

港湾技術資料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 498 Sept. 1984

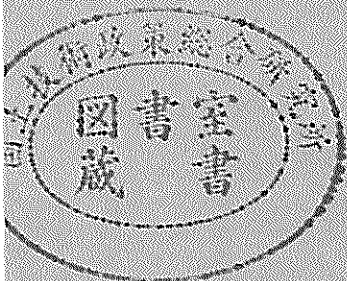
大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質

(その1) ボーリング及びサンプリング 堀江宏保・善 功企
石井一郎・松本一明

(その2) 物理的性質・圧密特性・透水性 石井一郎・小川富美子
善 功企

(その3) 静的せん断特性 土田 孝・菊池喜昭
中島謙二郎・小林正樹

(その4) 動的変形および強度特性 大根田秀明・梅原靖文
樋口嘉章・入澤一明



運輸省港湾技術研究所

序 文

大阪湾泉州沖に埋立地を造成することにより、関西国際空港の建設が計画され、昭和52年度、53年度、56年度及び57年度の4回にわたって、当海域の土質調査が実施されている。

水深20m地点における埋立地の造成とその利用にあたっては、当海域の海底地盤が軟弱な沖積粘土層の下に粘土を主体とする洪積世堆積物が深層まで続く地盤であるため、土質工学上解決すべき多くの問題が考えられる。特に、従来の港湾建設ではあまり問題とされない洪積粘性土層の土質工学的特性が大規模な埋立にともなう上載荷重の深層部への影響という観点から問題とされる点が一つの特徴と考えられる。

港湾技術研究所土質部では、大阪湾泉州沖土質調査において、大深度の土質調査の必要性に対応して、その調査方法の検討を実施するとともに、当海域における代表的地点において採取された乱さない試料について各種の土質実験を行い、各専門分野から海底地盤の工学的性質の評価ならびに検討を行った。

各種の調査ならびに試験についての詳細はそれぞれの報告に述べられているが、主要な結論を総括的に示すと下表のようになる。

調査試験結果のまとめ	
ボーリング・ サンプリング	ワイヤライン方式のサンプリング方法により、-400mまでの試料の連続採取を実施した。従来方式にくらべて、1.5~2倍の作業能率の向上、採取試料の品質の向上が認められた。
物 理 試 験	洪積層試料の土粒子比重、粒度組成、コンシステンシー特性は沖積層試料の場合と変わらない。液性指数については、沖積層試料の場合1以上であるのに対し、洪積層試料の場合0以下となった。
高圧圧密試験・ 長期圧密試験	洪積粘土の圧密降伏応力の正確な決定には荷重増加率の小さい試験が適している。長期圧密試験によれば、二次圧密係数は時間経過及び圧密荷重により大きく変化する。
透 水 試 験	乱さない場合ならびに乱した場合の砂質土について、それぞれの透水係数の密度及び粒度組成による変化傾向が明らかにされた。
室内ベーンせん断試験	沖積粘土の残留応力はピーク時の20~30%程度、鋭敏比は10~20の値が得られた。
三 軸 C I U 試 験	洪積粘土の正規圧密領域における強度増加率は塑性指数にかかわらず0.26~0.34(平均0.30)、また、せん断抵抗角 ϕ' も塑性指数にかかわらず28~32度の範囲にある。これらは沖積粘土の場合にくらべやや小さい。洪積粘土の正割係数 E_{s0} と非排水せん断強度 C_u との比 E_{s0}/C_u は100~500の範囲にある。
三軸クリープ 試験	破壊強度と破壊時間の間には、載荷の方法によらず一定の関係がある。等方圧密後のクリープ特性は K_0 圧密後の特性と相違する。破壊時の有効応力比は圧密及びせん断方法によらず一定である。

<p>共振振動三軸 試験 (変形特性)</p>	<p>最大せん断剛性率G_0は原位置試験結果と比較的良好一致を示す。大阪湾の試料に対し、間隙比$e = 0.78 \sim 2.5$の範囲の土のためのG_0の予測式を提案した。また、せん断剛性率のひずみ依存性、減衰比hなどと塑性指数I_pとの相関性を示した。</p>
<p>振動単純せん 断試験 (強度 特性)</p>	<p>泉州沖海底地盤の動的強度及び動的強度比は一般の正規圧密粘性土より大きい。</p>

今回の調査試験の実施にあたっては、運輸省第三港湾建設局、同神戸調査設計事務所、同関西国際空港計画室より多大な助力と配慮をいただいた。また、本調査試験の成果を報告するにあたり、奥村樹郎前土質部長から適切な指導や有益な助言を頂いた。

以上の各関係機関ならびに関係各位に対し、深く謝意を表する次第である。

大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質

目 次

(その1) ボーリング及びサンプリング	
.....堀江宏保・善 功企・石井一郎・松本一明.....	5
((Part-1) Boring and Sampling.....Hiroyasu HORIE, Kouki ZEN,	
.....Ichiro ISHII and Kazuaki MATSUMOTO)	
(その2) 物理的性質・圧密特性・透水性	
.....石井一郎・小川富美子・善 功企.....	47
((Part-2) Physical Properties, Consolidation Characteristics and Permeability	
.....Ichiro ISHII, Fumiko OGAWA and Kouki ZEN)	
(その3) 静的せん断特性	
.....土田 孝・菊池喜昭・中島謙二郎・小林正樹.....	87
((Part-3) Static Characteristics of Shear	
.....Takashi TSUCHIDA, Yoshiaki KIKUCHI,	
Kenjiro NAKASHIMA and Masaki KOBAYASHI)	
(その4) 動的変形および強度特性	
.....大根田秀明・梅原靖文・樋口嘉章・入澤一明.....	115
((Part-4) Dynamic Stress-Strain and Strength Properties	
.....Hideaki OHNEDA, Yasufumi UMEHARA,	
Yoshiaki HIGUCHI and Kazuaki IRISAWA)	

大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質

(その2) 物理的性質・圧密特性・透水性

石 井 一 郎 *
小 川 富美子 *
善 功 企 **

要 旨

関西国際空港建設に伴い、大阪湾泉州沖海底地盤の工学的土質特性を総合的に評価するために、各種の土質調査及び土質試験を実施した。空港島建設の際の埋め立て盛土荷重による地盤応力は、かなりの深度にまで及ぶことが予測される。このため、特に洪積層深層部の土質特性を把握する必要があり、大深度に及ぶ大規模な調査が行われた。

港湾技術研究所においても、同地盤の沖積及び洪積粘土を対象として総合的な土質特性を評価するための特殊な土質試験を実施した。本資料は、これらの試験のなかから物理試験・高圧圧密試験・長期圧密試験・透水試験・室内ベーンせん断試験及び鋭敏比試験について取りまとめを行ったものである。研究の内容及び主要な結果は次の通りである。

- 1) 土粒子比重、粒度分析、コンシステンシー試験を行い、特に洪積層の物理特性について取りまとめた。
- 2) 洪積粘土の圧密降伏応力の決定法について検討を行った。
- 3) 沖積粘土及び洪積粘土の長期圧密特性、特に二次圧密係数について取りまとめた。
- 4) 砂質土を対象とした透水試験を行い、透水係数は密度と粒度組成によってかなり変化することが判明した。
- 5) 室内ベーンせん断試験により連続的にせん断を行い、残留応力及び鋭敏比を求めた。

* 土質部 土質調査研究室

** 土質部 動土質研究室長

**Engineering Properties of Marine Clays in Osaka Bay
(Part 2) Physical Properties, Consolidation Characteristics and Permeability**

Ichiro ISHII*
Fumiko OGAWA*
Kouki ZEN**

Synopsis

There is a big project to construct New Kansai International Airport by reclaimed land at sea off Sensyu in Osaka Bay. Soil explorations and soil tests were performed to investigate engineering properties of marine clays of this area. The strata of this area consist of very soft alluvial clay and diluvial clays which continue more than 400 meters in depth. It is predicted that the stresses within the strata by the reclaimed fill are more than the estimated preconsolidation stresses not only in the alluvium but also in the diluvium. Therefore it is necessary to investigate the soil properties of deep strata.

Special laboratory soil tests were carried out for undisturbed soil samples. This paper presents the results of physical tests, high pressure consolidation tests, long term consolidation tests, permeability tests and laboratory vane shear tests.

* Member of Soil Investigations Laboratory, Soils Division
** Chief of Soil Dynamics Laboratory, Soils Division

目 次

要 旨	47
1. は じ め に	51
2. 大阪湾泉州沖における土質調査の概要	51
3. 物 理 試 験	51
3.1 試料	51
3.2 物理試験種目及び試験方法	52
3.3 物理試験結果と考察	52
4. 高圧圧密試験	67
4.1 高圧圧密試験の概要	67
4.2 J I S による圧密試験法の適用性に関する問題点	67
4.3 荷重増加率を変えた圧密試験	68
4.4 まとめ	71
5. 長期圧密試験	71
5.1 長期圧密試験の概要	71
5.2 長期圧密試験方法	72
5.3 試料及び試験条件	72
5.4 長期圧密試験結果	72
5.5 まとめ	79
6. 透 水 試 験	79
6.1 透水試験の概要	79
6.2 透水試験方法	79
6.3 試料	80
6.4 透水試験結果	80
7. 室内ベンセン断試験及び鋭敏比試験	82
7.1 室内ベンセン断試験の概要	82
7.2 室内ベンセン断試験方法	82
7.3 試料	83
7.4 室内ベンセン断試験結果	83
7.5 鋭敏比試験結果	83
8. ま と め	84
9. あ と が き	85
参 考 文 献	85

1. はじめに

関西国際空港の建設に伴い大阪湾泉州沖において各種の土質調査及び土質試験が実施された。港湾技術研究所においても、昭和56年から58年にかけて建設予定地盤の土質特性把握のため特殊な土質試験を、下記の項目について行った。

- ① 高圧圧密試験
- ② 長期圧密試験
- ③ 透水試験
- ④ 室内ペーンせん断試験及び鋭敏比試験
- ⑤ 三軸C I U試験
- ⑥ クリープ試験
- ⑦ 共振振動三軸試験
- ⑧ 振動単純せん断試験

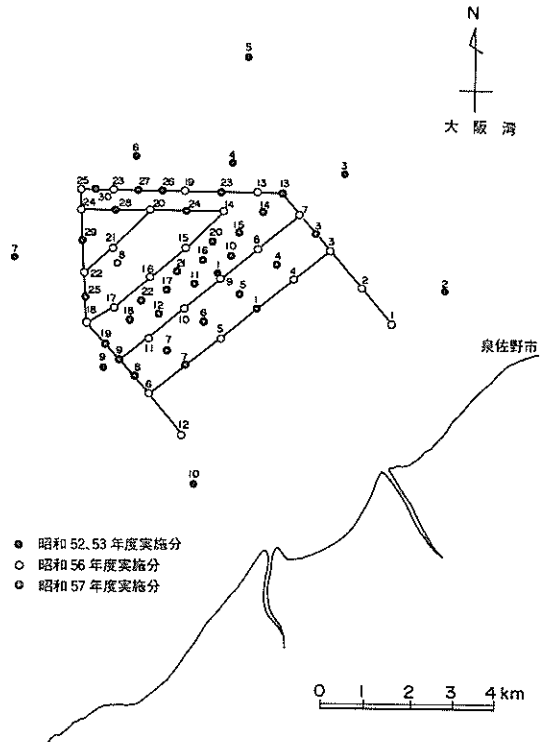
土質調査研究室では、物理試験・高圧圧密試験・長期圧密試験・透水試験・室内ペーンせん断試験及び鋭敏比試験の6項目を担当して試験を行った。本資料は、これらの試験結果を取りまとめたものである。

2. 大阪湾泉州沖における土質調査の概要^{1), 2)}

関西国際空港建設に伴い、より合理的な空港島建設のための基礎資料を得ることを目的とした土質調査が、大阪湾泉州沖海域において昭和52年から57年度にかけて実施された。泉州沖周辺の海底地盤は、軟弱な沖積粘土層の下に、薄い砂礫層をはさんだ洪積粘土層が数100メートルの厚さで堆積している。この海域の水深は平均約20メートルであり、ここを約500haにわたって埋め立てることによって原地盤に発生する埋立盛土による応力は、かなりの深度にまで及ぶことが予想される。このため、洪積層の深層部の土質特性を把握する必要があり、従来の港湾工事の場合に比べ大幅に深度の大きな土質調査が行われた。

図一³⁾に示すように、昭和52・53年度に10本、昭和56年度に25本、昭和57年度に30本、計65本のボーリングが、建設予定地で実施された。掘進深さは100m～400mとなっており、なかでも改良型ワイヤーライン方式による工法⁴⁾を一部の調査で採用したのが大きな特色である。

調査内容も多岐に及び、一軸圧縮試験、圧密試験、土粒子比重試験、液性・塑性限界試験、単位体積重量試験、粒度分析等の一般的な土質試験の他に、P S検層、孔内横方向載荷試験、静的コーン貫入試験、ペーン試験等の原位置試験、高圧圧密試験、長期圧密試験、共振・振動



図一 土質調査位置図

三軸試験、三軸C I U試験、クリープ試験等の特殊な室内試験及び微化石分等の地質特性に関する調査が行われた。これらの調査結果をもとに、同地盤の土質について多方面からの検討が行われている。

3. 物理試験

土質調査の一端として、過去に数多くの海成粘土の物理試験が実施され、それぞれの物理定数に検討が加えられている^{5), 6)}。しかし、それらの資料は沖積層を対象としたものであり、洪積層の試験例はきわめて数少ないと言える。そこで今回は、層厚約380mにおよぶ大深層試料の物理試験を試み、検討を加えた。またその試験結果を同時に実施された各種の力学試験のデータ整理や、試験結果を検討するための基礎データとして供した。

3.1 試料

物理試験は、昭和56年に採取された全層厚約380mの大阪湾No.56-9について実施した。しかし当研究室に搬入された試料は、一部現地で試験を実施したため全層にわたり連続したものではない。表一に試験を実施した試料の深さとその数量を示す。表中の層区分は、深さ方

表-1 層区分と各層の試験実施試料数

	深 さ (m)				層厚 (m)	試料数
	C	D	L	G L		
沖 積 層	24.50 ~ 37.48			6.00 ~ 18.98	12.98	12
洪 積 層 (1)	49.00 ~ 69.29			30.50 ~ 69.29	39.79	10
洪 積 層 (2)	103.30 ~ 268.75			84.80 ~ 250.25	165.45	24
洪 積 層 (3)	297.85 ~ 354.25			279.35 ~ 335.75	54.40	16

向にほぼ連続的に試験を実施出来た4つの層に全層を便宜的に区分したものである。試験は出来るだけ連続的に実施することを原則としたが、各層厚に対する試験頻度は一定ではない。沖積層では深さ約1mに1試料試験を実施しているのに対し、洪積層(2)では平均、深さ約7mに1試料の割合となり、実施試験試料の層間隔が最長約20mとなった。

3.2 物理試験種目及び試験方法

実施した物理試験は次の5種目である。

- (1) 含水量試験
- (2) 土粒子の比重試験
- (3) 液性限界試験
- (4) 塑性限界試験
- (5) 粒度試験

試験方法は、日本工業規格JIS A1202, 土粒子の比重試験方法, 同・A1203, 土の含水量試験方法, 同・A1204, 土の粒度試験方法, 同・A1205, 土の液性限界試験方法, 同・A1206, 土の塑性限界試験方法, 及び土質学会発行, 土質試験法, 土の物理的性質の方法⁷⁾にほぼ従った。

細粒土の物理試験においては、土粒子分散の度合いが試験精度に大きく影響する。このため、今回はこの点に特に留意して試験を行った。深層の洪積層試料については、試験に着手する数日前から試料に蒸留水を散霧し吸水させて軟くなった所で時間をかけてねり返しを行い粒子を十分に分散してから試験を開始している。

3.3 物理試験結果と考察

表-1に示した沖積層と、洪積層(1)~(3)の物理試験結果を試験種目別に最小値と最大値によって表したものを表-2に示す。また、表-3(a)~(d)に全試料の物理試験結果一覧表を示す。図-2は表-3の物理試験結果を各試料の深さに対して総括的に整理したものである。

次に各物理試験種目の試験結果について概略を述べる。

- (1) 土の分類

(a) 塑性図

液性限界(w_L)と塑性限界(w_p)の試験結果から塑性指数(I_p)を計算し、日本統一土質分類法に定められた塑性図にその結果をプロットしたものを図-3に示す。

図-3に×印で示した沖積層試料は、T14の試料を除いてはA線をはさんでその近くに分布している。・印の洪積層試料は数試料を除いてほとんどA線の上側に液性限界(w_L)約40~133%の広い範囲の中に分布している。しかし、この図から両層には特に大きな土質の違いは無いと思われる。

図-3から、判定された土質名は、(ML)-砂質シルト-2, (CL)-粘質土-1, (CH)-粘土-7 (VH₂)-火山灰土-1であり、残り51試料が(CH)-粘土-と判定された。図-2の土質記号は塑性図によって判定した土質名である。なお、火山灰土(VH₂)と判定したT113については、他の試験結果と照合して検討し後述する。

図-4の塑性図は、北海道・沖縄を除く我国港湾の沖積層のデータを総括したものである。全試料はA線を中心としてその上下に分布している。これに対して図-5で示した神戸、和歌山、錦海、福山、広島、小松島などの近畿・四国・中国地方を一括した塑性図では、そのほとんどがA線の上側に分布している。この分布は、今回の試験結果と近似しており、このことから大阪湾の沖積層、洪積層とも当地域の特徴を有したほぼ同様のコンステンシー性状をもった土質であると考えられる。

(b) 三角座標

図-6に粒度試験結果を日本統一土質分類法による三角座標上に整理したものを示す。図-6から、全試料がF(細粒土)の領域にあることがわかる。沖積層試料の粘土含有量は52.0~70.0%であるのに対し、洪積層試料は25.0~75.5%のひろがりを見せている。しかし、粗粒分(礫分、砂分)の含有量は洪積層の数試料を除きわめて小さい。図-7は塑性図と同様に全国港湾の沖

物理的性質・圧密特性・透水性

表-2 各層の物理試験結果

層区分		沖積層	洪積層(1)	洪積層(2)	洪積層(3)	
深さ	CDL (m)	24.50 ~ 37.48	49.00 ~ 87.79	103.30 ~ 268.75	297.85 ~ 354.25	
試料番号		T 6 ~ T 18	T 25 ~ T 61	T 77 ~ D 34	D 45 ~ D 106	
含水比	w (%)	67.6 ~ 106.6	25.5 ~ 92.7	26.3 ~ 102.5	24.0 ~ 59.5	
土粒子の比重	G _s	2.652 ~ 2.725	2.656 ~ 2.756	2.647 ~ 2.762	2.664 ~ 2.773	
コンステンシ性	液性限界	w _L (%)	72.8 ~ 104.7	50.2 ~ 110.8	40.1 ~ 147.7	44.9 ~ 132.5
	塑性限界	w _p (%)	31.6 ~ 39.9	23.1 ~ 45.3	25.9 ~ 61.2	24.3 ~ 42.1
	塑性指数	I _p	37.9 ~ 73.1	26.6 ~ 66.5	14.2 ~ 86.5	17.9 ~ 90.4
	液性指数	I _L	0.536 ~ 1.359	0.089 ~ 1.657	- 0.010 ~ 0.620	- 0.099 ~ 0.219
	塑性比	P _r	1.086 ~ 2.313	0.631 ~ 1.702	0.548 ~ 2.426	0.663 ~ 2.383
粒度特性	礫分 (%)	0 ~ 0.4	0 ~ 0.2	0 ~ 0.1	0	
	砂分 (%)	0.2 ~ 2.8	0.2 ~ 7.8	0.2 ~ 14.1	0.2 ~ 19.5	
	シルト分 (%)	32.6 ~ 47.4	33.1 ~ 60.2	21.6 ~ 66.3	29.7 ~ 74.3	
	粘土分 (%)	52.0 ~ 70.0	37.5 ~ 66.5	25.0 ~ 75.5	19.5 ~ 68.5	

表-3 (a) 物理試験結果一覧表 沖積層

調査名 大阪湾 No.56-9

試料番号	Sample No.	T 6	T 7	T 8	T 9	T 11	T 12	T 13	T 14	T 15	T 16	T 17	T 18	
深さ (m)	CDL	24.50~	25.50~	26.50~	27.50~	29.50~	30.50~	31.50~	32.50~	33.50~	34.50~	35.50~	36.50~	
		25.48	26.48	27.48	28.48	30.48	31.48	32.48	33.48	34.48	35.48	36.48	37.48	
含水比	w (%)	106.6	101.6	106.5	100.1	87.1	91.1	86.4	70.8	67.6	78.8	89.7	72.7	
土粒子の比重	G _s	2.713	2.680	2.700	2.694	2.698	2.701	2.652	2.718	2.704	2.725	2.716	2.723	
コンステンシ性	液性限界	w _L (%)	94.2	87.5	96.7	94.4	83.8	85.6	72.8	104.7	76.1	77.0	84.7	73.4
	塑性限界	w _p (%)	39.0	39.9	38.2	37.0	38.1	36.9	34.9	31.6	33.4	34.3	33.7	32.1
	塑性指数	I _p	55.2	47.6	58.5	57.4	45.7	48.7	37.9	73.1	42.7	42.7	51.0	41.3
	液性指数	I _L	1.225	1.296	1.168	1.099	1.072	1.113	1.359	0.536	0.801	1.042	0.922	0.983
	分類	塑性図	CH	C'H	CH	C'H	C'H	CH	C'H	CH	CH	CH	CH	CH
粒度組成	礫	Gravel (%)	0	0	0	0.4	0	0.1	0	0	0	0	0.1	
	砂	Sand (%)	0.9	0.2	0.9	0.6	0.6	0.2	0.8	0.3	0.9	2.4	1.1	2.8
	シルト	Silt (%)	42.1	39.3	41.6	45.5	47.4	39.2	44.6	43.2	44.8	37.0	28.9	32.6
	粘土	Clay (%)	57.0	60.5	57.5	53.5	52.0	60.5	54.6	56.5	54.3	60.5	70.0	64.5
分類	三角座標	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	

表-3 (b) 物理試験結果一覧表 洪積層(1)

調査名 大阪湾 No.56-9

試料番号	Sample No.	T 25	T 30	T 34	T 38	T 40	T 42	T 47	T 53	T 57	T 61	
深さ (m)	CDL	49.00~	54.00~	58.00~	62.00~	64.00~	66.00~	72.80~	79.80~	83.30~	86.80~	
		49.94	54.99	58.99	62.99	64.99	66.99	73.79	80.79	83.80	87.79	
含水比	w (%)	48.0	92.7	85.0	71.2	66.9	54.1	48.7	46.6	25.5	58.5	
土粒子の比重	G _s	2.726	2.656	2.676	2.697	2.744	2.728	2.720	2.736	2.756	2.692	
コンステンシ性	液性限界	w _L (%)	53.9	73.9	110.8	88.8	88.1	64.7	63.4	56.3	50.2	81.9
	塑性限界	w _p (%)	27.3	45.3	44.3	36.0	32.6	27.8	30.2	28.3	23.1	35.1
	塑性指数	I _p	26.6	28.6	66.5	52.8	55.5	36.9	33.2	28.0	27.1	46.8
	液性指数	I _L	0.778	1.657	0.612	0.667	0.618	0.713	0.557	0.654	0.089	0.502
	分類	塑性図	CH	C'H	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH
粒度組成	礫	Gravel (%)	0	0	0	0	0.2	0	0	0	0	
	砂	Sand (%)	1.5	0.9	0.4	0.5	4.2	7.8	7.2	0.2	2.3	0.4
	シルト	Silt (%)	58.0	36.1	33.1	45.2	31.6	46.2	43.8	45.3	60.2	36.1
	粘土	Clay (%)	40.5	63.0	66.5	54.3	64.0	46.0	49.0	54.5	37.5	63.5
分類	三角座標	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	

表-3 (c) 物理試験結果一覧表 洪積層(2)

調査名 大阪湾 No.56-9

試料番号	SampleNo.	T 77	T 81	T 89	T 96	T100	T 107	T 113	T 116	T 120	T 125	T129	T140	T144	
深 さ (m)	C D L	103.30~ 104.29	107.30~ 108.29	116.00~ 116.99	123.00~ 123.29	127.00~ 127.99	134.00~ 134.99	140.00~ 140.99	143.00~ 143.95	147.00~ 147.99	151.60~ 152.59	155.60~ 156.59	166.20~ 167.19	170.20~ 171.19	
含 水 比	w (%)	63.5	72.7	48.6	64.6	63.3	46.4	102.5	54.6	41.8	42.6	48.7	55.1	55.0	
土粒子の比重	G _s	2.688	2.710	2.724	2.726	2.728	2.710	2.647	2.750	2.704	2.747	2.724	2.762	2.716	
コンシステンシー 特性	液性限界	w _L (%)	101.6	105.0	65.5	103.9	101.4	85.2	147.7	91.5	75.9	74.1	84.6	84.2	89.7
	塑性限界	w _p (%)	40.4	39.7	29.6	37.5	36.1	29.0	61.2	30.4	29.3	30.7	30.8	35.5	33.6
	塑性指数	I _p	61.2	65.3	35.9	66.4	65.3	56.2	86.5	61.1	46.6	43.4	53.8	48.7	56.1
	液性指数	I _L	0.377	0.505	0.629	0.408	0.417	0.310	0.477	0.396	0.268	0.274	0.333	0.402	0.381
粒度組成	分 類	塑性図	CH	CH	CH	CH	CH	CH	VH ₂	CH	CH	CH	CH	CH	
	礫	Gravel (%)	0	0	0	0	0	0	0.1	0	0	0	0.1	0	0.1
	砂	Sand (%)	0.6	0.2	5.5	1.3	0.4	1.2	0.8	0.5	0.6	0.4	0.4	1.7	0.7
	シルト	Silt (%)	46.4	52.8	59.5	53.7	49.6	41.0	37.6	28.5	48.1	44.1	37.0	46.8	48.7
	粘土	Clay (%)	53.5	47.8	35.0	45.0	50.0	57.8	61.5	71.0	51.3	55.5	62.5	51.5	50.5
分 類	三角座標	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	

試料番号	SampleNo.	T 151	T 157	T 160	D 5	D 8	T 173	T176	T 182	D 11	T191	D 19	D 34	
深 さ (m)	C D L	177.20~ 178.19	183.20~ 184.19	192.10~ 192.83	200.85~ 210.85	209.15~ 210.03	213.10~ 214.09	216.10~ 217.09	222.10~ 223.05	228.80~ 229.70	237.90~ 238.53	248.60~ 249.50	268.05~ 268.75	
含 水 比	w (%)	36.7	34.7	53.1	51.5	47.2	33.5	36.6	43.5	53.5	36.2	39.0	26.3	
土粒子の比重	G _s	2.716	2.679	2.698	2.723	2.725	2.707	2.684	2.751	2.686	2.741	2.710	2.739	
コンシステンシー 特性	液性限界	w _L (%)	74.0	40.1	87.6	100.3	84.4	66.2	58.5	91.0	114.1	104.3	94.4	65.8
	塑性限界	w _p (%)	26.4	25.9	39.5	30.6	31.2	28.9	25.0	31.7	33.3	30.7	26.4	26.7
	塑性指数	I _p	47.6	14.2	48.1	69.7	53.2	37.3	33.5	59.3	80.8	73.6	58.0	39.1
	液性指数	I _L	0.216	0.620	0.283	0.300	0.301	0.123	0.346	0.215	0.250	0.113	0.217	-0.010
粒度組成	分 類	塑性図	CH	ML	C'H	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	
	礫	Gravel (%)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	砂	Sand (%)	6.3	13.5	0.9	0.9	1.4	2.7	14.1	2.8	0.5	2.9	0.8	0.5
	シルト	Silt (%)	35.5	61.5	50.1	37.6	42.8	66.3	40.9	28.2	26.5	21.6	48.7	45.3
	粘土	Clay (%)	58.2	25.0	49.0	61.5	55.8	31.0	45.0	69.0	73.0	75.5	50.5	54.2
分 類	三角座標	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	

表-3 (d) 物理試験結果一覧表 洪積層(3)

調査名 大阪湾 No.56-9

試料番号	SampleNo.	D 43	D 45	D 49	D 53	D 55	D 64	D 68	D 71	D 73	D 78	D 84	D 86	D 89	D 92	D 106	
深 さ (m)	C D L	296.05~ 296.95	297.85~ 298.75	301.45~ 302.35	305.05~ 305.95	309.10~ 310.00	318.25~ 319.15	321.85~ 322.75	324.55~ 325.45	3 40~ 327.25	331.55~ 332.50	335.65~ 336.55	337.45~ 338.35	340.15~ 341.05	342.85~ 343.75	353.35~ 354.25	
含 水 比	w (%)	29.1	3636.2	55.0	25.6	24.7	32.3	59.5	49.1	32.4	25.2	28.2	33.8	24.2	24.0	26.4	
土粒子の比重	G _s	2.730	2.717	2.754	2.753	2.734	2.727	2.664	2.759	2.708	2.773	2.717	2.704	2.734	2.720	2.720	
コンシステンシー 特性	液性限界	w _L (%)	59.8	77.1	119.2	69.1	48.6	58.9	132.5	114.0	63.0	56.8	44.9	54.8	56.2	61.6	52.4
	塑性限界	w _p (%)	28.3	32.1	37.0	29.5	24.4	31.8	42.1	33.7	29.4	26.9	27.0	32.4	25.7	24.3	26.7
	塑性指数	I _p	31.5	45.0	82.2	39.6	24.2	27.1	90.4	80.3	33.6	29.9	17.9	22.4	30.5	37.3	25.7
	液性指数	I _L	0.025	0.091	0.219	0.099	0.012	0.018	0.192	0.192	0.089	-0.057	0.067	0.063	-0.049	-0.008	0.012
粒度組成	分 類	塑性図	CH	CH	CH	CH	CL	C'H	CH	CH	CH	CL	C'H	CH	CH	CH	
	礫	Gravel (%)	0	0.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	砂	Sand (%)	0.2	3.6	1.8	1.2	2.6	0.5	0.7	1.6	1.4	2.5	19.5	0.7	0.8	2.9	8.7
	シルト	Silt (%)	71.3	55.9	29.7	41.8	59.4	69.2	32.8	36.9	63.9	51.5	61.0	74.3	48.9	57.1	61.7
	粘土	Clay (%)	28.5	40.5	68.5	57.0	38.0	30.3	66.5	61.5	34.7	46.0	19.5	25.0	50.3	40.0	29.0
分 類	三角座標	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	

物理的性質・圧密特性・透水性

積層試料の粒度を一括して整理したものである。座標上に大きく拡がって分布している図-7に対して、大阪湾試料の粒度がきわめて均質な細粒土であることが明確である。

(2) 土粒子の比重 (G_s)

図-2, および表-2に示したように, 土粒子の比重 (G_s) は沖積層, 洪積層ともに約 2.65 ~ 2.77 の範囲である。これは我が国の北海道, 沖縄を除く全国港湾のデータ^{5), 6)} による平均的な土粒子比重値と言える。しかし, T13 (CDL 31.50 ~ 32.48 m), T30 (CDL 54.00 ~ 54.99 m), T113 (140.00 ~ 140.99), D68 (CDL 321.85 ~ 322.75 m) の 4 試料がとくに小さい。これは液性限界, 塑

性限界など, 他の試験結果とも多少の関連を見せていることから土質の違いによるものと考えられる。 G_s と粒度特性との相関関係は認められなかった。

(3) 含水比 (w)

沖積層における含水比 (w) は, 図-2, および表-2に示すように, 最上層の T6 (CDL 24.50 ~ 25.48 m) が 106.6% と最も大きく, 深さとともに減少し, 最下層の T18 (CDL 36.50 ~ 37.48 m) は 72.7% で層厚 13m で約 40% 減少している。これに対して洪積層では層厚約 305 m の最大・最小含水比は各々 102.5%, 24.0% である。図-2 で明らかなように土の粒度特性の変化に対応して大きく変動しながら総体的には徐々に

大阪湾 No.56-9 物理試験結果図

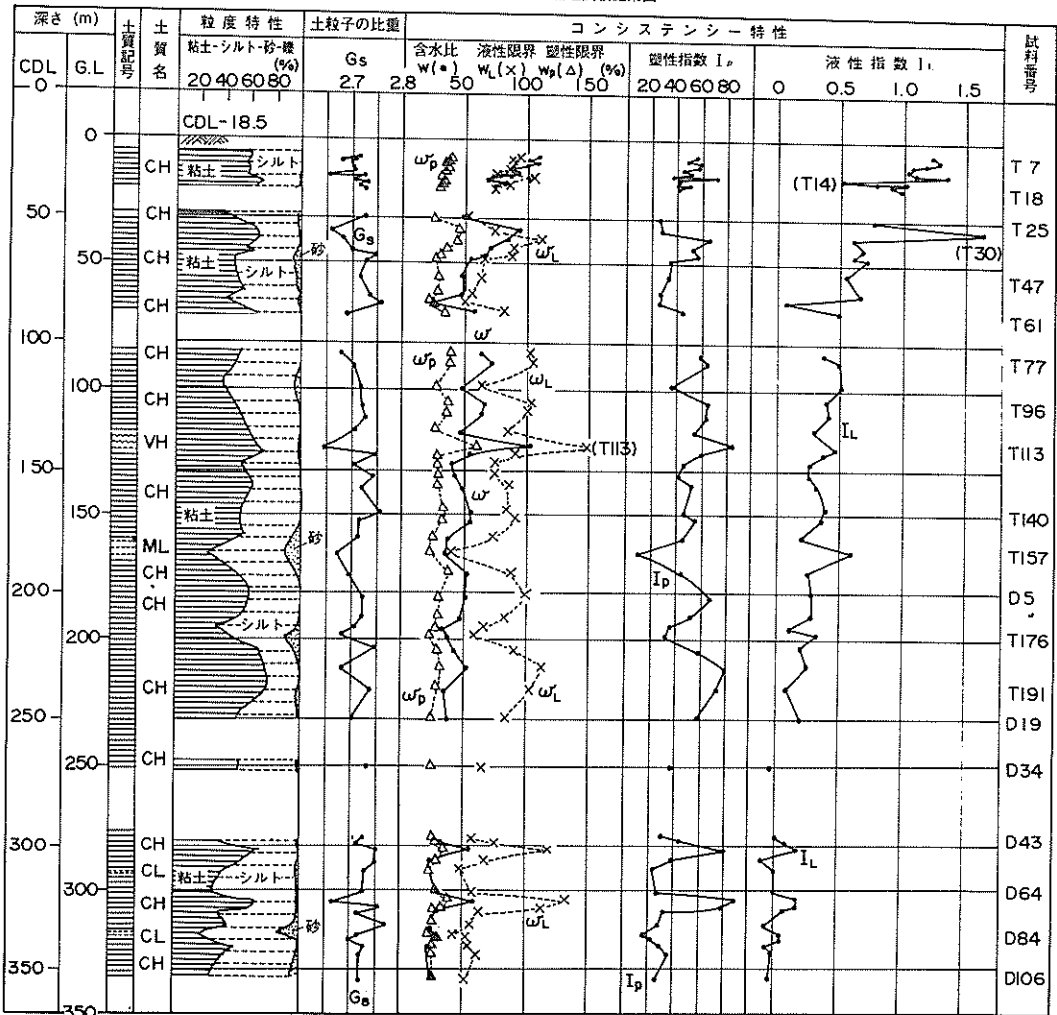


図-2 深さと物理試験結果一覧図

減少している。

(4) コンシステンシー

液性限界 (w_L)、塑性限界 (w_p) および塑性指数 (I_p) の試験結果を表-2, 表-3 (a)~(d) に, おおのの深度分布を図-2 に示した。

沖積層におけるコンシステンシーは図-3 の塑性図に見られるように, T14を除いては液性限界 (w_L) 約73~97%, 塑性限界 (w_p) 32~40%の範囲にあってばらつきが少ない。これらの値は土の粒度が深さに対してほぼ均質であるにもかかわらず, 含水比が減少すると同様な傾向で減少している。次に, 洪積層のコンシステンシーは3.3.(1) で述べたように, おおのの値の範囲がきわめて大きく, 図-2 で明らかなように粘土含有量, シルト含有量などの土の粒度と密接にかかわり合いながら変動している。特に液性限界の値の変化が顕著である。全試料中, T14 (CDL 32.50~33.48 m), T113 (CDL 140.00~140.99 m), D68 (CDL 321.85~322.75 m) の結果が目立つ。

図-8 は, 大阪湾の液性限界 (w_L) と塑性限界 (w_p)

の相関を調べたものである。液性限界値に対する塑性限界値は約10%程度のばらつきはあるが比較的よい相関性を示した。しかし, 洪積層試料に比べて沖積層試料の塑性限界がやや大きく上方に分布した。この理由は洪積層試料と沖積層試料の砂分含有量の差とも考えられる。T14, T30, T113が他の試料と異った相関を示している。図-9に, 全国港湾の沖積層のデータを一括したものを参考的に示した。さまざまな異った土質(例えば有機質土)を一括して整理したため, そのばらつきも大きい。液性限界と塑性限界の相関関係は図-8と同様と考えられる。

図-10は液性限界と塑性比の相関図である。塑性比 (p_r) は塑性限界 (w_p) に対する塑性指数 (I_p) の割合を比で表したもので次式から求める。

$$p_r = \frac{I_p}{w_p} \quad (3.1)$$

ここに, p_r : 塑性比
 I_p : 塑性指数

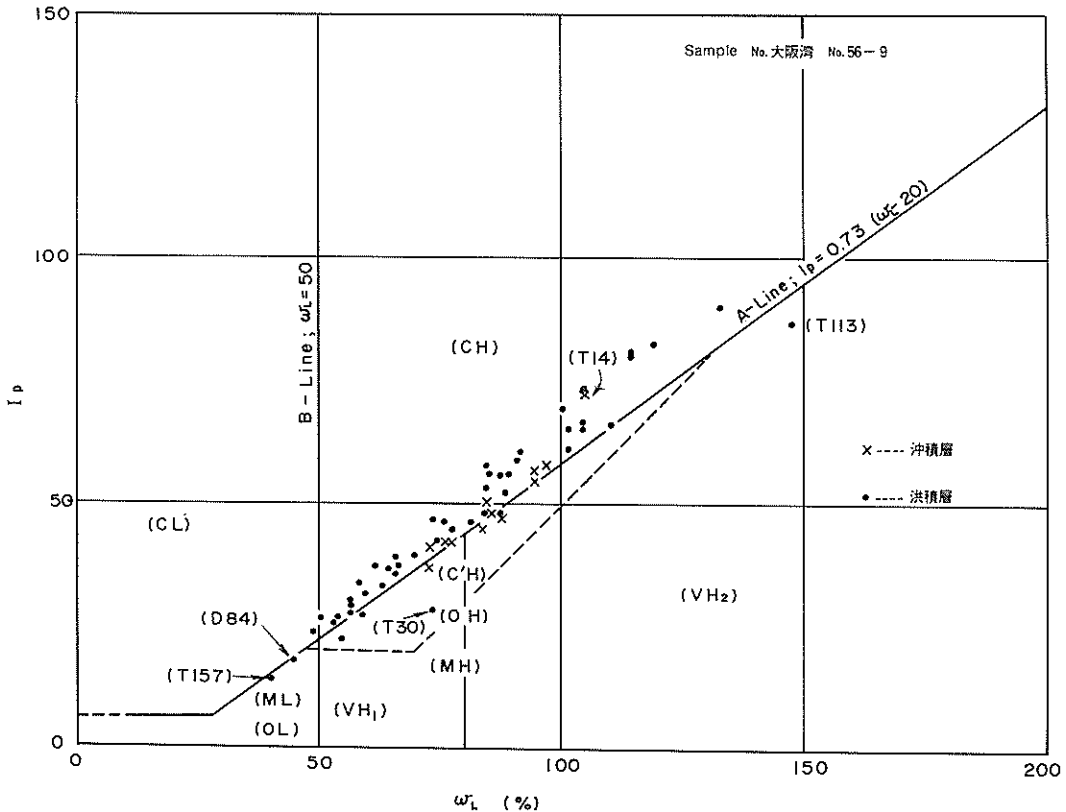


図-3 塑性図 (大阪湾)

w_p ; 塑性限界 (%)

液性限界が大きくなるに従って塑性比も増大した。液性限界約 100% で示す塑性比は沖積層試料約 1.6, 洪積層試料 1.5 ~ 2.4 で T14 を除き洪積層試料が大きい。これは、図-8 の塑性限界の差による当然の結果である。

(5) コンシステンシーとその他の物理定数との相関性

土のコンシステンシーは、他の土質定数と密接なかわりをもつことが知られている^{5), 6)}。次におのおのの物理定数との相関関係を調べた。

(a) 含水比との相関性

土の液性指数 (I_L) は、液性限界 (w_L)、塑性限界 (w_p)、塑性指数 (I_p) と含水比 (w) との関係を表す指数で次式から計算する。

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = \frac{w - w_p}{I_p} \quad (3.2)$$

ここに、 I_L ; 液性指数
 w ; 含水比 (%)

w_L ; 液性限界 (%)

w_p ; 塑性限界 (%)

I_p ; 塑性指数

この式から、含水比が液性限界よりも大きい場合、液性指数は 1 以上となり、このような土を乱せば液状化しやすく、きわめて不安定な状態を示すと云われている。また逆に、含水比が塑性限界よりも小さい場合、液性指数は 0 以下となり、土は安定した状態にあることを示す。

図-2 に深さと液性指数の関係を示した。T14 (CDL 32.50 ~ 33.48m), T30 (CDL 54.00 ~ 54.99m), T57 (CDL 83.30 ~ 83.80m) のばらつきがとくに大きいのは土質の違いによるものと思われる。表-3 に示すように沖積層では上層から深さ約 14m にわたる 7 試料の液性指数が 1.07 ~ 1.35 となった。これは前述の含水比が液性限界を上まわる値であり、きわめて不安定な地盤であることを意味している。

一方、洪積層は、深さの増大に伴って含水比が徐々に減少し、塑性限界との差が縮まって CDL 300m 以降では含水比約 24 ~ 60%, 塑性限界約 24 ~ 42% と両者はほぼ

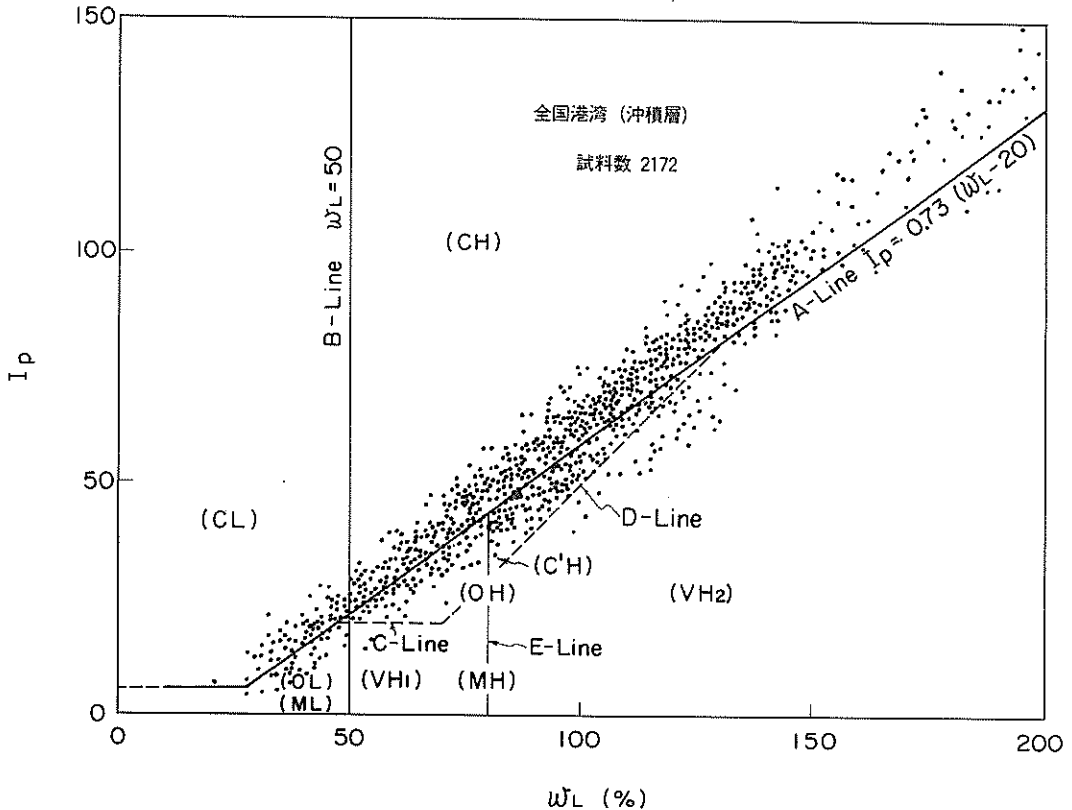
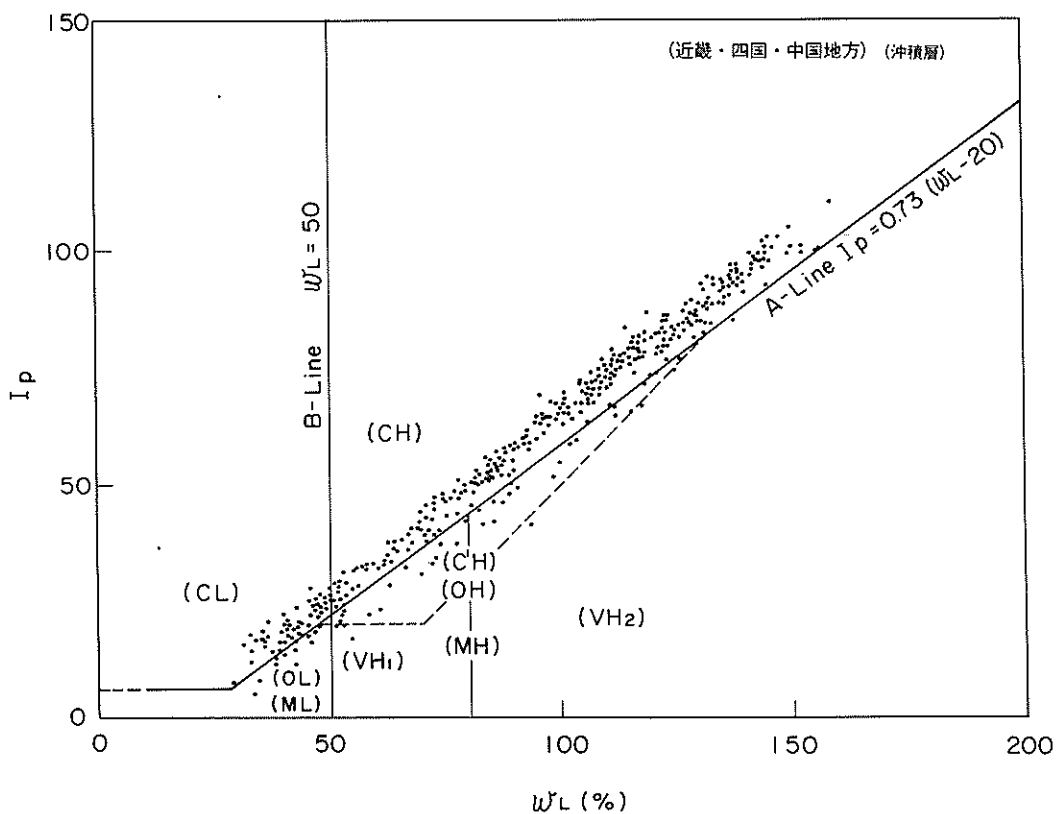
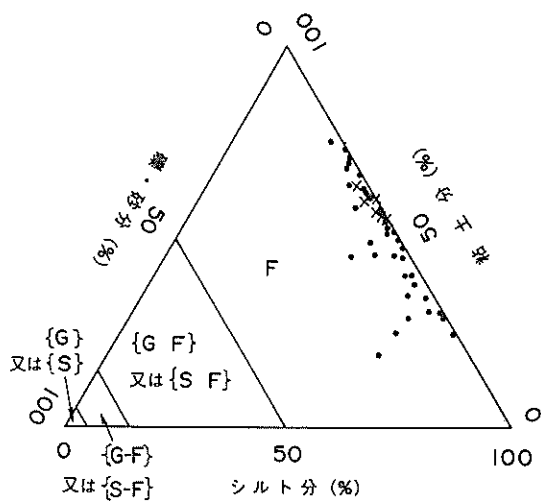


図-4 塑性図 (全国港湾)

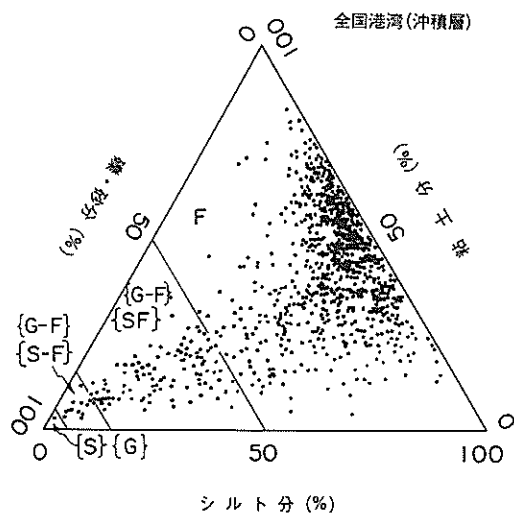


図一五 塑性図 (近畿・四国・中国地方)

×--- 沖積層
 ●--- 洪積層



図一六 三角座標 (大阪湾)



図一七 三角座標 (全国港湾)

とんど同じか、または含水比が塑性限界を下まわっている。すなわち、液性指数は0に近いあるいは0以下となり、地盤は安定した状態であることを示している。今回実施した土質試験により、大深層土の液性指数が求められ、最大値から最小値に至るその変化を知ることが出来た。これは従来の浅層の沖積層を対象とした土質調査では例を見ない。

図-11は前述の液性指数 (I_L) と含水比 (w) との関係調べたものである。液性指数の増加に伴って含水比もほぼ直線的に増加している。しかし、沖積層、洪積層試料の分布は連続的でなく、おのおのが、やや異った勾配をもって分布している。含水比 (w) が70%前後に示す液性指数は沖積層試料に対し、洪積層試料は約2分の1である。

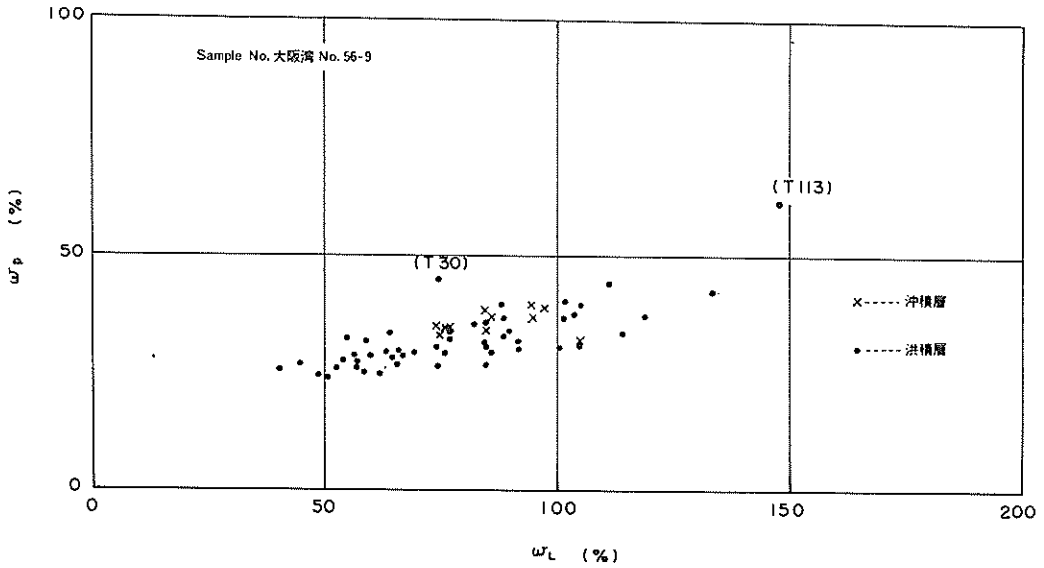


図-8 液性限界と塑性限界の相関図 (大阪湾)

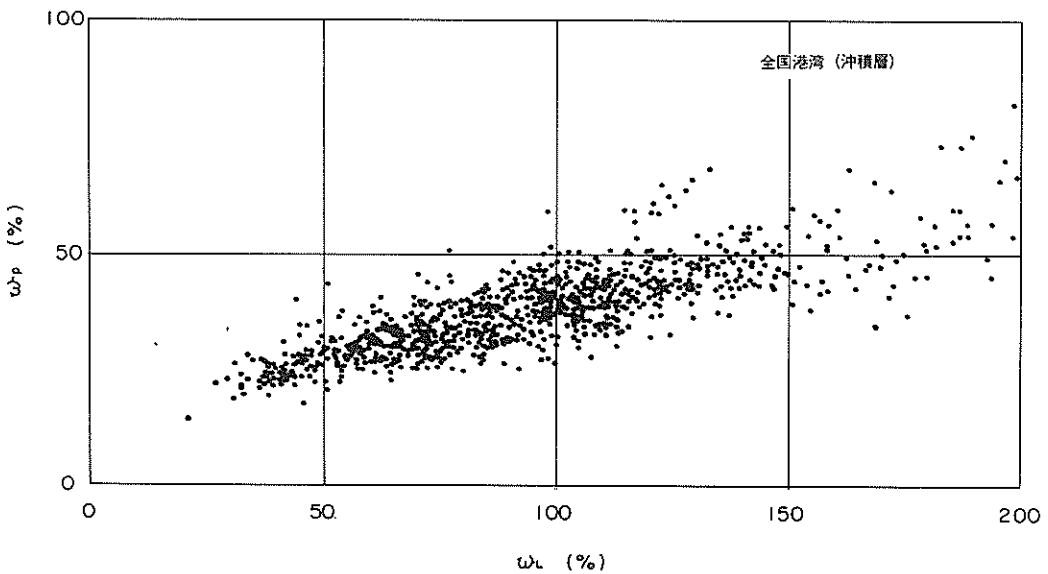
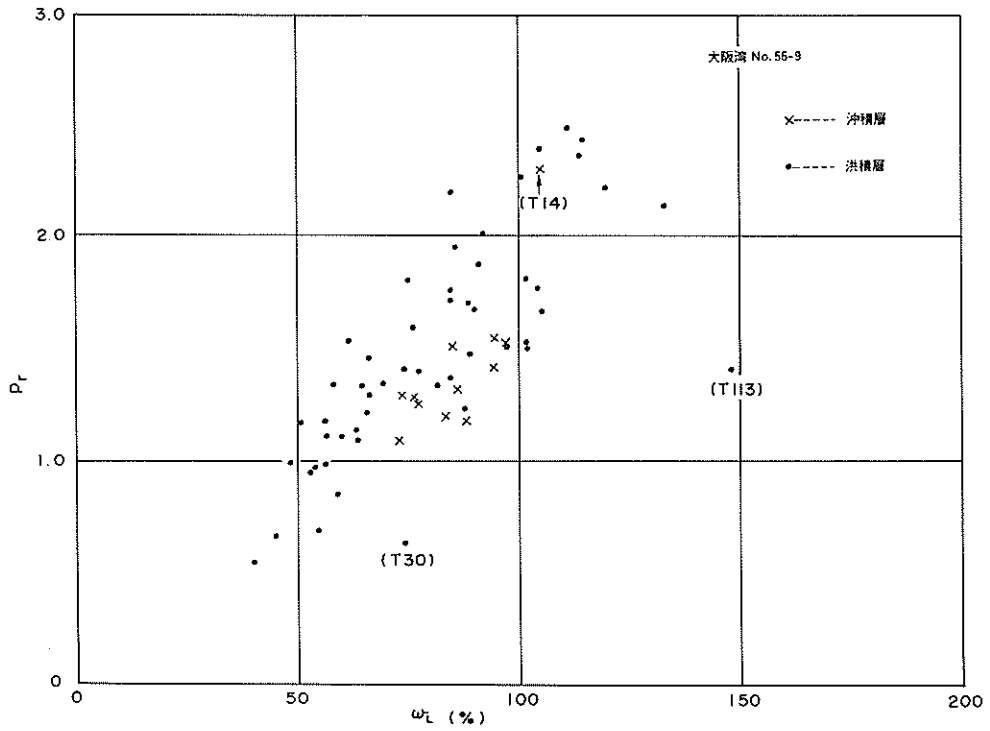
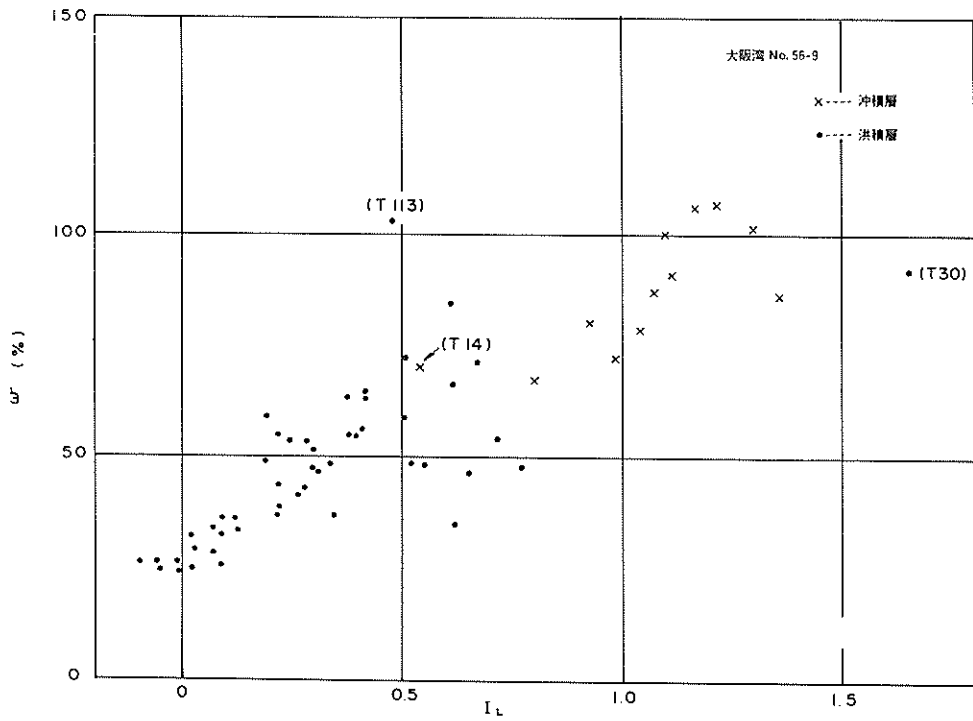


図-9 液性限界と塑性限界の相関図 (全国港湾)



図一10 液性限界と塑性比の相関図



図一11 液性指数と含水比の相関図

次に、液性限界 (w_L)、塑性限界 (w_p)、塑性指数 (I_p) とそれぞれ含水比 (w) との相関性を調べたものを図-12~図-15に示す。沖積層試料については既にこれらの相関関係は、北海道、沖縄を除くほぼ全国港湾試料のデータが整理されている^{5) 6)}。この資料によって液性限界、塑性限界、塑性指数と含水比との各相関関係は、ばらつきはあるがほぼ直線的な関係にあることが明らかになっている。今回の図-12~図-15の図中の直線は、最少自乗法によって求めた前記沖積層試料の平均値を示したものである。それぞれの相関図においてばらつきが大きい。しかし、T14、T30、T113の3試料を除けばいずれも平均直線を境にして沖積層試料は上側にほぼまとまって分布し、洪積層試料は下側の広い範囲に分布した。図-13に全国港湾のデータと今回の試験結果を併示した。洪積層試料が沖積層試料の下側に分布し、異った相関性を示している。これは、深さとともに減少する含水比 (w) によるものであり、前述の液性指数と同様、当然の結果である。

(b) 粘土含有量との相関性

土の粒度特性と土質定数との相関関係は、ばらつきが

きわめて大きく明確には求めにくい⁵⁾。しかし、図-2から深さに対して整理したおのおのの物理試験結果は土の粒度特性と密接にかかわりながら、変動していると思われる。そこで今回の物理試験結果から、粘土含有量とコンシステンシーとの相関性を調べた。

図-16は全国港湾試料と大阪湾試料を併示した粘土含有量と液性限界の相関図である。大阪湾試料は、全国港湾の大きなばらつきの範囲に粘土含有量の増加とともに液性限界も増加しおおむね直線的な相関関係をもって分布しており、沖積層と洪積層の明確な違いは見当たらない。同様の塑性限界との相関図(図-17)もT113の試料を除き沖積層試料の塑性限界がやや大きいほかは粘土含有量の増加に従ってわずかに塑性限界も増加している傾向が見られた。図-18、図-19はおのおのの粘土含有量と塑性指数 (I_p)、塑性比 (p_r) との相関図である。これらの相関図からも、T14、T30、T113の3試料が粘土含有量に対して異ったコンシステンシーの分布を示した。

図-20は、粘土含有量に対して前記の液性限界、塑性限界を共にプロットしたものであり、両者の幅が塑性指

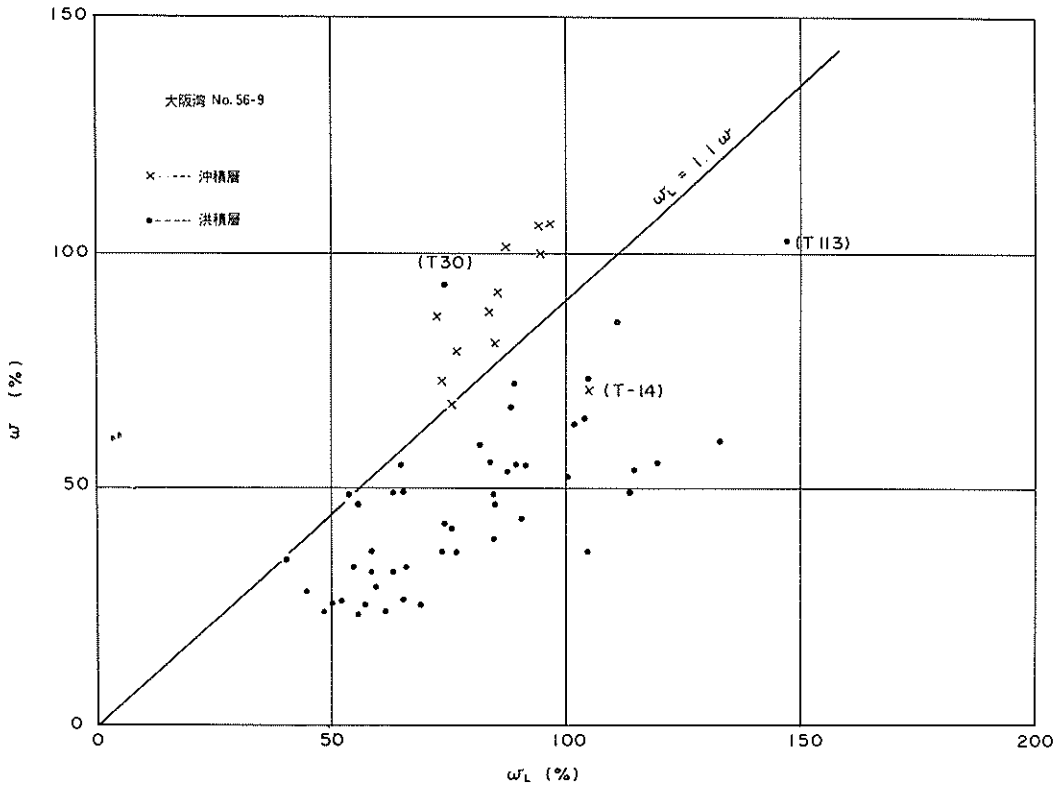
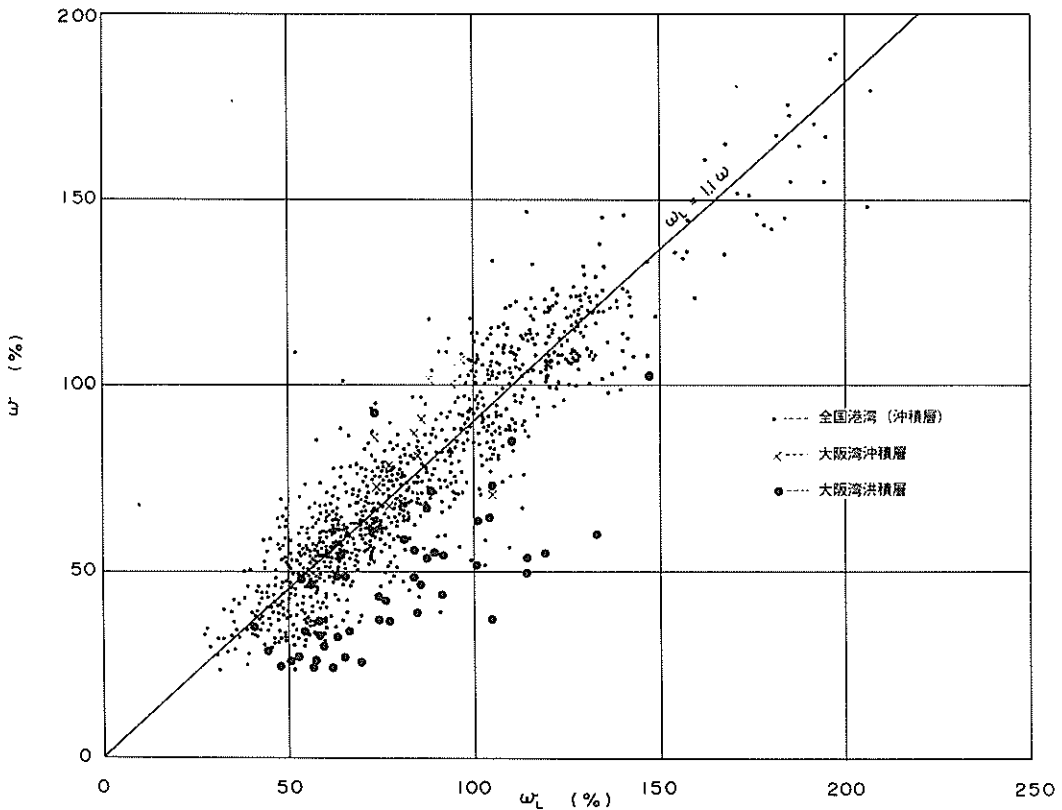
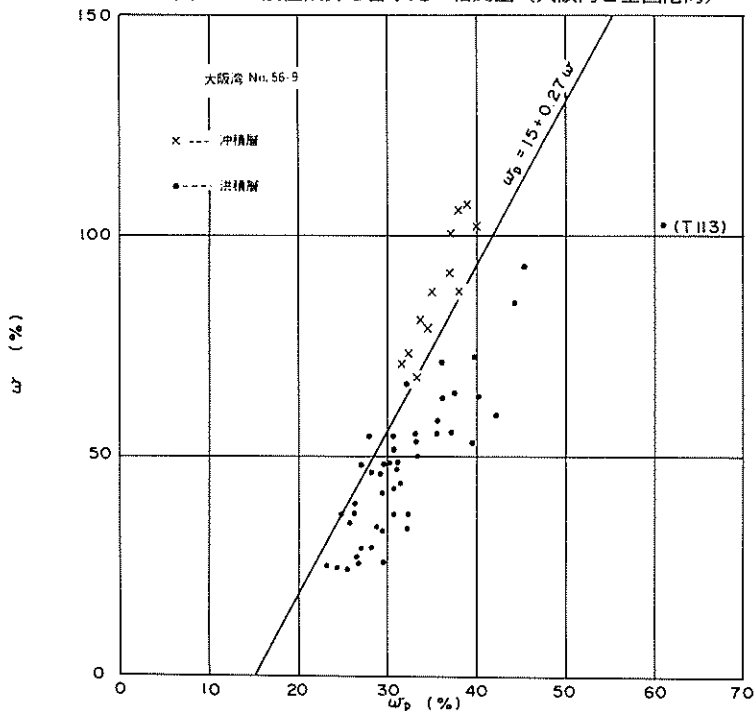


図-12 液性限界と含水比の相関図 (大阪湾)



図一13 液性限界と含水比の相関図 (大阪湾と全国港湾)



図一14 塑性限界と含水比の相関図

物理的性質・圧密特性・透水性

数を表すこととなる。塑性限界のばらつきが15%前後であるのに対して、液性限界のばらつきは約50%と大きい。

粘土含有量とコンシステンシーの相関関係からも、T 14, T 30, T 113 の3試料が他と異ったコンシステンシー性状をもった土質であることが確認された。また、図-16にその一例を示したがばらつきのきわめて大きい全国港湾試料の分布に較べて、今回の大阪湾試料が比較的まとまった分布を見せた。これは土質が均質であることを意味し、総体的に沖積層、洪積層試料の土質に大きな相違はないと判断される。

今回の物理試験結果から調べた、おのおのの相関関係において、次の3試料は他の試料と異った分布を示した。すなわち、T 14 (CDL 32.50 ~ 33.48 m), T 30 (CDL 54.00 ~ 54.99 m), T 113 (CDL 140.00 ~ 140.99 m) である。これらの試料は淡緑灰色で試験

操作上においても、含水比が目測による推定よりもきわめて小さい。蒸留水とともに煮沸した懸濁液は2~3日経過後も全く沈澱しない。綿毛化現象を起さないなど、他の試料と異った性状を見せた。この中でT 30, T 113 は図-3の塑性図でA線からやや離れた下に分布している。両試料とも火山灰的性状を呈していると思われるが、T 30は一応塑性図通り (C' H) と判定した。また T 113 は有機物が含まれていないこと、シルト含有量が特に大きくなくシルトとしての特徴がみられないなどのことから (V H₂) -火山灰土- と判定した。既に実施した土質調査の報告資料によると、当地点は数多くの異った地層から形成されていることが解明されている。

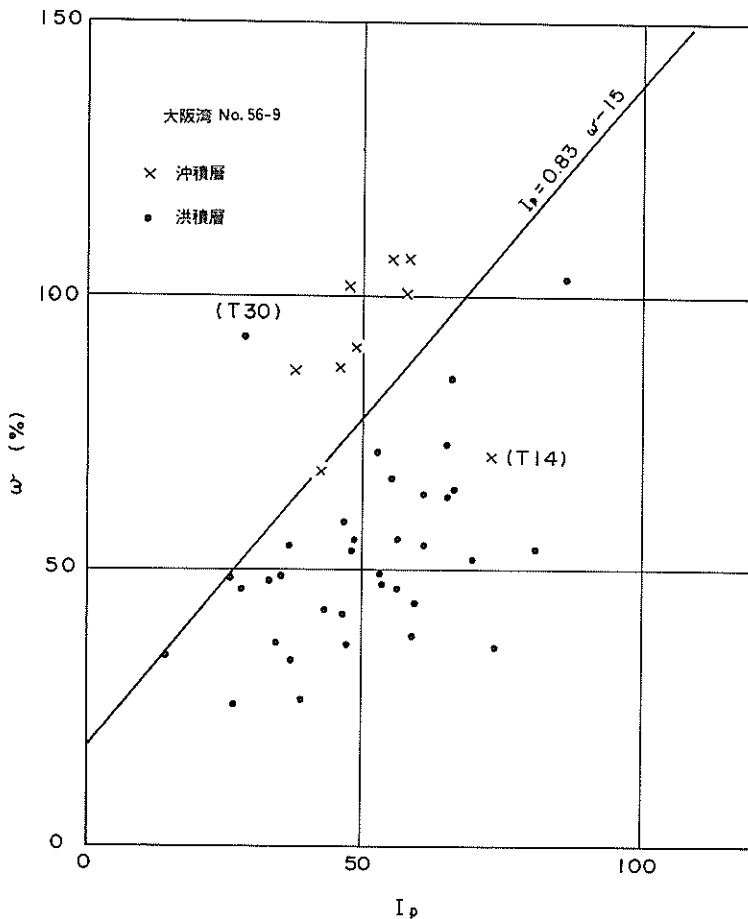


図-15 塑性指数と含水比の相関図

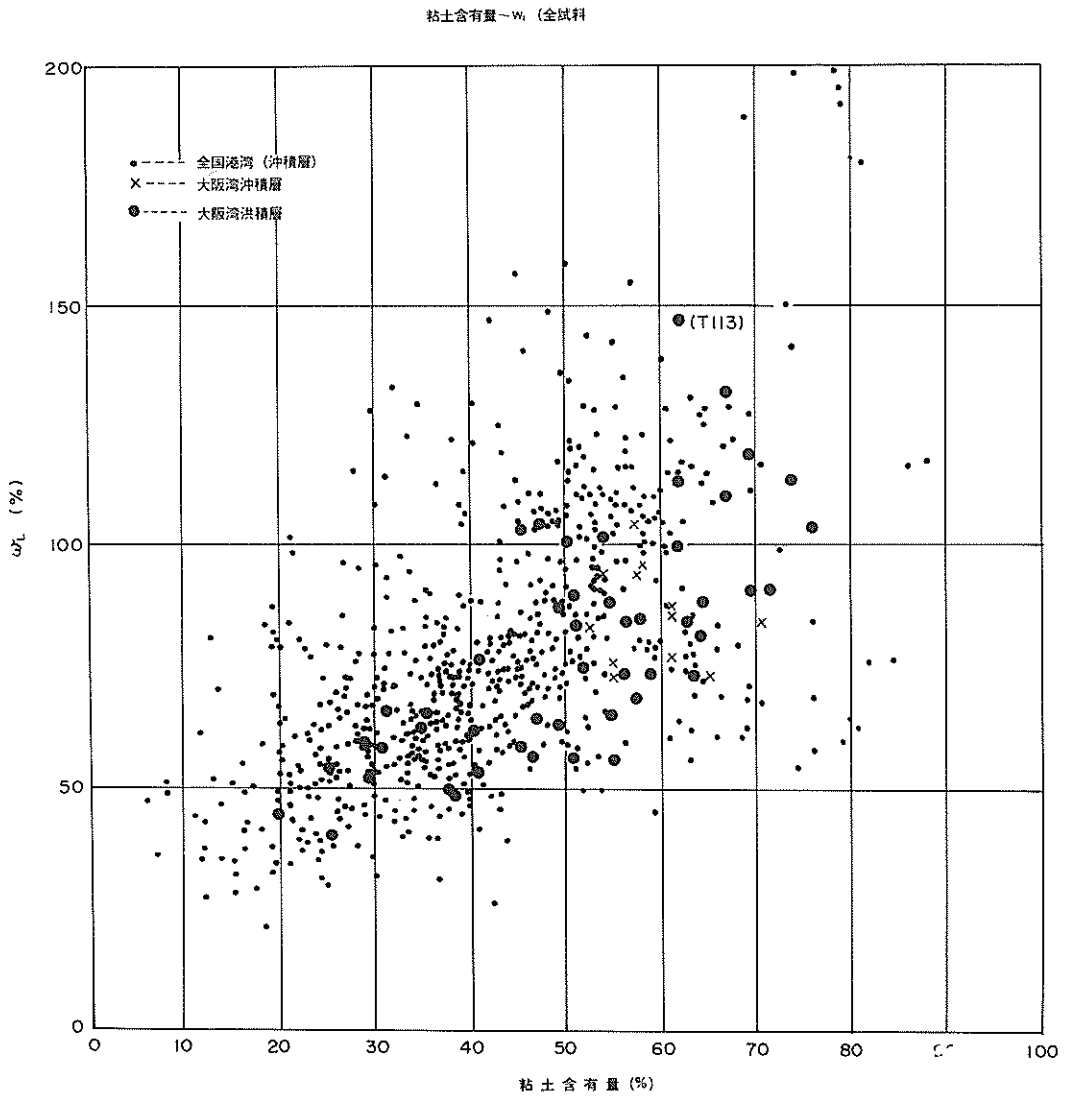
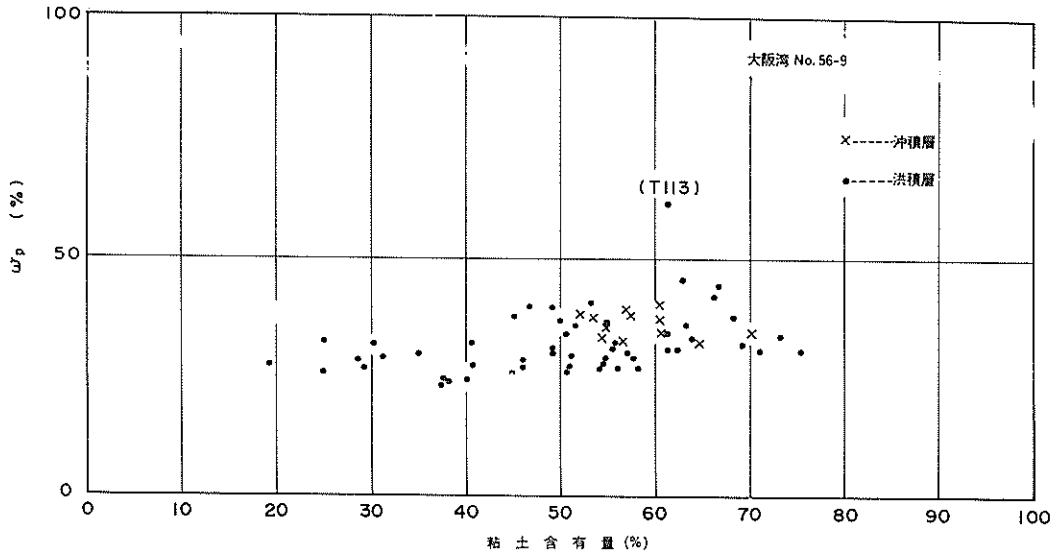
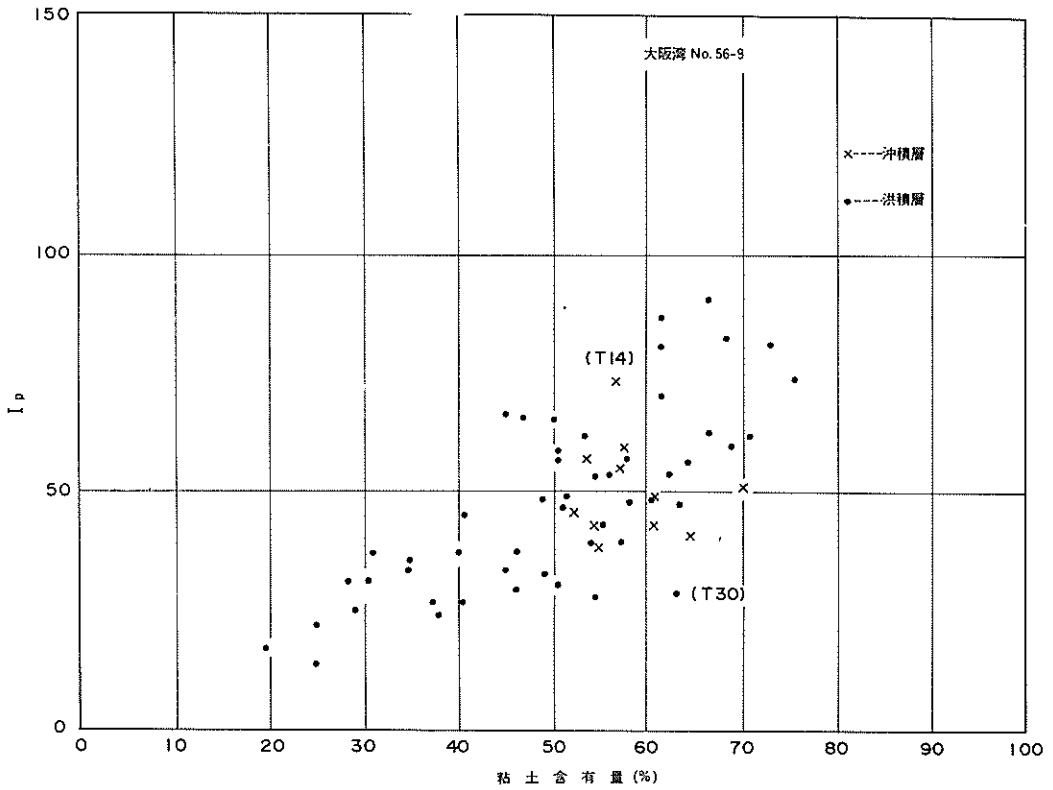


図-16 粘土含有量と液性限界の相関図

物理的性質・圧密特性・透水性



図一17 粘土含有量と塑性限界の相関図



図一18 粘土含有量と塑性指数の相関図

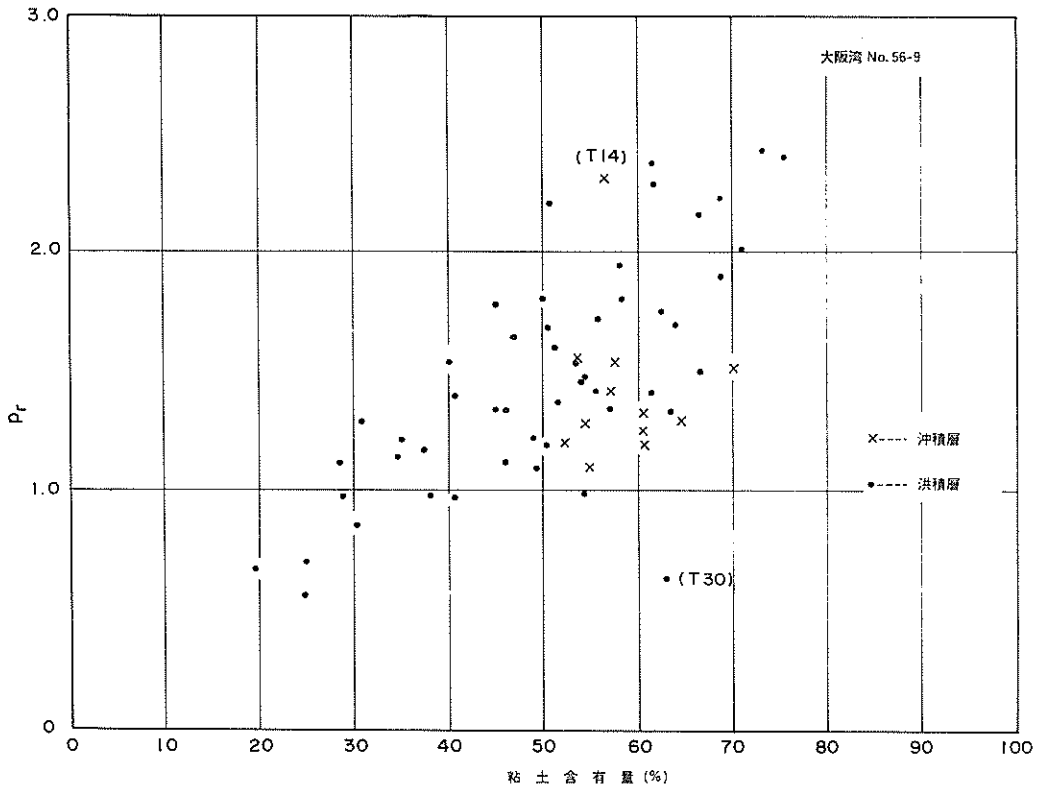


図-19 粘土含有量と塑性比の相関図

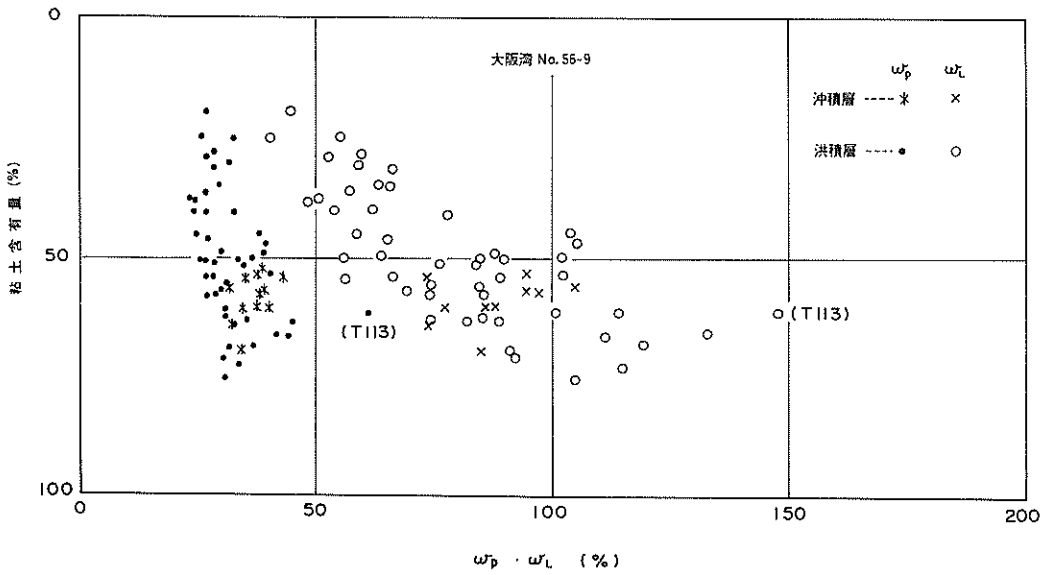


図-20 粘土含有量と液性限界，塑性限界の相関図

4. 高圧圧密試験

4.1 高圧圧密試験の概要

空港島を埋め立てる際に、埋立土による荷重が深層にまで及ぶものと予想されるために、洪積層の圧密特性を把握しておく必要がある。洪積粘性土の圧密試験を行う場合には通常の圧密試験で適用されている荷重範囲を超えて載荷する必要がある。高い圧力を作用させて圧密試験を行う場合に生じる問題点、特に圧密降伏応力 (p_c) の決定法に関して、荷重増加率を変えて試験を行った。

4.2 JIS による圧密試験法の適用性に関する問題点

(1) $e - \log p$ 曲線の描き方

JIS A 1217 に定められる圧密試験は、初期荷重 0.1 kgf/cm^2 より載荷を開始し、以後24時間ごとに荷重を2倍に (荷重増加率 $\Delta p/p = 1.0$) 増やしていく方法で行われる。圧密降伏応力 p_c の大きな洪積粘土に対して、載荷荷重を大きくして圧密試験を行っただけでは、過圧密領域から正規圧密領域へ移る遷移領域の $e - \log p$ 曲線を描く時に問題が生じる。

図-21は、洪積粘土について圧密試験を行った結果の一例である。これは、建設予定地盤の深度 -104.2 m より不攪乱採取した洪積粘土に対して、初期荷重 0.4 kgf/cm^2 、荷重増加率 $\Delta p/p = 1.0$ で24時間ごとに載荷を行う通常の圧密試験によって得られた e と $\log p$ の関係をプロットしたものである。沖積粘土のような軟らかい試料の場合、各荷重における間隙比を滑らかな曲線

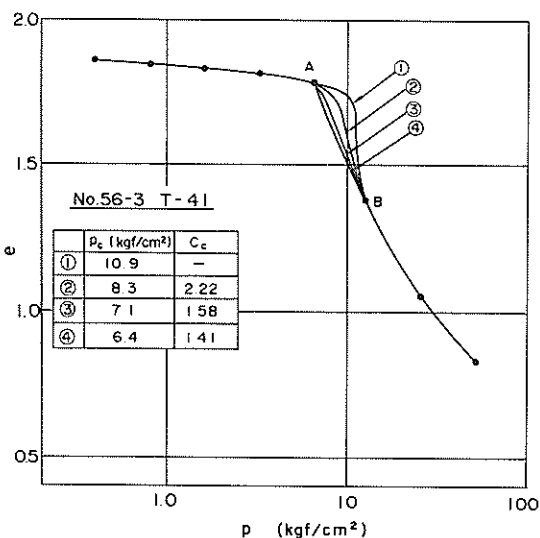


図-21 洪積粘土の $e - \log p$ の例

で結ぶことがスムーズに行えるが、非常に堅い洪積粘土の場合では載荷荷重の間隔が開いてしまうために、図-2のA点とB点とを結ぶ曲線はいろいろ存在し、この間の $e - \log p$ 曲線は確定できないことになる。A - B間を結んだ曲線のうち、①は洪積粘土の $e - \log p$ 曲線の特性を考慮すると共に最大の p_c が求まるよう意識して描いたものであり、④はA点とB点をほぼ直線で結んだものである。また、②③は、熟練した2人の人間が個別に描いた曲線である。このように $e - \log p$ 曲線の描き方の違いは、圧密降伏応力 p_c に大きな影響を与え、図-2の場合、 $p_c = 6.4 \sim 10.9 \text{ kgf/cm}^2$ と大きな差が生じてしまう。同様に、圧縮指数 C_c についても差が生じ、①のケースでは無限大に近くなってしまう。

図-22は、建設予定地のあるボーリング孔において実施した通常の圧密試験結果より、圧密降伏応力 p_c の深度分布を有効土被り圧 $\Sigma \rho \cdot z$ と共に示したものである。

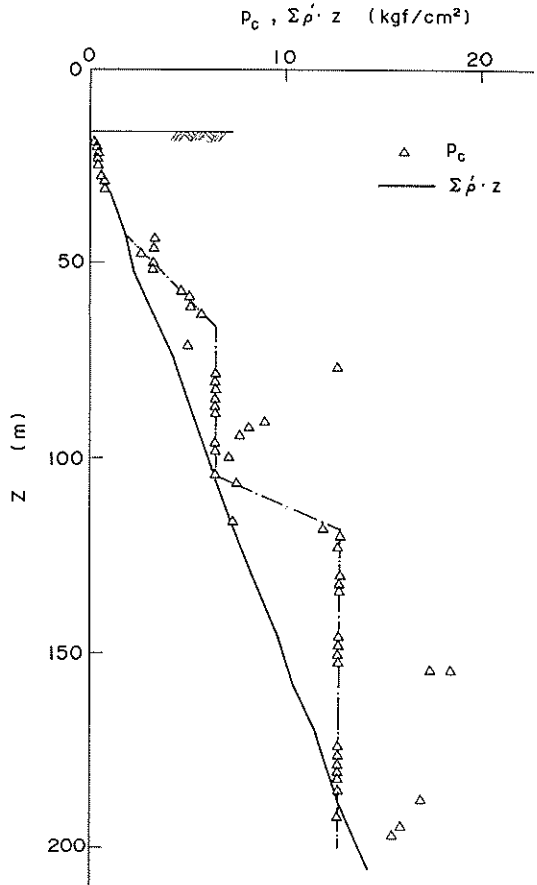


図-22 圧密降伏応力 p_c と深度 Z の関係

深度が増すに従って p_c も増大するが、80m以深では p_c が深度 Z に対して一定となっている。これは、図-21で示したように $e - \log p$ 曲線を正確に求めることが困難であるためである。図-22に示した結果では、圧密降伏応力を正確に求めたことにはならない。

(2) 圧密降伏圧力 p_c の求め方

圧密降伏応力の決定法として、従来よりいくつかの方法が提案されているが、JIS で採用されている Casagrande の方法が最もよく用いられている。この方法の他に、三笠の方法⁹⁾、Schmertmann の方法¹⁰⁾、Burmister の方法¹¹⁾等がある。

三笠の方法は、 $e - \log p$ 曲線の e の軸のスケールを変えることにより求められる p_c の値が違ってしまおうという Casagrande の方法の欠点を補うものであるが、 $e - \log p$ 曲線はあらかじめ決定しておかねばならないために有効な方法とならない。Schmertmann の方法は、試料攪乱の影響を実験的に確かめて完全に不攪乱状態の $e - \log p$ 曲線をつくり上げる方法¹²⁾であり、現地盤における初期間隙比 e_0 を求めなければならないため、実用上適用するには無理がある。Burmister の方法は、圧密試験で処女曲線にはいったらすく膨脹(除荷) - 再圧縮を行って図-23のように小さなループを描かせると、斜線のような三角形ができるので、これをそのまま処女

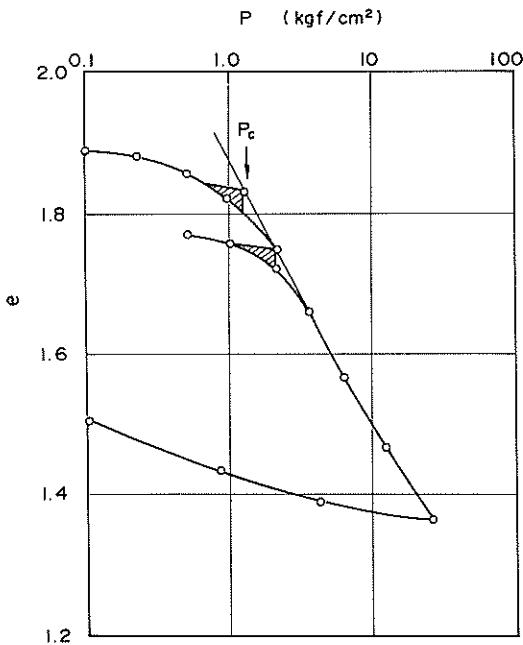


図-23 Burmister 法による p_c の決定方法

曲線に沿って上にずらして最初の曲り角に重ね合わせた時に、その三角形の頂点の位置が、圧密降伏応力であるとする方法である¹²⁾。この方法は、図-21で示したように処女曲線の形を正確に決定できない場合には適用できない。

今回のように、 $e - \log p$ 曲線の描き方自体に問題がある場合には、いずれの方法も根本的な解決策とはならない。

4.3 荷重増加率を変えた圧密試験

(1) 試験方法

$e - \log p$ 曲線を描きやすくするために、できるだけ多くのデータが得られるよう載荷荷重の間隔を小さくする方法について検討した。すなわち、荷重増加率 $\Delta p / p$ を通常の 1.0 より小さくして試験を行った。

試験に用いた試料は、No. 56 - 3 孔において不攪乱採取した洪積粘土で計 20 試料である。試料の採取深度及び荷重増加率、初期荷重を表-4 に示す。試験は、荷重増加率及び初期荷重が異なるだけで、その他は JIS に定める試験方法と同様に 24 時間ごとに載荷を行い、沈下量を測定した。Casagrande の方法により圧密降伏圧力 p_c 、圧縮指数 C_c を求め、その結果は表-4 に示す通りとなった。

(2) 荷重増加率の及ぼす影響

a) 圧密降伏圧力 p_c 、圧縮指数 C_c に与える影響

荷重増加率 $\Delta p / p$ を変えて試験を行うと、得られる $e - \log p$ 曲線の形が異なることが Leonardis らにより指摘されている¹³⁾。図-24に示すように、 $\Delta p / p$ が

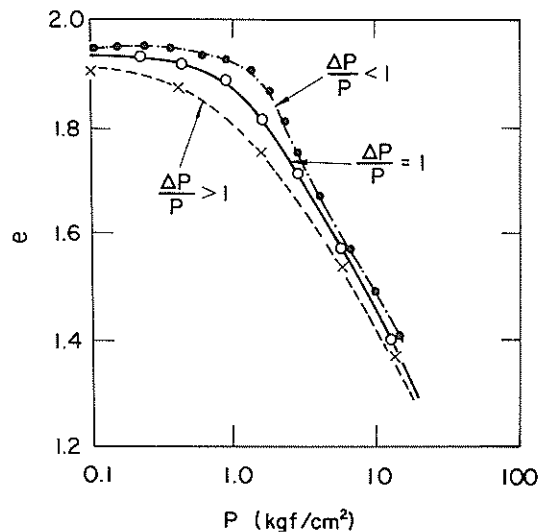


図-24 荷重増加率による圧縮曲線の相違

表-4 高圧圧密試験試料及び結果一覧

試料番号	採取深さCDL(m)	荷重		圧縮指数 C_c	圧密降伏応力 p_c (kgf/cm ²)	試料番号	採取深さCDL(m)	荷重		圧縮指数 C_c	圧密降伏応力 p_c (kgf/cm ²)
		増加率	初期荷重 (kgf/cm ²)					増加率	初期荷重 (kgf/cm ²)		
T-28	78.20 ~ 79.20	1.0	0.4	1.46	6.4	T-50	129.70 ~ 130.70	1.0	0.8	1.00	12.8
		0.5	0.9	1.86	7.1			0.5	3.2	1.01	10.8
		0.25	1.6	1.87	6.3			0.25	4.6	1.23	10.7
T-31	84.20 ~ 85.20	1.0	0.4	1.64	6.4	T-51	131.70 ~ 132.70	1.0	0.8	1.16	12.8
		0.5	0.9	1.84	5.5			0.5	3.2	0.98	10.8
		0.25	1.6	3.52	7.2			0.25	4.6	1.41	11.0
T-32	86.20 ~ 78.10	1.0	0.4	1.77	6.4	T-54	146.20 ~ 147.20	1.0	0.8	1.50	12.8
		0.5	1.3	2.59	7.3			1.0	0.8	1.52	12.8
		0.25	2.0	2.36	6.6			0.25	6.4	1.54	13.0
T-33	88.20 ~ 89.20	1.0	0.4	0.86	6.4	T-62	176.20 ~ 177.20	1.0	0.8	1.07	12.8
		0.5	2.0	1.44	7.2			0.5	3.2	1.57	16.2
		0.25	1.6	2.29	7.8			0.25	6.4	2.07	17.8
T-41	104.20 ~ 105.19	1.0	0.4	1.34	6.4	T-63	178.20 ~ 179.20	1.0	0.8	1.46	12.8
		0.5	2.13	1.45	7.2			0.5	3.2	2.05	16.2
								0.25	6.4	2.86	20.0
T-42	106.20 ~ 107.19	1.0	0.4	1.16	7.2	T-64	180.20 ~ 181.15	1.0	0.8	1.32	12.8
		0.5	2.13	1.63	7.2			0.5	3.2	1.98	16.2
								0.25	6.4	2.21	15.7
T-45	116.20 ~ 117.20	1.0	0.4	2.35	8.0	T-65	182.20 ~ 183.18	1.0	0.8	0.90	12.8
		0.5	2.13	2.44	9.7			0.5	3.2	1.10	15.1
		0.25	3.7	2.54	8.3			0.25	6.4	1.87	18.0
T-46	118.20 ~ 119.20	1.0	0.4	1.75	12.8	T-68	192.20 ~ 192.99	1.0	0.8	0.80	12.8
		0.5	2.13	2.05	10.8			0.25	6.4	1.17	20.0
		0.25	3.7	2.03	9.2						
T-47	120.20 ~ 121.20	1.0	0.4	1.48	12.8	T-69	194.20 ~ 195.04	1.0	0.8	0.91	16.0
		0.5	3.2	1.03	11.5			0.25	6.4	1.67	18.2
		0.25	3.7	1.15	10.1						
T-48	122.20 ~ 123.20	1.0	0.4	1.84	12.8	T-70	196.20 ~ 197.15	1.0	0.8	0.81	15.5
		0.5	3.2	1.87	10.8			0.25	6.4	1.31	22.0
		0.25	4.6	2.16	10.6						

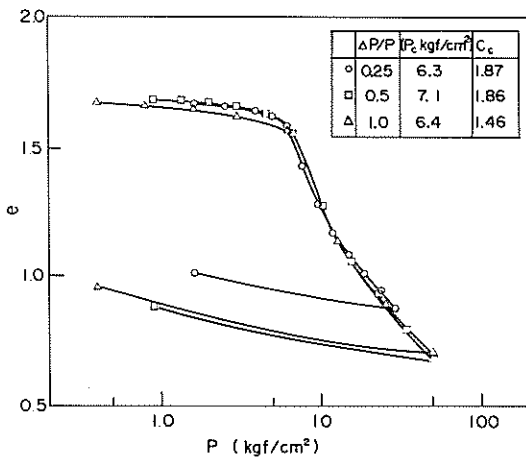


図-25 荷重増加率と $e - \log p$ 曲線 (洪積粘土)

1より大きくなると p_c 及び C_c は小さくなり、逆に荷重増加率が小さくなると p_c 、 C_c は大きくなると言われている。洪積粘土についても同じことが言えるかどうかを検討した。

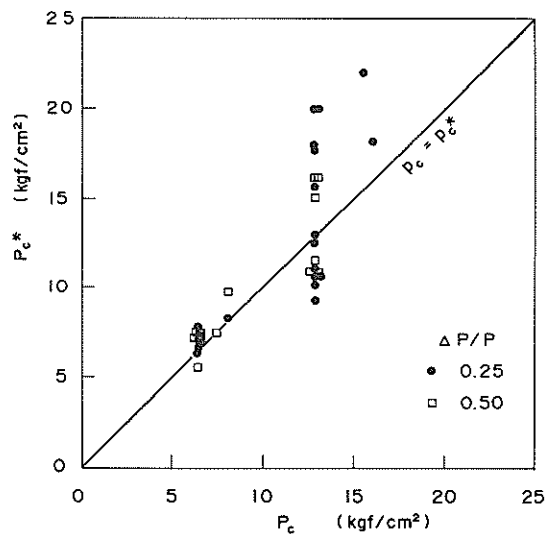


図-26 荷重増加率と圧密降伏応力 p_c の関係

図-25は、同一試料において荷重増加率 $\Delta p/p = 1.0, 0.5, 0.25$ とした場合の $e - \log p$ 曲線の代表例

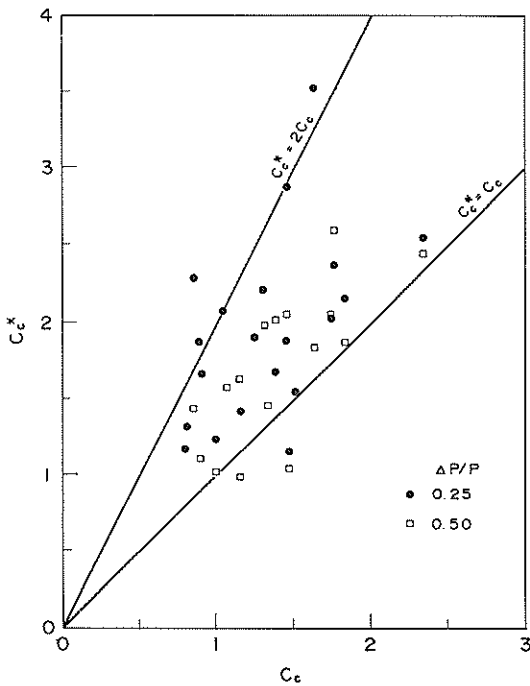


図-27 荷重増加率と圧縮指数 C_c の関係

を示したものである。 $\Delta p/p = 0.25 \sim 1.0$ の範囲では、得られる $e - \log p$ 曲線に顕著な違いは見られず、同じ型の曲線を得ることが可能であった。図-26は圧密降伏応力 p_c について、図-27は圧縮指数 C_c について、 $\Delta p/p = 1.0$ の場合と $\Delta p/p = 0.5, 0.25$ の場合とを比較したものである。($\Delta p/p = 0.5, 0.25$ の場合には、各記号に*を付けて区別する。) $\Delta p/p$ が小さくなると p_c は若干大きめの値が、また C_c についても $1.0 \sim 2.0$ 倍程度大きな値が得られた。これらの差は、荷重増加率の違いによって生ずるものではなく、 p_c 付近の $e - \log p$ 曲線の描き方が各荷重増加率で異なり、 $\Delta p/p = 1.0$ の場合は図-21の③または④に近い形の曲線を、 $\Delta p/p$ が小さい場合は①または②に近い形の曲線を得ることに起因すると考えられる。したがって、荷重増加率が小さいものほどより正確な p_c, C_c を求めることが可能であると思われる。

図-23に、 $\Delta p/p = 0.5, 0.25$ における p_c を書き加えると、図-28のようになる。荷重増加率を小さくすると、 p_c は深度と共に徐々に大きくなり、現地盤の圧密降伏応力 p_c を正確に表しているものと考えられる。

以上より、洪積粘土の圧密降伏応力を $e - \log p$ 曲線より正確に求めるためには、荷重増加率を小さくして圧

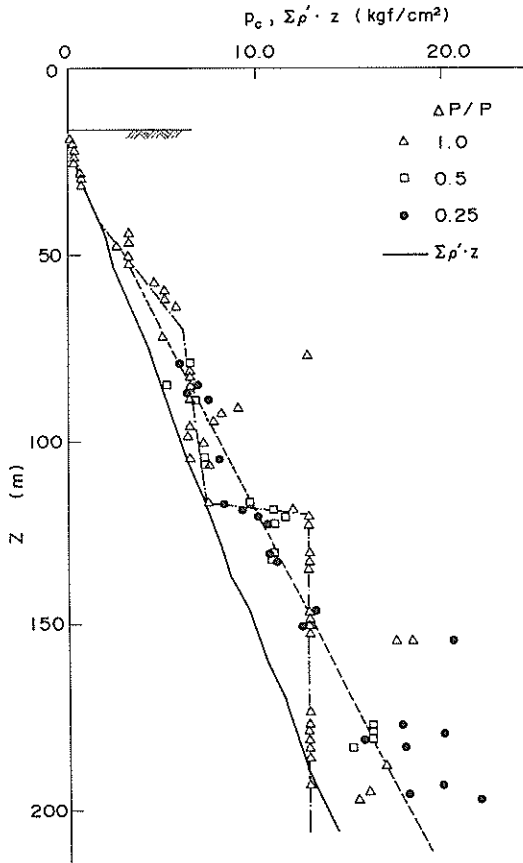


図-28 圧密降伏応力 p_c と深度 Z の関係

密試験を行う方法が実用上有効な手段であるといえよう。

(2) 圧密沈下曲線への影響

荷重増加率 $\Delta p/p$ が異なる場合の時間-沈下量の関係を図-29 (a), (b) に示す。図-29 (a) は、荷重が圧密降伏応力 p_c 付近、図-29 (b) は、荷重が p_c より十分に大きい場合に与えられた沈下曲線である。荷重増加率が大きい場合には、Terzaghi 型の S 字形の曲線が得られるが、小さい場合には沈下曲線はクリープ型となる。したがって、荷重増加率が小さい場合に通常の方法 (\sqrt{t} 法または曲線定規法) により圧密係数 C_v を決定しても無意味である。

荷重増加率 $\Delta p/p = 1.0$ の場合と $\Delta p/p = 0.5, 0.25$ の場合の正規圧密領域における圧密係数 C_v の比較を図-30に示す。ただし、 C_v は Taylor の \sqrt{t} 法により求めた。両者には非常に大きな差が生じている。これは、荷重増加率が小さいと、間隙水圧が十分に発生しないために、Terzaghi 理論に基づく \sqrt{t} 法

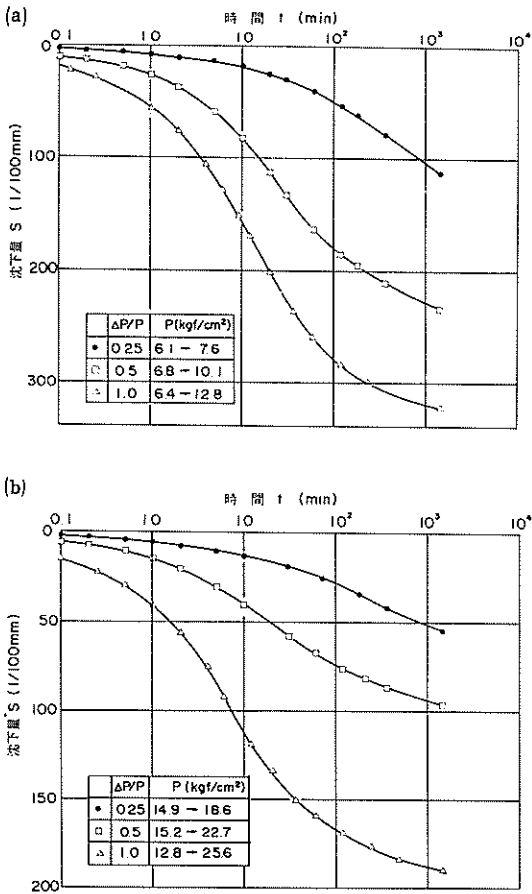


図-29(a),(b) 荷重増加率による沈下曲線の相違

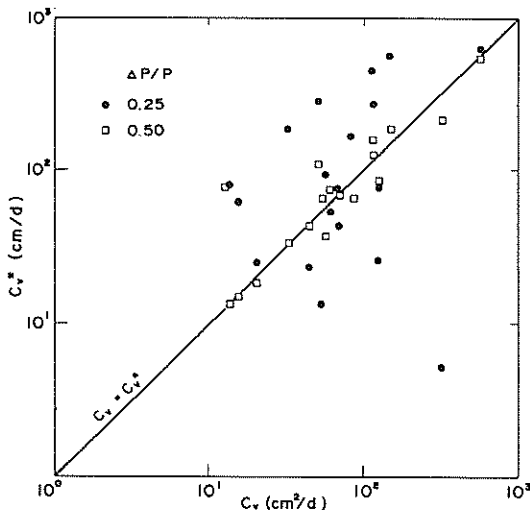


図-30 荷重増加率と圧密係数 C_v の関係

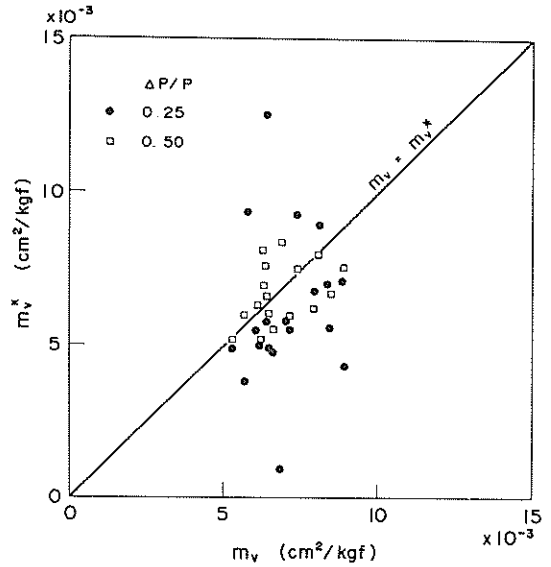


図-31 荷重増加率と体積圧縮指数 m_v の関係

で C_v を求めるには無理があることが原因である。また、図-31は、体積圧縮係数 m_v について同様の比較を行ったものであるが、やはりかなりの差が生じている。

荷重増加率を変化させた場合に得られる C_v, m_v は、かなり変化してしまい、通常の圧密試験で得られる結果と異なることに注意しなければならない。

4.4 まとめ

洪積粘土の圧密試験において $e - \log p$ 曲線の描き方を正確に行うことを目的として、荷重増加率 $\Delta p/p$ を小さくして試験を実施した。 $\Delta p/p$ を小さくすることにより、圧密降伏応力 p_c を正確に求められることがわかった。しかし、荷重増加率の変化は沈下曲線に影響を及ぼすために、得られる C_v, m_v の値も違ってしまうので、試験結果の解釈には注意を要することが明らかにされた。

なお、洪積粘土の p_c を正確に求めるためには、現行の $\Delta p/p = 1.0$ の試験法では問題があり、今後さらに検討を行う必要があるものと思われる。

5. 長期圧密試験

5.1 長期圧密試験の概要

空港島建設にあたっての最大の技術課題は圧密沈下問題であり、特に水深20メートルの海底地盤を面積500haに及んで埋め立てを行うため、沈下量及び沈下速度の予測を極めて正確に行う必要がある。

粘土地盤の圧密沈下を考える場合、従来からTerzaghi

の一次元圧密理論に基づく沈下予測が行われているが、現場において生ずる圧密沈下は、圧密試験結果をもとにした予測値を必ずしも一致しないことが多い。この原因の一つとして、二次圧密が挙げられる。長期にわたる沈下予測では、この二次圧密について考慮する必要がある。近年、大型電子計算機を用いた有限要素法による沈下解析手法¹⁴⁾により精度よく沈下予測を行うことが可能になってきたが、この手法においても二次圧密に関する正確な定数を入力することが必要な場合がある。

以上のような背景から、粘性土の長期圧密特性検討のため、不攪乱採取した沖積及び洪積粘土を長期間圧密し、二次圧密係数等について取りまとめた¹⁵⁾結果について述べることにする。

5.2 長期圧密試験方法

同一試料に対して標準圧密試験と長期圧密試験を実施した。標準圧密試験は、圧密降伏応力 p_c 、圧密降伏応力 C_c 等を求めるために長期圧密試験に先立って行った。

(1) 標準圧密試験方法

試験は JIS A 1217 に従って実施した。すなわち、直径60 mm、高さ20 mm の圧密リングの中で、上下両方向に排水させて試料を圧密させて行った。圧密荷重は沖積粘土、洪積粘土の種類に応じて 0.1 kgf/cm^2 から 51.2 kgf/cm^2 の範囲でそれぞれ載荷した。

試験結果より、圧密降伏応力 p_c 及び圧縮指数 C_c を求めた。

(2) 長期圧密試験方法

供試体の寸法及び圧密容器の構造は、標準圧密試験の場合と同様であり、初期高さ20 mm の試料を上下両方向に圧密させて試験を行った。供試体は、同一試料より複数個作成し、それぞれ異なる圧密圧力(①有効土被り圧付近、②圧密降伏応力付近、③正規圧密領域)で長期間載荷した。 $0.1 \sim 0.4 \text{ kgf/cm}^2$ より載荷を開始し、荷重増加率 $\Delta p/p = 1.0$ 、24時間ごとに増加して所定の荷重になったところで放置して長期間継続して沈下量を計測した。

なお、試験は温度変化の影響を避けるため、室温 $20 \pm 1^\circ\text{C}$ の恒温室で行った。

5.3 試料及び試験条件

試験試料は、いずれも不攪乱採取した沖積粘土5試料、洪積粘土7試料の計12試料である。試験試料の採取深度、物理特性及び標準圧密試験結果を、表-5に示す。沖積粘土は正規圧密粘土、洪積粘土は過圧密粘土である。また、洪積粘土のうち No.57-17・D-14は間隙比の非常に小さい低塑性の粘土である。

各試料ごとの載荷荷重及び期間等の試験条件を表-6に示す。No.57-17・T-17については6供試体、その他は2~3供試体作成して試験を行った。

5.4 長期圧密試験結果

(1) 二次圧密係数の時間変化

所定の荷重を載荷後、計測した沈下量をもとにして間隙比 e ~時間の対数 $\log t$ の関係を求めた。その代表例を、図-32(a)~(f)及び図-33(a)~(c)に

表-5 長期圧密試験試料一覧表

Boring No.	56 - 9				56-25	57-2		57 - 17				
Sample No.	T-7	T-13	T-17	T-25	T-12	D-7	D-18	T-10	T-27	D-14	D-24	D-34
採取深度 CDL(m)	25.50 ~ 26.48	31.50 ~ 32.48	35.50 ~ 36.48	49.00 ~ 49.94	37.90 ~ 38.70	52.50 ~ 53.30	80.00 ~ 80.80	28.20 ~ 29.00	55.20 ~ 56.00	90.70 ~ 91.50	113.70 ~ 114.50	140.20 ~ 150.00
土粒子比重 G_s	2.680	2.652	2.716	2.726	2.687	2.704	2.708	2.681	2.720	2.710	2.700	2.691
自然含水比 $w_n(\%)$	101.6	86.4	80.7	48.0	72.4	56.2	51.0	90.5	48.8	24.5	60.4	64.8
液性限界 w_L	87.5	72.8	84.7	53.9	75.0	73.4	76.3	83.6	60.3	37.4	97.9	98.3
塑性限界 w_p	39.9	34.9	33.7	27.3	33.7	31.0	28.9	36.8	27.5	21.0	38.6	35.3
塑性指数 I_p	47.6	37.9	51.0	26.6	41.3	42.4	47.4	46.8	32.8	16.4	59.6	62.0
液性指数 I_L	1.296	1.359	0.922	0.778	0.937	0.594	0.466	1.150	0.649	0.213	0.366	0.460
粒度												
砂 (%)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
シルト (%)	0.2	0.8	1.1	1.5	5.0	6.1	2.7	0.8	6.5	1.8	0.4	0.3
粗成												
シルト (%)	39.3	44.6	28.9	58.0	56.0	35.9	49.3	44.1	46.5	36.2	51.6	55.2
粘土 (%)	60.5	54.6	70.0	40.5	39.0	57.8	48.0	55.0	47.0	62.0	48.0	44.5
日本統一土質分類	(CH)	(C'H)	(CH)	(CH)	(CH)	(CH)	(CH)	(CH)	(CH)	(CL)	(CH)	(CH)
標準圧密試験結果												
圧密降伏応力 $p_c(\text{kgf/cm}^2)$	0.42	0.65	0.88	2.8	0.85	3.2	5.8	0.57	3.4	7.8	6.8	8.5
圧縮指数 C_c	1.62	1.07	1.08	0.65	1.11	1.54	1.21	1.14	0.81	0.25	1.25	1.74
初期間隙比 e_0	2.673	2.284	2.152	1.321	2.002	1.745	1.529	2.436	1.337	0.642	1.680	1.774
有効土被り圧 $\sigma'_{p-2}(\text{kgf/cm}^2)$	0.41	0.74	0.96	2.1	0.87	2.3	4.3	0.42	2.3	4.8	6.5	8.6
備考	沖積粘土	沖積粘土	沖積粘土	洪積粘土	沖積粘土	洪積粘土	洪積粘土	沖積粘土	洪積粘土	洪積粘土	洪積粘土	洪積粘土

表-6 長期圧密試験条件

Boring No.	Sample No.	荷 重		期 間 (日)	初期荷重 (kgf/cm ²)
		p (kgf/cm ²)	p/p_c		
56-9	T-7	0.4	0.88	100	0.1
		1.6	3.81	100	0.1
	T-13	0.4	0.62	100	0.1
		1.6	2.46	100	0.1
	T-17	0.8	0.91	100	0.1
		3.2	3.64	80	0.1
	T-25	3.2	1.14	100	0.2
		12.8	4.57	95	0.2
56-25	T-12	0.8	0.94	100	0.1
		3.2	3.76	100	0.1
57-2	D-7	2.4	0.67	40	0.3
		3.2	1.00	35	0.2
		12.8	4.00	40	0.2
	D-18	4.8	0.83	40	0.3
		6.4	1.10	35	0.2
		25.6	4.41	40	0.2
57-17	T-10	0.4	0.70	80	0.1
		0.8	1.40	80	0.1
		1.6	2.80	80	0.1
		3.2	5.61	80	0.1
		6.4	11.23	80	0.1
		12.8	22.46	80	0.1
	T-27	2.4	0.71	55	0.3
		3.2	0.91	55	0.4
		12.8	3.76	50	0.4
	D-14	4.8	0.62	55	0.3
		12.8	1.64	50	0.4
		25.6	3.28	55	0.2
	D-24	6.4	0.94	35	0.2
		12.8	1.88	35	0.2
		25.6	3.76	40	0.2
	D-34	12.8	1.51	50	0.4
		25.6	3.01	55	0.4

示す。なお、図中に示した t_p は一次圧密終了時間を示す。この t_p は、Taylor の \sqrt{t} 法によって求めた一次圧密度 d_{100} ¹⁶⁾ に対応する時間である。載荷重が圧密降伏圧力 p_c 以下のいわゆる過圧密領域では、 $e - \log t$ 曲線の勾配は一定もしくは急になり（図-32(a), (b), 図-33(a), (b)）、この傾向は洪積粘土ほど顕著に見られる。沈下は、いずれは完全に停止するはずであるから、 $e - \log t$ 曲線もいずれは収束すると思われるが、今回の載荷期間中には、そのような傾向はみられなかった。一方、載荷重が圧密降伏応力 p_c を超えるいわゆる正規圧密領域では $e - \log t$ 曲線はS字型となり、その勾配も徐々に緩やかになっている。（図-32(c)~(f), 図-33(c)）

図-32, 33のように、一次圧密終了後も沈下は継続し、この部分がいわゆる二次圧密に相当する部分に当たる。二次圧密は、ほぼ時間の対数に比例して生ずることから、二次圧密の度合を間隙比 e 、または沈下ひずみ ϵ と時間の関係で表す。これを二次圧密係数 C_{α} といい、次のような式で定義されている¹⁷⁾。

$$C_{\alpha e} = \Delta e / \Delta \log t \quad (5.1)$$

$$C_{\alpha \epsilon} = \Delta \epsilon / \Delta \log t \quad (5.2)$$

ここに、

$$C_{\alpha e}, = C_{\alpha \epsilon} ; \text{二次圧密係数}$$

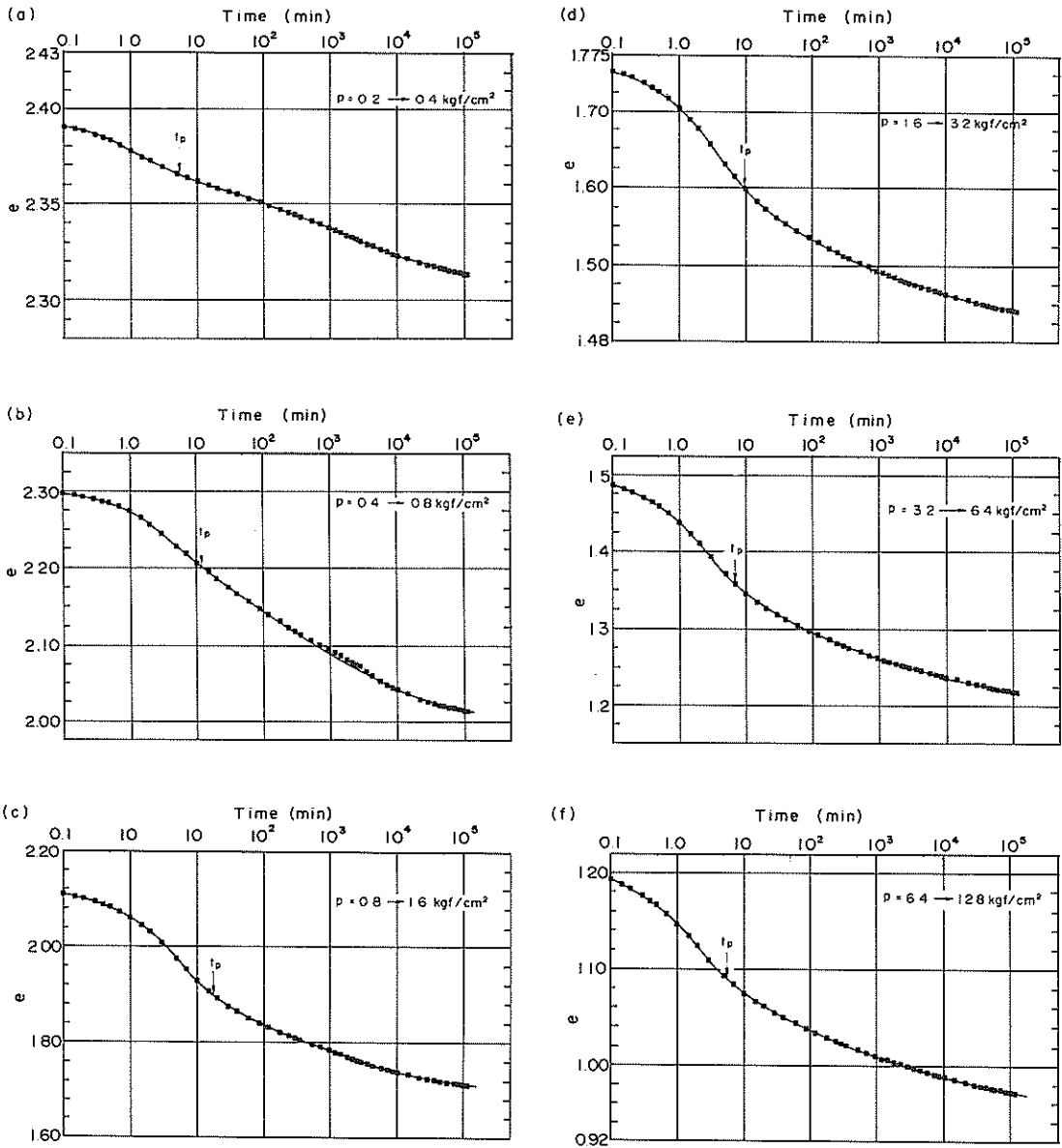


図-32 (a)~(f) 圧密沈下曲線 (試料 No. 57-17・T-10)

- e ; 間隙比
- ϵ ; 沈下ひずみ
- t ; 時間

それぞれのケースについて、一次圧密終了時間 t_p 、載荷後10分、100分、10分、10分（約7日）、及び10分（約70日）における $e - \log t$ 曲線の勾配、すなわち、式(5.1)で定義される二次圧密係数 $C_{\alpha e}$ を求めると表-7のようになる。

時刻 t を一次圧密終了時間 t_p で除して正規化した t/t_p と表-7に示す二次圧密係数 $C_{\alpha e}$ の関係を図-34~図-36に示す。図-34は沖積粘土 (No.57-17・T-10) について各載荷重全て図示したものである。過圧密領域 ($p = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$) では間隙比 e の変化量が少ないため、 $C_{\alpha e}$ も小さい値となっているが、 $C_{\alpha e}$ の時間間に対する変化は少なくほぼ一定の値を示している。また、正規圧密領域 ($p = 0.8 \sim 12.8 \text{ kgf/cm}^2$) では、

表-7 二次圧密係数一覧

Boring No.	Sample No.	荷重 p (kgf/cm ²)	初期間隙比 e_0	一次圧密終了時刻		二次圧密係数						
				t_p (min)	t_p	t_p	10 min	10 ² min	10 min	10 min	10 min	10 min
56 - 9	T - 7	0.4	2.728	4.55	2.49 × 10 ⁻²	1.66 × 10 ⁻²	2.33 × 10 ⁻²	1.16 × 10 ⁻²	4.65 × 10 ⁻²	1.98 × 10 ⁻²	4.98 × 10 ⁻²	
		1.6	2.786	15.2	1.23 × 10 ⁻¹	1.36 × 10 ⁻¹	6.64 × 10 ⁻²	4.98 × 10 ⁻²	2.99 × 10 ⁻²	1.99 × 10 ⁻²	1.99 × 10 ⁻²	
	T - 13	0.4	2.375	2.79	1.33 × 10 ⁻²	1.03 × 10 ⁻²	1.13 × 10 ⁻²	1.36 × 10 ⁻²	1.83 × 10 ⁻²	2.66 × 10 ⁻²	2.66 × 10 ⁻²	
		1.6	2.316	10.5	1.17 × 10 ⁻¹	—	5.98 × 10 ⁻²	3.99 × 10 ⁻²	2.66 × 10 ⁻²	2.33 × 10 ⁻²	2.33 × 10 ⁻²	
	T - 17	0.8	2.197	1.29	1.43 × 10 ⁻²	4.65 × 10 ⁻³	5.32 × 10 ⁻³	4.98 × 10 ⁻³	5.65 × 10 ⁻³	6.64 × 10 ⁻³	6.64 × 10 ⁻³	
56 - 25	T - 25	3.2	2.211	32.0	7.64 × 10 ⁻²	—	6.64 × 10 ⁻²	2.99 × 10 ⁻²	2.93 × 10 ⁻²	9.97 × 10 ⁻²	9.97 × 10 ⁻²	
		3.2	1.308	1.22	1.53 × 10 ⁻²	1.20 × 10 ⁻²	1.43 × 10 ⁻²	2.10 × 10 ⁻²	2.49 × 10 ⁻²	2.03 × 10 ⁻²	2.03 × 10 ⁻²	
	12.8	1.355	5.59	4.46 × 10 ⁻²	3.82 × 10 ⁻²	1.93 × 10 ⁻²	1.59 × 10 ⁻²	1.16 × 10 ⁻²	6.64 × 10 ⁻³	6.64 × 10 ⁻³		
	T - 12	0.8	1.918	1.25	1.17 × 10 ⁻²	5.87 × 10 ⁻³	7.97 × 10 ⁻³	1.26 × 10 ⁻²	1.83 × 10 ⁻²	3.16 × 10 ⁻²	3.16 × 10 ⁻²	
		3.2	2.083	11.5	8.30 × 10 ⁻²	9.30 × 10 ⁻²	4.65 × 10 ⁻²	3.65 × 10 ⁻²	2.66 × 10 ⁻²	1.66 × 10 ⁻²	1.66 × 10 ⁻²	
57 - 2	D - 7	2.4	1.772	0.50	9.63 × 10 ⁻³	3.93 × 10 ⁻³	4.32 × 10 ⁻³	5.28 × 10 ⁻³	6.65 × 10 ⁻³	—	—	
		3.2	1.808	0.50	8.64 × 10 ⁻²	8.30 × 10 ⁻²	3.32 × 10 ⁻²	2.33 × 10 ⁻²	1.47 × 10 ⁻²	—	—	
	D - 18	12.8	1.794	7.0	2.56 × 10 ⁻²	1.66 × 10 ⁻²	2.43 × 10 ⁻²	3.32 × 10 ⁻²	4.98 × 10 ⁻²	—	—	
		4.8	1.509	0.40	2.99 × 10 ⁻³	3.32 × 10 ⁻³	3.99 × 10 ⁻³	8.30 × 10 ⁻³	1.93 × 10 ⁻²	—	—	
	D - 17	6.4	1.510	0.30	1.16 × 10 ⁻²	4.15 × 10 ⁻²	2.33 × 10 ⁻²	2.49 × 10 ⁻²	6.31 × 10 ⁻²	—	—	
57 - 17	T - 10	25.6	1.491	4.1	8.14 × 10 ⁻²	6.15 × 10 ⁻²	2.82 × 10 ⁻²	1.99 × 10 ⁻²	9.97 × 10 ⁻³	—	—	
		0.4	2.466	5.5	1.40 × 10 ⁻²	1.29 × 10 ⁻²	1.43 × 10 ⁻²	1.47 × 10 ⁻²	1.12 × 10 ⁻²	7.15 × 10 ⁻²	7.15 × 10 ⁻²	
	T - 27	0.8	2.459	11.8	7.00 × 10 ⁻²	7.01 × 10 ⁻²	5.55 × 10 ⁻²	4.42 × 10 ⁻²	4.29 × 10 ⁻²	1.92 × 10 ⁻²	1.92 × 10 ⁻²	
		1.6	2.465	17.5	1.17 × 10 ⁻¹	1.41 × 10 ⁻¹	5.78 × 10 ⁻²	5.12 × 10 ⁻²	3.45 × 10 ⁻²	1.70 × 10 ⁻²	1.70 × 10 ⁻²	
	D - 14	3.2	2.446	9.4	9.73 × 10 ⁻²	9.43 × 10 ⁻²	4.82 × 10 ⁻²	3.35 × 10 ⁻²	2.55 × 10 ⁻²	1.76 × 10 ⁻²	1.76 × 10 ⁻²	
6.4		2.434	6.9	8.75 × 10 ⁻²	7.01 × 10 ⁻²	4.58 × 10 ⁻²	3.06 × 10 ⁻²	2.42 × 10 ⁻²	1.60 × 10 ⁻²	1.60 × 10 ⁻²		
12.8		2.476	5.5	7.11 × 10 ⁻²	5.19 × 10 ⁻²	3.05 × 10 ⁻²	2.49 × 10 ⁻²	1.78 × 10 ⁻²	1.31 × 10 ⁻²	1.31 × 10 ⁻²		
57 - 17	D - 24	2.4	1.510	0.50	8.22 × 10 ⁻³	1.49 × 10 ⁻²	4.98 × 10 ⁻³	7.97 × 10 ⁻³	9.97 × 10 ⁻³	—	—	
		3.2	1.520	0.50	1.01 × 10 ⁻²	1.10 × 10 ⁻²	1.43 × 10 ⁻²	2.29 × 10 ⁻²	3.39 × 10 ⁻²	—	—	
	D - 34	12.8	1.505	10.5	8.24 × 10 ⁻²	8.24 × 10 ⁻²	2.92 × 10 ⁻²	1.83 × 10 ⁻²	1.06 × 10 ⁻²	—	—	
		4.8	0.689	0.30	3.01 × 10 ⁻³	3.16 × 10 ⁻³	2.16 × 10 ⁻³	2.33 × 10 ⁻³	1.83 × 10 ⁻³	—	—	
	D - 24	12.8	0.689	11.6	2.16 × 10 ⁻²	2.16 × 10 ⁻²	1.03 × 10 ⁻²	8.64 × 10 ⁻³	4.98 × 10 ⁻³	—	—	
D - 34	25.6	0.694	14.6	3.45 × 10 ⁻²	3.09 × 10 ⁻²	9.63 × 10 ⁻³	6.98 × 10 ⁻³	4.32 × 10 ⁻³	—	—		
	6.4	1.687	0.30	3.99 × 10 ⁻³	2.33 × 10 ⁻³	3.99 × 10 ⁻³	6.64 × 10 ⁻³	1.20 × 10 ⁻²	—	—		
	12.8	1.676	3.0	1.03 × 10 ⁻¹	1.16 × 10 ⁻¹	7.64 × 10 ⁻²	6.31 × 10 ⁻²	3.32 × 10 ⁻²	—	—		
D - 34	25.6	1.717	2.9	1.13 × 10 ⁻¹	6.98 × 10 ⁻²	3.32 × 10 ⁻²	2.66 × 10 ⁻²	1.75 × 10 ⁻²	—	—		
	12.8	1.660	1.1	6.61 × 10 ⁻²	9.80 × 10 ⁻²	8.30 × 10 ⁻²	7.31 × 10 ⁻²	4.15 × 10 ⁻²	—	—		
D - 34	25.6	1.696	7.4	1.38 × 10 ⁻¹	1.13 × 10 ⁻¹	4.52 × 10 ⁻²	3.29 × 10 ⁻²	1.99 × 10 ⁻²	—	—		

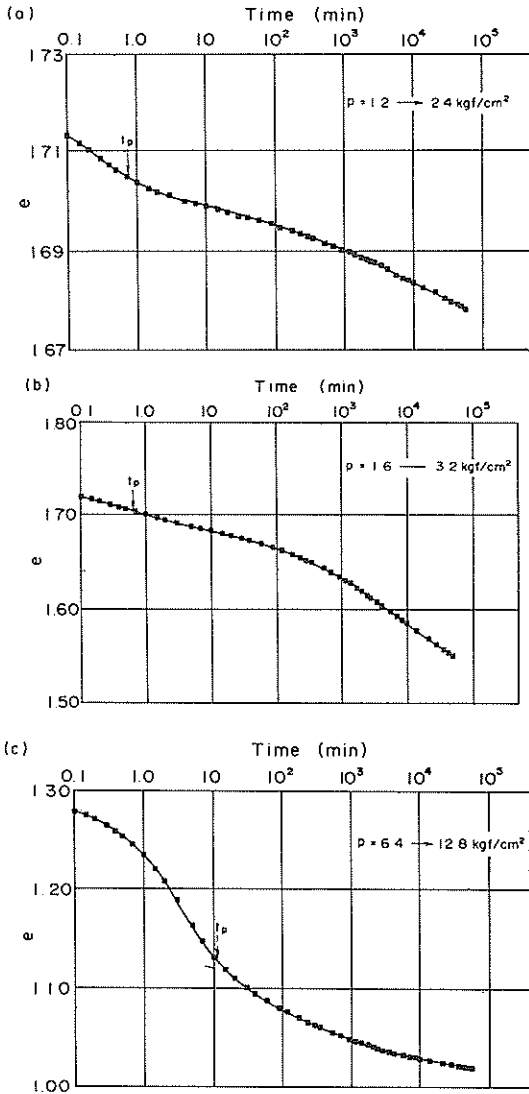


図-33 (a)~(c) 圧密沈下曲線 試料No. 57-2・D-7)

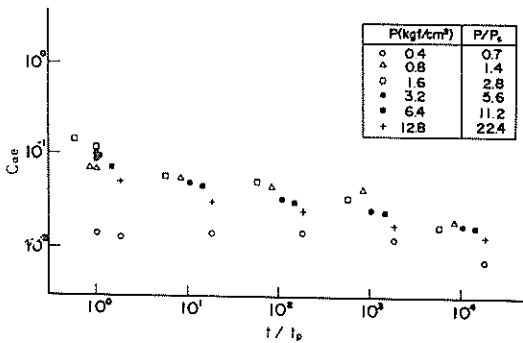
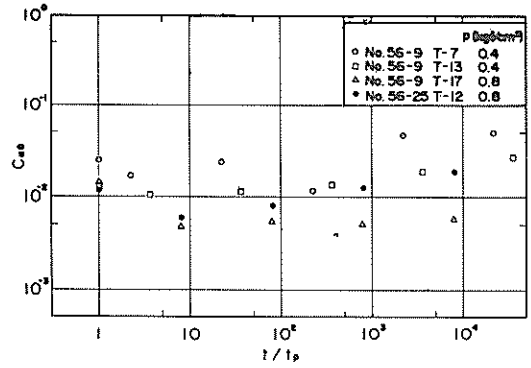
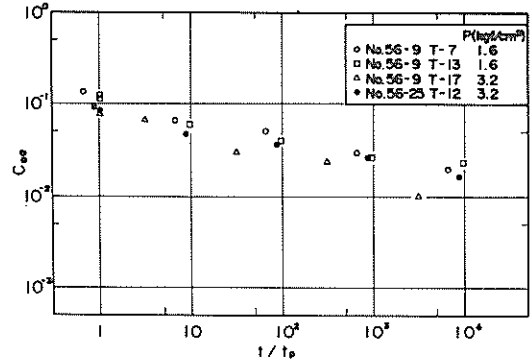


図-34 二次圧密係数 $C_{\alpha e}$ の時間変化 (試料No. 57-17・T-10)



(a) 圧密降伏応力 p_c 付近



(b) 正規圧密領域

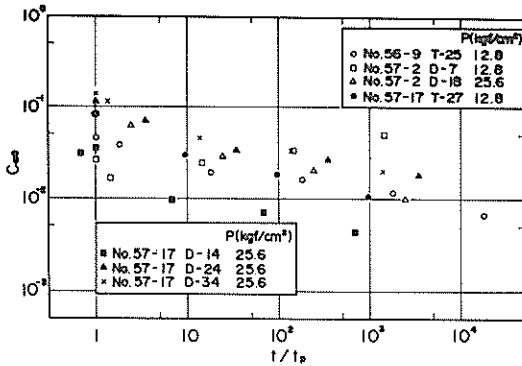
図-35 (a)~(b) 二次圧密係数 $C_{\alpha e}$ の時間変化 (沖積粘土)

$C_{\alpha e}$ は時間の経過と共に減少して両対数グラフ上で右下がりのほぼ直線になっている。図-35 (a), (b) はその他の沖積粘土について、図-36 (a)~(c) は洪積粘土について t/t_p と $C_{\alpha e}$ の関係を示したものである。正規圧密領域では、 $C_{\alpha e}$ は時間と共に減少して両対数グラフ上で右下がりの直線となり、圧密降伏応力 p_c 及び土被り圧 $\gamma \rho \cdot z$ 付近では一定か右上がりの傾向にある。

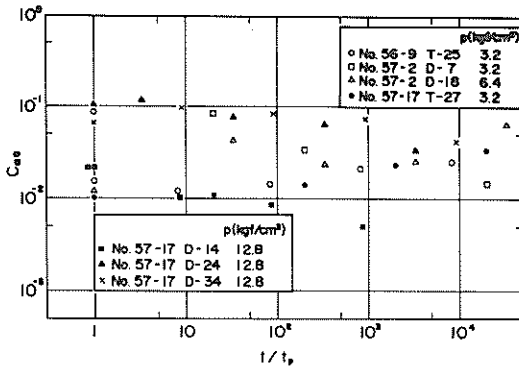
また、二次圧密係数 $C_{\alpha e}$ の値は、沖積粘土の方がやや大きめの値となっている。

(2) 二次圧密係数と圧密圧力との関係

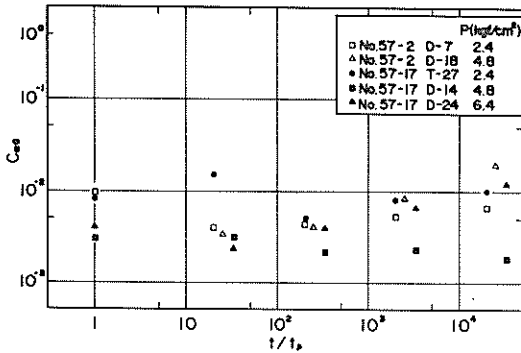
沖積粘土 (No. 57-17・T-10) について、各時間における二次圧密係数 $C_{\alpha e}$ と圧密圧力 p/p_c との関係をとまとめると、図-37 のようになる。また圧縮指数 C_c と p/p_c の関係についても示した。ただし、 C_c は標準圧密試験における $e - \log p$ 曲線の各荷重における勾配より求めたものである。 $C_{\alpha e} - p/p_c$ の関係は、 $C_c - p$



(a) 有効土被り重量 $\Sigma p \cdot Z$ 付近



(b) 圧密降伏応力 p_c 付近



(c) 正規圧密領域付近

図-36 (a)~(c) 二次圧密係数 C_{ae} の時間変化 (洪積粘土)

p_c と似た形をしており、 p_c を超えたところで最大となり荷重が増加するに従って小さくなっている。さらに時間の経過により C_{ae} の値は減少し、 $t/t_p = 10^4$ では $t/t_p = 1.0$ の $1/5$ 程度となっている。また、その減少の割合は、 p_c を超えたところで最も大きく、過圧密領域では小さくなっている。以上より、二次圧密係数 C_{ae}

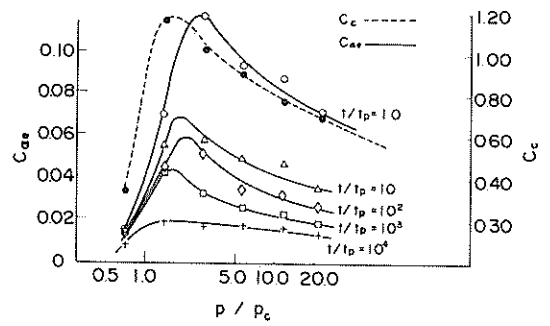


図-37 圧密圧力 p/p_c と二次圧密係数 C_{ae} との関係

は、時間及び 圧密圧力の変化によって、大きく変わることがわかる。

(3) 二次圧密係数と各土質定数との相関性

二次圧密係数は時間及び圧密圧力によって変化するので、ここでは $t/t_p = 10$ における C_{ae} を、また物理的性質との比較には $p/p_c = 3 \sim 4$ における C_{ae} を用いることにする。

図-38 に C_{ae} と圧縮指数 C_c との関係を示す。 C_{ae} は各試料とも各圧密圧力ごとに示した。また C_c は、(2) と同様に標準圧密試験における $e - \log p$ 曲線のそれぞれの荷重に対応する勾配より求めた。沖積粘土、洪積粘土ともに正規圧密領域では C_{ae} は C_c とよい対応を示している。通常の粘性土で $C_{ae} / C_c = 0.05 \pm 0.02$ の

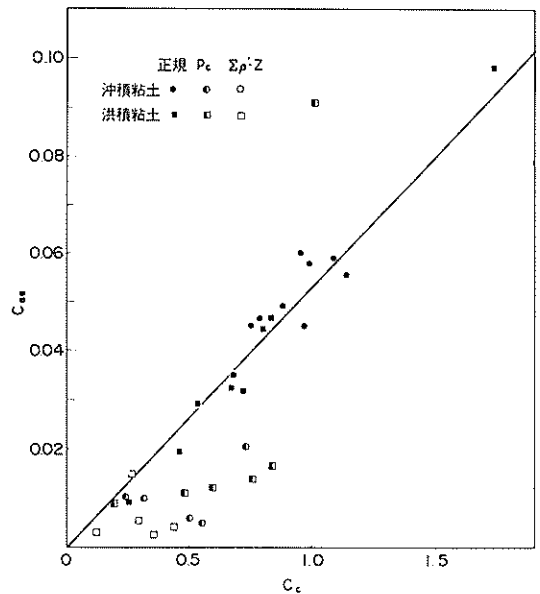


図-38 圧縮指数 C_c と二次圧密係数 C_{ae} との関係

値をとるという Mesri らの報告¹⁸⁾、 $C_{\alpha e}/C_c = 0.014 \sim 0.045$ の値をとるという土田¹⁹⁾の報告ともよく一致している。したがって、圧縮性の大きい土ほど、二次圧密係数 $C_{\alpha e}$ も大きいと考えられる。

図-39に $C_{\alpha e}$ と初期間隙比 e_0 の関係を、図-40に $C_{\alpha e}$ と自然含水比 w_n の関係を、図-41に $C_{\alpha e}$ と塑性指数 I_p の関係を、図-42に $C_{\alpha e}$ と液性指数 I_L の関係を示す。データ数が少ないために明確な相関性を得ることができないが、これらのうちでは自然含水比 w_n との対応が最も良好である。また、塑性指数 I_p と $C_{\alpha e}$ には明確な相関性は見られず、含水比を含めた液性指数 I_L がよい対応を示している。

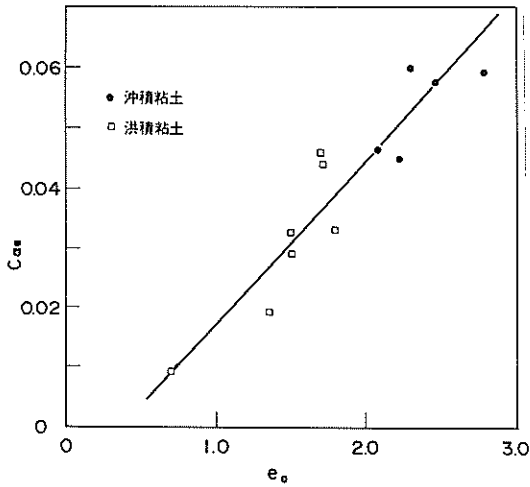


図-39 初期間隙比 e_0 と二次圧密係数 $C_{\alpha e}$ との関係

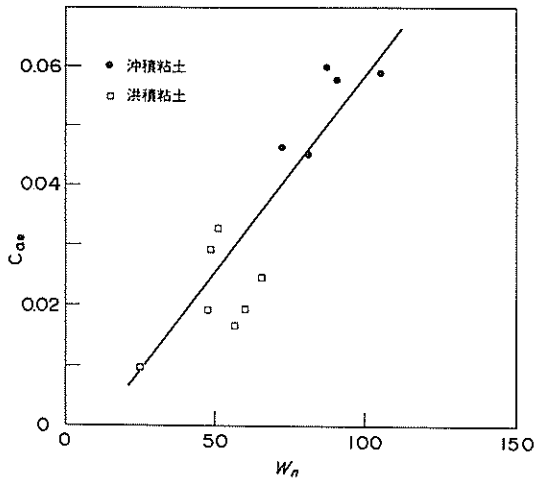


図-40 自然含水比 w_n と二次圧密係数 $C_{\alpha e}$ との関係

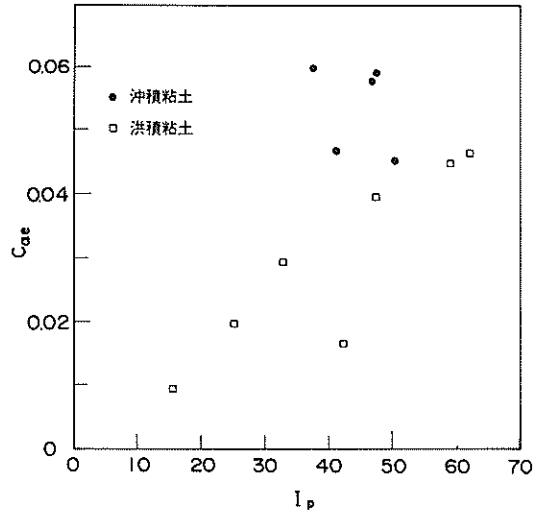


図-41 塑性指数 I_p と二次圧密係数 $C_{\alpha e}$ との関係

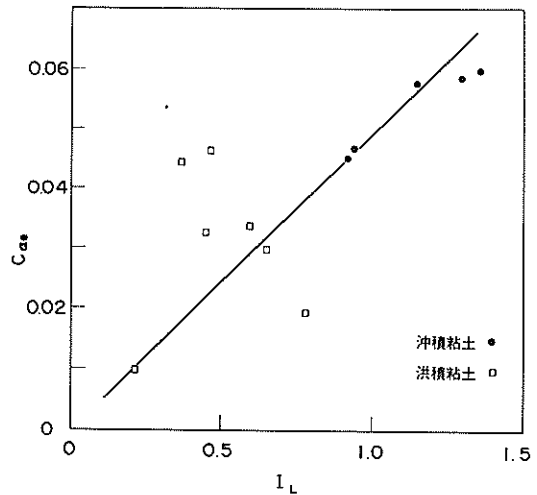


図-42 液性指数 I_L と二次圧密係数 $C_{\alpha e}$ との関係

また、Mesri は沈下ひずみ ϵ に基づく二次圧密係数 $C_{\alpha \epsilon}$ により粘性土の圧縮性を表-8のように分類している²⁰⁾。なお、 $C_{\alpha \epsilon}$ と $C_{\alpha e}$ との間には

$$C_{\alpha \epsilon} = C_{\alpha e} / (1 + e_0) \quad (5.3)$$

ここに、

$C_{\alpha \epsilon}$; 間隙比に基づく二次圧密係数

$C_{\alpha e}$; 沈下ひずみに基づく二次圧密係数

e_0 ; 初期間隙比

の関係がある。表-8に従って、今回得られた沖積及び洪積粘土の二次圧密特性を分類すると、共に「普通」～

表-8 二次圧密特性に基づく土の分類
(Mesri, 1973)

二次圧密係数 $C_{\alpha e}$	二次圧縮特性
< 0.002	非常に低い
0.004	低い
0.008	普通
0.016	高い
0.032	非常に高い
> 0.064	極端に高い

「高い」に分類される。

5.5 まとめ

建設予定地盤の圧密特性を調べるために、長期圧密試験を実施し、間隙比の変化に関する二次圧密係数 $C_{\alpha e}$ を中心としてデータの取りまとめを行った。 $C_{\alpha e}$ は、荷重、時間によって大きく変化することがわかった。

しかし、現在のところ二次圧密係数としてはっきりとした定義はない。また、圧密沈下曲線は、供試体の厚さ、荷重増加率等の影響により変化するので、 $C_{\alpha e}$ は当然のことながら大きく変化してしまう。二次圧密係数に与えるこれらの影響について検討する必要がある。

6. 透水試験

6.1 透水試験の概要

建設予定地盤の砂質土層の透水係数を求めるために、3つのボーリング孔において採取した乱さない試料の中から砂質土と思われるものを選んで透水試験を実施した。

透水試験には、定水位透水試験と変水位透水試験の2通りの方法がある。通常、前者は砂のような透水性の高い材料に対して、後者は微細砂・シルト等の透水性の低い材料に対して行われる。今回は、すべての試料について、定水位透水試験を実施した。

6.2 透水試験方法

日本工業規格 JIS A 1218 では、透水試験を行う場合の試料の準備及び供試体の作成方法について、剛性の円筒（以下「モールド」とする）に試料を数層に分けて詰めて各層ごとに締め固めるように規定してある²¹⁾。ここでは、まずサンプリングした試料をチューブに入れたままの状態（乱さない状態）で透水試験を実施し、その後モールドに試料を詰め直して透水試験を実施した。

(1) 乱さない状態での試験方法

不攪乱採取した試料をサンプリングチューブに入れたままの状態、チューブの上下両端にアクリル性の特殊

な容器を取り付けて透水試験を実施した。図-43に示すようにサンプリングチューブをモールドの代わりとして使い、JISで定める定水位透水試験法に準じて次のような方法で試験を行った²¹⁾。

- ① チューブ内の試料の上下端にフィルター材を詰め、その後、アクリル製容器を取り付ける。ただし、フィルター材として、直径5～6mmの隙を用いた。
- ② チューブ内の試料の底部から上部に向かって徐々に水浸し飽和させる。
- ③ 透水円筒（サンプリングチューブ）の上端から静かに注水し、円筒上部の越流口から越流させ、一定の水位を保ちながら越流水槽から排水させる。
- ④ 越流量が一定になるのを待って時刻 t_1 から t_2 までの時間内に越流する水量 Q をメスシリンダーで測定する。この操作を少なくとも3回繰り返して透水係数を求めた。

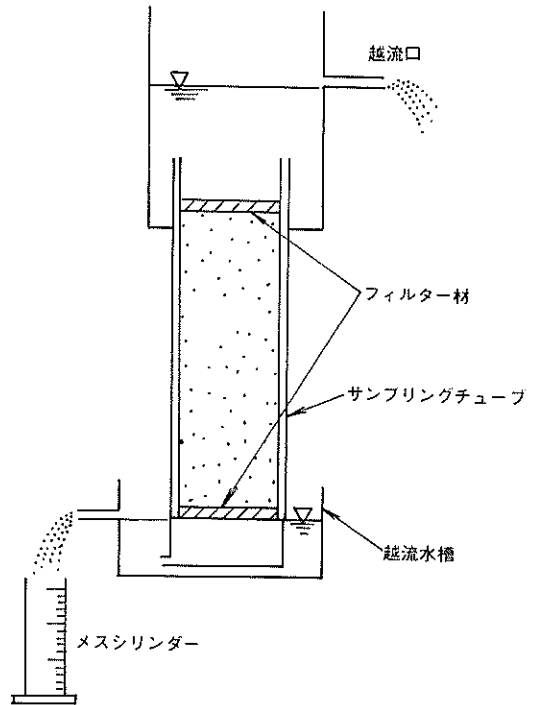


図-43 定水位透水試験装置（乱さない状態）

(2) 乱した状態での試験方法

乱さない状態で透水試験を実施した後、その試料をチューブより抜き出し再度モールドに詰め直して透水試験を実施した。試料は一旦炉乾燥した後、次の3通りの方法でモールドへの詰め方を変えて密度を調整した。

- ① モールドに試料を3層に分けて詰め、端にゴムをかぶせた金属棒で各層ごとに突き固め密に締め固める方法
- ② ①と同様にして金属棒で中位に締め固める方法
- ③ 紙製の漏斗を用い静かに試料をモールドに入れてゆるく粗に詰める方法

試験は、図-44 に示すように、JISに定められている定水位透水試験装置を用いて行い、その方法は試料の作成方法のみが異なるだけで、他は(1)で述べた方法とはほぼ同じである。

6.3 試 料

No.56-4孔, No.56-10孔, No.56-23孔において採取した試料のなかから、土質柱状図より判断して同一砂層と思われるものより一試料ずつ選び出して透水試験を実施した。試料の採取は、いずれもデニソンサンプラーに準ずる三重管式サンドサンプラーによって行われており、また試料の採取深度及び物理特性は表-9に示す通りである。

6.4 透水試験結果

得られたデータより次式により透水係数を求めた²¹⁾。

$$k_T = (L \cdot Q) / \{H \cdot A \cdot (t - t_1)\} \quad (6.1)$$

ここに

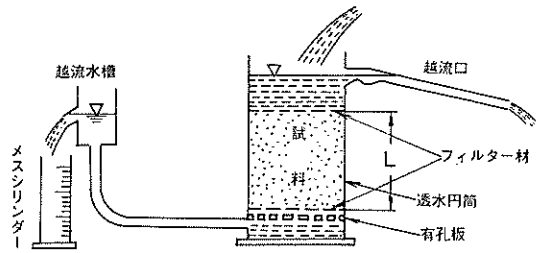


図-44 定水位透水試験装置 (乱した状態)

k_T ; 温度 T °C における透水係数

A ; 試料の断面積

L ; 試料の長さ

H ; 水頭差

Q ; 浸透流量

t_1, t_2 ; 測定開始及び終了時刻

さらに、温度15°Cに対する透水係数 k_{15} は、温度 T °C に対する水の粘性を考慮して次式により求める²¹⁾。

$$k_{15} = k_T \cdot \eta_T / \eta_{15} \quad (6.2)$$

ここに

k_{15} ; 15°Cにおける透水係数

η_T ; T °Cにおける水の粘性係数

表-9 透水試験試料一覧

Boring No.	Sample No.	採取深度 CDL - (m)	土粒子比重				日本統一土質分類
			G_s	レキ	砂	細粒分	
56-4	S-6	70.9 ~ 71.45	2.644	27(%)	62(%)	10(%)	{ S-F }
	S-7	72.4 ~ 73.0	2.654	0	69	32	{ SF }
	S-11	106.9 ~ 107.5	2.656	3	86	12	{ S-F }
	S-19	133.4 ~ 133.8	2.667	2	79	20	{ SF }
	S-23	136.9 ~ 137.45	2.662	0	92	8	{ S-F }
	S-26	139.4 ~ 139.8	2.652	0	89	11	{ S-F }
	S-29	148.4 ~ 149.0	2.649	0	87	13	{ S-F }
56-10	S-5	41.9 ~ 42.4	2.616	23	70	7	{ S-M }
	S-9	45.36 ~ 45.66	2.622	29	66	5	{ S-M }
	S-12	72.9 ~ 73.8	2.672	12	70	18	{ SM }
	S-15	84.12 ~ 84.9	2.617	63	35	2	{ GPS }
	S-20	112.1 ~ 113.0	2.631	1	69	30	{ SC }
	S-24	115.2 ~ 116.0	2.635	0	81	19	{ SM }
56-23	S-1	56.3 ~ 57.2	2.651	1	88	11	{ S-M }
	S-5	67.3 ~ 67.76	2.648	1	94	5	{ S-M }
	S-7	81.2 ~ 82.1	2.683	0	24	76	{ CL }
	S-9	105.4 ~ 106.3	2.652	4	86	10	{ S-M }
	S-13	129.3 ~ 130.15	2.669	0	28	72	{ CL }
	S-16	148.8 ~ 150.5	2.670	5	82	13	{ S-M }

物理的性質・圧密特性・透水性

表-10 透水試験結果一覧

Boring No.	Sample No.	透 水 係 数 $k_{15}(\text{cm/s})$			
		乱さない状態	乱 した 状 態		
			密	中	粗
56 - 4	S - 6	1.80×10^{-5}	1.46×10^{-4}	1.32×10^{-3}	8.72×10^{-3}
	S - 7	3.83×10^{-5}	1.25×10^{-4}	6.42×10^{-4}	1.71×10^{-3}
	S - 11	1.22×10^{-4}	9.08×10^{-4}	5.21×10^{-3}	9.45×10^{-3}
	S - 19	3.41×10^{-5}	1.43×10^{-5}	6.70×10^{-5}	9.88×10^{-4}
	S - 23	1.70×10^{-6}	4.10×10^{-5}	1.94×10^{-4}	4.70×10^{-4}
	S - 26	1.81×10^{-5}	4.88×10^{-4}	1.94×10^{-3}	3.51×10^{-3}
	S - 29	9.58×10^{-6}	2.65×10^{-5}	1.05×10^{-4}	1.85×10^{-3}
56 - 10	S - 5	3.06×10^{-4}	2.09×10^{-4}	2.18×10^{-3}	1.24×10^{-2}
	S - 9	4.55×10^{-4}	5.99×10^{-3}	4.38×10^{-3}	5.48×10^{-2}
	S - 12	1.09×10^{-3}	1.12×10^{-3}	2.02×10^{-3}	1.64×10^{-3}
	S - 15	7.89×10^{-3}	8.02×10^{-4}	5.60×10^{-3}	8.81×10^{-3}
	S - 20	4.92×10^{-4}	5.26×10^{-4}	1.33×10^{-3}	4.54×10^{-3}
	S - 24	8.32×10^{-5}	-	-	4.08×10^{-4}
	S - 23	2.31×10^{-3}	3.51×10^{-3}	2.72×10^{-3}	6.80×10^{-2}
56 - 23	S - 5	1.91×10^{-4}	1.35×10^{-4}	5.18×10^{-4}	4.20×10^{-2}
	S - 7	2.25×10^{-3}	4.85×10^{-3}	2.16×10^{-2}	2.25×10^{-2}
	S - 9	6.33×10^{-5}	-	-	1.38×10^{-3}
	S - 13	1.67×10^{-4}	7.63×10^{-5}	1.44×10^{-4}	9.61×10^{-4}
	S - 16	2.80×10^{-3}	-	5.18×10^{-5}	6.17×10^{-3}

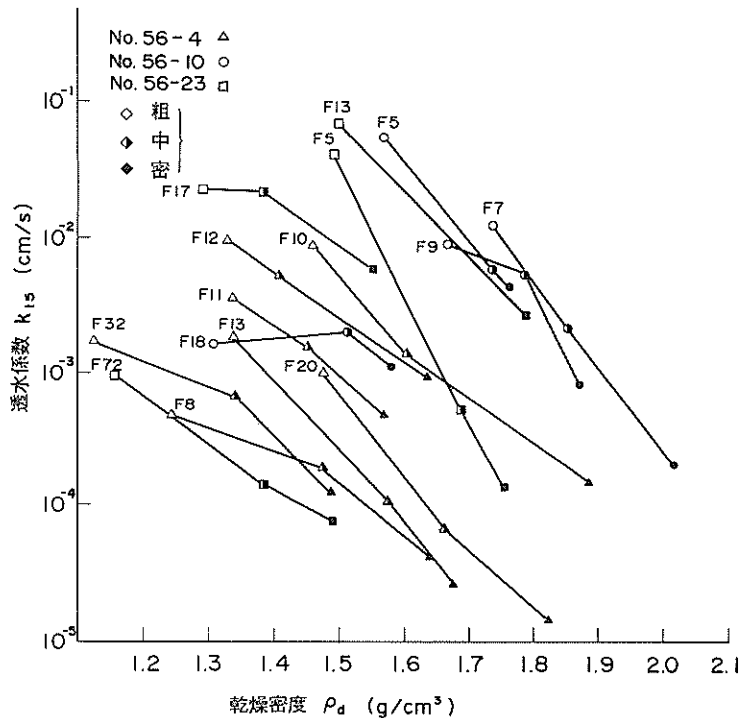


図-45 乾燥密度 ρ_d と透水係数 k_{15} との関係

k_{15} ; 15℃における水の粘性係数

実験データより、式(6.1)、式(6.2)を用いて求めた15℃における透水係数 k_{15} を表-10に示す。

各試料の乱さない状態及び乱した状態の透水係数を比較すると、大半について乱さない状態での透水係数が小さくなっている。これは、試料がサンプリングチューブに入ったままの状態で行ったため、チューブ内の粘土やシルトの細粒分が薄い層になっているとその箇所での透水性が悪くなり結果として得られる全体の透水係数も小さくなるためと思われる。

また乱した状態での結果についてみると、試料を密・中・粗と詰め方を変えると透水係数も変化し、密なほど透水性が低くなる傾向にある。図-45に、試料の乾燥密度 ρ_d と透水係数 k_{15} の関係を示す。図中、「F10」で示す記号は、各試料の粒度組成における細粒分の割合が10%であることを示す。この図より、細粒分が少ないほど透水性が良く、また試料の密度が大きいほど透水性が悪くなるのがわかる。

7. 室内ベーンせん断試験及び鋭敏比試験

7.1 室内ベーンせん断試験の概要

不攪乱採取した沖積粘土を連続的にせん断して、せん断強度及びせん断破壊後の残留強度を求めるために室内ベーンせん断試験を実施した。一軸圧縮試験及び三軸圧縮試験では、供試体にひずみを15%以上与えることは、試験機の構造上無理があるので、本試験により行った。

また、同じ試料を万能型の混合攪拌機を用いて十分練り返し、乱した状態でのせん断強度を測定して鋭敏比を求

めた。

7.2 室内ベーンせん断試験方法

(1) 室内ベーンせん断試験装置

せん断試験に用いた室内ベーンせん断試験装置は、サンディングに用いられるベーン試験機を小型にしたストレインコントロール型のものである。この装置は、不攪乱採取した試料にサンプリングチューブに採取したままの状態をベーンを貫入させ、ベーンロッドを回転させてそのトルクを測定する構造になっている。ベーンの回転トルクと回転角度はロードセル及び角度計によって電気的に検出し、角度とトルクの間係をX-Yレコーダーに記録できる構造になっている。また、ベーンの回転は、電動モータにより等速度で行えるようになっており、回速度も無段変速機により $0.6^\circ \sim 6^\circ / \text{min}$ の範囲で調節可能である。

(2) 試験方法

試料はサンプリングチューブより抜き出さずに、ベーンをチューブ内の試料に貫入させてせん断試験を実施した。

まず、直径20mm、高さ40mmのベーンをサンプリングチューブ内の試料に静かに貫入する。この時、ベーンを中心とチューブの中心が一致するようにし、貫入速度を 1 mm/s になるようにした。ベーンの貫入後、ベーンを $0.1^\circ / \text{s}$ の等速度で回転させ、ロードセルによって検出される荷重にモーメントアーム(腕)の長さを乗ずることによりトルクを測定し、X-Yレコーダーに回転角度とトルクの間係を記録した。

試験はベーンを貫入させてから 360° まで連続して回転させてせん断を行った後、手でベーンを数回転(1

表-11 室内ベーンせん断試験試料一覧

Boring No.	56 - 9			56 - 25			57 - 2			57 - 30	
Sample No.	T - 7	T - 13	T - 17	T - 4	T - 12	T - 20	T - 2	T - 6	T - 12	T - 4	T - 16
採取深度 CDL (m)	25.50~ 26.50	31.50~ 32.50	35.50~ 36.50	25.90~ 26.70	37.90~ 38.70	49.90~ 49.70	18.50~ 19.30	22.50~ 23.30	28.50~ 29.30	24.20~ 25.18	36.20~ 37.18
土粒子比重 G_s	2.680	2.652	2.716	2.674	2.687	2.738	2.701	2.690	2.606	2.685	2.679
自然含水比 w_n (%)	101.6	86.4	80.7	90.9	67.2	49.2	107.8	101.6	77.0	102.6	80.4
液性限界 w_L (%)	87.5	72.8	84.7	96.2	75.0	66.5	99.0	94.5	61.9	90.8	74.4
塑性限界 w_p (%)	39.9	34.9	33.7	37.6	33.7	30.5	39.8	39.0	37.5	39.8	35.1
塑性指数 I_p	47.6	37.9	51.0	58.6	41.3	36.0	59.2	55.5	24.4	51.0	39.3
液性指数 I_L	1.296	1.359	0.922	0.91	0.81	0.52	1.15	1.13	1.62	1.23	1.15
粒度組成	礫 (%)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
	砂 (%)	0.2	0.8	1.1	0.0	5.0	2.0	0.7	0.6	4.5	0.5
	シルト (%)	39.3	44.6	28.9	63.0	56.0	50.0	38.1	41.9	50.5	47.0
	粘土 (%)	60.5	54.6	70.0	37.0	39.0	48.0	61.0	57.5	45.0	52.5
日本統一土質分類	(C H)	(C' H)	(C H)	(C' H)	(C H)	(C H)	(C H)	(C H)	(C' H)	(C' H)	(C' H)

～10回転)させ、その後再び360°連続してせん断を実施した。以下これを繰り返して、せん断を開始してから回転角の累計とその時のせん断抵抗値を求めた。

次に、チューブより試料を押し出して、万能型混合攪拌機(攪拌容量3 l, 羽根の回転速度約120r. p. m.)を用いて10分間十分練返した後、アクリル製のモールドに空気が入らぬ様にして一様に詰めベーンせん断試験を行い、乱した状態でのせん断抵抗を測定して鋭敏比を求めた。

7.3 試料

試験を行った試料は、不攪乱採取した沖積粘土である。No. 56-9孔, No.56-25孔, No. 57-30孔より採取した合計11試料について実施した。試料の採取深度及び物理特性を表-11に示す。なお、上部洪積層についても本試験を実施する予定であったが、試料が堅くベーンの貫入が不可能であったため取りやめた。

7.4 室内ベーンせん断試験結果

せん断応力は、ロードセルによって検出した荷重にモーメントアームの長さを乗じてベーン回転に要する回転トルクを求め、次式により計算した。

$$\tau = L \cdot a / \alpha \quad (7.1)$$

ここに

- τ ; せん断応力
- L ; ロードセルにより検出される荷重
- a ; モーメントアーム長
- α ; ベーン常数

ただし、ベーン常数 α は、次式で与えられる²²⁾。

$$\alpha = \pi D^2 (H/2 + D/6) \quad (7.2)$$

ここに

- D ; ベーンの直径
- H ; ベーンの高さ

式(7.1), (7.2)により求めたせん断応力 τ とベ

ーンの回転角度 θ との関係の代表例を図-46に示す。図には、乱さない状態、ベーン2回転後、5回転後、10回転後、20回転後の5つのケースを同時に示している。乱さない状態においてせん断試験開始後回転角10～20°でせん断応力は最大(せん断強度 τ_{max})に達し、その後徐々に低下している。その後さらにベーンを回転させると、せん断開始直後の立上りを除いてせん断応力はほぼ一定の値を示すが、ベーンの回転が進むにつれて徐々にせん断応力は小さくなっている。

次に、ベーンの回転角度 θ と、せん断応力とせん断強度の比 τ/τ_{max} との関係を図-47(a)～(d)に示

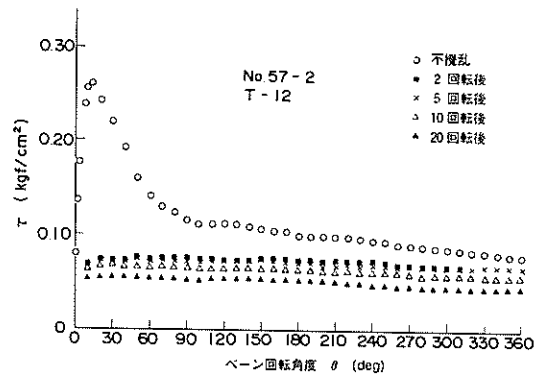


図-46 ベーン回転角度 θ とせん断応力 τ との関係

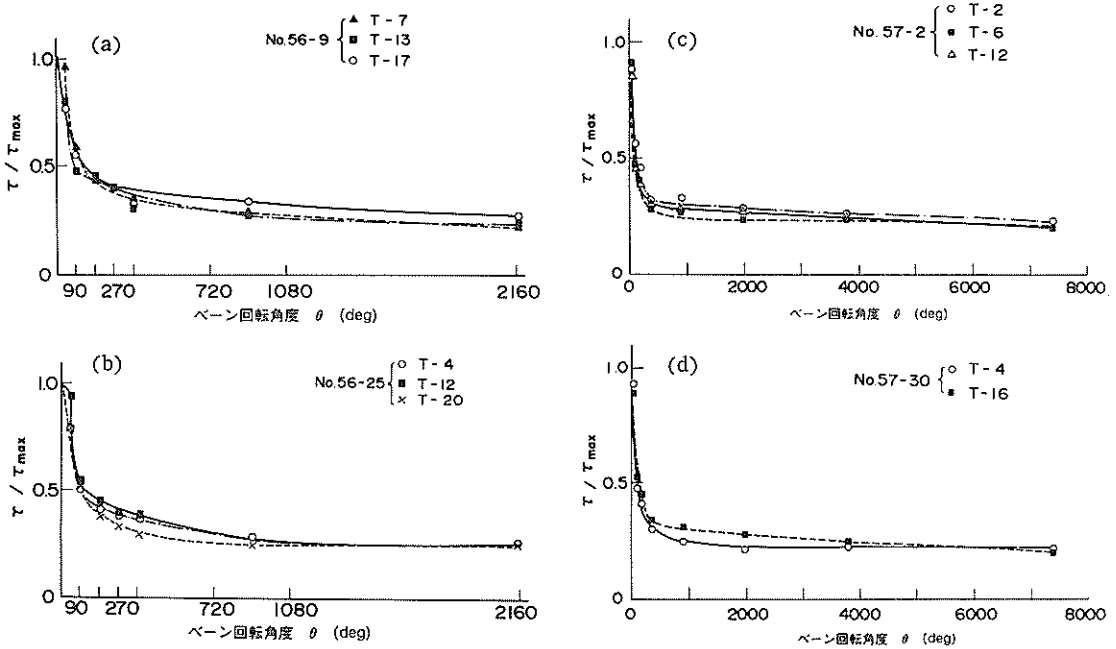
す。ただし、 θ は試験開始後の回転角の累計で表した。ベーンを連続的に回転することにより、せん断応力は低下した。 $\theta = 90^\circ$ で $\tau/\tau_{max} = 0.5$, $\theta = 360^\circ$ で $\tau/\tau_{max} = 0.3$ となり、最終的に $\tau/\tau_{max} = 0.2$ 程度となった。

7.5 鋭敏比試験結果

鋭敏比は、通常乱さない状態での一軸圧縮強度と乱した状態での一軸圧縮強度の比で表す。しかし、軟弱な沖

表-12 鋭敏比試験結果

Boring No.		56 - 9			56 - 25			57 - 2			57 - 30	
Sample No.		T-7	T-13	T-17	T-4	T-12	T-20	T-2	T-6	T-12	T-4	T-16
せん断強度 (kgf/cm ²)	乱さない状態	0.167	0.193	0.277	0.174	0.273	0.674	0.091	0.153	0.261	0.079	0.299
	乱した状態	0.010	0.012	0.019	-	0.020	-	0.009	0.011	0.012	0.007	0.016
鋭敏比		16.7	16.1	14.6	-	13.7	-	10.1	13.9	21.8	11.3	18.7



図—47(a) ~ (d) ベーン回転角度 θ とせん断応力比 τ / τ_{max} との関係

積粘土の場合、十分に繰り返したいわゆる乱した状態では自重で変形してしまい自立しないため、一軸縮強度を求めることは不可能である。したがって、室内ベーンせん断試験装置を用いて、乱した状態でのせん断強度を測定し、せん断強度 τ_{max} と比較して鋭敏比を求めた。

繰り返しが不十分であると乱した状態でのせん断応力は大きく求められることになるので、十分繰り返すを行うために、攪拌時間を10分間として試験を実施した²³⁾。試験結果は、表-12にまとめて示すが、沖積粘土の鋭敏比は 10.1 ~ 21.8 の値を示した。

8. まとめ

大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質を把握することを目的として、同地盤より採取した沖積層及び洪積層の乱さない試料について、物理試験・高圧圧密試験・長期圧密試験・透水試験・室内ベーンせん断試験及び鋭敏比試験を実施した。特に、今まで得ることのできなかった洪積層深層部の洪積粘土に関して、各種の貴重なデータを収集できた。

今回の一連の試験で得た結果をまとめると以下の様になる。

- 1) 深い深度より採取した洪積粘土について、土粒子比重試験、粒度分析、コンシステンシー試験等の物理試

験を行った。洪積層の物理特性について取りまとめ、我が国の港湾地域における沖積粘土の物理特性と比察した。その結果、洪積層試料の土粒子比重、粒度組成、コンシステンシー特性は、2~3の層を除けば沖積層試料と変わらない。しかし、沖積層試料の液性指数は大半が1以上になったのに対し、洪積層試料では深度が増すにつれて含水比が低下するため、深層部では0以下となった。

- 2) 洪積粘土の圧密試験を通常の方法で行った場合、 $e - \log p$ 曲線の引き方の違いによって、圧密降伏応力が正確に求められない場合がある。このため荷重増加率を小さくして試験を行う方法について検討した。この方法によれば、圧密降伏応力は正確に求めることが可能になる。しかし、荷重増加率の違いは時間-沈下曲線に影響を与え、圧密係数、体積圧縮指数が通常の方法で行った場合と異なることがあるので注意を要する。
- 3) 沖積粘土及び洪積粘土について長期圧密試験を行い、特に二次圧密係数について取りまとめた。その結果、二次圧密係数は時間の経過並びに圧密荷重によって大きく変化することがわかった。また、二次圧密係数と圧縮指数とは良い対応を示し、Mesri らが過去に求めた関係とよく一致した。

- 4) 砂質土を対象とした透水試験を行い、透水係数は密度と粒度組成によってかなり変化することが判明した。
- 5) 室内ペーンせん断試験等により沖積粘土を連続的にせん断して、残留応力及び鋭敏比を求めた。残留応力は、せん断を継続することによって徐々に低下し、ピーク時の2～3割程度になり、また完全に乱した状態での鋭敏比は、10～20の値を示した。

9. あとがき

関西国際空港建設予定地の大阪湾泉州沖海底地盤を対象として実施した特殊土質試験のうち、土質調査研究室で実施した試験結果より、同地盤の物理特性・圧密特性・二次圧密特性・透水性及び鋭敏比等について取りまとめを行った。各試験結果について詳細な解析を加えることはできなかったが、同地盤の土質特性を把握する上で貴重なデータを得ることができた。今後、これらの項目に関して詳細な検討を加えてゆきたいと考えている。

おわりに、本試験の実施ならびに本資料の取りまとめに関して、梅原靖文土質部長、小林正樹土性研究室長、堀江宏保土質調査研究室長、奥村樹郎前土質部長、松本一明前土質調査研究室長より有益な御助言を頂戴し、試験の遂行上、運輸省第三港建設局関西国際空港着工準備室から多大な協力を得た。また、試験結果の整理に当って、元研修生今村 功氏（日建コンサルタンツ㈱）および土質調査研究室吉田 稔技官の御協力を戴いた。ここに記して関係者各位に深く感謝いたします。

（1984年6月30日受付）

参考文献

- 1) 善 功企・松本一明；海上における大深層土質調査事例，海洋土質調査に関するシンポジウム，土質工学会，1982，pp. 285～294.
- 2) 瀬川宗亮；実施されてきた主要な技術調査 — 土質調査 —，土木学会誌第69巻第3号，1984，pp. 27～30.
- 3) 運輸省第三港湾建設局；昭和58年度関西国際空港土質問題検討委員会資料，1984.
- 4) 松本一明ほか；ワイヤーライン方式サンプラーによる乱さないサンプリングについて，昭和56年度サンプリングシンポジウム，土質工学会，1984，pp. 9～16.
- 5) 松本一明・小川富美子；港湾地域における土の工学的諸係数の相関性について（第1報），港湾技研資料，No. 71，1969，pp. 4～26.
- 6) 小川富美子・松本一明；港湾地域における土の工学的諸係数の相関性，港湾技術研究所報告，第17巻第3号，1978，pp. 7～20.
- 7) 土質工学会編；土質試験法，土の物理的性質の試験1978，pp. 36～139.
- 8) 運輸省港湾技術研究所；大阪湾深層土質調査報告書1984，pp. 41～43.
- 9) 三笠正人；圧密試験の整理方法について，土木学会第19回年次学術講演会講演概要，1964.
- 10) Schmertmann, J. H. ; Estimating the true Consolidation Behavior of a Clay from Laboratory Test Results, Proc. ASCE 1953, pp. 79 - 311,
- 11) Burmister, D. M. ; The Application of Controlled Test Methods in Consolidation Testing, ASTM, S TP No.126-83, 1951.
- 12) 網干寿夫；圧密，最上編土質力学，技報堂出版，1969，pp. 331～478.
- 13) Leonards, G. A. and Ramiah, B. K. ; Time effects in the Consolidation of Clay, Symposium on Time Rate of Loading in Testing Soils, ASTM STP No. 254, 1959.
- 14) 小林正樹；非線形一次元圧密沈下の解析法とその適用，港湾技術研究所報告，第21巻第1号，1981，pp. 57～79.
- 15) 石井一郎，小川富美子，小林正樹；乱さない粘土の長期圧密試験，第19回土質工学研究発表会，1984，

pp. 235 ~ 236.

- 16) 土質工学会編；土質試験法，圧密試験，1979，pp. 372 ~ 422.
- 17) Ladd, C. C. , et al ; Stress - Deformation and Strength Characteristics , Proc. 9th ICSMFE, Vol. 2, 1977, pp. 421 ~ 494.
- 18) Mesri, G. and P. M. Godlewski ; Time - and Stress - Compressibility Interrelation - ship, Proc. ASCE, Vol. 103, No. GT5, 1977, pp. 417 ~ 430.
- 19) 土田 孝, 佐藤正春, 小林正樹；乱さない海成粘土の正規圧密状態におけるせん断特性について，港湾技研資料，No. 444, 1983.
- 20) Mesri, G. ; Coefficient of Secondary Compression, Proc. ASCE., Vol. 99, SM1, 1973, pp. 123 ~ 137.
- 21) 土質工学会編；土質試験法，透水試験，1979，pp. 334 ~ 371.
- 22) 土質工学会編；土質調査法，サウンディング，1982，pp. 183 ~ 273.
- 23) 石井一郎, 金子英久, 松本一明；土の鋭敏比に与える繰り返し時間の影響について，第8回関東支部年次研究発表会，土木工学会関東支部，1981，pp. 79 ~ 80.