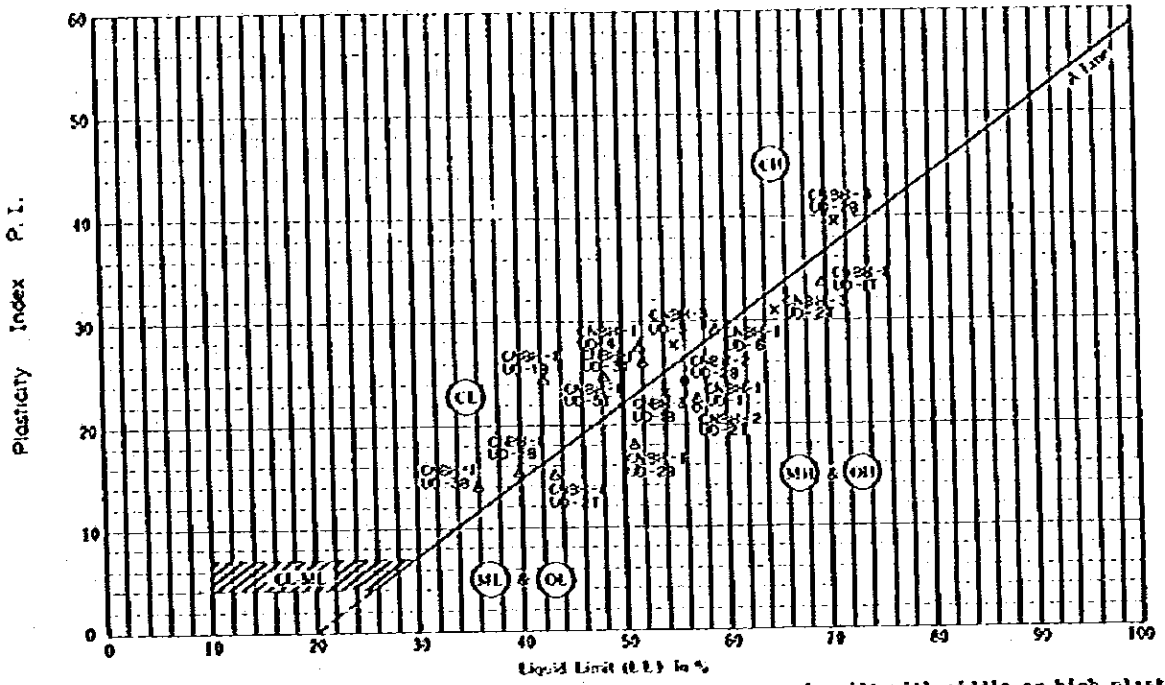


Fig.5-21 Grading Texture of Samples from Castlefield North



ML: Inorganic silt with some plasticity, very fine sand, rock flour, silty or clayey fine sand and clayey silt

CL: Clay containing gravels with low or middle plasticity sandly clay and silty clay

OL: Organic silt with low plasticity and organic silty clay

MH: Inorganic silt with middle or high plasticity micaceous or diatomaceous fine sandy soil and silty soil

CH: Inorganic clay with high plasticity

OH: Organic clay with middle or high plasticity and organic silt

Fig. 5-22 Classification of Samples from Castlefield North by Plasticity Chart

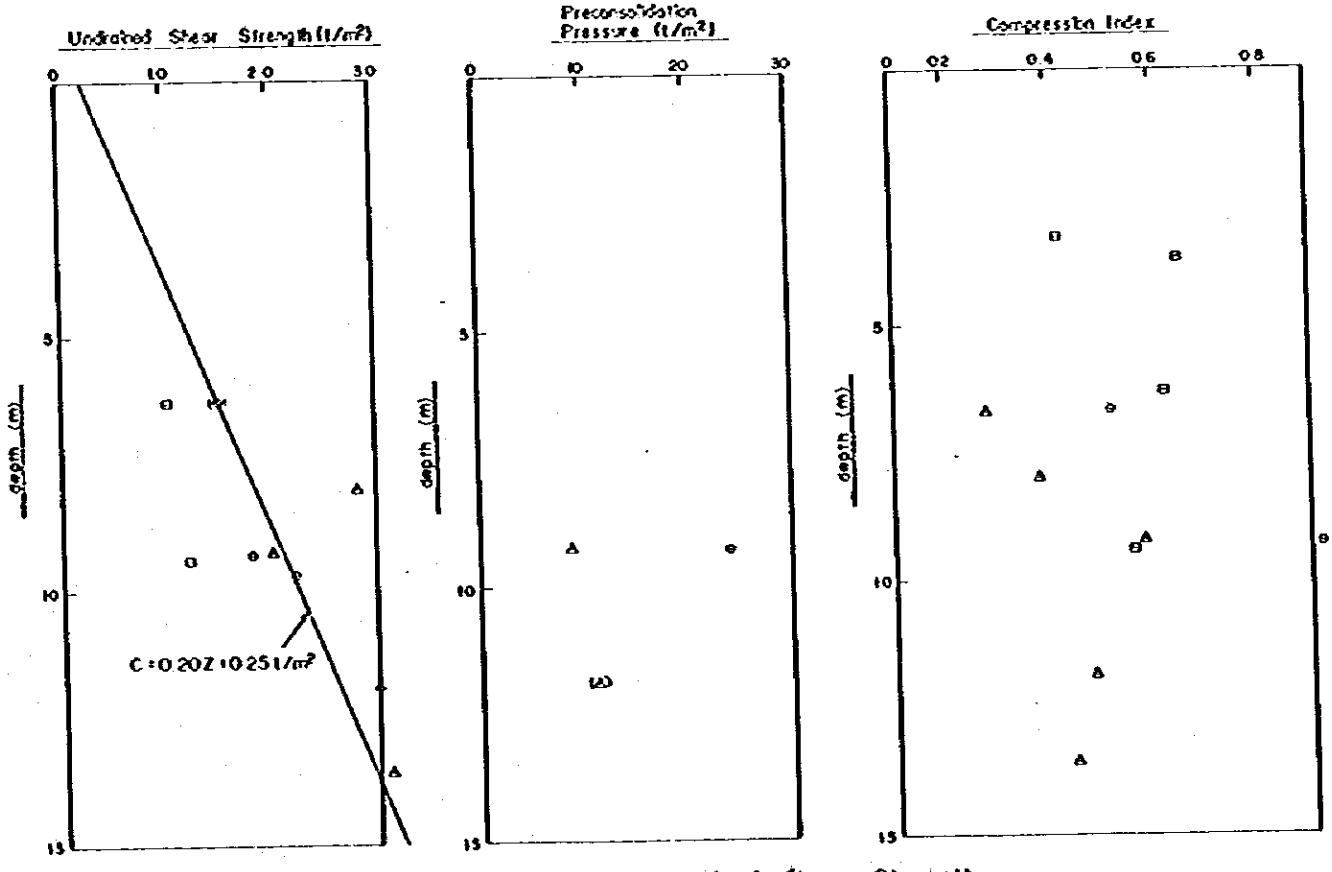


Fig. 5-23 Depth v.s. Undrained Shear Strength Preconsolidation Pressure and Compression Index — Castlefield North —

Table 5-7 Physical and Mechanical Properties of Soft Clayey Soils of Castlefield North

Item	Major Range	Tendency
Physical Properties		
Natural Water Content	30 ∿ 70%	Decrease with Depth
Specific Gravity	(2.45)∿2.6 ∿ 2.8	Scattered in Wide Range
Wet Density	(1.5)∿1.6 ∿ 1.85	Scattered in Wide Range
Liquid Limit	35 ∿ 70%	Scattered in Wide Range
Plastic Limit	25 ∿ 35%	
Gravel Content	0 ∿ 2%	
Sand Content	0 ∿ 30%	Silt Content is Quite high; Scattered in Wide Range
Silt Content	25 ∿ 70%	
Clay and Colloid Content	10 ∿ 75%	
Unified Soil Classification	CL, CH or MH	
Mechanical Properties		
Undrained Shear Strength	0.5 ∿ 3.0 t/m^2	Increase with Depth $C \doteq 0.20Z + 0.25$ t/m^2
Preconsolidation Pressure	7 ∿ 11 t/m^2	
Compression Index	0.30 ∿ 0.65	

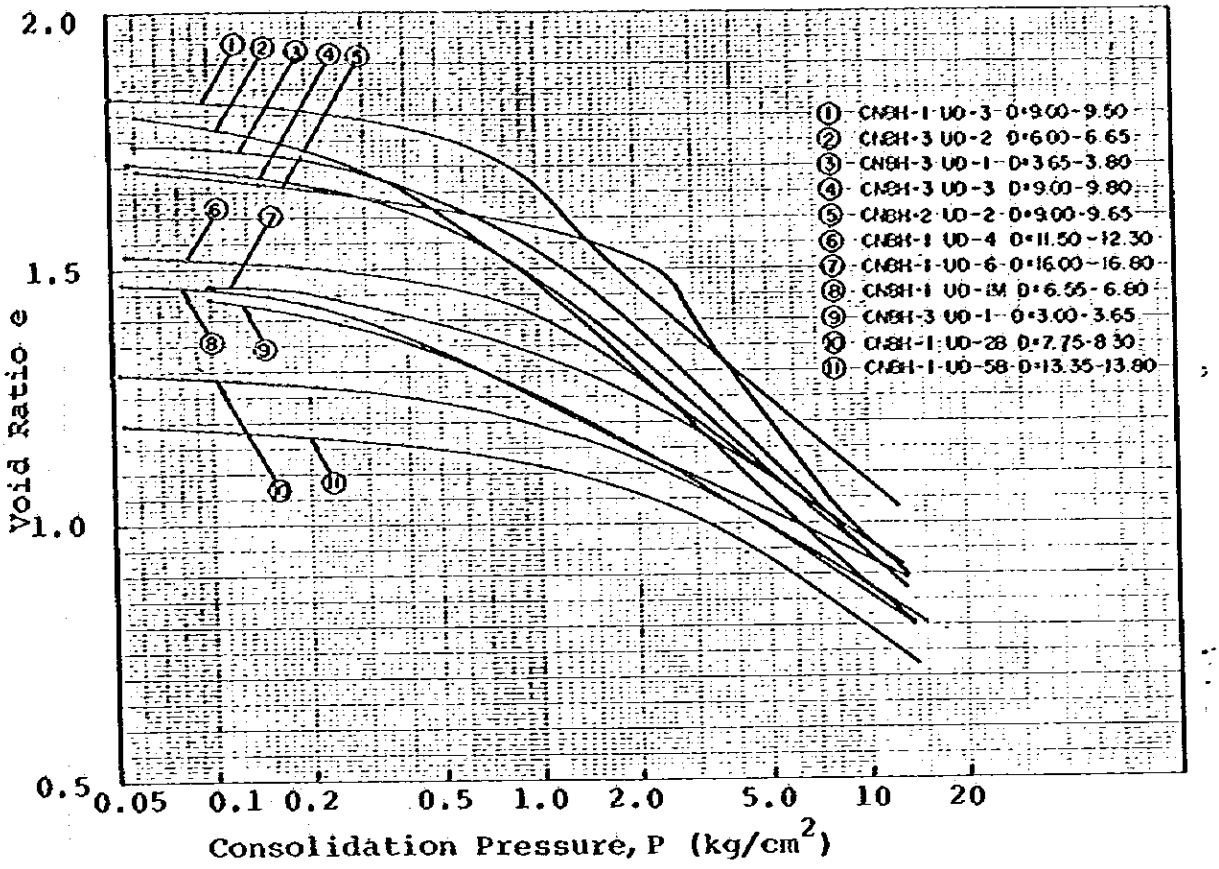


Fig. 5-24 e ~ Log P Curves - Castlefield North -

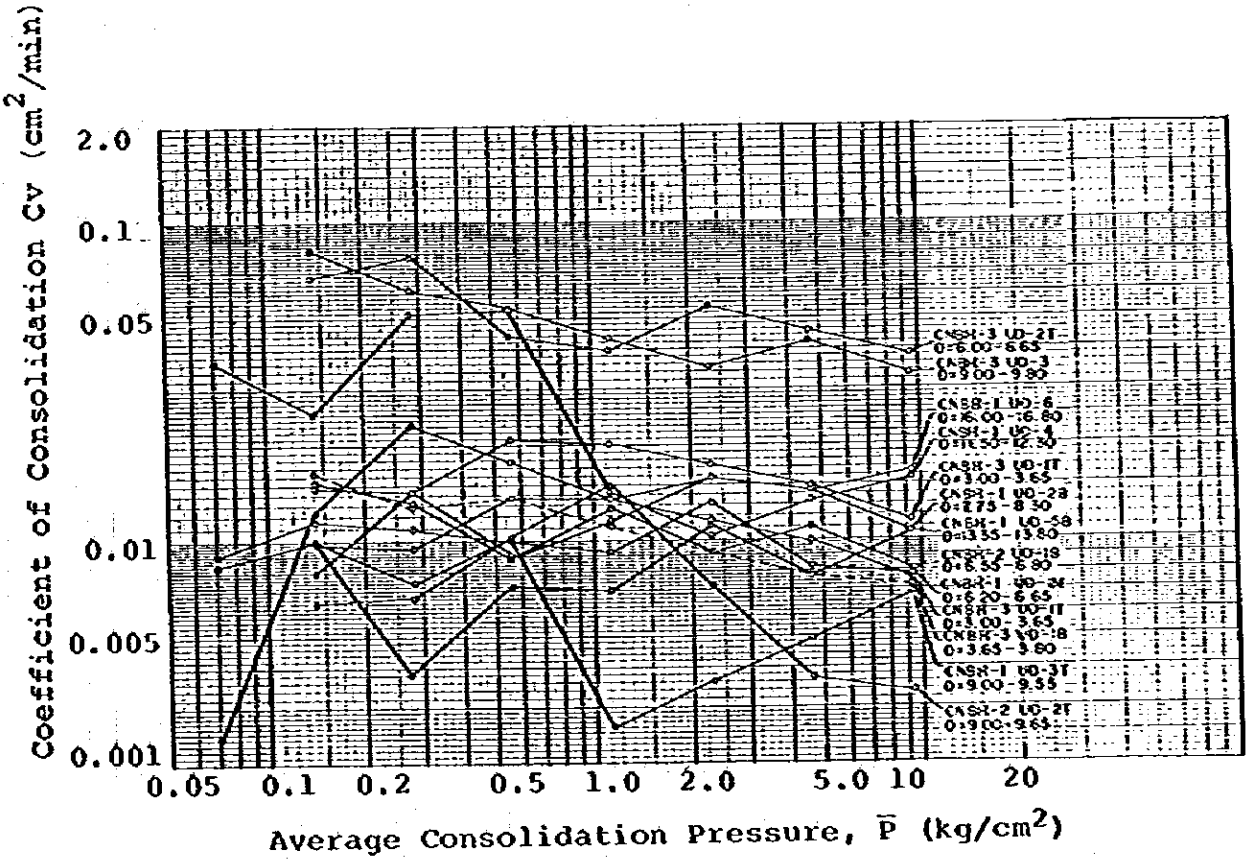


Fig. 5-25 Coefficient of Consolidation v.s. Average Pressure - Castlefield North -

Table 5-8 Summary of Soil Properties of Each Layer

Type of Soil	Colour	N-Value	N_{sw} *1	Wet Density Yt (t/m^3)	Undrained Shear Strength c_u (t/m^2)	Angle of internal Friction ϕ (Degree)	Compression Index Cc	Co-efficient of Consolidation, Cv (cm^2/sec)	Rate of *2 Distribution at Ground Surface (%)	Major Origin and Distribution
Floating Mud	Grey, White, Yellowish Brown, Reddish Brown	0	0	(1.1-1.3)	(0)	-	-	-	0	Young slime in mining pond, e.g. Kampong Pandan, Sentul
Very Soft Clay *3	"	0-1	0	≈1.4 (1.3-1.5)	0.1-0.3	-	0.5-0.8	0.04-0.1	40	Slime deposits, e.g. Sentul Castlefield
Soft Clay *3	"	2-4	0-20	1.5-1.7	1.0-1.5	-	0.5-0.7	0.05-0.2	10	Slime deposits, e.g. Sentapak, Sentul, Castlefield
Medium Stiff Clay	Grey, Reddish Brown, Yellowish brown	4-8 ≈(15)	20-	(1.7-2.0)	(2.5-5.0)	-	(0.2-0.3)	-	5	Old clayey tailing, unexcavated Old Alluvium, weathered bedrock, e.g. Cheras 3-1/2 miles, Cheras 4 miles
Very Stiff to Hard Clay	Reddish Brown, Yellowish Brown	>15	-	(1.9-2.2)	>10	-	-	-	0	Unexcavated Old Alluvium, weathered bedrock, e.g. Cheras 3-1/2 miles
Very Loose Sand *3	White, Yellowish brown	1-3	0-50	(1.4-1.6)	-	(25-28)	-	-	20	Ex-mining sand, e.g. Kampong Pandan, Cheras 4 miles, Castlefield
Loose Sand *3	"	≈5 (4-10)	50-150	(1.6-1.8)	-	≈30 (28-33)	-	-	20	Ex-mining sand, e.g. Combak, Kampong Pandan, Sungai Basi, Castlefield
Medium Dense Sand	Grey, Yellowish Brown, Reddish Brown	10-30	150-300	(1.8-2.0)	-	(33-40)	-	-	5	Ex-mining sand, unexcavated Old Alluvium, weathered bedrock, e.g. Cheras 3-1/2 miles
Medium Dense Sand	"	>30	>300	(2.0-)	-	(>40)	-	-	0	Unexcavated Old Alluvium, weathered bedrock, e.g. Cheras 3-1/2 miles
Limestone Bedrock	White, Grey, Yellowish Brown	Refusal	Refusal	2.6-2.8	-	-	-	-	0	-

*1 Required half turn for 1m penetration under 100kg weight by Swedish sounding

*2 Approximate rate of distribution at the ground surface of ex-mining land excluding mining pond

*3 Indicates surface layer

Note: Values in parentheses are estimates based on engineering judgement

い地区およびその中間型の地区ができる。このように地盤条件が異なってくると、基礎工学上のアプローチの仕方も基本的に異なってくる。特に重要な地盤条件は2つあり、その一つは地盤の支持力であり、もう一つは圧密沈下である。

地盤の支持力という観点から言えば、表層が軟弱な粘性土でおおわれている場合、その上に良質な土質材料を敷くか、その軟弱な粘性土を取除く必要がある。一方、表層が砂質土層であれば事前の対策工なしでも重機の進入が可能である。また、水没している地区であれば建設開始前に排水および埋立てを行なわなければならない。

圧密沈下という観点からは、上載圧による圧密沈下がすでに完了していても、新たに盛られた盛土の荷重あるいは直接基礎で支えられた構造物の建設によって再度圧密沈下が始まるという点に注目しなければならない。この種の沈下は粘性土層の厚さおよびその圧密特性によって異なるが、通常長期間に渡って続くものである。

以上に述べた2つの地盤条件に着目して、錫鉱跡地の地盤をタイプAからタイプEの5つのタイプに分類した。Table 5－9には区分した5つの地盤のタイプとその地盤型ができるに際してなされた主な錫採鉱作業との関係を示す。またこの表には調査したサイトのうち、各タイプに対応する地盤の比較的多いサイトを例としてあげた。以下に各地盤タイプの特徴を列記する。

タイプA地盤：この地盤タイプは、錫鉱跡地を砂質土だけで埋戻したものである。軽い構造物であれば表層の締め固めだけで支持できる。圧密沈下も無視できる。

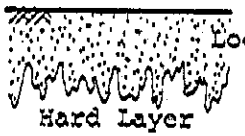
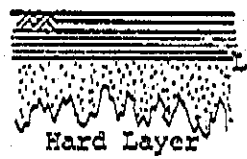
タイプB地盤：軟弱粘性土層を砂質土層がおおっているタイプの地盤である。ほとんどの場合、軽い構造物は支持できるが、圧密沈下は生じるであろう。

タイプC地盤：砂質土層を軟弱粘性土層がおおっているタイプの地盤である。建設開始前に良質の盛土材により新たな埋立てないし置換えが必要である。このタイプC地盤は、圧密沈下に要する時間が短いこと、下位の砂層がクイ基礎の支持に好ましいこと等からタイプD地盤よりも良い地盤であると言える。

タイプD地盤：この地盤タイプは、錫鉱跡地をスライムあるいは軟弱粘性土だけで埋戻したものである。このタイプの地盤には、厚い盛土が必要であり、また圧密沈下に必要な期間も非常に長いものとなる。

タイプE地盤：この地盤タイプは、錫鉱跡地が十分に埋戻されなかったタイプであり、

Table 5-9 Types of Ground in Ex-mining Land
Classified from Engineering Viewpoint

Type of Deposit on Bedrock or Other Bearing Layer	Relation to Mining Operation	Examples of Ex-Mining Land
Type A 	Tailing Area near Tailing Point	Kampong Pandan Cheras 3-1/2 miles Cheras 4 miles Sungai Besi
Type B 	Tailing Area and/or Slime Pond Covered Later with Sandy Tailing or Sandy Dumping	Gombak, Kampong Pandan, Cheras 3-1/2 miles, Cheras 4 miles Sungai Besi, Castlefield
Type C 	Tailing Area far from Tailing Point, or Slime Pond	Sentul, Gombak Kampong Pandan, Cheras 3-1/2 miles, Cheras 4 miles
Type D 	Slime Pond, Tailing Area far from Tailing Point	Sentul, Setapak Castlefield
Type E 	Old Mining Hole	Pond of Kampong Pandan Setapak

通常水が溜っている。この地盤タイプでは建設開始前に大企規な埋立が必要である。もし、軟弱層が存在すれば、圧密沈下の問題も生じるであろう。

Fig. 5－26aおよびFig. 5－26bは地盤タイプの区分図の例として作成したカンポンパンダンとセンソルの地盤タイプ区分図である。この図はボーリングおよびサウンディングの実施地点付近では信頼性が高いが、これらから離れた地域については錫採鉱記録および踏査結果によって作成しているのでその信頼性は低下する。従って、これらの図は概略の地盤タイプの分布を示すだけであり、個々の構造物の設計に当っては個々に詳細な調査を実施する必要がある。とは言っても、これらの図は住宅団地のレイアウト等の土地利用計画には十分役立つものと考えられる。Table5－10は、カンポンパンダンおよびセンソルを含めた各サイトにおける各地盤タイプの分布する割合を、ごく大ざっぱに見積ったものをまとめている。ただし、これらの比率はボーリングおよびサウンディングの実施された地区のみについての比率であることに留意すべきである。なお、同表に示した平均は各サイトの面積を考慮した重みつき平均である。この表に見る限り、錫鉱跡地に占める各地盤タイプはタイプAおよびタイプDが各々約20%、タイプBおよびタイププCが約25%、そして残りの10%強がタイプEとなっているようである。

5.4 推薦できる地盤調査方法

経済的かつ効率よく地盤調査を行なうためにFig. 5－27に示すような予備調査から詳細調査に到る段階的な調査を行なうことを提案する。

5.4.1 予備地盤調査

最初の調査段階では既存資料の収集と土木地質専門技術者による建設予定地の視察を行なう。資料収集に当っては、概略の土層分布状態をつかむために次の資料を集めることが望まれる。

1) 地形図
2) 地質図
3) 採鉱記録

4)　以前に行なわれた地盤調査の資料

5)　航空写真

6)　聞き込みによる情報

i)　鉱山局の鉱山検査官

ii)　当該サイトで以前採鉱を行なっていた鉱山会社

iii)　当該サイト周辺の住人

予備調査の第二段階では、地盤の成層状態と土の貫入抵抗を知るため簡単なサウンディングを実施する。この目的には、マッキントッシュサウンディングおよびスウェーデン式サウンディングが適用できるものと考えられる。マッキントッシュサウンディングはマレイシアで広く行なわれているサウンディング法であり、作業の容易さと費用の点では良いサウンディング法の一例である。しかしこのサウンディング法では貫入抵抗だけしか測定できず、土質型については何の情報も得ることができない。一方スウェーデン式サウンディングはマッキントッシュサウンディングと比較すると作業に要する費用とその装置がやや高価なものになるが、土質型の違いを検出できる上に、より深く貫入することができる点が有利である。

これら2段階の予備調査により、分布する主な土質型、粘性土と砂質土の分布地域、基盤層の平均的な深度などがわかるであろう。これらの情報をもとに最初の段階の基礎の設計と検討を行なうことができる。この過程で、詳細調査で実施すべき調査の内容についても明らかにできる。

5.4.2　詳細調査

錫鉱跡地の詳細な地盤調査のためには、一般的に言って次のタイプの調査が有効であると考えられる。

1)　標準貫入試験および不撹乱試料の採取を伴う調査ボーリング。

2)　土の原位置における力学特性を計測するためのダッチコーンあるいはその他の原位置試験。

3)　基盤岩の状態を調査するための微重力測定と岩盤ボーリング、および

4)　土の物理的および力学的な特性を知るための室内土質試験。

基礎設計上の必要性によって、適切な調査方法を選定し、その結果を検討する必要がある。

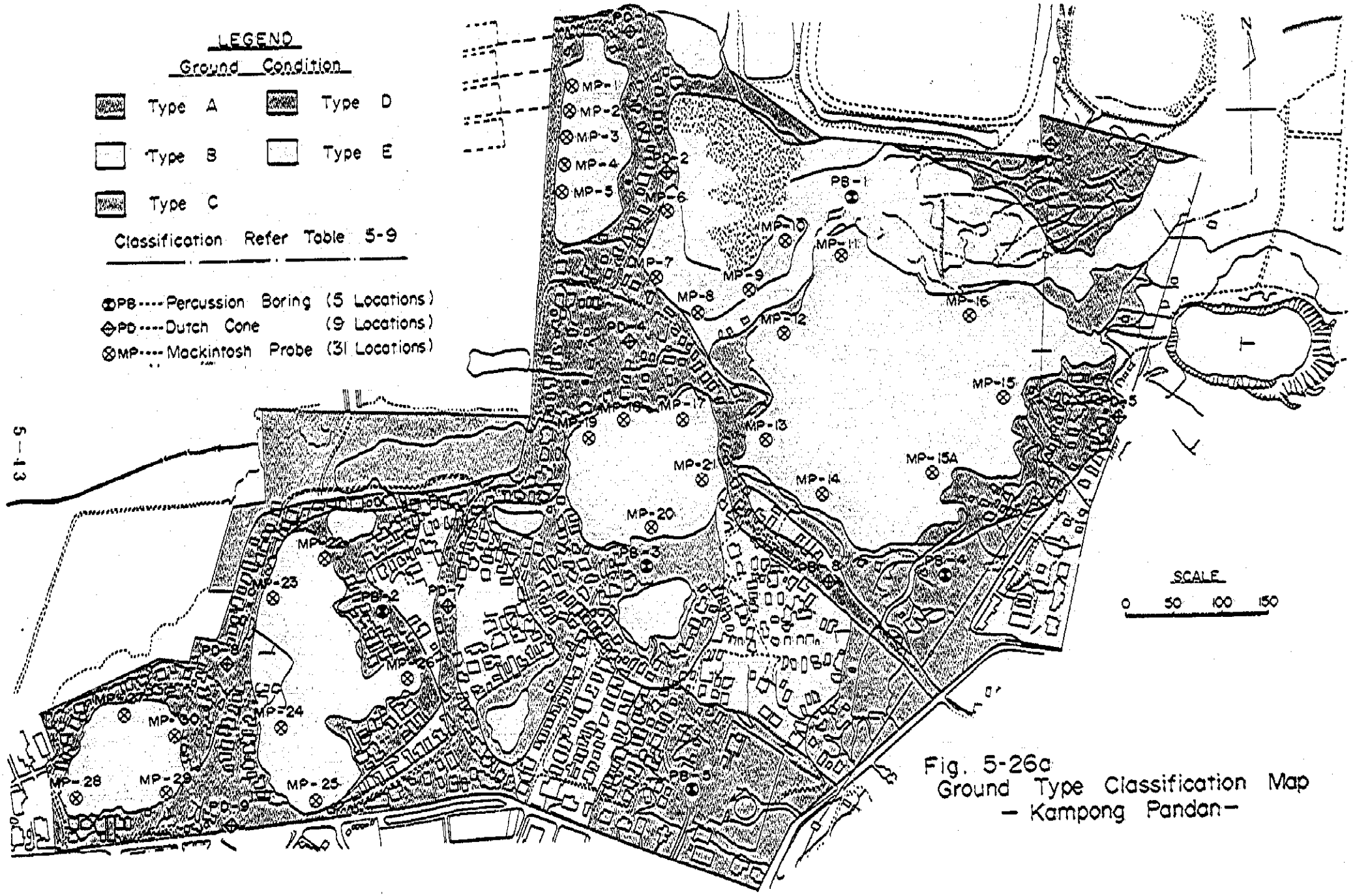


Fig. 5-26a
Ground Type Classification Map
– Kampong Pandan–

Table 5-10 Types of Ground Distribution in Each Site

(%)

Type of Ground \ Site	Sentul	Kampong Pandan	Gombak	Setapak	Cheras 3-1/2 miles	Cheras 4 miles	Sungai Besi	Castlefield	Average
Type A	10	25	15	5	20	40	70	5	19
Type B	25	15	40	15	20	30	30	25	24
Type C	35	15	35	5	60	30	-	-	23
Type D	20	5	10	60	-	-	-	70	21
Type E	10	40	-	15	-	-	-	-	13
Approximate Area (ha)	46	43	22	18	8.5	17	6	20	Total Area 180.5

Note: The percentages indicated above are rough estimates based on areas where boring or sounding data were available

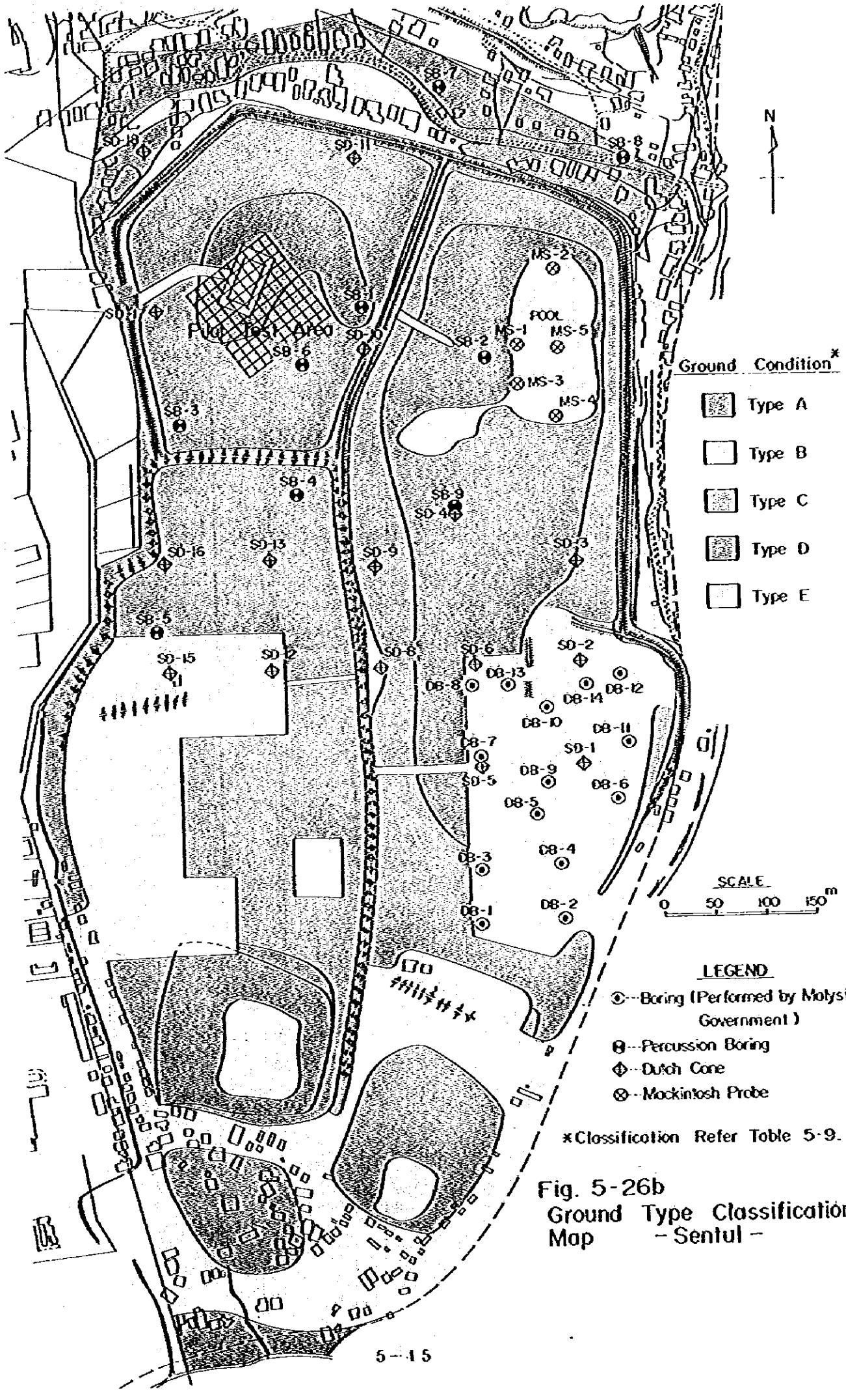


Fig. 5-26b
Ground Type Classification Map -Sentul-

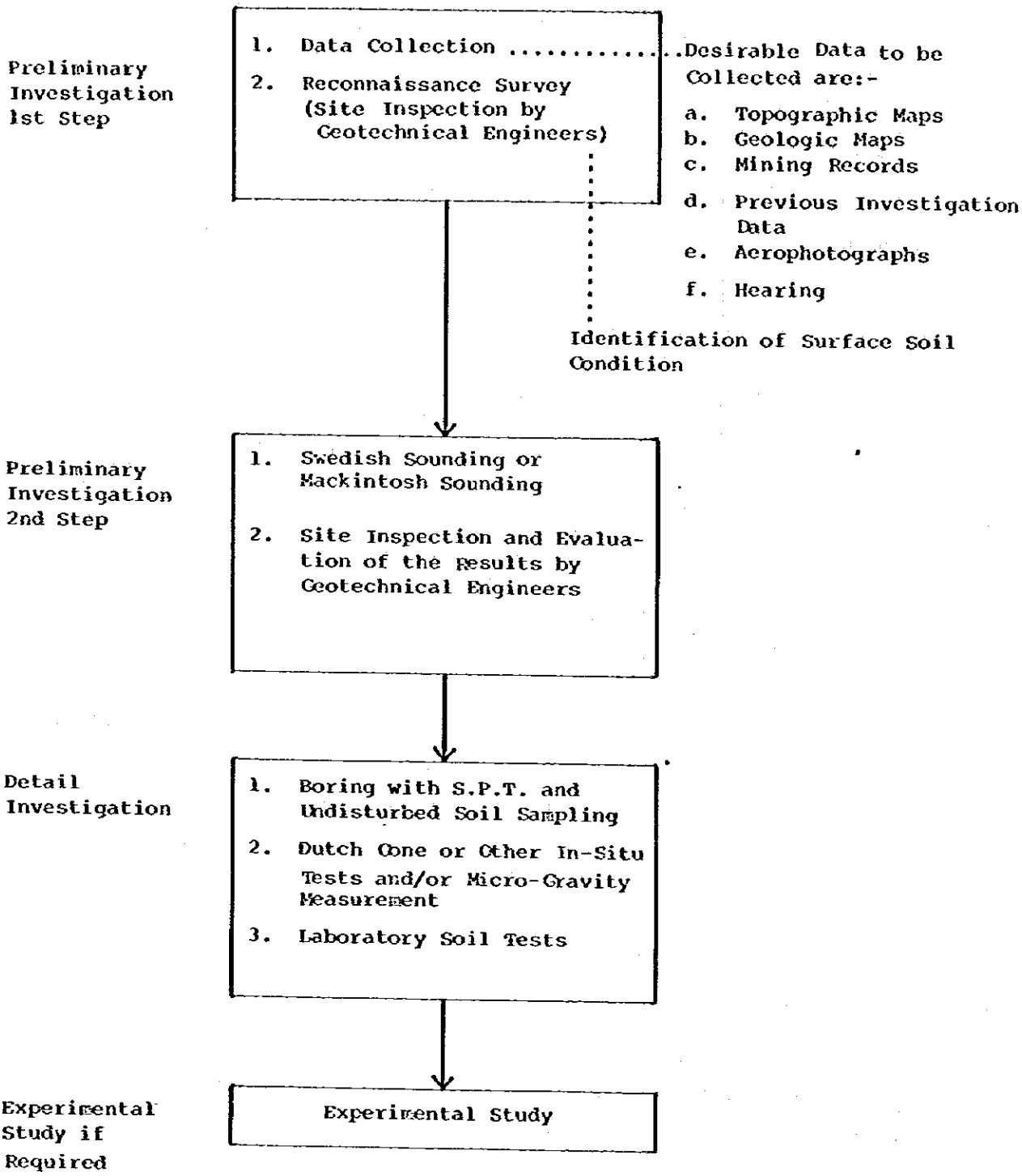


FIG.5-27 STEPS OF GROUND INVESTIGATION

5.4.3　施工実験

地盤の状況と建設の規模およびその重要性によっては、実際の建設作業の前に施工実験が行なわれるかもしれない。施工実験に要する費用は高額になるが、これから得られる結果によって実際の土の挙動を最も正確に予測することができる。このフィージビリティ調査では、センツルにおいて試験盛土の施工を行なったが、その内容と結果は次の第6章に詳しく述べている。

第 6 章　軟弱地盤改良工法の検討

第6章　軟弱地盤改良工法の検討

ページ

6.1　センツルにおける地盤改良工法の施工実験
　　— プレロード工法とサンドドレーン工法 — …… 6−1

6.1.1　プレロード工法の原理 …… 6−4

6.1.2　実験位置の選定 …… 6−7

6.1.3　施工実験の概要 …… 6−7

6.1.4　沈下観測結果 …… 6−13

6.1.5　観測結果の検討 …… 6−14

6.1.6　プレロード工法の軟弱粘性土地盤改良効果 …… 6−31

6.1.7　施工実験結果のまとめ …… 6−37

6.2　化学安定処理工法 …… 6−41

6.2.1　実験の概要 …… 6−41

6.2.2　実験結果 …… 6−43

6.3　軟弱地盤改良工法の評価 …… 6−43

第 6 章　軟弱地盤改良工法の検討

これまでの章で述べてきたように、錫鉱跡地の大半は軟弱地盤である。従って、永久構造物を建設するにあたっては、その地盤を改良する必要が生ずる。とりわけ軟弱粘性土層に対しては、長期にわたる圧密沈下と地盤の弱さに対処するための適切な対策が必要である。なお、軟弱粘性土は、一般に圧密沈下の進行に伴って強度が増加する。

圧密沈下に関しては２つの重要な点がある。それは①最終沈下量（全沈下量）と②沈下速度（沈下時間）である。この２点は地盤改良にかかる工費と工期を大きく左右するので、できる限り正確に予測することが重要である。

沈下量と速度は、通常は不撹乱試料の室内圧密試験の結果に基づいて予測されるが、それはしばしば実際の現場の土の挙動と異なる。特に実際の現場での"沈下速度"の予測は非常に困難であり、多くの場合、現場では予測より速い結果を生じている。その主な原因は、現場における排水条件を正しく仮定することが困難なことである。実際の現場の土の挙動は、小さい試料での試験結果に基づいて推測されたものとは異なる。そこで実際の地盤の挙動と軟弱地盤改良工法の適用性を検討するためには、サイトでの施工実験がますます重要となってくるのである。

この章では、まずセンソルで実際に行なわれた施工実験の内容とその結果について述べた。続いて錫鉱跡地に分布する軟弱粘性土に対する化学安定処理の適用性を検討するために行なった室内試験の結果もあわせてとりまとめ、検討した。さらにこの章の最後の部分では種々の地盤改良工法について、工費を含めた検討を行なった。

6.1　センソルにおける地盤改良工法の施工実験
— プレロード工法とサンドドレーン工法 —

施工実験はセンソルのパイロットテストエリアで行なった。工法としては、地盤の現場における圧密特性をとらえることを主眼においてサンドドレーンとプレロード併用工法とサンドドレーンなしのプレロード工法の２種類を選定し、現場における軟弱粘性土の挙動を観測した。Fig. 6－1に試験盛土の位置を、Fig. 6－2に試験工事実施工程の概要を示す。

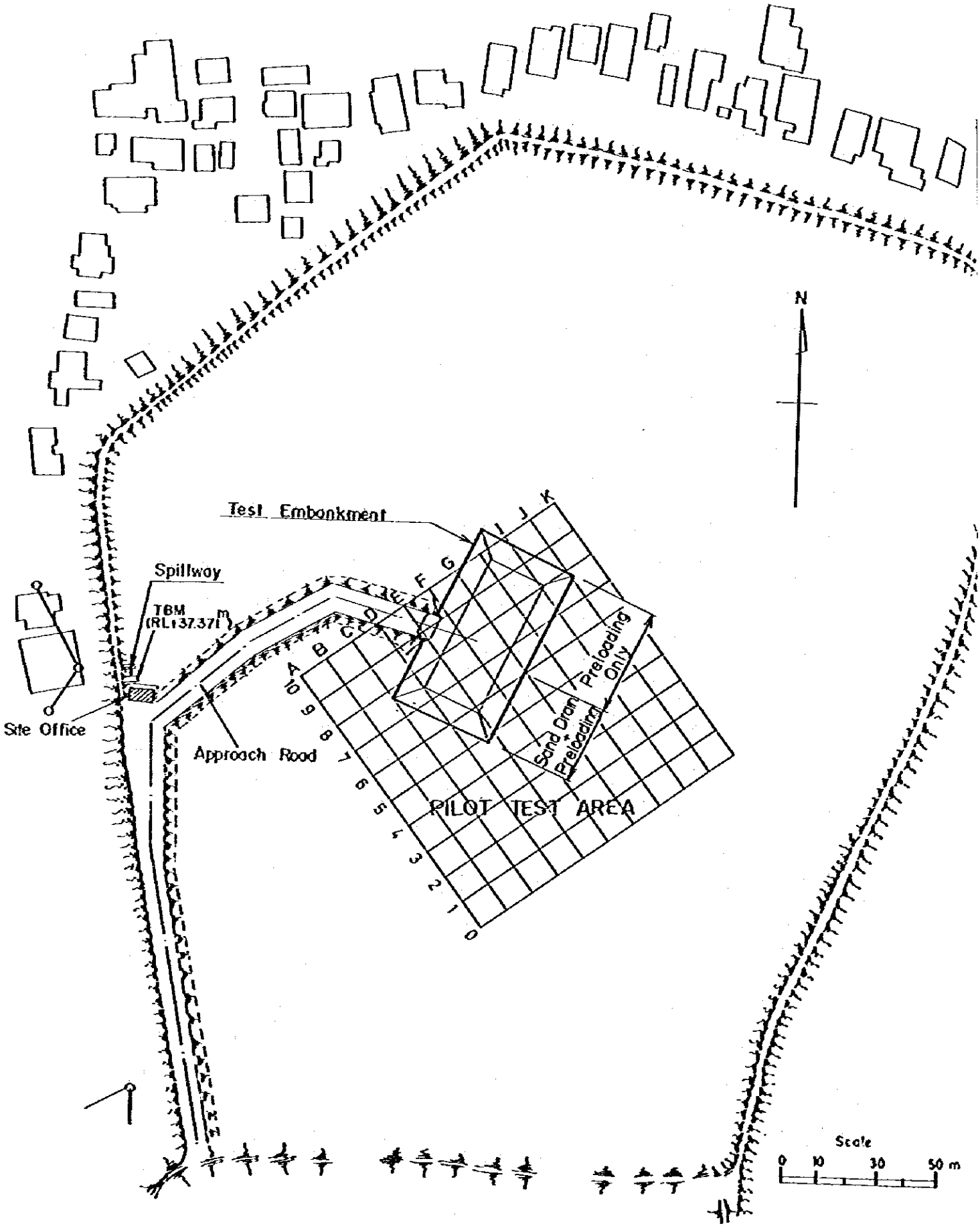


Fig. 6-1 Location of Test Embankment

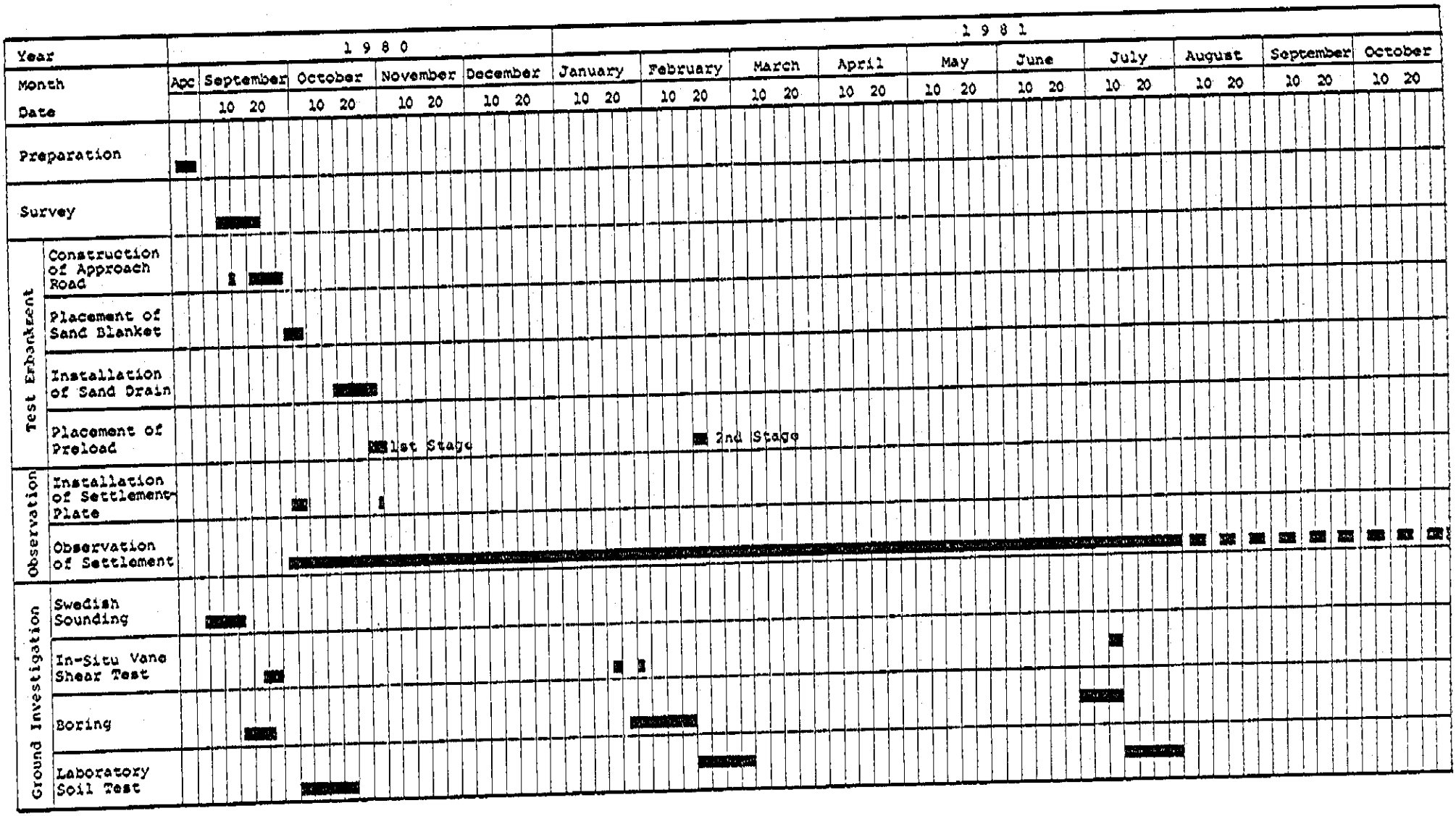


Fig. 6-2 Experimental Ground Improvement Work Progress Chart

6.1.1　プレロード工法の原理

プレロード工法の原理は、粘性土の圧密特性に注目し、これをうまく活用しようとするものである。プレロード工法の原理の特徴は次に示すようなものである。

1) 正規圧密状態にある粘性土に追加荷重が加えられると、Fig.6－3aの点Aから点Bへ向うような間隙比の減少を生じ、結果として大きな圧密沈下を生じる。この過程で、土の非排水せん断強度は、Fig. 6－3b に示すように圧密の進行とともに増加する。

2) 次に荷重を除去すると、土は過圧密状態へと移行するが、応力解放による間隙比の増加量、非排水せん断強度の減少量は何れも極めて小さなものに留まる。

3) ここで再び、応力を加え、1)と同じ応力状態に戻したとしても、それによる間隙比の減少量はFig. 6－3 aの点Cから点Dに向かう変化のように、無視できる程度の小さなものである。

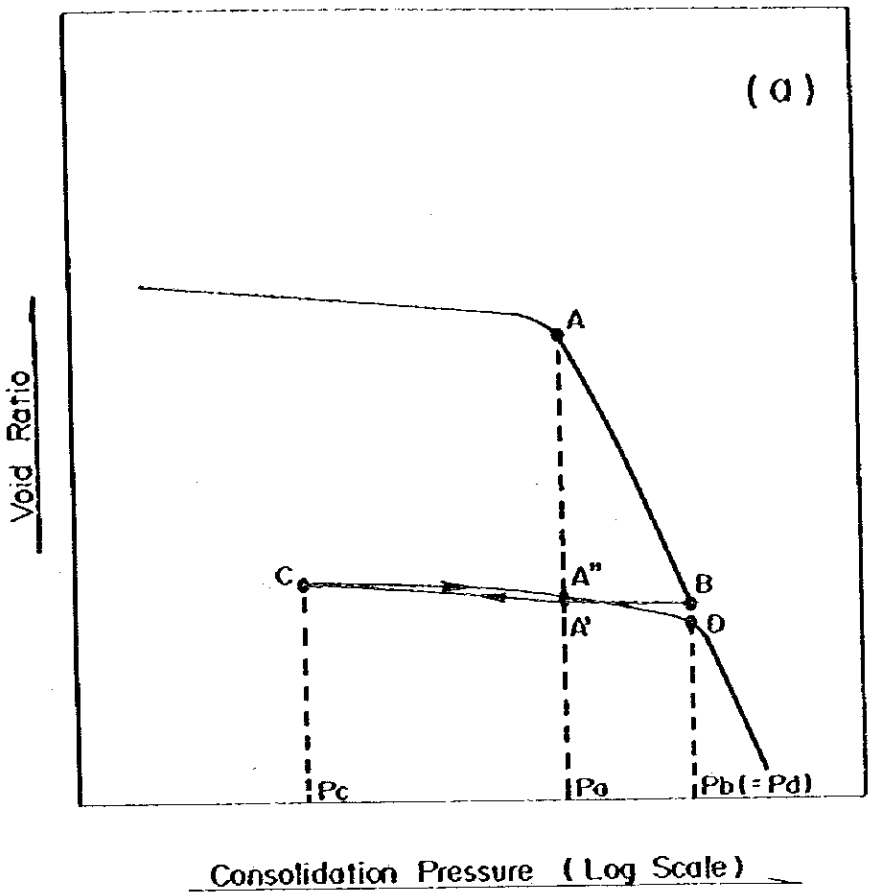
それ故に、永久構造物建設に先立って、建設予定地に一時的な荷重 — 通常これは建設予定構造物の荷重よりやや大きな荷重とするが — をかけ、地盤の密度増加をはかる事は、合理的であり、また有益な手法と言えよう（Fig. 6－4）。

この工法の目的は、構造物建設後に生じる一次圧密および場合によっては二次圧密も含めた地盤沈下の大半あるいは全部を除去する事にある。プレロード工法はまた、ゆるい砂質土の密度増加に対しても有効であり、同時に砂質土の強度増加も達成される。

軟弱地盤上に土構造物を建設する場合、土構造物自体とそれに伴うサーチャージ（通常は余分な盛土として施工される）は同時に施工されることが多い。土構造物以外の構造物基礎の場合、プレローディングは構造物の建設に先立って実施され、構造物自体の建設は、プレロードによる圧密沈下が終了し、サーチャージが除去された後に行なわれる。

プレロード工法は有力な、有益かつ経済的な工法である。しかしながら、圧密沈下終了までに長期間が必要とされる。圧密終了までに必要とされる時間は被圧密層の排水距離Hの二乗に比例するので、Hを小さくする事によってこの時間を短縮することができる。

バーチカルドレイン工法は、透水層を挟在しない、透水性が低く厚い粘性土層に、透水性の良い材料からなる柱を打設して粘性土層内の間隙水を水平方向へ排水させ、圧密を促進させる工法である（Fig. 6－5）。



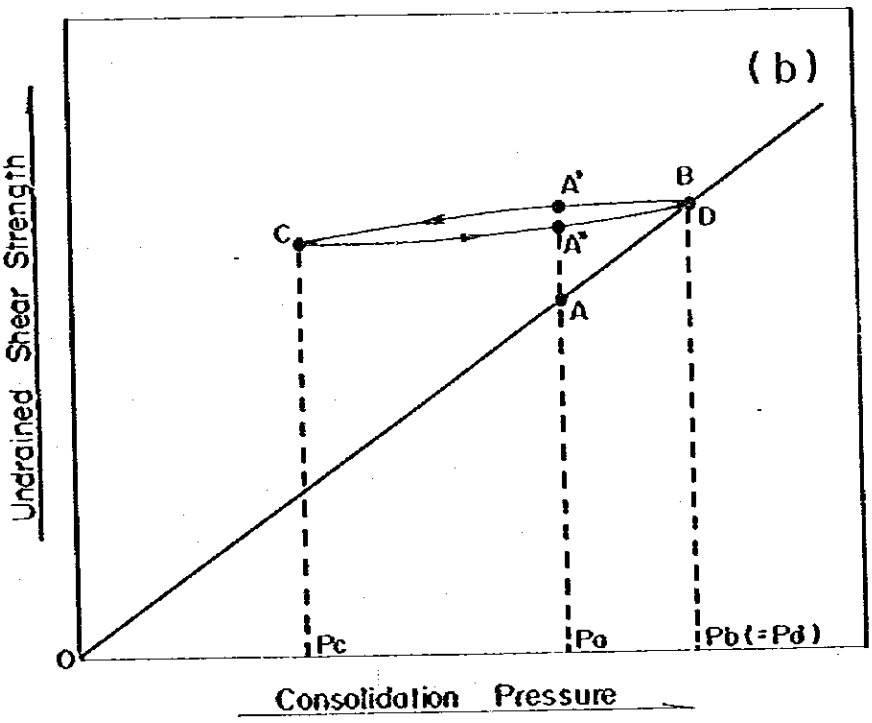


Fig. 6-3 Conceptional Drawing of Consolidation Characteristics of Cohesive Soil

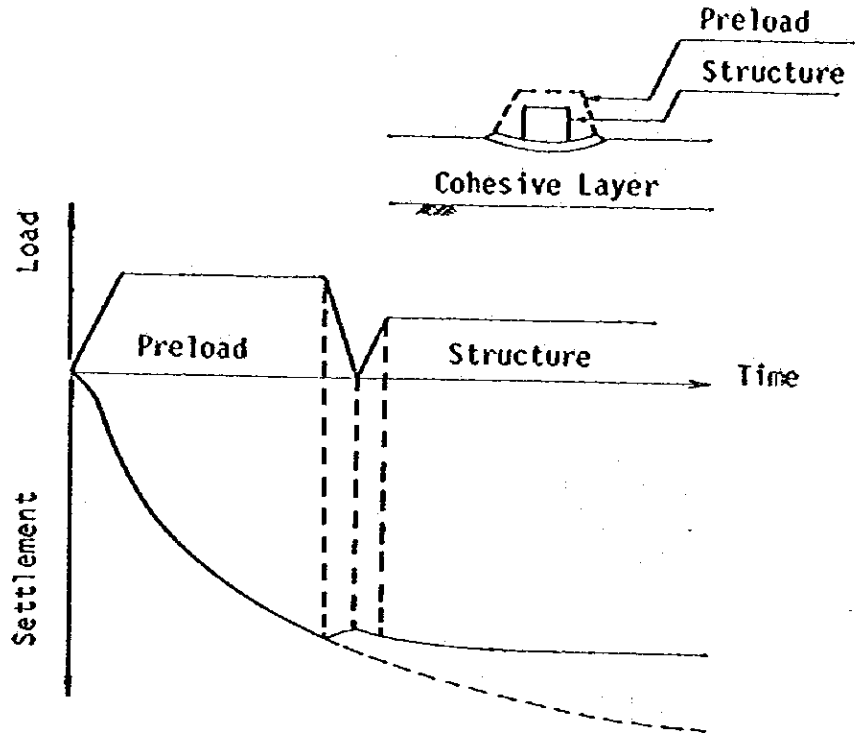


Fig. 6-4 Descriptive Drawing of Preloading Method

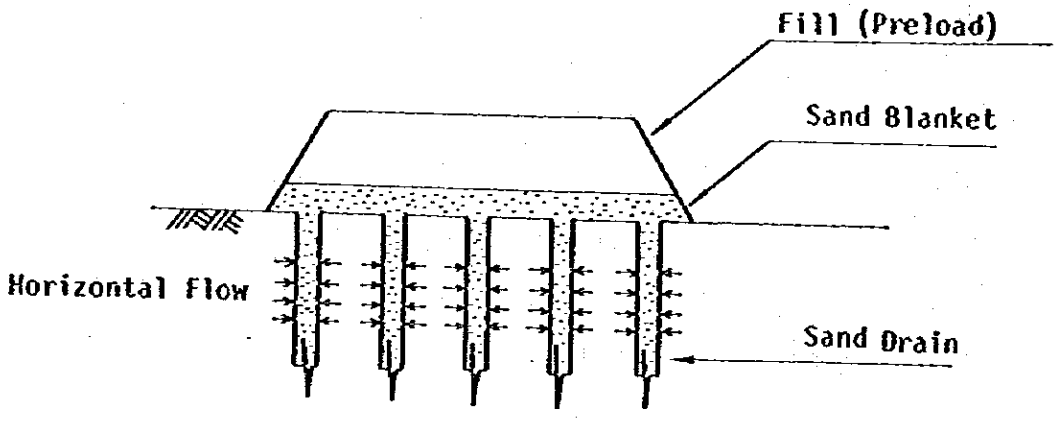


Fig. 6-5 Preloading with Sand Drains

6.1.2 実験位置の選定

実験位置はすでにフェーズⅠで詳細な調査が行なわれたパイロットテストエリア内に選定した。フェーズⅠでの調査に加えて、フェーズⅡでは、軟弱粘性土層の厚さを詳細に調べるために、７１地点でスウェーデン式サウンディングを実施した。サウンディングの結果に基づいて、Fig. 6－6に示す軟弱粘性土の等層厚線図を作成した。試験位置は軟弱粘性土が比較的厚い部分に配置した。試験盛土付近の軟弱粘土層の平均的な厚さは１２ないし１５ｍである。Fig. 6－7は、試験盛土部の土質縦断面図である。

6.1.3 施工実験の概要

Fig. 6－8に示すように、地盤改良の施工実験は、

1) サンドマットの施工

2) サンドドレーンの打設

3) プレロードの載荷

の３段階から成る。

(1) サンドマットの施工

当初、サンドマットはサンドドレーン打設地区にのみ施工する予定であったが、プレロードの施工性をよくするために、試験盛土地区全体に敷設した。サンドドレーン打設地区には、一般の土工重機より重いサンドドレーン打設機が入るため、約1.5ないし２０ｍ程度に厚くサンドマットを敷く必要があった。一方、このサンドマットは、プレロードのみの地区には約0.5ｍの厚さで敷設した。

サンドマットに用いた砂は、鉱選鉱に伴って得られた洗い砂であり、その粒径加積曲線をFig. 6－9に示す。用いた砂は、均質な砂であり、透水係数は0.01㎝/sec程度と推定される。

(2) サンドドレーンの打設

サンドドレーンの打設は不動建設株式会社シンガポール支社により1980年１０月１３日から２８日にかけて行なわれた。サンドドレーンの配置はFig. 6－10に示すように、２ｍピッチの三角形配置で、ドレーンの直径は４０㎝である。合計１５４本のサンドドレーンを約２０ｍ×２０ｍの地区に打設した。打設したサンドドレーンの総延長は2,260.6ｍで、１本当たりの長さの平均は１４.７ｍであった。

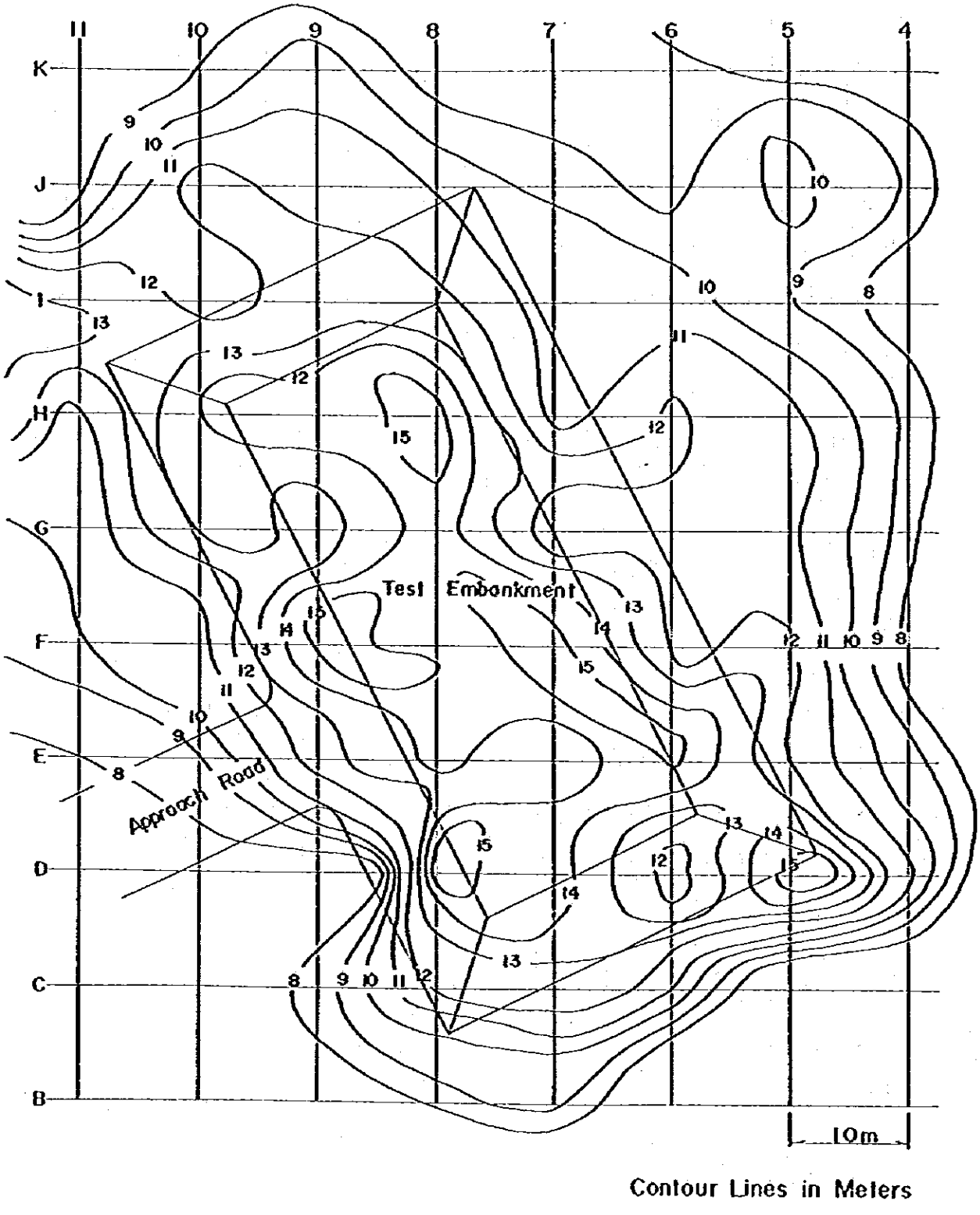


Fig. 6-6 Thickness of Soft Clay Layers

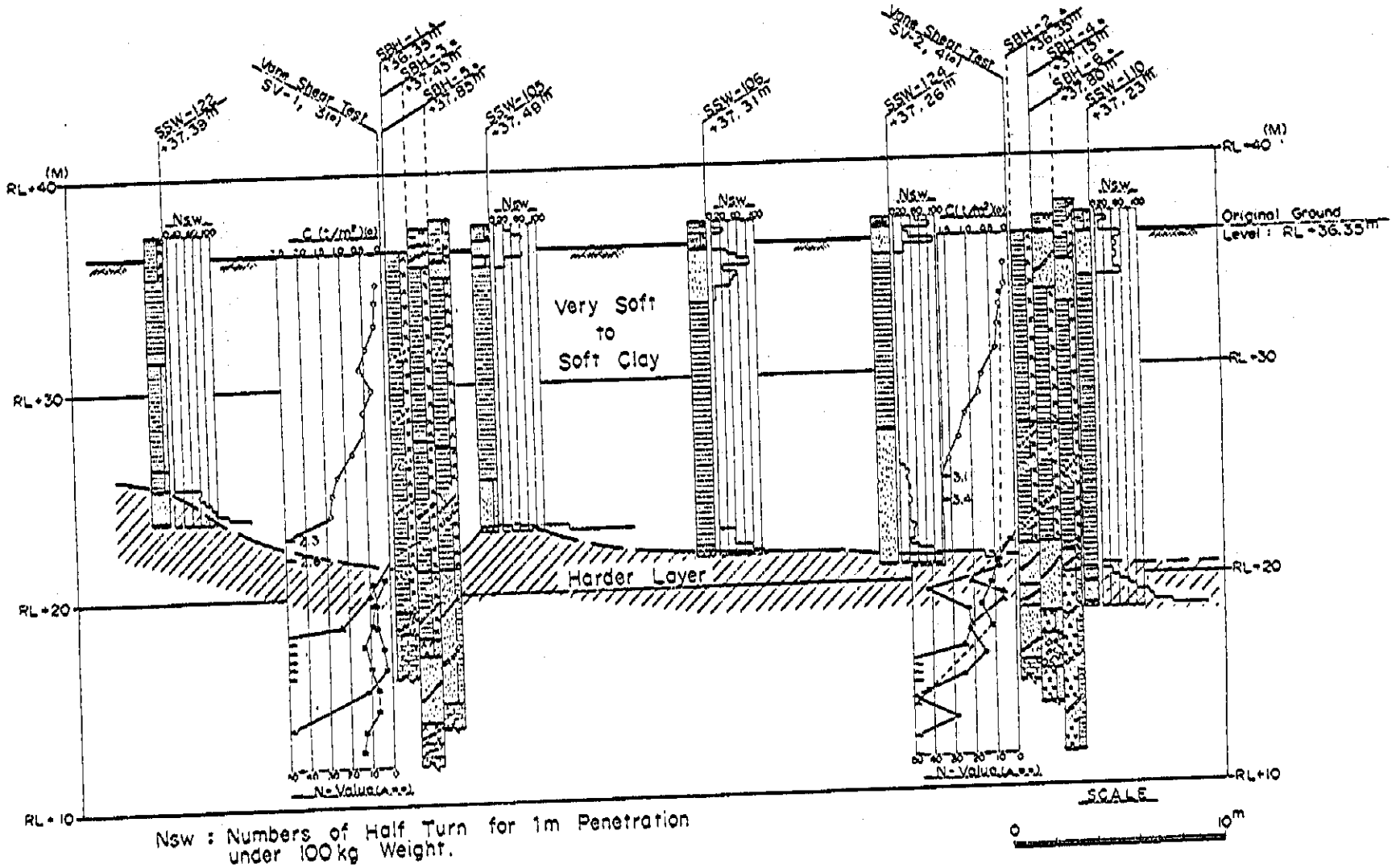
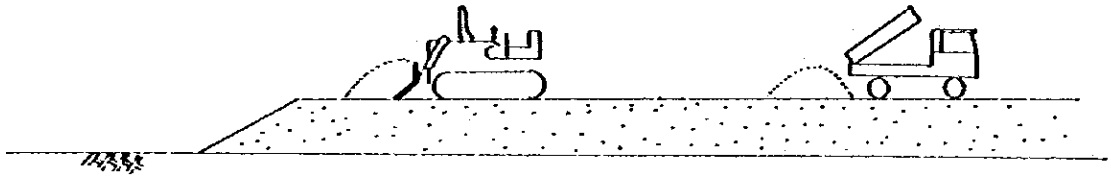
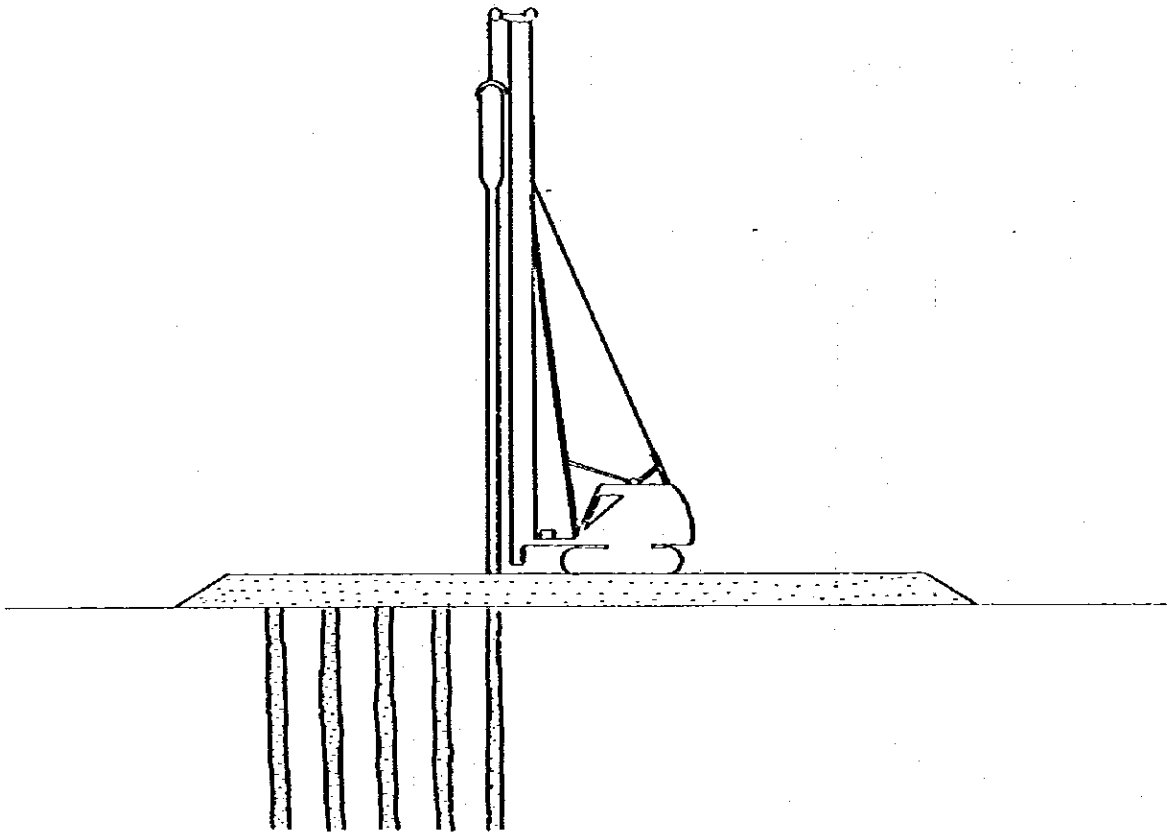


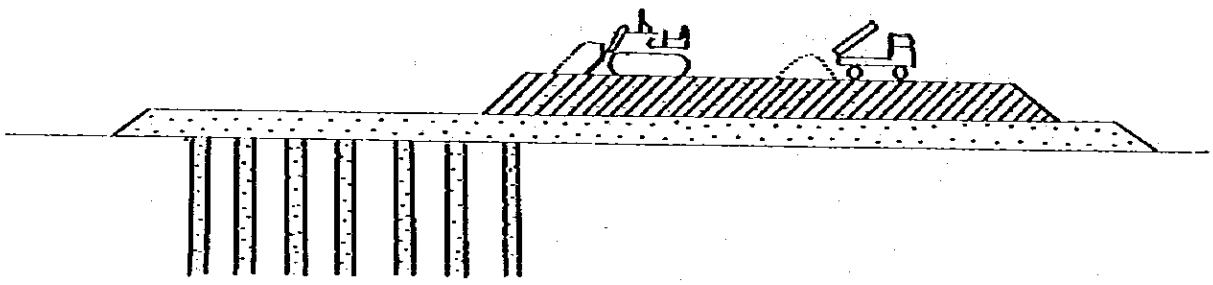
Fig. 6-7 Soil Profile at Test Embankment Area



1. Placing Sand Blanket



2. Installation of Sand Drain



3. Placing Preload

Fig.6-8 Sequence of Sand Drain Installation and Preloading

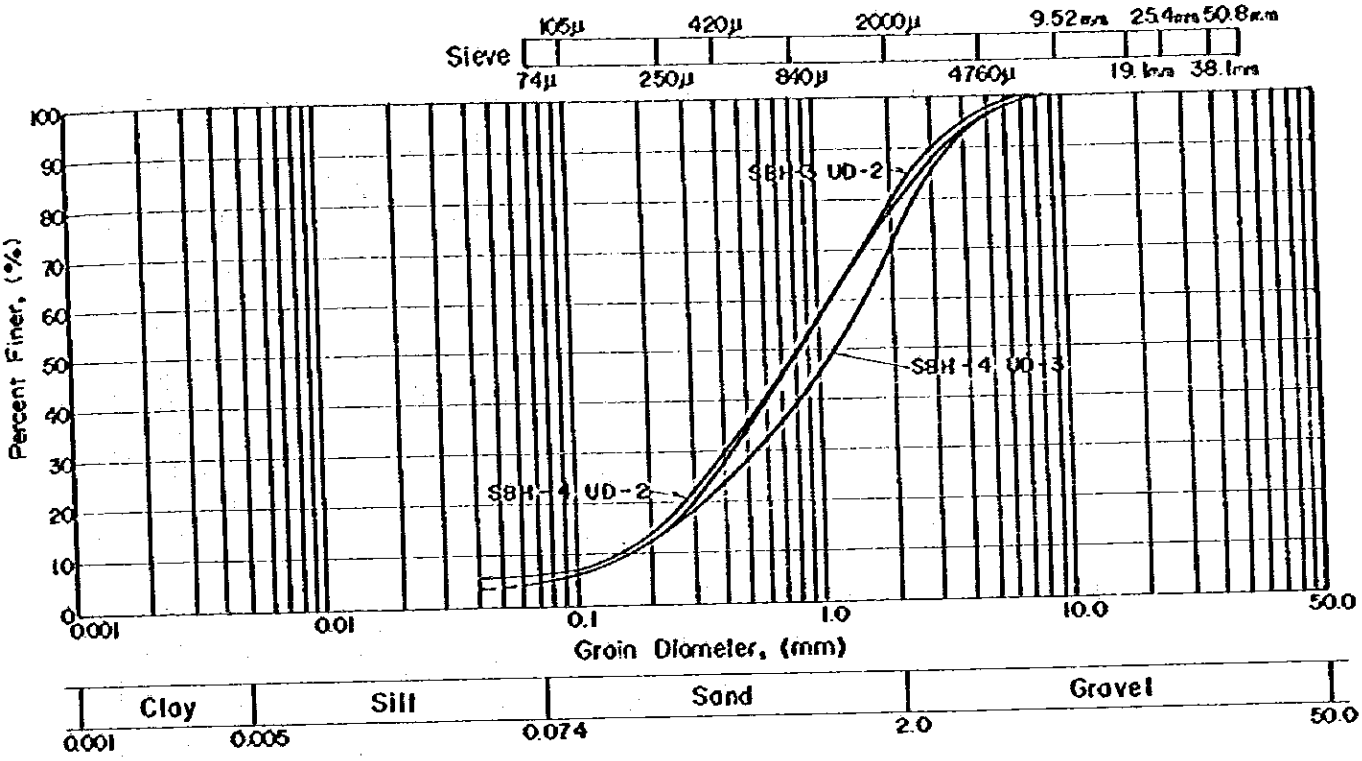
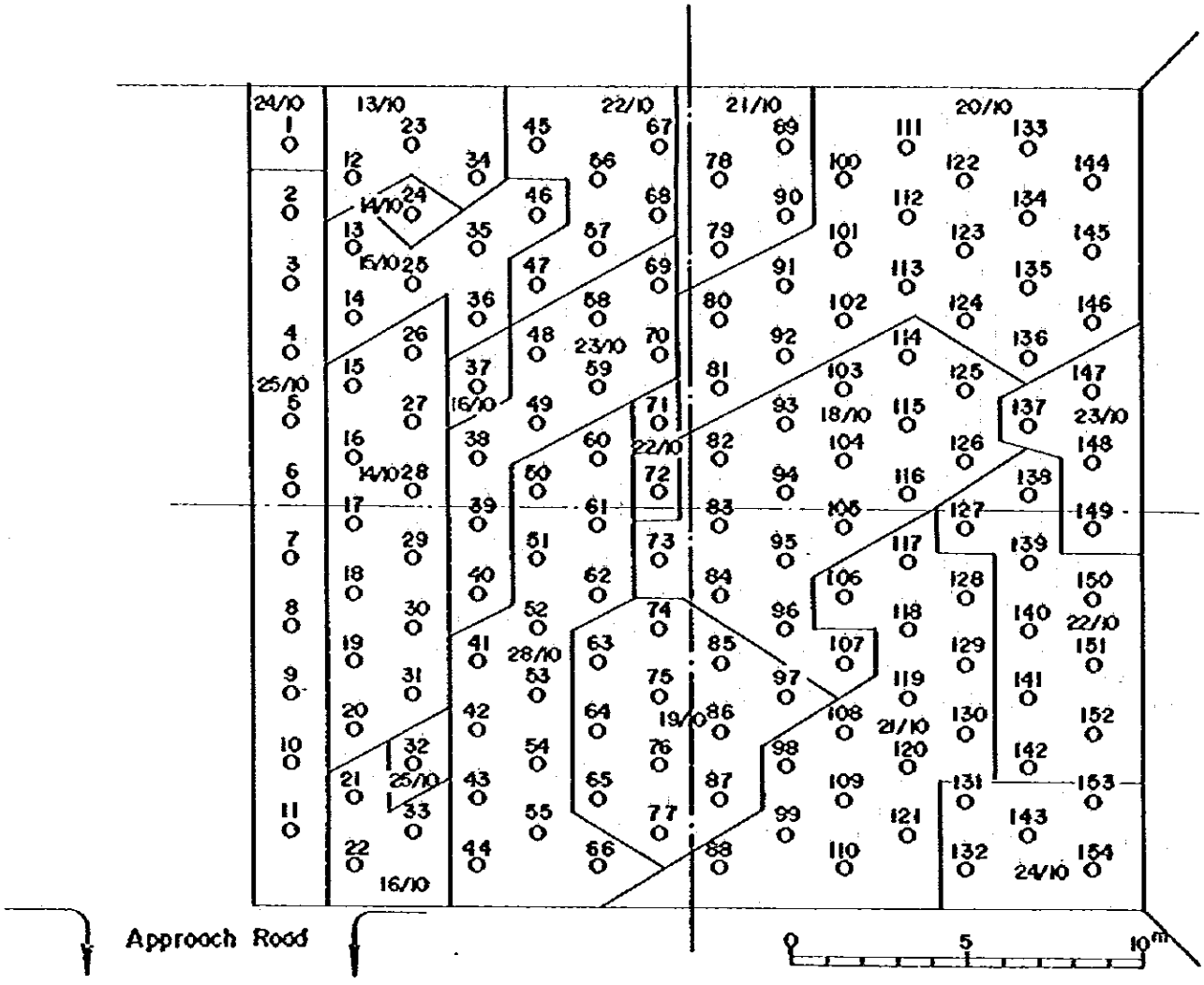


Fig. 6-9 Grading Texture of Sand used for Sand Blanket and Sand Drain



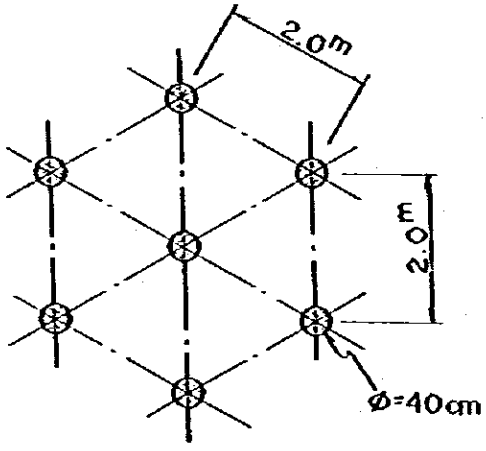


Fig. 6-10 Layout of Sand Drain Installation

Fig. 6－11 にはサンドドレーン打設の進行状況を示している。地盤が著しく軟弱なために、通常の施工速度に比べると著しく遅いものになった。

サンドドレーンに使用した材料は、サンドマットに使用したものと同じものであり、錫選鉱に作って得られた洗い砂である。使用した砂の量もFig. 6－11 に示してある。

(3) プレロードの載荷

地盤が著しく軟弱なため、プレロードは二段階に分けて載荷された。最初のプレロードはサンドドレーン打設直後の1980年１０月２６日から１１月１日にかけて約1.３ｍの高さに盛り上げられた。原地盤が著しく軟弱なために、施工と同時に盛土の沈下が生じ始め、実際に盛られた土の厚さは、サンドマットも含めて、サンドドレーン打設地区で約3.５ｍ、プレロードのみの地区で約1.６ｍとなった。Fig.6－１２およびFig. 6－１３は、１段目のプレロード施行直後の盛土形状を示すものである。

２段目のプレロードは、１段目のプレロード施工終了時から１１０日後の1981年２月１６日から２月２０日の間に施工された。最終盛土高は原地盤面から約1.７５m で、２段目の盛土厚さはサンドドレーン打設地区で約1ｍ、プレロードのみの地区で約0.5ｍであった。Fig. 6－１４およびFig. 6－１５は、２段目のプレロード施工直後の盛土形状を示すものである。

１段目および２段目のプレロードに用いた土は、ドゥタ通りの切土現場で得られたラテライト性の土である。その粒径加積曲線をFig. 6－１６に示しておく。

6.1.4 沈下観測結果

試験盛土の荷重による軟弱地盤の沈下は、試験盛土施工中に設置された沈下板によって観測された。沈下板の位置は、Fig. 6－１２からFig. 6－１５に示した。ベンチマークは余水吐の傍の擁壁の上に設置した(Fig. 6－1)。その標高はＲＬ＋37.371ｍであった。

沈下観測は、施工実験開始以来継続して行なっており、その初期値は、１段目のプレロードの施工を完了した1980年１１月２日の沈下板の標高として取り決めた。

Fig. 6－１７ａからFig. 6－１７ｃは沈下量と時間の関係を算術目盛でプロットしたものであり、Fig. 6－１８ａおよびFig. 6－１８ｂは時間軸にその平方根を取ったもの、

Fig. 6−19aからFig. 6−19dは時間軸にその対数を取ったものを示す。これら一連の図に示された観測結果は、軟弱粘性土の圧密に起因する沈下が未だに進行中であり、一次圧密も完了していない事を示している。また、サンドドレーン打設地区の沈下速度がプレロードのみの地区の沈下速度より顕著に速いことがわかる。サンドドレーン打設地区の3つの沈下板（P−2、P−3、P−8）は同様な傾向と沈下量を示しており、観測精度の信頼性が十分なものである事を示している。また、プレロードのみの地区の三つの沈下板（P−4、P−5、P−7）についても同様な見方ができる。

6.1.5 観測結果の検討

圧密による最終沈下量の推定と沈下速度の検討は、次に示す二つの方法で行なった。

1) 室内圧密試験から得られた結果に基づく方法

2) 試験盛土の沈下観測結果に基づく方法

(1) 最終圧密沈下量

最終圧密沈下量の推定値をTable 6−1に示した。1段目の盛土（盛土高1.3m）に対しての最終圧密沈下量は、室内圧密試験結果に基づく推定ではサンドドレーン打設地区およびプレロードのみの地区とも約80cmであるが、一方試験盛土の沈下観測結果を用いた双曲線法による推定では、サンドドレーン打設地区では、75ないし82cm、プレロードのみの地区では30ないし40cmとなった。

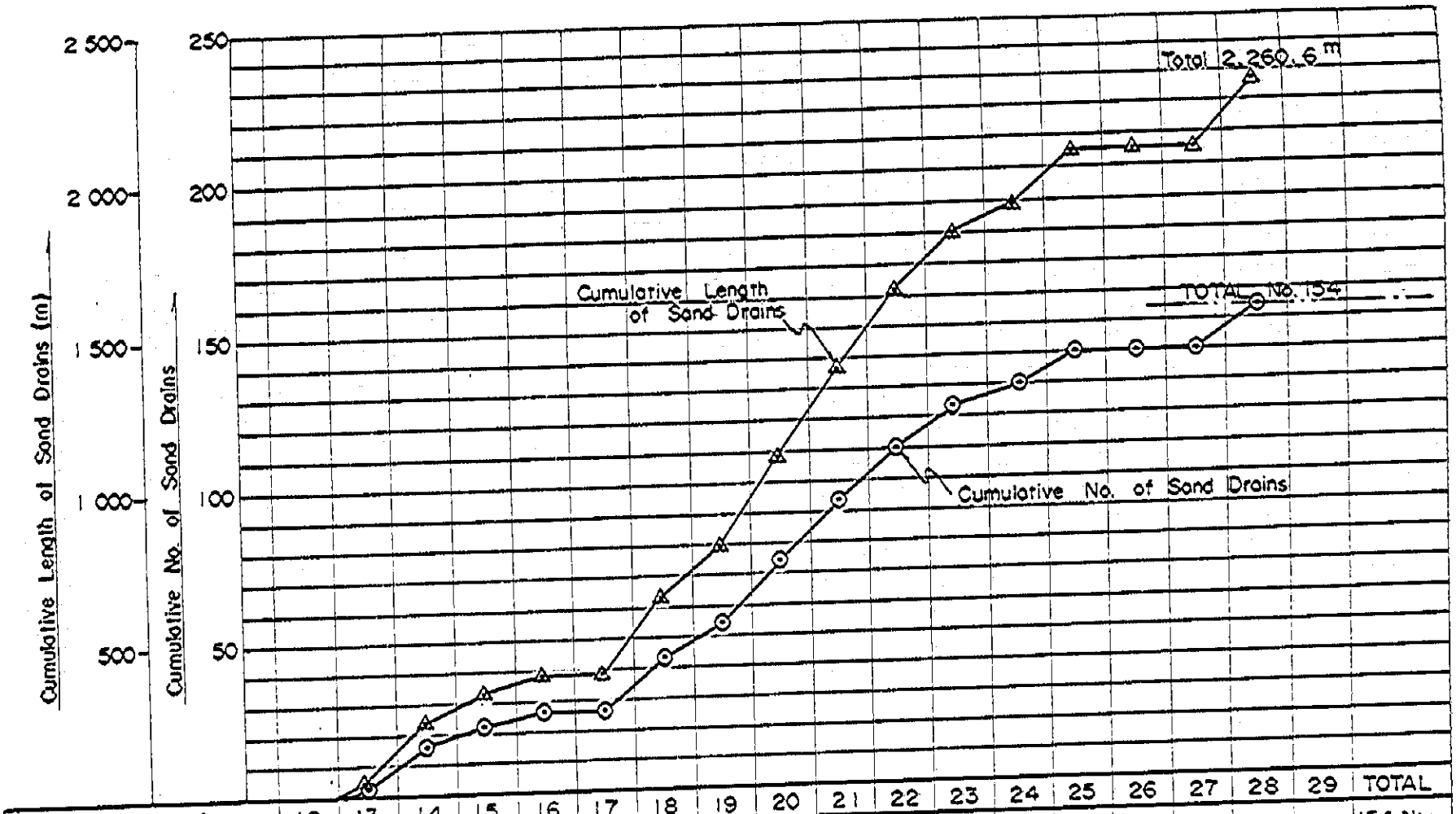
2段目の盛土は1段目盛土の上に、原地盤面より+1.75mの高さまで盛り上げられた。この2段目の盛土による最終圧密沈下量は圧密試験結果に基づく推定では65cmであり、現場での沈下観測結果からは、サンドドレーン打設地区において69ないし77cm、プレロードのみの地区では61ないし69cmと推定された。2段目の盛土による最終沈下量の推定値は、室内圧密試験結果に基づいて推定されたものと現場観測結果によるものとがよい一致を示している。

(2) 沈下速度

圧密度50%および90%を達成するために要する時間、t_{50}およびt_{90}についても先に述べた2つの方法、すなわち室内圧密試験結果に基づく解析および現場観測結果に基づく方法によって推定を行なった。

(a) 室内圧密試験結果に基づいて推定される沈下速度

室内圧密試験結果によれば、锡索跡地の軟弱粘性土の平均的な圧密係数、c_v



Date	Oct. 1980	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	TOTAL
Work Executed (Daily Basis)	No. of Sand Drains	0	3	13	6	4	0	17	11	20	19	17	13	6	11	0	0	14		154 Nos
	Total Length of Sand Drains	0	44.2	194.5	88.5	55.6	0	248.4	161.4	295.6	276.1	248.8	190.1	85.9	162.2	0	0	209.3		2260.6 m
	Sand Used (m^3)	0	7.15	31.9	13.2	10.45	0	40.7	25.3	46.2	41.8	41.25	33.55	14.3	24.2	0	0	30.8		360.8 m^3
Cumulatives	No. of Sand Drains	0	3	16	22	26	26	43	54	74	93	110	123	129	140	140	140	154		
	Length of Sand Drains	0	44.2	238.7	327.2	382.8	382.8	631.2	792.6	1088.2	1364.3	1613.1	1803.2	1889.1	2051.3	2051.3	2051.3	2260.6		

Fig. 6-11 Progress of Sand Drain Installation

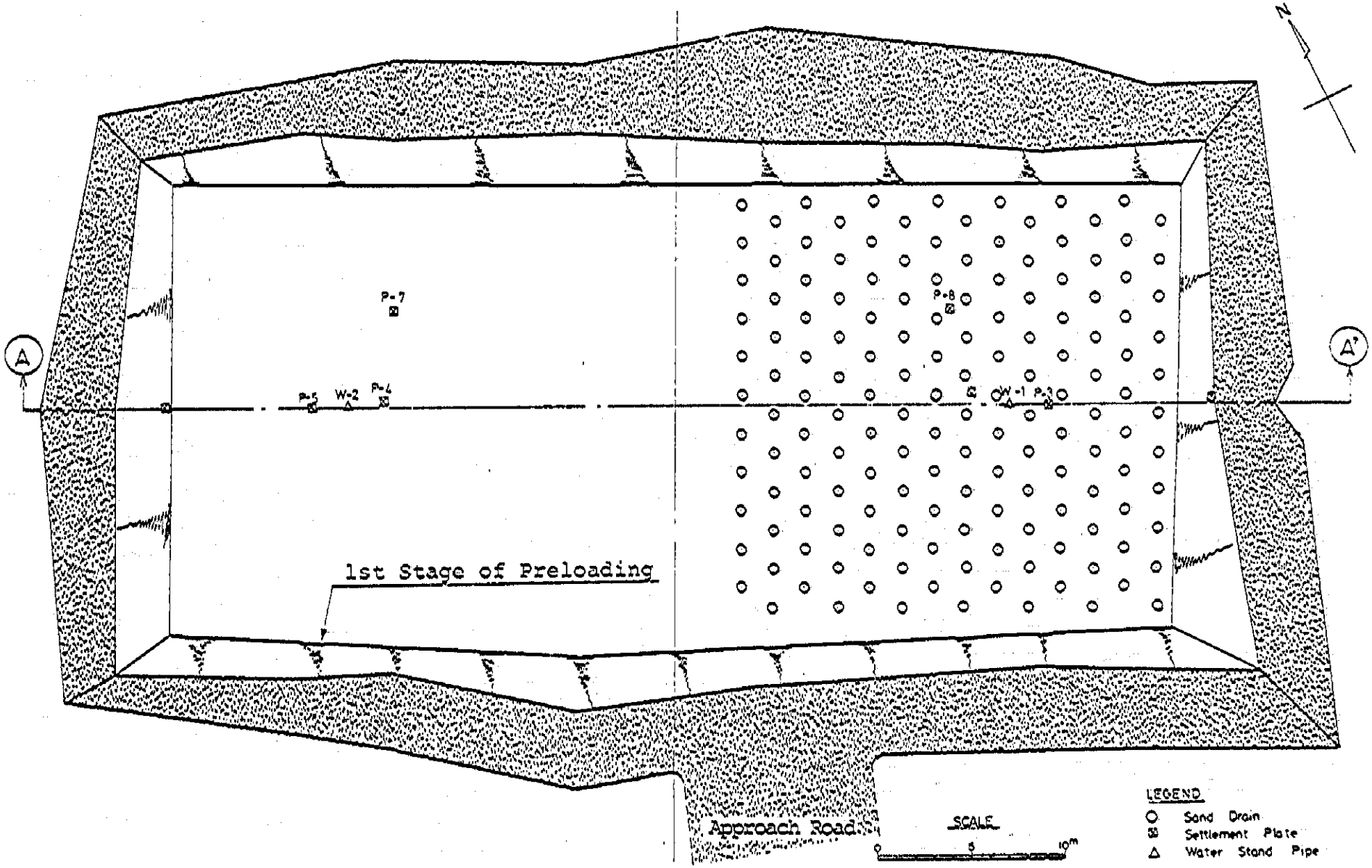


Fig. 6-12 Configuration of Test Embankment at Preload Placement and Locations of Sand Drains, Settlement Plates and Water Stand Pipes

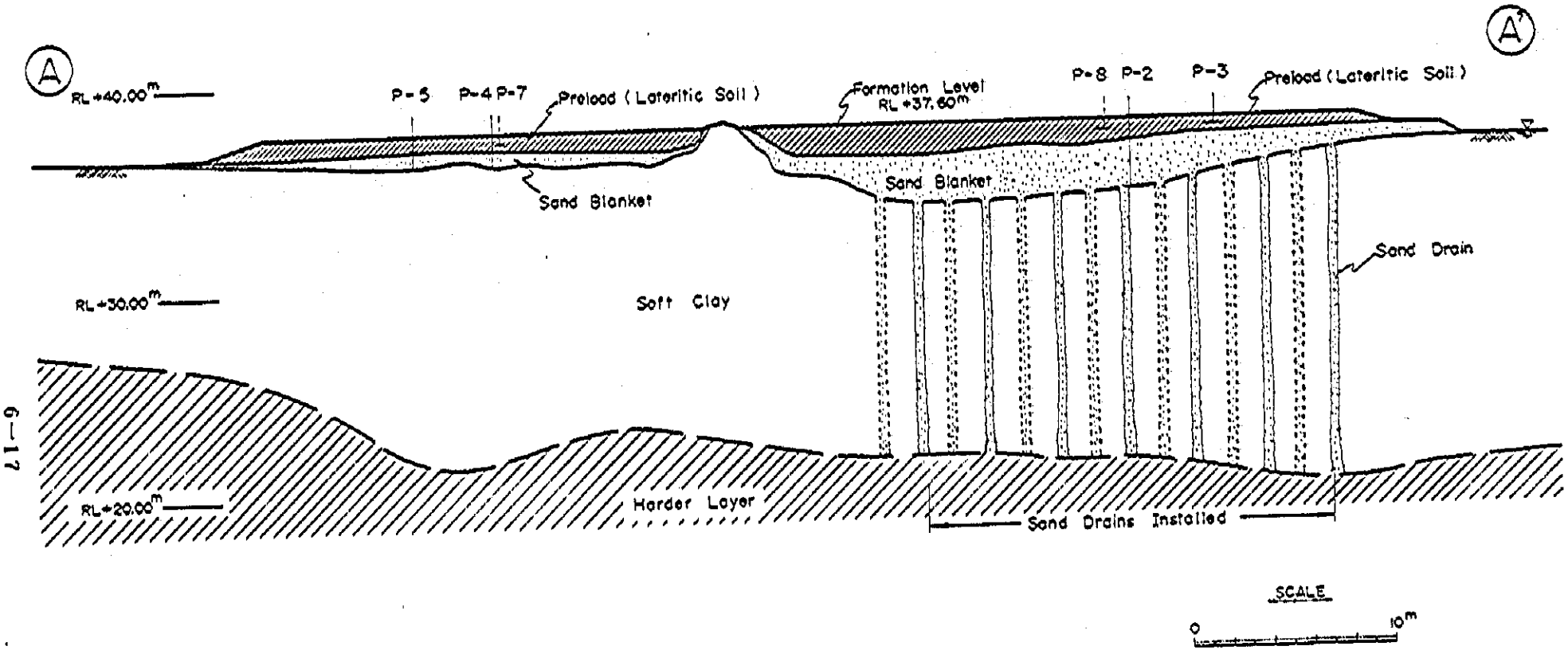


Fig. 6-13 Cross Section along Center Line of Test Embankment
(After 1st Embankment)

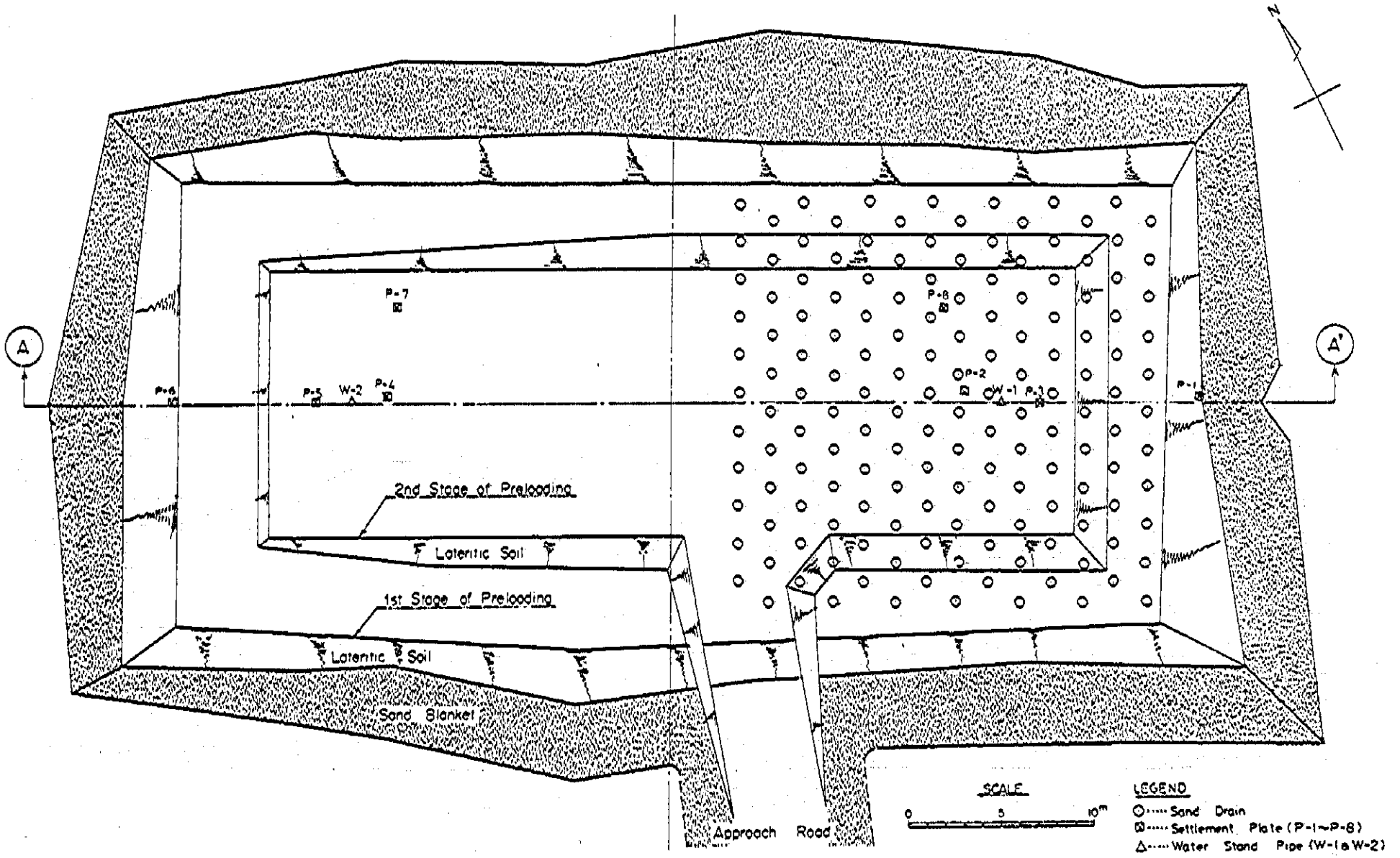


Fig. 6-14 Final Configuration of Test Embankment at Preload Placement and Locations of Sand Drains, Settlement Plates and Water Stand Pipes

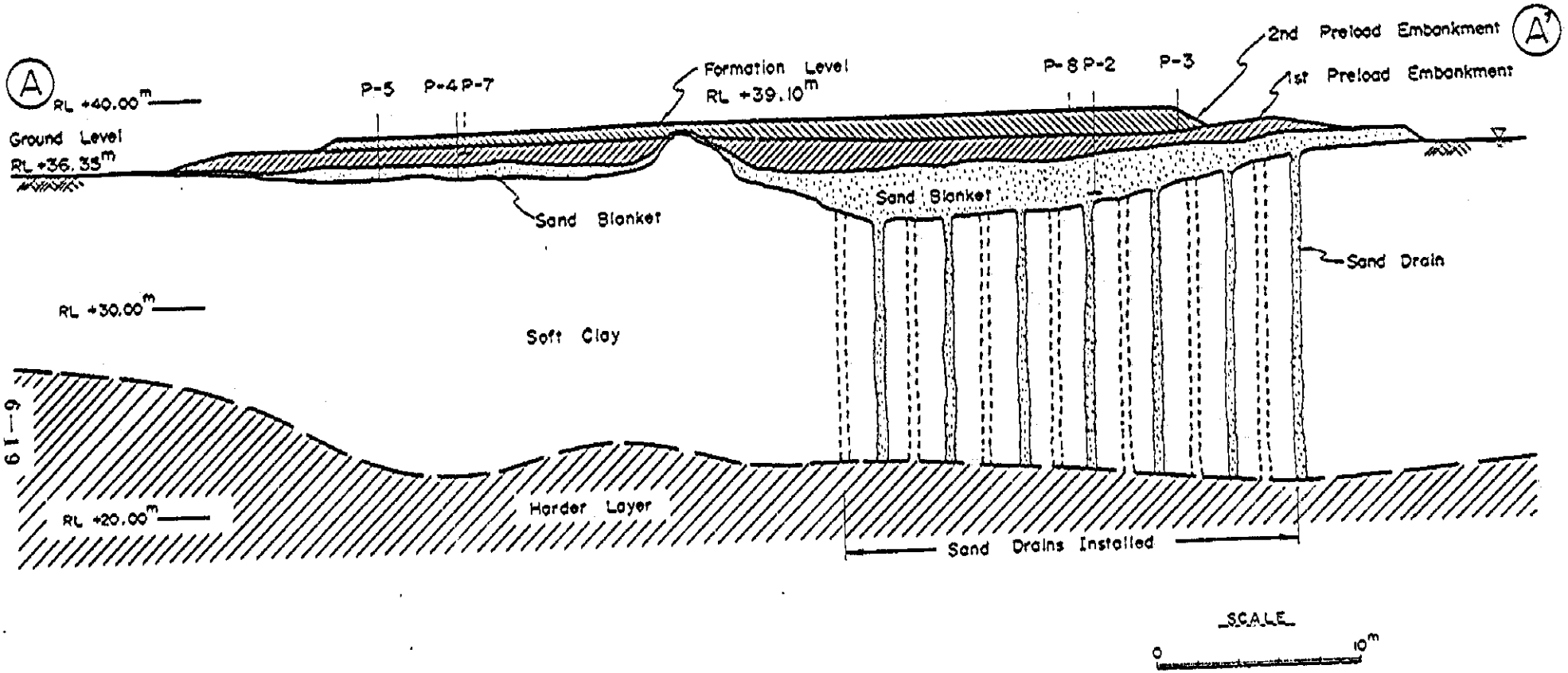


Fig. 6-15 Cross Section along Center Line of Test Embankment (After 2nd Embankment)

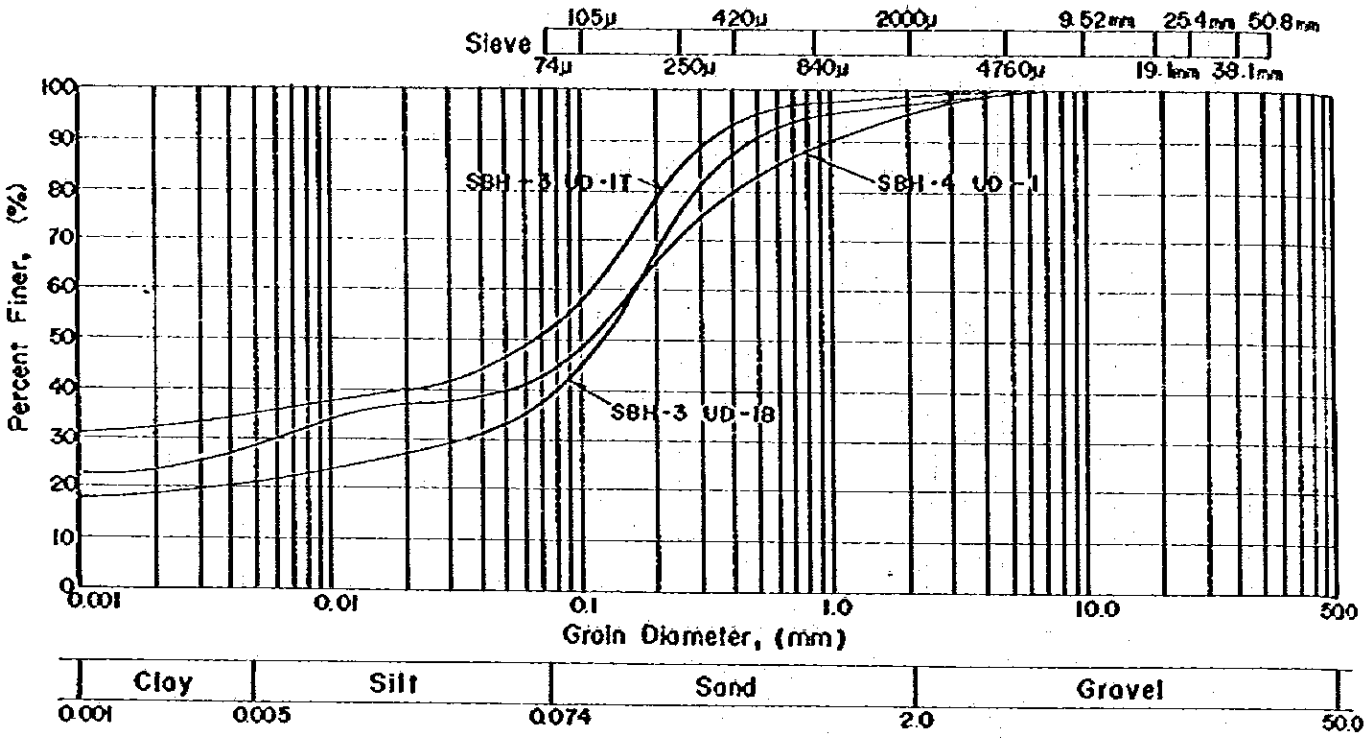


Fig.6-16 Grading Texture of Lateritic Soils used for Preloading

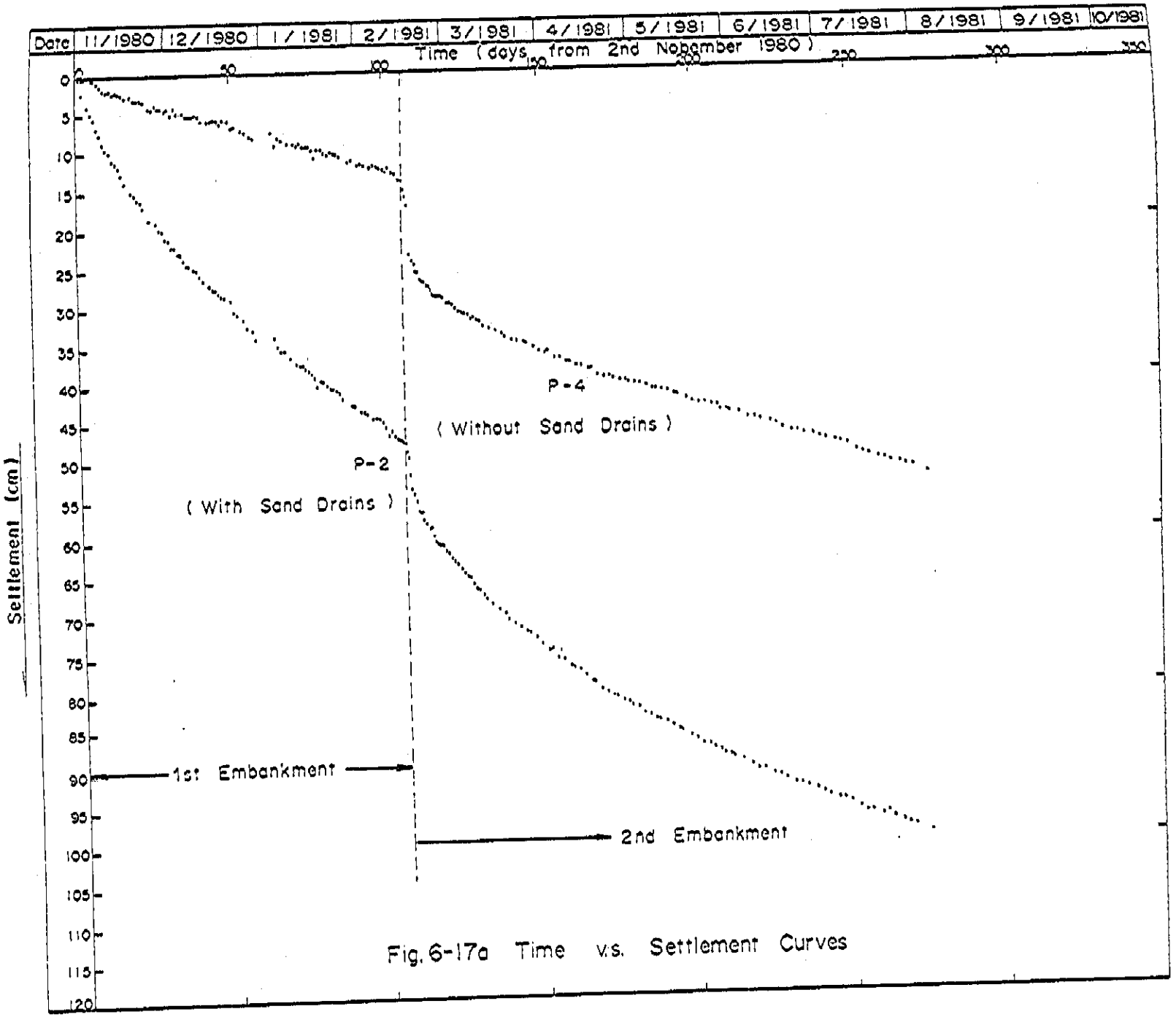


Fig. 6-17a Time v.s. Settlement Curves

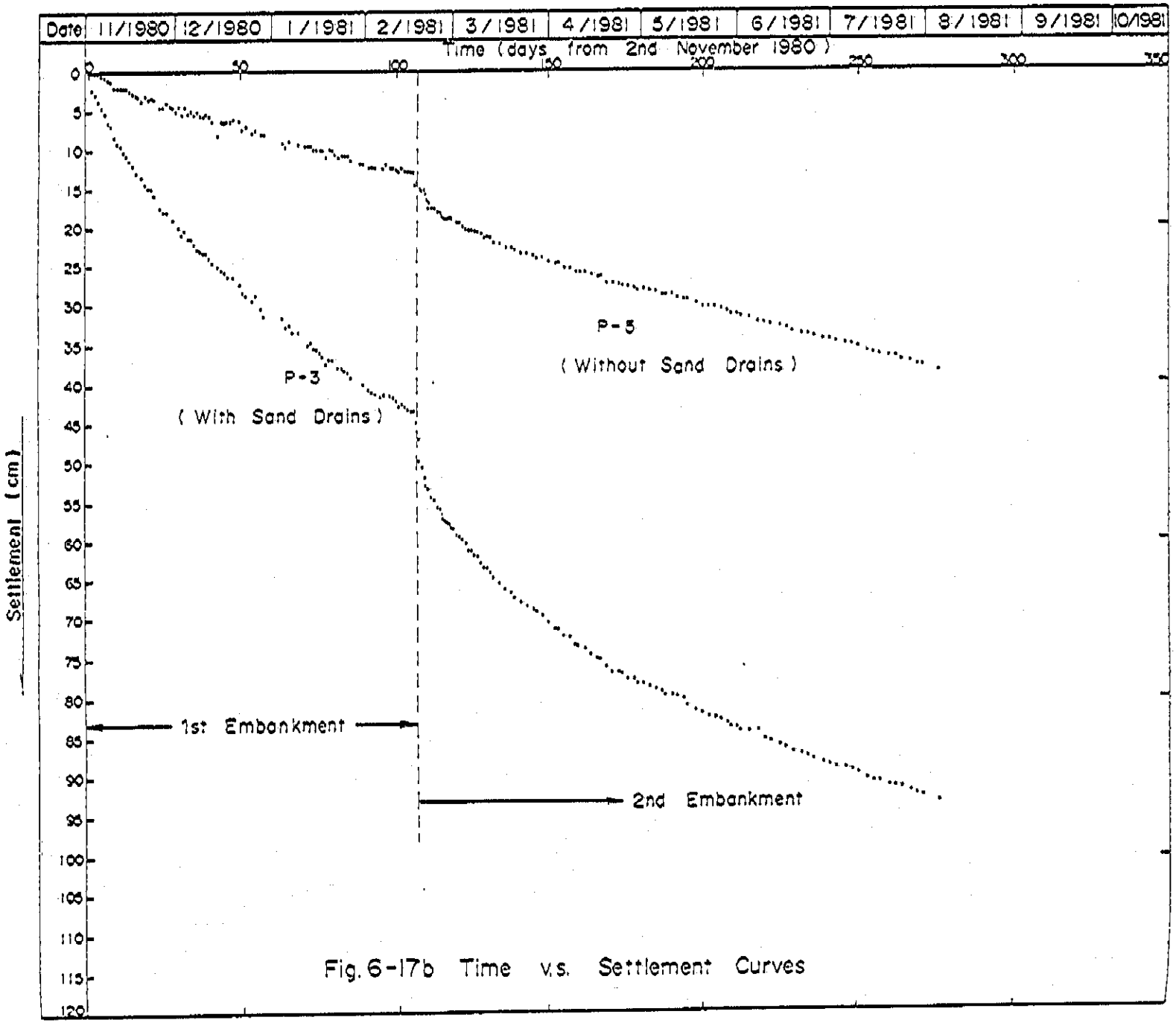


Fig. 6-17b Time v.s. Settlement Curves

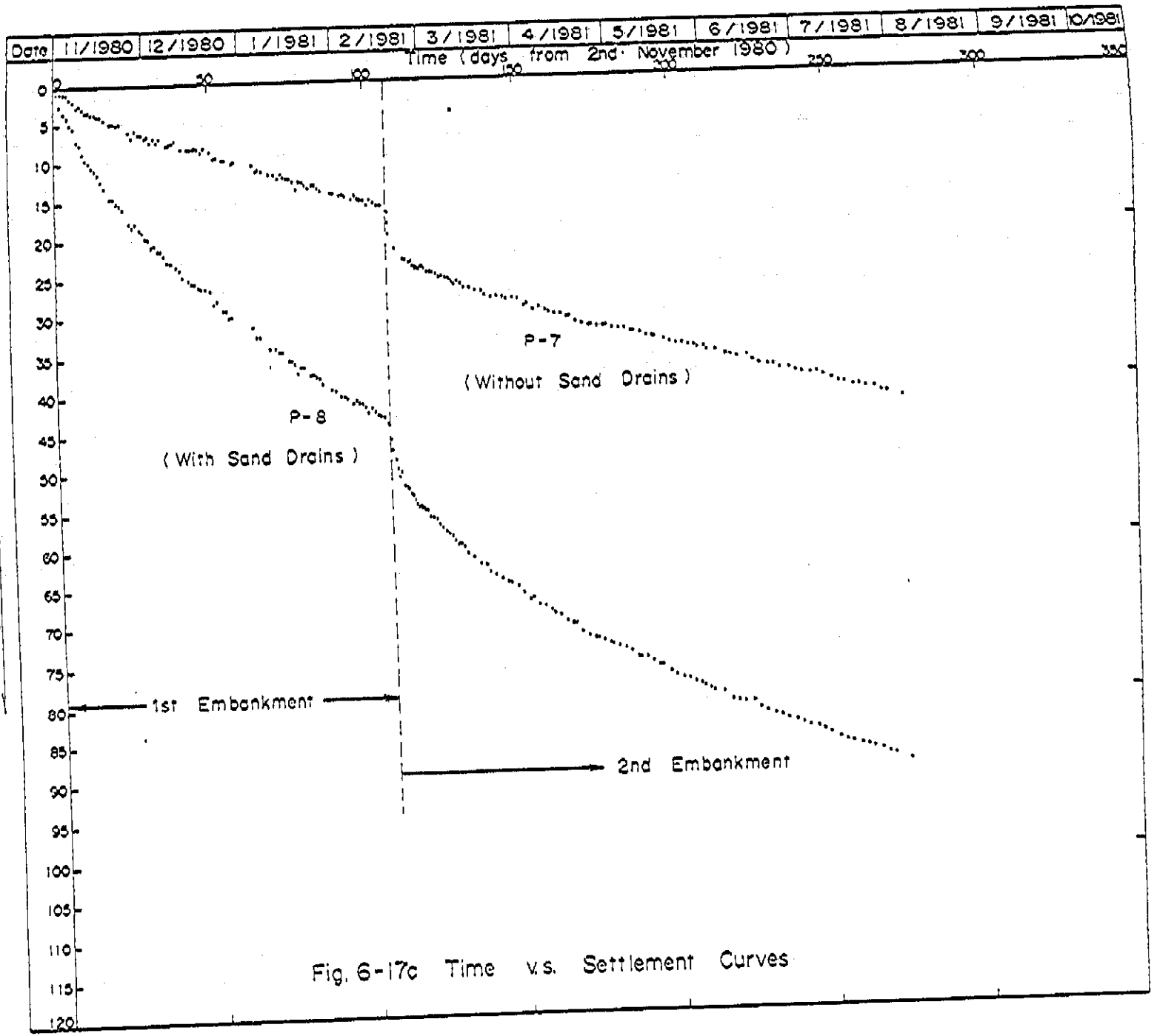


Fig. 6-17c Time v.s. Settlement Curves

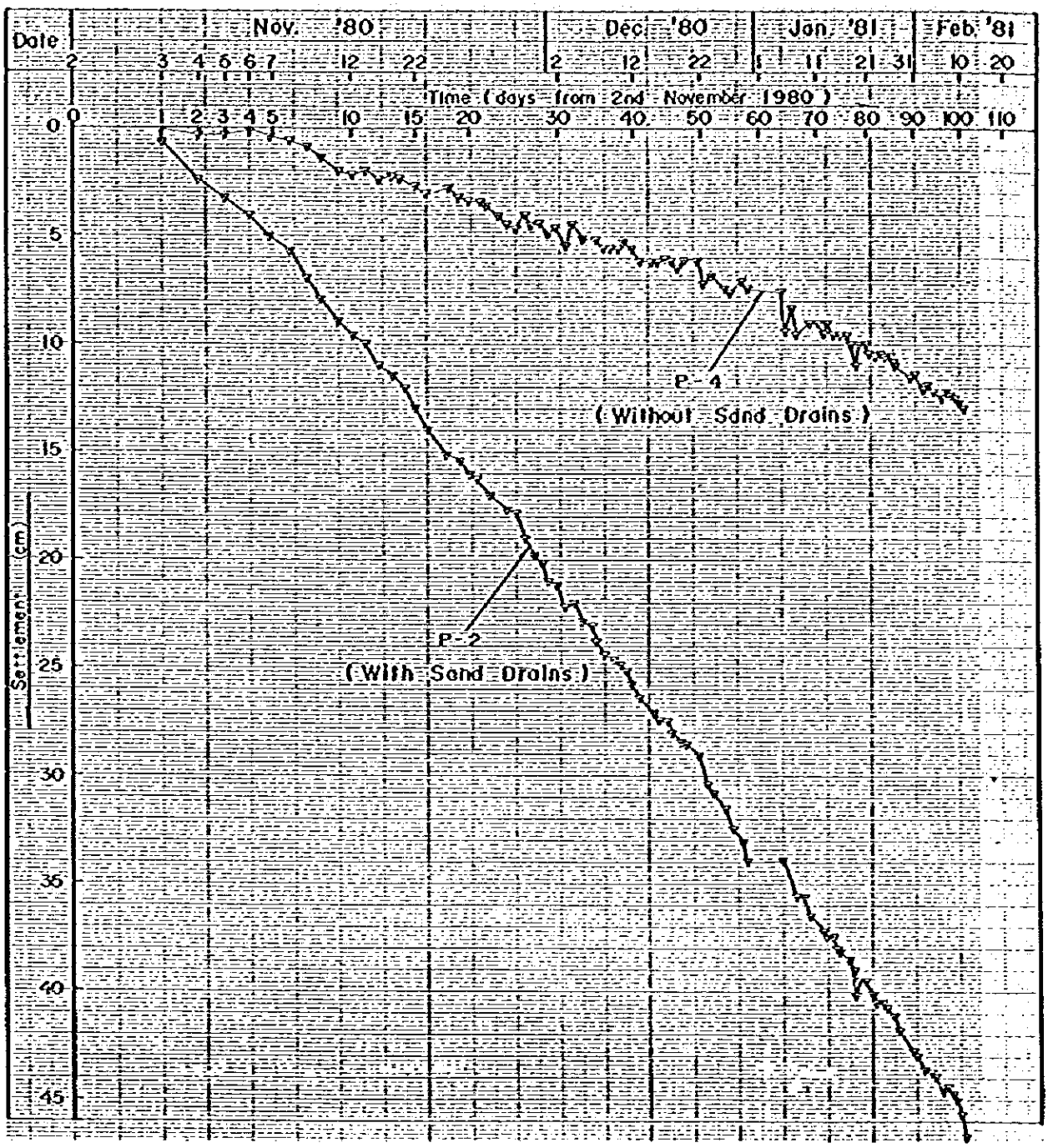


Fig. 6-18a Root-Time vs. Settlement Curves
(For 1st Preloading)

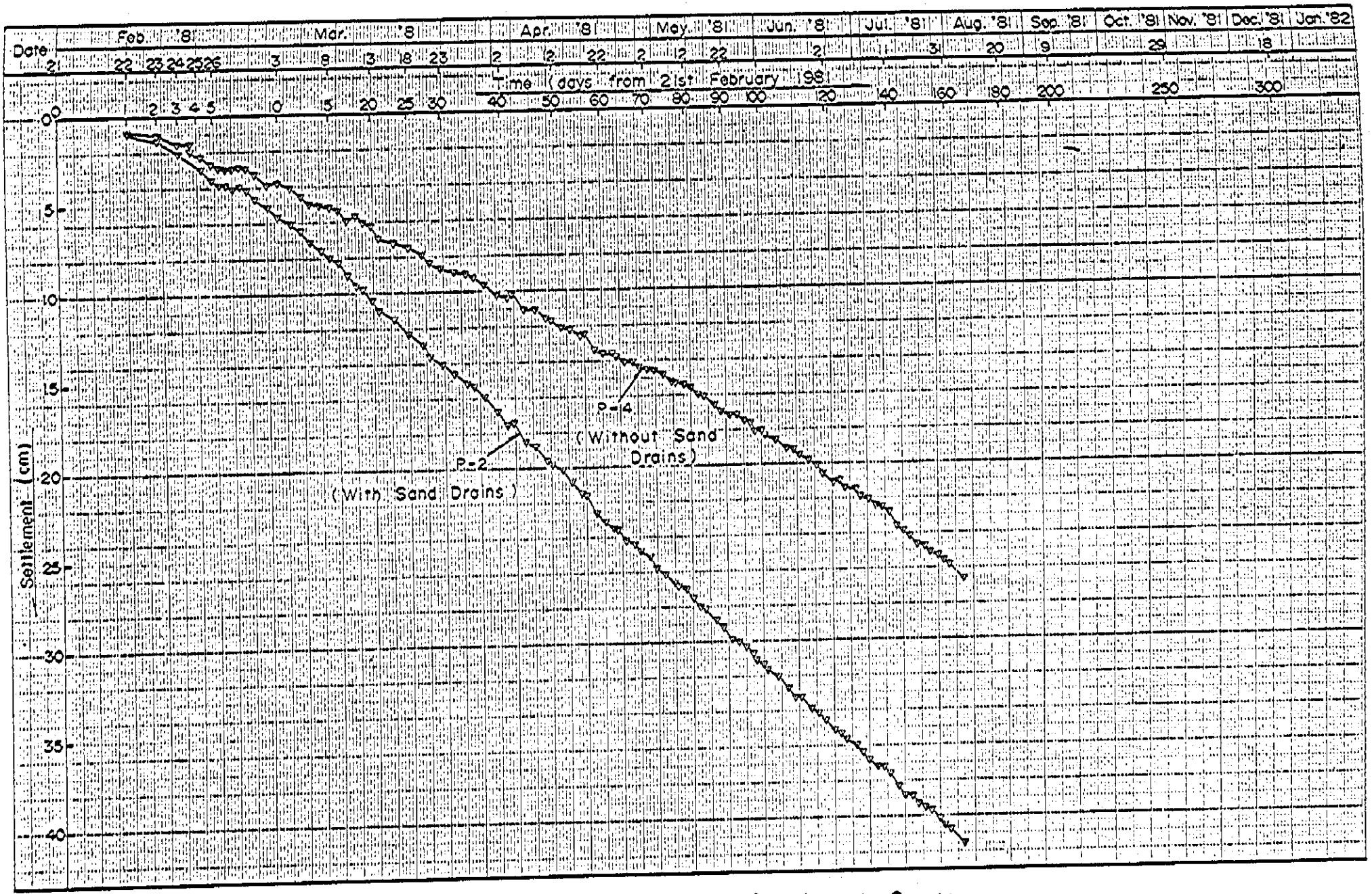


Fig. 6-18b Root-Time v.s. Settelement Curves
(For 2nd Preloading)

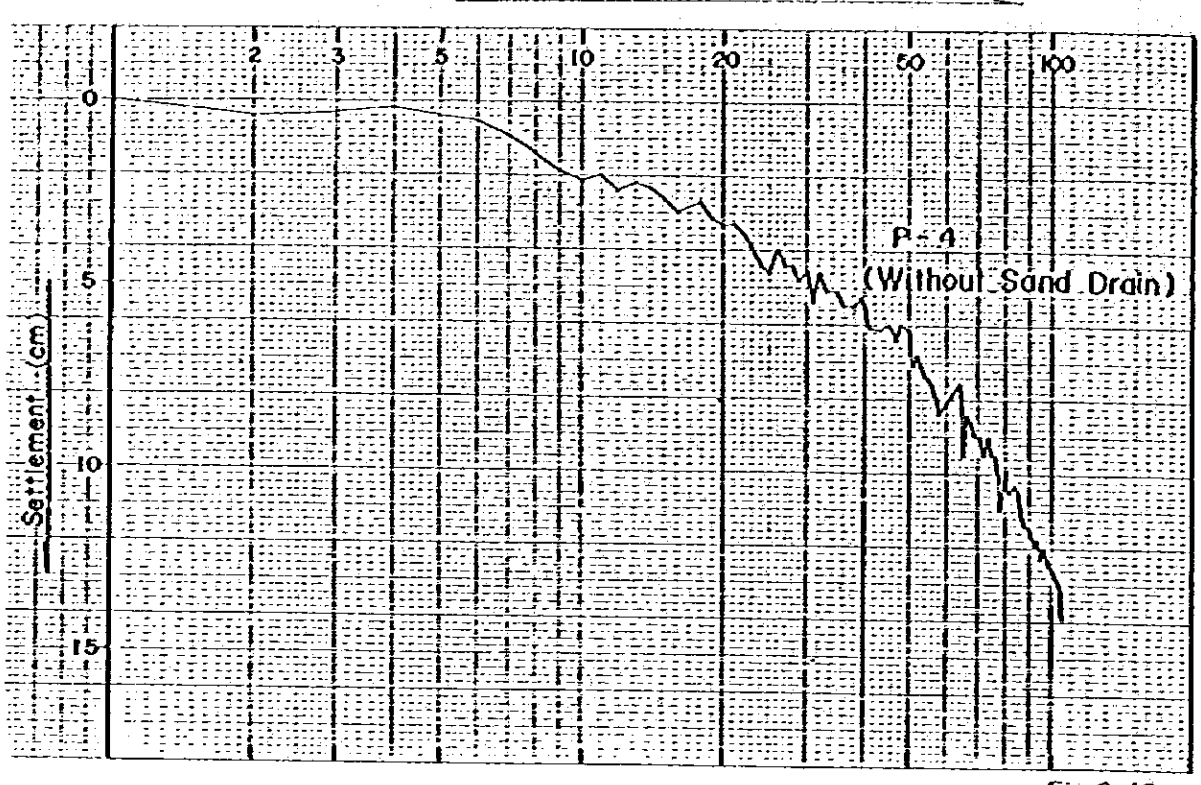


Fig.6-19a

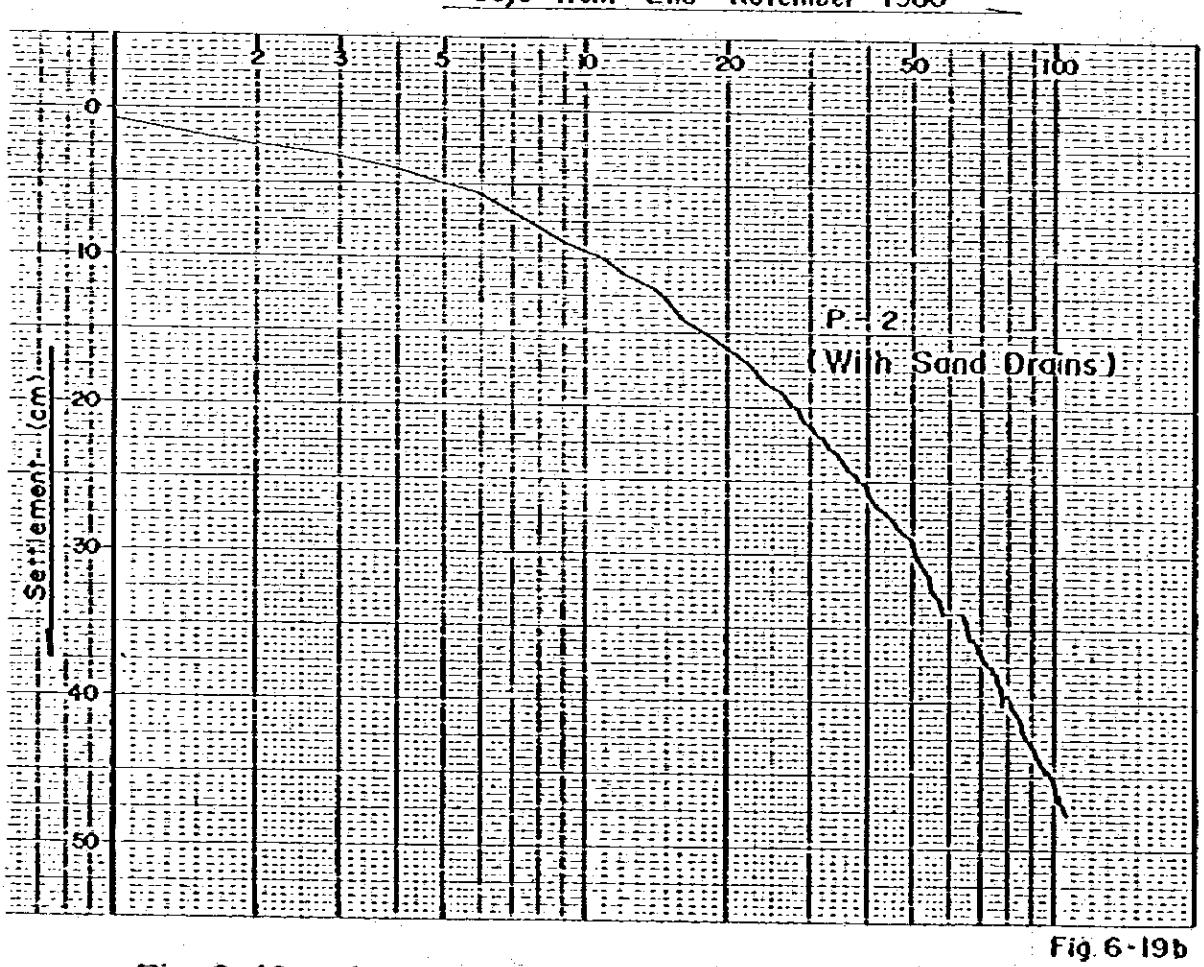


Fig.6-19b

Fig. 6-19a & b Logarithm of Time vs. Settlement Curves (For 1st Preloading)

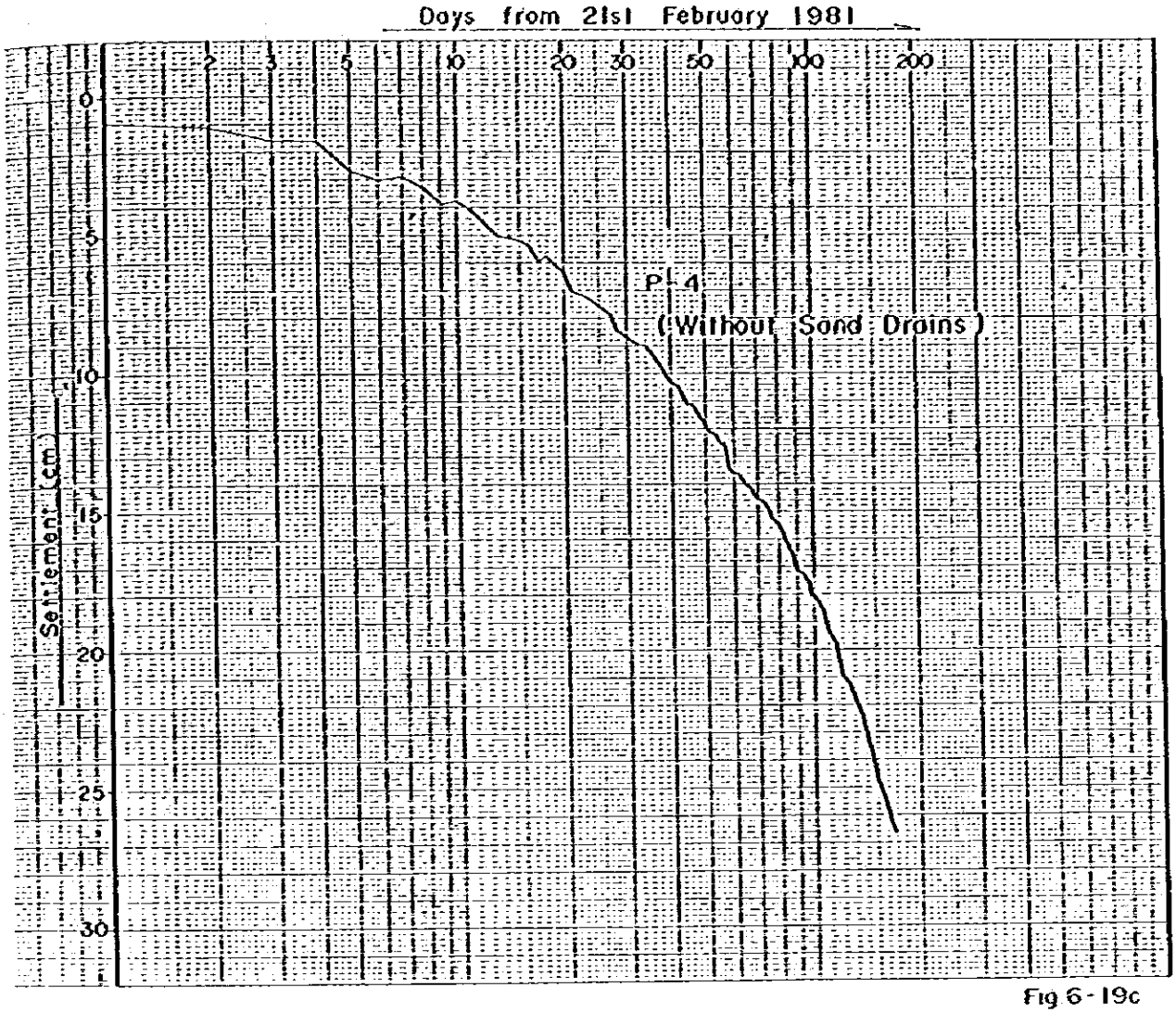


Fig 6-19c

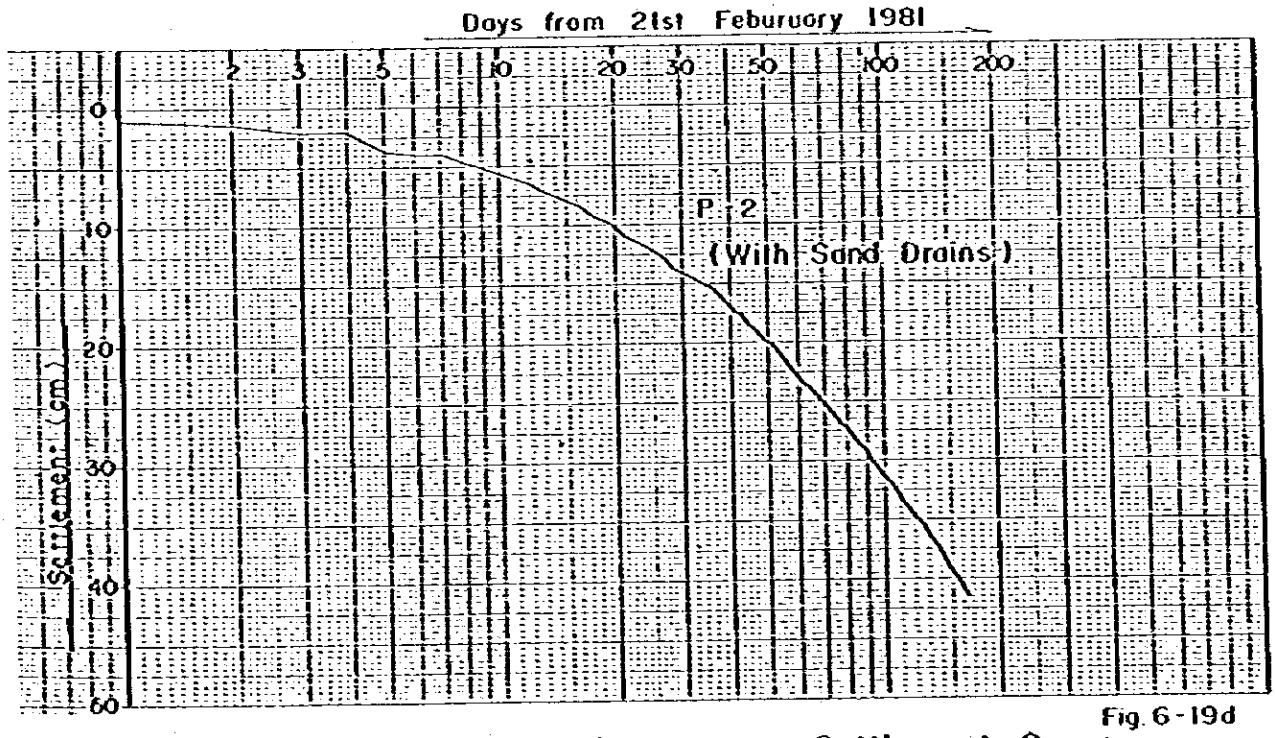


Fig. 6-19d

Fig. 6-19c a d Logarithm of Time v.s. Settlement Curves
(For 2nd Preloading)

Table 6-1 Estimation of Total Settlement

		After Laboratory Soil Tests	After Field Observation (by Hyperbolic Fitting Method)
Under 1st Stage Preload	Without Sand Drains	80 cm	30 ∿ 40 cm
	With Sand Drains	80 cm	75 ∿ 82 cm
Under 2nd Stage Preload	Without Sand Drains	65 cm	61 ∿ 69 cm
	With Sand Drains	65 cm	69 ∿ 77 cm

は約0.05cm²/minであった。この値を用いて50%および90%圧密に要する時間、t_{50}およびt_{90}を推定した。排水条件は、現場の状況に照らし合わせて次のようなものと仮定した。

1) プレロードのみの地区

両面排水として、排水距離Hは、

$$H = \frac{1}{2} \times 15\,m = 7.5\,m$$

2) サンドドレーン打設地区

サンドドレーンの直径40cm、中心距離2mの三角形配置。従って、有効円の直径、deは210mとなる。水平方向の圧密係数、c_hは鉛直方向の圧密係数、c_vと等しいと仮定する。

(b) 現場観測結果から予測される沈下速度

現場での沈下観測結果を双曲線法を用いて解析し、t_{50}およびt_{90}を推定した。

Table6−2aとTable6−2bは、上記の二つの方法で推定した50%圧密および90%圧密に要する時間、t_{50}とt_{90}を比較して示すものである。これらの表から次のような事が言える。

Table 6-2a Estimation of the Time Rate of Settlement
(For 1st Stage Preload)

Degree of Consolidation	Sand Drain		After Laboratory Soil Tests	After Field Observation (by Hyperbolic Fitting Method)
50%	Without Sand Drains	t_{50}	1540 days* (4.2 years)	200 ∿ 230 days‡
		c_v	5×10^{-2} cm²/min‡	3.3∿3.8 $\times 10^{-1}$ cm²/min*
	With Sand Drains	t_{50}	51 days*	80 ∿ 85 days‡
		c_h	5×10^{-2} cm²/min‡	3.0∿3.2 $\times 10^{-2}$ cm²/min*
90%	Without Sand Drains	t_{90}	6600 days*	2100 ∿ 2300 days‡
		c_v	5×10^{-2} cm²/min‡	1.4∿1.5 $\times 10^{-1}$ cm²/min*
	With Sand Drains	t_{90}	190 days*	720 ∿ 770 days‡
		c_h	5×10^{-2} cm²/min‡	1.2∿1.4 $\times 10^{-2}$ cm²/min*

‡ Known from test or experiment

* Estimated from known value

Table 6-2b Estimation of the Time Rate of Settlement (For 2nd Stage Preload)

Degree of Consolidation	Sand Drain		After Laboratory Soil Tests	After Field Observation (by Hyperbolic Fitting Method)
50%	Without Sand Drains	t_{50}	1300 days*	330 days‡
		c_v	5×10^{-2} cm^2/min‡	2.0×10^{-1} cm^2/min*
	With Sand Drains	t_{50}	51 days*	140 days‡
		c_h	5×10^{-2} cm^2/min‡	4.6×10^{-2} cm^2/min*
90%	Without Sand Drains	t_{90}	5800 days*	3000 days‡
		c_v	5×10^{-2} cm^2/min‡	9.6×10^{-2} cm^2/min*
	With Sand Drains	t_{90}	190 days*	1270 days‡
		c_h	5×10^{-2} cm^2/min‡	0.75×10^{-2} cm^2/min*

* Known from tests or experiment ‡ Estimated from known value

(a) サンドドレーンの効果

サンドドレーンの効果は施工実験によって明瞭である。サンドドレーン打設地区の沈下速度は、プレロードのみの地区の沈下速度よりも著しく速い。サンドドレーン打設地区の t_{50} および t_{90} は、プレロードのみの地区の約3分の1となっている。

(b) 現場観測結果と室内圧密試験結果による予測値との比較

室内試験結果より算定された t_{50} と現場観測値の双曲線近似により推定された t_{50} を比較すれば、次のような事が言える。

1) プレロードのみの場合、現場観測による推定値は、室内試験に基づく推定値より速いという傾向にある。

2) サンドドレーンを打設した地区の場合、現場観測による推定値は、室内試験に基づく推定値よりも遅くなる傾向にある。

これらの傾向は1段目および2段目の盛土の何れの場合についても認められる。ま

た、９０％圧密に要する日数、t_{90}についても同様な事が言える。

Fig.6－20は、圧密係数による圧密沈下速度の違いを示したものであり、この図で圧密係数が大きいという事は沈下速度が早いという事を意味する。この図から現場での沈下速度は、プレロードのみの地区では室内試験結果に基づく推定値の５ないし１０倍も早く、サンドドレーン打設地区では約２倍遅くなっている。しかし、これらの沈下速度の比較には多くの不確定要素と仮定が含まれていることを考慮すれば、室内試験結果に基づく理論的な推定値と現場での観測値はかなりよく一致しているということができる。

6.1.6　プレロード工法の軟弱粘性土地盤改良効果

プレロード載荷前後における軟弱粘性土の土性の変化を評価して、プレロード工法による改良効果を検討した。プレロードの施工前と１段目のプレロード施工後約100日目および、２段目のプレロード施工後約１５０日目に不撹乱試料の採取および現位置ベーンせん断試験を行ない、次の項目について軟弱粘性土の特性を評価した。

1) 含水比

2) 単位体積重量

3) 非排水せん断強度

4) 圧密先行荷重

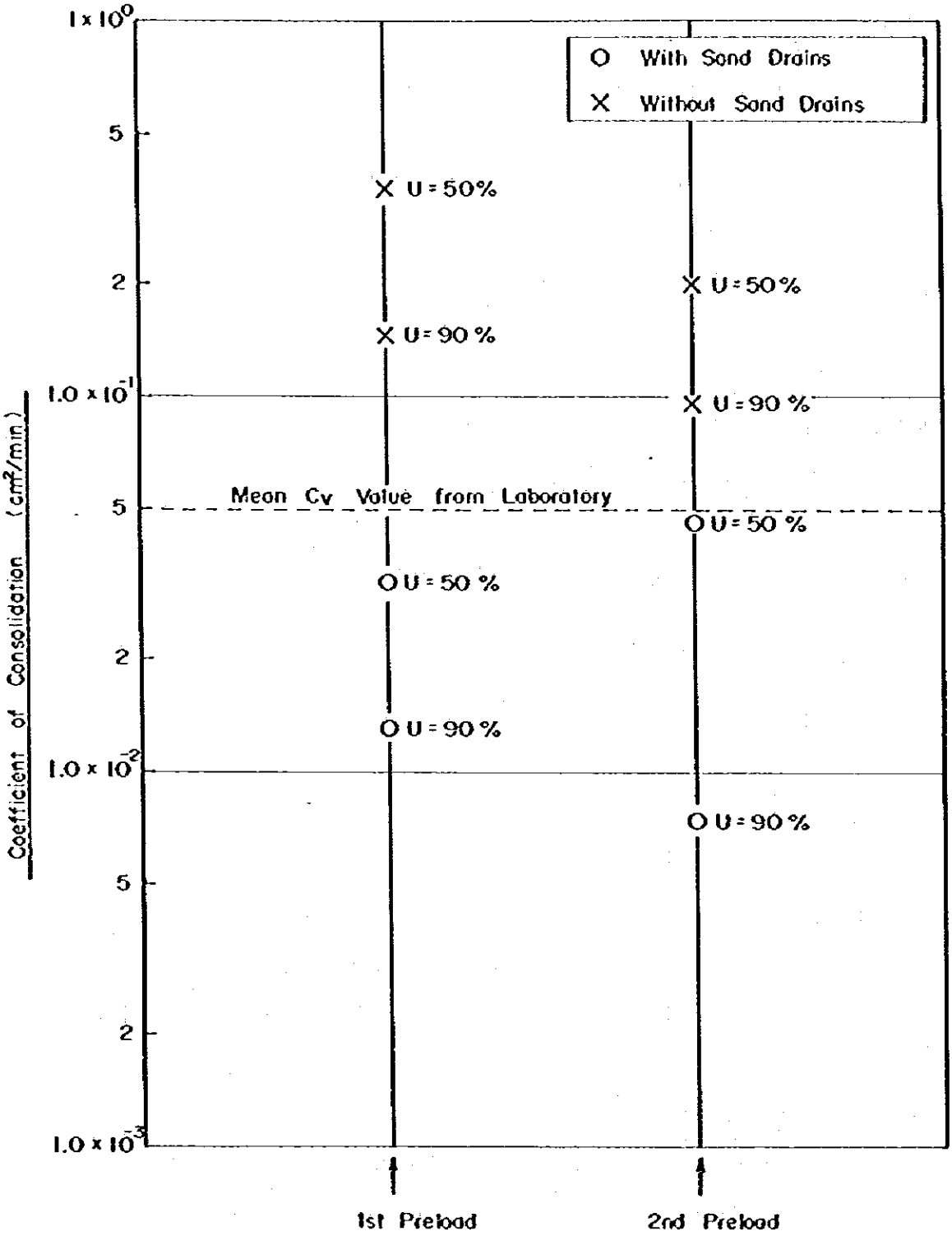
(1) 含水比および単位体積重量

Fig.6－21とFig.6－22はプレロード施工前後の含水比と単位体積重量を深度に対してプロットしたものである。含水比・単位体積重量共に顕著な改良効果は見受けられないが、２段目のプレロード施工後の含水比はやや減少し、単位体積重量はやや増加しているのが認められる。

(2) 非排水せん断強度

非排水せん断強度は、不撹乱試料を用いた非圧密非排水三軸圧縮試験および現位置ベーンせん断試験によって求められた。Figs.6－23、6－24はこのようにして求められた非排水せん断強度を、深度に対してプロットしたものである。すでに第４章で述べたように、試験盛土地区の軟弱粘性土層はＲＬ＋２８ｍ付近で２層に区分される。

１段目のプレロードによる非排水せん断強度の増加はそれほど明瞭には現われて



Note : U denotes degree of consolidation

Fig. 6-20 Comporison of Coefficient of Consolidation

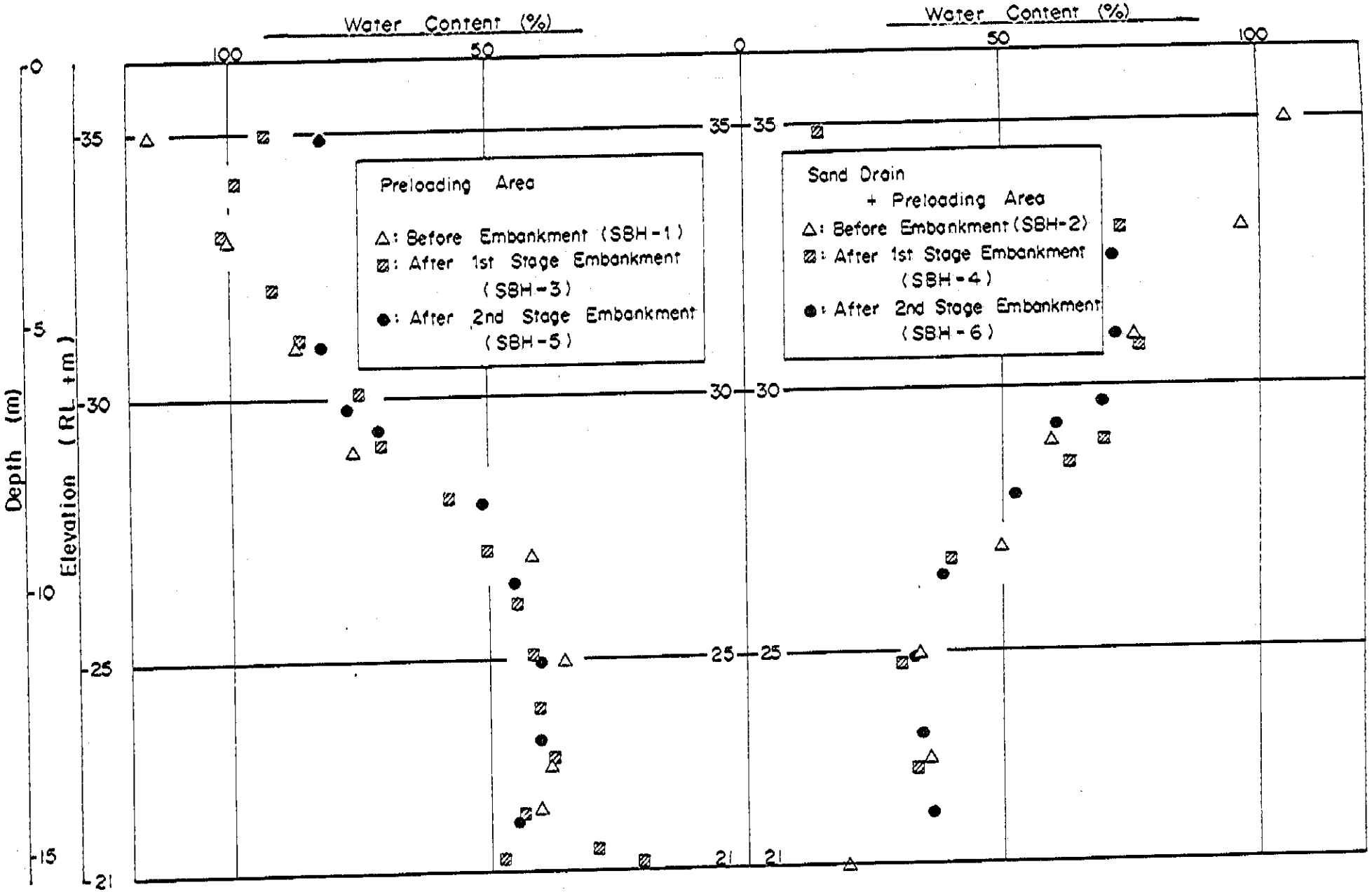


Fig. 6-21 Water Content v.s. Depth

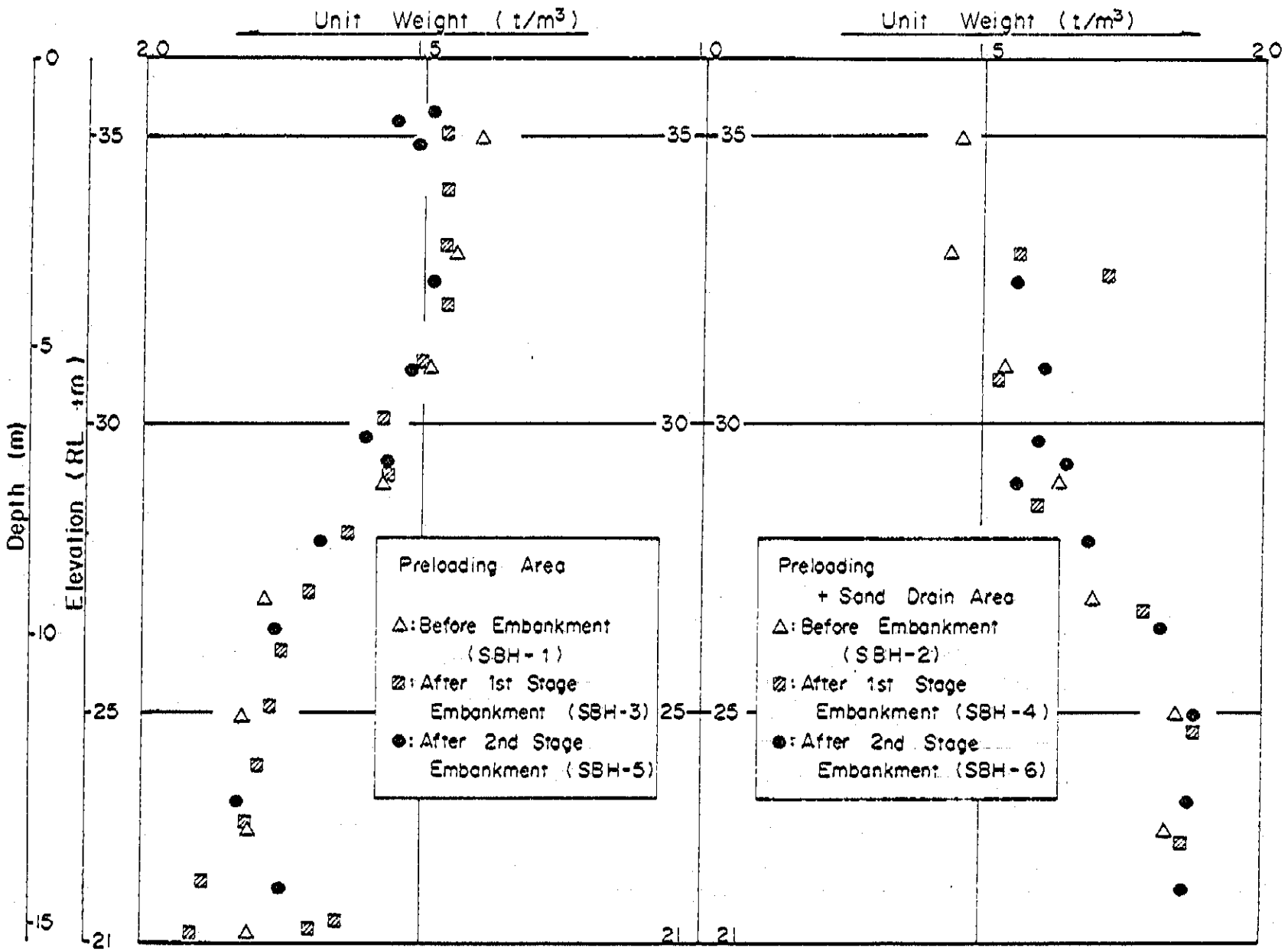


Fig. 6-22 Unit Weight v.s. Depth

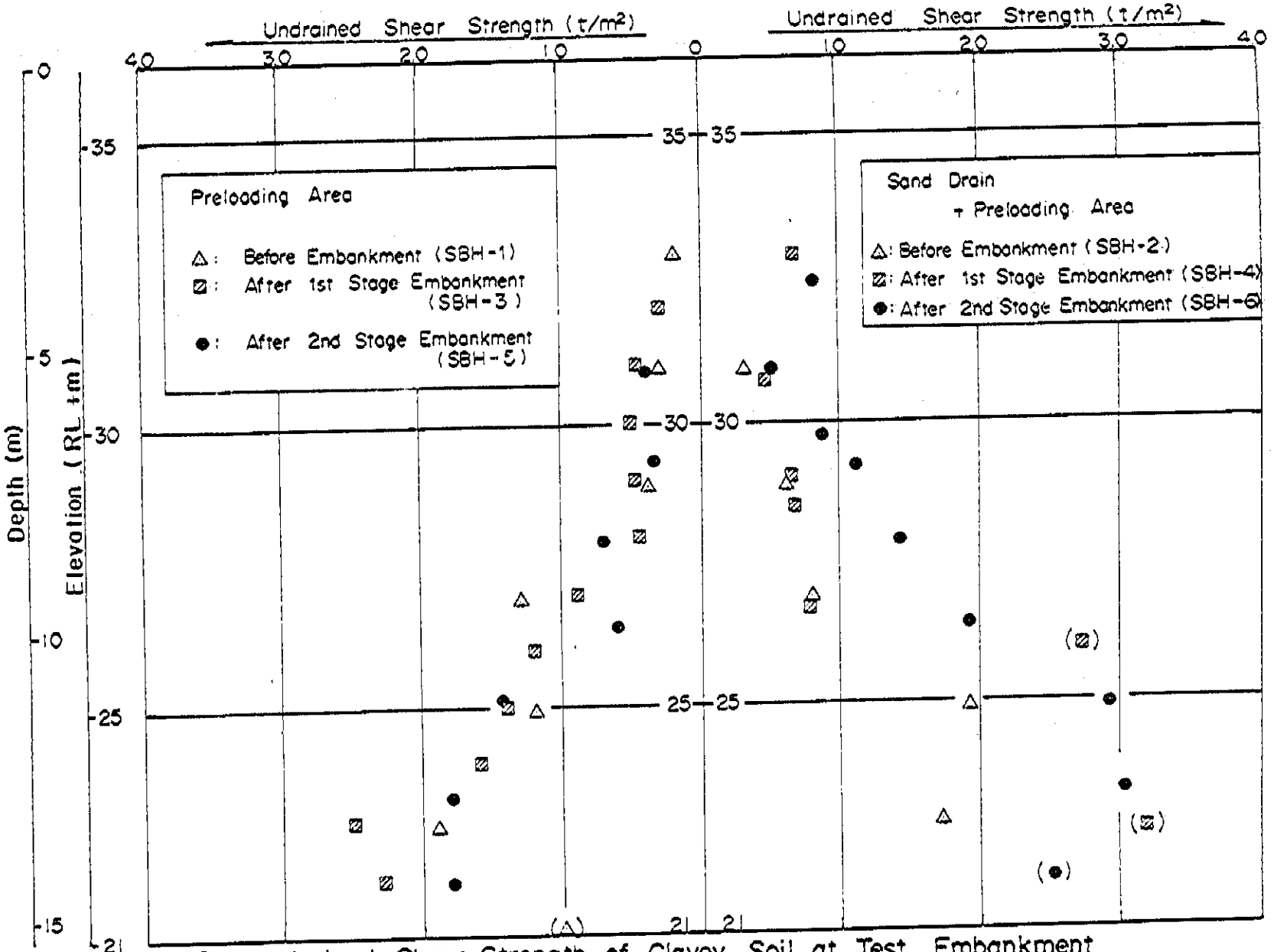


Fig. 6-23 Undrained Shear Strength of Clayey Soil at Test Embankment
(U-U Compression Test)

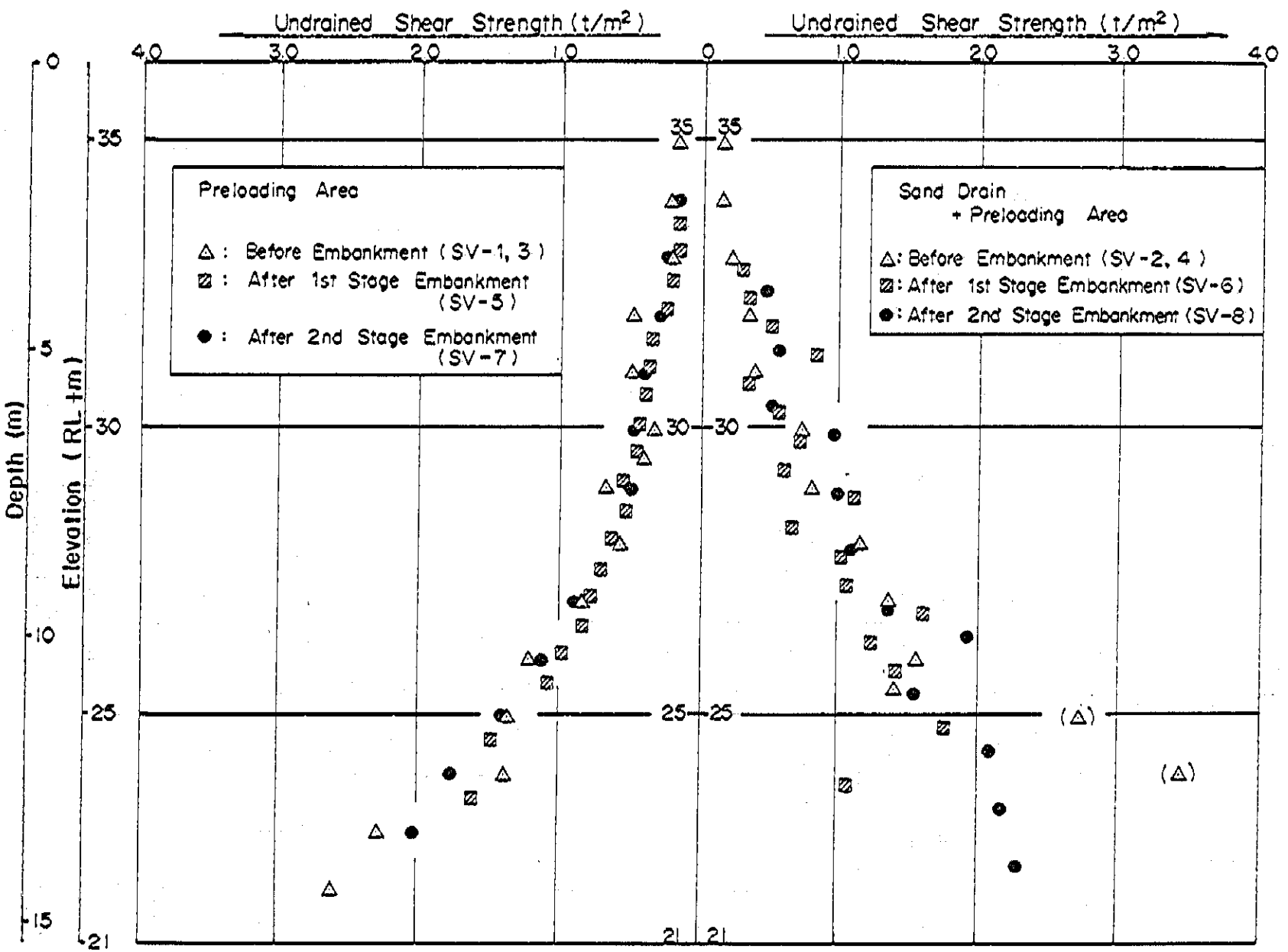


Fig. 6-24 Undrained Shear Strength of Clayey Soil at Test Embankment (In-Situ Vane Test)

いないが，２段目のプレロードによる強度の増加は明らかであり，サンドドレーン打設地区の強度増加は，プレロードのみの地区の強度増加より著しい。

Table 6－3はプレローディングの各段階における非排水せん断強度の平均値を示したものである。これによって各段階における非排水せん断強度の増加傾向を明確に知ることができる。サンドドレーン打設地区においては非排水せん断強度が明瞭に増加しており，特に2段目のプレロード施工後における非排水せん断強度の増加は著しい。従って，プレロード工法，特にサンドドレーンを併用したプレローディングの地盤改良効果の１つとして，軟弱粘性土の非排水せん断強度の増加を挙げる事ができる。

(3) 圧密先行荷重

Fig. 6－25 a は，プレロード施工前の圧密先行荷重，土の単位体積重量をもとに算出した土被り圧および過圧密比を深度方向にプロットしたものである。圧密先行荷重と土被り圧は比較的良く一致しており，過圧密比は 1.0 ないし 1.5 程度の範囲にある。従って，試験盛土地区の軟弱粘性土層は正規圧密状態にあると判断される。

Fig. 6－25 b は，プレロードのみの地区における各々１段目および２段目の盛土後の圧密先行荷重を示すものである。また，Fig. 6－25 c は同様にサンドドレーン打設地区の圧密先行荷重を示すものである。これら一連の図から，圧密先行荷重の増加傾向は明らかで，特にサンドドレーン打設地区における増加傾向は顕著である。Fig. 6－25 c には，沈下観測結果から推定された圧密度の深度方向分布も合わせて示しており，圧密度と圧密先行荷重の増加がほぼ一致していることが解る。上に述べた圧密先行荷重の増加は，プレローディングとサンドドレーンによる地盤改良効果を実証していると言えよう。

6.1.7 施工実験結果のまとめ

センツルの鹿島灘地において施工実験を行なった結果，次のような特筆すべき事項が判明した。

1) パイロットテストエリアにおける軟弱粘性土層は，非常に軟弱であり，また圧縮性も大きい。試験盛土による圧密沈下量は，約１０ケ月の間に５０ないし１００cmに達した。

2) プレロード工法は軟弱地盤改良に有効である。その改良効果は次のような点で顕著であっ

Table 6-3 Undrain Shear Strength of Soft Clay at Different Stages

Area	Stage	Average Undrained Shear Strength (t/m^2)				
		by U-U Triaxial Compression Test		by In-Situ Vane Shear Test		Average
Preloading Only	Before Embankment	SBH-1	0.91	SV-1,3	1.01	0.96
	After 1st Stage Embankment	SBH-3	1.07	SV-5	0.99	1.03
	After 2nd Stage Embankment	SBH-5	1.12	SV-7	1.09	1.11
Preloading + Sand Drain	Before Embankment	SBH-2	1.16	SV-2,4	1.33	1.25
	After 1st Stage Embankment	SBH-4	1.30	SV-6	1.27	1.29
	After 2nd Stage Embankment	SBH-6	1.89	SV-8	1.52	1.71

Fig. 6-25a Preconsolidation Pressure, Calculated Overburden Pressure and Overconsolidation Ratio
— Before Placement of Preload Embankment —

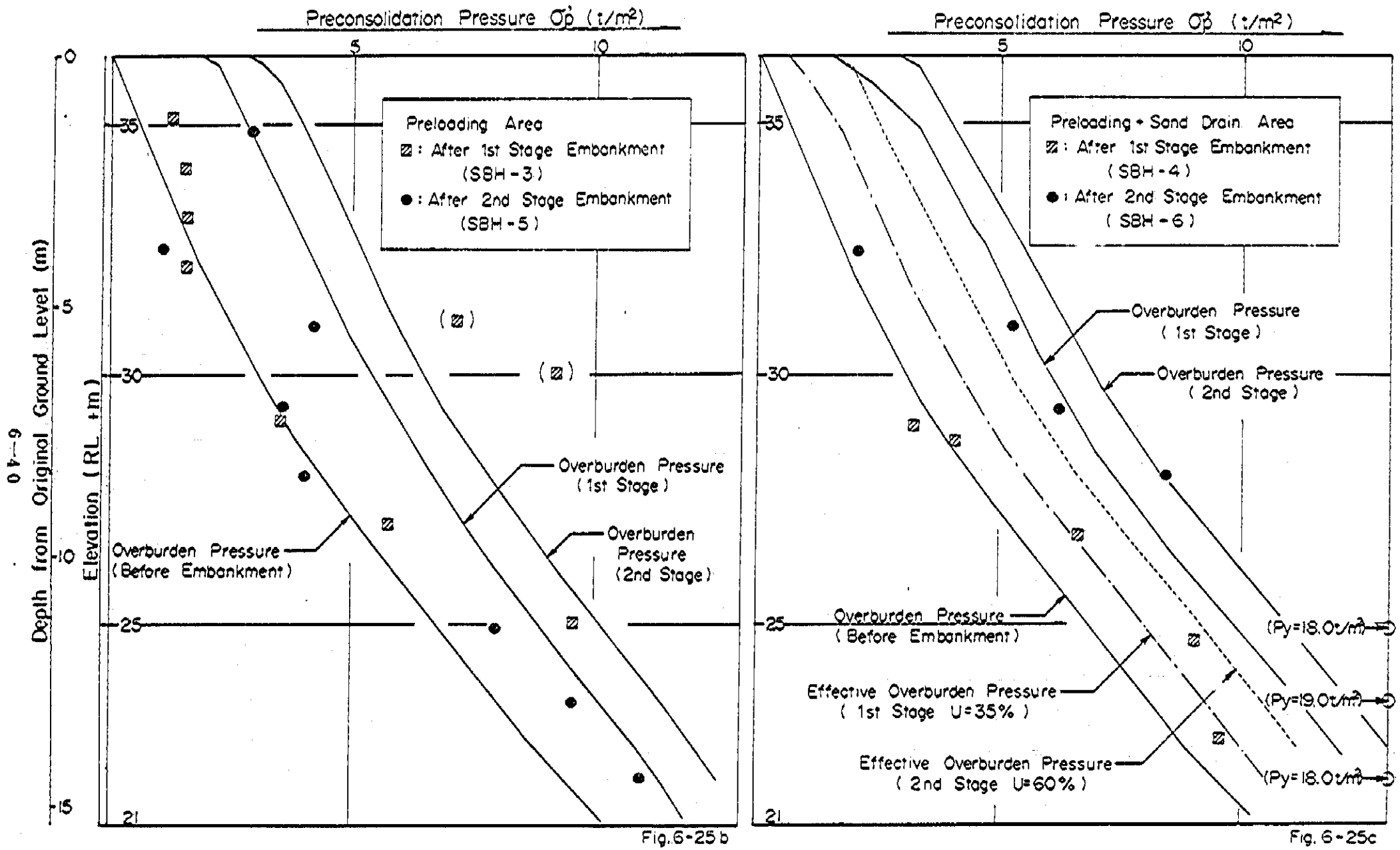


Fig. 6-25 b & c Preconsolidation Pressure and Calculated Overburden Pressure

た。

i) 施工上および経済上、十分適用し得る速さで沈下が進行した。

ii) 非排水せん断強度が増加した。

3) サンドドレーン工法は錫鉱跡地の軟弱粘性土層の圧密沈下促進に対して有効な工法であり、その効果は特に次のような点で著しかった。

i) 圧密沈下が急速に進行した。

ii) プレロードのみの地区の非排水せん断強度の増加に比べてサンドドレーン打設地区のそれは明らかに大きい。

4) 錫鉱跡地の軟弱粘性土地盤の圧密沈下は、室内圧密試験に基づく理論的な解析によって妥当な精度で予測できる。

水平方向の圧密係数 c_h は鉛直方向の圧密係数 c_v に程度等しいと仮定してよい。錫鉱跡地の軟弱粘性土は自然に堆積した粘性土層に比べ、より等方的であると見なしてよいであろう。

6.2 化学安定処理工法

化学処理剤に石灰やセメントを使用する土質安定処理工法として、深層混合法が開発され、今や広く実際の建設工事に適用されている。この処理法によって、人工的に固結された土（石灰処理土またはセメント処理土）が作り出される。錫鉱跡地に分布する軟弱粘性土を石灰処理およびセメント処理によって改良する場合の有効性を検討するために、一連の室内実験を実施した。材料としては、センブルのパイロットテストエリアで採取した軟弱粘性土の試料を用いた。

6.2.1 実験の概要

一連の実験は、異なった含水比、異なった石灰やセメントの混合比、また異なった養生期間によって調整された試料の一軸圧縮強度を比較することを中心に実施した。試料の調整条件をTable 6－4に要約してある。

試料は規定された期間養生された後、一軸圧縮強度、q_u を求めるための圧縮試験に供された。供試体の大きさは、高さ7cm、直径3.5cmである。

Table 6-4 Conditions of Specimens

Water Content of Original Soil Sample	Mixing Ratio of Cement or Lime	Curing Period
70%	5%, 10%	3 days, 7 days, 28 days
90%	5%, 10%	3 days, 7 days, 28 days

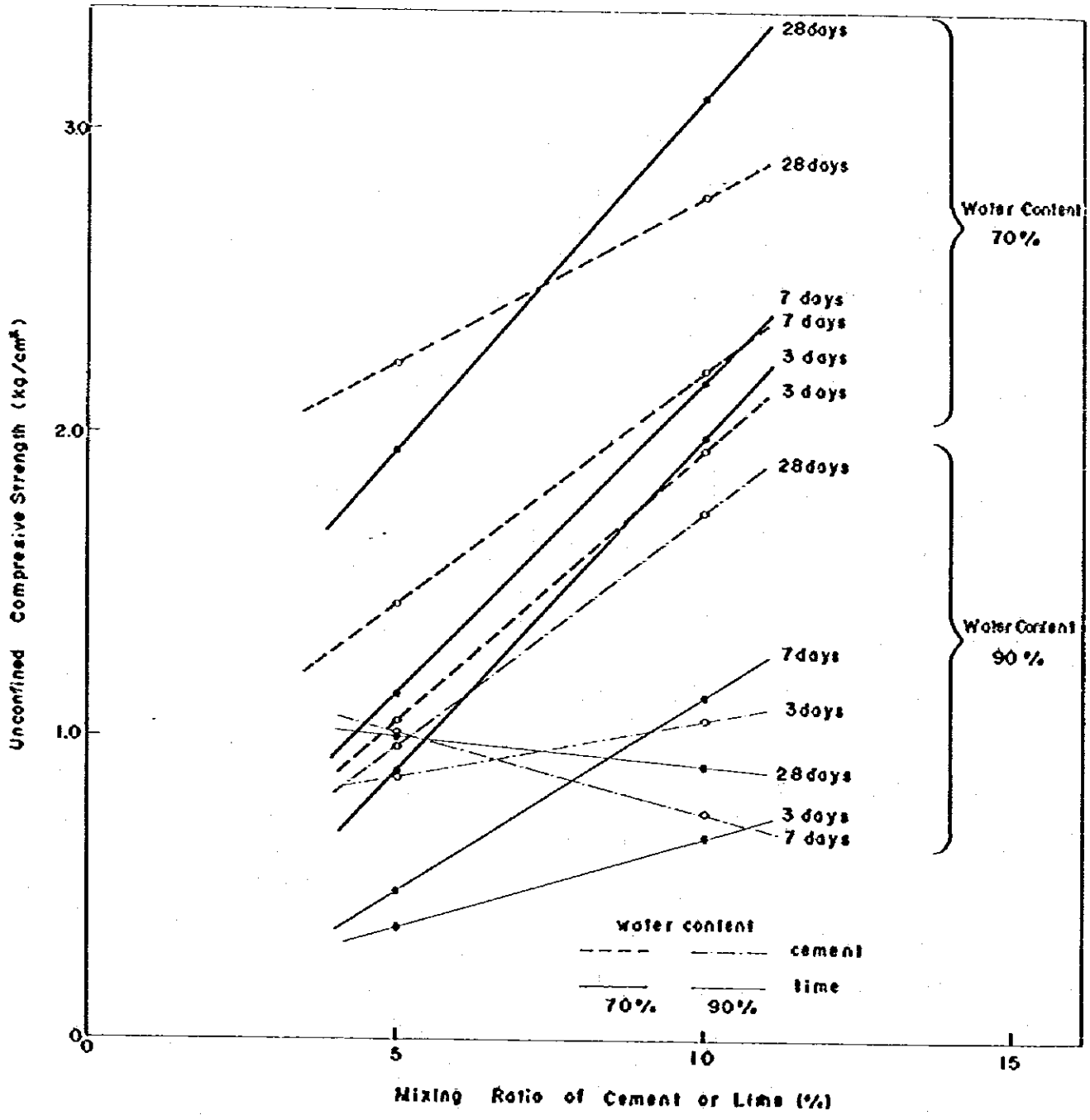


Fig. 6-26 Summary of Chemical Stabilization Tests

6.2.2 実験結果

試験結果は6－42ページのFig 6－26に要約されている。詳細なデータは第2巻の資料Fにまとめた。これらの結果から，次のようなことが言える。

(1) セメントもしくは石灰を混合した試料のq_uは0.5ないし3.0kg／㎠の範囲であり，それは0.02ないし0.15kg／㎠といった粘性土の在来の強度に比べて著しく高い。従って，これらの処理法は鋭敏粘土地盤に分布する軟弱粘性土の安定処理に対して有効であると言える。しかしながら，この工法は，相当コスト高になることに留意しなければならないだろう。

(2) 含水比70%の試料について

(a) セメントと石灰は，ほぼ同程度の有効性を示す。

(b) 混合比を大きくすると，q_uも著しく増加する。

(c) 養生期間を長くするにつれてq_uもまた増加する。

(3) 含水比90%の試料について

(a) セメントと石灰は，ほぼ同程度の有効性を示す。

(b) 混合比，5%および10%の違いによるq_uの増加量の違いは明瞭でない。従ってこの場合セメントや石灰の混合比は5%程度が適当と言えよう。

6.3 軟弱地盤改良工法の評価

今回の調査においては，施工実験の他に次にあげる改良工法を検討し評価した。それぞれの工法の技術的な適用性をその工費の面を含めて検討した。地盤改良工法は，大きく2つのグループに分類することができる。すなわち，

(1) 土の改良による工法

(a) 土の密度を増加させる工法

* プレロードによる圧密
* 地下水位低下による圧密
* 機械的に締固める工法

(b) 化学処理によって，土を硬化させる工法

(2) 土の置換による工法

(a) 掘削置換工法

(b) 強制置換工法

第一のグループ（土の改良による工法）には次のような工法がある。

1) プレロード工法

2) バーチカルドレーン併用のプレロード工法

x サンドドレーン工法

x ペーパードレーン工法

x ファブリドレーン工法

3) 地下水位低下工法

4) サンドコンパクションパイル工法

5) 動圧密工法

6) 化学安定処理工法／ケミカルコンポーザーパイル工法

7) パイプロロッド工法／パイプロフローテーション工法

8) ローラーによる締固め工法

それぞれの工法の詳細については第二巻、資料Gに説明している。

また、これらの工法の適用性と工費については、Table 6−5 に要約した。工費は M$ で示してあり、工費の推定に当って次のような仮定を設けた。

1) 地盤改良に要する機械類はすでにクアラルンプールに存在し、使用可能であること。

2) 改良面積は約 40,000 m²

3) 改良対象層の厚さは、地盤タイプBおよびCに対しては 5 m、タイプDに対しては 10 mとする。

4) サンドドレーンやペーパードレーン等のドレーン材の総打設長は 100,000m程度のオーダーとする。

プレロード工法の施工費用推定に当っては、次のような仮定を設けた。

1) 低層住宅を建設する場合、プレロードの盛土高は 1.5 m とし、中層および高層住宅の場合は 3.0 m とする。中層および高層の場合、プレローディングを実施しても深い基礎を必要とするが、地盤タイプB、CおよびDにおいては建設後の地盤沈下をなくし、長期にわたって、開発地域の上水・下水施設および道路等の公共設備を維持するために、プレローディングの実施が必要である。

2) 地盤タイプCおよびDの場合、プレロードの施工前にサンドマットおよび良質な表層土を敷く事とする。

Principle	Measure	Method		(type B, C) (type D) m		Notes
Soil Improvement > Increasing Soil Density > Dewatering	Consoli-dation	Pre-Loading			Area of Pre-loading 3xA(bldg)	Slower
		Pre-loading with Vertical Drains	Sand D	of	3xA(bldg)	Paster
			Paper		"	"
			Fabric		"	"
	Pumping	Ground water Lowering Method	Well P	ths		Assumed that clayey layer (t=5m) is sandwiched by 5m thick sand layers
				ths		
			Deep W	ths		Difficult to estimate effectiveness due to unknown layering of ground
				ths		
Soil Improvement > Increasing Soil Density > Compaction	with Machine	Vibro-Rod Method			Area of Improvement 1.5xA(bldg)	
		Vibrofloatation Me			"	
		Sand Compaction Pi Method			"	
		Dynamic Consolidat Method			"	
		Roller Compaction				shollow depth only (up to 1m)
Soil Improvement > Hardening	Chemical	Cement or Lime Met				
		Chemical Composer Method				
Replacement	Excava-tion	Replace-ment by Excavation	Full Excava			possible up to about 5m deep
			Partia Excava			
	Compul-sory Replace-ment	Compulsory Replacement	With W of Pil			

dix H in Volume 2.

TABLE 6-5 GROUND IMPROVEMENT METHOD FOR SOFT MATERIAL

Principle	Measure	Method		Purpose of Ground Improvement: Strength (Increase in strength, increase in coefficient of deformation)	Purpose of Ground Improvement: Compressibility (Improvement of compressibility, Into less-compressible material)	Purpose of Ground Improvement: Dynamic Characteristic (Improvement of dynamic characteristics, Prevention of liquefaction)	Suitable Material	Cost of Ground Improvement Per unit Floor Area, of Building (A (bldg)) * Ground Type B	C	D	Basis for Cost Estimation		Notes
Soil Improvement / Increasing Soil Density / Dewatering	Consolidation	Pre-Loading		△	○		Clay, Silt	M$28	M$44	M$47	Height of Pre-loading is 3m	Area of Pre-loading 3xA(bldg)	Slower
		Pre-loading with Vertical Drains	Sand Drain	△	○		Clay, Silt	M$63	M$79	M$117	Height of Pre-loading is 3m, Area of Drain Installation=1.5xA(bldg)	3xA(bldg)	Faster
			Paper Drain	△	○		"	M$60	M$76	M$111	"	"	"
			Fabric Drain	△	○		"	M$57	M$73	M$105	"	"	"
	Pumping	Ground water Lowering Method	Well Point	△	○~△		Clay, Silt	M$78 (M$218)	-	-	interval of header pipe=30m; interval of wellpoint=2m; for t_{50}=5.7 months; *for t_{80}= 16 months		Assumed that clayey layer (t=5m) is sandwiched by 5m thick sand layers
			Deep Well	△	○~△		"	M$28 (M$39)*	-	-	installed at grid points of 30mx30m; for t_{50}=5.7 months; *for t_{80}= 16 months		Difficult to estimate effectiveness due to unknown layering of ground
	Compaction with Machine	Vibro-Rod Method		○	○	○	Sand, Sandy Silt	M$50	-	-	including 0.5m of sand for the settlement of layer	Area of Improvement 1.5xA(bldg)	
		Vibrofloatation Method		○	○	○	"	M$54	-	-	"	"	
		Sand Compaction Pile Method		○	○	○	Sand, Silt, Clay	M$76	M$76	M$152	"	"	
		Dynamic Consolidation Method		○	○	○	Sand, Silt	M$50	-	-	"	"	
		Roller Compaction Method		○	○	△	All Material	M$1	-	-			shollow depth only (up to 1m)
	Hardening Chemical	Cement or Lime Method		○	○		Clay, Silt, (Sand)	M$309 M$280	M$309 M$280	M$617 M$560	(Lime) (Cement)		
		Chemical Composer Pile Method		○	△	○	"	-	-	-			
Replacement	Excavation	Replacement by Excavation	Full Excavation	○	○		All Material	-	M$90	-	Area of Replacement=2.0 x A (bldg)		possible up to about 5m deep
			Partial Excavation	△	△		"	-	-	-			
	Compulsory Replacement	Compulsory Replacement	With Weight of Fill	△	△		Clay, (Silt)	-	M$90	-			

Basis for Cost Estimation

1. Machine and equipment are assumed to be available in Kuala Lumpur
2. Construction area: 40,000m^2
3. Thickness of Improvement: 5m (type B, C); 10m (type D)
4. Total installation: 100,000 m

○ effective
△ subordinate

* Refer to Table H-1 to H-7 in Appendix H in Volume 2.

3) プレロードの施工面積は、構造物基礎の面積の3倍とする。

4) プレローディングに必要とされる工期は、次のように仮定する。

- 地盤タイプBの場合：14ケ月
- 地盤タイプCの場合：18ケ月
- 地盤タイプDの場合：36ケ月

上記の工期はプレロード施工のための準備期間、プレロードの載荷・除去および圧密度50%ないし80%に達するまでに必要な期間を含んでいる。

今回行なった錫氣跡地の軟弱地盤改良についての検討結果から、以下のような結論が導き出された。

1) 比較検討した地盤改良工法の中では、地盤改良のために十分な工期があれば、プレロード工法は最も経済的な工法である。一般に錫氣跡地は相当広いので、住宅開発はいくつかの地区に分けて行なわれている。従って、実際の施工にあたっては、十分なプレロード期間をとることができ、またプレロード用の土のくり返し利用も可能である。従って錫氣跡地の地盤改良工法としては、プレロード工法が最も適した工法であると言えよう。プレローディングの効率的な実施のためには、事前の土地利用計画の策定と、都市開発計画に沿った、軟弱地盤改良を含めた住宅開発計画の調整が重要である。

2) 地盤状況によっては、深井戸による地下水位低下工法も経済的に施工可能な工法の一つとなりうる。しかし、この方法の適用性については、個々の現場の地盤状況に応じた詳細検討が必要である。

3) バーチカルドレーン工法は地盤の圧密促進に効果的である。しかしながら、バーチカルドレーン工法を採用すると地盤改良費が増大するため、この工法は短期間に圧密を終了させる必要のある限られた地区のみで実施すべきである。

4) 砂質地盤に対しては、機械的な締固め工法が効果的かつ経済的である。この工法はタイプAの地盤で、特に中層の住宅を建設する場合に推奨できる。

5) 土の置換による地盤改良工法は高価でありかつ掘削した軟弱土の処理という問題を伴う。従って、工期が非常にさしせまっている場合や置換されるべき軟弱層がそれほど厚くないような場合を除いては、この工法の採用は勧められない。

第 7 章　　錫鉱跡地の埋立およびその他の土工に関する検討

第7章　錫鉱跡地の埋立およびその他の土工に関する検討

ページ

7.1　非常に軟らかい粘性土地盤（c_u = 0.1～0.3 t/m²）…… 7－1

7.1.1　埋　　立 …… 7－1

7.1.2　掘　　削 …… 7－1

7.1.3　沈　　下 …… 7－1

7.1.4　地盤の支持力 …… 7－2

7.2　軟らかい粘性土地盤（c_u = 1～1.5 t/m²）…… 7－2

7.2.1　埋　　立 …… 7－2

7.2.2　掘　　削 …… 7－2

7.2.3　沈　　下 …… 7－2

7.2.4　地盤の支持力 …… 7－3

7.3　ゆるい砂地盤 …… 7－3

7.3.1　埋　　立 …… 7－3

7.3.2　掘削と排水 …… 7－3

7.3.3　地盤の支持力 …… 7－3

7.4　一般的な所見 …… 7－3

7.4.1　排　　水 …… 7－3

7.4.2　侵　　食 …… 7－4

第7章　錫鉱跡地の埋立およびその他の土工に関する検討

第4章および第5章で説明したように、錫鉱跡地の表層地盤は大部分が① 非常に軟らかい粘性土、② 軟らかい粘性土、あるいは③ ゆるい砂、のいずれかである。この章では錫鉱跡地の埋立ておよびその他の土工についていくつかの所見を述べる。

7.1　非常に軟らかい粘性土地盤（$c_u = 0.1 \sim 0.3$ t/m²）

7.1.1　埋　　立

非常に軟らかい粘性土地盤地域の埋立作業に当っての指針は次の通りである。

1) この地盤には埋立開始時に、厚さ20ないし30cm程度の砂を敷く必要がある。また適当なグランドシートの施敷は極端に軟らかい粘性土のヒービングを防ぐのに効果がある。

2) この最初に敷いた砂層が安定した後に、さらに約1mの高さまで、次の砂層を敷く。

3) 埋立および盛土の法勾配は鉛直：水平距離の比1：4ないし5が必要である。

4) 埋立ないし盛土工事中における法面の崩壊防止については特別な注意を払わなければならない。

7.1.2　掘　　削

非常に軟らかい粘性土地盤の掘削は、木矢板ないし鋼矢板等による土留を行なって、人力作業による小規模のもののみが可能である。深い掘削は現実的に不可能である。（強いて言うならば深さ1m以上は不可能である。）

掘削中の地盤のヒービングおよび土留め構造物の崩壊に対して特に注意を要する。

7.1.3　沈　　下

盛土や構造物の荷重によって大きな沈下が生ずることが予想される。この沈下に対しては特別な注意を払わなければならない。沈下の諸問題についての詳細な検討は第6章で行なっている。

7.1.4　地盤の支持力

粘性土地盤上に建設される構造物に対しての許容支持力Qaは次の式で求めることができる。

$$Qa = 1.83\ cu$$

ここでcuは地盤の非排水せん断強度である。センツルに分布する非常に軟らかい粘性土のcuは，地表面付近では0.1ないし0.3 t/m²であることから，Qaは0.2から0.55 t/m²の範囲にあることが解る。これらの非常に小さな値は，ほとんどの場合構造物を支持するには不十分であることに特に留意する必要がある。また，沈下の問題は別途考慮しなければならない。

7.2　軟らかい粘性土地盤（$c_u = 1 \sim 1.5$ t/m²）

7.2.1　埋　　立

軟らかい粘性土地盤地域の埋立作業に当っての指針は，次の通りである。

1）埋立開始時に約30 cm程度の厚さに砂を敷く必要がある。

2）その上に普通の土で約2.5 mの高さまで盛り上げてもさして難しい問題を生じることはないであろう。

3）埋立あるいは盛土の法勾配は鉛直：水平距離の比約1：2程度でよいものと思われる。

4）原地盤上に薄い砂層を敷設後，トラクタータイプのブルドーザーによる土工作業は可能であると思われる。

5）埋立ないし盛土作業中の法面崩壊の防止に関する注意を怠ってはならない。

7.2.2　掘　　削

軟らかい粘性土地盤の掘削は木矢板あるいは鋼矢板を用いた土留めを施工して行なうことができる。浅い掘削はまた土留工を行なわなくとも鉛直：水平距離の比約1：2程度の法勾配で実施することができる。

7.2.3　沈　　下

盛土もしくは構造物の荷重によって生ずるかなりの量の沈下が予測される。

7.2.4 地盤の支持力

軟らかい粘性土地盤の許容支持力は、2ないし3 t/m²の範囲であろう。

7.3 ゆるい砂地盤

7.3.1 埋　立

埋立はさして困難な問題を生ずることなく遂行できるものと思われる。

7.3.2 掘削と排水

掘削は釜場での水中ポンプによる排水を行なうか、もしくは事前にウェルポイントや深井戸を施工し、地下水位を低下させて実施することができる。掘削中のオープンカット部の法面の安定確保および底部地盤のボイリングに対して十分な配慮が必要である。

7.3.3 地盤の支持力

2 t/m²ないし3 t/m² の範囲の許容支持力が期待される。もし地盤をよく締固めることができれば、より高い支持力が期待できる。

7.4 一般的な所見

以上に述べた土工に関する所見に加えて、いくつかの一般的な注意点についても述べておきたい。

7.4.1 排　水

(1) 地表水の排水

雨水を含む地表水の排水は、確実に行なわれなければならない。錫鉱跡地における住宅開発のための排水に関する必要条件は、普通の住宅開発の場合と何ら変わりない。すなわち、①開発地区の適切な造成地盤高の確保、および②開発区域内の適当な勾配の確保の2点に対して注意を払わなければならない。これらの注意事項はその地区の洪水を防ぐための確実な排水計画に重要であり、また地表面の舗装や植生工の施工も侵食を防ぐのに効果的である。

(2) 地下水の排水

適切な地表水の排水設備と下水設備が施工されていれば、地下水の排水は必要ない。

しかしながら、掘削を伴う地下工事といった特別の場合には、地下水の排水が必要となるかも知れない。ウェルポイントあるいは深井戸は砂地盤に対して効果的であるが、粘性土地盤の排水には長時間を要する。すべての場合において、地下水位の低下に起因する地盤の沈下についての注意を怠ってはならない。

7.4.2 侵　　食

雨水などの多様な地表水による地盤の侵食を最少限に留めるための適確な対策がなされなければならない。一般的に実施されるモルタル吹付、アスファルトコーティング、植生工などが、侵食を防ぐのに効果的である。粒度配合の良い一般の土質材料によって表層を皮覆することも、表層の侵食を防ぐのに役立つ。特に粒度配合の悪い砂やシルトを主とした侵食され易い場所地盤を利用する場合には、こうした配慮が効果的である。

第 8 章　　住宅の基礎工に関する検討

第8章　住宅の基礎工に関する検討

ページ

8.1　現行の建築物基礎工法 …… 8−1

8.1.1　木　グ　イ …… 8−1

8.1.2　場所打ちコンクリートグイ …… 8−5

8.1.3　既成コンクリートグイ …… 8−6

8.1.4　鋼　グ　イ …… 8−8

8.2　基礎の許容沈下量 …… 8−9

8.2.1　許容不等沈下量 …… 8−9

8.2.2　許容最大沈下量 …… 8−9

8.3　不規則な基盤岩面の問題 …… 8−12

8.4　基礎工費の評価 …… 8−14

8.5　推奨される基礎形式と地盤改良工法 …… 8−14

第8章　住宅の基礎工に関する検討

この章では、住宅構造物の基礎についての検討と評価を行なう。まず始めに、マレイシアにおける現行の住宅構造物の基礎工について概観し、これを要約する。次いで、低層・中層および高層の各住宅構造物に対して適切な基礎形式を、必要な軟弱地盤の改良工法も含めて検討する。また工費の検討も行なって、構造物の規模と地盤のタイプに応じた最も有利な基礎形式を選定し提案した。

8.1　現行の建築物基礎工法

M.S.（マレイシア規格）のCode of Practice for Building Operationsによると、クイ工法として次の9種類があげられている。

1) 木　グ　イ
2) 場所打ちコンクリートグイ
3) 既成コンクリートグイ
4) H鋼グイ
5) 鋼管グイ
6) 矢　　板
7) ジャッキパイル
8) ケーソングイ
9) 複合グイ

これらの中で現在マレイシアにおいて広く用いられている1)から4)のタイプのクイ基礎について、以下に説明する。

8.1.1　木　グ　イ

木グイとしては、Bakau Pile と Treated Timber Pileの2種類がマレイシアでは最も一般的に使用されている。

(1)　Bakau Pile

"Bakau"は、マレー語で"Mangrove"（海岸および河口の湿地帯に繁茂する熱帯樹の1種）の意味である。Bakau pile はこれらマングローブの丸太材であって、一般的には直径4ないし6インチ、長さ20ないし24フィートである。それ

らは通常摩擦グイとして使用され、許容支持力は1 ton／pile 程度で、自重２００～３００kgの重錘で打設される。一般に bakau pile は継手なしで用いられるが、軟弱地盤においては鋼製のスリーブ継手を用いて継ぎ足して使用されることもある。Fig．８－１は、bakau pile の一般的な使用例を示す。

Bakau pile を用いる場合、木材の腐蝕について点検しなければならない。木グイは、地下水位以下または湿潤状態にあるならば、構造物の寿命と同程度の寿命があると報告されている。Bakau pile の打設間隔は、しばしば平均１フィート程度と密な配置となっているので、群グイ効果による支持力の低減についても検討する必要がある。

(2) Treated Timber Pile

Treated timber pile もマレイシアではたいへん普及している。グイ材の諸元は５インチ、６インチ、または７インチの正方形断面であり、長さは普通２０ないし２４フートである。Treated timber pile は、一般に広葉樹の“Kempas － Koompassie Malaccensis ”または“Keruing －Dipterocarpusspp ”から作られ、copper ・chrome・ arsenic等の溶液を高圧で用材に浸透させるという化学処理が施されている。

グイ材の繊維方向の圧縮強度は、２６４kg／cm²（3,７５０ psi ）以上でなければならない。Treated timber pile の許容圧縮応力は８８kg／cm²（1,２５０ psi ）であり、その許容支持力としては、次の値を採用している。

グイの断面寸法	許容支持力
５インチ×５インチ	１４ ton／pile
６インチ×６インチ	２０ ton／pile
７インチ×７インチ	２７ ton／pile

グイ材の曲がりに関する規定は、次のとおりである。

グ　イ　長	許容曲がり
$\ell \geq$ ２０フィート	１½インチ（３８mm）以内
$\ell <$ ２０フィート	１インチ（２５mm）以内

Treated timber pile の一般的用法の詳細はFig．８－２に示す。

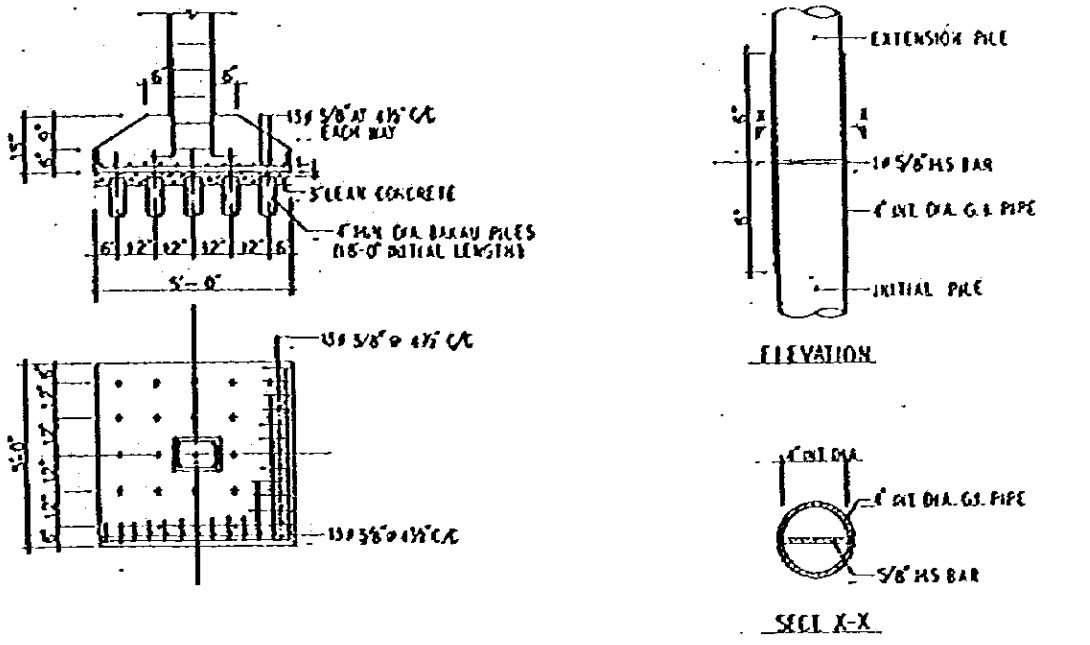


Fig. 8-1 Details of Typical Bakau Piles
(After PWD Standard Drawings)

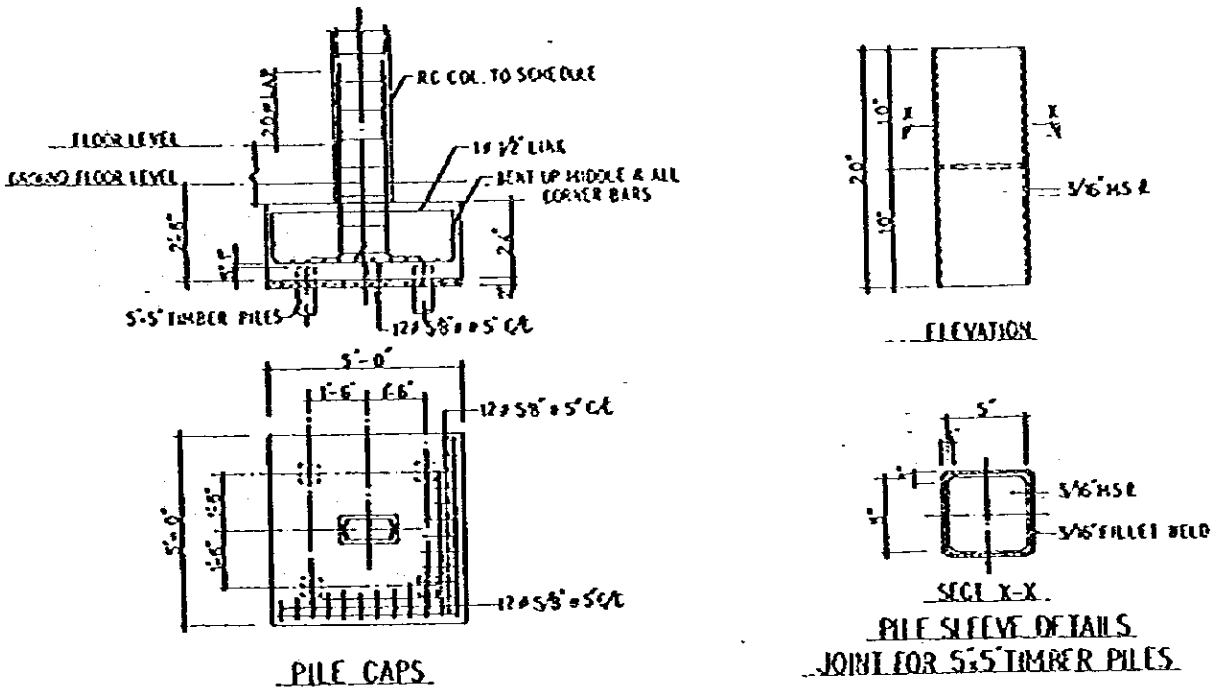


Fig. 8-2 Details of Typical Treated Timber Piles
(After PWD Standard Drawings)

Treated timber pile は、一般に2,000～4,000ポンド（900～1,800kg）の重錘を約3フィートの高さから落下させて打設される。クイ継手には通常鋼製スリーブジョイントが使われ、継手および細長比による許容支持力の低減は一般には考慮されていない。しかしながら、BSCP2004では細長比の影響を下記の条件で検討することが要求されている。

(1) クイ長の½を有効長さとする。

(2) 一端は固定とし、他端はヒンジとする。

クイ材の曲がりの影響も重大である。例えば、5インチ×5インチ×20フィートのクイで38mmの曲がりを許容し、14 tonの荷重をかけた場合、クイ軸心と軸方向力のずれによる曲げモーメントは、

$M = 14 \times 0.038 = 0.532\ t \cdot m$

となる。一方クイ材の応力は、下式によって求められる。

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{Z} = 86.7 \pm 155.8 = 242.5 \sim -69.1\ kg/cm^2$$

ここに、

P：荷重、14 ton

M：ずれによる曲げモーメント、0.532 t・m

A：クイの断面積、161.3 cm^2

Z：クイの断面係数、341.4 cm^3

この場合のクイ材の応力は、破壊強度264 kg／cm^2に極めて近い値となる。しかし、実際に打設されるクイの場合には、土の水平方向の拘束効果とクイ体と地盤との摩擦による鉛直応力の低減によって曲げモーメントは減少するので、クイ体内に実際に生じる応力は上記の計算結果ほど大きくはないであろう。しかしながら、クイの曲がりの影響については注意を怠ってはならない。Fig．8－3は曲がったtreated timber pile の例を示す。

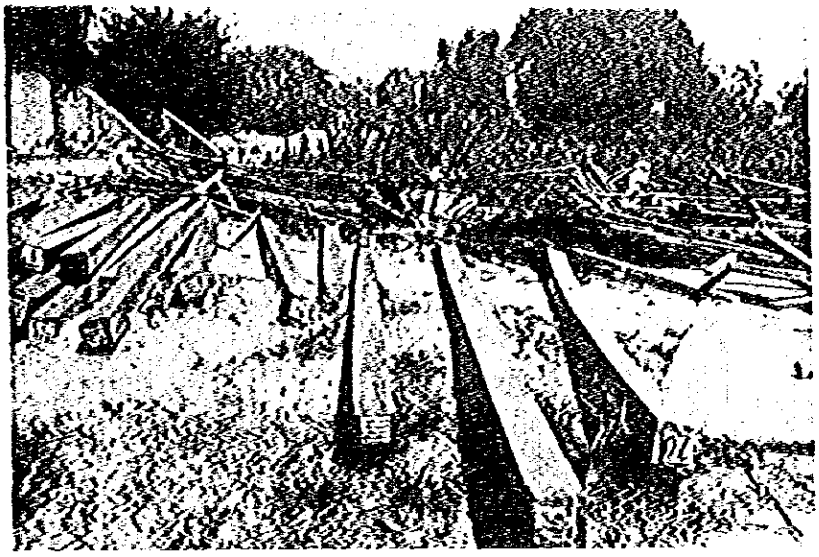


Fig. 8-3 Warping of Treated Timber Piles

8.1.2 場所打ちコンクリートグイ

場所打ちコンクリートグイとは建設現場で地盤を削孔しコンクリートを注入して作られるクイである。場所打ちグイの工法としては次に示すものが採用されている。

1) Vibro Pile ：最大掘削深度１４０フィート、クイ径１３½～２１インチ

2) Rotary Pile：最大掘削深度１８０フィート、クイ径 7～１８インチ

3) Bored Pile ：最大掘削深度１００フィート、クイ径１９～２４インチ

Vibro pile の設計支持力はクイ径１３½インチの場合４５ ton、クイ径２１インチの場合１１０ ton である。従ってクイ先端の支持力は５００ ton／m^2と比較的大きな値をとっている。

孔壁崩壊のおそれがある場合には、ケーシングを用いるが、その場合は相当割高になる。典型的な vibro pileの詳細をFig. 8－4に示す。

場所打ちコンクリートグイの品質は、実際の現場施工によって大きく異なる。品質を確保するためには、十分な施工管理下で経験豊富な業者によって施工することが基本的に重要である。しかしながら、高品質の場所打ちコンクリートグイの施工を達成することは容易でない。主要な欠陥の例として、先端支持力の不足、クイ体のネッキング等が予想される。鍚鉱跡地の地盤は、極めて軟弱な地盤であり、また基盤岩の凹凸が極めて激しいために、一般的には場所打ちコンクリートグイに不適当である。従って場所打ちコンクリートグイは、鍚鉱跡地における基礎工法としては原則として推奨できない。

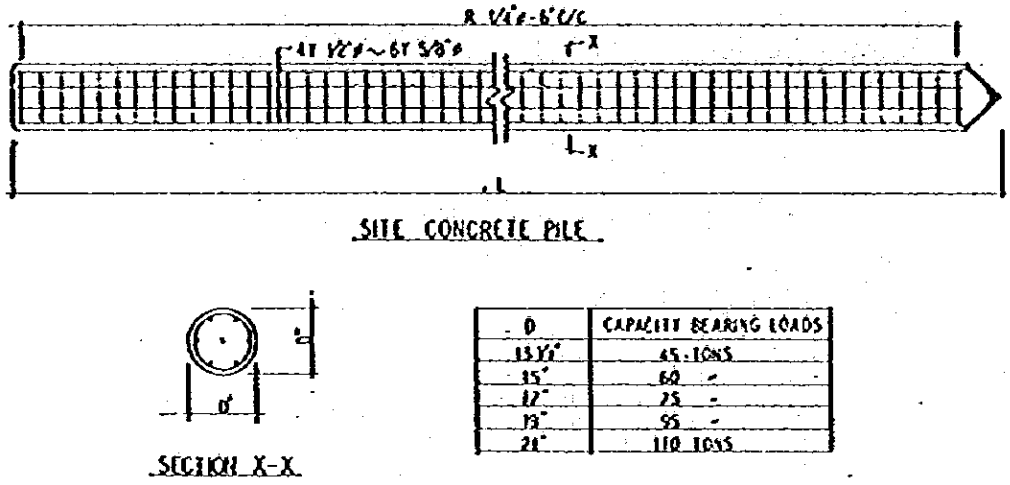


Fig. 8-4 Details of Typical Vibro Piles

8.1.3 既製コンクリートグイ

現場で製作する正方形断面の鉄筋コンクリートグイが主で、標準的なコンクリート強度は σc_{28} =3,750 psi（260 kg／cm²）、主筋は高強度鉄筋を使用している。常用されているクイの断面寸法と設計支持力は次のとおりである。

クイの断面寸法	設計支持力
12インチ×12インチ	60 ton／pile
14インチ×14インチ	80 ton／pile
15インチ×15インチ	100 ton／pile

クイの最大長は鉄筋定尺寸法に対応して40フィート（約12m）である。クイ先端のシューおよびクイ頭補強は溶接金物を用い、継手の方法は上下のクイのバンド金物を溶接するという方法を用いている。クイ打ちはディーゼルハンマーまたは落錘（2～3t）を使用している。典型的な既成コンクリートグイの詳細をFigs. 8－5と8－6に示す。

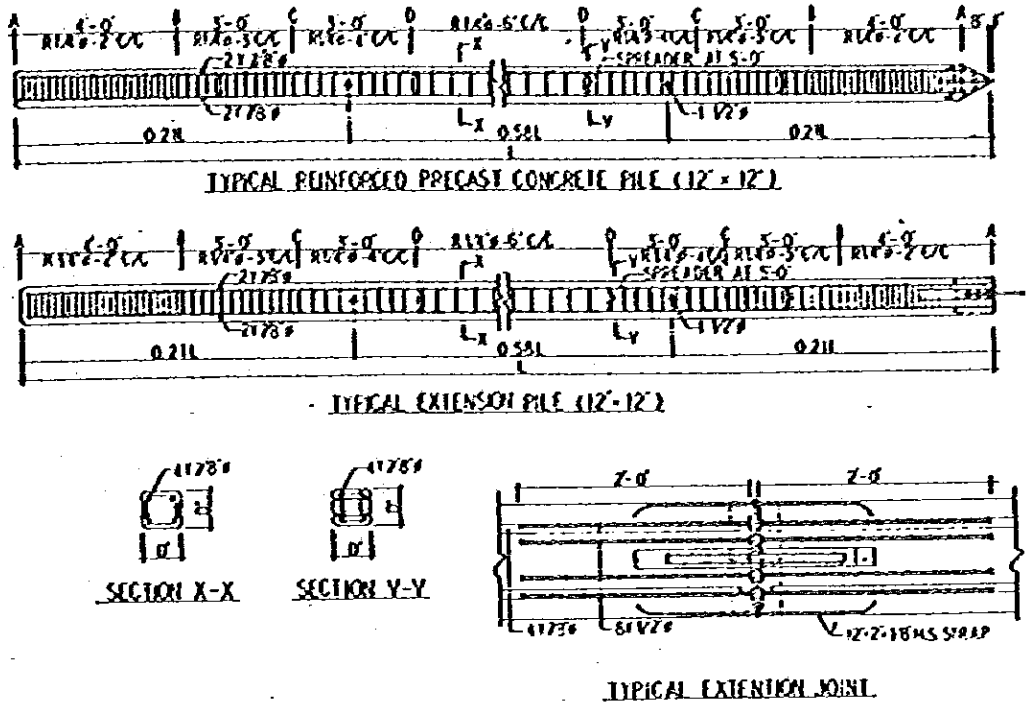


Fig. 8-5 Details of Typical Precast Concrete Piles (After PWD Standard Drawings)

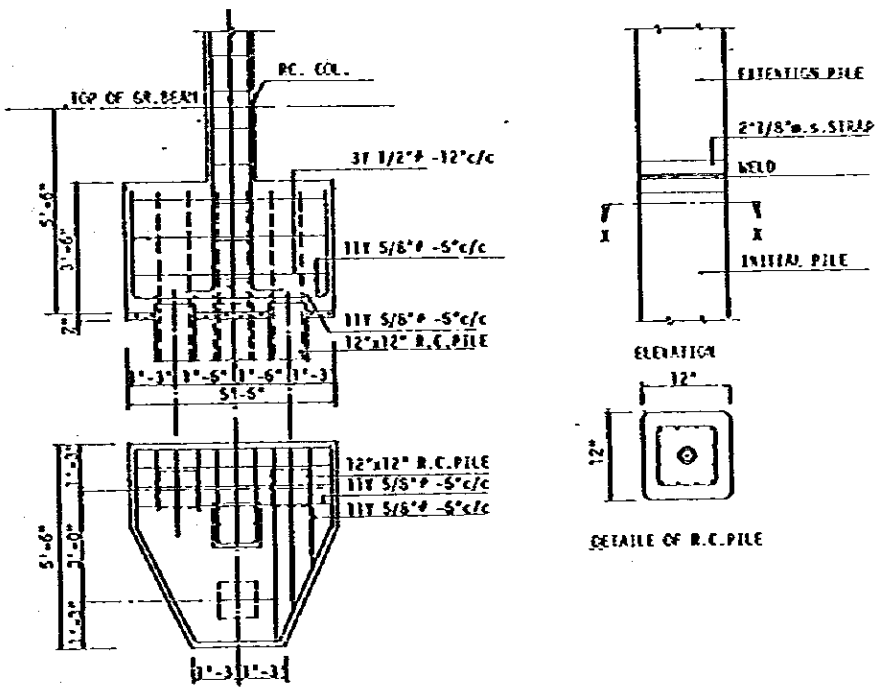


Fig. 8-6 Details of R.C. Pile Cap (After PWD Standard Drawings)

マレイシアには既製ＲＣグイ製造会社は、ただ１社あるだけであり、一般には、RCグイを現場で製作して使用している。従って、グイ打ちの工期は主に現場でのグイ製作および養生期間によって規制されている。グイ打ち期間の実例を挙げると下記のとおりである。

＊高層住宅、総グイ本数３２０本……工期４ケ月

＊高層住宅、継手ありの総グイ本数３２０本……工期６ケ月

さらに支持層の深度の変化によるグイ長の調整が困難であるので長目のグイが使用されることになり、５ないし６mの高止まりのグイがしばしば現場でみられる。

錫鉱跡地の起伏の激しい支持層が、グイ打設時においてグイ先端部に曲げ応力を生じさせ、ＲＣコンクリートグイの場合その先端部を破壊させる可能性が考えられる。従って構造物の基礎として、ＲＣグイを採用することおよびその打設作業の実施に当っては、きわめて慎重に行なわなければならない。

8.1.4 鋼 グ イ

マレイシアでは鋼グイとして、H鋼グイ・鋼管グイ・古レールグイが用いられている。その中でもH鋼グイが最も一般的であり、次が古レールグイである。

マレイシアで常用されているH鋼グイの寸法および設計支持力は、下記のとおりである。

グイの断面寸法	重　　量	設計支持力
8インチ× 8インチ	36ポンド/フィート(53.5kg/m)	60～ 70 ton/pile
10インチ×10インチ	42ポンド/フィート(62.5kg/m)	80～ 90 ton/pile
12インチ×12インチ	53ポンド/フィート(78.9kg/m)	90～100 ton/pile
14インチ×14インチ	89ポンド/フィート(132.4kg/m)	150～170 ton/pile

錫鉱跡地における住宅構造物の深い基礎としては、このH鋼グイが最も推奨できるものである。

また、古レールグイもマレイシアでは用いられている。これらは単独または組グイ形式で用いられ、継手は溶接によっている。レールグイの問題点としては、一度使用された中古材料であるということで、その材質についての信頼性、また溶接継手の信

頼性と細長比の問題がある。細長比の問題は特に単独で用いられる場合に大きい。Fig．8－7にレールグイの組合せ方と形状を示す。

レールグイは比較的安価で、しかも不規則な基盤岩の表面に打設した場合の破損が比較的少ないと考えられるので、今後とも用いられるであろう。しかしすでに述べたように、これらのグイ材は中古材料であって、以前の使用中にその材質が損なわれている可能性がある。従ってレールグイの使用は、そのグイ材の強度の信頼性に疑問点がない場合に限り行なうべきである。

8.2 基礎の許容沈下量

軟弱地盤上に建設される建築物の基礎には、堅い地盤まで打込まれたグイ基礎を採用するのが一般的である。しかしながら、支持地盤が深い場合や建築物が軽量な場合には非常に不経済であるため、直接基礎・摩擦グイ・地盤改良などによって構造物を支持する工法も採用されている。この場合、地盤の不等沈下に伴う構造物基礎の不等沈下によって、上部構造に亀裂などの障害が発生することが懸念される。この問題に対処する構造設計について、日本建築学会の「建築基礎構造設計規準」はＲＣ構造に関して次のような指針を示している。

8.2.1 許容不等沈下量

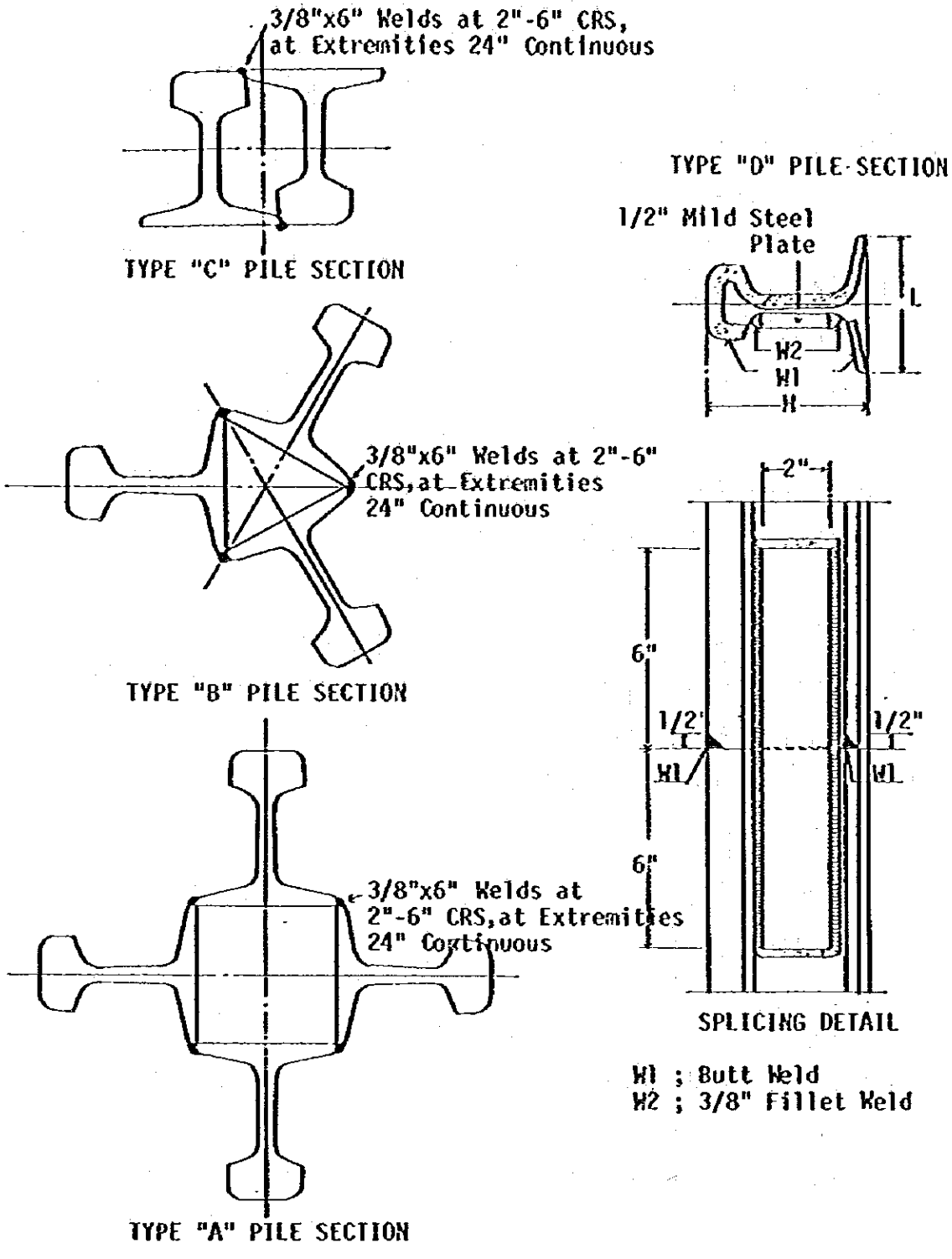
多くの研究と実測の結果に基づいて、ＲＣ構造の上部構造に、障害の発生しない許容不等沈下量として提案されている値をTable 8－1に示す。

これらの値は、圧密度１００％に達するまでの年数がきわめて長い場合には、建物の変形がコンクリートのクリープによって不等沈下に追随することができるために、多少大きくとることができる場合もある。

8.2.2 許容最大沈下量

一般に基礎の総沈下量が大きくなるほど不等沈下量も大きくなるという傾向が認められるので、最大沈下量に対してもTable 8－2に示すような限界値を提案している。

べた基礎の場合の許容最大沈下量は大きいので、予想される沈下量に十分対応した1階床高、配管等についてあらかじめ適切な設計を行なっておく必要がある。圧密沈下の予想される地盤に建築物を計画する場合、その圧密沈下量を計算して、その値が



Working Load of Piles				
WEIGHT	TYPE"A"	TYPE"B"	TYPE"C"	TYPE"D"
80 lb/yd	252 Tons	190 Tons	126 Tons	63 Tons
98 lb/yd	310 Tons	231 Tons	154 Tons	77 Tons
120 lb/yd	380 Tons	285 Tons	190 Tons	95 Tons

Fig. 8-7 Details of Rail Piles

Table 8-1 Tolerable Differential Settlement

(cm)

Foundation	Isolated Foundation	Continuous Foundation	Raft Foundation
Standard	1.5	2.0	2.0 ∿ (3.0)
Maximum	3.0	4.0	4.0 ∿ (6.0)

Note: Values in parentheses to be used in cases where sufficient stiffness is secured by double slabs or strong ground beams.

Table 8-2 Maximum Tolerable Settlement

(cm)

Foundation	Isolated Foundation	Continuous Foundation	Raft Foundation
Standard	5	10	10 ∿ (15)
Maximum	10	20	20 ∿ (30)

Note: Values in parentheses to be used in cases where sufficient stiffness is secured by double slabs or strong ground beams.

上述の許容値以内にあることを確認することが重要である。解析の結果、もし過大な沈下量が推定された場合には、次のような対策を実施する必要がある。

1) 上部構造の軽量化

圧密沈下の原因は建築物の重量であるから、計画した階数をへらすか、または、屋根を軽量化する等の方法で、建築物の重量を軽減するのが最も有効な方法である。

2) 構造物の剛性を高めること

上部構造物の水平部材の剛性を高めることによって、基礎の不等沈下を少なくすることが可能である。これは一般には地中梁の高さを大きくすることで達成される。

3) 構造物の重量分布を均一化すること

構造物の重量が偏っていれば、当然不等沈下量も大きくなるので、構造物重量の分布が均一化するように設計すべきである。

マレイシアの低価格住宅の上部構造は、第2章の2.3.3に述べたように、RC構造を主体とし、コンクリートブロックや粘土瓦を壁材に用いている。支配的な荷重が鉛直荷重であるために水平部材の断面積は小さく、また地中梁の断面積も小さい。場合によっては、地中梁は設けられないケースもある。しかしながら、圧密沈下が予想される場合には、不等沈下を軽減するために剛性の大きな地中梁を設ける必要がある。

最後に、マレイシアの住宅の1階床レベルは地盤面から約10cm程度しか上げられていないことを指適しておきたい。従って、大きな沈下量の許容されるべた基礎を採用する場合には、これに対する設計上の配慮が必要となる。

8.3 不規則な基盤岩面の問題

既に繰り返し述べてきた様に、錫鉱跡地における基盤岩面は著しく起伏している。この起伏は基礎グイ、特に打設グイの破損の原因となる。この起伏は、また、軟弱な圧縮性の高い粘性土の層厚を変化させることになり、構造物の不等沈下を引き起こす原因ともなる。この現象は錫鉱跡地における基礎工について考える場合、最も重要で最も困難な問題点である。Fig．8－8はセンブルにおいて、距離40mの間に打設されたレールグイの打設深度の変化を示したものである。グイは3トンの重錘をおよそ3フィートの高さから落下させて打設されている。この図から基盤層の深度が激しく変化していることがわかる。

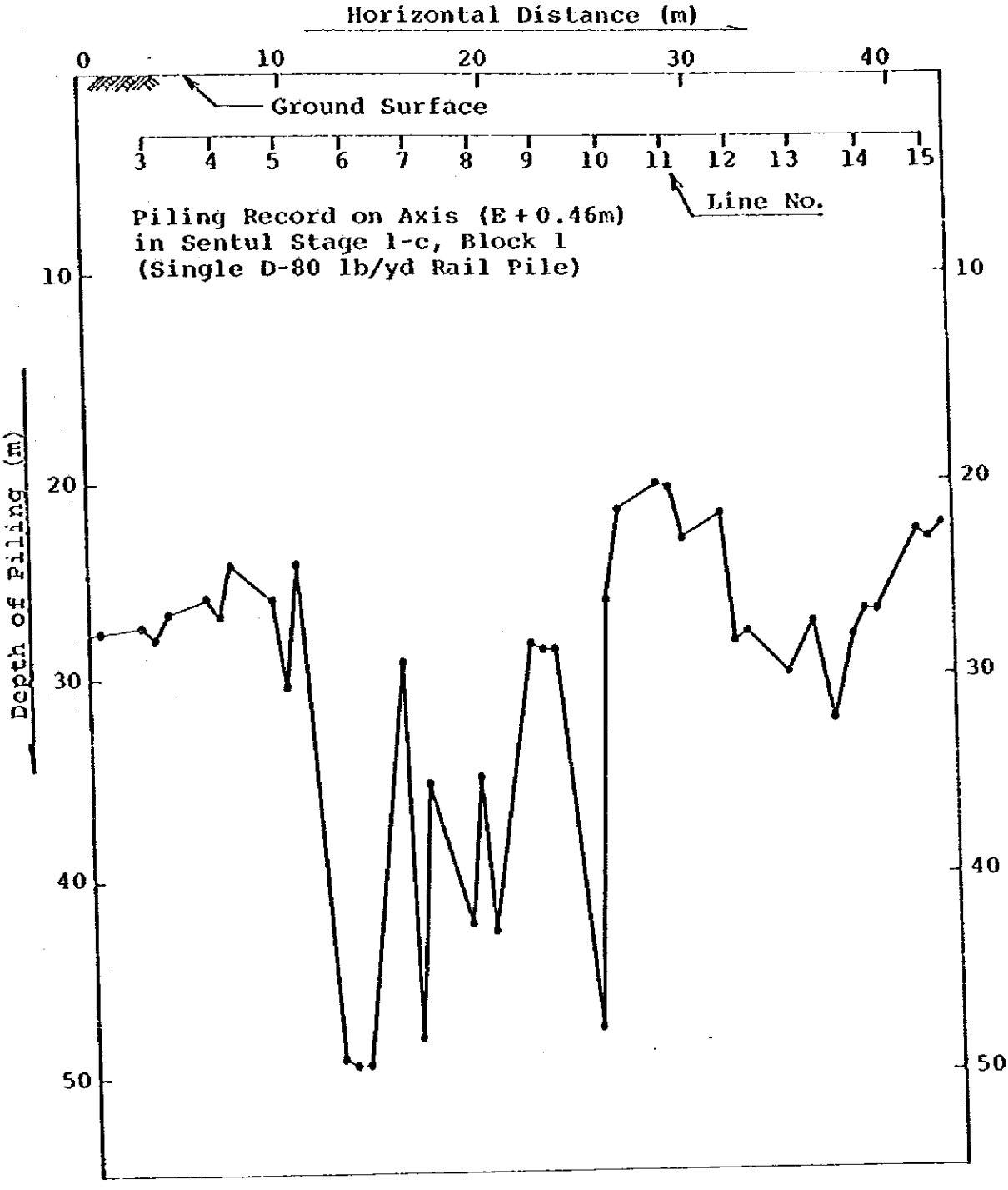


Fig. 8-8 Variation in Rail-Pile Depth at Sentul

8.4 基礎工費の評価

第6章とこの章の前半の部分で検討した結果に基づいて、基礎工と軟弱地盤の改良工法の技術的な適用性について、低・中・高層の各住宅構造物別に検討を行なった。また、埋立跡地の地盤の違い、すなわち、タイプA・B・CおよびD地盤に関しても検討した。

このようにして得られた技術的に適用できる基礎工法に対して、その工費を検討した。工費は次に示す項目に対して検討を行なった。

1) プレローディングと表層の締固め

2) プレローディング以外の地盤改良工法

3) クイ基礎

これらの検討結果を一括して、Table 8－3aからTable 8－3eに示す。工費積算の詳細については第二巻「資料編」にまとめ、そのなかのTable II－1およびTable II－7には積算結果を要約した。

8.5 推奨される基礎形式と地盤改良工法

ここまでの構造物基礎についての技術面および工費面の検討に基づいて、推奨される基礎型式と地盤改良工法を、低・中・高層の各宅構造物タイプ毎に地盤条件に合わせて選定した。これらの結果は、Table 8－4にまとめて示されている。

Table 8-3a Cost Study on Foundation and Soft Ground Improvement, Type A Ground

Size of Building	Type of Foundation/Soil Improvement Method	Cost of Foundation and Soil Improvement per Unit Floor Area of Building (M$/m^2)	Assumed Pile Length	Conditions/Comments
Low-Rise [1F]	(1) Direct Foundation (Individual Footing, Strip Footing, Raft) + Surface Compaction by Mechanical Compactor	M$1/m^2		A-1 Costs for clearing, grubbing and surface compaction only.
Medium-Rise [5F]	(2) Direct Foundation + Compaction of Sand Layer (D = 5m)			A-2 Depth of soil improvement : 5m Initial N-value : 5 N-value after improvement : 15 Allowable bearing pressure: 10 t/m^2 A-3 For methods 2-1 through 2-4, necessary improvement of ground area equals 1.5 times floor area of building.
	2-1 Vibro-Rod	M$33.3/m^2 x 1.5 ≒ M$50/m^2		
	2-2 Dynamic Consolidation	M$33.5/m^2 x 1.5 ≒ M$50/m^2		
	2-3 Vibroflotation	M$36.0/m^2 x 1.5 ≒ M$54/m^2		
	2-4 Composer Pile	M$50.7/m^2 x 1.5 ≒ M$76/m^2		
	(3) Pile Foundation			A-4 Assuming pile is driven to firm layer. A-5 Material and pile-driving costs only. A-6 Unit cost of piles calculated assuming 30% more required than number of piles calculated from structural design load. A-7 Pile lengths of 10.5, 11.5, and 13m correspond to standard depth of 10m to firm layer. Pile length of 30m is for firm layer at deeper depths.
	3-1 Treated Timber Pile	M$46.4/m^2	10.5m	
	3-2 Steel Pile	M$152.1/m^2	30m	
High-Rise [18F]	(4) Pile Foundation			
	4-1 Steel Pile	M$283.1/m^2	13m	
		M$653.3/m^2	30m	
	4-2 RC Pile	M$175.2/m^2	11.5m	

Table 8-3b Cost Study on Foundation and Soft Ground Improvement, Type B Ground

Size of Building	Type of Foundation/Soil Improvement Method	Cost of Foundation and Soil Improvement per Unit Floor Area of Building (M$/m^2)	Assumed Pile Length	Conditions/Comments
Low-Rise [1F]	(1) Direct Foundation + Preloading (H=1.5m)	5.8 x 3 = 17.4		B-1 Preloading material is normal earth available around site. B-2 Preloading necessary to cover area equal to 3 times floor area of building. B-3 Pile lengths of 10.5, 11.5, and 13m correspond to standard depth of 10m to firm layer. Pile length of 30m is for firm layer at deeper depths.
Medium-Rise [5F]	(2) Pile Foundation + Preloading (H=3m)			
	2-1 Treated Timber Pile	46.4 + 27.6* = 74.0	10.5m	
	2-2 Steel Pile	152.1 + 27.6 = 179.7	30m	
High-Rise [18F]	(3) Pile Foundation + Preloading (H=3m)			
	3-1 Steel Pile	283.1 + 27.6 = 310.7	13m	
		653.3 + 27.6 = 680.9	30m	
	3-2 RC Pile	175.2 + 27.6 = 202.8	11.5m	

* 9.2 x 3 = M$27.6/m^2 (Refer to condition B-2)

Table 8-3c Cost Study on Foundation and Soft Ground Improvement, Type C Ground

Size of Building	Type of Foundation/Soil Improvement Method	Cost of Foundation and Soil Improvement per Unit Floor Area of Building (M$/m^2)	Assumed Pile Length	Conditions/Comments
Low-Rise [1F]	(1) Direct Foundation + Preloading (H=1.5m)	10.6 x 3 = 31.8		C-1 Preloading material is normal earth available around site. Sand blanket is required (H=0.5m). C-2 Preloading necessary to cover area equal to 3 times floor area of building. C-3 Pile lengths of 10.5, 11.5, and 13m correspond to standard depth of 10m to firm layer. Pile length of 30m is for firm layer at deeper depths.
Medium-Rise [5F]	(2) Pile Foundation + Preloading (H=3.0m)			
	2-1 Treated Timber Pile	46.4 + 43.5* = 89.9	10.5m	
	2-2 Steel Pile	152.1 + 43.5 = 195.6	30m	
	(3) Direct Foundation + Replacement	45 x 2 = 90		C-4 Soil replaced to depth of 5m C-5 For replacement, necessary to improve ground area equal to 2 times floor area of building.
High-Rise [18F]	(4) Pile Foundation (t=0.5m) + Preloading (H=3.0m)			
	4-1 Steel Pile	283.1 + 43.5 = 326.6	13m	
		653.3 + 43.5 = 696.8	30m	
	4-2 RC Pile	175.2 + 43.5 = 218.7	11.5m	

* 14.5 x 3 = M$43.5/m^2 (Refer to condition C-2)

Table 8-3d Cost Study on Foundation and Soft Ground Improvement, Type D Ground

Size of Building	Type of Foundation/Soil Improvement Method	Cost of Foundation and Soil Improvement per Unit Floor Area of Building (M$/m^2)	Assumed Pile Length	Conditions/Comments	
Low-Rise [1F]	(1) Direct Foundation + Preloading (H = 3.0m)	11.1 x 3 = 33.3		D-1 Preloading material is normal earth available around site. Sand blanket is required (H=0.5m). D-2 Preloading necessary to cover area equal to 3 times floor area of building. D-3 Pile lengths of 10.5, 11.5, and 13m correspond to standard depth of 10m to firm layer. Pile length of 30m is for firm layer at deeper depths.	Same as on Type C ground. However, longer time required for preloading and more settlement by preloading.
Medium-Rise [5F]	(2) Pile Foundation + Preloading (H = 3.0m)				
	2-1 Treated Timber Pile	46.4 + 46.5* = 92.9	10.5m		
	2-2 Steel Pile	152.1 + 46.5 = 198.6	30m		
High-Rise [18F]	(3) Pile Foundation + Preloading (H = 3.0m)				
	2-1 Steel Pile	283.1 + 46.5 = 329.6	13m		
		653.3 + 46.5 = 699.8	30m		
	2-2 RC Pile	175.2 + 46.5 = 221.7	11.5m		

* 15.5 x 3 = M$46.5/m^2 (Refer to condition D-2)

Table 8-3c Cost Study on Foundation and Soft Ground Improvement, Type E Ground

Size of Building	Type of Foundation/Soil Improvement Method	Cost of Foundation and Soil Improvement per Unit Floor Area of Building ($M/m^2)	Assumed Pile Length	Conditions/Comments	
Low-Rise [1F]	(1) Direct Foundation + Fill (H=5m) with Preloading (H=1.5m)	41.0 x 3 = 123.0		E-1 Fill and preloading to cover 3 times floor area of building. E-2 Fill and preloading materials to be normal earth available around site. Sand blanket (H=1.0m) is also required. E-3 Pile lengths of 10.5, 11.5, and 13m correspond to standard depth of 10m to firm layer. Pile length of 30m is for firm layer at deeper depths.	Type E ground is not to be used unless necessary as cost of treatment is expensive and time consuming. If necessary, fill with sandy materials and follow procedures for Type B ground.
Medium-Rise [5F]	(2) Pile Foundation + Fill (H=5m) with Preloading (H=2.0m)				
	2-1 Treated Timber Pile	46.4 + 126.6* = 173.0	10.5m		
	2-2 Steel Pile	152.1 + 126.6 = 278.7	30m		
High-Rise [18F]	(3) Pile Foundation + Preloading (H=2.0m)				
	3-1 Steel Pile	283.1 + 126.6 = 409.7 653.3 + 126.6 = 779.9	13m 30m		
	3-2 RC Pile	175.2 + 126.6 = 301.8	11.5m		

* 42.6 x 3 = M$126.6/$m^2$ (Refer to condition E-1)

Table 8-4 Recommended Types of Foundations and Ground Improvement Methods

Ground Condition / Size of Structure	(A) 0m Sand 10m	(B) 0m Sand 5m Clay 10m	(C) 0m Clay 5m Sand 10m	(D) 0m Clay 10m	(E) 0m Water 5m Clay/Sand 10m
Low Rise (1 - 2F)	Surface Compaction ↓ Direct Foundation (Individual Footing, Strip Footing, Raft)	Preloading (H = 1.5m) + Surface Compaction ↓ Direct Foundation	Sand Mat + Surface Soil (with Compaction) + Preloading (H = 1.5m) ↓ Direct Foundation	Same as (C) * Longer time required for preloading * More settlement by preloading	Not to be used unless necessary as cost of treatment is expensive and time consuming. If necessary, fill with sandy materials and follow procedures as in (B)
Medium Rise (4 - 5F)	Compaction of Sand Layer (D ≒ 5m) {Vibro-Rod Dynamic Consolidation Vibroflotation Composer Pile ↓ Direct Foundation [2nd choice] Surface Compaction ↓ Treated Timber Pile (or RC/PC Pile)	Preloading (H = 3m) + Surface Compaction ↓ Treated Timber Pile (or RC/PC Pile)	Sand Mat + Surface Soil (with Compaction) + Preloading (H = 3m) ↓ Treated Timber Pile (or RC/PC Pile) [2nd choice] Replacement of Clay Layer ↓ Direct Foundation	Same as (C) * Longer time required for preloading * More settlement by preloading	Same as above
High Rise (17 - 18F)	Surface Compaction ↓ Steel Pile (or RC/PC Pile, Bored Pile)	Preloading (H = 3m) + Surface Compaction ↓ Steel Pile (or RC/PC Pile, Bored Pile)	Sand Mat + Surface Soil (with Compaction) + Preloading (H = 3m) ↓ Steel Pile (or RC/PC Pile, Bored Pile)	Same as (C) * Longer time required for preloading * More settlement by preloading	Same as above

Note: Preloading for ground Types B and C can be replaced by "ground water lowering methods" where applicable.

第 9 章　　錫鉱採取に関するコメントと提案

第9章　錫鉱採取に関するコメントと提案

ページ

9.1　錫鉱採取に伴う副産物の利用 …… 9－2

9.1.1　ロックシュートから排出される岩片および大礫 …… 9－2

9.1.2　スライス上で洗い出される小礫および砂 …… 9－2

9.1.3　スライスから流出するスライム …… 9－4

9.1.4　鉱山跡地に露出する基盤岩 …… 9－4

9.2　錫鉱跡地の利用を考えてのマイニングオペレーションの

アレンジメント …… 9－5

第9章　錫鉱採取に関するコメントと提案

錫はマレイシアのめぐまれた資源の一つである。その世界における位置・国家の社会および経済に占める役割の重要性は、第３章ですでに述べている。確かに、錫鉱を採掘した跡地は原地盤を著しく乱し、地盤の強度を低下させることは事実である。しかし第６、７および８章で述べたように、適切な用地の利用区分と適切な工法の採用により、その利用は十分可能である。

現在の土地利用に関する経済評価により、錫鉱業をただちに中止することは、資源を死蔵させることに他ならない。一度都市化してしまった地域の錫およびその他の地下資源を採取することは、たいへん困難である。錫鉱業を錫採取ということだけに限定せずに考えた場合、その跡地の効率的な利用および副産物の利用等によって、社会的・経済的価値の増加は計り知れないものがある。このような視点に立って、以下に錫鉱山のオペレーションについて、２・３のコメントと提案を行なう。

9.1 錫鉱採取に伴う副産物の利用

錫鉱採取に伴う副産物には、その選鉱の順番に言って次のようなものがある。

1) ロックシュートから排出される岩片・大礫

2) スライス上で洗い流される小礫・砂・スライム

3) スズ鉱（cassiterite）以外の重鉱物

以上のうち、3)のcassiterite 以外の重鉱物については、すでにイルメナイト・ジルコン・モナザイト等が利用されており、ここでは触れない。Fig. 9－1は、上記の副産物および掘削に伴なって露出される岩の利用についてまとめたものである。

9.1.1 ロックシュートから排出される岩片および大礫

ロックシュートから排出されるものは、主として円礫（ϕ＝1～10 cm）である。その量は、多くても全掘削土量の5％には達しないものと判断される。これらは、現在主にベースコースやコンクリート骨材として利用されている。販売価格は M$ 8～15／m^3 程度である。今後ともこれらのロックシュートから排出される粗粒分は、その全量を販売してさしつかえないと思われる。ただし、コンクリート骨材として使用する場合は、よく洗われて粒度配合のよいものでなければならない。

9.1.2 スライス上で洗い出される小礫および砂

スライス上から流し出された小礫および砂については、すでにその相当量が土木工事に利用されている。販売価格はM$ 4～8／m^3 程度である。コンクリートの細骨材として用いる場合は、よく洗われたものでなければならない。また一部のex-mining sand は、ガラス製造等に用いる石英砂としても利用できるだろう。すでにThe Malaysian Sheet Grass Sdn. Bhd. は、ex-mining sand から石英砂を抽出して利用している。1979年初期の生産コスト（原価）はM$ 30／tonであり、そのプラントは、年間約45,000 tonを生産したと言われている（P.C. AW1980）。なお石英砂の市場価格はM$ 60～120／ton と言われている。またシリカパウダーはM$ 100～400／tonである。

一般に、錫を含む処女地盤の砂分含有量は50％以下であり、またドレッジテイリングのそれは60～80％であると言われている。従って、砂の産出比は各鉱山によって相当異なるであろうが、いずれにしてもex-mining sand は錫鉱跡地の埋立に欠

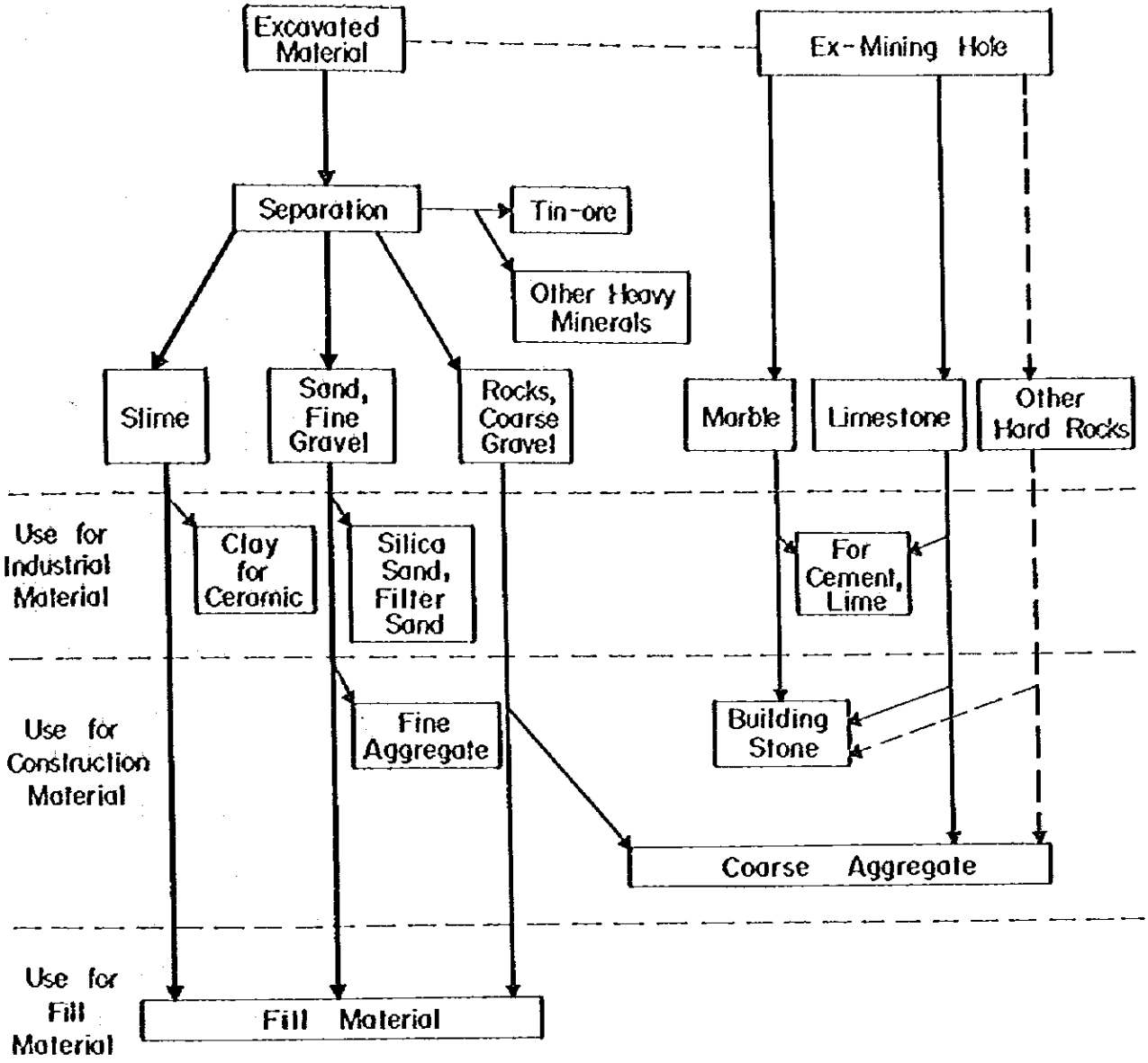


Fig. 9-1 Use of By-Products of Tin-Mining

かせないので、代替の埋立用土がない限り、その全量を売却するわけにはいかない。錫鉱跡地の埋立に支障がない範囲ということであれば、恐らく全砂量の２０％程度を建材または産業材に利用するのが限度であろう。

9.1.3　スライスから流出するスライム

スライスから流出した細粒分は、スライムとしてテイリングエリアや沈殿池に沈殿する。これらのスライムの性質は、その掘削対象地盤により相当異なるであろうが、いずれにせよ原則的には、いろいろな等級のセラミックの材料として利用できるであろう。特に、単純な粘土鉱物の組合せのものは、高級な材料として利用できるだろう。P.C. AW(1978)はex-mining slime の大部分は、日下英国からの輸入にたよっている高級なボールクレイに何ら劣るところのない材料である、と報告している。因に、The Industrial Minerals Magazine (Aug. 1978)に示されたボールクレイの値段は、下に示すとおり粘土の質および購入量によって大きく異なっている。

Air dried, shredded, bulk, FOB £6～£16 (M$32～M$86)／ton

Pulverised, airfloated, bagged, FOB £22～£42 (M$119～M$227)／ton

処女地盤のシルトおよび粘土含有量は、５０％以上であると言われているので、テイリングに占めるこのスライムの量は莫大である。このスライムは、マイニングホールの埋立材料としていい材料ではないので、できるだけ他の目的に使用できれば使用したい。埋立材料以外の目的に使える許容量は、主として埋立の最終地盤高によって規定されるであろうが、後述のような計画的埋立が実施されるならば、恐らく全スライムの２０～３０％を使っても問題はないだろう。この２０～３０％という量は、当面の需要に対しては十分すぎる量であると思われる。

9.1.4　鉱山跡地に露出する基盤岩

以上の他に錫鉱採取の結果、露出される大理石や石灰岩等の基盤岩類も建材やコンクリートおよびアスファルトの粗骨材・セメントや石灰の原料として利用できる。もし、基盤岩の表面を平らにしておけば、将来建設される構造物の深い基礎に対して、きわめて好ましい。建材用の石材の値段は、その材質特に美観によって大きく異なる。磨いていない大理石の板材の値段は、M$２２０～３３０／ton(1978)と言われている。またコンクリートおよびアスファルトの粗骨材としては、M$８～１８／㎥程度で

販売されている。

また、錫鉱の掘削に伴って発見されるカオリンクレイ・ボールクレイ・ブリッククレイ等の鉱床も見のがせない。これらは言うまでもなく、セラミックに利用できる。カオリンの市場価格はM$60～80／ton、純度の高いものはM$250／tonに及んでいる(1978)。

以上に述べた錫鉱の副産物の利用は、それらが錫鉱の浮遊選鉱時にほとんど完全に分離されることに着目すれば、それほど余分な経費を要せずに達成できることが理解できるだろう。特に埋戻し材料として扱いにくい上に、大量に生産されるスライムについては、積極的な工業材料としての利用を提案したい。

9.2 錫鉱跡地の利用を考えてのマイニングオペレーションのアレンジメント

5章および8章で述べたように、錫鉱跡地は大きくAからEまでの5つのタイプに区分できる。エンジニアリングの立場から言えば、タイプAの砂だけで埋戻された部分が最も扱いやすいので、砂の多い鉱山ではできるだけ砂による埋戻しを提案したい。場合によっては、乾燥状態で転圧しながら埋戻すことで、構造物の基礎にかかる費用を少なくできるかも知れない。

タイプBの地盤は、スライムの上に砂を乗せたものであり、比較的良い地盤であるといえる。現実的にはex-mining soilに占める砂の割合は、タイプAの地盤だけを作るほど多くはないので、意図的に造成するとすれば、このタイプBの地盤が主体になるだろう。このタイプBの地盤において、最も大きなエンジニアリング上の問題点は、スライムに起因する圧密沈下の問題である。この種の沈下は長期間に渡って継続し、その終了までには数年ないし、それ以上を要するのが通常である。タイプBの地盤上に構造物を建設した場合、すでにそれまでの沈下が終了していたとしても、構造物により新たな荷重が加わり、これによって再度圧密沈下が始まることになる。そこで計画地盤高までの盛土と構造物荷重を含んだ荷重による圧密沈下を、構造物建設の時点までに終了させておく工夫が要求されることになる。もし、この圧密を短期間で終了させるとすれば、6章で述べたように相当大きい出費が必要となる。従って、2年ないし3年あるいは数年先の利用予定に従って、プレロードをかけておくことが最も経済的であると思われる。これらは通常のマイニングオプレーションのなかで、将来の土地利用計画レベルよりも高くテイリングをしておくことで達成できることである。この余分な高さは、スライム