

地震時、固定壁に作用する粘性土の振動土圧

大原 資生*・山本 哲朗*・西田 雄司**

Seismic Earth Pressure of Cohesive Soil Acting on Fixed Wall

Sukeo O-HARA, Tetsuro YAMAMOTO and Yūji NISHIDA

Abstract

Laboratory tests using a shaking box with 100 cm length, 58 cm width and 30 cm height were performed to estimate amplitude of earth pressure of cohesive soil acting on fixed wall. It is shown that distributions of the amplitude of earth pressure are classified into two types according to the difference of distribution of water content or shear modulus. This distribution of the amplitude of earth pressure measured in the tests almost agrees with calculated values based on theory of elasticity.

Some relation curves between distribution of shear modulus and distribution of the amplitude of earth pressure are presented.

1. まえがき

擁壁、岸壁等に作用する砂質地盤の地震時土圧については、1920年代から理論的あるいは実験的研究が行われてきた結果、数多くの研究成果が得られている^{1),2),3),4),5)}。これに対して、砂質地盤に比べて地盤条件の悪い粘性土地盤を裏込めに有するケーソン式岸壁等に作用する地震時の土圧に関しては、現在までほとんど研究されておらず、この場合の粘性土の地震時土圧の計算式は、わずかに港湾構造物設計基準⁶⁾で示されているに過ぎない。

同一のヒズミレベルを考えると、通常の粘性土は砂質土に比べてより弾性体に近い挙動を示すので、著者らは砂の振動土圧を解析する場合に有効であった、弾性理論に基づいた振動土圧理論解は粘性土の振動土圧を計算する場合にも適用できるものと考えた。ただ、壁が滑動あるいは傾斜する場合には、砂の場合には無視することができた壁と粘性土間の付着力が、壁の動きに対してそれを抑止しようとする力すなわち引張り力となることが予測される。したがって、厳密な意味では、粘性土の振動土圧は壁が固定の状態において、上述の理論解によって計算できると考えられる。

以上述べた観点から、粘性土の振動土圧の基礎的資

料を得るために、先に振動箱内で圧密した粘土層の固定壁に作用する振動土圧の測定を行った⁷⁾。その結果、壁が動かない状態での振動土圧分布は粘土層の含水比分布によって、その分布形を異にするという興味ある知見を得た。そして、結論として、粘性土の含水比は剛性率に影響を及ぼす因子であると考えて、両者の関係を明らかにすることによって、振動土圧分布を剛性率分布との関係から説明し得ることを示唆した。

本文は上述した点を確認するために、まず、単純せん断試験によって粘性土の剛性率を含水比との関係から求め、その結果に基づいて振動土圧を計算した結果と実測値の比較検討を行っている。

振動土圧の計算法には、大原⁴⁾、Wood⁸⁾、Scott⁹⁾らの方法があるが、ここでは主として大原の方法すなわち波動方程式を基本式としてそれを modal analysis 法および差分法を用いて解を得ている。また、周知の一次元波動方程式を Scott's model に適用できるように発展させた Scott の方法を取り挙げてその方法によっても解析を行った。

さらに、差分法によって、模型地盤の剛性率分布を数通りに設定して、各々の場合の振動土圧分布を計算した結果も示した。

2. 粘性土層の作製および実験方法

振動土圧測定実験での粘性土層の作製および実験方

* 土木工学科

** 福岡市役所

法は先の論文⁷⁾で詳細に述べているので、ここではその概要について述べることにする。

実験に用いた粘性土は宇部産粘土であり、その粒度分布および物理定数をそれぞれ、Fig. 1, Table 1 に示す。

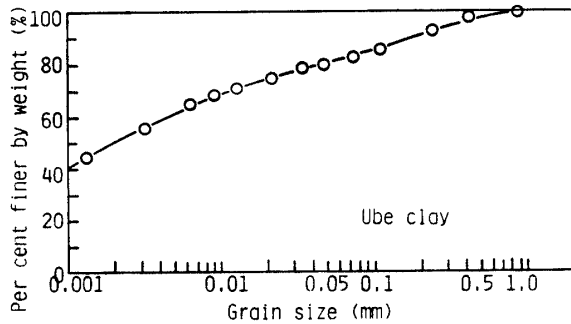


Fig. 1 Grain size distribution curve of sample.

Table 1 Physical properties of Ube clay

Specific gravity	G_s	2.67
Liquid limit	W_l	57.6%
Plasticity index	I_p	34.1%
Diameter at which 50% of soil is finer	D_{50}	0.002 mm
Maximum grain size	D_{max}	2.0 mm

粘性土層の作製は次のようにして行った。含水比が約70%のスラリー状飽和粘土を Fig. 2 に示す、厚さ5 mm の鋼板製振動箱(長さ、幅および深さは100×58×30 cm)内に5~6層に分けて詰めた後、両面排水条件下で圧密を行った。圧密は空気圧 0.3 kg/cm² の下

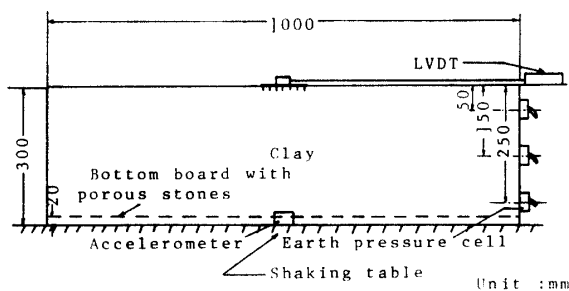


Fig. 2 Experimental arrangement.

で、4~5週間行った。Fig. 3は圧密時の粘性土層の体積ヒズミ v と時間 t の関係の一例を示す。図中、 V_0 は粘性土層の初期体積を、また ΔV は総排水量を示す。この曲線から、通常の圧密試験結果の整理法によって圧密度(U)が90%に達するまでの日数(t_{90})および一次圧密量($\Delta d'$)を求めて、それぞれ、34.1日、70.0 mmという結果を得た。したがって、この粘性土層は $U=90\%$ 以上に達していると考えられる。

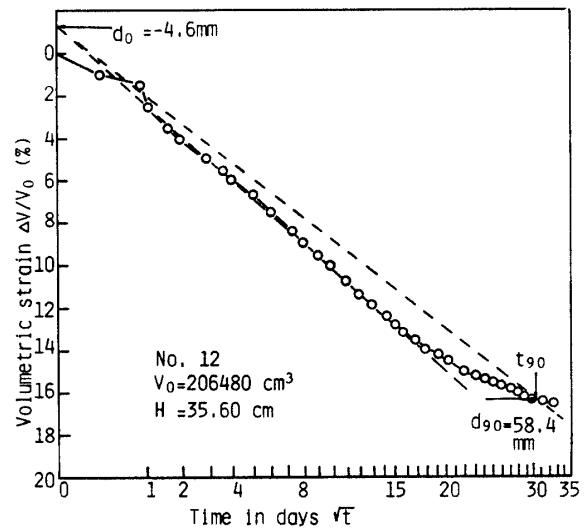


Fig. 3 Example of the volumetric strain during consolidation.

以上の方法で粘性土層を作製した後、空気圧を解放して、振動箱全体を振動台にのせ、振動土圧測定実験を行った。

振動土圧の測定では、振動台を水平方向に振動し、箱全体に振動数(f)=3Hzの振動を水平震度(k_h)=0.1~0.4の範囲で与えた。

振動土圧は振動箱の振動方向に直角な固定壁の中央鉛直線上で深さ(H)が5, 15, 25 cmの3ヶ所に取りつけた土圧計によって測定した。

なお、粘性土層の密度は1.70 g/cm³前後、飽和度は1, 2の実験を除いて、96%以上であった。

3. 実験結果および考察

3.1 振動土圧分布

前報⁷⁾で、固定壁に作用する粘性土層の振動土圧および表面変位、振動台加速度の記録波形の一例を示したので、ここでは記録波形は省略するが、記録波形から、振動土圧および表面変位とも台変位と同位相でもって変化することが明らかにされた。

振動土圧の測定実験は合計12回行ったが、振動土圧分布はFigs. 4(a), (b)に示すように2つのタイプに分かれたことは以下に述べる点で注目し値する。すなわち、本実験のように浅い粘土層では、その剛性率は深さ方向に一定と考えられ、この場合の土圧分布は理論によれば、Fig. 4(a)に示す結果となるはずであるが、それと違ったFig. 4(b)に示す結果も得られたということである。

振動土圧分布と含水比分布の関係は次のようである。

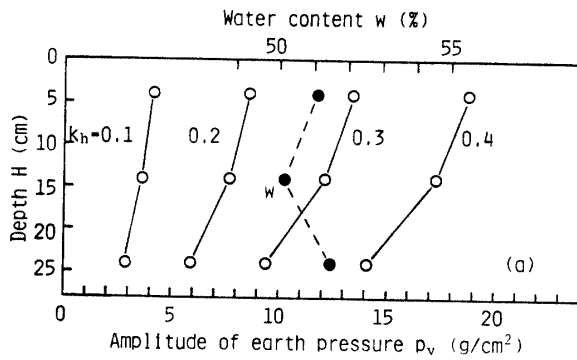


Fig. 4 (a)

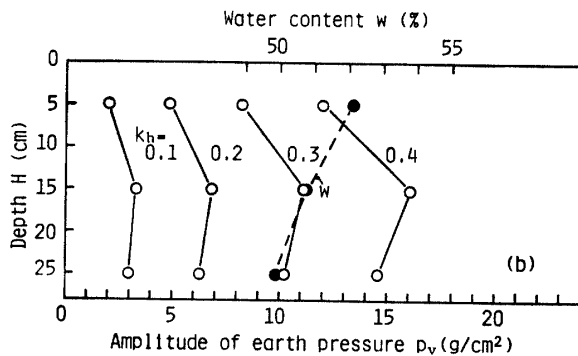


Fig. 4 (b)

Fig. 4 Typical results of relationship between the amplitude of earth pressure and water content.

一つは、Fig. 4 (a) に示すように、含水比分布で含水比の差が2%程度以下の場合、振動土圧分布は深さ(H)=5 cmでの土圧がもっと大きくなり、Hが大きくなるにしたがって土圧が減少する逆三角形タイプ(以下、タイプAと言う)となる。他はFig. 4 (b) に示すように、含水比が深さが増加するに伴って減少する場合には、振動土圧分布はH=15 cmでの土圧がH=5 cmおよび25 cmのそれらより大きい三角形タイプ(以下、タイプBと言う)となる。

Figs. 4 (a), (b) から分かるように粘土層の平均的含水比はほぼ50%程度であるが、上述したように含水比分布のわずかな違いが振動土圧分布に非常に影響する。なお、圧密後の粘土層の含水比分布の差はスラリー状の粘土を振動箱に分割して詰める場合、各分割した粘土の若干の含水比の差が粘土層を圧密することで消失せずに残るために生じたと考えられる。

次に、Figs. 4 (a), (b) において、水平震度(k_h)と振動土圧(p_v)の関係に注目すると、 k_h が増加にしたがって、 k_h の増加による p_v の増加の割合がわずかに大きくなり、 $p_v \sim k_h$ 関係には非線型関係が認められる。また、 p_v は変位に一次比例するので、粘性土層表面の中央で測定した変位から計算したヒズミと

k_h との関係調べたところ、当然のことではあるが両者にも非線型関係があった。すなわち、測定した変位を粘土層で除して求めたヒズミ(γ)は $k_h=0.1, 0.2, 0.3, 0.4$ の場合、平均的にそれぞれ $4.1 \times 10^{-5}, 8.8 \times 10^{-5}, 1.6 \times 10^{-4}, 2.4 \times 10^{-4}$ 程度であって、特に $k_h > 0.2$ において k_h の増加による γ の増加割合が顕著であった。

3.2 振動土圧合力

同一条件下で実験を行った合計10の実験結果に対して、振動土圧合力と水平震度との関係について調べた。振動土圧合力の大きさを表わす指標として、(1)式で示す無次元量 C'_a を定義する。

$$C'_a = \frac{2P_v}{\gamma_t H^2} \quad (1)$$

ここで、

P_v : 振動土圧合力

γ_t : 粘土層全体の平均的密度

H : 粘土層の深さ

P_v はFig. 5に模式的に示した振動土圧分布FDGを基にして、直線FD, CDをそれぞれ粘土層表面および底部まで延長して得られる五角形ABCDEの面積を測定して求めた。

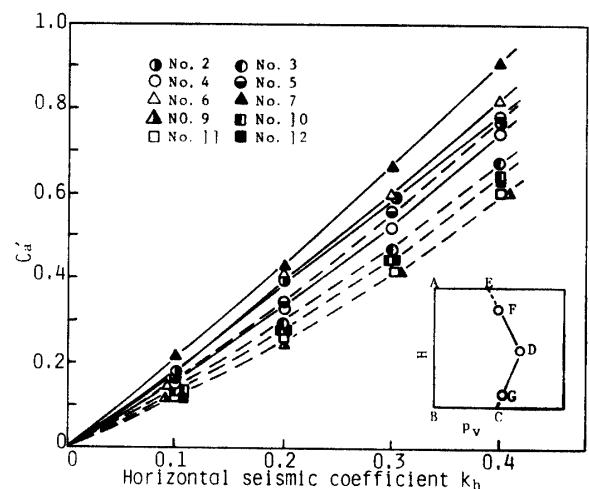


Fig. 5 Relationship between C'_a and K_h .

Fig. 5において、実線および破線はそれぞれ振動土圧分布がタイプA,タイプBの場合の結果である。この図から、すべての $C'_a \sim k_h$ 関係は k_h がほぼ0.2までは直線のようなものであるが、 k_h が0.2以上になると、 C'_a の k_h に対する増加の割合が顕著となることがわかる。このように、 C'_a と k_h の関係においても $k_h > 0.2$ で p_v と k_h との関係で見られた非線型が生じている。

また、各実験結果間にはバラツキがいくらかあるが、

ここで求めた振動土圧合力から計算したタイプ A の場合の C_a はタイプ B の場合の C_a よりも約 20% 程度大きいものであった。

4. 振動土圧の理論

振動土圧の解析は通常、地盤を弾性体と仮定して波動方程式を解いて行われている。たとえば、大原は地盤の剛性率が深さ方向で一定および深さの一次関数である 2 つの場合について振動土圧を解析している。剛性率が一定の場合は、(2) 式を (3) 式の境界条件の下で解いて求まる。

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c_1^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + c_2^2 \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + k_h g \cdot \sin pt \quad (2)$$

$$(u)_{x=0} = (u)_{y=0} = 0, \quad (\partial u / \partial y)_{y=h} = 0 \quad (3)$$

ここで、

- u : 地盤の水平変位
- c_1, c_2 : それぞれ、縦波および横波の伝播速度
- k_h : 水平震度
- g : 重力加速度
- p : 円振動数
- t : 時間
- h : 地盤の高さ

(2) 式は、地盤の垂直変位 (v) が 0 と仮定して導かれているが、最近、Wood⁹⁾ は $v \neq 0$ の場合の振動土圧を modal analysis 法によって計算している。その結果は $v=0$ の場合の結果と大きな差はない。

Scott⁹⁾ は固定壁が存在することで地盤の剛性を大きくする因子として一種のバネ定数 k を次元波動方程式に導入して、(4) 式の関係を導入した。振動土圧は (4) 式を応答スペクトル法によって解析している。

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{2ku}{\rho b} \quad (4)$$

ここで、

- G : 地盤の剛性率
- ρ : 地盤の質量密度
- b : Scott モデルでの地盤の長さ

本文では、振動土圧は (2) 式および (4) 式によって解析した。なお、(2) 式は modal analysis (以下、SM という) および差分法 (以下、DM という) で解析した。DM の方法は、地盤の剛性率のみならず密度等といった地盤の諸条件が変わっても容易に解析できる点で便利である。

さて、解析において、必要となる粘土の剛性率を含

水比との関係から求めるために、実験後の粘土層からサンプリングを行って得た試料を用いて単純せん断試験を行い、Fig. 6 の結果を得た。結果はせん断応力負荷のくり返し回数 (N) が 20 回の場合のものであり、図中の γ はせん断ヒズミを示す。

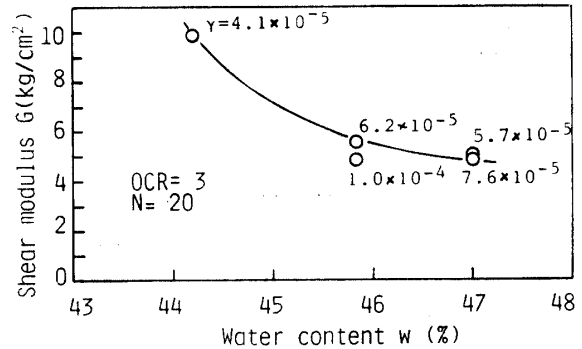


Fig. 6 Relationship between shear modulus and water content.

なお、振動土圧測定時の粘性土層は一応、過圧密状態にあると考えられるが、圧密圧力を解放した時の粘性土層内の応力状態を正確に求めることができなかった。そのため、ここでは単純せん断試験はサンプリングした試料を一度鉛直圧 (σ_v) = 0.3 kg/cm² で圧密し、その後、 $\sigma_v = 0.1$ kg/cm² まで除荷した試料すなわち過圧密試料に対して行った。

Fig. 6 から、単純せん断試験を行った粘土の含水比は振動土圧測定時の粘土のそれよりも数%低い、剛性率は含水比が高いと、減少する傾向が認められる。

ここで、上述した理論によって振動土圧を計算して、各々の計算法の比較を行う。Fig. 7 は粘土層を均一と仮定して、その長さが 100 cm、深さが 28 cm とし、ま

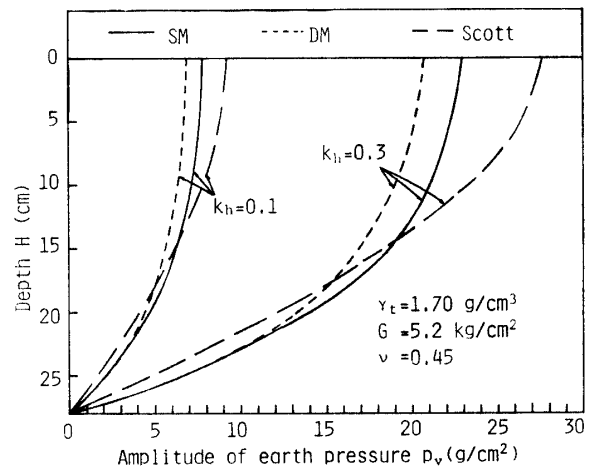


Fig. 7 Distributions of the amplitude of earth pressure calculated.

た、剛性率 (G) = 5.2 kg/cm^2 , 湿潤密度 (γ_t) = 1.70 g/cm^3 , ポアソン比 (ν) = 0.45 の場合について, (2) 式を通常の modal analysis (SM), 差分法 (DM) で, および Scott の方法で振動土圧分布を計算した結果である。なお, いずれの解析でも減衰定数 (h) は 0 と仮定している。

Fig. 7 から, まず, Scott の方法で計算した振動土圧はほぼ $H=15 \text{ cm}$ より浅い所では, SM や DM の計算値よりもかなり大きい, 逆に $H=15 \text{ cm}$ より深い所では, SM や DM の計算値よりも小さくなるのがわかる。

次に, 同一の運動方程式 (2) から得た SM と DM の解析結果を比較すると, 両者の結果には, $H=0 \text{ cm}$ すなわち粘土層表面において, 最大 10% 程度の差が生じている。これは SM では modal analysis によって解析しているのに対して, DM では粘土層を水平および鉛直方向でそれぞれ, $10, 8$ 等分しているためであろう。なお, 前述したように, DM 法では, 地盤内の地盤の諸値たとえば, 剛性率, 密度等を任意に変えて解析することができる利点がある。したがって, 後に示す振動土圧の計算では, DM 法によって解析することにした。

5. 振動土圧分布の理論値と実験値の比較

Fig. 8 は振動土圧分布がタイプ A の場合の実験値と DM による計算値を示す。タイプ A の場合, 地盤の剛性率 (G) は深さ方向に一定であることがわかっているので, ここでは, 粘性土層の G は 5.2 kg/cm^2 , $\gamma_t = 1.70 \text{ g/cm}^3$ とし, $\nu = 0.3, 0.45$ の2つの場合について計算を行った。粘性土層の飽和度は 96% 以上であり, このように飽和度の高い粘性土の ν は 0.5 に近

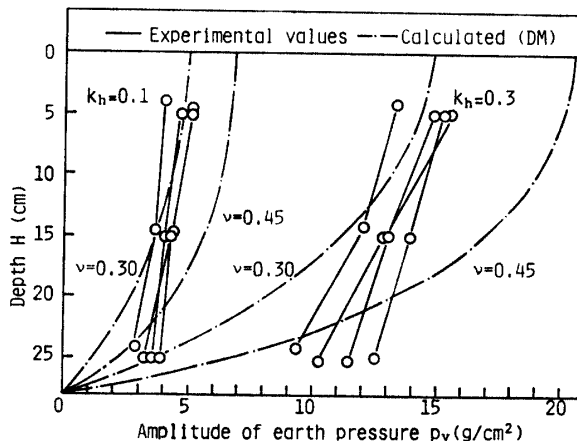


Fig. 8 Experimental and calculated values of distributions of the amplitude of earth pressure.

い値と考えられる¹⁰⁾。

そこで, まず, $\nu = 0.45$ と仮定した場合の計算値と実験値の比較を行ってみる。 $H = 25 \text{ cm}$ では, 実験から得た振動土圧の平均的な値は計算値よりも 25% 程度大きい。しかし, $H = 5, 15 \text{ cm}$ においては, 計算値は実験値よりも 25% 程度大きくなるのが注目される。

実測値と計算値間に約 25% の差が生じた原因の一つとして次の点が挙げられよう。計算は 2 次元解析であるので, 振動方向に平行な箱の長手方向の壁に接する粘土は完全に壁に拘束されている, すなわち粘土層は平面ヒズミ状態にあると仮定している。しかし, 実験では側壁と粘土間の付着力が粘土層のセン断変形を抑制することを除くために, あらかじめ側壁と粘土間は切り離れた状態とした。したがって, 実験時には粘土層がおもに自重あるいは圧密圧の解放によって側方に膨張し, その結果, 平面ヒズミ条件が満足されていなかったことも考えられる。

次に, $\nu = 0.3$ と仮定した場合, $H = 25 \text{ cm}$ 付近の結果を除けば, 計算値は実測値とほぼ一致する。

このように, ポアソン比 (ν) は振動土圧値に非常に影響を及ぼすので, 今回ほぼ定量的には握ってきた粘性土の振動土圧をさらに厳密に解析するには ν および上述した境界条件について検討しなければならない。

さて, Fig. 6 の結果から, 剛性率 (G) は含水比 (w) が増加すると, 減少することが明らかになった。そこで, この G と w の関係を用いて, タイプ A, B の振動土圧分布をも含めて, 振動土圧分布と剛性率分布との関係について調べた。

Fig. 9 (a) は 6 通りの剛性率分布を示し, また Fig. 9 (b) は Fig. 9 (a) に示す剛性率分布に対する振動土圧分布の計算値を示す。

Figs. 9 (a), (b) から, 一見して, 振動土圧分布は剛性率分布に強く依存すること, さらに, 剛性率分布 ④, ⑥ のように分布に尖点がある場合, DM 法で解析すると, 振動土圧分布は滑らかな曲線とはならないことがわかる。

ところで, Fig. 4 (a) に示す含水比分布の場合, 剛性率分布は ① の分布に近いものになると考えられる。この場合の計算で求めた振動土圧分布は $H = 0 \text{ cm}$ で土圧がもっとも大きいもの (Fig. 9 (b) での曲線 ①) であり, それは Fig. 4 (a) の実験値と定性的に一致する。一方, Fig. 4 (b) に示す含水比分布の場合, 剛性率分布は ② あるいは ③ の分布になると考えられる。この場合の振動土圧分布の計算値は $H = 15 \text{ cm}$ 付近で土圧のもっとも大きいもの (Fig. 9 (b) での曲線 ② または ③) であって, これらは Fig. 4 (b) の実験値と

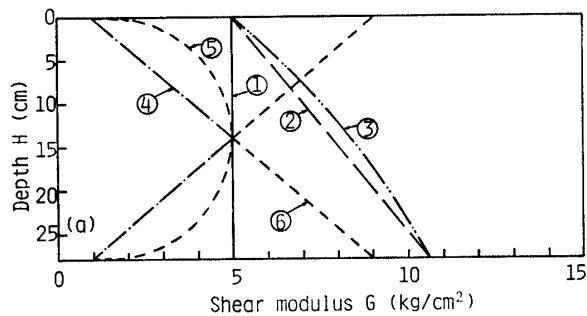


Fig. 9 (a)

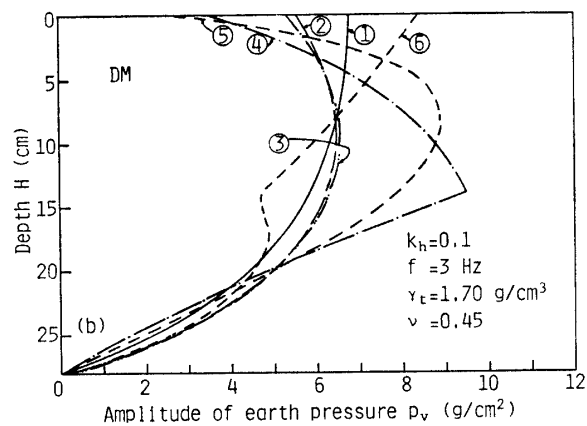


Fig. 9 (b)

Fig. 9 Relationship between distribution of amplitude of earth pressure and distribution of shear modulus.

定性的に一致する。

以上の検討から、粘性土の振動土圧は含水比分布から推定した剛性率分布が正確にわかれば、通常の弾性論を用いることによって、より定量的には握できると言える。

6. まとめ

地震時、飽和粘性土の固定壁に作用する振動土圧に関して実験的および理論的研究を行い、次のような結果を得た。

1) 長さ、幅、高さがそれぞれ $100 \times 58 \times 30$ cm の振動箱内で圧密した模型粘土地盤では、振動土圧分布は含水比分布に依存した分布になる。

2) 固定壁に作用する粘性土の振動土圧は波動方程式を解いて評価することができる。この場合、言うまでもなく、粘性土の剛性率、ポアソン比等を適確に求めることが必要である。

3) 粘性土地盤の剛性率、密度分布が複雑な場合、振動土圧は差分法で計算するのがもっとも容易である。

今後の課題として次のことがあげられる。壁が滑動あるいは傾斜する場合に、粘性土と壁間の付着力が振動土圧にどのように影響するかを検討して、実際のケーソン岸壁等に作用する粘性土の地震時土圧を検討することである。

最後に、本研究は昭和53年度文部省科学研究費奨励研究 (A) の補助を受けたことを付記する。

参考文献

- 1) 物部長穂：地震上下動に関する考察ならびに振動雑論，土木学会誌，**10**，p. 1063~1094 (1924)
- 2) 岡部三郎：“General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Walls and Dams”，土木学会誌，**10**，p. 1277~1323 (1924)
- 3) 松尾春雄，大原資生：“Lateral Earth Pressure and Stability of Quay Walls During Earth-quakes”，Proc. 2nd WCEE，p. 77-1~77-17 (1960)
- 4) 大原資生：地震時、重力式岸壁に作用する振動土圧に関する研究，学位論文，(1960)
- 5) 市原松平，松沢宏：壁変位中における土圧特性と裏込め砂のせん断特性の関連，土木学会論文報告集，No. 176 p. 61~74 (1970)
- 6) 日本港湾協会：港湾構造物設計基準 (1967)
- 7) 大原資生，山本哲朗，西田雄司：地震時、粘性土の振動土圧について，山口大学工学部研究報告，**29**，p. 11~21 (1978)
- 8) Wood, J.H.: “Earthquake-induced soil pressures on structures”，Ph D. thesis, California Institute of Technology (1973)
- 9) Scott, P.F.: “Earthquake-induced Earth Pressures on Retaining Walls”，Proc. 5th WCEE，p. 1611~1620 (1974)
- 10) 土質工学会編：土と構造物の動的相互作用，土質工学会 (1973) p. 533

(昭和 54 年 4 月 14 日 受理)