

地震時主働土圧についての実験的研究

大原資生*・前原博**

Experimental Studies of Seismic Active Earth Pressure

Sukeo ŌHARA and Hiroshi MAEHARA

Abstract

N. Mononobe and S. Okabe proposed the formula of the seismic earth pressure acting on the retaining wall by expanding Coulomb's and Rankine's Formula in 1924. Studies of seismic earth pressure have been attempted by many students but without experimental success so far.

Lately, the measurements of active earth pressure during the vibration are carried out in our laboratory, using the shaking box (30cm in depth, 56cm in width, 100cm in length) with the movable wall.

The movable wall is supported by two rollers in vertical direction and four screw spindles in horizontal direction and is displaced with various kinds of displacement type by the rotation of handle.

This results give us following suggestions :

- 1) The resultant force of the seismic active earth pressure are nearly constant in spite of the difference of displacement type of wall.
- 2) The internal friction angle of dry sand decrease at the rate of 2.0~2.5 degrees per increment of seismic coef. 0.1 during vibration.
- 3) The redistribution of the earth pressure acting on the retaining wall is recognized.

1. 緒言

地震時、擁壁に作用する土圧に関する問題は耐震工学上の重要問題の一つであり、これまで約50年間にわたって研究され続けてきたが、いまだ明確な結論を得ないまま今日に至っている。本論文は振動時において壁を変位することにより、裏込土中の応力状態は塑性平衡状態となると考え、振動台と砂箱を用いて地震時主働土圧なるものを測定してみた結果およびその考察について述べたものである。すなわち今回の実験では静止状態および振動中に剛性壁を種々の変位型で変位した場合に、壁にはたらく土圧分布と、それに対する震度の影響はどのようなものであるかをしらべることを目的として振動台上の砂箱内に乾燥砂をつめて振動をあたえ、振動方向に直角な位置におかれた壁に作用する土圧分布を測定する実験を行なった。

その結果、変位する壁に作用する水平土圧、すなわち主働土圧の分布は壁の変位型により著しく異なる

が、その合力は変位型にあまり関係なくほぼ一定であること、およびその合力と物部一岡部式の値とを比較することにより、振動中は砂の内部マサツ角は震動0.1当り約2.5度減少すると考えられる結果を得た。

2. 実験装置と測定器

振動台は載荷面積 1 m^2 で許容塔載荷重 500 kg である。廻転数と振幅は振動中に連続的に変化できるが、今回の実験では廻転数は 180 cpm (周期 $\frac{1}{3}$ 秒) を用い全振幅を $5.5\sim 22.1\text{ mm}$ の範囲に変化させて、震度 $0.1\sim 0.4$ の振動を与えて実験を行なった。

砂箱は内寸法が深さ、幅、長さが $30\text{ cm}\times 56\text{ cm}\times 100\text{ cm}$ の鋼製のもので、振動方向に平行な $30\text{ cm}\times 100\text{ cm}$ の側壁内面には厚さ 1 cm のスポンジゴム板をはり付けて砂粒子の拘束を少なくするようにした。

砂箱は振動方向に直角な一端面が可動壁となっており、その中央に深さ $5, 15, 25\text{ cm}$ の位置に土圧計をとりつけて振動中の土圧分布を測定する。可動壁の詳細

* 工学部土木工学教室

** 大学院工学研究科土木工学専攻

細は Fig. 1, Fig. 2 に示す。可動壁は鉛直方向には下部にある2個のローラーで支えられ、水平方向には4本のスピンドルで外側から支持されている。

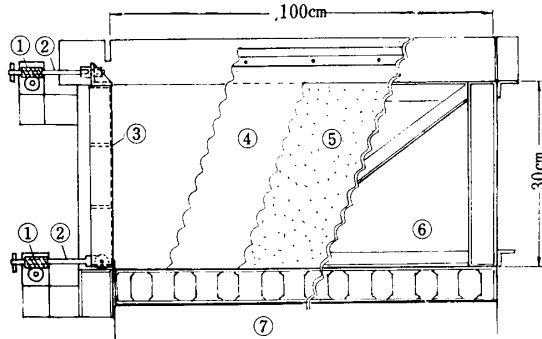


Fig.1 Movable wall and shaking box

- ① Worm gear ② Spindle ③ Movable wall
- ④ Sponge rubber plate ⑤ Sand ⑥ Steel box
- ⑦ Shaking table

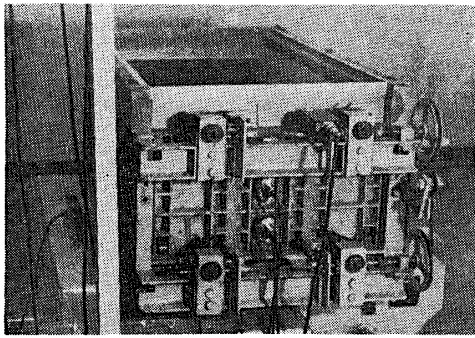


Fig.2 Movable wall and measuring instruments

このスピンドルは上, 下のハンドルを廻転しウォームギヤを駆動することにより前後に出入することができる。ハンドルの廻転数を上下でかえることにより、壁に種々の変位型を与えた。例えば下のハンドルを廻転せず、上のハンドルのみを廻転すれば上部変位、その逆になれば下部変位、上, 下を同じ廻転数で廻転すれば平行移動である。

ギヤ機構のおそびのために振動中に壁に微少なガタが生じるが、これをふせぐために可動壁をギヤボックスにゴム紐の張力で押し付けるようにした。

また、可動壁の周囲と砂箱とのすき間(約1.5mm)から砂が洩れるのをふせぐためには幅3cmのビニール膜を貼った。

変位計は東洋測器製 DB-20 で、慣性力の影響が少ないものを選び、0.01mmの変位にも敏感に反応し、充分な直線性があることを確かめて使用した。

変位計は壁の変位型の種類によって取付け位置を変えたが、振動中の壁の変位量を連続的に記録するため

に用いた。壁にあたる強制変位量はダイヤルゲージを見ながら増減された。

加速度計は新興通信KK製で振動台の合加速度を記録するのに用いた。

土圧計はダイヤフラム型の特別製の圧力計で容量は 1 kg/cm^2 、受圧面の中心たわみ量は 0.02 mm/kg/cm^2 直径5cmのものである。それを受圧面と壁面がツラーとなるようにとりつけた。土圧計の構造は気圧計や水圧計と同一であるので、単位圧力当りの受圧面のたわみ量の大小等によっては正確な土圧の測定ができないことがあるので、Fig. 3に示す土圧計の検定装置によって砂圧による検定を行なってその精度を確かめた。

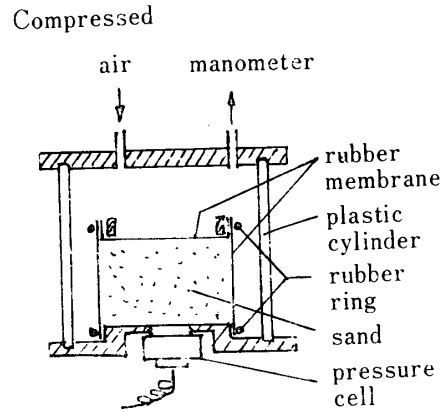


Fig.3 Device for calibration of pressure cell

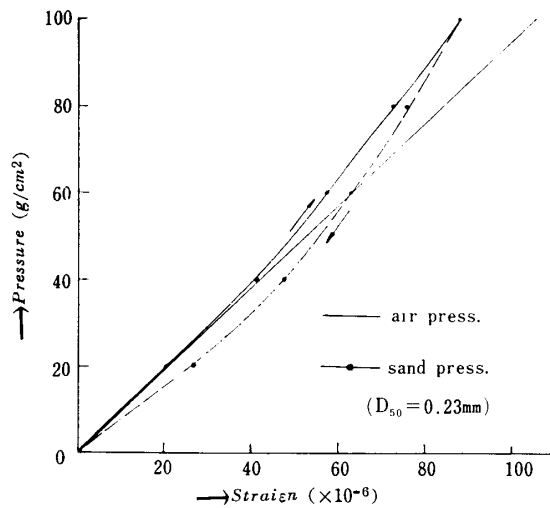


Fig.4 Calibration curve—press. cell No.2

Fig. 4は検定曲線の一例である。気圧の場合は圧力とひずみ量は直線関係を示すが、砂圧の場合は履歴を生じる。しかし実験の際に生じる最大土圧は約 25 g/cm^2 であるので、この範囲では砂圧に対しても充分直線性があると見做しうるので、この土圧計を用いた

なお、この土圧計の慣性力の影響は震度0.4の振動時に見掛上0.5g/cm²の圧力半振幅を生じるが、これは無視した。これらの変換器はすべて抵抗線ひずみゲージ応用のものであり、変換量はひずみ計を通して電磁オシログラフで連続的に記録された。

3. 壁の変位型と実験方法

Fig. 5はこの実験で用いた壁の変位型の種類を示す略図であり、各壁変位型を便宜的にTable 1のように呼ぶことにした。また、Table 1に各変位型について壁にあたえられた相対変位量をまとめて記した。この表で2の非移動壁は1の固定壁のように変位をあてない壁で、可動壁で変位しなかった場合のものをいう。

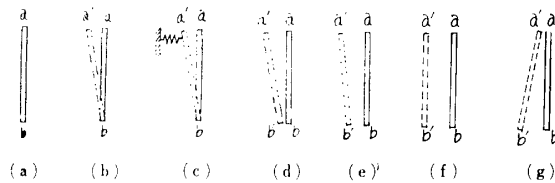


Fig.5 Schematic picture of wall displacement

a—b initial position
a'.....b' displaced position

しかし、支持機構上、震度k=0.4の振動時に壁下端で±0.01mmの振動変位を生じた。これはすべての可動壁についても同じである。

可動壁の支点は底面より1.5cmおよび33cmの高さにあるため、上部変位壁では下端がいく分裏込砂の方に、下部変位壁では上端もいく分外側に動いている。

これらの壁はそれぞれの変位型にしたがって単純にその変位量を増加するだけで振動的な変位は生じない。

これに対し弾性支持壁では壁を支持しているスピンドルの先にゴム板片をつけているので、上記の増加変位量の他に振動変位も生じるのである。この弾性支持壁の場合にはTable 1の値に加えて震度k=0.1, 0.2, 0.3, 0.4のそれぞれの振動中には0.02, 0.08, 0.20, 0.30mm程度の半振幅が加わる。

壁の強制変位は1回の砂詰めにつき各震度毎に1回計4回の変位をくり返して実験を行なった。

例えば砂詰め後最初の振動ではk=0.1の振動を、次の振動ではk=0.2、以下順次0.3, 0.4の震度の振動を与えその都度壁を変位させる。以上の実験がおわると次は砂詰め後最初の振動ではk=0.2とし以下順次0.3, 0.4, 0.1の順にその震度をcyclicにかえて実験を行なった。そして同一条件の実験を5回くり返して行ない、その平均値を求めた。壁の変位速度はほぼ1mm/10secとした。なお、Table 2に4回の壁変位後の砂表面の沈下量をまとめたが、土圧値に対する砂表面の沈下の影響は無視した。

4. 試料

この実験に使用した砂は豊浦標準砂で比重2.62、平均粒径0.23mmのもので、この粒径加積曲線はFig. 6である。この実験では砂箱内にできるだけ均一に砂をつめることが必要であるが、そのためにはわれわれは次のようにした。

気乾状態の砂約210kgをバケツに入れて釣り上げ

Table 1 Types of movable wall

Types of wall displacement			Amounts of displacement (mm)	
			Upper edge	Lower edge
1	a	fixed wall	0	0
2		Non-displaced wall	0	0~±0.01
3	b	Rotated wall about toe (solid supported)	0.88	-0.03
4	c	〃 (elastically supported)	(0.90)	-0.04
5	d	Compound disp. wall (I)	0.90	0.20
6	e	〃 (II)	0.94	0.56
7	f	Translational moved wall	1.00	1.00
8	g	Rotated wall about top	0.09	1.10

Table 2 Total subsidence of sand surface

		Static state						Dynamic state					
Distance from wall (cm)		1	5	10	20	35	50	1	5	10	20	35	50
1	a	—	—	—	—	—	—	13.5	6.2	3.4	1.8	2.1	2.0
2													
3	b	2.8	2.0	1.4	0.6	—	—	13.1	6.9	4.1	2.3	2.2	2.4
4	c	3.2	2.4	1.6	0.6	—	—	7.8	7.2	6.1	4.4	3.0	3.4
5	d	3.0	1.9	1.0	—	—	—	12.3	7.3	4.4	2.5	2.5	2.5
6	e	4.6	3.4	2.5	0.8	—	—	13.6	8.2	5.5	2.7	2.6	2.5
7	f	4.7	4.1	3.2	0.9	—	—	16.6	10.9	6.6	3.2	2.8	2.7
8	g	2.8	3.1	2.3	0.5	—	—	15.2	8.6	5.7	2.7	2.5	2.4

(unit mm)

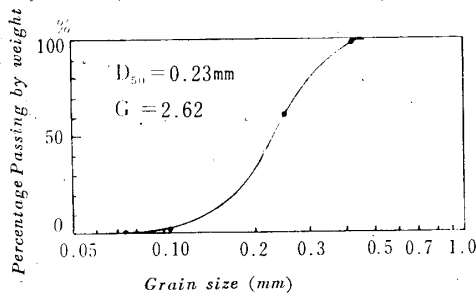


Fig.6 Grain-size distribution curve

砂箱上約50cmの高さから布ホースを通して落下させて、なるべく均等になるように砂箱につめ、最後に表面を平らにならした。このようにして詰められた砂の単位体積重量 $\gamma = 1.30\text{g/cm}^3$ であった。

三軸試験によって得られた、この砂の内部摩擦角 ϕ 、粘着力 C は 42° および 0.01kg/cm^2 で、この時の試料の単位体積重量は 1.42g/cm^3 であった。

また、壁面と砂とのマサツ角 δ は実験※の結果 29° であった。しかし土圧計の受圧面は非常になめらかなので、 $\delta = 0$ と見なした。

5. 実験結果とその特徴

Fig. 7～9は上部変位壁、平行移動壁、下部変位壁の実験記録の一例で、いずれも震度 $k=0.3$ の振動時のものである。5本の記録線は上から5, 15, 25cmの深さの土圧、振動台の加速度、および壁の変位を示

※ 壁体を平らにした砂面におき、その上に適当な重量を加えて壁に水平力を加えて壁のすべり出すに必要な水平力を求めた。

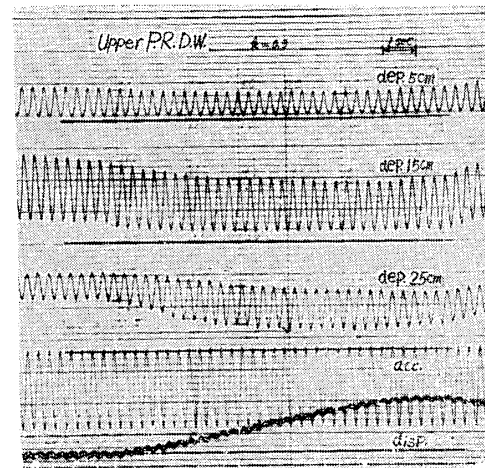


Fig.7 Record of waves : rotated wall about toe

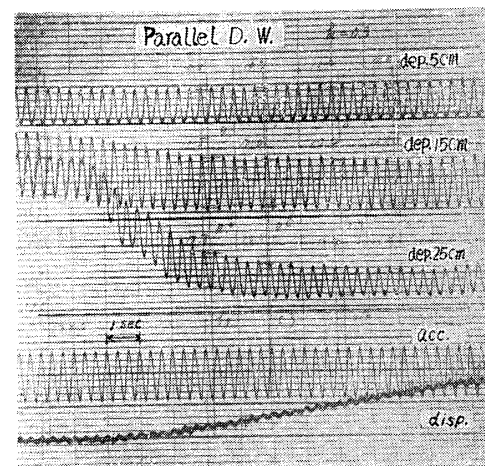


Fig.8 Record of waves : translational moved wall

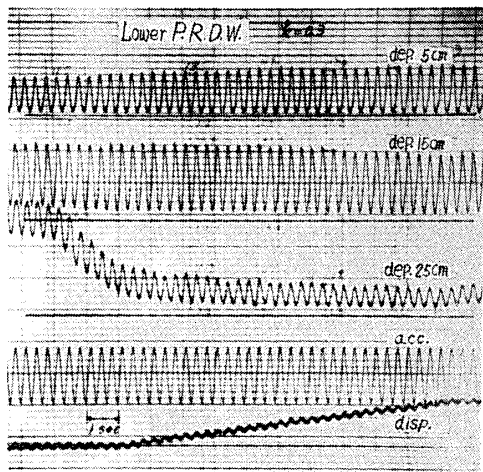


Fig. 9 Record of waves : rotated wall about top

す。

上部変位壁の記録では壁の変位の増加にともない、すべての点の土圧の極大値は減少している。しかし平行移動壁と下部変位壁では深さ15cm, 25cmの深さの土圧は減少しているが、深さ5cmの土圧だけは壁が変位するにしたがって土圧の極大値は増加する傾向が見られる。

このような土圧の減少、または増加は壁の変位量が0.6mmに達するとやみ土圧は定常状態となる。このときの土圧を地震時主動土圧と考えるのである。

写真に見られるように剛性支持した壁の場合（弾性支持以外の壁の場合）では壁の変位型にかかわらず、土圧波形の位相は合加速度と一致しており、また深さに対しても位相差はない。

土圧が定常状態になったときの土圧の深さ分布を求めたのがFig.10~17で極大値を実線で、極小値を破線であらわした。ゆえに実線の間が土圧振幅となる。砂詰め直後の静止土圧（これを初期静止土圧という）は一点破線で示した。

Fig.10~17は各震度の振動を砂詰め後最初に与えた時の実験結果である。

Fig.10は完全固定壁の結果であり、Fig.11は非移動壁の結果である。後者では固定状態が前者ほど完全でないため、Fig.11では深さ25cmの土圧振幅がFig.10に比して小さくなっているのが目立つ。これは壁の下端のヒンヂ部に最大0.01mmのガタがあるためである。

このようにごくわずかの壁体変位によっても土圧の値はかなり影響をうけるのであるが、これ以上ガタをとることは難しいので、この可動壁を用いて、各種変位壁の実験を行なった。

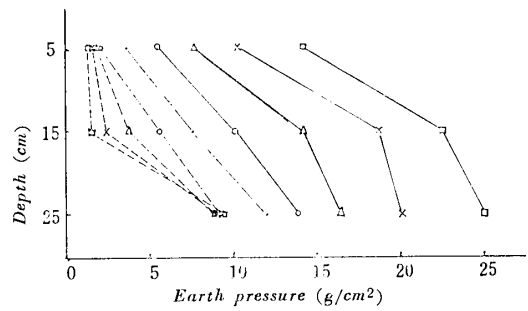


Fig.10 Seismic earth pressure : (fixed wall)

Symbols :

- Initial static pressure
- Static test
- $k=0.1$
- △— $k=0.2$ k : Seismic coeff.
- ×— $k=0.3$ Full line : Max. press.
- $k=0.4$ Broken line : Min. press.

(Fig. 10~Fig. 17に共通)

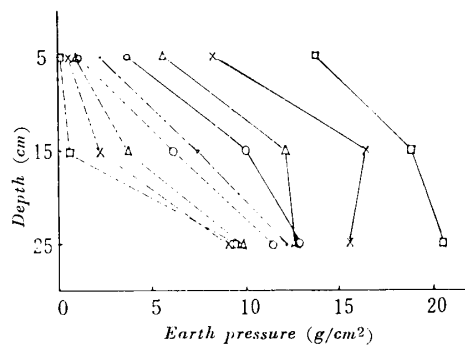


Fig.11 Seismic earth pressure (non-displacement)

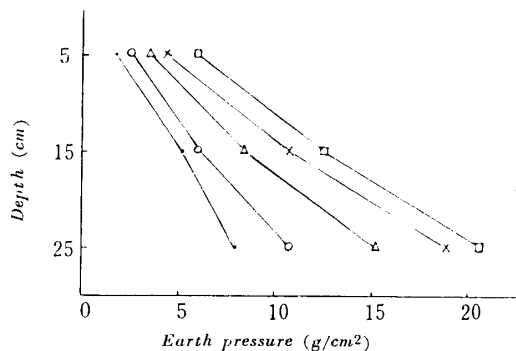


Fig.12 Seismic active earth pressure (rotation about toe, elastic support)

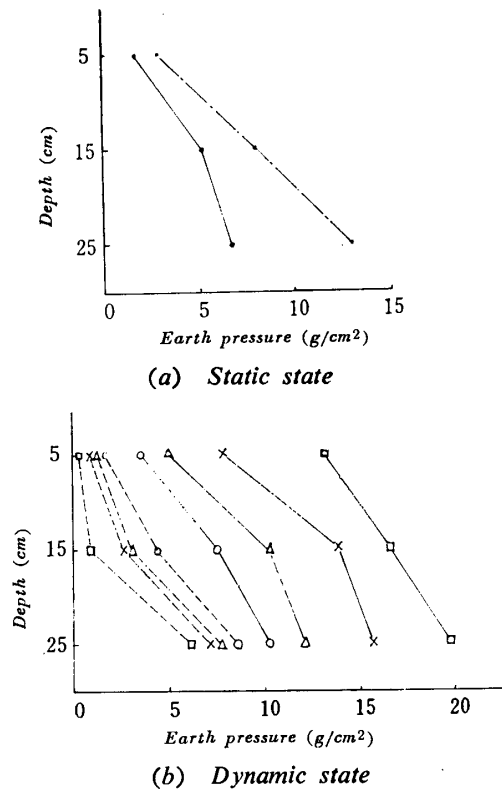


Fig. 13 Seismic active earth pressure (rotation about toe)

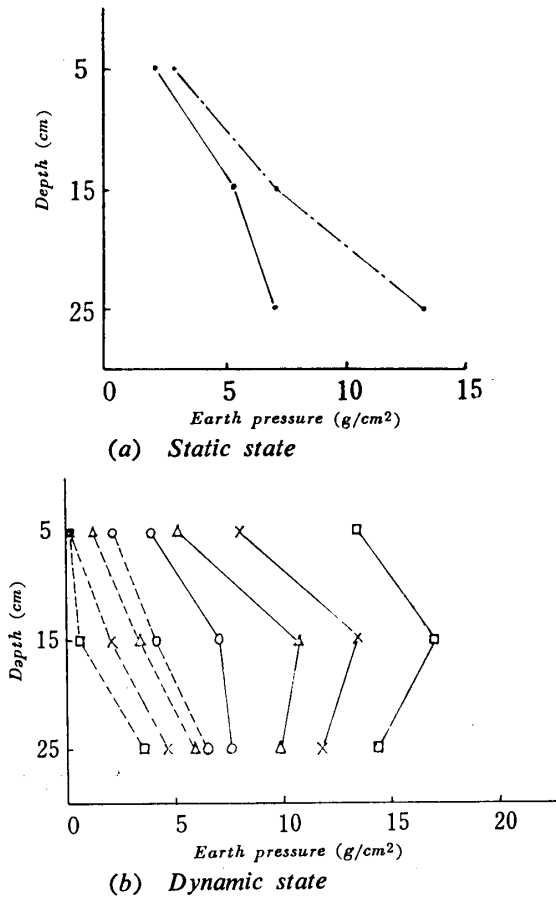


Fig. 15 Seismic active earth pressure (compound disp. II)

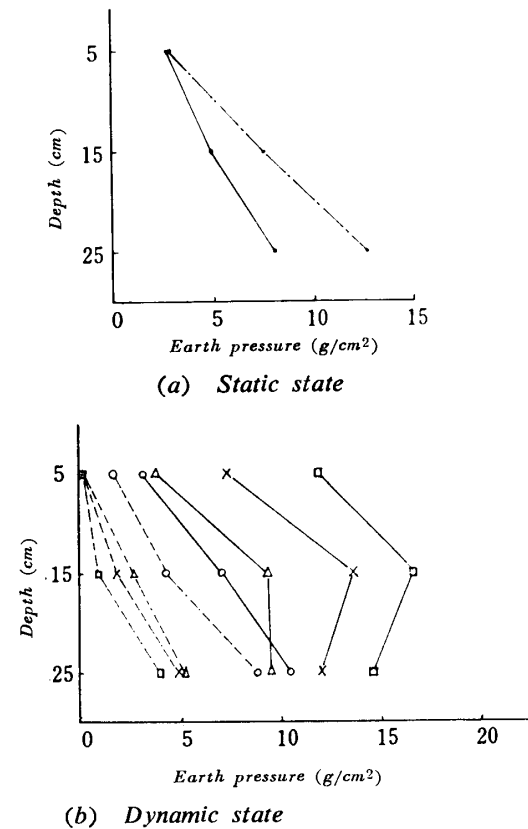


Fig. 14 Seismic earth pressure (compound disp. I)

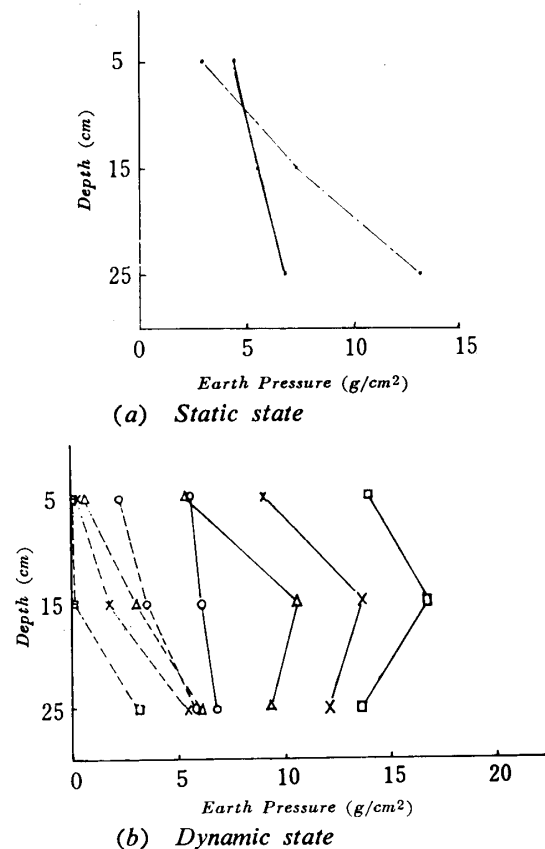
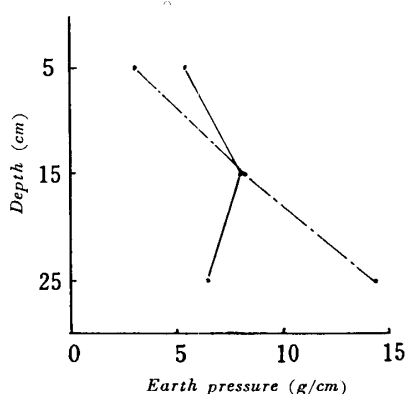
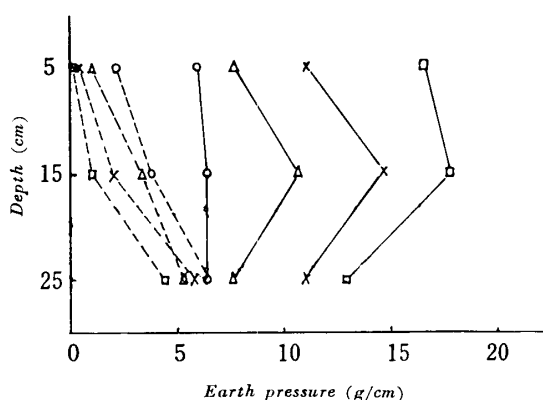


Fig. 16 Seismic active earth pressure (translational movement)



(a) Static state



(b) Dynamic state

Fig.17 Seismic active pressure
(rotation about top)

Fig.12は上部変位弾性支持壁の結果で、連続的に増加する変位に加えて振動的な変位が生じた状態での結果である。この場合の土圧の位相は合加速度とほぼ180度に近い位相差がある。震度が0.3以上になると土圧波形は乱れ、土圧の極値は砂と壁体の相対変位速度が最大となる点に生じるようになった。

このようなことから深さ全体を通じての土圧の位相は必ずしも同一ではないので問題があるが、上部変位弾性支持壁の土圧極大値分布の形状はほぼ完全な三角形分布となることは非常に興味がある。

Fig.13は剛性支持の上部変位壁での結果であり、Fig.13(a)は静的、Fig.13(b)は動の実験の結果である。

Fig.13(a)の破線は砂詰め後の静止土圧で実線は壁を外側に変位したときに生ずる主働土圧である。

この動の実験では、前述のように壁が外側に変位するに当たって土圧極大値は減少して変位量がある値以上ではほぼ一定値に落ち着くのであるが、Fig.7に見られるように土圧の振幅は深さの浅い所では減少するが、深い所では増大している。これは壁体変位にともなう土圧の再配分が深い所に卓越していることと考え

られる。

Fig.14, 15は壁体の上、下部両方の支点ともある程度変位させるが、下部変位より上部変位が数倍大きい場合、すなわち平行移動に上部変位を加えた変位型（これを複合変位型という）の結果である。

静的実験値は他の変位型の場合とあまり変わらないが、振動時の土圧分布は浅い部分の土圧が少し大きくなり、深い部分の土圧は小さくなって上部変位壁と平行移動壁との中間的な土圧分布となっていることがわかる。

Fig.16の平行移動壁での実験結果では、静的実験の場合には浅い部分の土圧は壁の変位が増加するにしたがって初期静止土圧より増加し、深い部分の土圧は減少している。そしてこの場合の主働土圧分布は台形となる。振動時の主働土圧分布も震度0.1の場合にはこれとあまり変わらない。しかし震度が大きくなると深さ15cmの点の土圧が最大となって放物線形の土圧分布となることがわかる。

Fig.17は下部変位壁での結果であり、静的実験では深さ5cmの所の土圧は壁の変位とともに増加して、壁を元に戻すと圧力は減少し初期静止土圧に戻る。

深さ15cmの点の土圧は壁の変位によってあまり変化はなく、深さ25cmの点の土圧は他の壁種の主働土圧に較べて少し小さくなるが、極端に小さな値になるということはない。また、振動時の主働土圧分布は他の壁種に較べて表面近くの土圧が大きく、深い所の土圧が小さい。

6. 実験結果の考察

前述のように、この実験では砂詰めはバケツより砂を振動箱内に落下することによって行なったので、全実験を通じて初期静止土圧はほぼ一定となり、その分布もほぼ深さとともに圧力値の増大する三角形分布が得られた。その静止土圧係数を求めると平均0.40であった。

Fig.18は上部変位および複合変位壁についての静的主働土圧をまとめたもので、これらの場合の静的主働土圧はほぼ三角形分布になるといえる。このときの土圧係数はほぼ0.25となる。この値より内部マツ角を逆算すると $\phi=37^\circ$ が得られる。

Fig.19は Terzaghi および Tschebotarioff による土留壁設計土圧と下部変位壁の静的主働土圧の実験値を比較したもので、Terzaghi の土圧分布にかなり近いことがわかる。同図に平行移動壁の結果も記入したが、この実験値は e 点の土圧値を $0.5K\gamma H$ とした

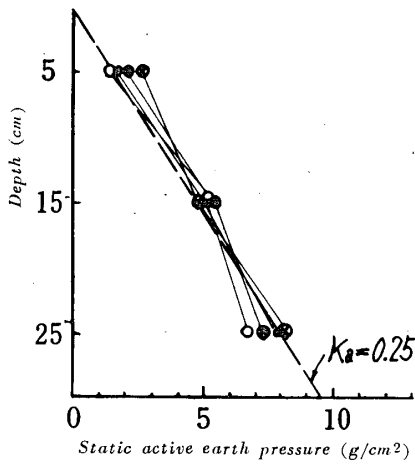


Fig.18 Active earth pressure

Symbols :

- — Rotation about toe
- ◐ — " (elastic support)
- ⊙ — Compound displacement I
- ⊗ — Compound displacement II
- — Translational movement
- ★ — Rotation about top

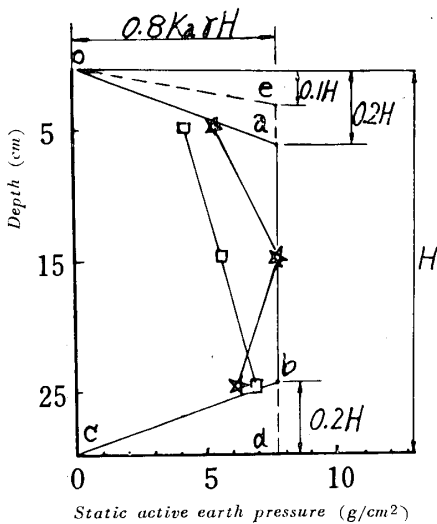


Fig.19 Comparison with the pressure distributions *oabc* by Terzaghi, and *oedc* by Tschebotarioff

値に近い。いづれにせよ、静的主動土圧分布がこのような分布となるのは砂のアーチ作用やせん断力によって土圧が再配分された結果とみられる。

Fig. 20はFig.10~17の振動時主動土圧分布からその土圧合力を求め、これを $\gamma H^2/2$ で除して土圧係数を求めその震度に対する変化をまとめたもので、Fig. 21はその着力点をまとめたものである。

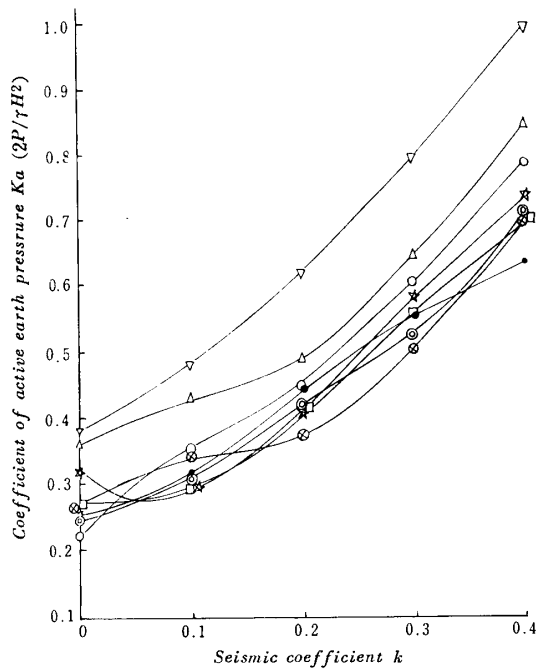


Fig.20 Coefficient of active lateral earth pressure K_a vs. horizontal seismic coefficient k

Symbols :

- Fixed
- Non-displacement

other is same as before

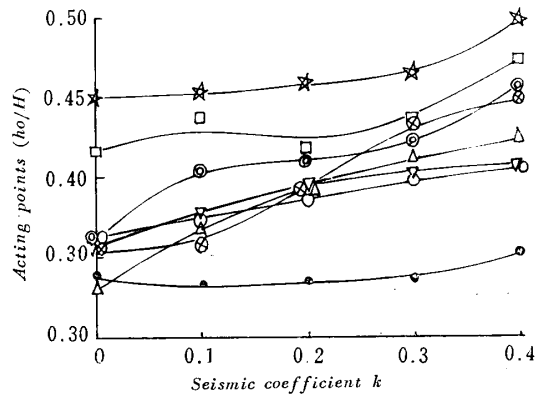


Fig.21 Acting points of resultant of earth pressure vs. seismic coefficient (symbols same as before)

Fig. 20から振動時主動土圧合力は多少の差はあるにしても各変位型に関係なくほぼ等しい値になっていることがわかる。このことから与えられる振動の条件が一定であれば、土圧となって壁面に加えられるエネルギーは壁の変位型にかかわりなくほぼ一定であると考えることもできる。ただし弾性支持壁の場合は土圧の位相は他と較べてほぼ逆に近いので除いて考慮すべきである。しかし、その土圧の極大値の合力も波形が

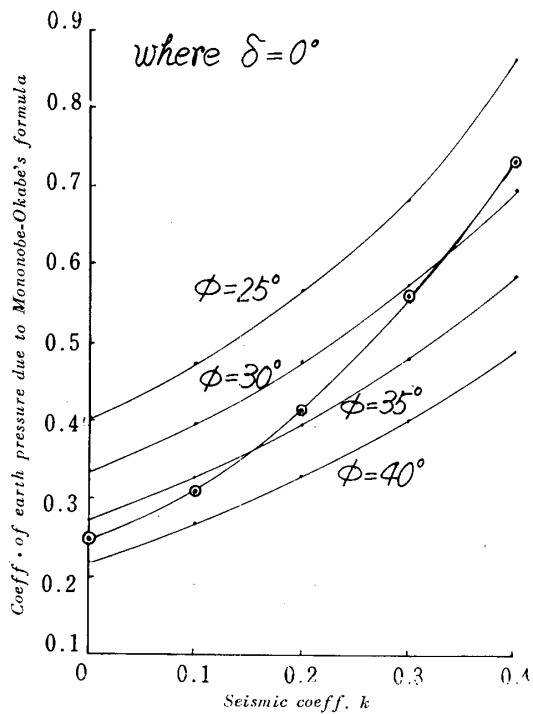


Fig. 22 Comparison between mean experimental values and Mononobe-Okabe's formula values

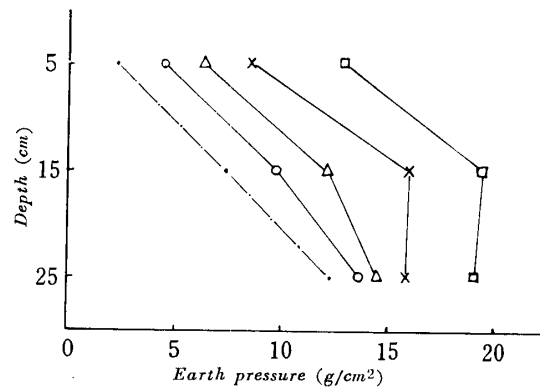
著るしく乱れた震度0.4の場合を除き、他の移動壁での結果の平均値に非常に近くなっていることは注目すべきである。

完全固定壁と他の変位壁との結果の差は、砂層が弾性的状態から塑性的状態に変化する時のエネルギー消費と砂箱の底に伝達吸収されたエネルギーの和であると考えられるが、これは震度とともに僅かずつ増加しているように見える。

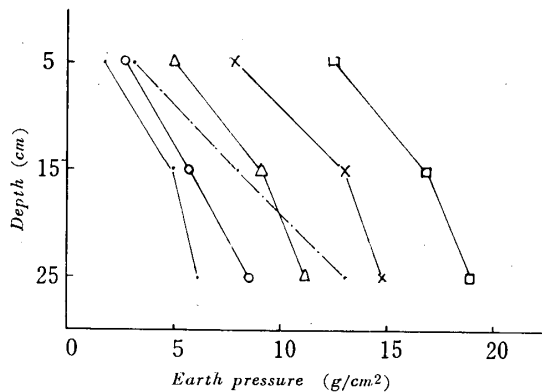
Fig. 22は弾性支持壁以外の変位壁の実験結果の平均値を、物部一岡部の式による土圧係数と比較したものである。Fig. 22から地震時の土圧の合力を求めるには内部マサツ角φを震度0.1当り約2.5度減少させて物部一岡部式を用いると実験値に等しい土圧合力をうる事ができることがわかる。しかし土圧の分布は壁の変位型によって異なる。

Fig. 23(a)~(d)は代表的な壁での地震時主働土圧の実験値の全平均値をまとめたものである。この震度0.3のときの土圧分布を各壁種での土圧分布の規準として、壁の深さ5cm, 15cm, 25cmの点にはたらく土圧の分配率を計算したのがTable 3である。

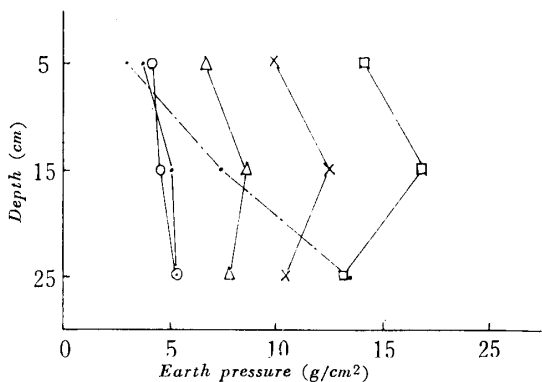
弾性支持壁の場合は三角形分布としての分配率となったが、他の壁では深さ15cmの点の土圧分配率はほぼ0.37となる。上部変位壁および非移動壁での土圧分配率はほぼ等しいが、それらと平行移動壁、下部変位壁とでは上部、下部の分配率がかなり変化している。



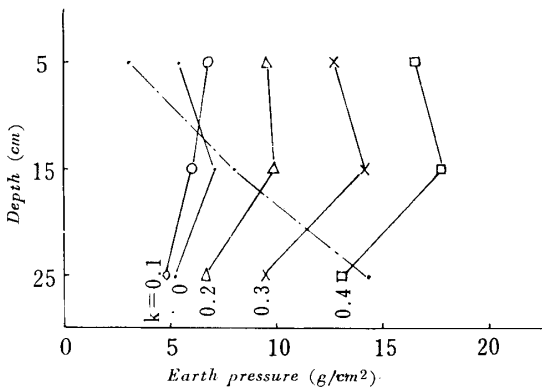
(a) Non-displacement (mean values)



(b) Rotation about toe (mean values)



(c) Translational movement (mean values)



(d) Rotation about top (mean values)

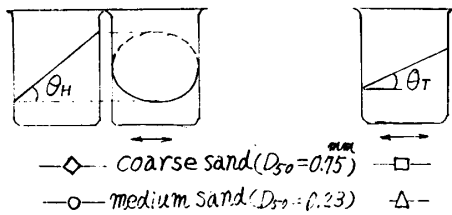
Fig. 23 Lateral active earth pressure distributions of typical movable solid supported walls (symbols is same as before)

Table 3 Rate of pressure distribution

Types of wall displacement	Upper part	Middle part	Lower part
Non-displaced wall	0.20	0.38	0.42
Rotated wall about toe	0.21	0.36	0.43
Translational moved wall	0.30	0.37	0.38
Rotated wall about toe	0.36	0.38	0.26
Elastically supported wall	0.17	0.33	0.50

Fig.22で示した結果からは地震時主働土圧合力は振動によって、その砂層の内部マサツ角が減少すると考えられると物部一岡部式の計算値と実験値はよく一致するという結果を得たが、この点を確かめるために次の二つの実験を行なった。

その一つは砂の斜面の振動に対する安定性についての実験である。従来の実験では、斜面の傾斜方向と同じ方向の振動を与えて傾角の変化が調べられたが、ここでは斜面の傾斜方向と直角な方向の振動を与えて振



Vibration is parallel to Inclined surface Vibration is face to Inclined surface

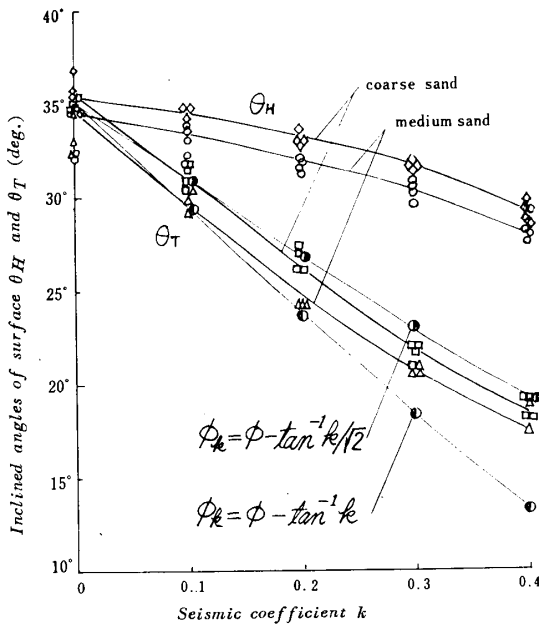


Fig.24 Stability of the slope surface during vibration

動による慣性力が、斜面の安定条件に直接影響しないような状態での実験を行なった。使用した砂は土圧実験に使った細砂および粒径の大きい(平均粒径1mm)相馬砂の二種で、容量1,000ccのビーカーを斜めにして砂を入れ手でゆすって落着かせて振動台上で極めてゆっくりと直立させると砂はビーカー内で一定の角度(安息角)の斜面を形成する。この状態で振動を与えた結果が Fig.24の θ_H の値である。

この結果から斜面の傾斜方向に直角な方向の水平振動をうけた場合でも斜面の傾角は減少することがわかる。砂の斜面の傾角が内部マサツ角を表わすものではないが、この場合の傾斜角の減少は震度0.1当り1.5~2.0度となっている。なお、 θ_H の水平振動に対する減少の割合は豊浦砂でも相馬砂でもほぼ同じであった。

また、斜面の傾斜方向と同じ方向の振動での結果も Fig.24 (θ_T) に記入したが、この結果は従来の結果* とほぼ一致した。

他のもう一つの実験は上部変位壁の振動時土圧の実験で、壁面に平行な方向の水平振動を与えた状態で壁を変位させて地震時主働土圧を測定したものである。

この場合には壁面は砂層の慣性力を直接受ける状態にないので土圧振幅はほとんど認められず、振動による内部マサツ角の減少があるならば、それによる主働土圧の変化だけが認められるだろうとの予測からこの実験を行なったのである。その結果が Fig.25である。

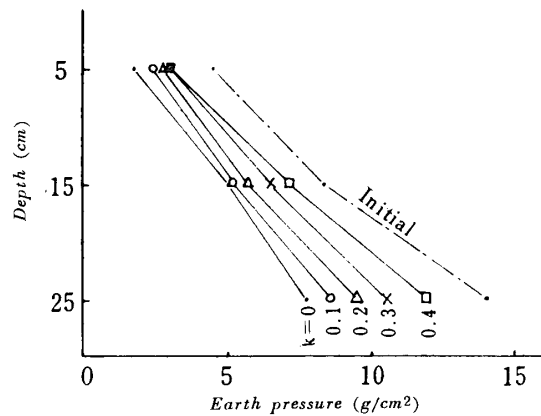


Fig.25 Earth pressure distribution on the wall rotated about toe during vibration (Direction of vibration is parallel to wall's face)

予想どおり、この実験での土圧の振幅は極くわずかであり、周期は与える振動周期の1/2であった**。

* 大原資生：土の動的性質 九大工学集報 28巻1号 1955.

** 大原資生：飽和砂の振動圧力について 土木学会論文集 99号 1963.

てこの場合も振動時の主働土圧は初期静止土圧より小さいが、震度の増加にともなってその値は増大している。また、その分布はほぼ三角形分布である。

Fig. 25から土圧係数を求めたのが Fig. 26である。これより震度に対する内部摩擦角の減少を求めてみると震度0.1当り約2.5度減少するとの結果になり、平均的にみてFig. 22の結果と一致している。

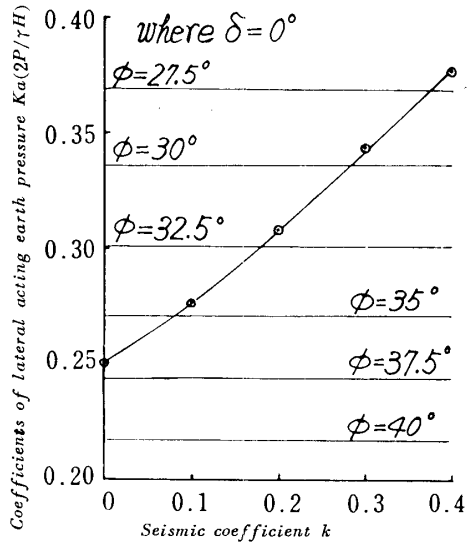


Fig.26 Coefficients of lateral active earth pressure vs. seismic coefficient during vibration (direction of vibration is parallel to wall's surface)

これだけの結果から振動中の砂層の内部摩擦角の減少を断定することは問題があるかも知れないが、地震時主働土圧を考察する場合の考え方としては有力な資料であると思われる。

7. 塑性論的考察

Rankine の塑性平衡領域内の応力度はx軸と最大応力度方向のなす角θおよび $\sigma = (\sigma_x + \sigma_y)/2 + C \cot \phi$ を用いれば

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \sigma(1 + \sin \phi \cdot \cos 2\theta) - C \cot \phi \\ \sigma_y &= \sigma(1 - \sin \phi \cdot \cos 2\theta) - C \cot \phi \\ \tau_{xy} &= \tau_{yx} = \sigma \sin \phi \cdot \sin 2\theta \end{aligned} \right\} \quad (i)$$

で表わされる。ここに φ, C は内部摩擦角および粘着力である。式 (i) を二次元の応力釣合式に代入すると双曲線型微分方程式が得られる。これに σ および θ の全微分式を連立させて二本の特性曲線を求め、さらに関数値の有界条件により特性曲線に沿う関数方程式を求めると

$$\left. \begin{aligned} dy &= dx \tan(\theta - \epsilon) \\ d\sigma - 2\sigma \tan \phi \cdot d\theta &= (Y + X \tan \phi) dy \\ &\quad + (X - Y \tan \phi) dx \\ dy &= dx \tan(\theta + \epsilon) \\ d\sigma + 2\sigma \tan \phi \cdot d\theta &= (Y - X \tan \phi) dy \\ &\quad + (X + Y \tan \phi) dx \end{aligned} \right\} \quad (ii)$$

となる。ここに $\epsilon = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$ で X, Y は x 軸, y 軸方向の体積力である。

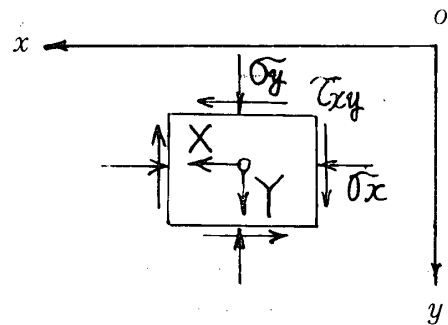


Fig.27 Stresses and directions

主働土圧の状態を考えると、粘着力 C = 0 として表面で $\sigma_y = \tau_{xy} = 0$, 壁面に作用する力の合力は法線と角 δ をなすとした境界条件で、自重および最大地震力が静的に作用するとして式 (ii) を数値計算で解いた一例が Fig. 28 である。粘着力を 0 とし、上

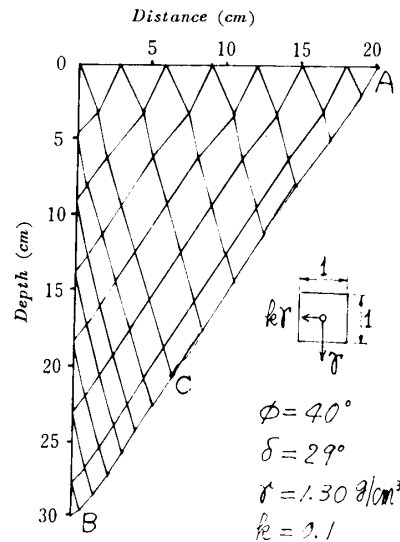


Fig.28 Failure surface in Rankine plastic equilibrium zone

載荷重がないので表面では θ に関係なく $\sigma_y = \tau_{xy} = 0$ の境界条件が満足されるので、精度を高めて計算すると表面の決定領域 OAC 内のすべり直線になる。水平力が増すと領域 OAC は増大し、壁面の決定領域 OBC

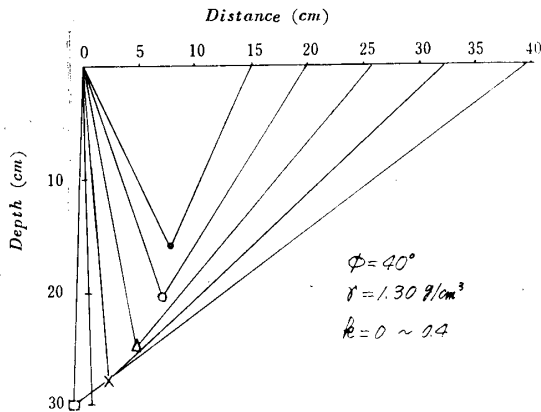


Fig. 29 Change of Rankine plastic equilibrium zone determined by free surface conditions due to additional lateral forces

は減少する。領域OACの増加の様相がFig. 29である。

直線としたすべり線ACと壁面とのなす角を β とし、 $\mu = \tan^{-1}k$ (k : 震度)とおくと

$$\beta = \pi/4 - \phi/2 + \{\mu + \sin^{-1}(\sin \mu / \sin \phi)\} / 2 \quad (iii)$$

と表われる。 β が震度 $k=0$ (静的状態) の2倍の値になるとき、他方のすべり線は鉛直になるが、それは $\phi=30^\circ \sim 40^\circ$ の範囲ではほぼ $k=0.35$ で生じる。

しかし領域OBC内で境界条件を満足したすべり線網が描けるのはこれより小さい震度のときである。今領域OAC内のすべり線を直線とみると、この領域内の応力度は粘着力および上載荷重を0とするとき

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \gamma y \{1 + 2 \tan^2 \phi - 2 \sqrt{1 - (\cos \phi / \cos \mu)^2} / \cos^2 \phi\} \\ \sigma_h &= \gamma y \\ \tau_{xy} &= \gamma y \tan \mu \end{aligned} \quad (iv)$$

と表わされ、土圧係数 Ka に相当するものは

$$Ka = 1 + 2 \tan^2 \phi - 2 \sqrt{1 - (\cos \phi / \cos \mu)^2} / \cos^2 \phi \quad (v)$$

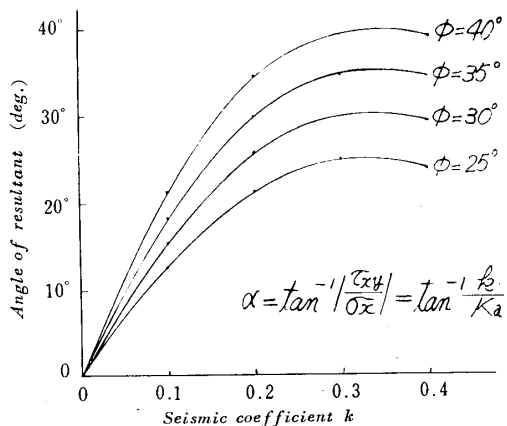


Fig. 30 Angle of resultant acting on wall surface in Rankine plastic equilibrium zone

となる。この領域内の鉛直面に作用する合力の傾角を α として、その変化をしらべたものが Fig. 30である。角 α は小さい震度の範囲で大きく変化し $k=0.3 \sim 0.35$ で最大値を示し、その値は ϕ に等しい。この角 α が壁面マサツ角 δ より小さい範囲のときは領域OBC内のすべり線網は無理を生ぜずに描けるが、 α が δ をこえると壁面での境界条件を満足させたすべり線網は描き難くなる。いま、 δ を大きく見積り 29° としても $\phi=40^\circ$ であれば $k=0.15$ で壁面ですべりが生じることになる。このすべりは上部変位型の壁では壁下部への砂粒子の動きは生じにくいと思われるが、平行移動壁および下部変位壁では生じやすく、Fig. 16(b) および Fig 17(b)に示されているように震度0.1以下の土圧分布と震度0.2以上の土圧分布の様相のちがいの原因となっているものと思われる。

なお、この塑性論では特性曲線の性質上応力の伝達される範囲が限定されるので壁面に作用する土圧分布は三角形の分布となるが、その値は物部一岡部式の値とくらべて小さい値となる。また、式 (v) の Ka の値の震度に対する変化は実験値とくらべてよい対応は示さなかった。

8. 弾性論的考察

裏込土を弾性体としての地震時土圧の研究は過去に著者の一人が行なったのであるが、今回は Finite Element Method を用いて完全固定壁の場合についての計算を行なってみた。砂層を10cm×10cmの正方形に分割し、自重を鉛直方向の節点力とし、地震力を水平節点力として作用させ動的問題を静的問題におきかえて計算した。その Model が Fig. 31 でかなり大まかな分割をしたにもかかわらず横方向の節点数を10個以上にした場合の計算結果は半無限とした弾性理論解とほぼ一致することがわかった。

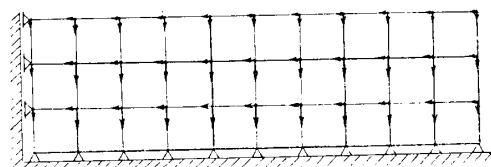


Fig. 31 Finite element method analysis model

Fig. 32は上, 中, 下段の要素でポアソン比を0.35, 0.30, 0.25と変化させた場合の計算結果と完全固定壁での実験値 Fig. 10と比較したものである。

この結果から中央部での土圧は計算値と実験値はほぼ一致しているが、上段では計算値の方が大きく、下

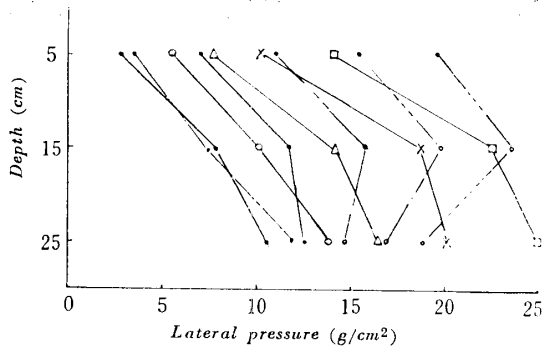


Fig. 32 Comparison between numerical calculated values and those of experiment of fixed wall
Symbols

—○— Calculated by FEM($\nu=0.25\sim0.35$),
others same as Fig. 10

段では実験値の方が大きい。裏込土が完全な弾性体であれば土圧の分布は計算値のようになるべきだが、実験値のような分布が得られる原因は粒状体の集合した裏込土で粒子のかみ合せが比較的ゆるやかな場合には、水平力は十分に水平方向に伝わらず、いく分かは粒子下端のせん断力によって下方に伝えられたものと思われる。

Fig. 33は実験値と理論値とを比較するために、弾性論的計算結果、実験値の平均値、物部一岡部式の値の水平合力を図(a)に、着力点を図(b)に比較したものである。合力においては完全固定壁の実験結果は弾性論的計算結果に近い。可動壁についての実験結果は震度が小さい時は物部一岡部式の計算値に近いが震度が大きくなるにつれて実験値の方がかなり大きくなる。

土圧合力の着力点の高さは弾性論によると小さい震度で急に高くなっているが、実験値はほぼ物部一岡部式と弾性論の結果の中間がやや上の方にあることがわかった。

9. 結 言

地震時主働土圧を求めるために、振動中に壁を外側に変位させて壁に作用する地震時土圧を測定したのであるが、その実験結果およびその考察から次のことがいえる。

(1) 地震時主働土圧合力の大きさは壁変位型にあまり関係なくほぼ一定である。その大きさは物部一岡部式において震度0.1当り約2.5度内部摩擦角を減少するとして計算した値が実験値と一致する。また、この震度に対する内部摩擦角の減少は壁面摩擦の影響を充分確めていないが、一連の実験を通じて振動時には減少すると判断し、その量は震度0.1当り約2.5

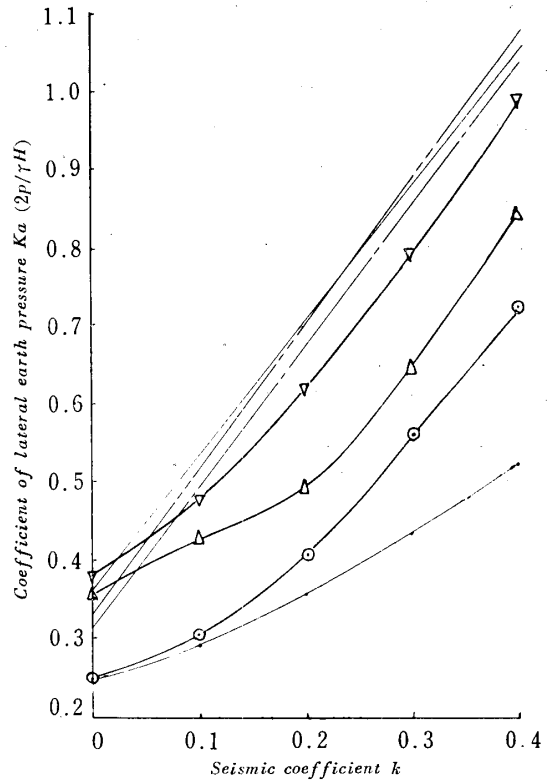


Fig. 33—(a) Coeff. of seismic earth pressure

Symbols:

- Elastic theoretical solution($\nu=0.25$)
- · — · FEM(I) ($\nu=0.25$ const)
- · — · FEM(II) ($\nu=0.25\sim0.35$)
- Mononobe-Okabe's formula ($\phi=37.5^\circ, \delta=0^\circ$)
- ▽— fixed wall
- △— Non-displaced wall
- ⊙— Mean value of experiment of displaced walls
- · — · of displaced walls

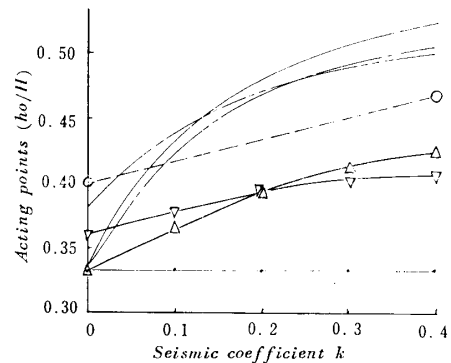


Fig. 33—(b) Acting points of resultant of seismic earth pressure

度と考へ得る結果が得られた。

- (2) 地震時主働土圧の分布は壁の変位型により著しく異なり、これらを理論的に解明することは難しいが、定性的な判断ではこの実験では圧縮圧力が小さいため、平行移動、下部変位壁等では砂のアーチ作用および砂のせん断力による土圧の再配分の現象が認められる。壁の変位にともない上部変位壁では深い所の土圧振幅が増大し、逆に下部変位壁では浅い所の土圧振幅が増大しているのもこの土圧再配分のためと思われる。こうした場合の土圧分布を求めるには実験値から計算された Table 3 の土圧分配率が参考とされるだろう。
- (3) 変位をしない壁に作用する土圧合力は砂質土の場合

合は弾性論に基づいて計算した方が合理的であると考へられる。

参 考 文 献

- 1) 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、10。
- 2) “土質工学ハンドブック”，技報堂 P. 231, (1965)
- 3) ソコフスキー（星植 和，佐藤健吉訳）：土のような粒状体の力学，オーム社（1964）P.14~18
- 4) 赤坂 隆：応用数学講座 7 数値計算，コロナ社，P.431~439, (1967)
- 5) 川本眺万：応用弾性学，共立出版，（1968）P.335~372

（昭和44年4月8日受理）