

港湾技術資料

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

No. 498 Sept. 1984

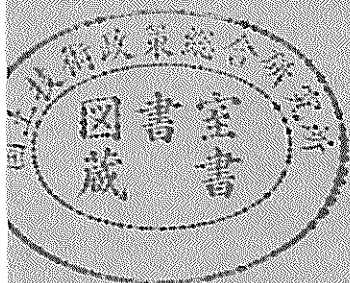
大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質

(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。
室内ベンセン 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、载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 ****

要 旨

関西国際空港建設予定地点の総合的地盤調査の一環として、同地点より採取した乱さない試料に対して、共振振動三軸試験と振動単純せん断試験を実施し、同地盤の動的変形及び強度特性を調べた。共振振動三軸試験では各試料についてせん断剛性率 G および減衰比 h を求めた。弾性波探査(サスペンション型PS検層)を実施したボーリング孔については、原位置及び室内試験による動的せん断剛性率を比較し、同地盤の動的変形特性について検討した。さらに、同地盤をいくつかの地層に区分し、各層ごとに動的せん断剛性率および減衰比とせん断ひずみの関係を求めた。振動単純せん断試験では、2本のボーリング孔の乱さない試料について繰り返し載荷強度を求め、地盤の動的強度特性を調べた。

そのおもな結果をまとめると以下のようである。

- 1) 共振振動三軸試験による最大せん断剛性率 G_0 は、圧密圧力を原位置の平均有効応力とし圧密時間を一日とした場合、原位置試験結果(サスペンション型PS検層)と比較的良好一致した。
- 2) Hardin&Blackの提案する G_0 に関する式は誤差が大きく、同地盤の粘性土への適用には問題がある。
- 3) G_0 は圧密降伏応力を考慮すれば本文における提案式で十分予測可能である。ただし、間げき比の適用範囲は0.78～2.5である。
- 4) 正規圧密粘性土の G_0 は圧密圧力に比例する。また、この比率(G_0 増加率)は塑性指数 I_p の小さいものほど大きい。
- 5) せん断剛性率のひずみ依存性は I_p の小さいものほど大きい。
- 6) 減衰比 h は塑性指数 I_p と相関があり、 I_p の小さいものほど大きいと考えられる。
- 7) 同地盤の粘性土の動的強度および動的強度比は一般の正規圧密粘性土より大きい。

* 土質部 主任研究官(振動土性担当)

** 土質部長

*** 前土質部動土質研究室(現第二港湾建設局企画課)

**** 土質部 動土質研究室

**Engineering Properties of Marine Clays in Osaka Bay
(Part 4) Dynamic Stress-Strain and Strength Properties**

Hideaki OHNEDA*
Yasufumi UMEHARA**
Yoshiaki HIGUCHI***
Kazuaki IRISAWA****

Synopsis

In order to investigate the cyclic stress-strain and strength characteristics of clays at the site where KANSAI International Airport is planned, both resonant cyclic triaxial tests and cyclic simple shear tests are carried out using undisturbed samples taken from the site. Main results are summarized as follows:

- 1) The vibratory shear moduli at small amplitude of shear strain, G_0 measured by resonant column tests on the specimen subjected to 24 hour consolidation under the in-situ effective overburden stress, coincide with those determined by in-situ seismic surveys as far as the samples in this site are concerned.
- 2) G_0 can be estimated by the proposed equation considering the consolidation yield stress.
- 3) G_0 of normally consolidated clays increases proportionally to the consolidation pressure. This increment is more pronounced in the clay with low plasticity than the clay having a high plasticity index.
- 4) The strain-dependence of vibratory shear moduli is significant for the clay with low plasticity.
- 5) The damping ratio has a correlation with the plasticity index. Based on the present test results, the clay with low plasticity has a higher damping ratio than the clay with high plasticity.
- 6) Both the cyclic strength and the cyclic strength ratio of clays at the site are larger than those of other normally consolidated clays.

* Senior Research Engineer, Soils Division

** Director, Soils Division

*** Former Member of the Soil Dynamics Laboratory, Soils Division

**** Member of the Soil Dynamics Laboratory, Soils Division

目 次

要 旨	115
1. ま え が き	119
2. 試験方法および試料	119
2.1 試料の物理的特性	119
2.2 共振振動三軸試験方法	121
2.3 振動単純せん断試験方法	123
3. 共振振動三軸試験結果および考察	123
3.1 最大せん断剛性率 G_0	123
3.2 最大せん断剛性率 G_0 と圧密圧力の関係について	126
3.3 せん断剛性率のひずみ依存性について	127
3.4 減衰比について	130
4. 振動単純せん断試験結果および考察	131
5. ま と め	134
6. あ と が き	134
参 考 文 献	135
記 号 一 覧 表	136

動的変形および強度特性

1. まえがき

関西国際空港の建設計画は、その規模においていままで経験したことがない大規模な埋め立てであり、土質工学的にさまざまなことが問題となり調査検討されている。特に、従来の港湾建設など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きな問題とされる点の一つの特徴と考えられる。

港湾および海岸施設などの建設においては、近年、その耐震性が一つの大きな問題とされ、動的な地盤調査を行い耐震設計をすることが増えてきている。関西国際空港の建設においても地震時の地盤の安定性の検討は基本的に重要であり、同地盤の動的変形および強度特性を知ることは耐震設計をする上で必須のテーマであると考えられる。特に、上記洪積粘性土については現在のところほとんどデータもない状態であり、調査の必要性は高いと考えられる。

このような観点から、関西国際空港建設予定地点の総合的地盤調査の一環として、同地点より採取した乱さない試料に対して、共振振動三軸試験と振動単純せん断試験

を実施し、同地盤の動的変形および強度特性を調べた。共振振動三軸試験では、地震応答計算などの時必要となるせん断剛性率 G と減衰比 h をもとめた。弾性波探査(サスペンション型 PS 検層)を実施したボーリング孔 No. 57-30 については、原位置及び室内試験による動的せん断剛性率を比較し、同地盤の動的変形特性について検討した。さらに、同地盤をいくつかの地層に区分し、各層ごとに動的せん断剛性率および減衰比とせん断ひずみの関係を求めた。振動単純せん断試験では、2本のボーリング孔 No. 57-1 と No. 57-30 の乱さない試料について繰返し載荷強度を求め、地盤の動的強度特性を調べた。

以下ではこれらの動的試験結果をまとめて同地盤の動的変形および強度特性について明らかにする。

2. 試験方法および試料

2.1 試料の物理的特性

共振振動三軸試験および振動単純せん断試験に使用した試料の物理的特性等をそれぞれ表-1, 2 にまとめて示す。また、各ボーリング孔の調査位置を図-1 に示す。今回の動的試験で使用した試料は、空港島の護岸予定地

表-1 試料の物理的特性 (共振振動三軸試験)

ボーリング孔	サンプル No.	地層区分	深さ (m)	標高 (m)	比重 G_s	粒 度				L. L. (%)	P. L. (%)	I_p
						レキ	砂	シルト	粘土			
S56-1	D-9	Ma 8	38.4	51.9	2.715	0.0	0.0	31.0	69.0	117.7	35.4	82.3
	D-15	Doc 5	50.4	63.9	2.741	0.0	0.0	36.0	64.0	99.2	26.6	72.6
	D-19	Ma 6	68.4	81.9	2.661	0.0	3.0	42.0	55.0	99.4	29.6	69.8
S56-2	D-8	Ma 11	34.4	49.6	2.720	0.0	4.0	52.0	44.0	64.5	21.4	43.1
	D-14	Ma 9	49.4	64.6	2.658	0.0	1.0	49.0	50.0	113.8	36.2	77.6
	D-18	Ma 8	57.4	72.6	2.686	0.0	1.0	56.0	43.0	112.6	30.0	82.6
S56-7	T-6	Ac	5.4	23.7	2.634	0.0	1.0	47.0	52.0	100.4	34.6	65.8
	T-16	Ac	15.4	33.7	2.688	0.0	4.0	50.0	46.0	79.2	27.3	51.9
	D-4	Ma 12	43.4	61.7	2.649	0.0	1.0	44.0	55.0	100.9	31.4	69.5
	D-10	Ma 11	58.4	76.7	2.670	0.0	1.0	38.0	61.0	91.2	29.7	61.5
	D-18	Ma 9	79.4	97.7	2.657	0.0	1.0	38.0	61.0	94.6	28.9	65.7
S56-18	T-6	Ac	5.4	25.2	2.657	0.0	0.0	39.0	61.0	105.6	37.3	68.3
	T-16	Ac	15.4	35.2	2.647	0.0	0.0	40.0	60.0	87.9	30.1	57.8
	D-6	Ma 12	43.4	63.2	2.696	0.0	5.0	39.0	65.0	73.8	27.8	46.0
	D-13	Ma 12	57.4	77.2	2.702	0.0	0.0	37.0	63.0	82.3	27.4	54.9
	D-20	Ma 11	70.9	90.7	2.724	0.0	4.0	37.0	59.0	81.4	26.2	55.2
S56-23	T-12	Ac	11.4	32.2	2.705	0.0	1.0	52.0	47.0	91.3	32.6	58.7
	T-28	Ac	27.4	48.2	2.723	0.0	3.0	53.0	44.0	73.2	24.5	48.7
	D-6	Dtc	52.4	73.2	2.706	0.0	1.0	58.0	41.0	65.9	22.2	43.7
	D-12	Ma 12	69.4	90.2	2.650	0.0	1.0	41.0	58.0	99.0	30.2	68.8
S57-30	D-18	Doc 1	81.4	102.2	2.665	0.0	1.0	30.0	69.0	77.3	27.3	50.0
	T-8	Ac	7.4	28.6	2.675	0.0	0.6	44.4	55.0	89.2	40.0	49.2
	T-33	Dtc	35.1	56.3	2.699	0.0	1.0	19.7	79.3	56.8	26.3	30.5
	T-38	Dtc	50.8	72.0	2.715	0.1	1.2	50.7	48.0	58.8	27.2	31.6
	T-40	Dtc	54.6	75.8	2.714	0.0	0.4	47.6	52.0	68.1	28.9	39.2
	D-20	Ma 12	65.0	86.2	2.673	0.0	0.4	39.8	59.8	100.8	44.1	56.7
	D-27	Ma 12	78.3	99.5	2.730	0.0	1.5	32.8	65.7	86.3	34.4	51.9

点と連絡橋の橋脚予定地点からサンプリングされた試料であるが、試験装置の能力上最大側圧が10 kgf/cm²以下しか実験できないため、深さ100m以浅のものとした。

同空港島地盤は別途実施された地盤地質調査によりいくつかの地層に分類されることがわかっている。¹⁾ 本文では、これらの調査結果のうちナンノ化石による地層区分を採用し、各ボーリング孔の各サンプラーごとにMa区分によって試験結果を分類整理することにする。Ma区分による各層の呼び方は図-2に示すように、上層から、Ac層、Dtc層、Ma12~1層、Doc1~7層などである。これらの層について各々数本ずつ試験を行うのが理想的ではあるが、層厚の違いや他の試験などの関係上、表-1、2に示すように、各層によって試験数が異なり、

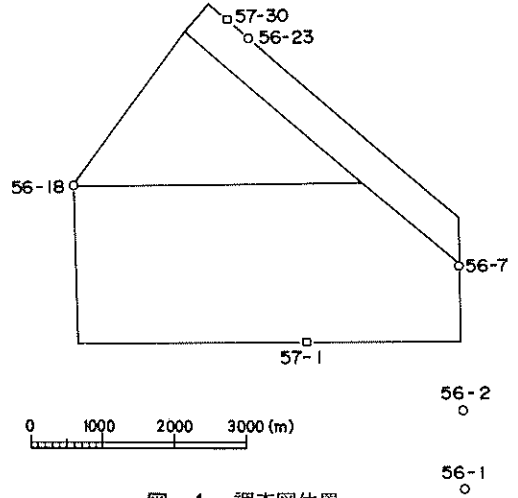


図-1 調査図位置

岩相 ユニット	堆積環境	総合模式柱状図	ナンノ化石 化石帯	花粉 化石帯	備考	地層区分	Ma区分	
C1	M	N1	E. huxleyi Acme Z	P1	アカホヤ 火山灰	アカホヤ層	Ac	
S1	F	V1		P2	AT火山灰 腐食土	トウヒ層	S	
C2	M	V2			22990 ±2070y		D _{1c}	
S2	B	N2		P3	E. huxleyi Acme 70000y	スギ層	S	
C3	M	N2				ノニオン層	Ma 12	
S3	F	N3		Emitrania huxleyi Zone	P4	トガサワラ層	Doc 1	
C4	M	N3					Doc 1	Ma 11
S4	SF	N4					Doc 2	Ma 10
C5	M	N4					Doc 2	Ma 10
S5	F	N4		P5	P6	ハックス レイ層	S	
C6	M	N5	Doc 3				Ma 9	
S6	S	N5	Cephalopoda oceanica Zone	P7	E. huxleyi F. A. 270000y	Doc 4		
C7	M	N6				S	Ma 8	
S7	SF	N6		P8	アカガシ層	メロシラ層	Doc 5	
C8	M	N6					S	Ma 7
S8	F	N7		P9	P10	ダイノ層	Doc 5	
C9	M	N7					S	Ma 6
S9	F	N8		P. lacunosa Zone	P11	P. lacunosa L.O. 440000y	Doc 6	
C10	M	N8					Doc 6	Ma 6
S10	F	N8					Doc 7	S

注) M: 海成層、B: 汽水成層、BF: 汽水成または非海成層、F: 非海成層。

図-2 地盤の層序図

動的変形および強度特性

表一 2 試料の物理的特性 (振動単純せん断試験)

ボーリング孔		No. 57-1	No. 57-30	
サンプル No.		T-16	T-28	D-21
地層区分		Ac層	Ac層	Ma12層
深さ GL (m)		15.0~	27.0~	66.5~
標高 CDL (m)		36.3~	48.2~	87.7~
比重 G_s		2.719	2.745	2.675
粒度組 成	レキ分 (%)	1.8	0.4	0.0
	砂分 (%)	13.0	4.1	0.4
	シルト分 (%)	34.4	38.6	38.8
	粘土分 (%)	50.8	56.9	60.8
自然含水比 (%)		62.9	57.1	75.2
液性限界 (%)		68.7	61.7	101.3
塑性限界 (%)		28.8	28.2	43.3
塑性指数 I_p		39.9	33.5	58.0
土かぶり圧 (kgf/cm ²)		0.75	1.47	4.47
静的強度 (T_{sf}/σ_{vc})		0.345	0.350	0.302

全くデータのない層もある。

なお、同区分による場合、Ac層は海成の沖積粘土層、各Ma層が海成の粘土層、Dtcおよび各Doc層は汽水成または淡水成の粘土層である。また、Ma 11と12層は上部洪積層に属し、それ以深の各層は大阪層群に属する。¹⁾ 本文ではMa区分とあわせてこれらの地層区分も採用し、試験結果をまとめる。

なお、洪積層における試料はすべて過圧密粘土であり、今回の試験結果を解釈する上で注意する必要がある。

2.2 共振振動三軸試験方法

広範囲なひずみ領域における動的変形特性を調べるため共振振動三軸試験装置を用いて試験を行った。²⁾ 本装置は、図-3に示すように、共振試験用の载荷計測装置 (加振器と加速度計) と振動三軸試験用の载荷装置 (ペロフラムシリンダー) を兼備しており、同一供試体に対して共振円柱試験法と振動三軸試験法を行えるものである。同試験装置による場合、微小ひずみ領域 (せん断ひずみ $\gamma < 3 \times 10^{-4}$) においては共振円柱試験法によって、比較的大きなひずみ領域では振動三軸試験法によってせん断剛性率 G と減衰比 h を求める。図-4は同試験の一例であるが、同図に示すように、加振力または鉛直荷重振幅を変えることによってせん断ひずみの大きさをじょじょに大きくし、せん断剛性率 G および減衰比 h とせん

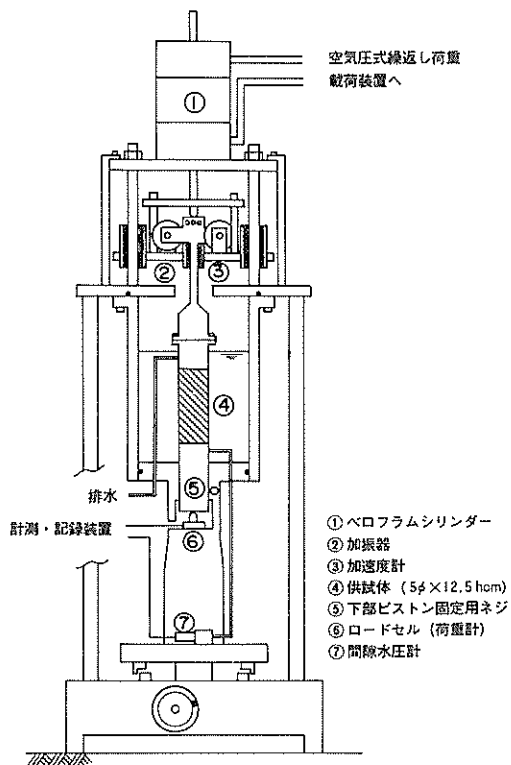


図-3 共振振動三軸試験装置

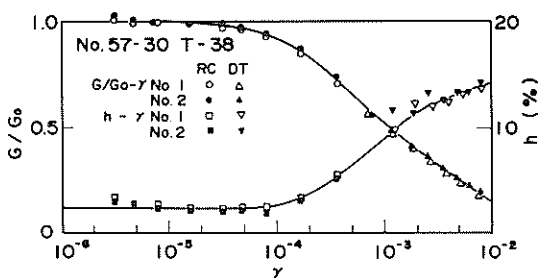


図-4 共振振動三軸試験結果の一例

断ひずみ γ の関係を求める。

共振試験におけるせん断剛性率 G は、共振振動数と供試体形状などから弾性振動理論により計算され、減衰比 h は、自由減衰振動における対数減衰率から弾性振動理論を使って計算される。³⁾ 振動三軸試験におけるせん断剛性率 G と減衰比 h は、図-5 に示すような応力～ひずみのヒステリシスループから、ポアソン比 $\nu = 0.45$ とし、次式によって計算される。

$$E_d = \sigma_d / \epsilon_a \quad (1-a)$$

$$G = \frac{E_d}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (1-b)$$

$$\gamma = (1 + \nu) \cdot \epsilon_a \quad (1-c)$$

$$h = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad (1-d)$$

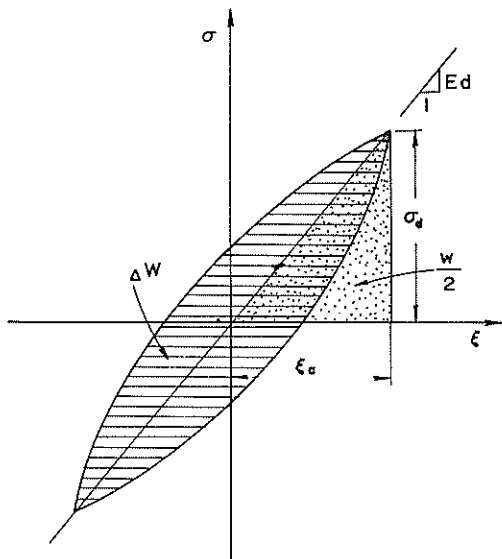


図-5 振動三軸試験におけるヒステリシスループ

試料をサンプリングチューブから 15 cm ほど押し出し、ワイヤソーなどによって成形し、供試体とした。供試体の初期寸法は高さ 12.5 × 直径 5.0 cm である。供試体の圧密は等方圧密とし、圧密時間は原則として 24 時間とした。なお、圧密中は 1.0 kgf/cm² の圧力をバック・プレッシャーとして付加し、二重管ビューレットで排水量を、また、間隙水圧計で下端（非排水面）の間隙水圧変化を測定し、圧密の進行状況および圧密終了を確認した。

圧密圧力としては原地盤が過圧密状態にあることを考慮して三種のシリーズを設定し試験した。原地盤の現時点の動的変形特性を調べ、原位置試験として行われた PS 検層試験結果と比較検討するために、ボーリング孔 No. 57-30 の試料については圧密圧力を原位置の平均有効応力 σ'_m とした。原位置の平均有効応力は式 (2) で計算されるが、静止土圧係数 K_0 を通常行われるように 0.5 とした。これは、図-6 に示すように原地盤の圧密降伏応

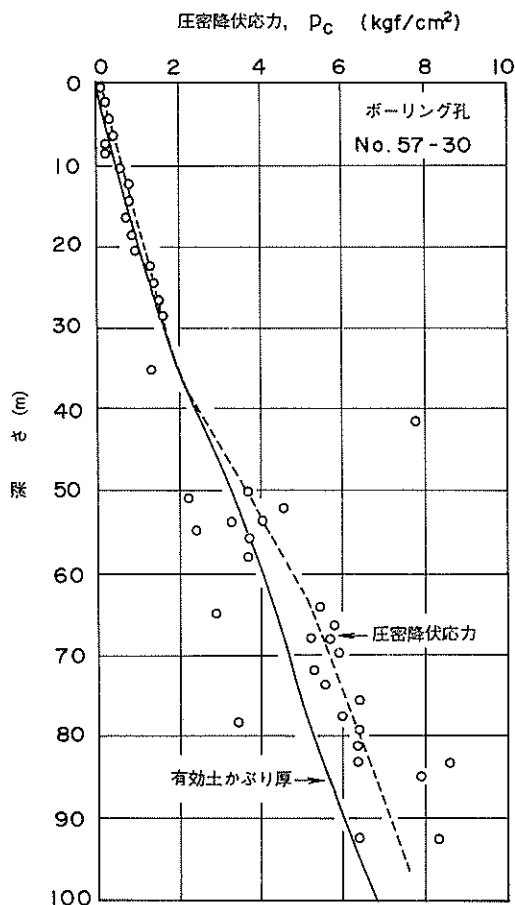


図-6 原地盤の圧密降伏応力

力 p_c が有効土かぶり圧に比べてあまり大きくなく、¹¹⁾ 過圧密比OCRが最大でも1.4程度と考えられるためである。

$$\sigma'_m = \frac{1 + 2 \cdot K_0}{3} \cdot \sigma'_{v0} \quad (2)$$

ここで、 σ'_{v0} は原位置の有効土かぶり圧である。

ボーリング孔No.57-30以外の試料については正規圧密状態で試験するために、原位置の圧密降伏応力 p_c より圧密圧力を大きくした。その大きさについては将来空港島が建設された場合の有効土かぶり圧を想定して圧密圧力を決定した。しかし、現在のところ空港島の盛り土高さや地盤材料などが不確定なため、海面まで砂（水中単位体積重量 $\gamma = 1.0 \text{ t/m}^3$ ）で埋め立てられた状態を想定し、この状態における有効土かぶり圧とした。

さらに、沖積粘土層であるAc層の試料については、上記の圧密圧力変化の影響を調べるため、3本の試料について、圧密圧力を3, 5, 7 kgf/cm^2 と段階的に上げた場合についても試験した。

2.3 振動単純せん断試験方法

ボーリング孔No.57-1とNo.57-30から採取した乱さない試料の動的強度特性を調べるため、静的及び振動単純せん断試験を3本のサンプラーについて実施した。試験は原則として各サンプラーごとに静的試験を2個、繰返し載荷試験を4個の供試体について行ったが、ばらつきが大きい場合は追加試験を行った。

各試料ともサンプラーから5 cm ずつ押し出し、ワイヤソー等で成形して供試体とした。供試体の初期寸法は高さ2.0 cm × 直径6.0 cmである。

供試体の圧密は供試体の側方をワイヤー入りメンブレンで拘束して K_0 圧密を行い、圧密圧力は原位置の有効土かぶり圧とした。圧密時間を20時間とし、バック・プレッシャーとして2.0 kgf/cm^2 を付加した。

繰返し載荷試験は振動数1 Hz（周期1 s）の両振りの正弦波の繰返しせん断応力を非排水状態で供試体上面に載荷する方式で行った。使用した装置は図-7に示すNGI型の振動単純せん断試験装置であり、繰返し載荷中、供試体の側方変位がワイヤー入りメンブレンによって拘束されるため、平面ひずみ状態に近い状態で試験を行うことができる。また、静的試験も同様の方法で行ったが、載荷はひずみ速度を約0.3 %/minとしてひずみ制御方式で行った。

なお、動的強度の定義については今のところ定説はないが、ここでは参考文献¹²⁾に従って、せん断ひずみ γ_r

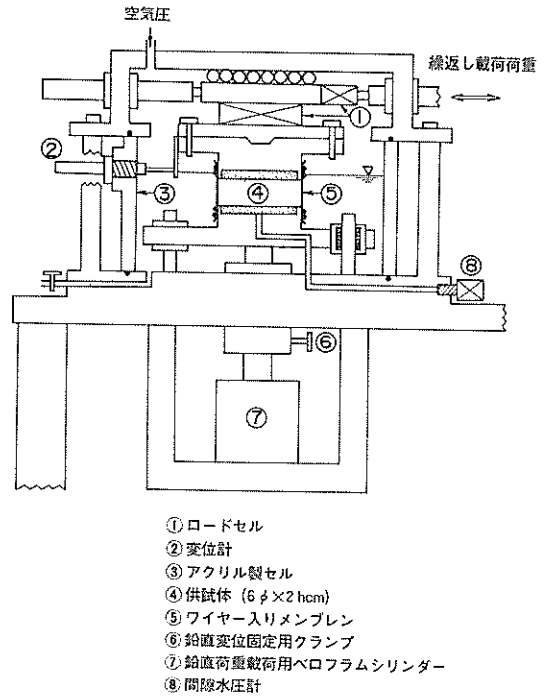


図-7 振動単純せん断試験装置

（片振幅）が5%になった時を破壊とした。

3. 共振振動三軸試験結果および考察

3.1 最大せん断剛性率 G_0

共振振動三軸試験結果を表-3にまとめて示す。最大せん断剛性率 G_0 はせん断ひずみ $\gamma = 10^{-6}$ に対する G の値を採用した。今回の試験では試験結果の再現性の確認及び精度向上のため、ボーリング孔No.57-30の各サンプラーについては原則として3回づつ実験したが、表-3に示すように G_0 の値に大きな差はなく、また、 $(G/G_0) \sim \gamma$ 関係にも前掲の図-4に示すように大きな差はなかった。

同ボーリング孔においては原位置試験としてサスペンション型PS検層試験による弾性波探査¹³⁾が行われているが、その結果とこれらの共振振動三軸試験の結果の比較を図-8に示す。原位置試験の結果には非常に大きなばらつきが見られるが、共振振動三軸試験の G_0 の値は、最も浅い試料であるT-8を除いて比較的よい一致をしていると思われる。

一般に、原位置試験による G は室内試験（共振振動三軸試験など）による値に比べて大きく、その原因として

二次圧密による G_0 の増加(時間効果)とサンプリングに伴う試料の乱れが問題とされる。今回の試験結果は図-8のように比較的良い一致を示しているが、これはサンプリングに伴う試料の乱れが少なくかつ圧密圧力を原位置の平均有効応力としたため圧密に伴う土粒子間の構造変化が少なく、原位置の G_0 に及ぼす時間効果の影響が無視しうる応力状態で共振振動三軸試験が行えたためと思われる。また、圧密時間を一律に24時間としたこと

もこのような結果になった一因と考えられる。

次に、正規圧密状態における最大せん断剛性率 G_0 について調べてみる。正規圧密粘土の G_0 については、一般に、間げき比 e および圧密圧力(平均有効応力 σ'_m)の関数として次式で表されるとされている。

$$G_0 = A \cdot F(e) \cdot (\sigma'_m)^n \quad (3)$$

ここで、 A 、 n は定数、 $F(e)$ は間げき比の関数である。

表-3 共振振動三軸試験結果一覧表

ボーリング孔	サンプル No.	地層区分	圧密圧力 (kgf/cm ²)	圧密降伏 応力 (kgf/cm ²)	G_0 (kgf/cm ²)	間 隙 比 e	
S56-1	D-9	Ma 8	4.00	6.00	450	1.767	
	D-15	Doc 5	4.75	6.10	469	1.611	
	D-19	Ma 6	6.00	7.40	626	1.654	
S56-2	D-8	Ma 11	3.70	4.40	676	0.771	
	D-14	Ma 9	4.70	5.30	401	1.846	
	D-18	Ma 8	5.20	6.75	471	1.735	
S56-7	T-6	Ac	2.10	0.45	277	1.845	
	T-16	Ac	2.55	1.00	390	1.465	
	D-4	Ma 12	4.55	3.59	580	1.556	
	D-10	Ma 11	5.60	5.90	716	1.315	
	D-18	Ma 9	7.10	6.80	880	1.211	
S56-18	T-6	Ac	2.20	0.45	312	1.939	
	T-16	Ac	2.70	0.95	386	1.492	
			3.00		545	1.362	
			5.00		776	1.213	
			7.00		1127	1.044	
	D-6	Ma 12	4.75	4.30	848	1.104	
	D-13	Ma 12	5.70	6.30	941	1.123	
	D-20	Ma 11	6.70	6.80	853	1.274	
	S56-23	T-12	Ac	2.80	0.69	415	1.650
				3.00		459	1.644
			5.00		744	1.452	
			7.00		979	1.330	
T-28		Ac	3.80	1.50	610	1.164	
			3.00		505	1.246	
			5.00		869	1.082	
			7.00		1156	0.991	
D-6		Dtc	5.50	4.30	842	1.052	
D-12		Ma 12	6.70	5.50	779	1.481	
D-18		Doc 1	7.50	6.30	993	1.106	
S57-30		T-8	Ac	0.23	0.44	57	2.477
				0.23		55	2.485
			0.23		61	2.444	
	T-33	Dtc	1.33	1.99	515	0.831	
			1.33		525	0.839	
	T-38	Dtc	2.25	3.75	570	1.143	
			2.25		567	1.154	
			2.25		560	1.181	
	T-40	Dtc	2.44	4.20	590	1.328	
			2.44		562	1.375	
			2.44		612	1.354	
	D-20	Ma 12	2.91	5.30	485	1.920	
			2.91		505	1.945	
			2.91		530	1.913	
	D-27	Ma 12	3.43	6.30	610	1.563	
			3.43		612	1.562	
			3.43		585	1.646	

動的変形および強度特性

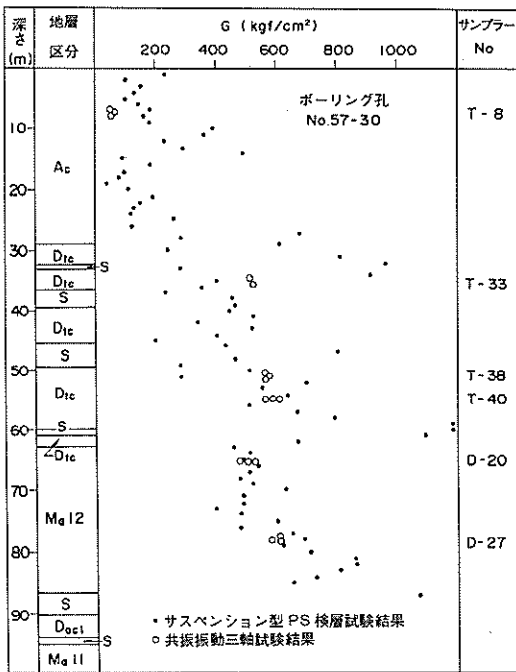


図-8 原位置弾性波探査試験結果と共振振動三軸試験結果の比較

今回の実験結果についてこの関数形の適用性について検討してみる。

Hardin・Black は間げき比 $e \leq 1.5$ の正規圧密粘性土に対して次式を提案している。¹⁴⁾

$$G_0 = 330 \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \cdot (\sigma'_m)^{1/2} \quad (4)$$

図-9 はこの式と圧密圧力 σ_c との関係調べたものである。なお、過圧密状態にあるボーリング孔 No. 57-30 のデータも過圧密比が比較的小さいため、同図中にプロットしてみたが、ばらつきが大きく正規と過圧密の差は明確ではない。正規圧密状態にあるデータだけについてみると、Hardin・Black の式はほぼ平均的なものになっているが、同式をそのまま G_0 の予測式として採用するのは誤差が大きく問題があると考えられる。彼らの式は前記のように間げき比 $e \leq 1.5$ の粘性土に対して求めたものであり、本実験データのように間げき比 $e = 0.77 \sim 2.5$ の範囲にまで適用するのは無理と考えられる。

このような観点から、筆者らは間げき比の関数として Hardin・Black の式を採用し、式(3)の定数 A を粘土の粒度塑性によって変化するものと考え、 A と塑性指数 I_p などの関係について調べている。¹⁵⁾ 図-10 は同手法に沿って定数 A について調べたものであるが、従来の

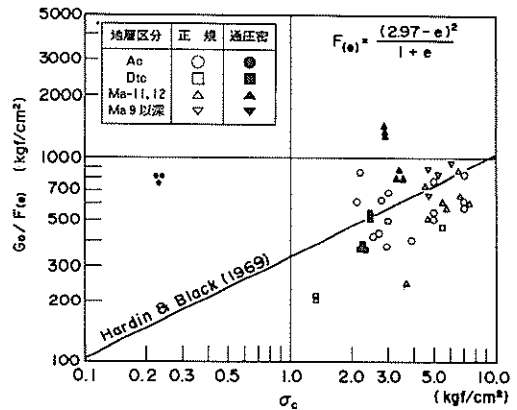


図-9 Hardin & Black の G_0 の式と試験結果の比較

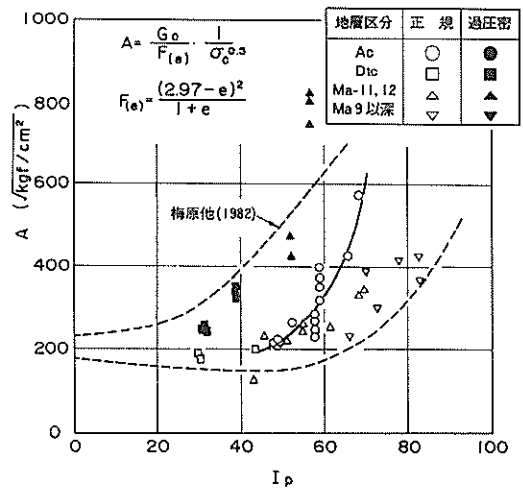


図-10 定数 A と塑性指数 I_p の関係

データ(破線の範囲)と大きな変わりがないことがわかる。同図においても図-9 同様に過圧密データをプロットしてみたが、正規状態のものより大きな値になっている。正規圧密状態の沖積粘性土 (A_c 層) に限れば、図中の実線のような関係が認められる。このように本実験試料も従来の粘性土と正規圧密状態においては大きな差がないといえるが、このような従来の手法または関数を採用しているかぎりある程度のばらつきや誤差はやむを得ないと考えられる。

正規圧密粘性土の最大せん断剛性率 G_0 の関数として提案されている各種の式の多くは式(3)の形をしている。このとき最大せん断剛性率 G_0 は間げき比が同じならば圧密圧力の n 乗に比例することになるが、多くの報告は $n = 0.5$ としている。しかし、正規圧密粘性土に関する

かぎり圧密圧力が変われば間げき比 e も変化し、その間に一定の関係があることは一般的な事実である。正規圧密粘性土に関する各種の工学的数値は圧密圧力のみによって表現されることが多く、式(3)のように間げき比と圧密圧力が同時に考慮されることは少ない。逆に、間げき比と圧密圧力を同時に考慮されるならば、その式は正規および過圧密の両状態に適用可能なものである必要があるとさえ考えられる。今回試験を行った空港島地盤の場合、上部沖積層は正規圧密状態にあり、洪積層は過圧密状態にある。上記の考えに基づけば、同地盤の G_0 の予測式として全層に対して適用可能な式があると考えられる。

このような観点から、同地盤における最大せん断剛性率 G_0 の予測式の精度を上げるため、次式のように各定数 A 、 E および n を置いてその最適値を求めてみた。

$$G_0 = A \cdot \frac{(E - e)^2}{1 + e} \cdot (\sigma'_m)^n \quad (5)$$

ここで、 A 、 E および n は定数である。

過圧密の影響を無視して、応力 σ'_m として圧密圧力 σ_c を採用し、定数 A 、 E および n を求めると、次式が得られる。

$$G_0 = 6.28 \cdot \frac{(11.65 - e)^2}{1 + e} \cdot (\sigma_c)^{0.584} \quad (6)$$

式(6)の関係をプロットしたものが図-11であるが、図-9に比べて非常にばらつきが少なくなっていることがわかる。しかし、図-11の場合、過圧密状態のデータが上側に位置しており明らかに正規状態のものと異なることがわかる。過圧密比が1.4程度で非常に小さいものであるが、その影響が無視できないと考えられる。

過圧密の影響を考慮する方法として石原は塑性指数 $I_p > 40$ の粘性土の場合、式(4)における σ'_m として圧密降伏応力 p_c を採用すればよいとしている。¹⁶⁾ 本文ではこの考えに基づき、過圧密状態のデータについては圧密降伏応力 p_c に対する平均有効応力を、また、正規圧密状態のデータについては圧密圧力を採用し、同様にデータを整理する。ただし、塑性指数 I_p による分類は行わない。このような方法によって式(5)中の各定数を求めると次式の関係が得られる。

$$G_0 = 9.27 \cdot \frac{(9.56 - e)^2}{1 + e} \cdot \left(\frac{1 + 2 \cdot K_0}{3} \cdot p_c \right)^{0.615} \quad (7)$$

図-12は静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ として式(7)の関係につ

いて本実験結果を調べたものであるが、図-9、11に比べてばらつきがさらに少なくなっている。また、図-11の場合の過圧密状態のデータが上側にプロットされるとい現象も是正されているように思われる。今回の実験よりさらに大きな過圧密比の過圧密粘性土に対しても式(7)が適用できるか問題ではあるが、空港島建設予定地盤に関するかぎり同式で最大せん断剛性率 G_0 が推定できると思われる。なお、同式は空港島建設予定地盤に対して求めたものであり、沖積および洪積層のデータを含んでおり、限られた条件下で求められたものであることに注意する必要がある。つまり、同地盤の沖積粘性土は塑性指数 $I_p \approx 50 \sim 70$ であり、この範囲外の沖積粘性土のデータは含まれていない。同式の一般性については今後詳細な検討が必要であると考えられる。

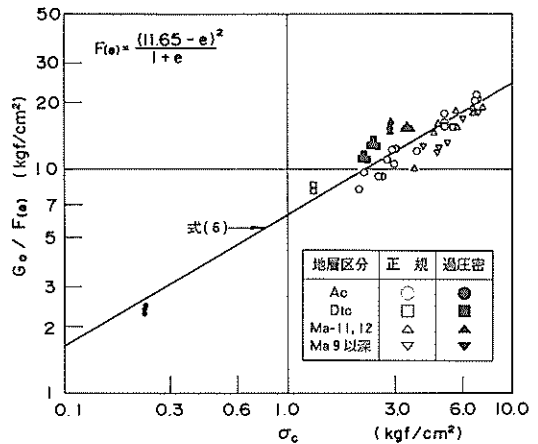


図-11 G_0 の式の最適化 (圧密圧力による整理)

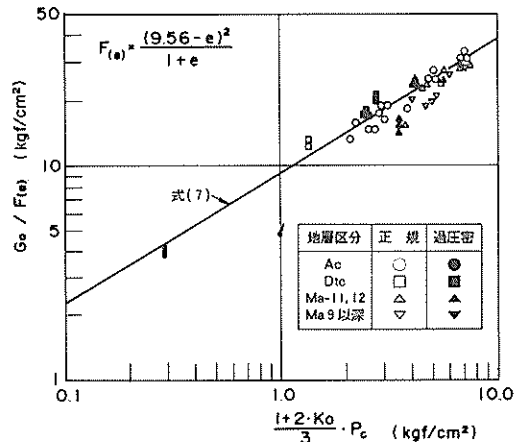


図-12 G_0 の式の最適化 (圧密降伏応力による整理)

3.2 最大せん断剛性率 G_0 と圧密圧力の関係について
前節では、今後空港島が実際に建設される場合の設計

上の便宜を考慮して、最大せん断剛性率 G_0 の式の最適化を試みたが、式(3)の形式を採用しているため、正確な間げき比の予測が必要である。過圧密状態の洪積粘土層においては建設に伴う間げき比変化は比較的小さく問題は少ないと考えられるが、上部の海成沖積粘土層(Ac層)の場合、空港島建設によって大きな間げき比変化が生じると考えられる。空港島建設後の地盤の圧密進行に伴う最大せん断剛性率の変化については前節の式(7)による予測は困難であると考えられる。

このような観点から海成沖積粘土層(Ac層)の試料について圧密圧力を段階的に変えた場合の最大せん断剛性率 G_0 について調べてみた。図-13はその結果をプロットしたものであるが、圧密圧力に対してほぼ直線的に最大せん断剛性率 G_0 が増加している。同図より、正規圧密粘性土に対して $G_0/\sigma_c = \text{一定}$ と考えられる。しかし、この増加率は粘土によって変化すると考えられる。

図-14は上記結論にもとずいて、本実験試料の正規圧密状態の G_0 増加率と各試料の塑性指数 I_p の関係を調べたものである。図では一試料を除いて比較的良好な相関関係が認められる。なお、この相関関係からずれている点はボーリング孔No.57-30のT-33(Dtc層)のデータであり、特異な試料と考えられる。つまり、同試料は粘土含有量が79%であるにもかかわらず塑性指数 $I_p = 30.5$

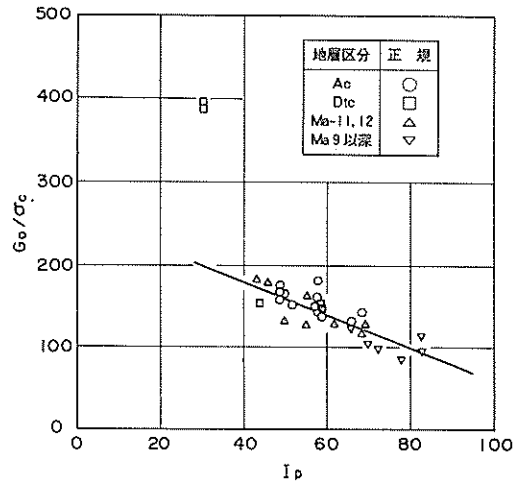


図-14 G_0 の圧密による増加率と塑性指数 I_p の関係

であり、他の試料に比較して著しく活性度が小さいものである。松本・小川が調べた日本の港湾地域における粘性土の粘土含有量と塑性指数の関係¹⁷⁾によっても同試料は非常に特異な粘性土であると考えられる。

Dtc層には上記のような特異な粘性土が存在すると思われるが、この粘性土を除けば図-14によって同地盤の圧密による最大せん断剛性率 G_0 の変化がある程度予測可能であると考えられる。

3.3 せん断剛性率のひずみ依存性について

地盤の地震応答解析を行うためには、前節までで考察した最大せん断剛性率 G_0 同様に、せん断剛性率 G のせん断ひずみに対する変化(ひずみ依存性)も重要である。本文ではMa区分による地層区分にそって各層別にせん断剛性率 G のひずみ依存性を調べることにする。

図-15はAc層(海成の沖積粘土層)の塑性指数 $I_p \approx 50$ の試料について、せん断剛性率 G を最大せん断剛性率 G_0 で正規化しひずみ依存性を調べたものである。また、図-16は同層の $I_p \approx 60 \sim 70$ の試料について同様にひずみ依存性を調べたものである。両図とも非常にばらつきが少なく、塑性指数 I_p に関係なくひとつの曲線で表せるようである。

図-17はDtc層の結果を描いたものであるが、前節で述べた特異な粘性土と考えられるNo.57-30, T-33は図-16などのAc層の試料に比べて大きなせん断剛性率の低下を示している。一般に塑性指数の小さいものほどせん断剛性率のせん断ひずみによる低下率は大きいといわれている¹⁵⁾が、図-17では上記の特異な試料以外の試料も塑性指数 I_p がAc層の試料に比べて小さく、少々

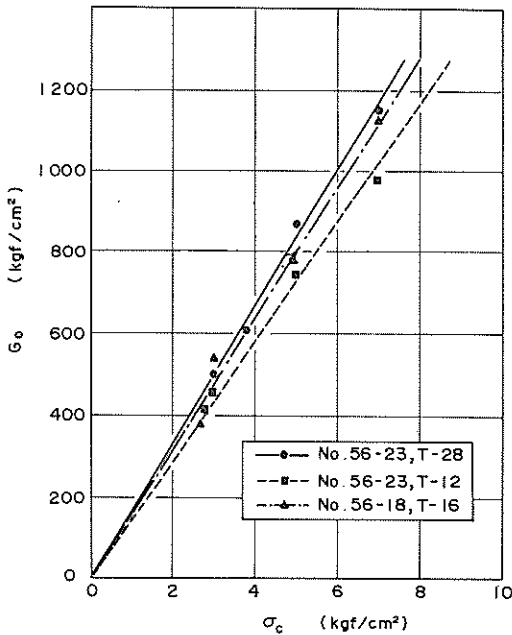


図-13 正規圧密粘性土の G_0 と圧密圧力の関係

大きなせん断剛性率の低下が認められる。なお、同地層における $(G/G_0) \sim \gamma$ 曲線の選択にあたっては塑性指数だけでなく、試料の活性度についても十分注意する必要があると考えられる。

Ma 12層の場合は、Ac層同様に塑性指数によってふたつのグループに分けて結果を示す。図-18は $I_p \approx 70$ の試料のひずみ依存性を図示したものであるが、ほとんど同一の曲線になっている。次に、図-19はMa 12層の $I_p \approx 50$ の試料をまとめたものであるが、Doc 1層に分類されるNo. 56-23, D-18のデータも深度や塑性指数などを考慮して同図に含めている。図-19の場合、図-18より I_p に差があり、各曲線はばらついたものになっているが、No. 56-18, D-13の試料を除いて、 I_p の小さいものほど大きなせん断剛性率の低下になっている。なお、塑性指数 $I_p = 50$ であるため図-18ではなく図-19に含めたDoc 1層のNo. 56-23, D-18の曲線は、むしろ、 $I_p \approx 70$ の図-18の曲線に近いせん断剛性率の低下を示している。

図-20は、Ma 12層と同じく、上部洪積層に含まれるMa 11層の結果を示したものであるが、同図においても I_p の小さいものが大きなせん断剛性率の低下を示している。また、 $I_p > 55$ の試料の曲線は図-18 (Ma 12層) のものとはほぼ同じような低下率を示しており、上部洪積層として統一できると考えられる。

図-21, 22, 23はそれぞれMa 9層, Ma 8層, Ma 6層およびDoc 5層の結果であるが、各層とも大阪層群に分類されるものである。大阪層群の場合他の地層に比べて塑性指数が大きく、各図ともせん断剛性率の減少は小さくなっている。図-21と22を比較すると、Ma 9層のNo. 56-7, D-18 ($I_p = 65.7$) を除いて $I_p \approx 80$ であり、ほぼ同じ曲線と考えられる。同様な試料については図-22の平均的曲線で代表できると考えられる。なお、No. 56-7, D-18 ($I_p = 65.7$) の曲線は図-18 (Ma 12層) のものとはほぼ同じような低下率を示している。また、図-23のMa 6とDoc 5層の場合 $I_p \approx 70$ で両試料ともほぼ同じようなせん断剛性率の低下を示している。

以上の実験結果および考察からもわかるようにせん断剛性率のひずみ依存性は粘性土の粒度塑性、特に塑性指数 I_p によって変化すると考えられる。本実験試料の場合でも同一層に区分される粘性土で塑性指数の差が少ないものは、圧密圧力が異なったり平面的距離が離れていても、ほぼ同じようなせん断剛性率のひずみ依存性を示している。図-24はせん断ひずみ $\gamma = 1 \times 10^{-3}$ における各試料の (G/G_0) と塑性指数 I_p の関係を調べたもの

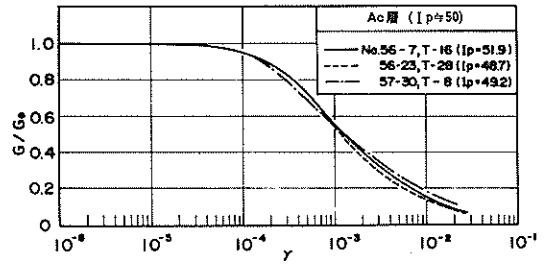


図-15 せん断剛性率のひずみ依存性 (Ac層 $I_p \approx 50$)

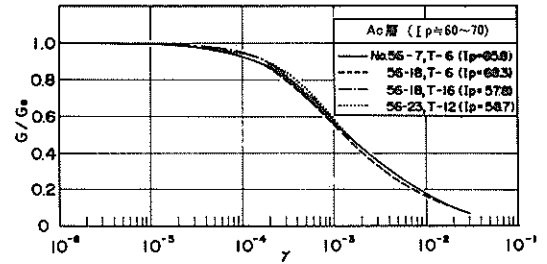


図-16 せん断剛性率のひずみ依存性 (Ac層 $I_p \approx 60 \sim 70$)

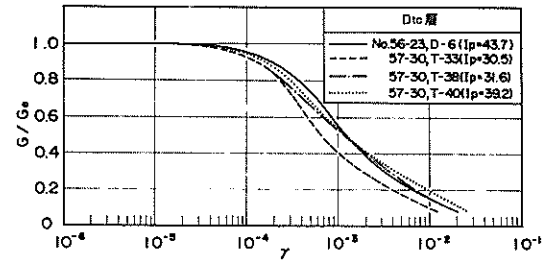


図-17 せん断剛性率のひずみ依存性 (Dtc層)

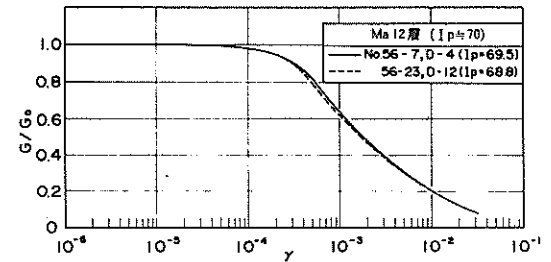
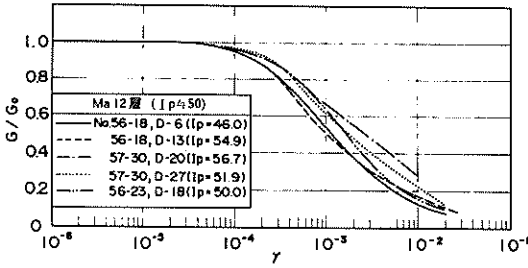


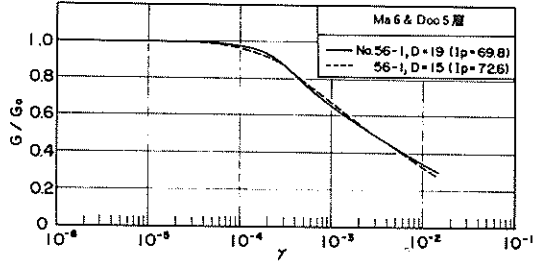
図-18 せん断剛性率のひずみ依存性 (Ma 12層 $I_p \approx 70$)

であるが、塑性指数の小さいものほどせん断剛性率の大きな減少を示すことが認められる。図中の曲線は人為的に粒度調整した正規圧密試料(混合土)に対する共振振動三軸試験結果¹⁵⁾であるが、ほぼ平均的な曲線になって

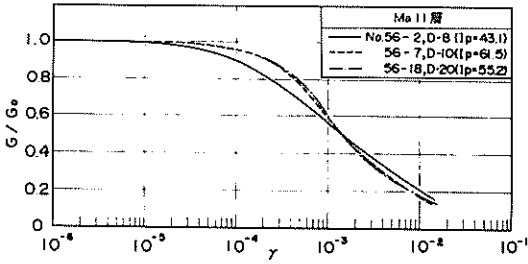
動的変形および強度特性



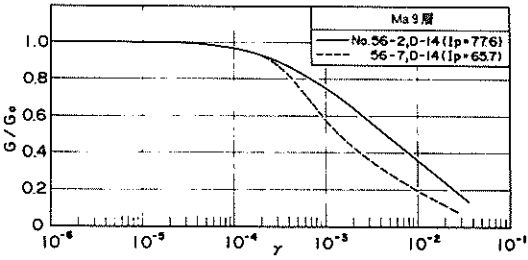
図一十九 せん断剛性率のひずみ依存性
(Ma12層 $I_p \approx 50$)



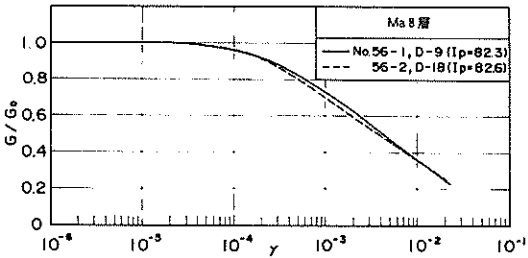
図一二十 せん断剛性率のひずみ依存性
(Ma 6 & Doc 5層)



図一二十 せん断剛性率のひずみ依存性 (Ma11層)



図一二十一 せん断剛性率のひずみ依存性 (Ma 9層)



図一二十二 せん断剛性率のひずみ依存性 (Ma 8層)

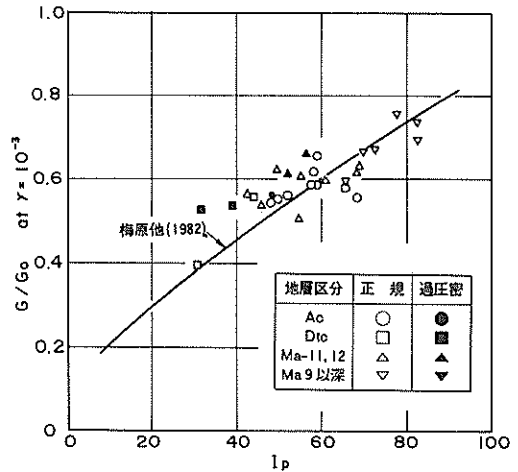
いるようである。なお、同図の各データの圧密圧力は各データで異なるが、せん断剛性率のひずみ依存性に対する圧密圧力の影響は塑性指数 I_p の小さい粘性土で認められ、一般に、 $I_p > 35$ の粘性土の場合圧密圧力による差は小さいと考えられる。今回試験した空港島地盤の粘性土の塑性指数は比較的大きく、圧密圧力をすべて同じ

にした場合にも図-24と比較的近い結論になるとと思われる。また、同図には過圧密状態のデータも含まれているが、過圧密比が1.4以下であり、3.1で述べた最大せん断剛性率 G_0 の式のような大きな影響はないと考えられる。

以上の考察結果のおもなものについて整理すると以下のようなになる。

- ① Ac層については塑性指数 I_p に関係なく図-16の平均的曲線とする。
- ② Dtc層の場合は I_p および活性度に注意し図-17より近い特性のものを選択する。
- ③ Ma12層の $I_p \approx 70$ の粘土およびMa11層の $I_p > 50$ の粘土については図-18の曲線とする。
- ④ ③以外のMa 12層の粘土の場合は I_p によって図-19の曲線を選択する。
- ⑤ Ma 9および8層の $I_p \approx 80$ の粘土の場合は図-22の平均的曲線とする。

上記まとめは今回の実験結果にもとづいたものであり、



図一二十四 せん断剛性率のひずみ依存性と塑性指数 I_p の関係

データ数にかぎりがあり、実際の適用にあたっては塑性指数や活性度などに十分注意する必要がある。

3.4 減衰比について

粘性土の減衰比 h についても前節のせん断剛性率のひずみ依存性と同じ分類方法によって結果をまとめ、図-25~33に示す。なお、減衰比の場合ばらつきが大きいいため実験データをそのままプロットし、平均的曲線および誤差範囲を示すことにする。また、各曲線を描く場合、 $10^{-6} \sim 10^{-5}$ 間のデータには電気的ノイズによる影響があり、この間の値を無視して $10^{-5} \sim 10^{-1}$ 間の直線を延長している。以下の考察においてもこの間のデータについては無視することにする。

図-25はAc層の塑性指数 $I_p \approx 50$ の試料の結果であり、図-26が $I_p \approx 60 \sim 70$ の試料の試験結果である。両図ともせん断剛性率の図同様にばらつきが少なく、また、両図における曲線にも差はあまりないようである。図-

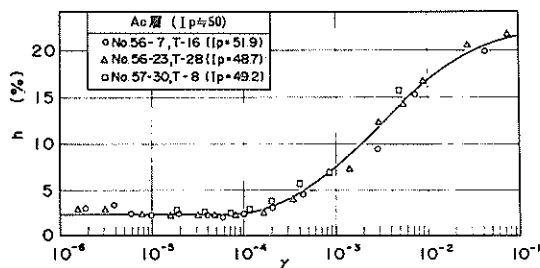


図-25 減衰比のひずみ依存性 (Ac層 $I_p \approx 50$)

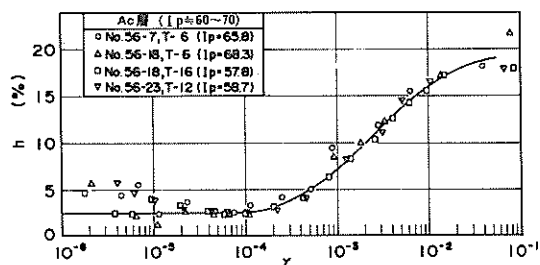


図-26 減衰比のひずみ依存性 (Ac層 $I_p \approx 60 \sim 70$)

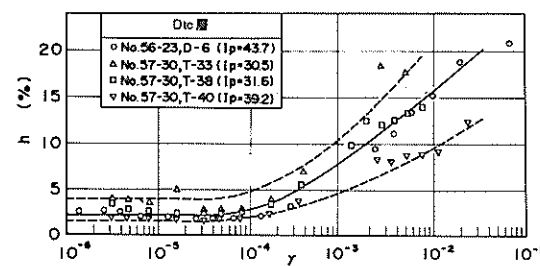


図-27 減衰比のひずみ依存性 (Dtc層)

27はDtc層の結果であるがせん断剛性率の図(図-17)同様に大きなばらつきを示している。特異な粘性土として特記したNo.57-30, T-33は図中で上限に位置しており、減衰比についても特異な値を示していると考えられる。

上部洪積層に区分されるMa12, Doc 1およびMa11

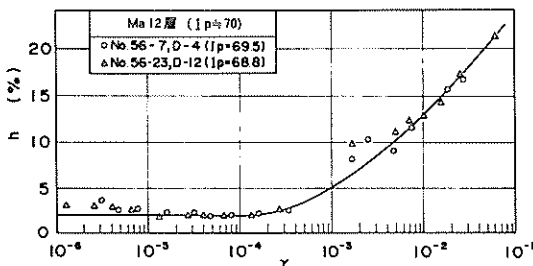


図-28 減衰比のひずみ依存性 (Ma12層 $I_p \approx 70$)

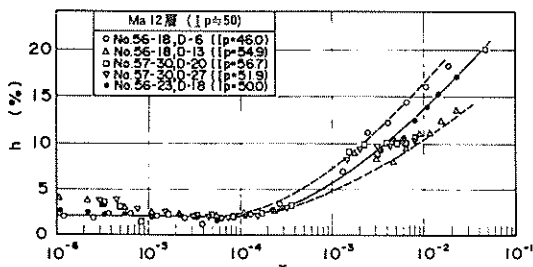


図-29 減衰比のひずみ依存性 (Ma12層 $I_p \approx 50$)

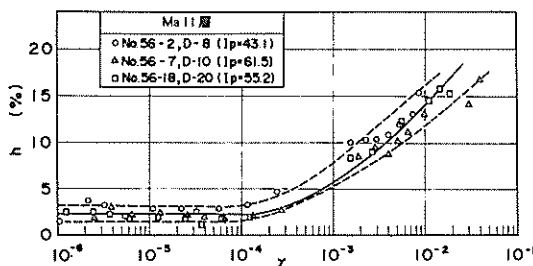


図-30 減衰比のひずみ依存性 (Ma11層)

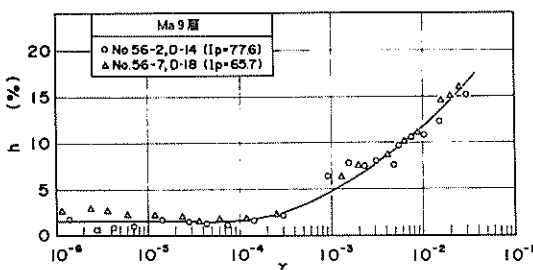


図-31 減衰比のひずみ依存性 (Ma9層)

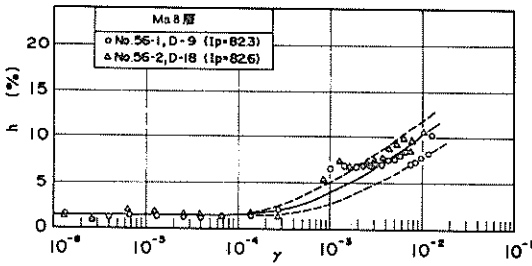


図-32 減衰比のひずみ依存性 (Ma 8層)

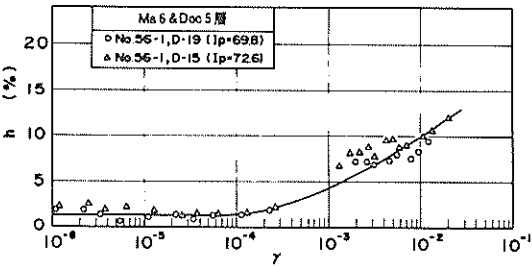


図-33 減衰比のひずみ依存性 (Ma 6 & Doc 5層)

各層の結果を図-28~30に示す。図-28以外の図は振動三軸試験結果において比較的大きなばらつきを示しているが、平均的の曲線として図-29中の実線が適用できると思われる。

図-31はMa 9層の結果であるが、せん断剛性率の図(図-21)のような差は認められず、同図中の曲線が適用できると思われる。図-32, 33はそれぞれMa 8層およびMa 6とDoc 5層の結果を示したものであるが上部洪積層同様に振動三軸試験結果において比較的大きなば

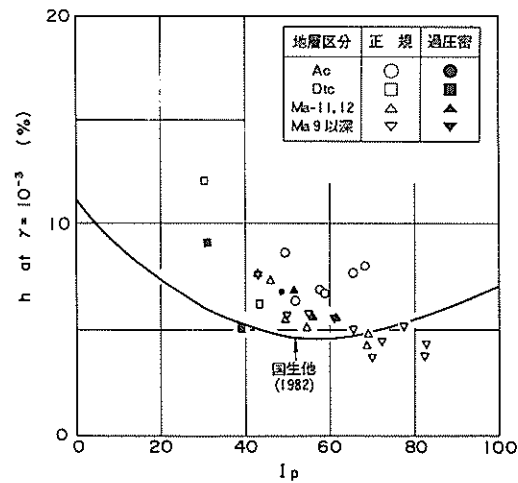


図-34 減衰比のひずみ依存性と塑性指数 I_p の関係

らつきを示している。

このようにせん断剛性率のひずみ依存性における各試料間の差と減衰比における各試料間の差の生じ方がそれぞれ個々に異なっている原因については、実験誤差によるものであるのか、粘土試料そのものの特性であるのか今後研究の必要があると考えられる。

図-34は図-24同様にせん断ひずみ $\gamma = 1 \times 10^{-3}$ における減衰比 h と各試料の塑性指数 I_p の関係を調べたものである。図中の曲線は Kokushou 他の実験結果¹⁸⁾を描いたものであるが、減衰比は $I_p \approx 55$ で最小になると報告されている。しかし、今回の試験結果は $I_p \approx 30 \sim 83$ の範囲で塑性指数 I_p の小さいものほど大きな減衰比になっている。

4. 振動単純せん断試験結果および考察

振動単純せん断試験の結果を表-4にまとめて示す。また、静的試験の結果は表-2に示す。表-4中の τ_d / σ_{vc} は繰返しせん断応力 τ_d を圧密圧力 σ_{vc} で正規化したものである。また、SRはこれを表-2の静的強度で正規化したもので次式で表され、動的強度比と呼ばれる。

$$SR = \frac{(\tau_d / \sigma_{vc})}{(\tau_{sf} / \sigma_{vc})} \quad (8)$$

また、表-4中の N_f は破壊するまでの繰返し回数である。

図-35~37は、各サンプラーごとに、せん断ひずみの振幅の1/2(以後、繰返しせん断ひずみ r_c と呼ぶ)と繰返し回数 N の関係を示したものである。通常の疲労試験と同様に、ある繰返し回数 N を越えると急激な繰返しせん断ひずみの増加を生じている。これらの図より、 $r_c = 5\%$ を破壊として、その時の繰返しせん断応力 (τ_d / σ_{vc}) と繰返し回数 N_f を読み取り、両者の関係を各試料について図示したものが図-38~40である。これらの関係(曲線)は疲労試験においてはS-N曲線と呼ばれ、粘性土の動的強度と呼ばれるものである。

各図の動的強度について見ると、破壊するまでの繰返し回数 $N_f = 10$ における動的強度は $(\tau_d / \sigma_{vc}) \approx 0.35 \sim 0.40$ 程度の値となっている。一般的な粘性土の動的強度は0.3以下であることが多く、動的強度が比較的大きい粘性土であると考えられる。

粘性土の動的強度特性について検討する場合、動的強度が静的強度に対してどの程度の割合であるかが一つの大きなテーマとされ、多くの研究者によって調べられている。図-41~43は各試料の動的強度比を描いたもので

あるが、破壊するまでの繰返し回数 $N_f = 10$ に対する各試料の動的強度比は $SR \approx 1.07 \sim 1.15$ である。正規圧密粘性土に対する圧密非排水繰返し載荷試験では動的強度比は 0.8 程度になることが多い¹⁹⁾ が、同粘性土の場合、繰返し載荷による強度減少も一般の粘性土に比べて小さいといえる。

この動的強度比と塑性指数 I_p の関係を調べたのが図-44と45である。図-44が破壊するまでの繰返し回数 $N_f = 10$ の場合で、図-45は $N_f = 30$ の場合であるが、図中では他の文献からも多くのデータを引用している。図-45中の直線は石原・安田²⁰⁾ が提案したものであるが、これらの図からも今回試験した試料の動的強度比が比較

的大きなものであることがわかる。

以上のように、今回の試験結果からは空港島地盤の粘性土が動的には比較的安定した粘土と考えられる。しかし、これらのデータは圧密圧力を原位置の有効土かぶり圧として K_0 圧密した試料の試験結果であり、共振振動三軸試験のところでも述べたように、過圧密状態の試験結果であることに注意する必要がある。圧密圧力を上げて正規圧密状態とした場合、現地盤の過圧密比が比較的小さいため大きな差はないと思われるが、本試験結果と同様な結果が得られるか今後研究の必要があると考えられる。

表-4 振動単純せん断試験結果一覧表

サンプラー	Test No.	τ_d / σ_{vc}	SR	N_f	備考
No. 57-1 T-16	7	0.306	0.887	124	° Test No. 1, 2, 6 は静的試験
	3	0.364	1.055	25	
	5	0.401	1.162	3.5	
	8	0.445	1.290	5.7	
No. 57-30 T-28	1	0.264	0.755	230	° Test No. 8, 9 は静的試験
	3	0.296	0.846	120	
	4	0.322	0.920	37	
	7	0.347	0.991	20	
No. 57-30 D-21	3	0.300	0.993	166	° Test No. 1, 2 は静的試験
	4	0.320	1.060	38	
	5	0.338	1.119	13.4	
	6	0.348	1.152	13.0	
	7	0.364	1.205	6.8	

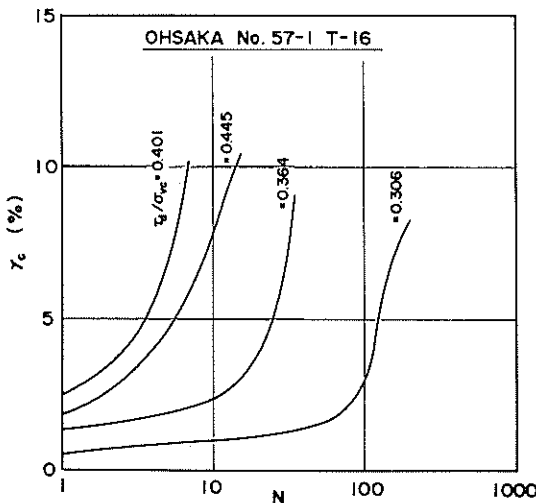


図-35 振動単純せん断試験結果 (No.57-1, T-16)

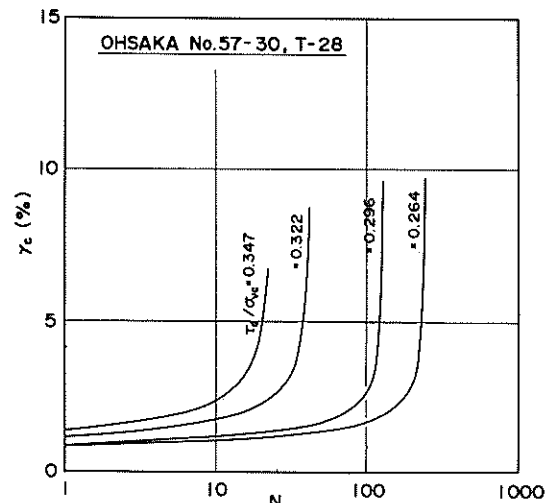


図-36 振動単純せん断試験結果 (No.57-30, T-28)

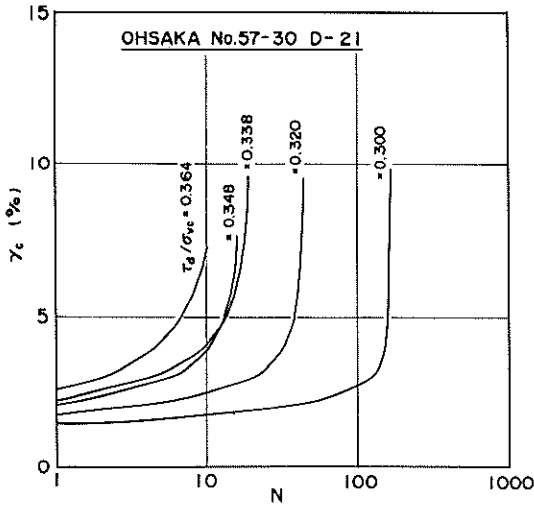


図-37 振動単純せん断試験結果 (No.57-30,D-21)

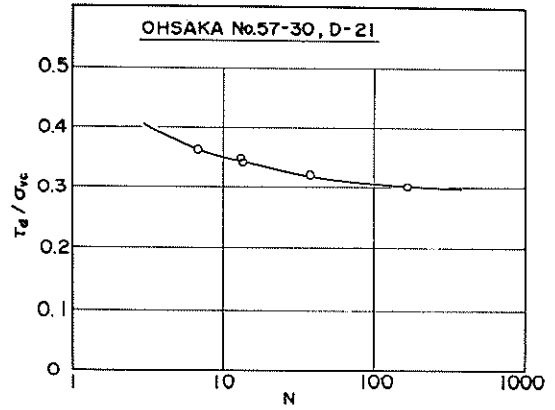


図-40 動的強度 (No.57-30,D-21)

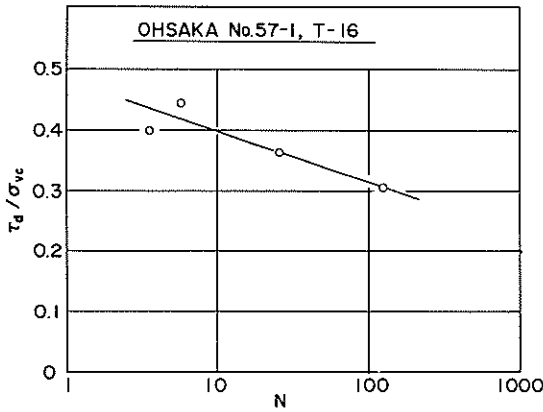


図-38 動的強度 (No.57-1,T-16)

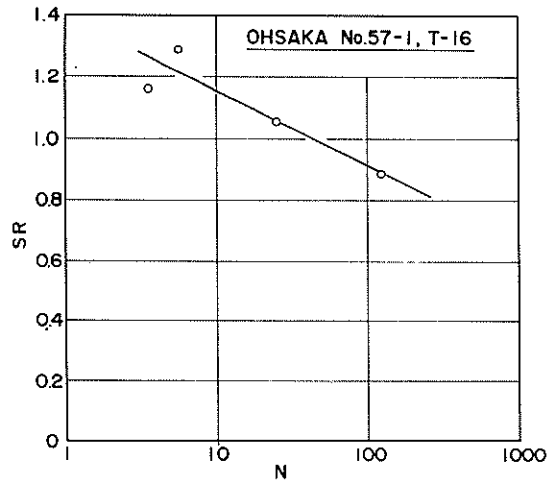


図-41 動的強度比,SR (No.57-1, T-16)

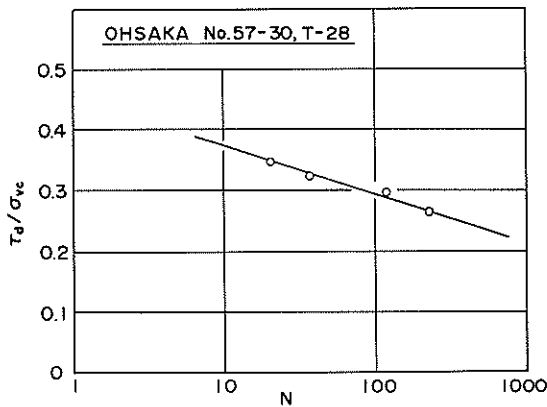


図-39 動的強度 (No.57-30,T-28)

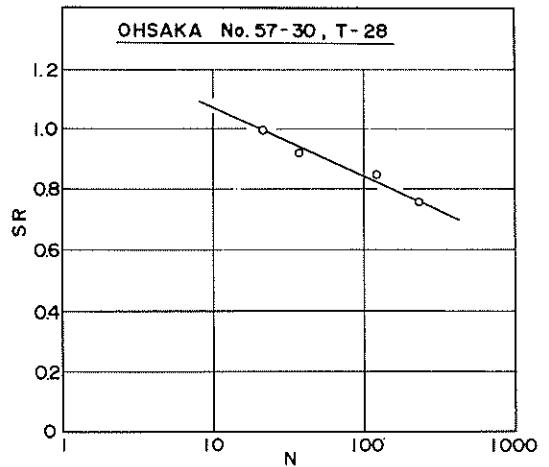


図-42 動的強度比,SR (No.57-30, T-28)

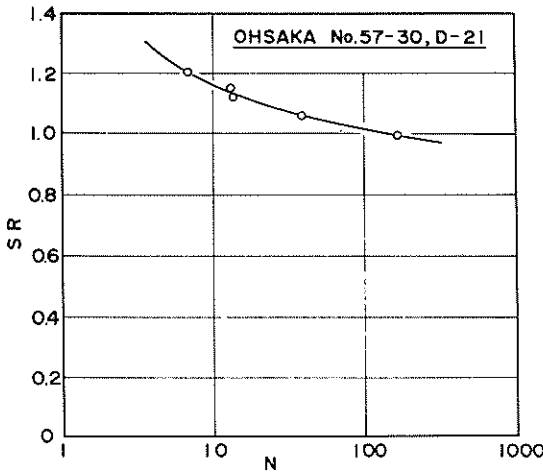


図-43 動的強度比 SR (No. 57-30, D-21)

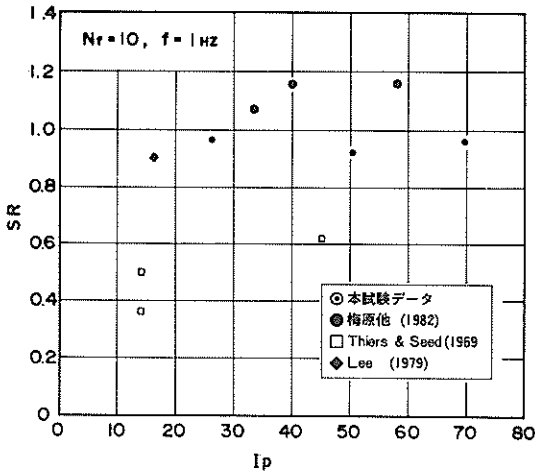


図-44 動的強度比 SR と塑性指数 I_p の関係 ($N_f = 10$)

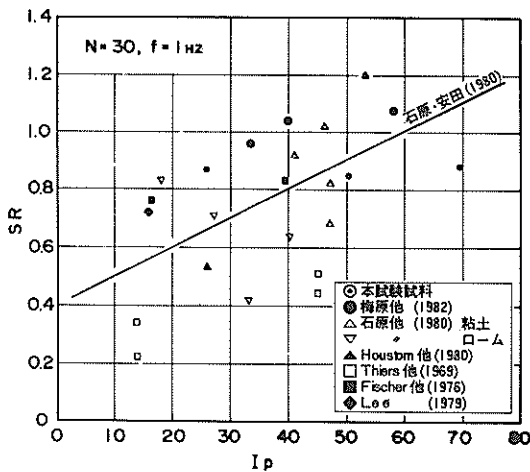


図-45 動的強度比 SR と塑性指数 I_p の関係 ($N_f = 30$)

5. まとめ

本文における一連の動的試験は関西国際空港建設予定地盤の総合的調査の一環として行われたものであり、各動的試験の実施および結果の検討にあたっては、将来空港島が建設されるときのことを考慮し、実験条件の決定および結果のとりまとめを行った。

共振振動三軸試験結果については、別途実施された地質調査結果をもとに地層区分をし、各層ごとにせん断剛性率および減衰比とせん断ひずみの関係を提示した。また、一般の粘性土における動的変形および強度特性と同地盤の粘性土の動的特性を比較検討した。そのおもなものをまとめると以下のような結論となる。

- (1) 共振振動三軸試験による最大せん断剛性率 G_0 は圧密圧力を原位置の平均有効土かぶり圧とした場合原位置試験 (サスペンション型 P S 検層) 結果と一致した。
- (2) Hardin & Black の提案する G_0 に関する式は誤差が大きく、同式をそのまま同地盤の粘性土へ適用するのは問題があると考えられる。
- (3) G_0 は圧密降伏応力を考慮すれば本文の提案式で十分予測可能である。
- (4) 正規圧密粘性土の G_0 は圧密圧力に比例して増加するが、この比率 (G_0 増加率) は塑性指数 I_p の小さいものほど大きい。
- (5) せん断剛性率のひずみ依存性は I_p の小さい低塑性粘性土ほど大きい。
- (6) 減衰比 k は塑性指数 I_p と相関があり、 I_p の小さいものほど大きいと考えられる。
- (7) 同地盤の粘性土の動的強度および動的強度比は一般の正規圧密粘性土のものより大きく、動的には比較的安定した粘性土であると考えられる。

6. あとがき

今回の動的調査並びに各種動的試験は関西国際空港の建設予定に伴って行われたものであるが、同地盤の動的特性について詳細なデータを得ることができた。今後同地盤の地震応答解析計算などにより空港島の地震時安定性を検討する際、本文はその基礎データになるものと考えられる。空港島の場合施工範囲が非常に広く、今回の調査においては同地盤を囲む形でボーリング孔を選定した。得られた結果は本文で記したように、平面的広がりにもかかわらず、同一地層については非常に良い一致が認められた。このことから、動的物性値が得られていないような区間における地震時安定性の検討にも本文の結

果が十分活用できるものと考えられる。

なお、本文のように詳細かつ多量の動的試験を同一地盤に対して行った前例はなく、また、合わせて実施された各種の調査および土質試験などの情報も多く、非常に貴重なデータを得ることができたと考えている。かつて北海の石油油田開発に際して大水深海洋構造物およびその基礎地盤の動的特性が問題とされ、各種の調査研究が実施され多くの貴重な知見が得られているが、関西国際空港の建設においても同様の効果が十分に期待できると思われる。

本文をまとめるにあたっては実際の設計を考慮して地層区分を採用し、最大せん断剛性率 G_0 の式の最適化を行い、せん断剛性率および減衰比とせん断ひずみとの関係などを提示したが、今後関西国際空港が建設される時に本文が設計上役立てば幸いである。

今回の調査試験の計画および実施、さらに本文とりまとめのための各種資料の入手にあたっては第三港湾建設局、同神戸調査設計事務所、同関西国際空港計画室および各担当者の方々に多大な御助力、御配慮を頂いた。また、本試験の遂行および本文のとりまとめにあたっては奥村樹郎前土質部長より貴重な御意見を頂いた。ここに、あらためて感謝の意を表します。

なお、本調査試験は関西国際空港着工準備調査費を充当して行われたものであり、基礎地盤コンサルタント(株)が請負い、動土質研究室所有の試験装置を使っておこなわれた。本文はこれらの結果をとりまとめたものであることを付記する。

(1984年6月30日受付)

参 考 文 献

- 1) 運輸省第三港湾建設局：関西国際空港の土質に関する技術課題の検討調査報告書，1984年。
- 2) 善功企，梅原靖文，浜田浩二：共振振動三軸試験の試作と粘性土への適用性，第33回土木学会年次学術講演会概要集，第3部門，1978年，pp.120~121。
- 3) Hardin, B. O. : Suggested methods of test for shear modulus and damping of soils by the resonant column, ASTM, STP 479, 1970, pp. 516 - 529.
- 4) 土質工学会：土と構造物の動的相互作用，土質基礎工学ライブラリー9，1973年。
- 5) 運輸省第三港湾建設局：昭和56年度大阪湾土質調査(その2)報告書(No. 56-1)，1982年。
- 6) 運輸省第三港湾建設局：昭和56年度大阪湾土質調査(その3)報告書(No. 56-2)，1982年。
- 7) 運輸省第三港湾建設局：昭和56年度大阪湾土質調査(その2)報告書(No. 56-7)，1982年。
- 8) 運輸省第三港湾建設局：昭和56年度大阪湾土質調査(その2)報告書(No. 56-18)，1982年。
- 9) 運輸省第三港湾建設局：昭和58年度大阪湾土質調査(その3)報告書(No. 56-23)，1982年。
- 10) 運輸省第三港湾建設局：昭和58年度大阪湾土質調査(その1)報告書(No. 57-1)，1983年。
- 11) 運輸省第三港湾建設局：昭和58年度大阪湾土質調査(その5)報告書(No. 57-30)，1983年。
- 12) Ohneda, H., Umehara, Y. and Higuchi, Y. : Cyclic strength of marine clays under simple shear conditions, 第6回日本地震工学シンポジウム(1982)講演集，1982年，pp. 593~600。
- 13) 運輸省第三港湾建設局：地盤の地震波速度検層調査(その2)報告書，1983年。
- 14) Hardin, H. O. and Black, W. L. : Vibration modulus of normally consolidated clay, Proc. ASCE, Vol. 94, No. SM 2, 1968年, pp. 353 - 369.
- 15) Umehara, Y., Zen, K., Higuchi, Y. and Ohneda, H. : Laboratory tests and in-situ seismic survey on vibratory shear moduli of cohesive soils, 第6回日本地震工学シンポジウム(1982)講演集，1982年，pp. 577 - 584.
- 16) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，1976年。
- 17) 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年。
- 18) Kokusho, T., Yoshida, Y. and Esashi, Y. : Dynamic properties of soft clay for wide strain range, Soils and Foundations, Vol. 22, No. 4, 1982年，pp. 1 - 18.
- 19) 梅原靖文，大根田秀明，樋口嘉章：粘性土の動的強度特性に関する周期の影響，第17回土質工学研究発表会，1982年，pp. 1713~1716。
- 20) Ishihara, K. and Yasuda, S. : Cyclic strength of undisturbed cohesive soils of western Tokyo, Proc., Int. Symp. on Soils under Cyclic and Transient Loading, 1980年，pp. 57-66。
- 21) Houston, W. N. and Herrmann, H. G. : Undrained cyclic strength of marine soils, Proc., ASCE, Vol. 106, No. GT6, 1980年，pp. 691 - 712。

- 22) Thiers, G. R. and Seed, H. B. : Strength and stress-strain characteristics of clays subjected to seismic loading conditions ,ASTM, STP 450, 1969年, pp. 3-56.
- 23) Fischer, J. A. et al. : The behavior of marine soils under cyclic loading ,Proc. Int. Conf. on the Behaviour of Off-Shore Structures, BOSS'76, Vol. 2, 1976年, pp. 407-417.
- 24) Lee, K. L. : Cyclic strength of a sensitive clay of eastern Canada ,C. G. J., Vol. 16, 1979年, pp. 163-176.

記号一覧表

A	: 最大せん断剛性率の式(3)の定数
E	: 間げき比の関数 $F(e)$ 中の定数
E_d	: 動的弾性係数 (kgf/cm^2)
e	: 間げき比
$F(e)$: 間げき比の関数
G	: せん断剛性率 (kgf/cm^2)
G_0	: 最大せん断剛性率 (kgf/cm^2)
h	: 減衰比 (%)
K_0	: 静止土圧係数
N_f	: 破壊するまでの繰返し回数
n	: 最大せん断剛性率の式(3)中の圧力に関する乗数
p_c	: 圧密降伏応力 (kgf/cm^2)
SR	: 動的強度比
W	: 一回の繰返し載荷によって貯えられるひずみエネルギーの最大値
τ	: せん断ひずみ
τ_c	: 繰返しせん断ひずみ (%)
ΔW	: 一回の繰返し載荷中に失われるひずみエネルギー
ϵ	: 軸ひずみ
ν	: ポアソン比
σ_c	: 圧密圧力 (kgf/cm^2)
σ_d	: 繰返し応力 (kgf/cm^2)
σ'_m	: 平均有効応力 (kgf/cm^2)
σ_{vc}	: 振動単純せん断試験における鉛直圧密圧力 (kgf/cm^2)
σ'_{vo}	: 原位置の有効土かぶり圧 (kgf/cm^2)
τ_d	: 繰返しせん断応力 (kgf/cm^2)
τ_{sf}	: 静的単純せん断試験による破壊時のせん断応力 (kgf/cm^2)

港 灣 技 研 資 料 No.498

1 9 8 4 ・ 9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発 行 所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印 刷 所 伊東印刷株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.