

運輸省港灣技術研究所

港灣技術研究所 報告

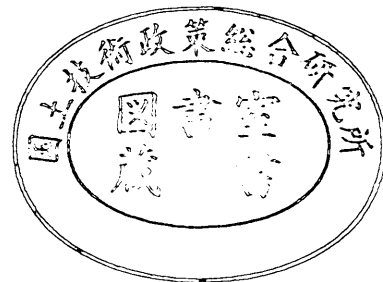
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 12

NO. 2

JUNE 1973

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第12巻 第2号 (Vol. 12, No. 2), 1973年6月 (June 1973)

目 次 (CONTENTS)

1. 大型荷役機械を上載する棧橋の振動性状
.....稲富隆昌・林 聰・山下生比古..... 3
(Vibration Characteristics of the Open Type Piled Wharf with Container Crane
.....Takamasa INADOMI, Satoshi HAYASHI and Ikuhiko YAMASHITA)
2. 海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算 (第2報)
——砂質粘土からできた堤体の場合——
.....野田節男・土田 肇・倉田栄一.....33
(Vibration Test and Circular Arc Analysis for Full-scale Models of Levee
(2nd Report).....Setsuo NODA, Hajime TSUCHIDA and Eiichi KURATA)
3. 地盤内の地震動分布に関する研究 (第1報)
——粘土地盤における地震動の観測と解析——
.....荒井秀夫・岩淵守義.....63
(Studies on the Vertical Distributions of the Earthquake Motions in the Superficial
Soil Layers (1st Report)—Observation and Analysis of the Earthquake Motions
in a Clay Layer——.....Hideo ARAI and Moriyoshi IWABUCHI)
4. 沈埋トンネルと地盤の相互作用に関する実験的研究 (第2報)
——断層, 不等沈下による影響——
.....中野拓治・田淵民雄・青木義典.....85
(A experimental study on the interaction between trench-type tunnels and soils
(2nd Report).....Takuji NAKANO, Tamio TABUCHI and Yoshinori AOKI)

2. 海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算 (第2報)

——砂質粘土からできた堤体の場合——

野田節男*・土田 肇**・倉田栄一***

要 旨

砂質粘土で作られた海岸堤防の実物大模型の振動実験を実施し、震度法を適用した円形すべり計算法によりその安定性を検討した。本稿は海岸堤防の耐震性を確立するために行った調査・研究の一部で、既に報告した砂質土堤防に関する同様な研究に続くものである。

一般に実験的手法により土構造物を検討するには、原型と模型の間の相似律を満足することが困難である。一方、实在構造物に対し破壊試験を実施することは実際には不可能である。しかし、本実験の条件は实在堤防が大地震を受けたと同様であると見なせるので、これより耐震性の検討に有力な資料が得られた。

実験結果によると、砂質粘土堤防の振動応答は顕著であるが、かなりの地盤加速度を受けてもすべり破壊や大きな沈下は発生せず、天端や法肩の崩れ落ちをみた。円形すべり法による安定解析では、堤防の振動特性を考慮して適当な震度分布を選ぶのが合理的と思われる。

* 構造部 地震防災主任研究官

** 構造部 耐震構造研究室長

*** 構造部 耐震構造研究室

2. Vibration Test and Circular Arc Analysis for Full-scale Models of Levee (Second Report)

Setsuo NODA*

Hajime TSUCHIDA**

Eiichhi KURATA***

Synopsis

The vibration test has been performed on the full-scale models of levee and the stability of the structure has been analyzed by means of the circular arc method. This report on the clayey sand models is the second one in a series of the investigations for the earthquake-proof design of levee; continued from the authors' study on the sandy models.

Generally speaking the simality is hardly satisfied between prototype soil structure and small model, and also the propotype structure can not be tested for the destruction. It is considered that the experiments reported herein are carried out under the similar condition to the destructive earthquake in the field and many useful data for the earthquake-proof design of the structure were obtained.

Although the dynamic response of clayey sand levee was appreciable, the collapse along the sliding surface and the remarkable settlement did not occure, but the partial destruction with many cracks were observed at the crest and the slope. Being taken the dynamic response of levee into consideration, the seismic coefficient distributed in height with the circular arc method seems rational on the stability analysis for the structure against the earthquake.

* Senior Research Engineer, Structures Division

** Chief, Earthquake Resistant Structure Laboratory, Structures Division

*** Member, Earthquake Resistant Structure Laboratory, Structures Division

目 次

要 旨	33
1. ま え が き	37
2. 実 験 概 要	37
2.1 使用した土	37
2.2 堤体の種類	38
2.3 測定事項	39
2.4 振動測定器	39
2.5 築堤方法	39
2.6 加振方法	39
3. 実 験 結 果	39
3.1 築堤にともなう試験	39
3.2 せん断波の伝播速度	41
3.3 振 動 試 験	43
4. 円形すべり法による安定解析	51
4.1 震度分布を考慮した円形すべり法	51
4.2 計算条件	52
4.3 計算結果	52
5. 考 察	58
5.1 堤体の振動	58
5.2 堤体の変形と安定解析	58
6. ま と め	60
7. あ と が き	60
謝 辞	60
参 考 文 献	60

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算（第2報）

1. まえがき

地盤高の低い臨海地域を海水の浸入から守っているものに海岸堤防がある。この構造物の一般的な形状は、土を台形に盛り上げ、その表面をコンクリートやアスファルト等で被覆した、所謂土構造物である。国土の狭小な我国では、交通輸送に便利な沿岸地域が今後いっそう高度に利用されるであろうことは想像に難しくないの、防災施設として海岸堤防の重要性は更に増大すると思われる。このような状況の下で、筆者らは海岸堤防の耐震設計法をより合理化するために、これまで幾つかの調査研究を実施してきた。

土を主な材料とする構造物の耐震性を実験的手法により検討する場合、实在構造物と模型の間の相似性を十分に満足させることは至難であるから、縮小された小模型による実験結果をそのまま原型に対応させることには問題がある。一方、質量の大きな实在構造物を加振し、破壊もしくはそれに近い状態までに至らせることは技術的にも難しいし、社会的、経済的見地からも不可能といえよう。そこで相似性に伴う問題を避け、且つ大地震に相当する振動を受けた時の堤防の挙動を調べるために、原型に近い規模の大型模型を用いた振動実験を実施するこ

とにした。この目的のために新たに振動台を作成し、砂質土でできている堤防については「海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算¹⁾」（以後この報告を前報と呼ぶ）として発表した。本報告では、その後実施した砂質粘土からできた堤防に関する2実験について、前報と同じ視点から解析した結果を述べる。文中に使用した呼称 Test 1～10は一連の砂質土模型を指し、Test 11および Test 12は本報告で検討した2つの砂質粘土堤防を意味している。なお、これまで筆者らが実施してきた関連実験の概要とこの実験のために新設した振動台（図-1）の詳細については前報を参照されたい。

2. 実験概要

2.1 使用した土

堤体を作成するのに用いた土は、衣浦港において埋立のために港内より浚渫した土砂である。いったん埋立地に野積みして水分を減少させたものを実験場に搬入し、表面をビニールシートで表って雨水を防いだ。土の採取にあたっては、均質と思われる部分を選ぶようにした。粘土質の土が塊状になっている場合にはスコップで砕き、木片や玉石等は取り除いて、できるだけ均質な土で実験を行うよう心懸けた。表-1にこの土の物理定数を、

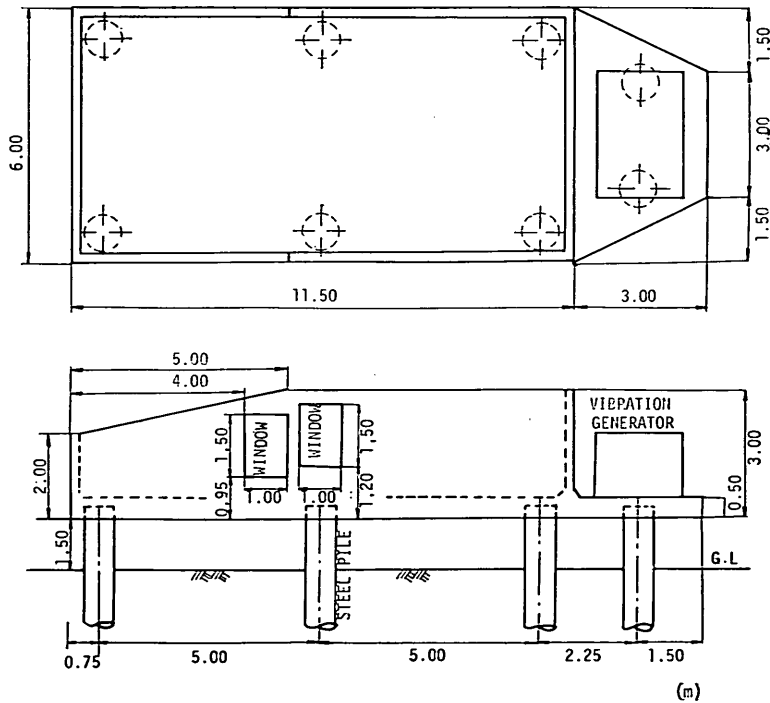


図-1 振 動 台

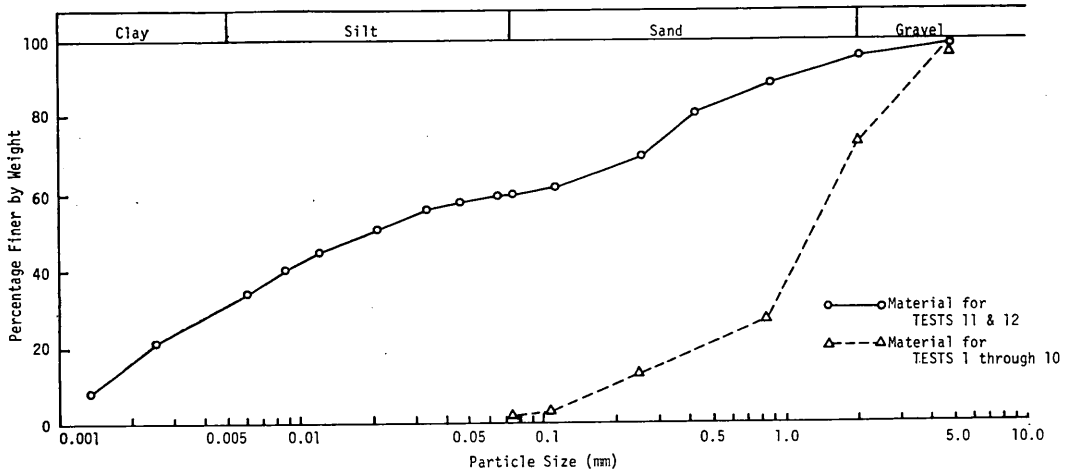


図-2 粒径加積曲線

表-1 使用した土の物理定数

	粒子比重 G (g/cm^3)	有効径 D_{10} (mm)	均等係数 C_u	三角座標 による分類
Test 11,12に用いた土	2.68	0.0015	60.00	砂質粘土
Test 1~10に用いた土	2.64	0.160	2.28	砂

三角座標による分類はミシシッピ河管理委員会方法による

図-2に粒径加積曲線を示した。この土の均等係数 C_u は60であり、細粒土から粗い部分まで含む非常に粒度の配合が良い土といえよう。三角座標による分類法では砂質粘土の範囲に含まれる。比較のために、表-1および図-2には、これまでに Test 1 から Test 10 で実施した砂質土の値を併記してある。

2.2 堤体の種類



写真-1 堤体全景

Test 1 から Test 10 までの一連の実験において砂質土より作られた堤体や砂層の振動性状について検討を行ってきたが、今回の Test 11, 12 では土質条件を変えて粘着成分を含んだ土を用い、堤高の高い対称断面を持つ

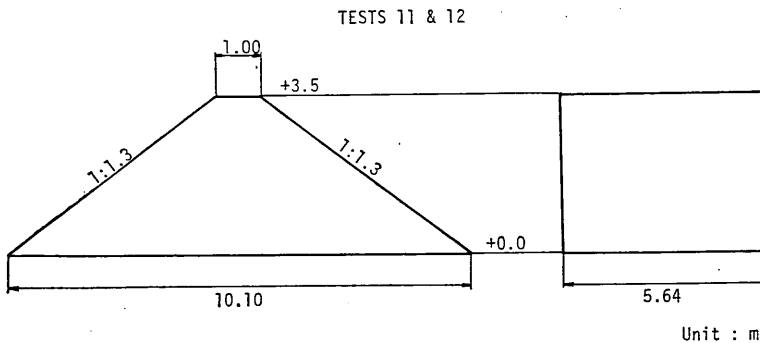


図-3 堤体断面

堤体を対象として取り上げた。Test 11 および Test 12 の堤体は断面形状、土質、築堤方法などに相違がなく、同一実験を2回行ったものである。写真-1に堤体の全景を、図-3に断面形状を示してある。堤軸方向の長さは、これまでに実施した堤体と同じく5.64mで、高さとの比は1.61である。

2.3 測定事項

本実験で行なわれた測定事項を以下に列記する。これらの詳細は前報を参照されたい。

- (1) 単位体積重量および含水比（高さ 50cm 毎に2地点で測定）
- (2) コーン貫入抵抗（小型の動的貫入試験器により堤体の相対的強さを振動実験の前後に高さ 50cm 毎に測定）
- (3) せん断波の伝播速度（板叩き法によって測定）
- (4) 振動台および堤体各部の加速度（図-4に示したように、埋設した加速度計により堤体内の代表的な位置での値を測定）

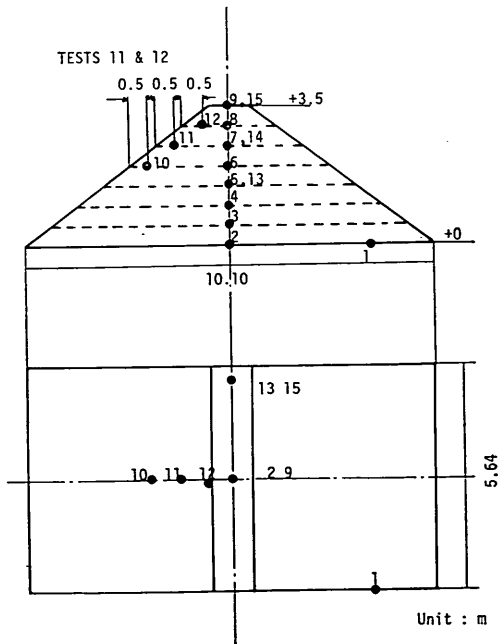


図-4 加速度計の埋設位置

- (5) 堤体の変形・沈下（側面のガラス窓から堤体内部の変形をモーター・ドライブ装置を備えたカメラで連続的に観察。実験前後の堤体内部の高さの変化と天端の沈下を測定）

2.4 振動測定器

堤体の加速度は、抵抗線ひずみ計式加速度計を図-4に示したように堤体内部に埋め込んでおき測定した。動ひずみ計によって増幅された現象は、観測車²⁾に組み込まれたデジタル・マグネティック・テープレコーダーと電磁オシロ・グラフに記録された。それぞれの加速度計の振動数特性や実際の現象と記録の間に生ずる位相差等が実験精度に及ぼす影響は、前報に述べたように無視出来る範囲内にあることが確かめられた。

2.5 築堤方法

築堤は前報に示したと全く同じ方法により、厚さ 50cm の層ごとに締め固めと測定器の埋設が行なわれた。但し、今回は粘性成分を含んだ土であるから、塊状の土はシャベルで崩し、できるだけ均質な土層となるようにした。

2.6 加振方法

加振方法は前報と同じく次の2種類を採用した。

(1) 定起振力加振

これは堤体に大きな変形や変壊が生じないような比較的低い一定の加振力で加振する方法で、この時起振機の振動数を変化させることによって、堤体の振動数に対する応答特性を知ることができる。起振力は2, 5, 10tonの3種類で、これらを小さい方から順次実験した。加振振動数は2Hz から 0.5Hz 刻みで 10Hz まで増加したが、堤体の共振点と考えられる付近では0.25Hz 刻みとした。

(2) 破壊加振

实在構造物が大地震に襲われた場合の性状を知るために、模型堤体に破壊もしくは大きな変形が生じるような激しい振動を与える方法である。これにより現行の設計法による安定解析と実験結果との比較を行ない、両者の関係を検討する。この場合、起振機を偏心モーメントが最大となるように設定しておき、振動数を急速に増大させることにより起振機によって生じる水平力を急激に増大させる。

3. 実験結果

3.1 築堤に伴う試験結果

(1) 単位体積重量

堤体各部の単位体積重量を測定した結果を表-2に示す。加振前後の平均値を比較すると、Test 11, Test 12 のいずれの場合にも加振後の値の方がわずかに大きく、振動によって堤体が締め固められたことを示している。しかし個々の測定値を見るとかなりのばらつきがある。これは用いた土が粘着性のものであるため、築堤時にス

コップで細かに土塊を砕くよう心がけたにもかかわらず堤体中になんかの空隙があったことが予想される。さらに測定には内径150mm、高さ150mm、肉厚1mmのアルミ製円筒を使用し、これを土中に注意深くそう入した後、掘り出して重量を測定したのであるが、この方法は砂質土に対しては簡便で精度の高いものと考えられるとはいえず、粘性土に対する精度はかなり低い恐れがある。それ故、土の締め固めに関する振動の効果がいくぶん認められるとはいえず、締め固まり具合の量的な評価を論ずるには測定結果の信頼度が十分でないと思われる。

(2) 含水比

単位体積重量を測定した試料から得た堤体内部における含水比の分布状態を表-3に示した。これによると、実験後の含水比は実験前の値に比較してほんの僅か減少している。堤体の作成にはほぼ2日を必要としたが、その期間中に降雨はなかったので著しい含水比の増加はなかったであろうし、水分の蒸発による含水比の減少は極く表面に限られていたと考えてよく、堤体中の含水比は実験前後で差異がなかったと見なせよう。個々の測定値に

表-2 各層の単位体積重量

高さ (m)	Test 11		Test 12	
	γ_t	γ_t'	γ_t	γ_t'
0.5	1.250	1.388	1.207	1.461
	1.251		1.359	
1.0	1.367	1.369	1.507	1.253
	1.217			
1.5	1.304	1.218	1.389	1.344
	1.203		1.521	
2.0	1.232	1.170	1.366	1.455
	1.545		1.550	
2.5	1.145	1.472	1.427	1.439
	1.311		1.547	
3.0	1.480	1.231	1.374	1.363
	1.355		1.189	
3.5	1.421	1.435	1.303	
	1.273		1.353	
γ_{av}	1.311	1.326	1.312	1.376

γ_t : 加振前の湿潤単位体積重量 (t/m³)

γ_t' : 加振後の湿潤単位体積重量 (t/m³)

γ_{av} : 堤体全体の平均湿潤単位体積重量 (t/m³)

表-3 各層の含水比

高さ (m)	Test 11		Test 12	
	w	w'	w	w'
0.5	39.89	37.38	45.55	44.82
	34.14		39.27	
1.0	42.92	50.68	34.86	40.68
	41.60		39.47	
1.5	71.61	48.43	43.88	43.60
	48.65		39.00	
2.0	43.12	58.22	38.89	30.82
	47.07		37.12	
2.5	39.00	28.91	56.96	36.62
	42.76		33.92	
3.0	21.29	24.80	37.19	42.26
	48.13		38.43	
3.5	28.72	41.57	39.82	
	43.94		43.05	
w_{av}	42.35	41.42	40.53	39.80

w : 加振前の含水比 (%)

w' : 加振後の含水比 (%)

w_{av} : 堤体全体の平均含水比 (%)

はかなりのばらつきが見られるが、この原因として土が砂分を多く含む部分と粘土分を多く含む部分に分離する傾向があったことが挙げられる。

(4) 土の内部摩擦角と粘着力

振動時の土の強度を評価するには種々の要素を考慮する必要があるが、すべり破壊のような大変形破壊の領域での力学的性質は内部摩擦角および粘着力で表わされるから、現在一般的に使用されている三軸圧縮試験機によりこれらを求め、振動時の強度定数として用いることにした。

試験機は港湾技術研究所土質部土性研究室のものを使用し、載荷速度として毎分供試体高さの0.5%のひずみを与えるようにした。供試体の含水比は振動実験時の土の平均値と等しくなるよう40%とした。堤体は高さ3.5mで単位体積重量が約1.4g/cm³であるから、供試体を堤体中の状態に近づけるために側圧を0.2, 0.5, 1.0 kg/cm²の3種類とした。

試験結果を最大、最小主応力を用いて表わすと図-5のようになる。土が塑性流動をおこしはじめる瞬間は、(1)式のモール・クーロンの破壊規準を満足しているの

で、図-5に適用して内部摩擦角と粘着力を求めることができる。この結果、 $\phi = 15^\circ 50'$ 、 $C = 0.11 \text{ kg/cm}^2$ となり、この値を以後に行なう堤体の安定計算における強度定数とした。

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \sin \phi + C \cdot \cos \phi \dots\dots\dots(1)$$

- ここに σ_1 : 最大主応力 (t/m^2)
- σ_3 : 最小主応力 (t/m^2)
- ϕ : 内部摩擦角 ($^\circ$)
- C : 粘着力 (t/m^2)

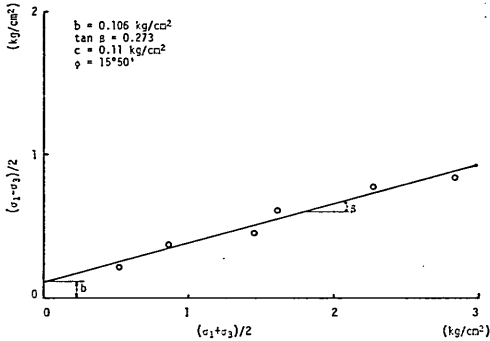


図-5 三軸試験結果

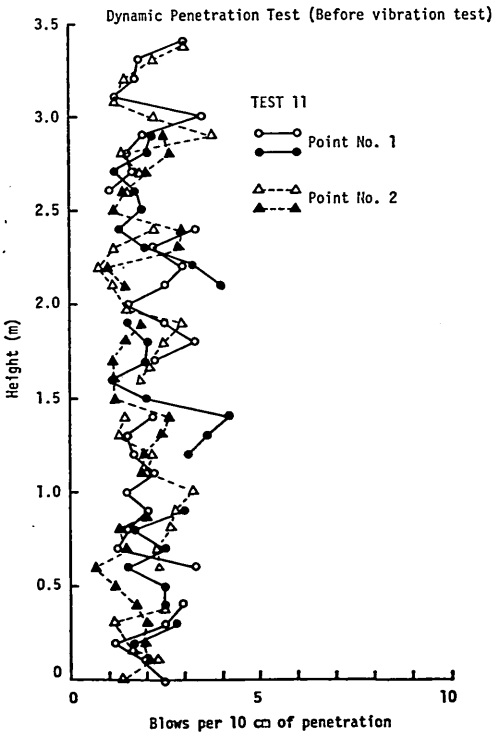


図-6a 貫入試験結果

(4) 貫入抵抗

小型動的貫入試験器を用いて実験前後の堤体の強さを測定した。試験器の仕様はコーンの先端角 60° 、最大直径 3 cm で、 5 kg の重錘を 50 cm の高さより落下させた時のロッド貫入量から土質の貫入抵抗を求めるものである。この試験器から得られる値と N 値との間の相関は土質等の条件によって支配され、現在信頼できる値が発表されていないので、ここでは堤体の深さ方向の相対強度を比較する為の資料とした。図-6 a~d には、コーンが 10 cm 貫入するに要する打撃数: N_{10} を指標として、堤体の実験前後の相対強度を図示してある。2.5 に述べたように堤体は層状に築造されており、バイブレーターで締め固め作業を行ったものの、一回の施工高さ 50 cm は厚すぎて十分な効果があったとは言えないことが解る。Test 11, 12 共に加振前は N_{10} がおよそ $1 \sim 3$ であったが、加振後には $1.5 \sim 3.5$ になり、僅かに貫入抵抗の増加が見られる。

3.2 せん断波の伝播速度

せん断波の伝播速度を求めるにはいくつかの方法があるが、ここでは前報に引き続き測定方法が簡単である板

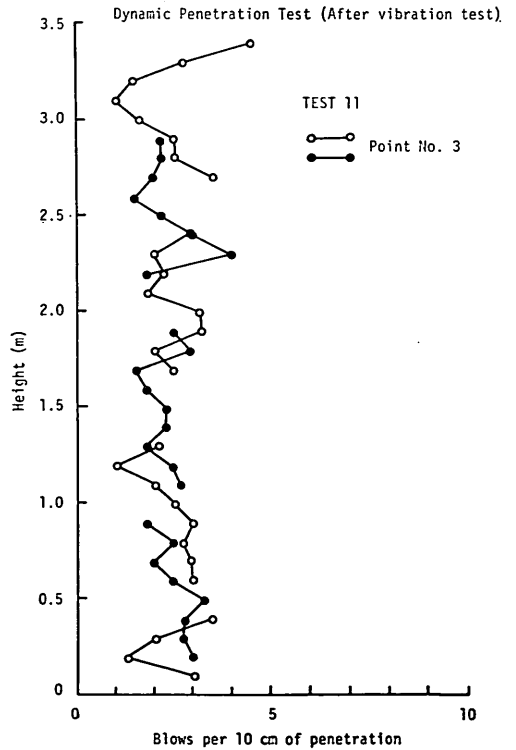


図-6b 貫入試験結果

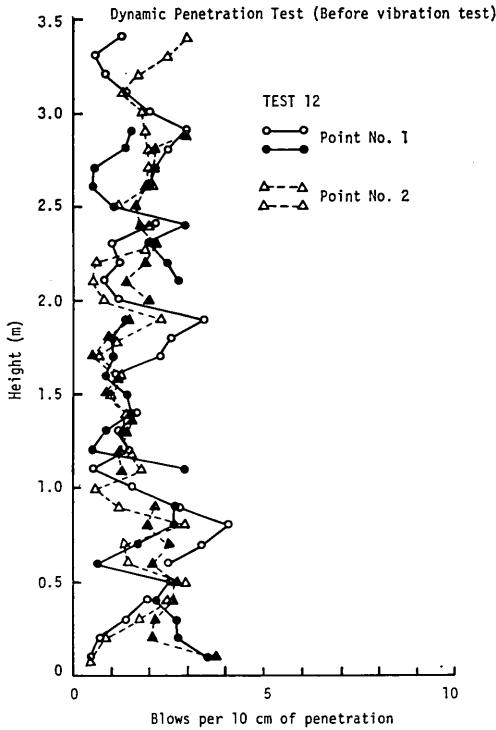


図-6c 貫入試験結果

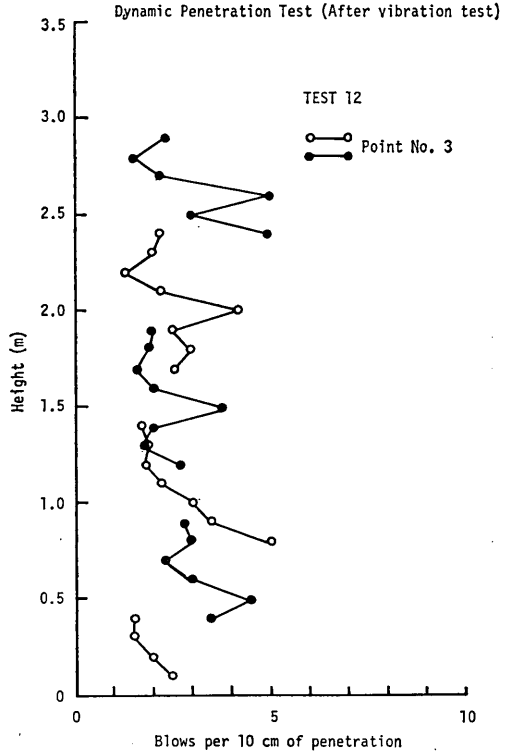


図-6d 貫入試験結果

叩き法によった。

砂質土の場合と同様に粘性土の場合も土中を伝わるせん断波の速度は拘束圧力に強く影響されることが考えられ、影響を受ける程度は拘束圧力の小さな範囲ほど著しいといわれている⁴⁾。

今回の実験のように堤状構造物の場合では、拘束圧が小さい上にその変化も高さ方向に大きく変化しているのので、せん断波速度の大きさは堤体の上・下では著しく異なるのは明らかである。

堤体自身の振動性状を論ずる場合には、高さ方向におけるせん断剛性率の分布を知る必要があるが、これは高

さ方向のせん断波速度が求まれば(2)式によって計算することができる。堤体の振動性状に関しては一部既に発表した⁴⁾、ここでは振動実験結果と現行の安定計算法の比較を目的としているので、50cm厚の層毎の伝播速度と(2)式より求まるせん断剛性率を表-4に示すと定める。

$$G_s = V_s^2 \cdot \rho \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに G_s : せん断剛性率 (kg/cm²)

V_s : せん断波の伝播速度 (cm/sec)

ρ : 土の密度 (kg・sec²/cm⁴)

表-4 各層におけるせん断波速度とせん断剛性率

高 さ (m)		0.5~1.0	1.0~1.5	1.5~2.0	2.0~2.5	2.5~3.0	3.0~3.5
Test 11	V_s (m/sec)	125	83	68	61	46	45
	G_s (kg/cm ²)	209	92	62	50	28	27
Test 12	V_s (m/sec)	100	82	83	68	48	44
	G_s (kg/cm ²)	134	90	92	62	31	26

V_s : 各層における平均せん断波伝播速度

G_s : 各層における平均せん断剛性率

3.3 振動試験結果

定起振力および破壊加振試験から得られた加速度記録と堤体に生じた変形・破壊の状況を以下に述べる。

(1) 振動台加速度

振動台に取り付けた加速度計より得られた記録を振動

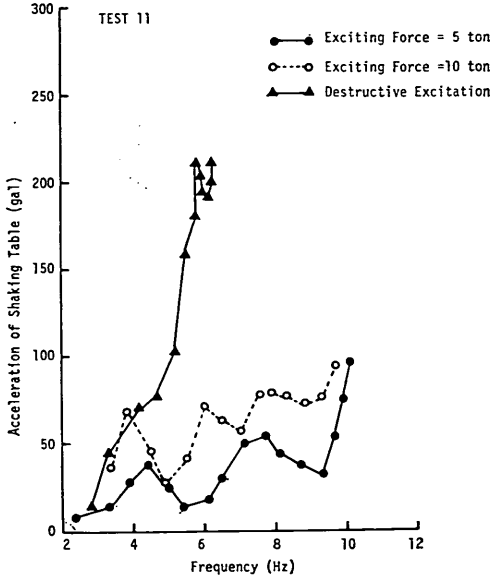


図-7a 振動台加速度

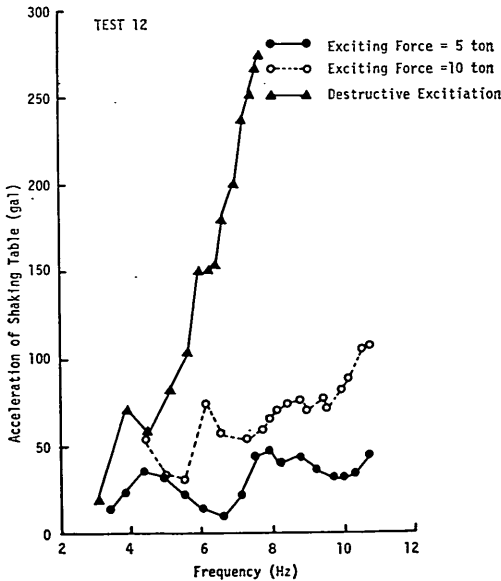


図-7b 振動台加速度

数に対してプロットしたものが図-7である。起振力 5, 10tonの定起振力試験の記録は 100gal 以下の範囲でばらついており、堤体に加えられた入力が一様でなかったことを示している。これは起振機の回転重錘の偏心量を制御しているギヤの故障によるもので、その結果重錘の円振動数の2乗と偏心モーメントの積で表わされる起振力が予定した値にならなかったためである。堤体の加速度応答が加速度レベルの相違によって異ってくるのなら、それより堤体振動の非線型性を知る資料が得られるのであるが、この観点からは今回の試験は十分なものとは言えない。破壊加振試験では偏心モーメントが最大となるよう重錘を固定し振動数を増加させたので、起振力は急激に増大したが、電力供給施設の能力に制限があることから 6.3, 7.7Hz で試験の続行が不可能となっている。ここで得られた台加速度の最大値は Test 11 で 190gal, Test 12 で 245gal であった。これまでに集積されている強震記録の解析結果⁵⁾によると地震動の主要成分は数 Hz 程度の波であるし、得られた台加速度の最大値は中央気象台震度階Vの烈震に相当するものであるから、実物大模型によるこの実験結果は強震下の実在堤体の挙動をほぼ表わしていると考えられる。

(2) 中心部と斜面付近の加速度

同一高さにおける堤体中心と斜面より 50cm 内部での加速度を比較した一例を示す。図-8aには、Test 11, 起振力 5 ton における高さ 2.5m および 3 m での値を、図-8b には Test 12, 起振力 5 ton における高さ 2 m および 3 m での記録を台加速度に対する比として表わしてある。前報に述べた砂質堤体の場合には、同一高さにおける中心部と斜面付近の値はほとんど等しく、この構造物を水平方向にのみ運動するせん断振動体としてモデル化しても十分精度良く近似できることが解ったが、ここで述べる砂質粘土からなる堤体の場合には特に堤頂付近でかなり値に離れが見られるので、単純な一次元せん断振動体としての近似では不十分かも知れない。この相違の原因としては次のような事が挙げられる。せん断波伝播伝度から求まるせん断剛性率は、砂質堤では約160kg/cm², 砂質粘土堤で約50kg/cm²であったから、後の方がより柔な構造物で、今回実験した振動数の範囲内にくつつかの共振点が含まれていた。ちなみに有限要素法によって台形の振動を計算してみると、1次モードは水平方向のせん断振動と考えて良いが、2次モードは堤軸対称の上下振動であり、3次モードは回転的であった。さらに側壁を支持端とする振動も考えられ、その支持条件が壁と堤体の付着状態によって変化する事も考えねばな

らない。事実、振動時の堤体はかなり複雑な運動をしていることが肉眼でも観察された。堤体の振動性状に関しては報を改めて述べることにし、ここでは中心部と斜面付近での加速度の相違の原因と考えられる点を指摘するにとどめる。なお側壁から 50cm 内部での記録は測定装置の故障から得られなかったが、砂質堤体と同様に側壁の拘束作用が強く堤体の挙動に影響していることは、その他の得られた記録から推測される。

(3) 堤頂の加速度

海岸堤防のように比較的塊状と見做せる構造物の動的挙動は、地盤と同程度の強さの振動が堤頂でも発生すると考えられがちである。しかし、実際の構造物の上にはパラペットその他の上載構造物がある場合が多く、地盤での地震動が堤頂でどの程度増幅されているかを知ることが耐震設計の観点から重要である。図-9a, b は堤体中心部の値を用いて堤頂の加速度を振動数に対して示したものである。同様に図-10a, b は図-7a, b で示した台加速度に対する堤頂加速度の比、すなわち加速度応答曲線を求めたものである。図-9a, b から明らかなよう

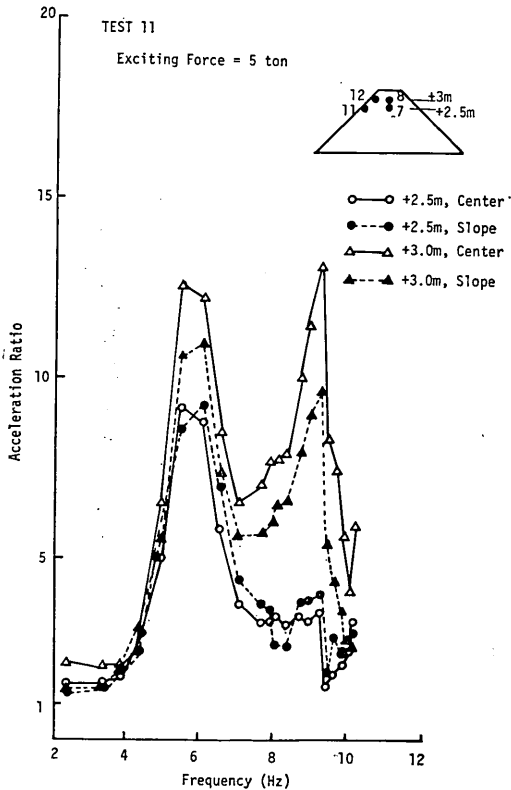


図-8a 中心部と斜面付近の加速度

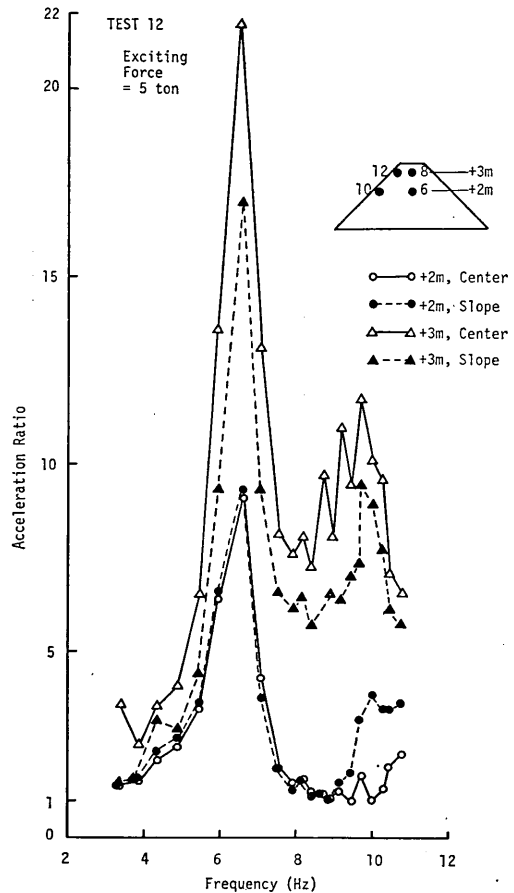


図-8b 中心部と斜面付近の加速度

に堤頂での値は非常に大きく、特に破壊共振の場合 Test 11 で 2,700gal, Test 12 で 2,500gal の最大値が記録されている。図-10a, b の応答曲線には幾つかのピークが認められる。砂質堤における応答曲線からは、このピークの値(応答倍率)が台加速度の大きい場合ほど小さくなり、ピーク時の振動数(共振振動数)も小さくなるという明らかな傾向が見られた。しかし、今回の実験結果では、測定した振動数の範囲で三次元に互る幾つかの共振現象が発生したと考えられ、堤体の横断面内の振動と堤軸方向での振動の重ね合わさるという事も考えられるので、砂質堤の場合ほど単純な挙動をしていないことが解かる。後に述べる安定計算で用いる震度を求めるため、応答曲線上の主要なピークを選んで、仮りに各々を一次、二次共振振動数に対する値として表-5に示した。

(4) 鉛直方向の加速度分布

堤体の振動性状を知り震度法による安定解析に必要な

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算 (第2報)

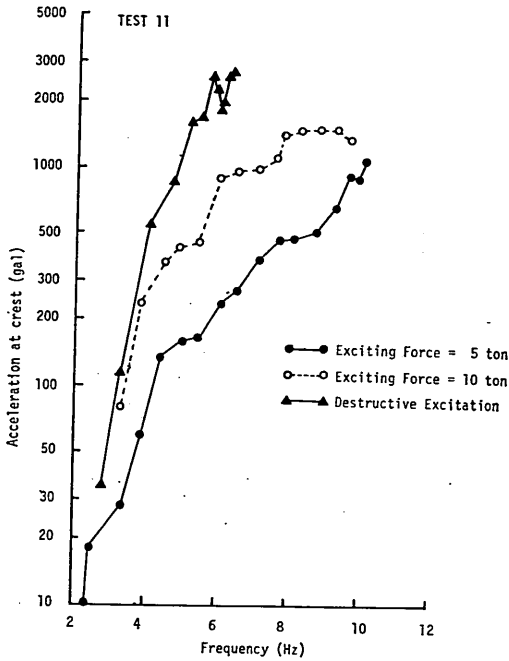


図-9a 堤頂の加速度

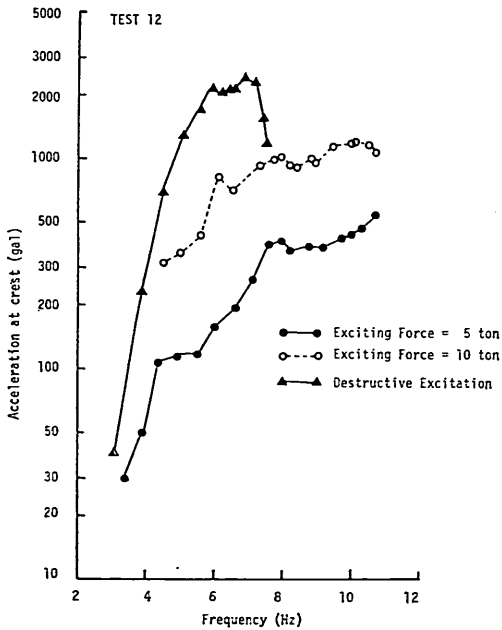


図-9b 堤頂の加速度

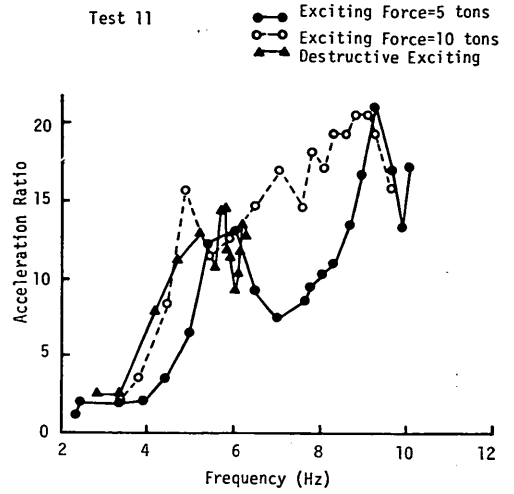


図-10a 堤頂の加速度応答

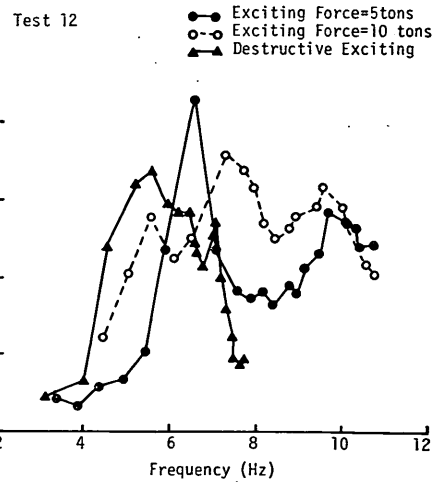


図-10b 堤頂の加速度応答

資料を得るために、堤体内部での高さ方向の加速度分布を調べた。以下にその代表例の幾つかを示す。

(a) 最大加速度の鉛直分布

図-11a, b には表-5に示した一次および二次共振時と思われる振動数の時の一周期での最大加速度を高さ方向に図示してある。破壊加振においては、それ以上加振することが起振機の容量から不可能となる直前の場合についても最終振動数として記した。

(b) 位相を考慮した加速度の鉛直分布

図-12a, b, c, d には破壊加振時の一次及び二次共振点で半周期の間に堤体示す挙動を 30° 間隔にプロットし

表-5 共振振動数 (Hz) および応答倍率

		起振力 5 ton		起振力 10ton		破壊加振	
		1次振動	2次振動	1次振動	2次振動	1次振動	最終振動数
Test 11	共振振動数	6.06	9.26	4.90	9.09	4.69	5.73
	応答倍率	13.1	21.1	15.5	20.4	12.9	14.6
Test 12	共振振動数	6.58	9.69	5.54	9.51	5.56	7.01
	応答倍率	21.5	14.2	13.8	15.7	16.8	13.5

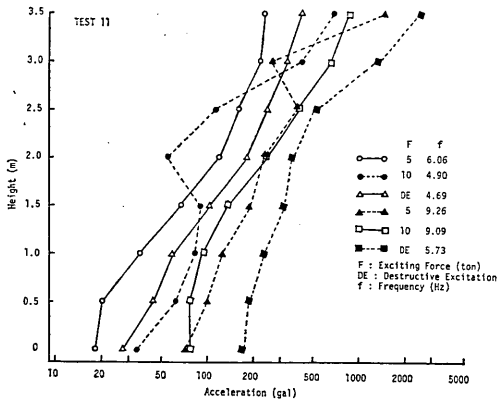


図-11a 最大加速度の鉛直方向分布

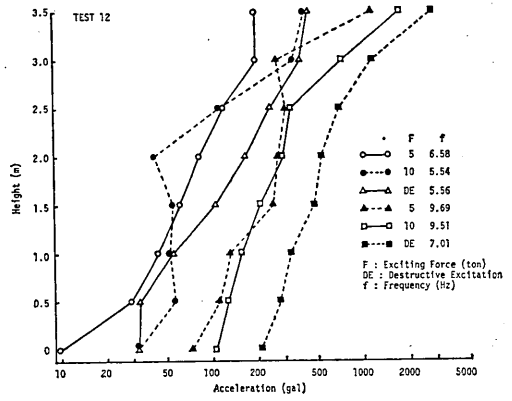


図-11b 最大加速度の鉛直方向分布

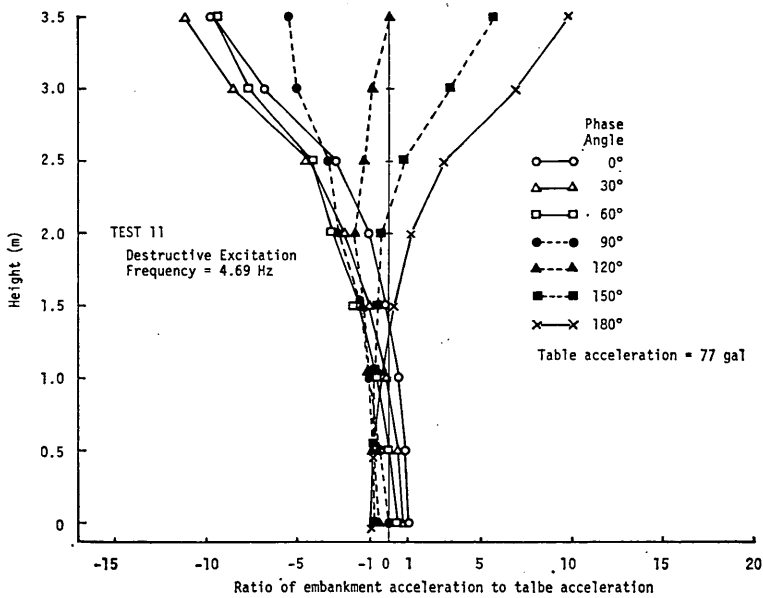


図-12a 鉛直方向の加速度分布

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算（第2報）

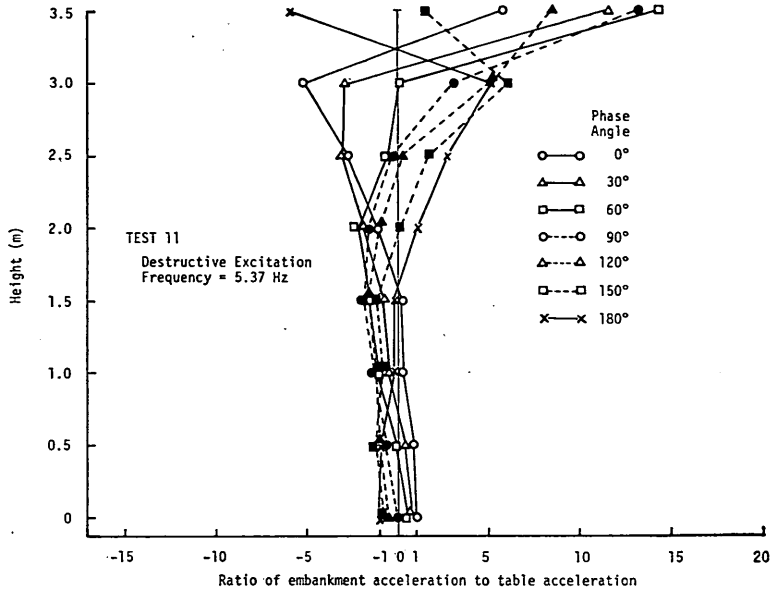


図-12b 鉛直方向の加速度分布

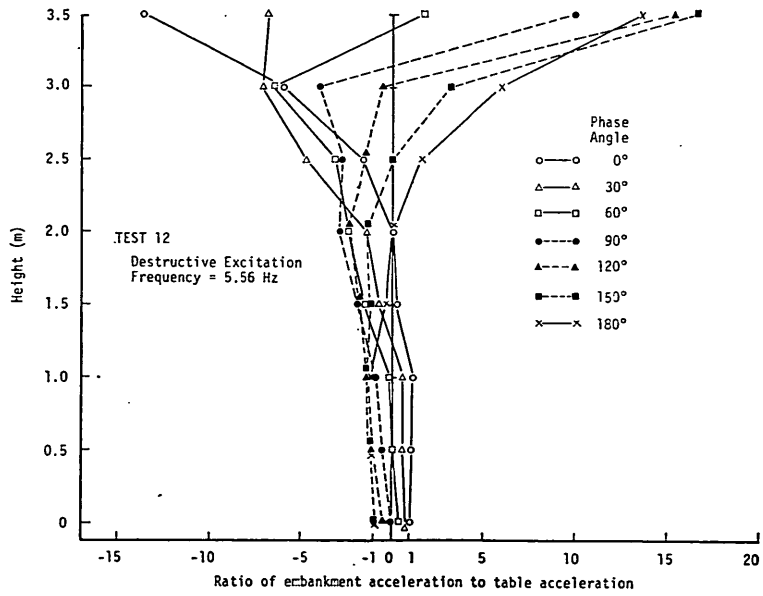


図-12c 鉛直方向の加速度分布

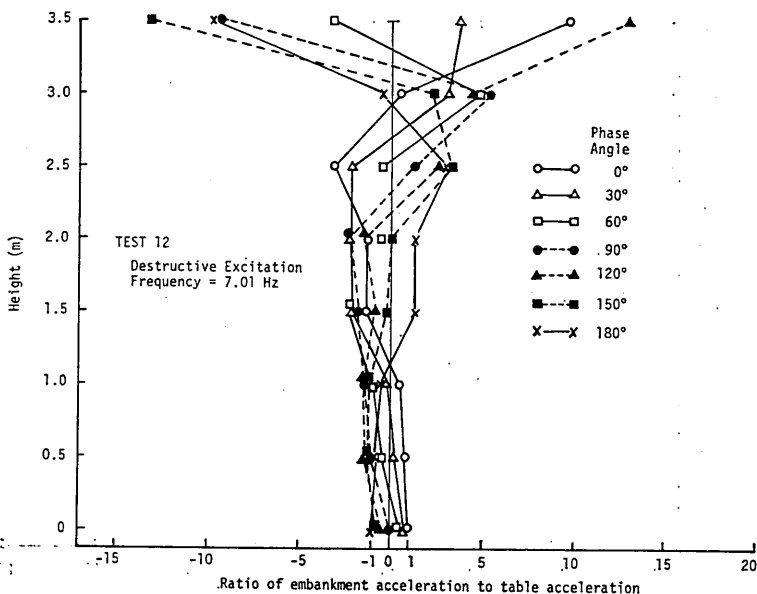


図-12d 鉛直方向の加速度分布

た。これは電磁オシログラフに記録された現象の各々最大振幅の生じた時の時間差から位相の遅れを求めたものである。ここに示された加速度分布から、堤体はほぼ一次及び二次に近い振動型を示しており、安定解析を行う場合に、従来のように高さ方向に一律な加速度を仮定したり、それぞれの高さでの最大値を考える場合と非常に異った様相を示していることが解かる。

(5) 堤体の変形・破壊

(a) 堤体側面の変形

振動台の側壁に設けてある観測窓から振動時の変形を記録したが、砂質堤と異りほとんど塑性変形は認められなかった。堤頂付近を除けば、側面と堤体との付着は十分な強さがあり振動中に互いに離れることはなかつ

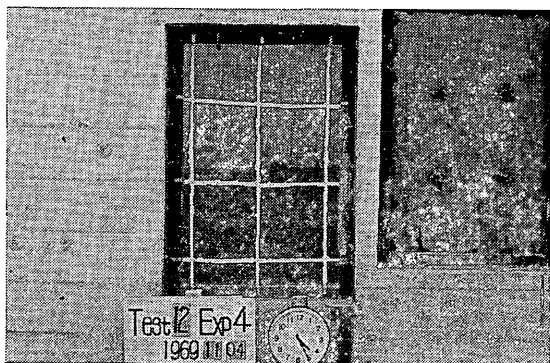


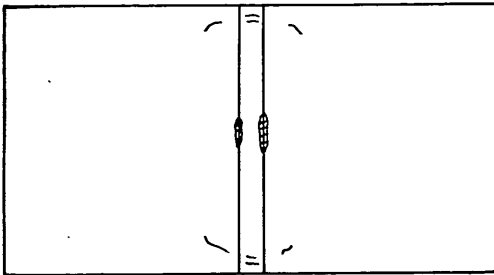
写真-2 加振後の堤体側面 (Test 12)

た。写真-2は、Test 12 の破壊加振後の観測窓の様子を示しており、窓枠につけた白い印は加振前の白線の位置を表わしている。白線は水平方向がおのおの 0.7, 1.2, 1.7mの高さを示し、鉛直方向には中心より 1.1, 1.5, 1.9m だけ離れていることを表わす。これより、沈下と横方向へのわずかな変形が認められるが、送り面もしくはそれに近い大きな塑性変形は発生しなかったことが解る。

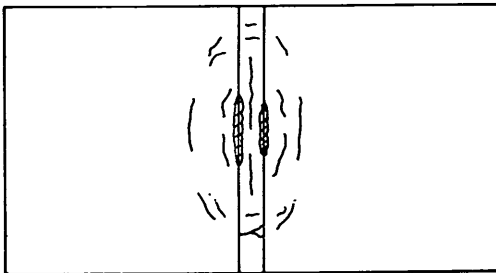
(b) 堤体表面の変形・崩壊

Test 11, 12 では与えた加速度、加振継続時間等の実験条件に大きな差異がなかったし、外観に表われた変化もほとんど似かよっていたので、Test 12 の場合を例にとり定性的な説明を加える。外観上で注目されることは、砂質堤の場合にはほとんど認められなかった現象であるが、天端が側面を支点として水平方向に一次の他に二次および三次の振動型で共振をしたことである(以下これを堤軸方向の共振と言うことにする)。支点の支持条件は加速度の増大に伴い固定端から自由端へと変わって行くようであったが、その詳細は不明であった。いずれにしても砂質堤と比較して柔らかい弾性的挙動が顕著であった。図-13は堤体表面に見られた亀裂の状態と法肩の崩壊の様態を各加振段階ごとにスケッチしたものである。ここで(a)は起振力 5 ton で加振した後の状態を示している。台加速度は 50gal 以下で天端では 550gal 以下

(a) After 5 tons exciting
Table acceleration: Less than 50 gals



(b) After 10 tons exciting
Table acceleration: Less than 110 gals



(c) After destructive exciting
Table acceleration: Less than 275 gals

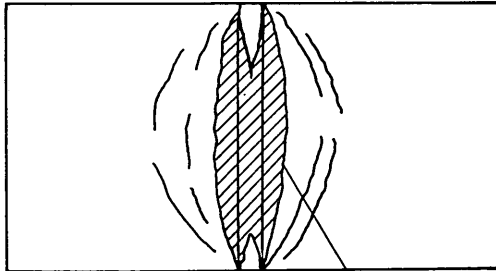


図-13 亀裂の発生状況 (平面図) Test 12

であった。天端での沈下はほとんど認められず、縦方向の亀裂も発生しておらず斜面上にも変化はない。約10.3 Hz の時に三次振動とおぼしき共振現象が堤軸方向におこり、法肩の一部が小さな塊となって崩落した。(b)は起振力が10tonの場合の加振後の状況である。ここでは振動数が5 Hzの時堤軸方向に一次の共振が見られ、上部では堤体側面と壁の付着が切れるのが認められた。台加速度は40gal、頂部では350galであった。8.18Hzの時、台加速度は70galで頂部では1,000galを記録した。こ

の段階で亀裂が天端・斜面上部に多数発生しており、堤体中心の幅1.5m、上部1mの深さまでの部分が激しく振動しているのが肉眼で観察されており、中心部の法肩の崩落が著しくなった。9.5Hzになると天端は側壁を支点とする両端支持梁の三次振動型と似た振動をすることが解った。(c)は破壊加振後の状況を示している。最終的には台加速度は275gal、堤頂加速度2,500galに至り、天端は両端を除いて全面が崩落している。斜面では亀裂と土塊の剝離が甚しい。振動による締め固め作用と土塊の崩落による天端高さの低下は、中心部で18cmであり、堤高の5.1%に相当する。写真-3は起振力5tonの加振によって天端に発生した微小亀裂の様子を示している。写真-4a~eは破壊加振試験における天端の破壊していく状況を順次示したもので写真-5は加振後の状況である。砂質堤の場合と異り、中央での振動が特に著しいために、天端中央では表面の土が厚さ10cm程の塊状となって崩れ落ちている。これは施工時の締め固め効果が表面にしか及ばなかったことと、実験時には表面の土が幾分乾燥して固結していたためであると考えられる。表層の崩れ落ちた後の天端の崩壊は砂質堤の場合には



写真-3 天端に生じた微小亀裂



写真-4a 破壊加振試験中の天端 (Test 12)



写真-4b 破壊加振試験中の天端 (Test 12)



写真-4e 破壊加振試験中の天端 (Test 12)

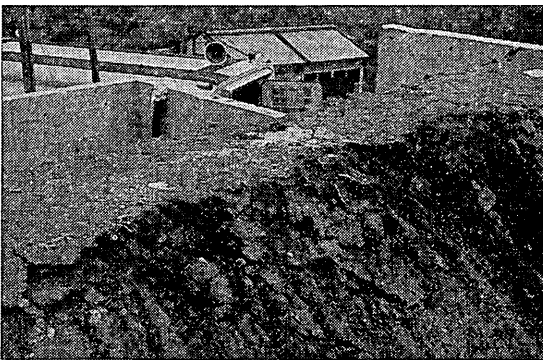


写真-4c 破壊加振試験中の天端 (Test 12)



写真-5 加振後の堤体全景

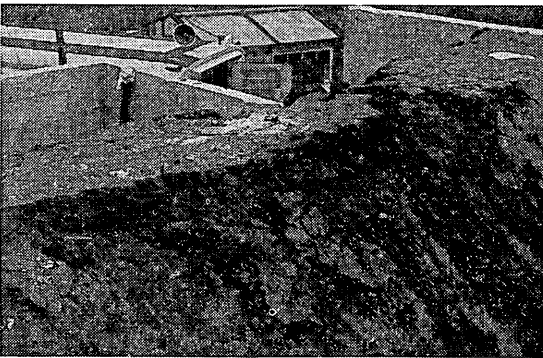


写真-4d 破壊加振試験中の天端 (Test 12)



写真-6 堤体内の沈下量の測定

ど顕著ではなかった。

(c) 堤頂と内部での高さの減少

表-6には定起振力加振および破壊加振試験後の堤頂の沈下量を示してある。測定箇所は側壁から10cm内側である。この地点では天端の崩落がなかったため、得られた値は振動によって堤体が締め固められたことによる沈下量を示している。中心部では加振実験終了後にしか測定できなかったとはいえ、端部におけるよりかなり大き

表-6 堤頂の沈下量 (側壁付近)

単位: cm

	Test 11	Test 12
5ton 加振後	0.9	0.2
10ton 加振後	2.9	1.7
破壊加振後	6.9	5.3
同上, 中心部の値	13.0	18.0

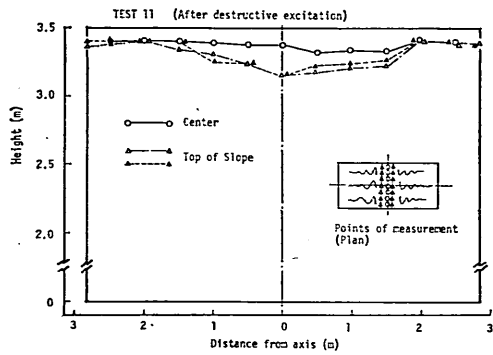


図-14a 振動後の堤頂の変形

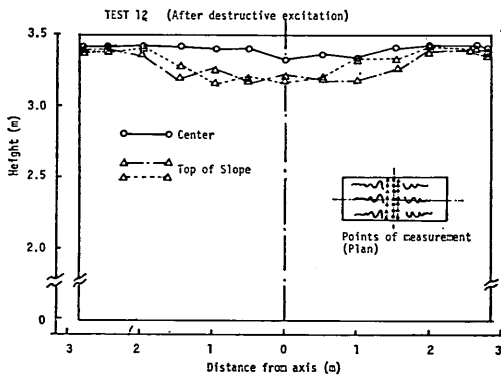


図-14b 振動後の堤頂の変形

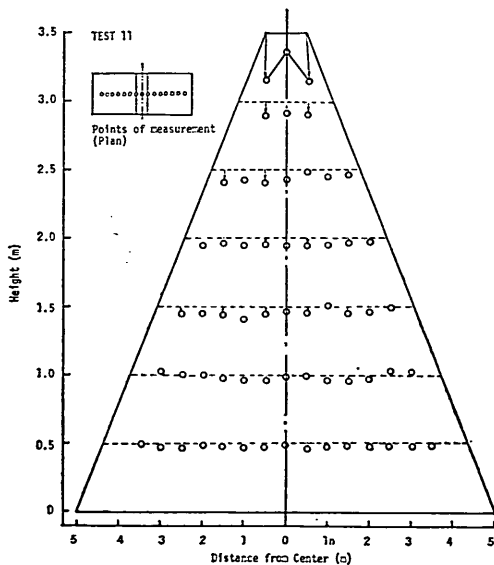


図-15a 振動による堤体内の変化

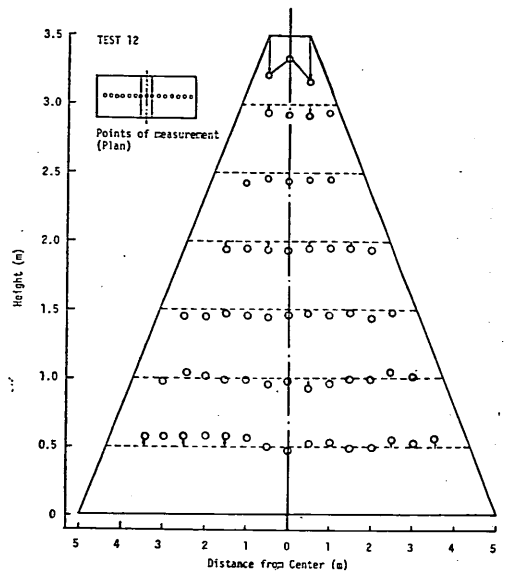


図-15b 振動による堤体内の変化

な値となっている。図-14a, b は天端の高さの変化を堤軸中心と両法肩で測定したものである。写真-6に示したように堤体中に敷いた白色砂の高さの変化から、内部の沈下量を測定した結果が図-15a, bである。測定精度に問題はあるが、内部の沈下状態のおよその傾向を把握することは出来ると思われる。

4. 円形すべり法による安定解析

4.1 震度分布を考慮した円形すべり法

盛土や斜面の安定を考える際、実用的で最も一般に採用されている方法は、土中にすべり面を仮定してすべり面上の土塊がすべり落ちるか否かを判定する方法である。ここでは前報にひき続きすべり面を円弧と仮定する円形すべり法によって、盛土構造物としての堤体の安定性を検討する。一般に安全率は土のせん断強さとすべり円弧面に沿って生じるせん断応力の比として表わされ、すべり円の中心に関して作る転倒モーメントと抵抗モーメントの比として計算される。地震という動的現象の影響は震度法の併用によって静的な問題として取り扱うことができる。これはすべり面上の土塊に加わる力として地震慣性力を加味するもので、解析上の労力を非常に節減できるという利点がある。現在港湾建設の分野では、地域、地盤および構造物の重要度に応じて設計震度を定め、構造物に一律な値を適用しており⁶⁾、その他農薬用ダム、鉄道盛土等の堤状構造物に対しても同様一律な

震度を考慮したすべり面法が採用されている^{7),8)}。土構造物として大規模で地震による動的影響をより強く受けると思われるアースダム、フィルダムの耐震規定でも⁹⁾震度は構造物全体に一樣に分布するとしている。しかしダムの地震時の挙動の観測や模型実験の結果から、頂部では底部に比較していちじるしく振動が増幅されていることが解り、設計震度を高さに応じて変化させる事が考えられはじめています。著者らは、前報で述べたように海岸堤防のように高さの低い盛土構造物でも、頂部ではかなり著しい加速度の増幅があることを実物大の砂質堤体の振動実験によって知ったが、今回の粘着成分を含んだ土による同様の実験からはその傾向がさらに著しいことが解った。それ故、ここに動的応答の影響を加味する意味で、堤体の各点の実測値から求めた震度を円形すべり法に適用して地震時の安定解析を用ない、従来のように震度が一樣に分布している場合との比較を行なった。

円形すべり法による安全率は(3)式によって表わされる。これは分割法と呼ばれ、すべり土塊の形や土質条件が一樣でない場合に効果的な方法である。計算は港湾技術研究所設計基準部にある電子計算機 TOSBAC 3400 を用い、現在業務用として活用されている「チェボタリオフ法による円形すべり安定計算プログラム」に依った。このプログラムでは地震力による水平方向の慣性力が転倒モーメントのみに関し、抵抗モーメントを増減させる項、すなわち(2)式において右辺分子の $e \cdot \sin \theta$ は無視されている。

$$F = \frac{\sum [\gamma_t \cdot A (\cos \theta - e \cdot \sin \theta) \tan \phi + c \cdot l]}{\sum \gamma_t \cdot A (\sin \theta + e \cdot \cos \theta)} \dots\dots(3)$$

- ここに F: 安全率
- φ: 土の内部摩擦角
- c: 土の粘着力 (ton/m²)
- γ_t: 土の単位体積重量 (ton/m³)
- A: 分割片の面積 (m²)
- θ: 分割片底面の平均傾斜角
- e: 水平震度
- l: 分割片底面の長さ (m)

なお3章で示したように堤体の挙動は3次的に考えねばならない面もあるが、ここでは中心部にのみ注目して慣用の2次的手法によって計算している。

4.2 計算条件

(1) 土質定数

計算に採用した堤体の強度定数を表-7に示す。3.1で述べたように湿潤密度は築堤時の測定結果から求め、内

部摩擦角と粘着力は三軸圧縮試験によって得たものであり Test 11, Test 12 の堤体はほとんど等しい土質条件であったので、計算には同じ値を用いることにした。

(2) 計算に用いた震度

安定計算は以下に示す4種類の震度分布状態について行なった。

- (i) 常時 (震度がゼロの場合)
- (ii) 一定震度分布 (振動台加速度による地盤震度が堤体全体にわたり一樣に作用する場合)
- (iii) 最大震度分布 (堤体内の各層で記録された最大加速度から震度を求める場合)
- (iv) 位相を考慮した震度分布 (ある瞬間に堤体内の各層に実際に発生した加速度から震度を求める場合)

図-4に示したように堤体内には50cm厚の層ごとに加速度計が埋設してあるから、各層の下面で得られた値がその層内では一樣に作用していると見做して震度分布を求めた。安定計算には堤体が出来ただけ危険な状態にある場合を想定し、表-5に示した共振時における震度を用いることにした。これらは図-11および図-12の記録を震度としたものであり、数値は表-8および表-9に示してある。

表-7 安定計算に用いた土の強度定数

	湿潤密度 γ _t (ton/m ³)	内部摩擦角 φ(°)	粘着力 C(ton/m ²)
Test 11	1.31	15.83	1.10
Test 12			

4.3 計算結果

円形すべり法により求めた安全率は表-8, 9にまとめて示した。表-9では位相角が0°~150°の間について30°毎に値を表わしているが、ここには更に180°異なる180°~330°の間も含めて、安全率が小さくなる方の震度分布が示されている。震度分布の相違による安全率の変化をよりはっきり観るために、図-16には計算より求めた安全率と震度の関係を示した。図中には前報で述べた砂質土堤の中で本稿の砂質粘土堤と断面形状の等しい Test 10 における計算結果を参考のために示してある。位相差を考慮した震度分布から求まる安全率については、一周期に変化する範囲を示した。図-17には堤体の常時における臨界円の位置と安全率のコンターを示してあるが、図中の番号〔1〕~〔3〕は計算の便宜上設定したすべり円の通過点であり、表-8, 9中の通過点に対応する。図-18a~fには各種の震度分布による計算結果の

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算（第2報）

表-8 安定計算結果

実験名	震度分布	加振条件	振動数 (Hz)	震度							すべり円の中 心座標		半径 (m)	通過点	安全率			
				3.0m	2.5m	2.0m	1.5m	1.0m	0.5m	0.0m	X(m)	Y(m)						
Test 11	常時											504.	505.	4.47	3	2.313		
	一定震度	5ton	6.06 9.26									.018 .032	504. 504.	505. 504.50	4.47 4.47	3 3	2.256 2.214	
		10ton	4.90 9.09									.027 .072	504. 504.	505. 504.50	4.47 4.47	3 3	2.229 2.101	
	破壊	4.69 5.73										.077 .171	504. 504.	505. 504.50	4.47 4.47	3 3	2.088 1.865	
		5ton	6.06 9.26	.220 .414	.158 .111	.119 .054	.066 .089	.035 .081	.020 .062				.018 .032	504. 504.	504.50 504.50	4.47 4.47	3 3	2.141 2.082
	最大震度	10ton	4.90 9.09	.333 .262	.244 .341	.181 .244	.102 .190	.059 .124	.044 .100				.027 .072	505. 505.	506.38 506.38	6.33 6.33	3 3	2.047 1.896
		破壊	4.69 5.73	.653 1.029	.344 .519	.236 .358	.136 .321	.092 .236	.075 .187				.077 .171	504. 505.	504.50 506.38	4.47 6.33	3 3	1.877 1.590
	Test 12	常時											504.	505.	4.47	3	2.313	
		一定震度	5ton	6.58 9.69									.009 .032	504. 504.	504.50 504.50	4.47 4.47	3 3	2.284 2.214
			10ton	5.54 9.51									.031 .072	504. 504.	504.50 504.50	4.47 4.47	3 3	2.214 2.101
破壊		5.56 7.01										.103 .209	504. 504.	504.50 504.50	4.47 4.47	3 3	2.021 1.788	
		5ton	6.58 9.69	.196 .343	.117 .111	.082 .041	.062 .055	.034 .052	.029 .056				.009 .032	504. 504.	504.50 504.50	4.47 4.47	3 3	2.164 2.126
最大震度		10ton	5.54 9.51	.387 .268	.248 .312	.164 .272	.103 .249	.054 .129	.033 .108				.031 .072	505. 505.	506.38 506.38	6.33 6.33	3 3	2.036 1.866
		破壊	5.56 7.01	.734 1.125	.323 .699	.289 .526	.205 .474	.152 .322	.126 .277				.103 .209	505. 506.	506.38 508.38	6.33 8.40	3 3	1.780 1.428

(座標および通過点は図を参照)

表-9 安定計算結果 (位相を考慮した場合)

実験名	加振条件	振動数 (Hz)	位相 (°)	震 度								すべり円の中 心座標		半 径 (m)	通過点	安全率
				度								X(m)	Y(m)			
				3.0m	2.5m	2.0m	1.5m	1.0m	0.5m	0.0m						
Test 11	破 壊	4.69	0	.525	.229	.086	.019	.035	-.065	-.077	505.	506.38	6.33	3	2.223	
			30	.649	.327	.185	.084	.021	-.037	-.067	505.	506.38	6.33	3	2.053	
			60	.599	.337	.233	.126	.056	.001	-.039	505.	506.38	6.33	3	1.976	
			90	.388	.256	.220	.135	.085	.038	.000	505.	506.38	6.33	3	1.992	
			120	.074	.108	.147	.107	.091	.065	.039	504.	504.50	4.47	3	2.069	
		150	-.261	-.070	.035	.051	.073	.075	.065	504.	504.50	4.47	3	2.183		
		0	.885	.469	.189	-.017	-.044	-.150	-.171	503.25	509.38	7.60	3	2.025		
		30	.503	.517	.315	.146	.078	-.074	-.148	505.50	507.38	6.33	3	1.959		
		60	-.013	.427	.358	.269	.179	.022	-.086	505.	506.38	5.34	3	1.908		
		90	-.526	.222	.304	.321	.232	.111	.000	504.	504.50	4.47	3	1.904		
		120	-.897	-.042	.169	.286	.223	.172	.086	504.	504.50	4.47	3	1.955		
		150	1.029	.295	.011	-.175	-.154	-.185	-.148	503.	509.63	7.69	3	2.230		
		0	-.609	-.162	.000	.036	.123	.111	.103	504.	504.50	4.47	3	2.180		
		30	.732	.280	.144	.070	-.062	-.066	-.089	505.	506.38	6.33	3	2.133		
		60	.659	.323	.250	.157	.016	-.004	-.052	505.	506.38	6.33	3	1.975		
90	.409	.276	.289	.202	.089	.059	.000	505.	506.38	6.33	3	1.922				
120	.050	.161	.250	.193	.139	.107	.052	504.	504.50	4.47	3	1.947				
150	-.323	-.001	.144	.132	.151	.126	.089	504.	504.50	4.47	3	2.023				
Test 12	破 壊	7.01	0	-.099	.649	.272	.280	-.106	-.176	-.209	503.75	506.25	5.30	3	2.152	
			30	-.646	.431	.461	.433	.060	-.046	-.181	504.63	504.63	5.58	3	2.023	
			60	-1.020	.099	.526	.471	.210	.097	-.105	504.	504.50	4.47	3	1.917	
			90	-1.121	-.261	.450	.383	.303	.214	.000	504.	504.50	4.47	3	1.882	
			120	.921	.550	-.254	-.191	-.316	-.273	-.105	501.	506.25	3.88	3	2.193	
150	.474	.692	.010	.051	-.244	-.260	-.181	502.	507.63	5.63	3	2.232				

(座標および通過点は図を参照)

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算 (第2報)

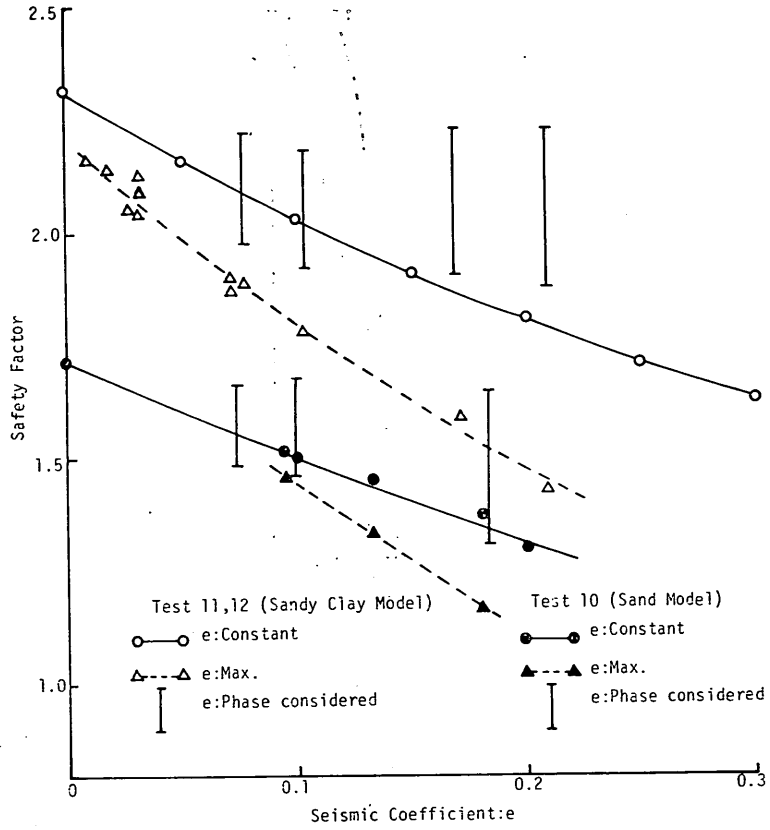


図-16 安全率と震度の関係

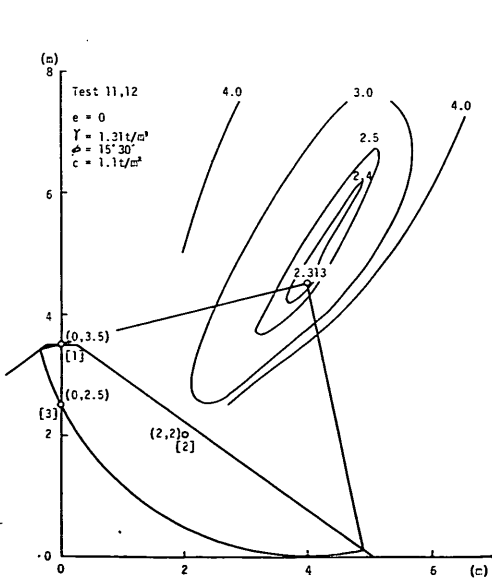


図-17 安定計算結果 (Test 11, 12) 常時

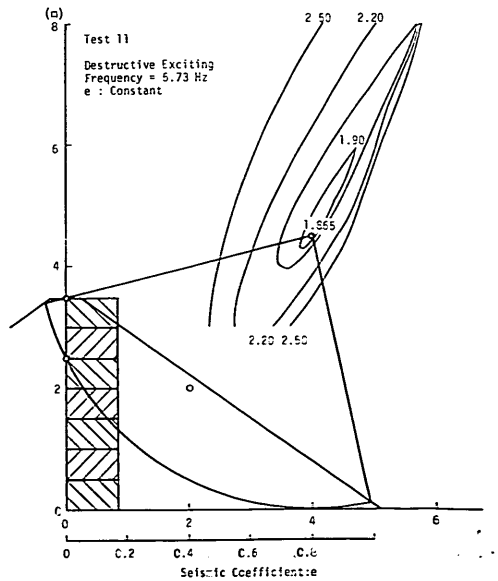


図-18a 安定計算結果 (Test 11) 一定震度分布

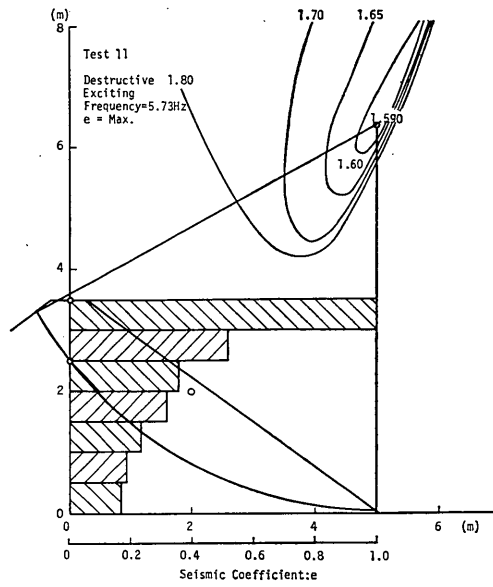


図-18b 安定計算結果 (Test 11) 最大震度分布

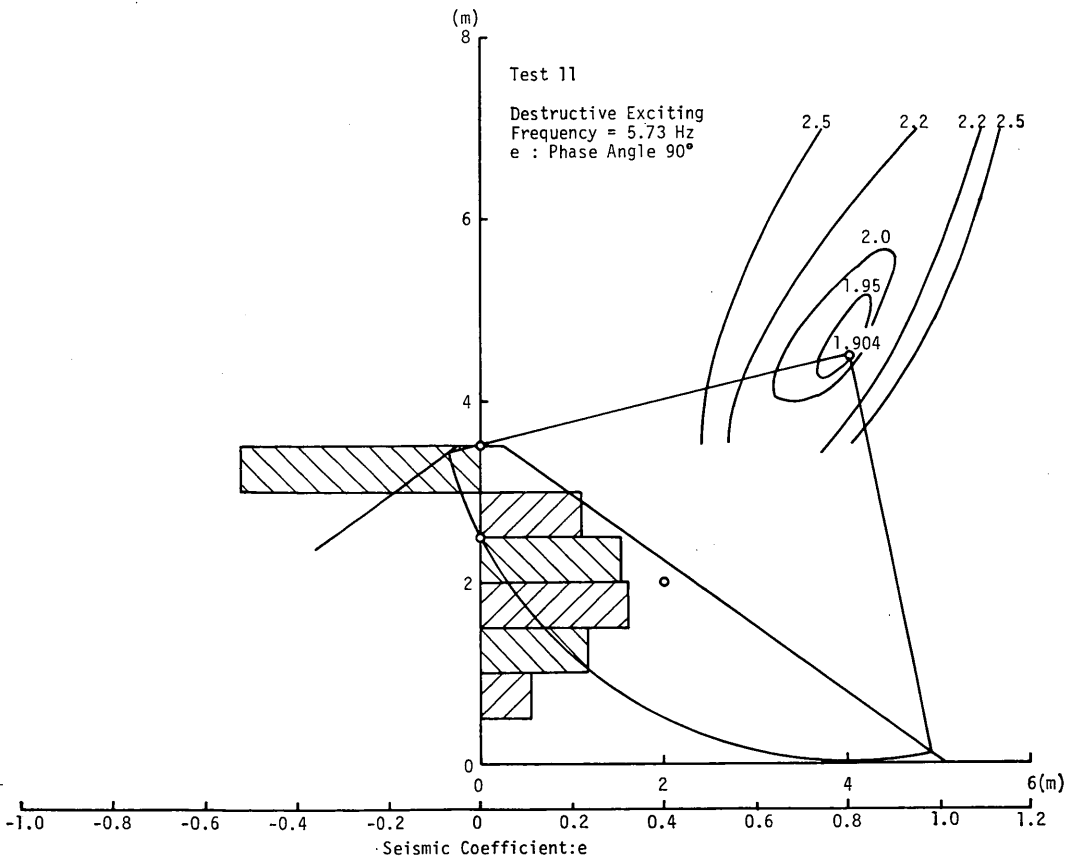


図-18c 安定計算結果 (Test 11) 位相差 90°

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算（第2報）

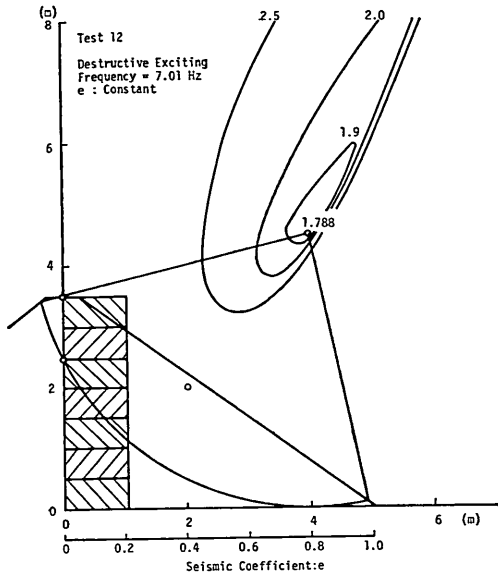


図-18d 安定計算結果 (Test 12) 一定震度分布

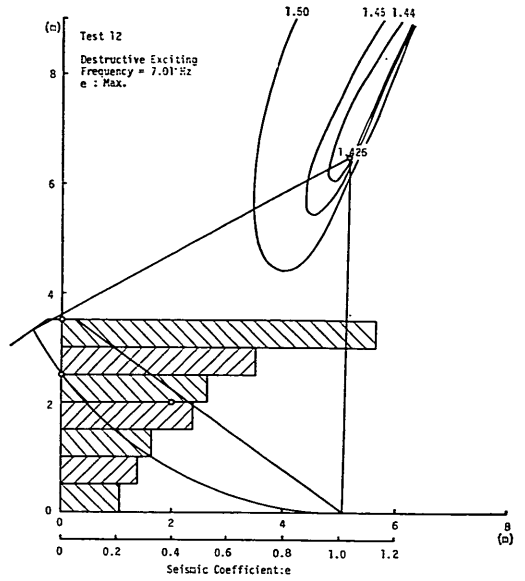


図-18e 安定計算結果 (Test 12) 最大震度分布

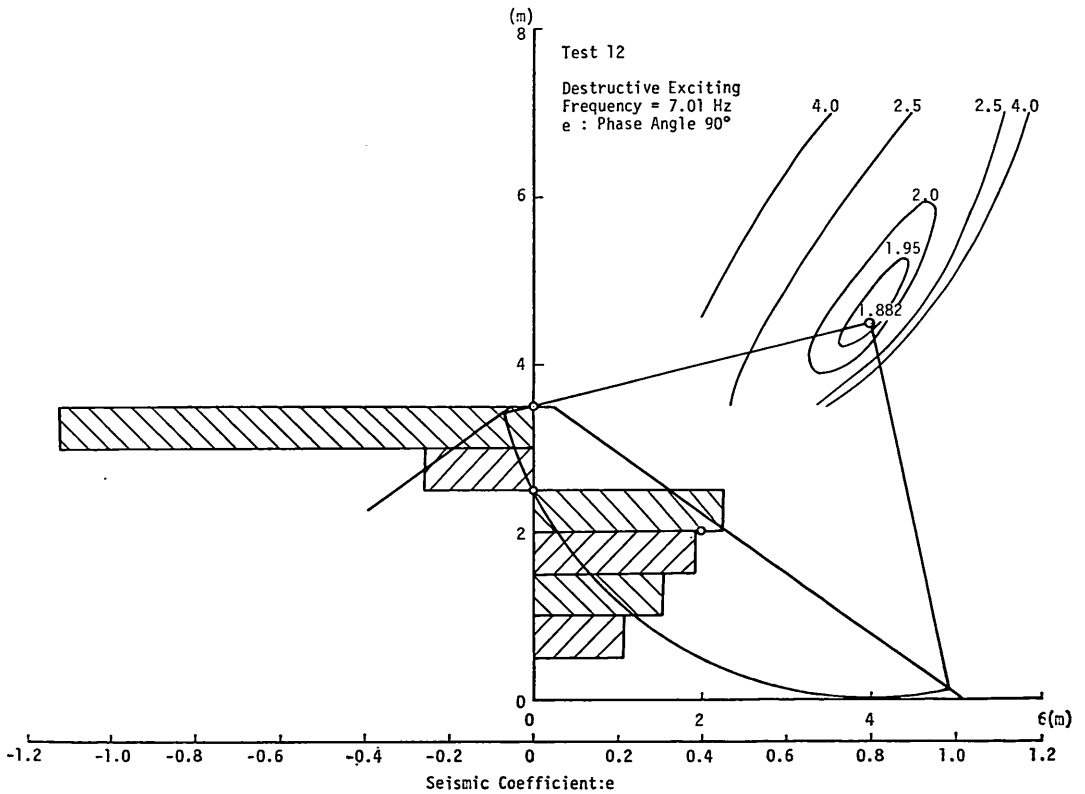


図-18f 安定計算結果 (Test 12) 位相差 90°

代表例を示した。

5. 考 察

5.1 堤体の振動

3.3(2)で述べたように、砂質粘土でできた堤体はその振動性状が側壁に強く影響されているので、これを単純なせん断振動体としてモデル化しても十分な精度が得られないようであることが解った。せん断波の伝播速度から求めたせん断剛性率を用い有限要素法によって堤体の振動モードを求めてみると、せん断振動と見なせる1次モードの他に上下方向、回転の2次、3次モードが認められたし、側壁を支持端とする運動も考えられる。これらの事項を念頭に置き、以下に堤体の加速度応答について考察する。

(a) 堤頂の加速度応答

土の応力・ひずみ関係は一般に軟化型の非線型特性を持ち塑性変形も著しいとされているので、土構造物の地震応答は地盤での加速度が増大するにつれ地盤加速度に対する上部での加速度の倍率、すなわち応答倍率が減少すると考えられている。それ故、たとえ微小振動に対する応答倍率が非常に大きなものであったとしても、大振動に対しては地震エネルギーを土構造物内で吸収してしまうので小さな応答倍率となって、心配するほどの事態にはならないと言われている。ここでは台加速度が定起振力加振時に100gal程度、破壊加振時にはTest 11, 12で各々190, 245galという比較的大きな値が得られているので、大振動のもとの応答特性を知る上で有効な資料が得られたと思われる。

図-9a, bに示したように、堤頂部での加速度は非常に大きな値となっている。特に破壊加振時にはTest 11で2,700gal, Test 12で2,500galの最大値が記録されており、前報における砂質土堤での最大値が1,500galであったのと比較するとずっと大きな値といえる。加速度応答倍率についてみると、図-10a, bに見るように幾つかのピークが認められ、この点に関して砂質土堤の応答曲線とは著じるしく異っている。オシログラフに記録された加速度波形をみると、頂部での波形はかなりひずんでおり、振動台での波形と異なった様相のものであった。3.3(3)で述べたように堤体の振動性状は今回の実験で測定した振動数の範囲でも三次元に亘る幾つかの共振振動数を持っていると推察されるが、水平加速度だけしか記録していないので本稿では水平加速度にのみ言及するものとする。表-3.4のように応答曲線から主要なピークを選んでみると、共振振動数は起振力の増大と共に

減少する傾向がみられる。これは加速度レベルの増大と共にせん断ひずみが増大し、土の軟化型強度特性によりせん断剛性率が低下したことを示している。しかしピーク時の応答倍率と起振力との間にはこのような特別な傾向は認められない。共振時の応答倍率はその構造系の減衰定数によって定まり、一般には砂質堤で得られたようにひずみの増加と共に応答倍率が低下し減衰定数が増大するのであるが、表からそのように解釈することは難しい。応答倍率はいずれも10以上であり、特に破壊加振の場合をみると台加速度が数100gal以上であるから、これは大地震時でも堤体の地震応答は顕著で頂部の振動は非常に大きくなることを意味している。

(b) 鉛直方向の加速度分布

3.3(4)に示したように、堤体内に生じた水平加速度の鉛直方向の分布状態を調べると、各地点での最大値の間には著じるしい位相差が認められる。図-8に示したように同一高さにおける堤体中心部と斜面付近ではいくぶん値が異なるとはいえ、図-12に示した堤体の半周期の振動性状を見るかぎりでは各々せん断振動体の一次、二次モードのようである。実在の海岸堤防と本実験で用いられた模型と比較すれば、前者の土の方が締め固められて剛な構造物である可能性が大きい。それ故地震動の振動数成分のほぼ上限と思われる10Hz以下に二次以上の共振振動数が表われるかどうかは別として、もしここに見られるような二次モードが卓越すると、構造物の安定解析における震度の決定には加速度の位相差を考慮せねばならないことになる。

5.2 堤体の破壊と安定解析

(1) 堤体の変形

前報における砂質土堤と異なり本稿で述べる堤体は粘着成分を多く含んでいたため、著じるしい動的応答を示したにもかかわらず振動によって大きな塑性変形や明瞭なすべり面を持つ破壊は発生しなかった。しかし堤頂部では沈下や法肩の崩壊現象が見られたので、以下に変形・破壊に関する考察をする。

3.3(5)に述べたように、堤体側面は振動中も側壁と密着しており、観測用ガラス窓における白線からはんのわずかに沈下と振動方向への変形が認められたにすぎず、すべり、もしくはそれに近い大きな塑性変形は起きていない。図3-10によって堤体内部の様子を推察すると、堤体中心部では頂部を除いてわずかに全体的沈下が見られるが、すべり破壊を示唆するような白線の変化は認められない。表-2に示した加振前後の土の単位体積重量の平均値はほとんど変化しておらず、図-6に示した貫入抵抗

値も加振後に心もち増加傾向にあるようであるが顕著ではない。砂質土堤の場合には200~300galの台加速度を受けると締め固められるようになり、堤体中の砂粒子が振動を受け再配列すると考えられたが、砂質粘土堤ではこのような振動の効果は無かったと言える。

堤頂部の高さの減少は主として法肩や表層の崩れ落ちによるものであったので、次に堤体表面の変化について述べる。台加速度が約50galになると中心部の法肩が僅かに崩れる程度で顕著な変化は見られなかったが、台加速度が70galで頂部では1,000galを記録した時、天端と斜面上部に多数の亀裂が認められた。天端は側壁を支点とする梁のように振動し、1~3次のモードが肉眼でも観察された。堤体表面の土は厚さ約10cmの塊状となって法肩から順次崩れ落ちてゆき、最終的には台加速度275gal、堤頂加速度2,500galに達すると、天端は両端を除き全面が崩れている。斜面では上部の天端近くで土塊の剝離が起ったが、その他では多数の亀裂をみるに止まり、砂質堤に比べ表面の変化は少ないと言える。しかし加振後の天端高さの減少は中央部で堤高の約5%に相当したから、実在の構造物に生じた場合を想定すると無視できない量と考えられる。

(2) 円形すべり法による安定計算

(a) 安全率と震度の関係

破壊加振実験において台加速度が最大となるので、堤体の安定性が最も小さいこの場合について考察する。堤体の常時安全率は2.3であるからかなり安定度の高い構造物と判断されよう。現行設計で行なわれているように堤体全体に地盤加速度と等しい一定の震度を分布させた場合を考えると、図-16に示されるように、震度0.1, 0.2, 0.3に対して安全率がそれぞれ12, 22, 30%低下する。この値は砂質土堤の場合とはほぼ等しい。

次に、堤体の各層で得られた最大加速度と重力の加速度の比を震度として分布させた場合では、堤体上部で著しく加速度が増幅されるので、当然の事ながら安全率は一定震度分布の場合より小さく、その低下の割合は更に著しく、震度0.1, 0.2に対し安全率はそれぞれ23, 36%小さくなった。地盤の加速度や振動数が変わると堤体の応答も異なるのだが、図-16中では安全率の低下が破線で示されるように一定の傾向を持っている。

堤体の振動性状を更に震度法による安定計算法の中に反映するために、堤体振動の位相を考慮してみる。図-16によると、破壊加振試験時における安全率には位相差の影響が明らかに表われている。位相差を考慮した震度分布による一周期の最小安全率は、堤頂の応答曲線より

求めた一次共振時には最大震度分布による場合に近い値を示すが、同様にして求めた二次共振時では加速度の作用方向が堤体内の上部と下部で逆となるので安全率が増大し、一様震度分布による値よりも大きくなっている。それ故ここに示された限りでは、たとえ台加速度が大きくとも振動数が二次共振振動数に近い場合には、すべり破壊に対する安全率は一次共振時の値と比較してあまり減小しない。

(b) すべり円の位置

図-17aによると、常時の臨界すべり円の位置は法先崩壊に近い深い円弧となっている。図-18a, dによると一定震度を分布させた場合も、円弧の位置は常時と同一である。図-18b, eのように上部の震度が大きくなると、下部より上部の面積の大きな、いくぶん浅いすべり円が臨界円となっている。この場合、震度の非常に大きな堤頂付近だけがすべるようにも考えられるが、ここではそのような円弧は最小安全率を与えていない。位相差を考慮した場合でも、図-18c, fに見られるように、深いすべり円が臨界円となっており、堤頂部だけの小さなすべりは比較的安定だという結果である。

以上の円形すべり法による安定計算結果をみると、堤体の一次固有振動数に近い地盤振動が作用した場合には、堤体の動的応答効果が安全率の低下に大きく影響し、円形すべり法による安定計算に用いる震度分布として最大震度を使用すべきである。しかし、地盤振動の振動数が堤体の二次振動数に近ければ、たとえ堤体の上部の加速度が大きくとも斜面全体の安定性はあまり減少せず、堤体に一律の震度を作用させた安全率を用いても良いことが示された。又、大加速度を受ける堤頂部分だけがすべるのではなく、斜面全体にわたる大きなすべり円が臨界円となることがわかった。

なお、本実験における主目的の一つは、すべり破壊に対する円形すべり計算法の適用性の検討であった。しかし今回の実験では、振動により堤頂法肩の崩れ落ちや斜面上の著しい亀裂のような局部的破壊が発生したとはいえ、斜面全面に及ぶすべり現象はみられなかった。一方、安定計算によると、得られた最小安全率は1以上で、計算上では安全な構造物とみなせるが、ともあれ、すべり破壊が発生しなかったということから、計算法とすべり破壊との定量的比較に関する成果は得られなかったといえる。

今回の振動実験によって、砂質粘土堤体が大きな地盤加速度を受けたときの挙動を把握することができたが、ここに得られた結果を実在構造物にあてはめるにあつ

ては、次の点を念頭に置く必要があると思われる。まず、地盤振動の波数に関しては、実際の地震では最大級の振動の波は限られているのに対し、実験では大加速度が連続的に加えられている。それ故、実験結果の方が実際の場よりずっと多くの繰返し外力を受けていることになる。次に、側壁の拘束効果は堤体振動に大きく影響していたので、实在堤体のように長大な構造物では、動的応答が更に著しくあらわれる傾向にある。堤体の固有振動数については、实在堤防の土の方が模型のそれより締まっていると思われるので、そのせん断剛性率も大きく、従って固有振動数も大きい。コンクリート被覆も堤体の剛性を増す傾向にある。その反面、模型における側壁の拘束効果は固有振動数を大きくするよう作用する。地盤条件の相違として、ここで報告した堤体はコンクリートの振動台で支持されているが、实在の堤防はコンクリートよりはるかに軟かい地盤により支持されている。それ故、地盤から堤体に与えられたエネルギーが再び地盤に逸散する割合が实在堤防の方に大きく、その結果振動が小さくなる傾向があると思われる。このように、实在構造物と模型の間の条件の相違がそれぞれの程度振動特性に影響をおよぼすのか、本稿では明らかにすることはできず、今後の問題として残された。

6. ま と め

実物大の模型を用いて砂質粘土堤防の振動実験を行なうとともに、その結果をすべり円法により安定解析することによって、強震を受けた時の海岸堤防の挙動と耐震性の判定にいくつかの資料を得ることができたので、以下に要約する。

- i) 堤体の振動は複雑で、一次元せん断振動モデルでは精度良く近似することは難しい。その固有振動数は、振動台加速度の増大と共に減少するが、応答倍率にはこのようにはっきりした傾向が見られなかった。
- ii) 2~10Hz の振動に対し、入力加速度が 275gal 以下の範囲で天端の加速度応答倍率は13~21であり、最大加速度は 2,700gal であった。
- iii) 275gal の振動台加速度が作用しても、堤体にすべり破壊や顕著な沈下現象は生じなかった。振動による被害の形態は、天端・法肩の崩落と斜面上の亀裂の発生である。
- iv) 堤体の振動応答倍率は大きいので、円形すべり法による安定解析において、堤体の一次固有振動数に近い地盤振動を受ける時には、堤体の振動応答を考慮して高さ方向に震度を増大させるのが合理的である。しか

し、地盤の振動数がさらに大きい場合には、地盤と等しい震度を堤体中に一様に分布させても良いと思われる。

7. あとがき

前報の砂質堤防にひき続き、海岸堤防の耐震性に関する調査・研究の一部として、実物大の砂質粘土堤防を用いた振動実験結果をとりまとめた。今後、堤体の振動特性に関してさらに詳細な検討が必要であるし、实在の海岸堤防に対して実施した振動観測の解析もされねばならない。模型実験・計算機によるシミュレーションの検討に加えて、実際の地震被害例の収集から耐震性判定の示唆を得たいと思っている。

今回の実験・解析を通じて痛感したことは、海岸堤防という、いわゆる土構造物には非常にむずかしい問題が多々含まれているという事である。これは土という力学的にやっかいな材料が主体となっていることに由来しているが、最近の Soil Dynamics の進展ぶりから、将来必ず問題解決の鍵が与えられることを期し研究を続けるつもりである。諸賢の御批判、御指導をお願いする次第である。

謝 辞

本研究は運輸省港湾局防災課より問題の提起を受け、主として海岸事業調査費により実験を実施した。運輸省第五港湾建設局設計室、同衣浦港工事事務所ならびに名古屋港工事事務所の各位には、実験の実施にあたり多大の御支援をいただいた。ここに関係各位に対し深く感謝する次第である。(1973年4月6日受付)

参 考 文 献

- 1) 土田肇, 野田節男, 倉田栄一: 海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算, 港湾技術研究所報告, Vol. 9, No. 2, 1970年6月, pp. 61~121.
- 2) 林聡, 宮島信雄, 山田通一郎: 振動記録処理装置について, 港湾技術研究所資料, No. 15, 1965年2月, pp. 1~25.
- 3) F.E. Richart, Jr., J.R. Hall, Jr., and R.D. Woods: Vibrations of Soil and Foundations, Prentice-Hall, Inc., 1970, pp. 152~156.
- 4) Hajime Tsuchida, Setsuo Noda, and Eiichi Kurata: Studies on Dynamic Behaviour of Embankments with Large Models, Proceedings of the 3rd Japan Earthquake Engineering Symposium, November 1970, pp. 445~452.

海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算（第2報）

- 5) Satoshi Hayashi, Hajime Tsuchida, and Eiichi Kurata: Acceleration Response Spectra on Various Site Conditions, Proceedings of the 3rd Japan Earthquake Engineering Symposium, November 1970, pp. 83~102.
- 6) 日本港湾協会：港湾構造物設計基準第2編第9章「地震力」，第5編第4章「斜面の安定」1967年4月
- 7) 農林省農地局：土地改良事業計画設計基準，第3部，第1編，1966年6月
- 8) 日本国有鉄道：建造物設計基準，1969年
- 9) 日本大ダム会議：改訂ダム設計基準，1969年