

地震時、可動壁に作用する振動土圧について

大原 資生*・山本 哲朗*・光永 臣秀**

On the Seismic Earth Pressure Acts on the Movable Wall

Sukeo ÔHARA, Tetsuro YAMAMOTO and Tomihide MITSUNAGA

Abstract

In order to clarify the relation between a displacement of the wall and seismic earth pressure, horizontal vibrating tests are performed on sand or clay compacted in a box, 90cm in length, 58cm in width and 30 cm in depth with a movable wall using the shaking table. The conclusions are summarized as follows: The vibrating earth pressures of sand and clay decrease with increase of a displacement of the wall. When a displacement of the wall becomes large, the phase difference between the vibrating earth pressure and the displacement of the wall becomes 180° . When the shear deformation of soil is relatively small, the amplitude of vibrating earth pressure-displacement of the wall relationship obtained by the experiment can be explained by the theory.

1. ま え が き

1924年、物部・岡部両博士が震度法にもとづいて、地震時に擁壁に作用する振動土圧の計算法（物部・岡部公式）を提案されて¹⁾²⁾以来、地震時土圧に関する研究は実験に主体を置いて行なわれ³⁾⁴⁾⁵⁾、現在に至っている。

その間、物部・岡部公式によれば、擁壁に作用する地震時土圧は壁の変位形式によって異なること、さらに、地震時に擁壁は滑動、転倒、後傾、前傾等を起こしていることなどを考えて、種々の変位型の壁に作用する地震時主働土圧の測定が行われた⁴⁾⁵⁾。

測定結果の検討から、壁の変位形式がちがった場合、深さ方向の振動土圧の分布に変化が見られ、またいずれの変位型の壁に作用する主働土圧係数は固定壁の場合に比べて減少することが示されている⁵⁾。しかし、各々の変位型の壁を用いた実験においては、壁の振動変位が増加する場合、それに伴う振動土圧の変化状況等を調べるための系統立った実験は行なわれていない。

本論文では振動方向に直角な一つの壁が上部弾性支持された砂箱内に豊浦砂あるいはカオリンを詰めて、一連の振動実験を行い、この可動壁に作用する振動土

圧と壁変位との関係を調べた。なお、振動時の壁変位は地震時における実際の岸壁の変位と対応させることを考慮して回転角に換算して、最大 10^{-3} rad 程度におさえた。

測定結果によって、壁の変位振幅が増加するにしたがって、振動土圧が減少すること、特に試料が砂の場合、壁のバネ定数が小さい時には、壁変位と土圧波形間には 180° の位相差が見られること等が明らかにされた。

さらに、振動台加速度が 200gal 程度以下では、実験によって得られた振動土圧-壁変位の関係は理論から求めたそれと良く合うことがわかった。

2. 実験装置および実験方法

2・1 実験装置

実験は Photo. 1 に示すように振動台に砂箱を固定して行った。振動台は載荷面積が 1 m^2 、許容塔載重量は 0.5t であって、振動周期と振幅は運転中に連続的に変化させることができる。

砂箱は厚さ 4 mm の鋼板製で、振動方向に直角な壁の一つは完全固定壁であるが、もう一つは固定壁あるいは可動壁とすることができる。固定壁は壁が振動時にわずかな変位も生じないようにボルト・ナットを用

* 土木工学科

** 大学院土木工学専攻

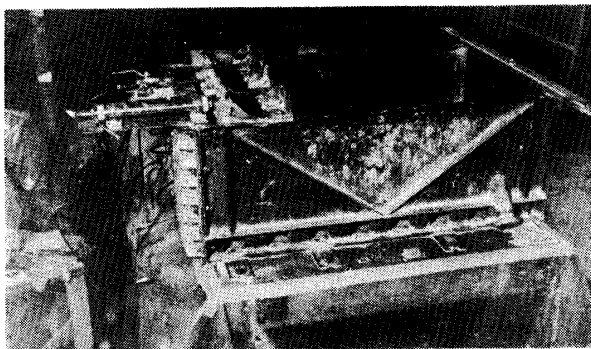


Photo. 1 Apparatus for vibrating tests.

いて、側壁に締めつけられている。この場合、砂箱の幅、長さおよび深さは $58 \times 100 \times 30$ cmである。

一方、可動壁はその上端二ヶ所において、壁の両面と相対する位置にある支持台との間にゴムバンドがかけられ、その張力を利用して、箱の底に垂直な位置にくるようにされている。なお、下端は上述した固定壁に比べて、砂箱の内側10cmの位置で、ローラーを介して箱の底にヒンジの状態に取りつけられている。振動中には壁の慣性力の大きさが問題となるが、ここで用いた壁の重量は16.7kgである。われわれは一応このような可動壁を上 部変位弾性支持壁とよぶことにする。

土圧は容量 1 kg/cm^2 の抵抗線型土圧計によって測定された。土圧計は壁の中央線上の所で砂箱の上面から、5、15、25cmの3ヶ所で受圧面と壁面がツライチ(面一)となるように注意して取りつけた。

可動壁の変位量は砂箱上部に設置された最大測定長50mmの差動トランス型変位計(LVDT)によって測定した。

振動台の加速度の測定には容量10g(g:重力加速度)の電気抵抗線式の加速度計を使用した。

以上の諸測定量は増幅された後、6チャンネルのペン書きレコーダに連続的に記録した。

2・2 実験方法

この実験に使用した試料は気乾状態の豊浦砂、カオリン粘土である。両試料を選んだ理由は砂とカオリンでは剛性率が違うと考えられるので、俗な言い方をすれば、土の軟らかさによって振動土圧が如何に変わるのかを調べることも、本研究の1つの目的としたことによる。

豊浦砂およびカオリンの物理的性質および強度定数はTable 1に示す。また、粒径加積曲線はFig. 1のとおりである。

Table 1 Physical properties and strength parameters of samples.

Sample	Specific gravity G_s	Uniformity coefficient U_c	Diameter of 50% size D_{50} (mm)	Maximum void ratio e_{max}	Minimum void ratio e_{min}	Cohesion intercept c_{cu} (kg/cm^2)	Angle of shear resistance ϕ_{cu} (degree)
Toyoura sand	2.63	2.0	0.22	1.09	0.67	0	45.0
Kaolin	2.63	—	0.0017	2.76	1.60	0.04	19.7

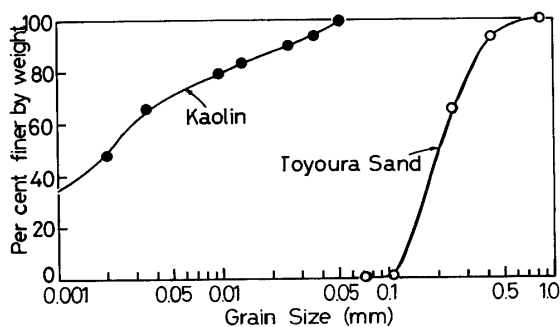


Fig. 1 Grain size distribution curves of samples.

実験はまず砂箱の中に試料を次の方法によって満たした。豊浦砂の場合には、あらかじめ砂をバケットに入れて吊り上げ、箱の底からおよそ50cmの高さからビニールホースを通して箱の中に流し込んだ。これに対して、カオリンでは、豊浦砂を箱に満たした方法と

同じ方法がとり難いので、カオリンを小さな容器にとって箱に注いだ。

次に、試料の満たされた砂箱に震度 $k=0.8$ (振動数:9.2Hz)の水平振動を与えて、試料を締め固めた。振動時間は豊浦砂の場合、2分、カオリンの場合、10分とした。豊浦砂、カオリン両試料とも、この程度の締め固め時間で振動による洗下は止んだ。このようにして砂箱内に詰めた豊浦砂の単位体積重量は、平均 1.34g/cm^3 、カオリンのそれは平均 0.89g/cm^3 であった。

なお、可動壁を用いた実験では、固定壁の実験結果との比較検討が行えるように配慮して、締め固め時に、壁ができる限り動かぬようにボルトで固定したが、完全に壁の変位をなくすことはできなかった。

試料の締め固め後、試料表面を平らにならした直後

に、初期静止土圧を測定した。その後、振動数 3 Hz で振動台の変位振幅を段階的に変化させて、震度 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 の水平振動を砂箱に与え、その振動中の振動土圧を測定した。各震度での振動時間はほぼ 30 秒とした。

壁の変位は壁回転角にして、最大 10^{-3} rad 程度内となるように壁を支持するゴムバンドの強さを変えて規制した。なお、壁のバネ定数は小さい方から順に、0.39, 0.78, 1.19, 1.56, 2.30, 3.44, 4.58, 10.52, 12.33, 15.86 および 20.40 kg/mm の計 11 通りである。

3. 締め固め後および各振動後の土圧

砂箱内に詰められた砂に振動を与えれば、残留土圧が生じ、静止土圧が増加することが知られている。ここでは、この振動後の土圧と可動壁のバネ定数との関係について検討する。

Fig. 2, 3 はそれぞれ豊浦砂、カオリンの振動実験から得られた結果の一例である。図中、バネ定数 $k_s = 1.19$ kg/mm の壁は本実験では振動時に比較的変位し易い壁、また、 $k_s = 12.33$ kg/mm をもつ壁は変位し

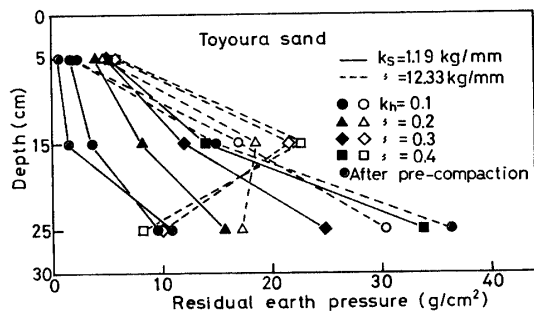


Fig. 2 Residual earth pressure distributions on Toyoura sand.

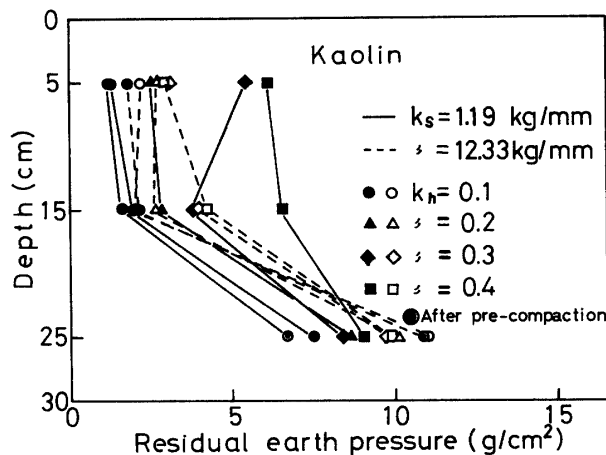


Fig. 3 Residual earth pressure distributions on kaolin.

難い壁である。両図には試料の締め固め後の静止土圧分布も比較のため示されている。先に述べたように、可動壁の実験では試料の締め固めを行なう際に、壁が外側に変位して、土圧は主動状態に近づくと考えられるので、初期の土圧分布は完全な固定壁をもつ箱内で締め固めた試料の土圧分布と違ったものであった。

また、完全な固定壁を有する砂箱中で締め固めた試料の静止土圧は試料をバケツから砂箱に流し込んだ場合の三角形土圧分布と異なり、特に、深い所において大であった。

Fig. 2 から、壁体のバネ定数の違いによって、各振動後の残留土圧分布に顕著な差が認められる。すなわち、バネ定数が小さい場合には、土圧分布はほぼ下部で大きい三角形であるのに対して、それが大きい場合には、土圧分布は中央で大きい分布となる。この原因は次節で述べる振動時における土圧波形と台加速度との位相関係から説明される。バネ定数が小さい壁では、振動土圧波形と台加速度波形には 180° の位相差が生じて土圧は受働的であるから、砂層が表面から、壁の変位に沿って斜め下方に押し込まれ、そのために振動後の土圧は深い所で大きい三角形分布となると考えられる。

一方、壁のバネ定数が大きい場合には、深さ 25 cm の振動土圧はヒンジ部分のわずかなガタによって主動状態となるためか、その位置での土圧は減少し、中央部土圧が大きくなるような土圧配分が生じたと思われる。

Fig. 3 の振動後の土圧分布は締め固め後の土圧分布と同じ傾向を示しているが、これは豊浦砂の結果に見られるように、振動時、土圧波形と台加速度間の 180° の位相差が全ての深さにおいてなかったためであろう。

なお、Fig. 2, 3 において、振動加速度の増加に伴う残留土圧の増加割合は振動加速度が大きいほど、著しい。

4. 可動壁に作用する振動土圧の特徴

固定壁、バネ定数 12.33 kg/mm および 1.19 kg/mm の可動壁の実験記録が Fig. 4 (a), (b), (c) に示されている。これらはいずれも試料が豊浦砂、震度 $k_n = 0.3$ の振動時のものである。記録線は上から、台加速度、砂表面からの深さ $H = 5, 15, 25$ cm の位置の土圧変化、壁変位を示す。

Fig. 4 (a) の固定壁の記録では、各深さでの土圧波

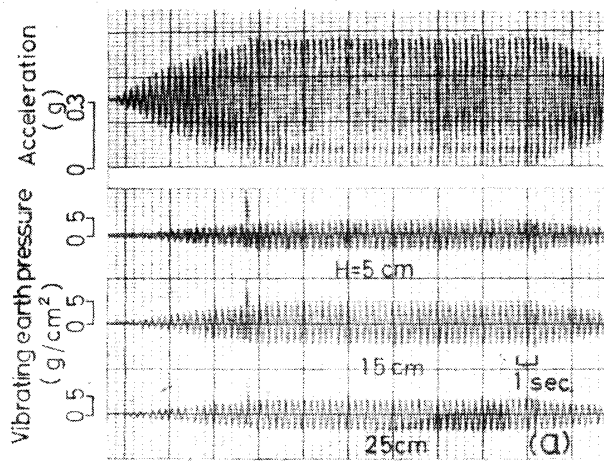


Fig. 4 (a)

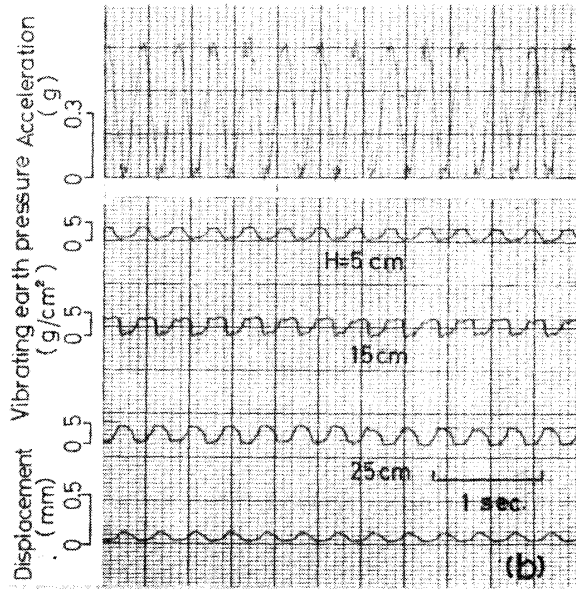


Fig. 4 (b)

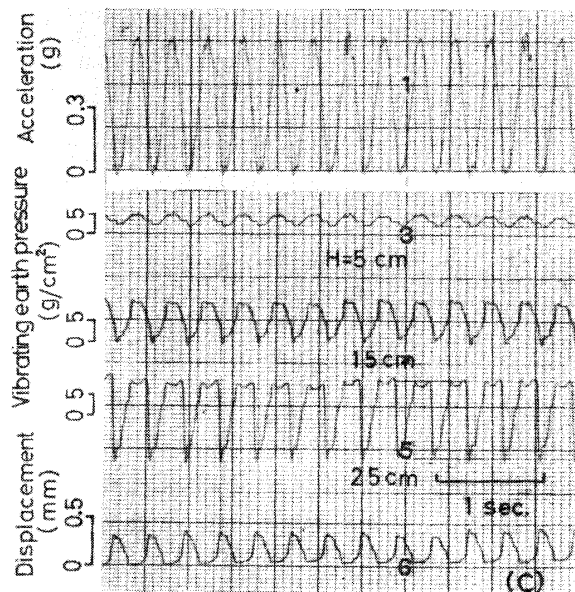


Fig. 4 (c)

Fig. 4 Typical records of vibrating tests (Toyoura sand).

形と台加速度波形間には位相差はないが、Fig. 4 (b) での $H=5, 15\text{cm}$ の位置および Fig. 4 (c) でのすべての位置の上圧波形と台加速との間には 180° ないし、それに近い角度の位相差があるのが注目される。

記録において、加速度波形の谷が壁変位波形の山に対応しているが、この時は壁が海側へ振り切れた状態である。また、土圧波形の山が台加速度波形の谷と全く一致しておれば、両波形間の位相差は 0 であり、振動土圧は主働的に作用する。逆に、土圧と台加速度間に 180° の位相差があれば、振動土圧は受働的に作用すると考えることにする。そして、以下のデータ整理に当っては、前者の振動土圧にはプラスの符号を、後者のそれはマイナスの符号を付して両者を区別した。

ここに示した記録では、その一部を示したものであるので見られないが、振動中、壁が変位するにしたがって、振動土圧の極大値（振動の波の山の値）は増加する傾向が見られた。このような土圧の変化は壁の変位量がある値に達すると消失し、それ以上変位が増えても土圧は定常状態となる。われわれはこの状態の土圧振幅をもって地震時の振動土圧とした。

カオリンの振動実験でも、振動土圧波形と台加速度との間には、位相の逆転が観察されたが、逆転が起こる壁の変位振幅は豊浦砂の場合に比べて大きいものであった。これは、カオリンは豊浦砂に比べて剛性率が小さいために、振動中に、セン断変形量が大きく、したがって、カオリンは壁体と一体となって、運動をする変位振幅量が大きいと考える。

また、土圧波形と台加速度の位相差は、上記の場合だけでなく、深さ方向に位相差がわずかに増加する場合にも認められた。さらに深さ 5cm の所の土圧波形は他の深い所のそれと比較して、乱れが大きいようであった。

Fig. 5, 6 は豊浦砂について、各々の台加速度における鉛直方向の極大、極小土圧分布を示す。

Fig. 7, 8 はカオリンの場合の同様な結果を示す。極大土圧は土圧波形の山の値であり、極小土圧は波形の谷の値である。図中、前者は実線、後者は破線で示されている。したがって、極大土圧から極小土圧を差し引いた土圧が振動土圧を表わす。一点鎖線は初期状態の土圧である。

Fig. 5 では極大土圧と極小土圧の位置関係が他の例と違っているが、これは振動土圧波形と台加速度間に 180° の位相差があるためである。

次に、Fig. 6 に示された壁のパネ定数が大きい場合には、震度が増加すると、極大および極小土圧分布は

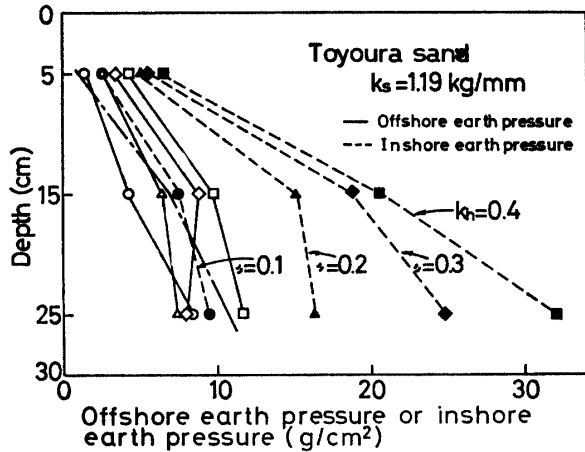


Fig. 5 Offshore earth pressure and inshore earth pressure distributions on Toyoura sand ($k_s = 1.19 \text{ kg/mm}$).

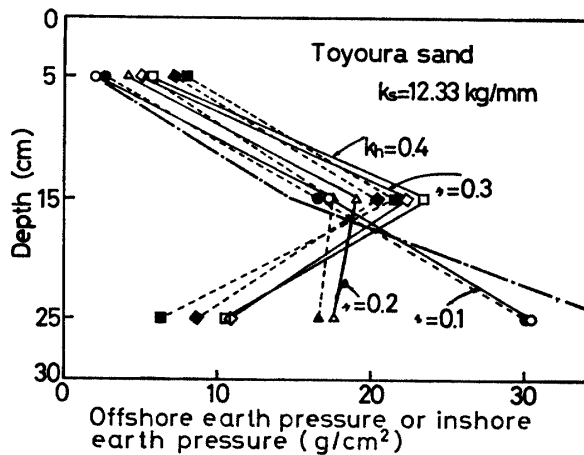


Fig. 6 Offshore earth pressure and inshore earth pressure distributions on Toyoura sand ($k_s = 12.33 \text{ kg/mm}$).

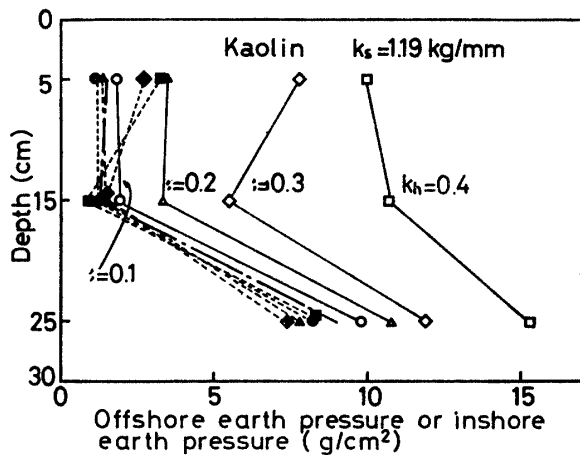


Fig. 7 Offshore earth pressure and inshore earth pressure distributions on kaolin ($k_s = 1.19 \text{ kg/mm}$).

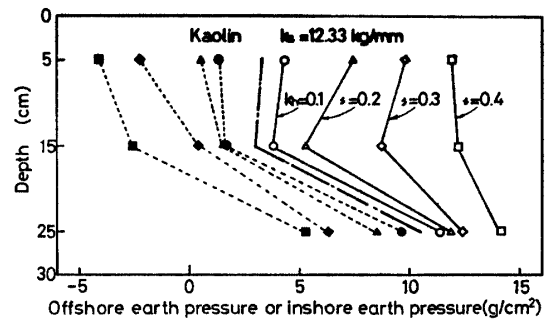


Fig. 8 Offshore earth pressure and inshore earth pressure distributions on kaolin ($k_s = 12.33 \text{ kg/mm}$).

下部で土圧の大きい三角形分布から、中央部で土圧の大きい三角形分布へと移っているのが見られる。このような土圧分布は浅い所では、土圧が受働的に作用しているために、前節で触れたように壁せき近くの砂が下方に押されて中央部の土圧が増加する。しかし、下部では、壁を砂箱に取りつけているローラーのわずかなガタによって、土圧が減少するためと考えられる。下部の土圧が減少する傾向は下部変位壁を使用した実験結果で認められている⁵⁾。

Fig. 7, 8のカオリンの土圧分布は、従来報告されている土圧分布と様相を異にしているのが注目される。すなわち、極大、極小土圧分布は上部と中央部ではほとんど変わらず、下部で大きい分布である。これはカオリンがその剛性率が小さいことに起因して、振動時特に震度が0.3以上の振動時に観察されたように、流動化するためと考えられる。

Fig. 8においては、極小土圧が負となっているが、それは主にカオリンの粘着力によってカオリンが壁に付着し、その結果、土にある程度の引張力が作用するためであろう。

5. 壁の変位に伴う振動土圧変化の実験および理論による考察

まえがきのところで触れたように、擁壁に作用する地震時主動土圧は擁壁が海側へ逃げる場合、減少することは周知のとおりである。しかし、従来の研究では、壁体の変位—振動土圧関係については、実験的にはほとんど調べられていないようである。そこで振動土圧と壁体のバネ定数および壁体の変位量との関係を調べてみた。

Fig. 9, 10は壁体に作用する極大土圧と壁変位の関係を示す。振動は震度0.3で、壁変位は変位半振幅を

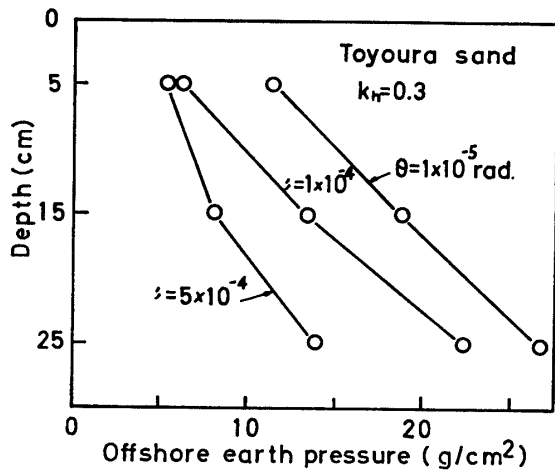


Fig. 9 The change of offshore earth pressure due to displacement of wall on Toyoura sand.

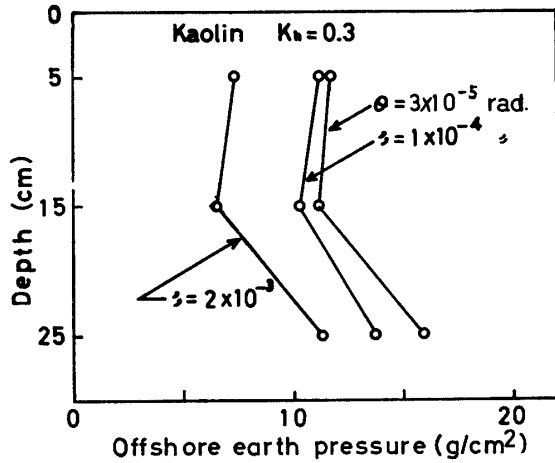


Fig. 10 The change of offshore earth pressure due to displacement of wall on kaolin.

壁の高さで割った回転角 θ で表わされている。極大土圧中に含まれる試料の締め固め時の初期状態の土圧は壁のバネ定数が小さい時は、減少するものであって、可動壁に作用する初期状態の土圧は、壁のバネ定数によって異なるので、ここでは、壁のバネ定数が 10kg/mm をもつ壁に作用する土圧を採用した。

壁の変位と振動土圧との関係を検討する上には、まず、完全固定壁に作用する土圧を知らねばならないので、一応、それに関する実験を行った。しかし、固定壁の実験での砂箱の長さは、可動壁の実験での砂箱の長さよりも、 10cm 長い等の理由から、両方の実験は必ずしも、同一条件下で行なわれていなかった。この点をかながみて、Fig. 9, 10の固定壁のデータは可動壁を使用して、その動きを極力無くした実験から得られたものである。この時の壁変位は震度が 0.3 の振動中、

10^{-5}rad 程度であった。

豊浦砂の結果によると、壁の変位量が増加するにつれて、土圧分布はその分布形をかえず、大きさのみを減じているのが指摘される。このような傾向は、Fig. 10のカオリンの場合にも見られる。カオリンと豊浦砂の壁の変位による極大土圧の減少割合を比較すると、前者において小さいようである。たとえば $\theta = 10^{-5}\text{rad}$ 程度から $\theta = 1 \times 10^{-4}\text{rad}$ 程度まで壁変位が変わる場合、 15cm の深さにおいて、カオリン土圧は 7% 減じ、豊浦砂の土圧は 29% 減少している。したがって壁変位が同じ場合、豊浦砂の塑性変形領域がカオリンのそれに比べて広がっていないと考えられる。

次に、Fig. 11, 12は土圧計の取り付けられた深さで、振動土圧と壁のバネ定数との関係を調べた結果の一例である。試料の締め固めを行った後、壁を可動にする操作で止むをえず生じる壁変位によって、測定点はいくらかバラツキではいるが、次の点が指摘される。

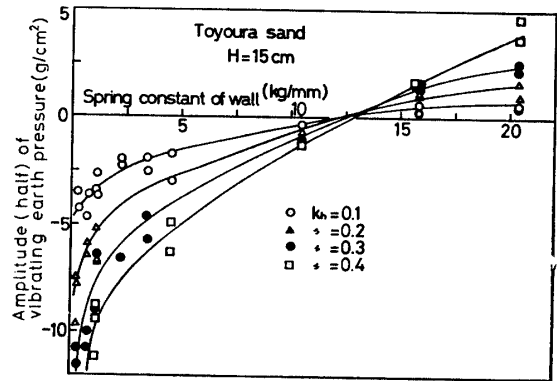


Fig. 11 Relationship between the amplitude of vibrating earth pressure and spring constant of wall on Toyoura sand.

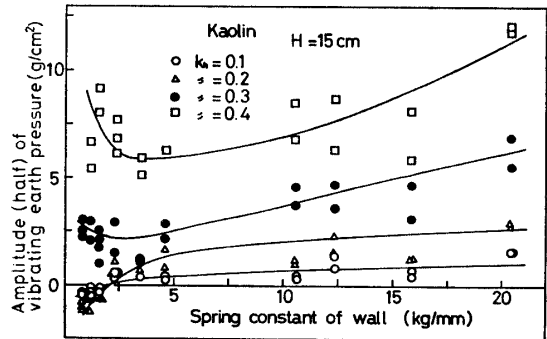


Fig. 12 Relationship between the amplitude of vibrating earth pressure and spring constant of wall on Kaolin.

砂の場合、壁のバネ定数が11~12kg/mmにおいて、振動土圧と合加速度との位相差は180°となる。そして、この位相差が生じる壁変位は振動加速度が大きくなるに従って大きくなる傾向が見うけられる。このように、あるバネ定数を持つ壁に対しては、振動土圧が0となる変位が存在する。これについては以前の研究⁴⁾で、予測はされていたが、本研究でその点が明らかとなった。

5 cmの深さでは、バネ定数が20kg/mm以上のごくわずかなデータを除けば、壁と土圧間の位相差はすべて180°であった。

カオリンについては、震度が0.1および0.2の振動で、しかもバネ定数が小さい場合を除けば、壁と土圧間にはほとんど位相差は見られなかった。

Fig. 13, 14はそれぞれ Fig. 11, 12の結果に基づいて、バネ定数の違いによる振動土圧の変化の様子を示している。両図には参考までに完全固定壁の実験結果が示されている。

Fig. 13と Fig. 14を比べると、壁のバネ定数が変化すると、豊浦砂の振動土圧分布は深さ5 cmの土圧を不動点のようにして、それより下方の土圧が著しく変わっているが、カオリンの振動土圧分布は豊浦砂のそれと全く逆に、深さ25cmの土圧を不動点として、それより浅い所の土圧が変化しているのがわかる。この傾向は別の震度でも見られた。

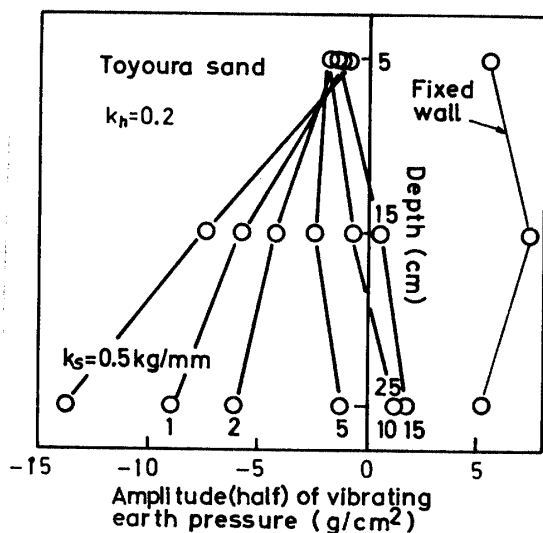


Fig. 13 Relationship between the half amplitude of vibrating earth pressure and the spring constant of wall on Toyoura sand.

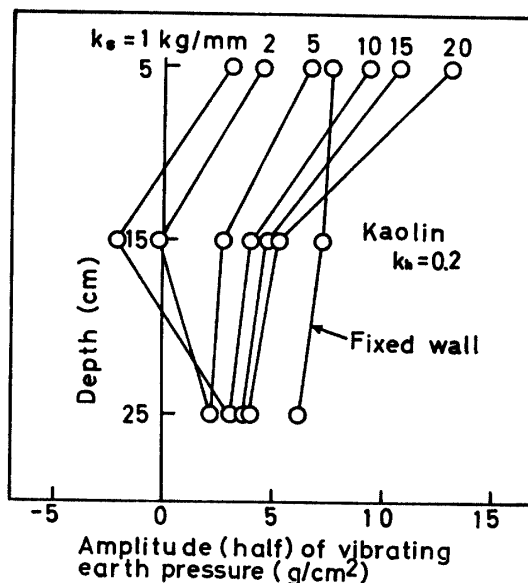


Fig. 14 Relationship between the half amplitude of vibrating earth pressure and the spring constant of wall on kaolin.

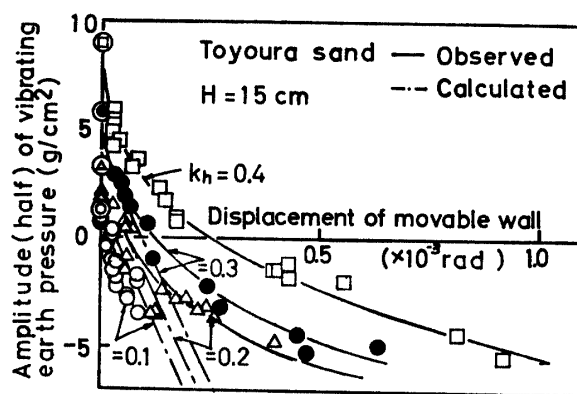


Fig. 15 Comparison theoretical results with experimental results on the effect of movable wall on the amplitude of vibrating earth pressure (Toyouira sand).

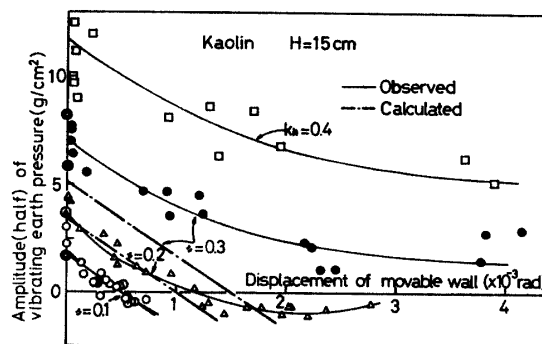


Fig. 16 Comparison theoretical results with experimental results on the effect of movable wall on the amplitude of vibrating earth pressure (kaolin).

Fig. 15, 16 は振動時の壁の変位振幅と振動土圧振幅の関係を示す。壁変位振幅が0の時の結果は完全固定壁の実験から得られたものであり、図中の記号を丸印で囲み、他の可動壁の結果と区別している。図から、震度が0.2以下の振動では、豊浦砂の振動土圧が壁変位に対して、180°逆転する壁変位は、カオリンの場合のおよそ1/5であるのが読み取れる。また、壁変位の増加による振動土圧の変化は後の理論で示されるように土の剛性率と密接に関係するが、それは豊浦砂において顕著である。さらに、震度が大きくなると両試料とも、土圧波形が壁変位に対して180°の位相差をもつ変位は試料のせん断変形ならびに特に壁近くの塑性領域の増大によって増加する。

ここで、土を弾性体と考えて、可動壁に作用する振動土圧の理論値を求めてみる。

大原は Fig. 17のように、地盤が正弦波地動加速度を受けた時、可動壁に作用する振動土圧を(1)式から求めた固定壁に作用する土圧に(2)式から求めた壁のみが変位する時の土圧の和として計算している⁶⁾。

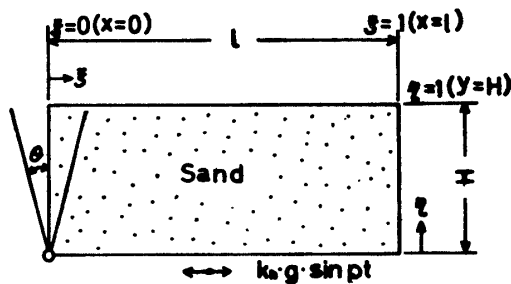


Fig. 17

$$\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} = \frac{C_1^2}{l^2} (1 - \alpha_1 \eta) \frac{\partial^2 U}{\partial \xi^2} + \frac{\partial}{\partial \eta} \left\{ \frac{C_2^2}{H^2} (1 - \alpha_2 \eta) \frac{\partial U}{\partial \eta} \right\} + \frac{k_h g}{H} \cdot \sin pt \quad (1)$$

$$\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} = \frac{c_1^2}{l^2} (1 - \alpha_1 \eta) \frac{\partial^2 U}{\partial \xi^2} + \frac{\partial}{\partial \eta} \left\{ \frac{c_2^2}{H^2} (1 - \alpha_2 \eta) \frac{\partial U}{\partial \eta} \right\} \quad (2)$$

ここで、 $U = u/H$, $\eta = y/H$, $\xi = x/l$, $c_1^2 = (\lambda + 2\mu)/\rho$, $c_2^2 = \mu/\rho$, u : 土の変位量, ρ : 土の単位体積重量, λ, μ : Lamè の定数, α_1, α_2 : c_1^2, c_2^2 の深さによる変化率, c_1 : 縦波速度, c_2 : 横波速度, k_h : 震度, g : 重力加速度, p : 円振動数, t : 時間

ここでは、(1)式を次に示す境界条件の下で差分法によって可動壁に作用する振動土圧を計算した。差分は長方形メッシュを使い、 x, y 方向にそれぞれ、8, 6 分割した。

$$U|_{\xi=0} = 0 \cdot \eta \sin pt \quad (i) \quad (\theta: \text{壁回転角})$$

$$U|_{\xi=1} = U|_{\eta=0} = 0 \quad (ii)$$

$$\partial U / \partial \eta |_{\eta=1} = 0 \quad (iii)$$

計算に用いた諸定数は次のとおりである。

豊浦砂: $\lambda = 1500 \text{ kg/cm}^2$, $\mu = 150 \text{ kg/cm}^2$, $\rho = 1.367 \times 10^{-3} \text{ g} \cdot \text{s}^2/\text{cm}^4$, $\alpha_1 = \alpha_2 = 0.2$, $p = 18.85 \text{ rad/s}$

カオリン: $\lambda = 20 \text{ kg/cm}^2$, $\mu = 9 \text{ kg/cm}^2$, $\rho = 0.908 \times 10^{-3} \text{ g} \cdot \text{s}^2/\text{cm}^4$, $\alpha_1 = \alpha_2 = 0.8$, $p = 18.85 \text{ rad/s}$

上の定数のうち、剛性率は有効上載圧、せん断ヒズミ等の関数である⁷⁾が、ここでは、剛性率は一応、上載圧 $\sigma_v' = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ の動的単純せん断試験から求めた弾性域内の値を使った。

計算結果は Fig. 15, 16のとおりである。計算値と実測値は土の剛性率として弾性領域での値を用いると、震度0.2以下では良く一致している。しかし、特に剛性率の小さいカオリンにおいては、震度が0.2以上の振動下では、実験値は理論値に比べてかなり大きくなる。これは振動加速度が増すと、土が塑性変形を起こし、剛性率が低下するためと考えられる。

また、豊浦砂、カオリンの両者において、壁体の変位が増加すると、実験曲線の勾配はゆるやかとなるが、このことは土の塑性変形が卓越してくると、土は流動性を帯び、そのために、壁変位に対する振動土圧の減少割合が低下するのであろう。理論によれば、曲線の勾配がおだやかになるのは土の剛性率の低下を意味し、これは実験値をうまく説明している。

6. まとめ

以上、主として地震時に可動壁に作用する振動土圧と壁体のバネ定数、壁体の変位振幅との関係を実験的に検討したが、得られた結果を要約すると次のようになる。

- 1) 壁体のバネ定数の違いによる振動土圧分布の変化は土の剛性率と密接に関係する。
- 2) 可動壁に作用する豊浦砂の振動土圧は壁回転角が、およそ $2 \times 10^{-4} \text{ rad}$ までは、壁回転角が増加するにつれて減少する。しかし、それ以上に回転角が増すと、振動土圧と壁変位には180°の位相差を生じ、振動土圧は受働的に作用する。
- 3) カオリンの場合、振動土圧と壁変位との位相差は浅い所で認められる。
- 4) カオリンの振動土圧は豊浦砂のそれよりも大きい。これはカオリンの剛性率が小さいことに起因して

振動中の変位が大きいためと考えられる。

5) 振動土圧の理論値は本実験では、砂およびカオリンのせん断変形が弾性域にあると考えられる震度0.2以下の実験結果をうまく説明できる。

終りに本実験は昭和52年度卒業生蒔部吉継、西田雄司両君の助力を得て行われたことを付記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 物部長徳：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, No. 5 (1924)
- 2) S. Okabe: General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Walls and Dams, Journal

- of the Japan Society of Civil Engineers, 10, No.6 (1924)
- 3) H. Matsuo and S. Ōhara: Lateral Earth Pressure and Stability of Quay Walls During Earth-Quakes, Proc. 2nd WCEE (1960)
- 4) 石井靖丸他3名：振動中における乾燥砂の運動性状に関する研究（第四報）一弾性壁に加わる振動土圧に関する実験(その2)一，運輸省技術研究所報告，10, No. 11 (1960)
- 5) 大原資生：地震時土質土圧について，土と基礎，18, No. 2 (1970)
- 6) 大原資生：岸壁の可動量を考えた場合の振動土圧について，山口大学工学部研究報告，13, No. 1 (1963)
- 7) F.E. Richart: Some Effects on Dynamic Soil Properties on Soil-Structure Interaction, Proc. ASCE, 101, GT, 12 (1975)

(昭和52年10月15日受理)