

港湾技術研究所報告

REPORT OF PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

第 5 卷 3 号

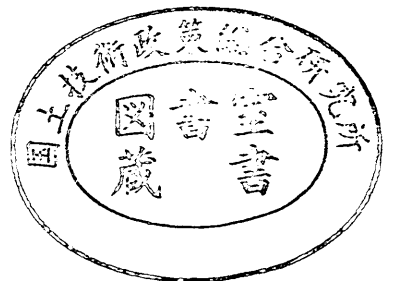
Vol. 5 No. 3

(通卷第 25号)

防潮堤の振動性状に関する研究.....福 内 大 正
宮 島 信 雄
山 下 生比古

1966年1月

運輸省港湾技術研究所



防潮堤の振動性状に関する研究

目 次

まえがき	2
1. 振動実験の概要	2
1.1 模型堤体	2
1.2 実験現場及び土質	3
1.3 振動実験	4
1.4 爆破による地動	7
1.5 弾性波探査	7
2. 振動実験の結果	8
2.1 主要動の周期	9
2.2 鉛直方向加速度分布	9
2.3 断面方向加速度分布	9
2.4 堤軸方向加速度分布	9
2.5 堤軸方向変位分布	12
3. 解析的考察	12
結 語	15
参 考 文 献	15

Vol. 5. No. 3

Studies on the Vibration Characteristics of Fill-Type Embankments

by **Hiromasa Fukuuchi** *
Nobuo Miyajima **
Ikuhiko Yamashita ***

Recently, many large earth- or rock-fill embankments have been constructed in Japan. And it is an urgent problem to establish a reasonable method of designing these structures to resist earthquake forces.

This would be more definitely explained by the following brief consideration. Firstly, the period range of main shocks of earthquakes in the harbour area in Japan could be estimated about 0.1 to 2.0 sec. Secondly, the natural period of vibration of a homogeneous and wedge-shaped fill-type embankment is given by Dr. Mononobe¹⁾ as follows:

$$T = 0.026 H \sqrt{\gamma / Gg}$$

in which T is the natural period of vibration of an embankment (sec), H is the height of an embankment (m), γ and G are the unit weight (kg/m^3) and the shear modulus (kg/cm^2) of a fill material respectively, and g is the acceleration of gravity (m/sec^2). Substituting $\gamma = 2,000 \text{ kg/m}^3$ and $G = 900 \text{ kg/cm}^2$ (these would be average values for γ and G respectively) into this equation yields

$$T \approx 0.012H$$

From this relation and the above mentioned period range of earthquakes, it would be concluded that the natural period of vibration of an embankment with the height beyond 10 m is just in this period range and hence there is the fair possibility of occurring the resonance during earthquakes. This is the reason why the problem of designing large fill-type embankments to resist earthquakes is immediately necessary.

From this point of view, a series of dynamic field tests were carried out to investigate the dynamic behaviour of model embankments. Also, the behaviours of homogeneous truncated wedges having visco-elastic properties under sinusoidal excitation are analyzed theoretically. Comparison of dynamic test results to the analytical results shows that both agree comparatively well.

* Former Director

** Former Chief, Earthquake Resistant Structure Laboratory

*** Research Engineer, Earthquake Resistant Structure Laboratory

防潮堤の振動性状に関する研究

福内大正

宮島信雄

山下生比古

まえがき

アースフィル、あるいはロックフィル形式の堤体は古来数多く造られているが、近年は特に堤高の大きなものが建設されるようになって来ている。しかしながら、わが国のごとき地震国において、このように大規模なフィル形式の堤体を建設するためには、その地震に対する安全性を検討する手段が確立されていなければならない。

今、堤体が地震動を受けた場合について考えてみるに、堤体の各部には加速度が作用し、この加速度は一般に、高さ方向に上部程大きくなるごとき分布を示す。この加速度分布の形式は主として堤体材料の性質、堤体の幾何学的形状、堤体の固有周期と地震の主要動の周期との関係等によって定まる。このうち、堤体の固有周期と地震の主要動の周期との関係は加速度分布の大きさに直接影響を与える。即ち、両者が接近するに従って加速度分布の大きさが大きくなる。地震の主要動の周期は地盤によっても異なるが、ここでは港湾地域を対象として0.1~2 sec程度と考えよう。一方堤体の固有周期に関しては物部¹⁾は均質な三角形断面の場合について、次のように固有周期の算定式を与えている。

$$T = 0.026 H \sqrt{\gamma / Gg}$$

ここに、 T は固有周期(sec)、 H は堤高(m)、 γ は堤体材料の単位体積重量(kg/m^3)、 G は剛性率(kg/cm^2)、 g は重力の加速度(m/sec^2)である。 $\gamma = 2,000 \text{kg}/\text{cm}^3$ 、 $G = 900 \text{kg}/\text{cm}^2$ として計算すると、

$$T \approx 0.012 H$$

となる。この式から分るように、堤高の低い場合には、上述した地震の主要動の周期と一致する可能性は小さいが、堤高が大きくなるとこの可能性が強まる。これが大規模な堤体の場合に、特に耐震設計法が問題とされる理由である。

フィル形式の堤体の力学的な性質の完全な解明は、土質力学、もしくは粒体力学の発展にまたねばならない

が、これにはかなりの時間を要するものと思われる。このような事情からここでは現行の耐震設計法である震度法を改善することを目的として、東京湾の第7号埋立地において、模型堤体の振動実験を行ない、その振動時の挙動を調べてみた。

1. 振動実験の概要

1.1 模型堤体

模型堤体の形状は三種類あり、各々の形状、寸法などを図-1に示す。断面の大きな方を L_1 、小さい方を L_2 、堤体の一端に法面をもたないものを L_3 とそれぞれ名付ける。

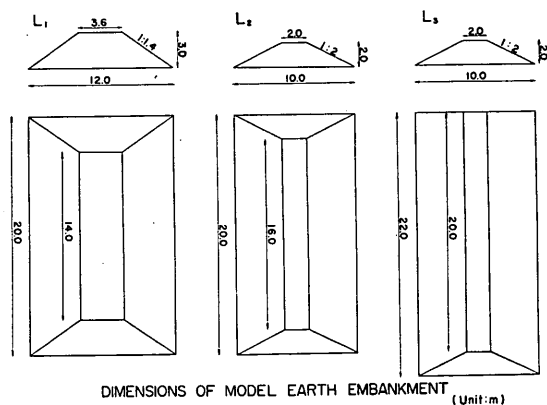


図-1

模型堤体の材料は現地の海砂及び関東ローム土の二種類で、前者をS、後者をCとそれぞれ略称する。 L_1 及び L_2 についてはS、Cの両方、 L_3 についてはSだけの合計五種類の実験を行った。各堤体についての実験を例えば形状が L_1 で材料がSであれば、 L_1-S のように呼ぶ。 L_2-S 、 L_1-C 、 L_3-S の築堤は出来上り層厚25cmずつを振動ローラーで締め固めると言う方法によった。 L_2-S 、 L_2-C の場合は L_1 を削って造ったが、埋込みの加速度計を配置し直すために、中央断面で掘削し、再び振動ローラーで締め固めた。後で述べる土質試験、弾性

波探査の結果から分るように、このようにして造った堤体は一部を除いては甚しく不均質なものはないようである。

1.2 実験現場及び土質

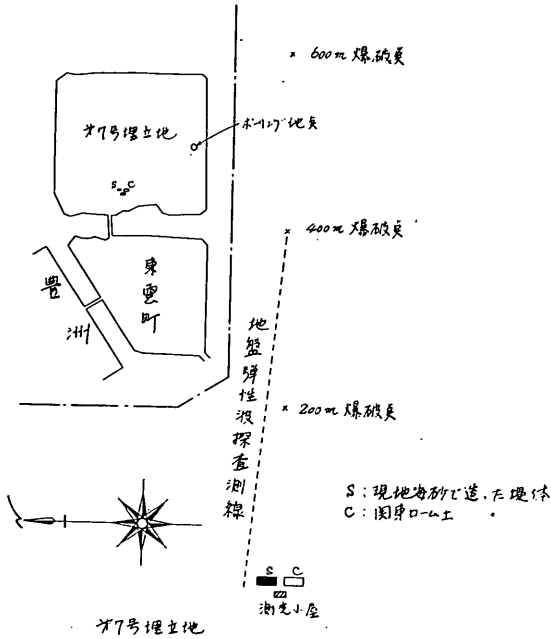


図-2

LOCATION WHERE N AND γ WERE MEASURED
Rectangular box shows the contours of model embankment crest.

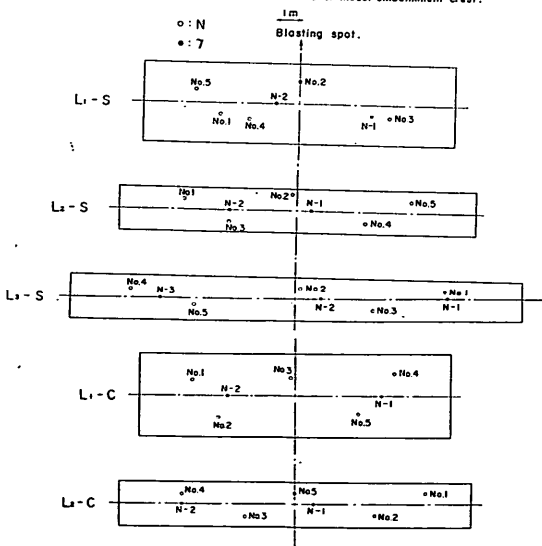


図-3

実験は東京湾7号埋立地において実施した。

7号埋立地は海底の浚渫土砂によって造成された土地であるため非常にゆるい砂地である。実験現場の概略を図-2に示す。

各堤体及び地盤について、標準貫入試験値(N)、単位重量(γ)、乾燥重量(γ_d)、含水比(w)、真比重(G_s)、相対密度(D_r)、最適含水比(o.m.c.)、等を測定し、別に S 及び C について粒度試験も行なった。各堤体の N 、 γ 等の測定位置を図-3に示す。土質試験結果の一覧を表-1に、 γ 、 w 及び N の分布を図-4、5に、粒度試験の結果を図-6にそれぞれ示す。このうち堤体材料の含

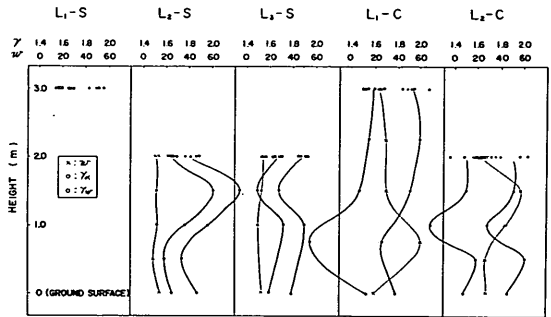


図-4

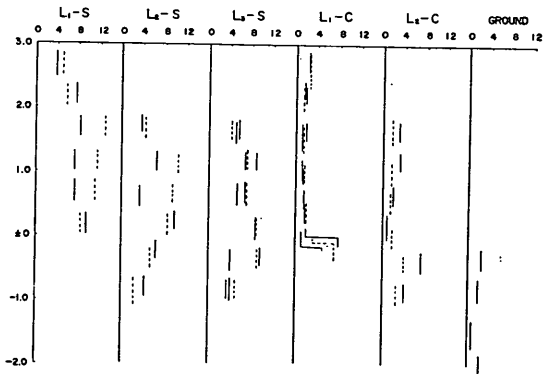


図-5

RESULTS OF MECHANICAL ANALYSIS

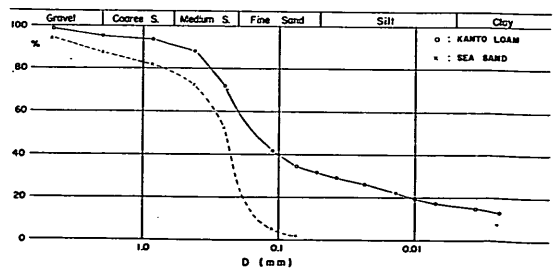


図-6

水比については、実験が長期間であったことと、降雨後晴天を待って直ちに実験を実施し、その晴天の続きの何日か後で土質試験を行なうと言った段取りであったため、

通常は堤体材料の含水比はもっと大きいものとする必要がある。

表一 堤体材料及び地盤の土質試験結果

	G_s	γ_{dmax} (g/cm ³)	γ_{dmin} (g/cm ³)	Optimum M.C. (%)
現地海砂	2.716	1.754	1.189	
関東ローム土	2.658			18.5

TEST No.	L_1-S	L_2-S	L_3-S	L_1-C	L_2-C	地盤	
γ_d (g/cm ³)	表面	1.58~1.69	1.53~1.69	1.62~1.70	1.50~1.68	1.36~1.67	1.4
	内部		1.58~2.0	1.49~1.73	1.03~1.54	1.16~1.58	
	平均	1.64	1.64	1.66	1.50	1.50	
w (%)	表面	13~15	11.4~14.0	12.7~14.3	22.8~25.2	18.1~31.4	
	内部		8.9~13.0	9.8~12.8	16.5~60	25.5~57.4	
	平均		12	12	30	35	
D_r	表面	0.77~0.92	0.7~0.92	0.83~0.94			
	内部		0.77~1.26	0.64~0.98			
	平均	0.853	0.853	0.885			
N		6~13	4~11	4~9	1~3	1~3	2
	平均	8	8	8	2	2	

1.3 振動実験

まず加振方法であるが、これは図一2に示すように堤軸に直角方向の地点におけるダイナマイト爆破によった。爆破点と堤軸との距離は200m, 400m, 600mの三種類とし、爆破点距離を増すと共に火薬量、爆破孔深度等も大きくした。

次に測定項目については、主として爆破点方向（断面方向）の加速度、変位を測った。

次に測定項目を列記しよう。

表一2 * A は加速度計, D は変位計, V は上下動変位計 // は断面方向測定, ⊥ は堤軸方向測定

実験名称	使用計器* (個数)	爆破距離 (m)	薬量 (kg)	爆破孔深度 (m)
$L_1-S-201$	A (18), D (8)	200	4.5	6.22
$L_1-S-202$	"	"	"	3.72
$L_1-S-401$	"	400	6.75	8.50
$L_1-S-601$	"	600	11.25	8.65

断面方向加速度の鉛直方向分布
断面方向加速度の断面方向分布
断面方向変位の堤軸方向分布
堤軸方向変位の堤軸方向分布
堤軸方向加速度の断面方向分布（堤体の表面上で測定を行なった）

他に上下動変位計を用いて、一部で上下動変位を測定した。

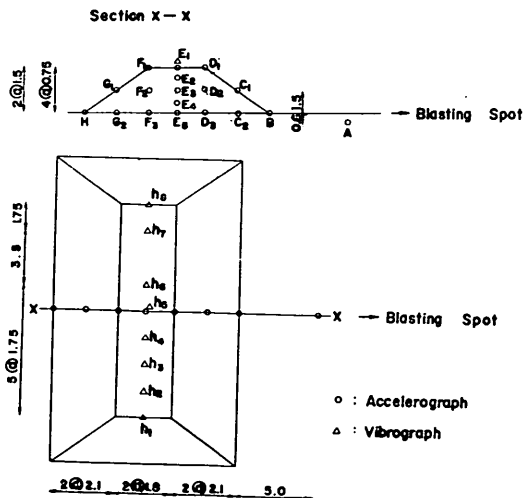
爆破、測定項目等の試験一覧を表一2に示す。

$L_1-C-201$	$A(18), D(8)$	200	4.5	6.10
$L_1-C-401$	"	400	12.0	7.15
$L_1-C-601$	"	600	22.05	9.35
$L_1-C-202$	$A(\text{斜}:16, \perp:2), D(\text{斜}:3, \perp:5)$	200	4.5	4.10
$L_2-S-201$	$A(18), D(8)$	200	4.5	6.07
$L_2-S-401$	"	400	12.0	7.15
$L_2-S-601$	"	600	22.05	9.35
$L_2-S-202$	$A(\text{斜}:16, \perp:2), D(\text{斜}:3, \perp:5)$	200	4.35	4.10
$L_2-C-201$	$A(18), D(8), V(2)$	200	4.5	6.35
$L_2-C-401$	"	400	12.0	5.80
$L_2-C-601$	"	600	22.05	6.60
$L_2-C-202$	$A(\text{斜}:16, \perp:2), D(\text{斜}:3, \perp:5), V(2)$	200	4.425	3.65
$L_3-S-201$	$A(18), D(8), V(2)$	200	4.5	4.76
$L_3-S-401$	"	400	12.0	4.40
$L_3-S-601$	"	600	22.05	4.79
$L_3-S-202$	$A(\text{斜}:16, \perp:2), D(\text{斜}:3, \perp:5), V(2)$	200	4.425	3.02

使用した加速度計，変位計は共に可動線輪型のもので，それぞれ 30c/s 及び 7c/s のガルバノメーターと組み合わせて用い，電磁オシログラフで記録した。加速度計変位計及びそれらと組み合わせたガルバノメーターの定数を表一 3 に示す²⁾。測点及び測点の名称は図一 7 (a) ~ (h) に示す通りである。

SCHMATIC REPRESENTATION OF ARRANGEMENT OF PICK UP

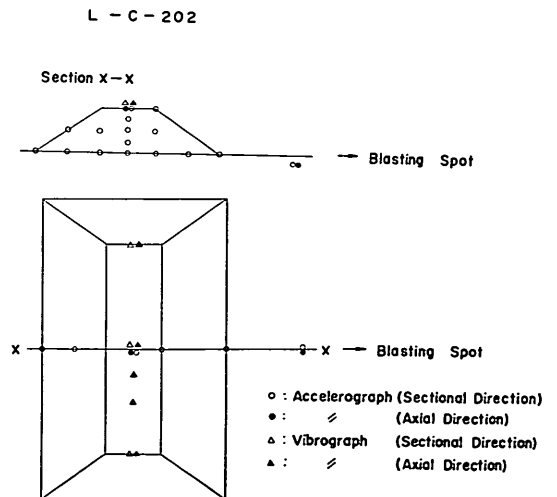
$L_1-S-201$ $L_1-S-401$ $L_1-S-601$ $L_1-S-202$
 $L_1-C-201$ $L_1-C-401$ $L_1-C-601$



(Unit: m)
 図一 7 (a)

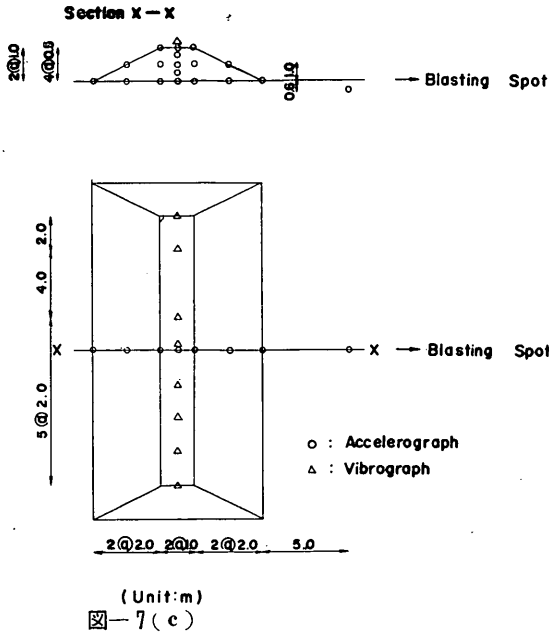
表一 3

	加速度計		変位計	
	換振器	電流計	換振器	電流計
固有振動 c.p.s	2	30	0.5	7
減衰係数	10	1	1	10
線輪抵抗 ohm	90	30	50	13
電圧感度 volt/kine	0.5		0.08	
電流感度 mm/ μ A		2		8



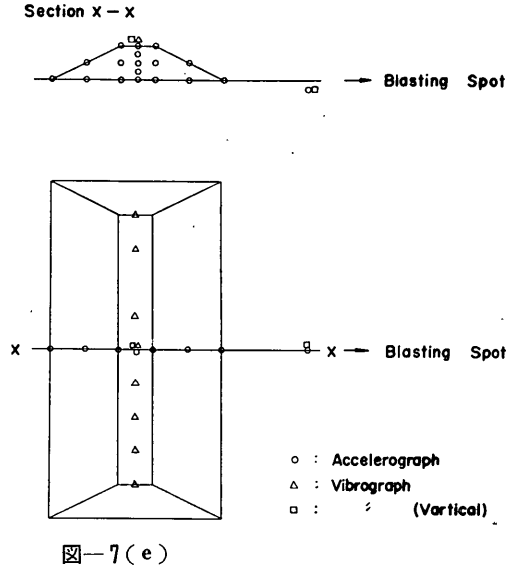
図一 7 (b)

L₂-S-201 L₂-S-401 L₂-S-601

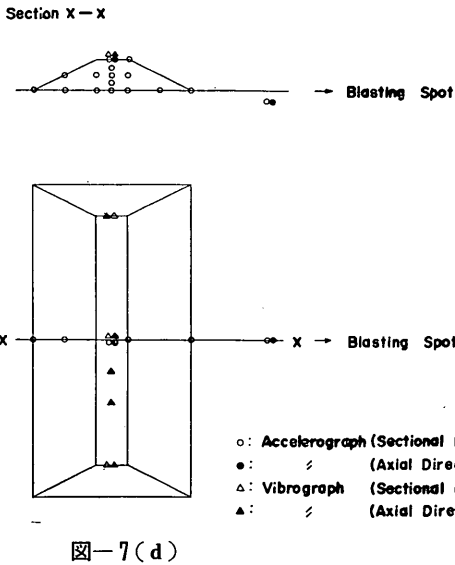


SCHEMATIC REPRESENTATION OF
 ARRANGEMENT OF PICK UP

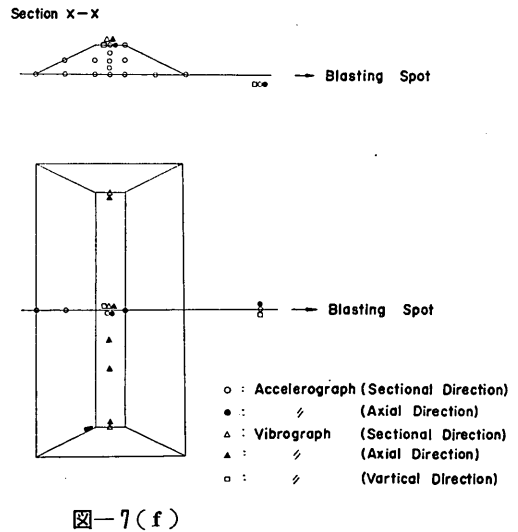
L₂-C-201 L₂-C-401 L₂-C-601



L₂-S-202



L₁-C-202



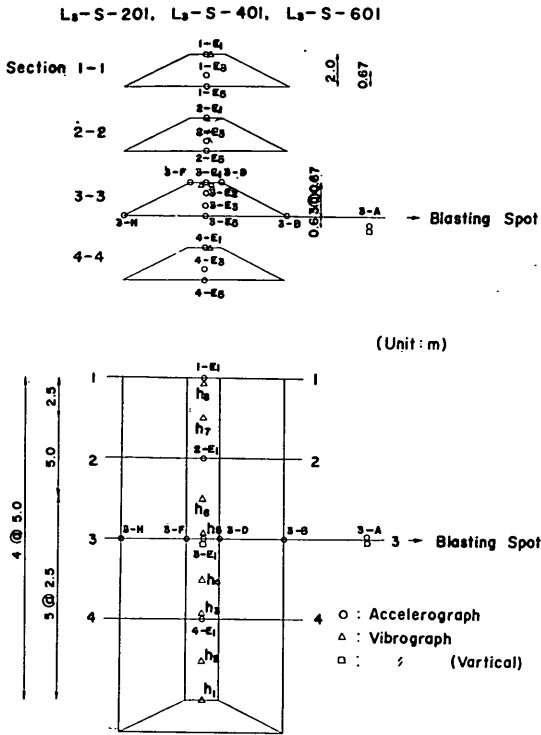


図-7(g)

1.4 爆破による地動

ダイナマイトの爆破によって地表及び模型堤体の各部分で記録された加速度あるいは変位の主要な部分は表面波である。記録の二、三の例を図-8に示す。加速度の大きさは、天端で得られた記録の最大値が17gal程度である。

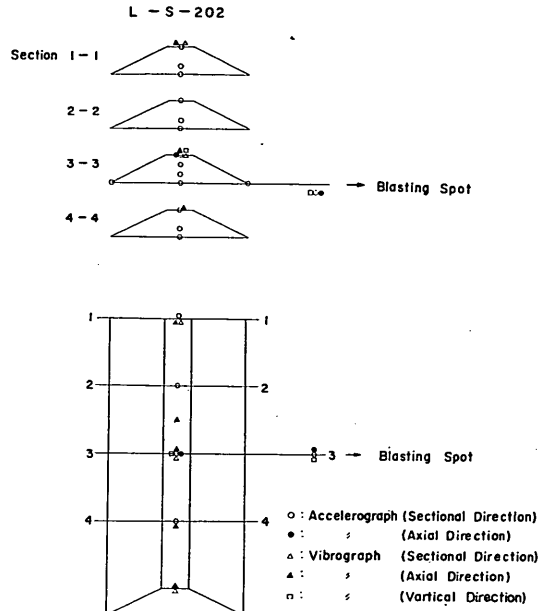


図-7(h)

1.5 弾性波探査

各模型堤体の天端及び地盤において弾性波探査を行い、堤体及び地盤の成層状態、弾性常数等を知る手掛りとした。堤体の弾性波探査は測線長 12.25m 乃至 17.25m、振子間隔 25cm である。地盤ではごく表層を調べるために、測線長 21.75m、振子間隔 75cm で行い、更にもっと深い所の状態を知るため測線長 425m、振子間隔 5m 及び 7m で行った。使用した計器は E.T.L. 社製 EV-5 型ピックアップである。

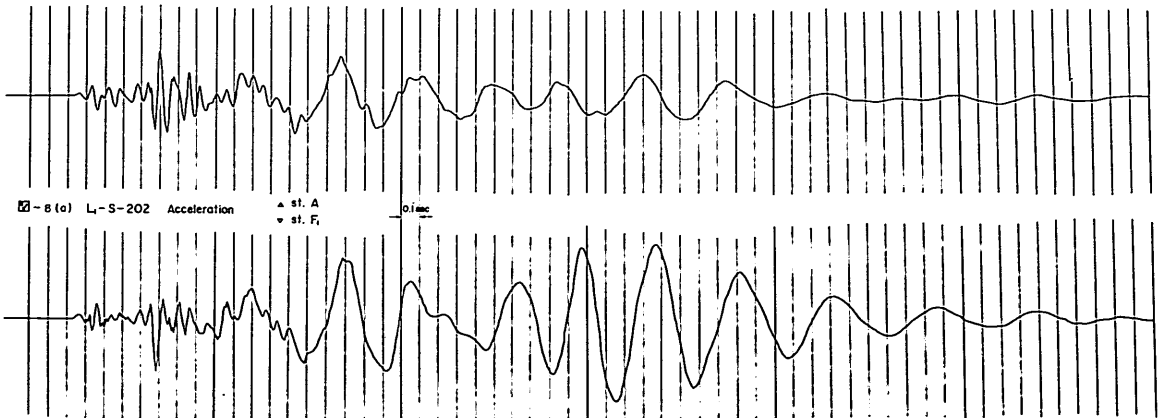


図-8(a)

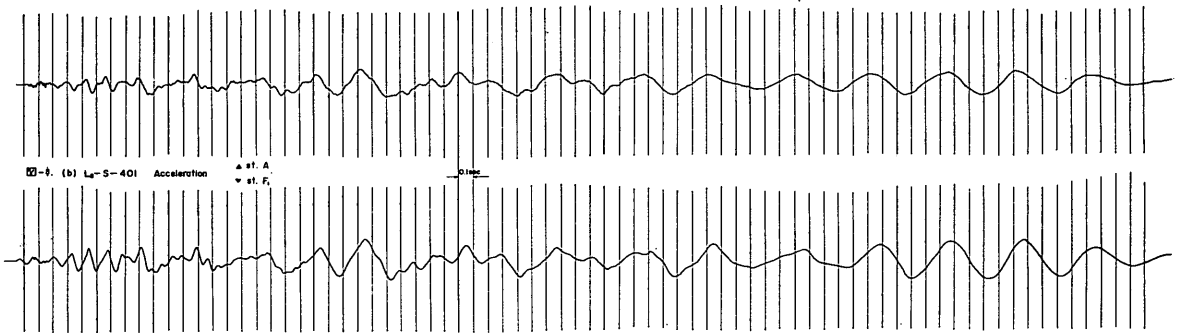


図-8(b)

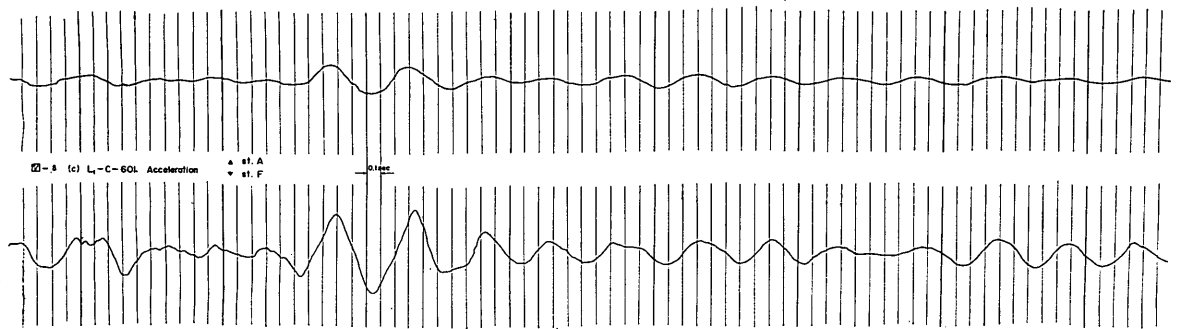


図-8(c)

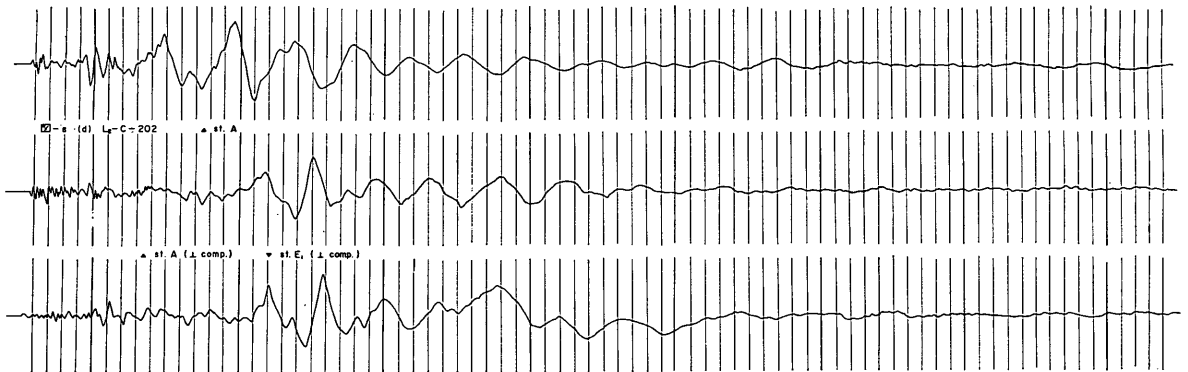


図-8(d)

堤体の成層状態は図-9に示す通りでSの場合はごく表面を除いて均質であり、Cでは堤体内部に層があることが分る。但し土質試験の結果を参考にとするとCの場合でもひどく不均質なものではないと思われる。

地盤の成層状態は図-10に示されている。

参考のために、実験現場から少し離れているがポーリ

ングが行われているのでその結果の概略を併せて示す。

2. 振動実験の結果

振動実験で得られた堤体の各測点の加速度或いは変位の記録はいずれも同一の波に対して最大振巾を示している。この波を主要動と呼ぶことにする。

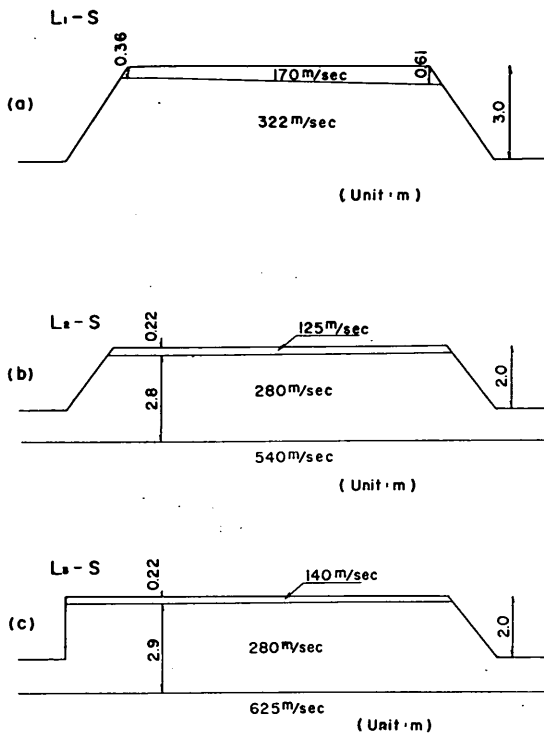


図-9(b)

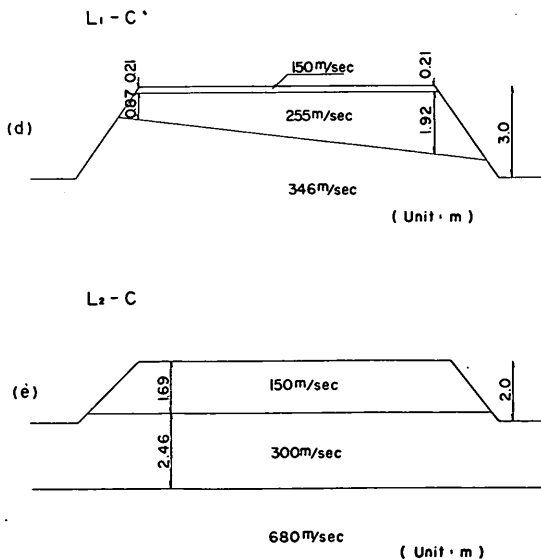


図-9(b)

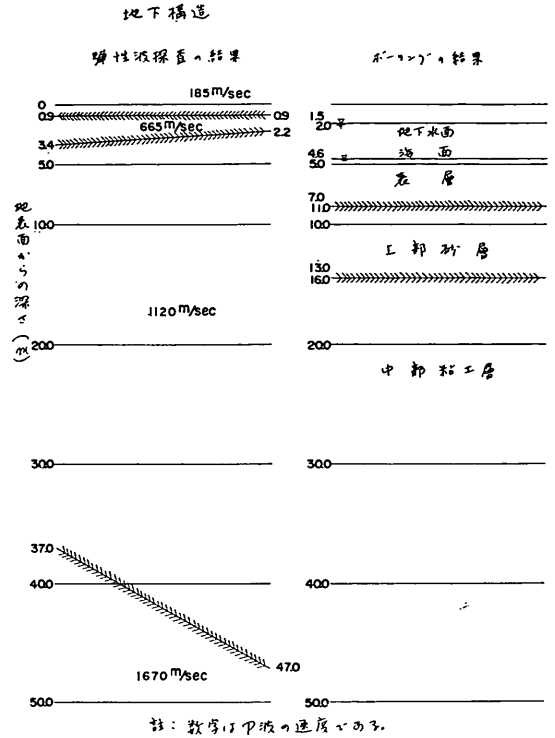


図-10

2.1. 主要動の周期

主要動の周期は図-11に示す様に爆破点距離と共に変化している。変化の度合はSよりもCの方が著しい。地盤上の測点Aで観測したこの波の周期は図-12に示す通りで、図-11に示した堤体各部の周期と同一の傾向を示している。従ってSとCとの相異は堤体材料の相異によるものではなく、爆破孔が異なることに起因するものと思われる。

2.2. 鉛直方向加速度分布

主要動の振巾から断面方向加速度を高さに対して描いたのが図-13である。堤体下面での加速度は上面で1.3~2倍程度に拡大されており、動的な応答効果が見られる。この倍率は主要動の周期が長い程小さく、堤体の固有周期が主要動の周期よりも短かいことが予想される。

2.3. 断面方向加速度分布

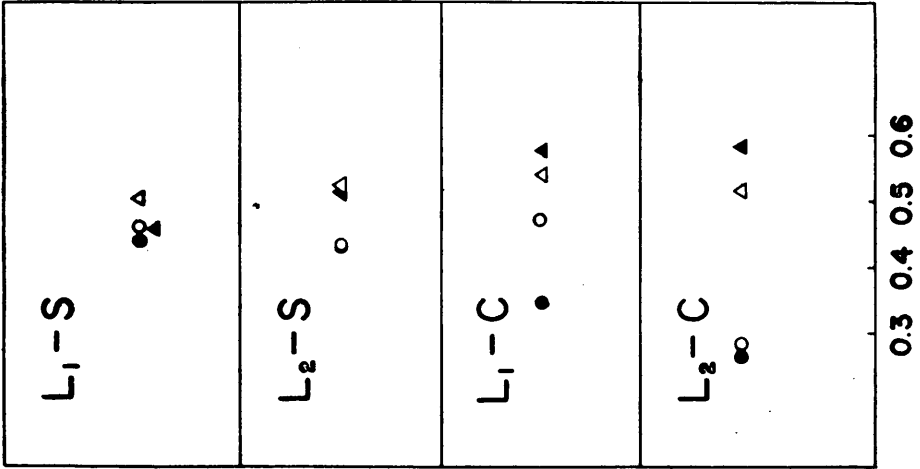
図-14は主要動の振巾から、断面方向加速度の断面方向の分布を描いたものである。この図から断面方向の加速度分布はほぼ一樣な分布であることが分る。

2.4. 堤軸方向加速度分布

図-15にL₃-Sで観測した断面方向加速度の堤軸方向

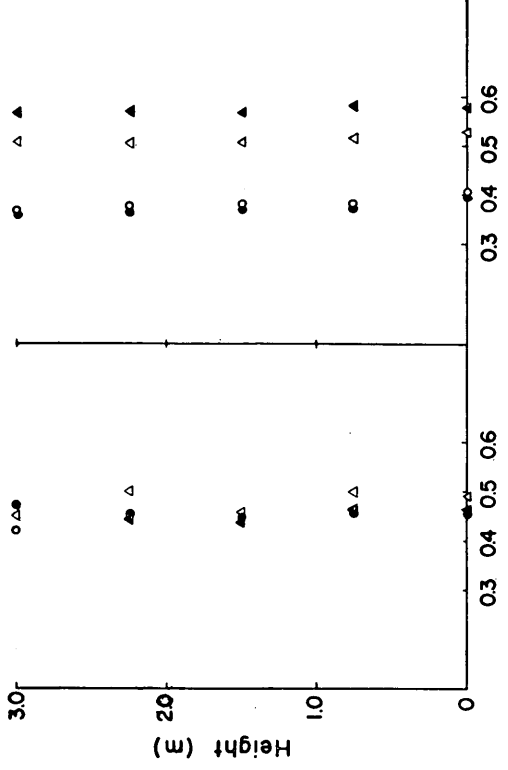
PERIOD OF MAIN WAVE

Station No. A

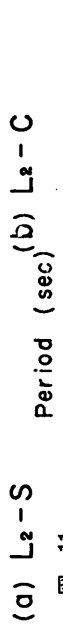
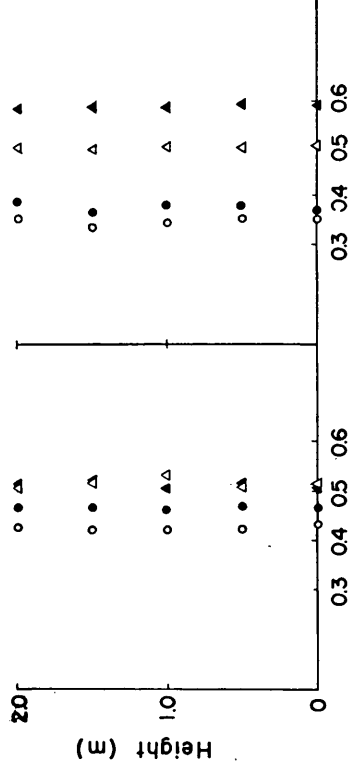


Period (Sec)

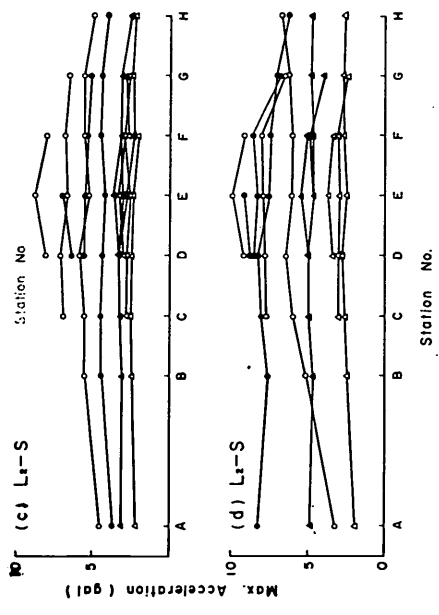
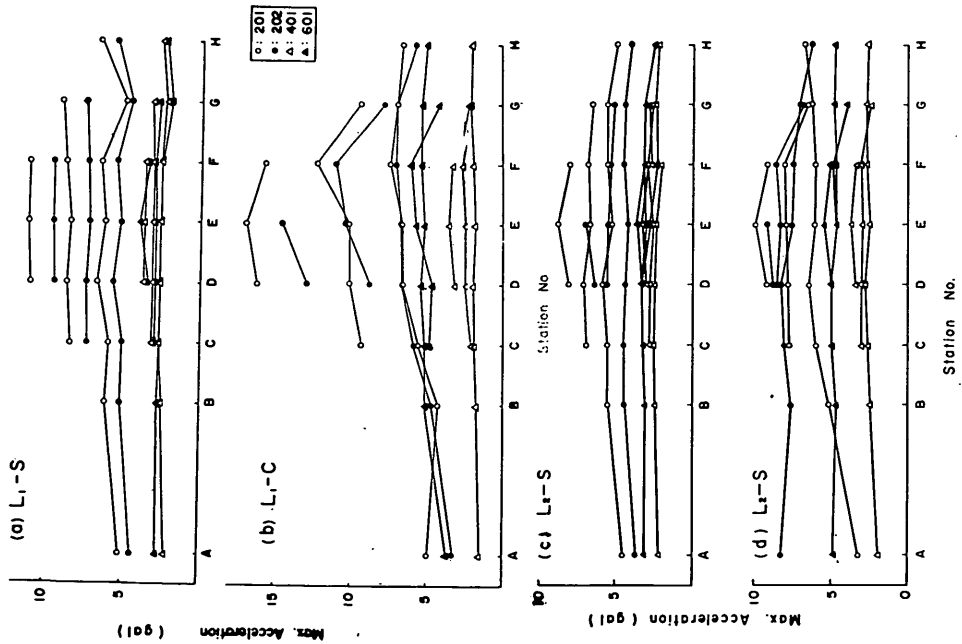
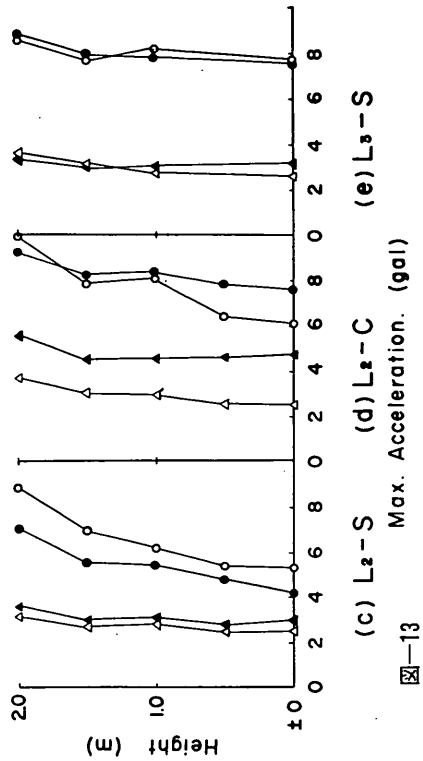
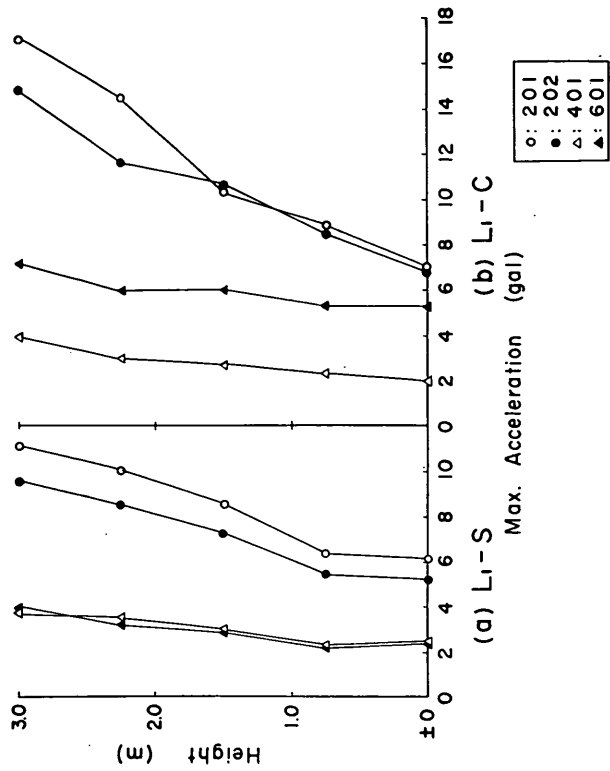
☒-12



○: 201
●: 202
△: 401
▲: 601



☒-11



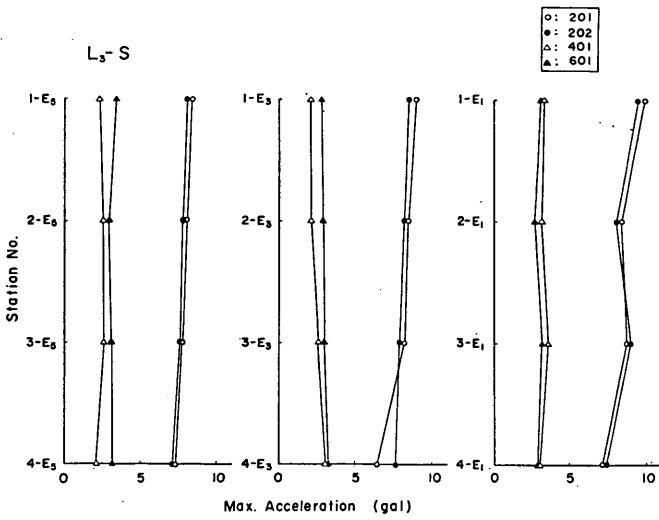


図-15

分布を示す。この図も主要動振巾から描いたものである。これもやはり一様な分布と考えることができる。

2.5 堤軸方向変位分布

図-16は断面方向の変位の堤軸方向分布である。これも主要動の振巾から描いたものである。加速度の場合と同様にこれもほぼ一様な分布と見ることが出来る。

3. 解析的考察

前節で述べた振動の実験結果が、粘弾性体の剪断振動の理論解でどの程度説明されるかを調べてみよう。前節で示したように、断面方向および堤軸方向の変位は一様とみなせるから、ここでは断面方向の変位の鉛直方向の変化だけが問題となる。

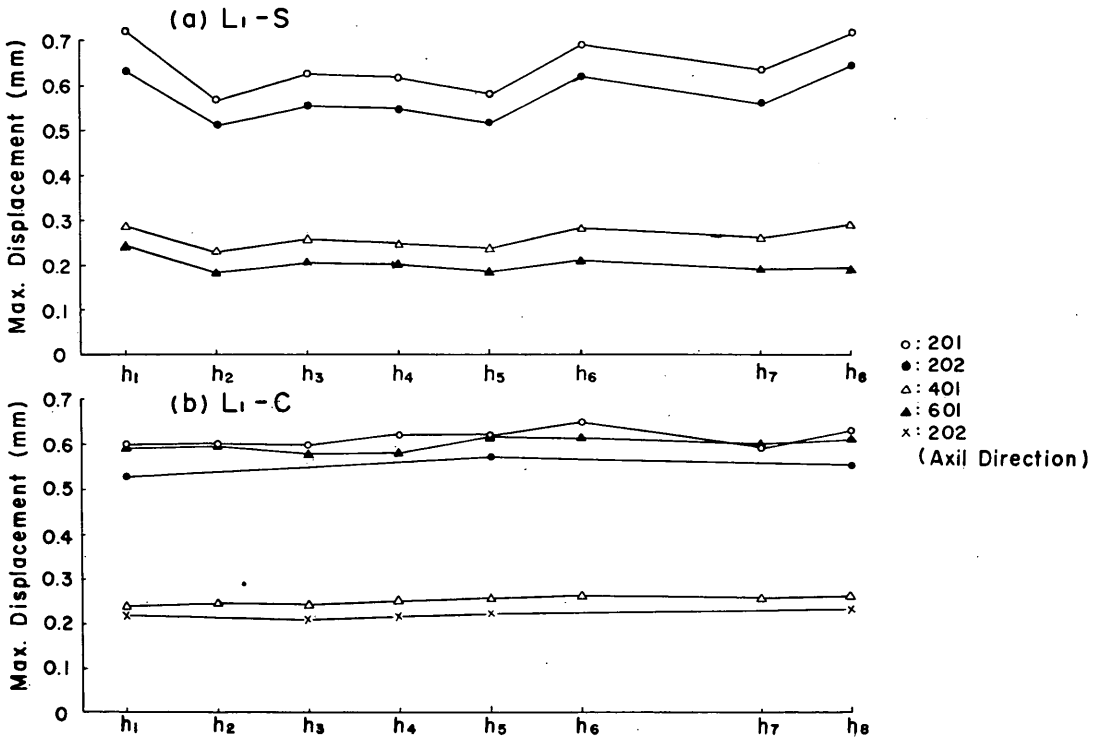


図-16(a)

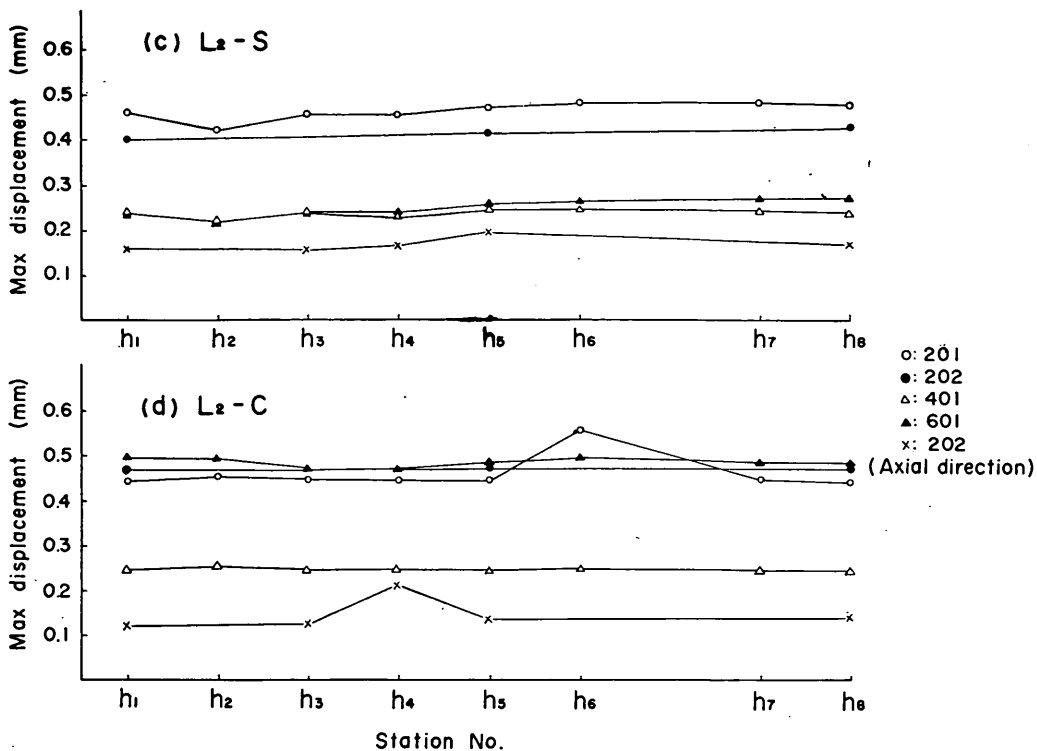


図-16(b)

今、図-17に示す如く y, z 座標をとり、 z 方向（断面方向）の変位を u とする。堤体中の厚さ dy の薄片に作用する力の釣合いを考えよう。

薄片の上下面に働く剪断力は

$$\left\{ S + \frac{dS}{dy} \cdot dy \right\} - S = \frac{dS}{dy} dy$$

$$= \frac{d}{dy} \left(b \cdot y G \frac{du}{dy} \right) dy$$

となる。ここに、 G は堤体材料の剛性率、 b は座標原点より y 軸に沿って単位の距離における堤巾である。

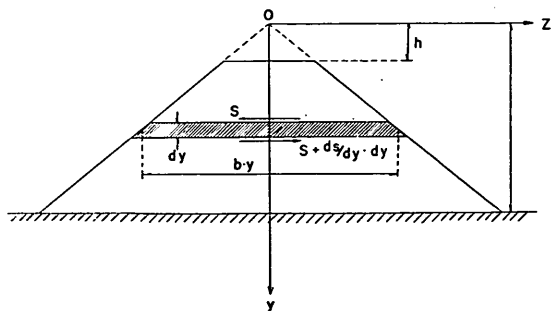


図-17

地震動の加速度を \ddot{u}_0 とすると、薄片の慣性力は

$$-b \cdot y \cdot \frac{W}{g} (\ddot{u} + \ddot{u}_0) dy$$

ここに、 W は堤体材料の単位体積重量、 g は重力の加速度である。また、ドットは時間 t での微分を表わす。

次に、薄片には速度に比例する減衰力が働くものとすれば、これは次の様に表わせる。

$$-2\varepsilon \cdot b \cdot y \cdot \frac{W}{g} \dot{u} dy$$

ここに、 ε は減衰常数である。

以上より薄片の運動方程式は次の様になる。

$$\frac{d}{dy} \left(y \frac{du}{dy} \right) - \frac{y}{V_s^2} (\ddot{u} + 2\varepsilon \dot{u} + \ddot{u}_0) = 0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 V_s は堤体材料中の剪断波の速度である。

境界条件は、天端面で剪断応力が零となることおよび堤体の下面で基盤との間の相対変位が零となることである。式で書けば次の様になる。

$$\left. \begin{aligned} y=h \text{ で } \frac{\partial u}{\partial y} &= 0 \\ y=H \text{ で } u &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2)$$

始め堤体は静止していたとすれば、初期条件は次の様

に与えられる。

$$t=0 \text{ で } u=0 \quad \dot{u}=0 \dots\dots\dots(3)$$

(1)式を(2), (3)の条件の下で解くと, 解は次の様に求められる。

$$u = \sum \pi \frac{J_0(a_n Y) Y_0(a_n) - J_0(a_n) Y_0(a_n Y)}{1 - J_0^2(a_n) / J_1^2(ka_n)} \tau(t) \dots(4)$$

但し,

$$\tau(t) = \frac{1}{\sqrt{\omega_n^2 - \varepsilon_n^2}} \int_0^t -\ddot{u}_0(\xi) \exp[-\varepsilon_n(t-\xi)] \times \sin[\sqrt{\omega_n^2 - \varepsilon_n^2}(t-\xi)] d\xi \dots\dots\dots(5)$$

ここに

$a_n : J_0(a_n) Y_1(ka_n) - J_1(ka_n) Y_0(a_n) = 0$ の n 番目の正根

J_0, J_1 : それぞれ零次および一次のベッセル函数

$k : h/H$

$Y : y/H$

Y_0, Y_1 : それぞれ零次および一次のノイマン函数

$\varepsilon_n : n$ 次の固有振動に対する減衰常数

ω_n : 非減衰系の固有円振動数であって次式で与えられる。 $\omega_n = a_n V_s / H$

今, 簡単のために地動は正弦型, すなわち $\ddot{u}_0(t) = A \sin pt$ であり, 且つ一次の固有振動のみを考えると, (4)式は

$$u = -\frac{R\delta A}{p^2} \sin(pt - \phi) \dots\dots\dots(6)$$

となる。ここに

$$\delta = \pi \frac{J_0(a_1 Y) Y_0(a_1) - J_0(a_1) Y_0(a_1 Y)}{1 - J_0^2(a_1) / J_1^2(ka_1)}$$

$$R = \frac{r^2}{\sqrt{(1-r^2)^2 + 4h^2}}$$

$$\tan \phi = \frac{2h}{1-r^2}$$

$$r = \frac{p}{\omega_1}$$

$$h = \frac{\varepsilon_1}{\omega_1}$$

(6)式より, 堤体に作用する加速度は

$$\ddot{u} + \ddot{u}_0 = A \sqrt{(1+R\delta)^2 - 2R\delta(1-\cos\phi)} \sin(pt - \phi') \dots\dots\dots(7)$$

となる。ここに

$$\tan \phi' = \frac{R\delta \sin \phi}{1 + R\delta \cos \phi}$$

である。

一般の地動に対する堤体の応答は(4)式で与えられ, 正

弦型の地動に対しては, その一次の振動型のみを考えると, 変位は(6)式で, 加速度は(7)式でそれぞれ与えられる。

(4)式に基づいて計算を実行することは, 實際上不可能なので, ここでは地動が模型堤体下面の測点 E_5 で観測された主要動と全く同じ周期と振巾とを有する正弦波であると, これに対する堤体内加速度の鉛直方向の分布を(7)式によって計算してみる。計算には表-4および表-5に示す諸数値を用いた。表-4は堤体における弾性波探査の結果より推定した p 波の速度とポアソン比を 0.49と仮定して求めた S 波の速度, および堤体の一次の固有周期を各模型堤体について計算した値などを示す表である。土のポアソン比については, 一般に砂質土よりも粘性土の方が大きな値を示すこと, および含水量の増加と共に大きくなること等が知られている。³⁴⁾ すでに述べた様に模型堤体の爆破実験は約2ヶ月間(昭和37年1月中旬~3月中旬)野外で行なわれたため, 降雨等の影響と地下水位の高いことが原因で通常はかなり含水量が多かったものと思われるので, ポアソン比としてほぼ0.5程度の値を採用した。表-5には測点 E_5 において観測された主要動の周期および加速度振巾を示す。

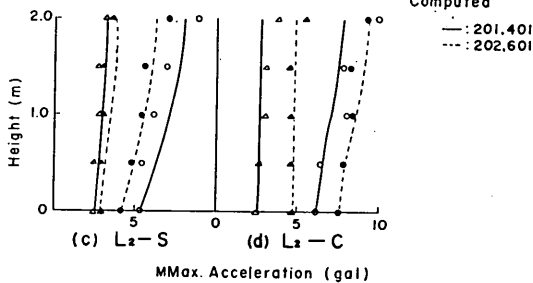
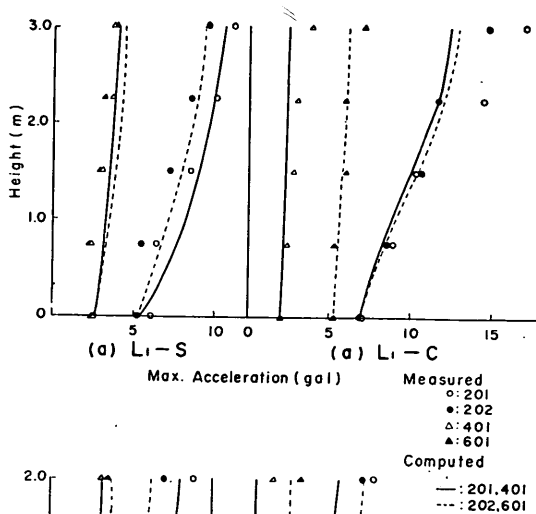
減衰常数に関しては, 地盤の場合について求められた例があるので,⁵⁾⁶⁾ これを参考にして $h=0.1$ とした。計算の結果は図-18に示す通りである。この図から計算

表-4

	L_1-S	L_2-S	L_1-C	L_2-C
p 波の速度: V_p (m/sec)	320	280	260	200
S 波の速度: V_s (m/sec)	35.5	28	34	31
ポアソン比: ν	0.49	0.49	0.49	0.49
一次の固有周期: T_1 (sec)	0.272	0.218	0.284	0.244

表-5

		L_1-S	L_2-S	L_1-C	L_2-C
201	周期: T (sec)	0.462	0.430	0.405	0.355
	振巾: A (gal)	6.15	5.34	6.84	6.15
202	周期: T (sec)	0.450	0.470	0.400	0.370
	振巾: A (gal)	5.16	4.25	6.93	7.60
401	周期: T (sec)	0.495	0.527	0.539	0.510
	振巾: A (gal)	2.55	2.49	1.98	2.54
601	周期: T (sec)	0.462	0.517	0.583	0.586
	振巾: A (gal)	2.58	2.94	5.34	4.68



図—18

結果と理論値とは比較的良く合致していると言える。なお、一般に高次の振動は減衰量も大きく振動成分として寄与する所が少ないとされているが、この場合も同じ事情が成立しているものと思われる。

結 語

振動時の堤体の高さ方向の震度分布は、堤体を均質な

弾性体と考えて得られる理論解でかなりよく近似されることが分った。従って、堤体材料の弾性常数や減衰常数が推定されれば、その震度分布を定めることが出来る。このようにして定めた震度分布を採用すれば、従来の震度法における一様な震度分布の仮定に基づく計算よりは、はるかに現実の姿に近い計算をすることが出来る。唯、実際の計算はかなり面倒なものとなるが、これは、最近広く利用されるようになった高性能の電子計算機によって解決されよう。

最後に、当所構造部の山田技官を始め、耐震構造研究室、振動研究室の方々に実験を担当して載いたことを附記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 丹羽義次, 森忠次: Earth and Rock-Fill Dam の耐震性に関する研究, 土木学会論文集, 第58号, 33.9
- 2) 林聡, 宮島信雄: 電磁地震計の試作およびその性能について, 運研資料, No. 17, 機械—11, 1959.3
- 3) K. Iida: On the Elastic Properties of Soil, Particularly in Relation to its Water Content, Bulletin, Earthquake Research Institute, Tokyo Imperial Univ., Vol. 18, 1940
- 4) D.D. Barkan: Dynamics of Bases and Foundations, McGraw-Hill Book Company Inc., New York, 1960
- 5) E.E. Esmiol: Seismic Stability of Earth Dams, U.S. Dept. Interior Bureau of Reclamation, Branch of Design and Construction, Technical Memorandum 641, April, 1951
- 6) 谷本喜一: 土の動的支持力について, 土と基礎, 5巻7号, Oct. 1959

(昭和41年1月31日受付)

港湾技術研究所報告 第5卷3号

1966年1月

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 柿野屋印刷所
横浜市鶴見区鶴見町394