

講演 演

土木學會誌 第十八卷第八號 昭和七年八月

地震時土壓の實驗的研究

(昭和七年四月六日第二回工學會大會土木部會に於て)

准員 工學士 松 尾 春 雄

Experimental Study of Seismic Earth Pressure.

By Haruo Matsuo, C. E., Assoc. Member.

内 容 梗 概

地震時壁面に作用する土壓に關する諸種の現象を小型振動函(寸法内法40×43×110cm)に乾練せる砂を充し之れに水平振動を與へて試驗せるものゝ報告である。壓力測定にピエゾ電氣壓力計を使用し壁面に作用する壓力を撮影記録してその時間的變化を明にせり。

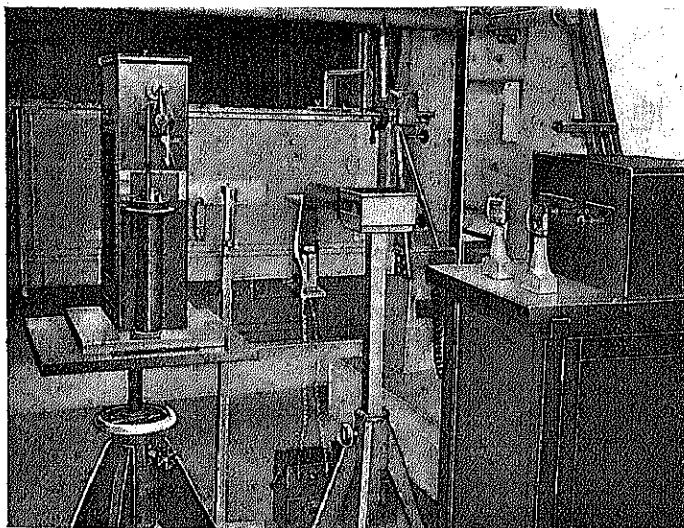
目 次

第一章 試驗設備	1
第二章 静止土壓力測定	5
第三章 振動初期に於ける土壓の變化	6
第四章 安定状態に達したる後の土壓の變化	9
第五章 試驗の結果の綜合	15
附 記 土砂内部状態變化に關する一試驗方法	18

第一章 試 験 設 備

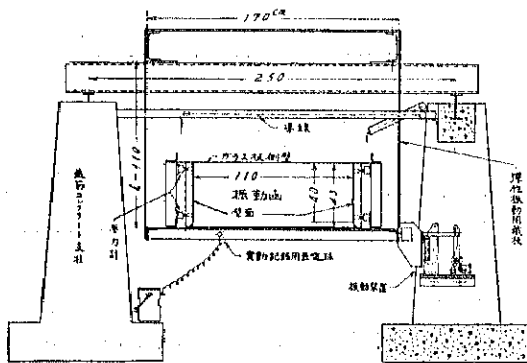
1. 振 動 函 第二圖及第三圖に示す如く幅40cm, 高43cm, 長110cmの函内に砂を充し, 之を紙面に平行に水平の方向に振動し, 振動中に壁面に作用する壓力を測定する装置にして, 函の枠は山形鋼及鋼板を以て作り, 兩側面はガラス板とし觀測に便ならしめ, 壓力測定壁面は征目桧板を使用し, 第三圖に示す如く函の兩端に於て夫々幅40cm及幅20cmの壁に作用する壓力を測定する。函全體は第二圖及第三圖に示す如き装置を以て, 堅固なる鐵筋コンクリート支柱により支へられたる溝形鋼より4枚の帶狀鋼板にて釣る。釣鐵板の長さは  $l=110\text{cm}$  (第二圖) としこの断面の寸法により函に異りたる週期の彈性振動を與ふる事とし, 断面寸法  $3\times 3/16''\sim 3''\times 7/16''$  の間に於て適當に選擇し, 振動週期 0.5~2.0 秒の間の振動を與ふる。函の重量は砂を充したる場合 560kg である。試驗最大水平震度——この場合水平振動のみに就て試驗したるを以て鉛直震度は常に零である。震度= $\sqrt{\text{最大振動加速}}$

第一圖 振動函及測定裝置一般



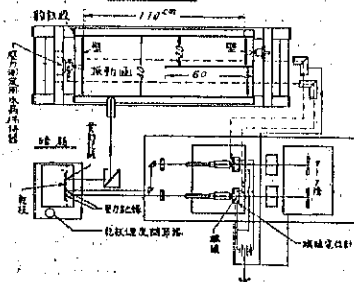
第二圖

振動函裝置側面



第三圖

裝置平面



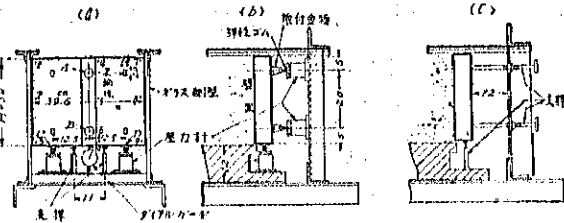
度)÷(重力の加速度)——は  $k_n=0.3$  とし最も多く試験せる場合は、振動の週期  $T=0.88$  秒にして  $k_n=0.3$  に相當する振幅は  $r=5.75\text{cm}$  である。振動は初めは手にて振り動かし、後には電磁石の働きに依る振動装置を設けた(第二圖及第一圖参照)。

2. 測定壁 振動中の土壓を測定する爲に幅 40cm 及 20cm の 2 種類の壁を函の兩端に振動の方向に直角に設け、此高さは最大 40cm より最小 10cm の間に於て適當に選擇する。茲に第四圖に示したるものは

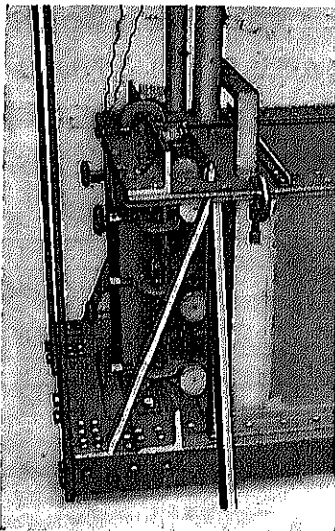
最も多く之に就て試験せるもの一種にして、高 30cm、幅 30.6cm (ガラス側壁との間に各 2mm の隙を存す)、厚 1.5~6.0cm の楡柾目板の壁を垂直に置き之を 4 個の壓力計 A, B, C 及 D にて支へたる状態であ

る。A, B は壁面に直角の方向の分力(水平分力) C, D は平行の分力(垂直分力)を測定する、A, B は壁の幅の中央にて上下兩端より各 5cm の距離にある 2 點に眞鍮の取付金物を附し、その頭部は螺旋に依り長さを調節し得る様にし、之に依り壓力計に力を傳ふる。C, D は壁の下端に此重心を通る鉛直面上に、幅の中心より各 12.5cm の 2 點に取付金物を附する。壁の動きを測定する爲に第四圖(a)及第五圖に示す如く、壁前面に 1~0 の點、下面に於て 10 の點に目盛 1/100(mm) のダイヤル・ゲージを附する。壁を壓力計以外の支點にて支ふる必要あるを以て第四圖(c)及第六圖に示す支桿を前面に 4 本、下面に 2 本を設

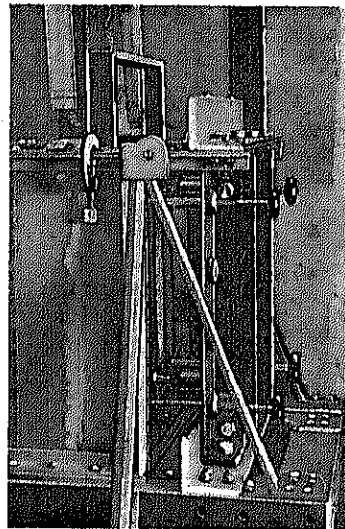
第四圖



第五圖 壁面振動測定装置



第六圖 壓力計及支桿



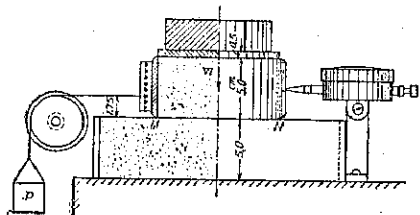
け、何れも此長さを螺旋に依り調節し得る様にし、壁を之に依つて支へ得るものとし、壁が之に接する箇所には薄き眞鍮板を附する。水平の 2 支點 A 及 B には取付金物と壓力計との間に弾性ゴム板を挟み、壁が土壓の爲背底線を中心として回轉し得る様に裝置する。以下この状態を“彈性支點”とし又取付金物が壓力計と直接接したる状態（弾性ゴム板を挟まず）を“固定支點”と名づける。壁は木目が水平の方向になる様に板を使用する。使用せる板の彈性係數は彎曲を與へて測定の結果、木目に平行の方向に於ては  $E=90.3 \text{ t/cm}^2$  を示し、木目に直角の方向に於ては  $5.8 \text{ t/cm}^2$  となる。壁は成可くその重量を輕減する爲に木材を使用したものにして、重量はその厚さにより  $W=1.3\sim 4.4 \text{ kg}$ 、振動中これが水平壓力に及ばず影響は  $h_n W$  である。

3. 壓力計 弾性スプリングに依る壓力計はその自己振動の爲、又水壓に依るものは内部の摩擦の爲、短い週期を以て變化する壓力の測定には不適當と認め、水晶を用いたるビエゾ電氣壓力計を使用し、壓力を加へたる場合に發生する電位を鋭敏なる纖維電位計にて測定する。纖維の動きは顯微鏡にて擴大して寫眞に撮る（第三圖参照）。電位計は 2 個を同時に使用し得る様に裝置し、A、B 及 C、D の 2 個宛の壓力變化を同時に撮影する。

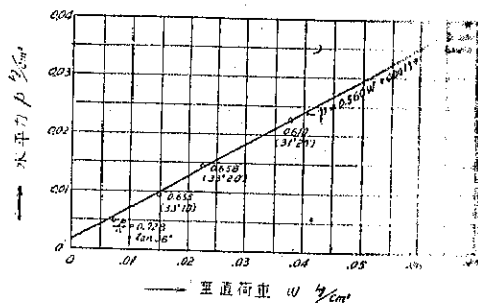
4. 砂 試驗に使用したる砂は附近の荒川にて採取したるものを洗ひ、孔の徑約  $0.5 \text{ mm}$  の篩にて大形の砂を除去し、之を充分乾燥したるものにして、篩分試驗の結果平均の粒の大きさは  $0.225 \text{ mm}$ 、粒の比重  $2.70$ 、容積 1 立の重量は砂の詰め方により異り  $1.20\sim 1.48 \text{ kg}$ 、空隙容積は  $53.3\sim 45.2\%$  にして、函中に砂を充す方法は函の上面より上  $1.0 \text{ m}$  に底面を有する別の函の底より内徑  $2.2 \text{ cm}$  のホースにより落し込む。試驗を行へる状態に於ては重量は平均  $1.29 \text{ kg/l}$  空隙容積  $52.3\%$  である。

砂の内部摩擦係數を第七圖に示す如き小型試験器にて測定の結果  $w$  を砂の面 MN に作用する垂直壓力 ( $\text{kg/cm}^2$ ) とし  $p$  をこの面に作用する水平力 ( $\text{kg/cm}^2$ ) とすれば  $p$  と  $w$  との間には  $p=0.560 w+0.00150$  の關係があり（第八圖参照）、試驗せる場合には近似的に内部摩擦角  $\phi=32^\circ 40'$  と考へられる。

第七圖



第八圖



砂と壁との間の摩擦係数を同様に測定の結果  $p=0.557w+0.00037$  となり、試験の場合には  $\varphi_0=30^\circ 0'$  と考へ得る。尙この砂に就て息角を測定の結果は、砂の締め方により  $31^\circ 30' \sim 34^\circ 30'$  の間に變化し試験の多くの場合は前者に近い状態である。

## 第二章 静止土壓力測定

5. 試験の方法 振動中の壓力の變化を測定するのが本試験の主なる目的なるも振動前及後の静止土壓力に於て著しき變化を認めたるを以て其結果を次に述べる。測定の方法は第四圖に示す如く壁を垂直に立て、A, B, C 及 D の 4 點にて支へ壁の端には砂止めの布をあて、4. に記したる方法を以て靜かに砂を充す。壁は砂の入れ初めは壁が倒れない程度に軽く手にて支へ、砂は水平の層に満す。第四圖の状態に於ては満すまでの時間は約 5 分である。砂を充し終へたる後壁の歪測定の為のダイヤル・ゲージを取付る。測定順序は初め垂直 2 個の壓力計 C, D を電位計につなぎ、之を觀測しつつ中央 2 個の支桿の頭部を次第に出し之が壁に接したるや否やは電位計に依り直ちに觀測するゝが故に、茲に至り直に支桿を出す事を止める。その後壓力計に接する取付金物の螺旋に依り、壓力計に加はりたる壓力を取去る。この時の電位計の負の方向の動きに依り壓力を知る。同様の操作に依り A, B 2 支點に作用したる壓力を知る。

砂を充したる直後に上記の方法にて測定せる値を“振動前の静止土壓力”とし同様に砂を充したる儘約 2 分間週期  $T=0.88$  秒、振幅  $r=5.75$ cm (最大震度  $k_h=0.3$ ) の振動を與へたる後に同様の操作を以て壓力を測定し、之を“振動後の壓力”とする。

6. 振動前及後の静止土壓力 “固定” 及 “彈性” 支點 (2. 参照) にて試験を行ひたるも、この兩者の間に著しき差異なきを以て茲には區別せず 7 回の測定の平均をとる。次に示すものは測定値より壁の影響を差引きたる値を土壓係數に換算したるものにして土壓を  $P$  とすれば静止土壓係數  $C_0=2P/wH^2$ 。茲に  $w$  は土砂の單位重量、 $H$  は壁の垂直の高さである。尙土壓合力の作用點の壁底よりの高さを  $h_0$  とする。

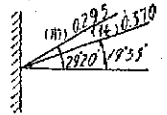
第一表

	土壓水平 分力( $C_{0h}$ )	土壓垂直 分力( $C_{0v}$ )	合 力 ( $C_0$ )	合力が水平線 となす角( $\delta$ )	$\tan \delta$	$h_0/H$
振 動 前	0.255	0.144	0.295	$29^\circ 20'$	0.503	0.362
振 動 後	0.348	0.124	0.370	$19^\circ 35'$	0.356	0.361
上の二つの比 (後)/(前)	1.36	0.86	1.25	—	0.63	—
クローム土壓理論による計算値	0.234	0.135	0.270	$30^\circ 0'$	0.578	0.338

第一表に明らかなる如く振動後に於ては前に比し水平力は 36%、合力は 25% 大となり、

作用線が水平線となす角は著しく小となる。振動前に於ては割合に計算値に近き値を示すに對し、後に於て著しく大となり、且その方向が水平に近くなる。これは振動中に抵抗土壓力が発生したるに因るものにして、之に就ては次の章に述べる。

第九圖

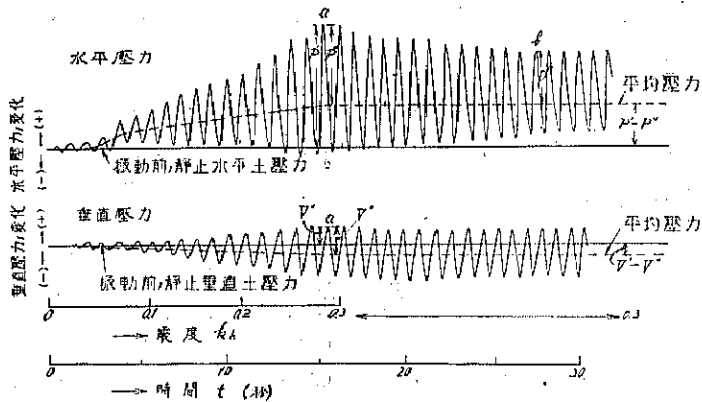


### 第三章 振動初期に於ける土壓の變化

7. 弾性支點の場合 砂は前と同様に軽く満したる後水平振動を與へて、壓力の變化を測定したる結果にして、上の状態にて砂を満したる場合には振動初期に著しき變化あるを以て、茲にこの初期の變化、第四章には數分間振動を繼續したる後の壓力の變化に就て述べる。支點が弾性なる場合と“固定”なる場合に於ては著しき差異あるを以て、茲には先づ弾性支點の場合を述べる。

既に述べたる如くこの場合支點 A 及 B に於ける弾性ゴム板の厚さを適當に調節して、壁の函に對する振動が近似的に壁背底線を中心として回轉する如く装置する。最初の振動による壓力の變化は第十圖の如く、水平壓力は震度が 0 より次第に大なると共に、その平均壓力は次第に増加しつゝ振動の週期と同様の週期を以て壓力の増減を反覆する。震度が最大に達すると同時に平均壓力の増加は殆ど停止し、週期的震動の壓力の振幅はその後同一の震度を以て振動を繼續すれば次第に減少する。第十圖の a は最大震度に達したる時にして a 以後は同一の振動を繼續するも次第に減少し、b 附近にてこの最大壓力の振幅減少の傾向は殆ど停

第十圖



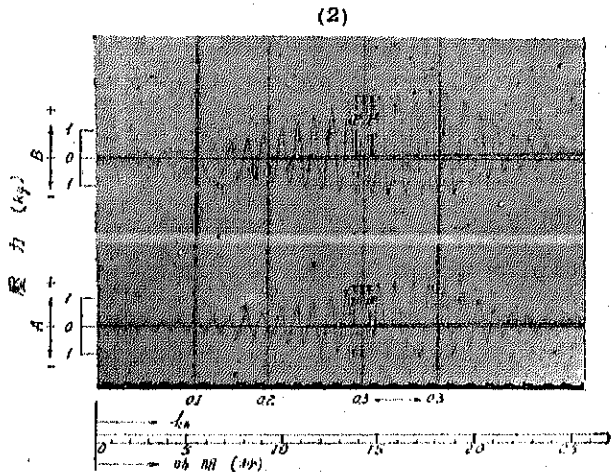
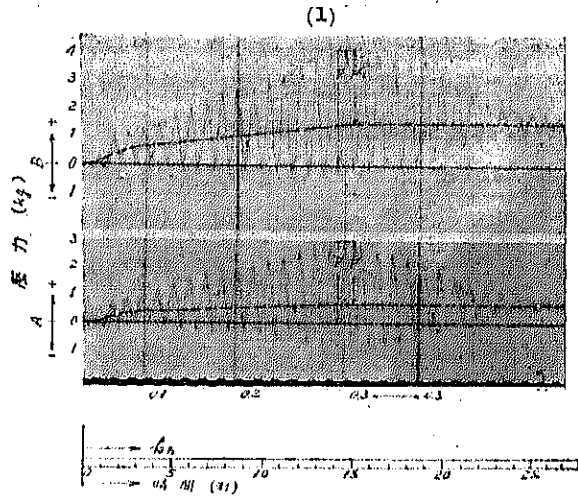
止し安定状態となり、その後は同様の壓力變化を反覆する。この場合水平壓力のみに就て言へば、震動が静止の状態より次第に震度が大となる場合には最大震度に達したる最初が構造物に對し最も危険である。第十圖の a に於ける振動前の静止水平土壓力よりの増加  $P'$  は

平均壓力(第十圖中點線にて示す)よりの増加  $P''$  に比し約 1.5 倍、又  $a$  に於ける  $P''$  の  $b$  に於ける  $P''$  に對する比も第十圖に示したる場合には約 1.5 倍となる。

垂直壓力の平均壓力は振り初めと共に前の場合と反對に多少減少する傾向あり、最大震度に達すればこの減少の傾向は止まる。此の場合の壓力變化の振幅は最大震度に達したる時と、この同じ振動を繼續したる時とに於て水平壓力の場合の如き變化なく殆ど一定である(第十圖に於て  $V''$  が殆ど一定)。

この變化の状態を明かにする爲に、靜止の状態より次第に振幅を大にし、最大震度 0.3 に至り、この状態にて約 5 秒間同一の振幅の振動を繼續したる後次第に停止せしめる。振り初めより停止に至る時間は約 30 秒であるが、一旦停止したる後更に同様の振動を與へ、時には三度之を反覆し撮影したる壓力の記録によりその變化の状態を研究する。この第一回より順次  $P_{(1)}'$ ,  $P_{(1)}''$ ,  $P_{(2)}'$ ,  $P_{(2)}''$ ,  $P_{(3)}'$  及  $P_{(3)}''$  につき各震度の値を調査する。平均壓力の増加は第一回の振動以後に於ては極めて小にして (2) 以後の  $P'$  と  $P''$  とは殆ど同一の値を有するを以て (2) 以後は  $P''$  の値のみを採る。次に記すものは壓力計を振動を開始する前に電位を零となし、この點よりの壓力の増減のみを觀測するを以て  $P'$  及  $V'$  はこの最初の靜止土壓力よりの増加の量である。第十一圖にこの最初の振動とその後の A 及 B に於ける壓力の記録を示す。第十二圖はその結果を圖表に示したるものにして何れも同一の状態の下に試験したる水平分力

第十一圖 振動初期土壓水平分力の變化



測定の結果である。即ち壁の寸法幅 39.6 cm、高 30 cm、厚 1.5 cm、重量 1.36 kg にして支點 A の彈性ゴム板の厚 8 mm、支點 B の彈性ゴム板の厚 1.6 mm、第十二圖は A 及 B の測定値より壁の影響を除き、この兩支點に作用したる和を土壓係數に換算したる値  $C_h'$  と水平震度  $k_h$  との關係を示す。

第十二圖に於て各震度に於ける  $P_{(1)}'$  と  $P_{(1)}''$  との差は即ち平均壓力の増加にして  $P_{(1)}''$  と  $P_{(2)}''$  との差は近似的に第十圖の  $a$  と  $b$  の  $P''$  の差に相當する。平均壓力の増加は第二章に述べたる如く“彈性”及“固定”兩支點に於て著しき差を認め難く、次の 8. に述ぶる試験番號 No. 43 及 No. 44 と上記 No. 41, 42 及 50 の 5 個の試験の平均をとれば

水平震度 ( $k_h$ )	0.1	0.2	0.3
平均水平壓力の増加土壓係數 ( $C_h$ )	0.038	0.076	0.106

となる。これは即ち静止土壓力の變化となりて振動前及後の測定値の相違となるものと考へられ、第二章に述べたる  $k_h=0.3$  の振動を與へたる前後に於て測定せる値は

$$\text{振動前 } C_{0h}=0.255 \quad \text{振動後 } C_{0h}=0.348 \quad (\text{後})-(\text{前})=0.093$$

にして、上記 0.106 はこれに相當する値にして振動中の多少の狀況の變化により、この差を生じたるものゝ如く、これより推論して  $k_h=0.1$  及  $0.2$  にて振動を止めたる場合は、水平土壓力は夫々  $C_h=0.038$  及  $0.076$  だけ増加すると考へられる。

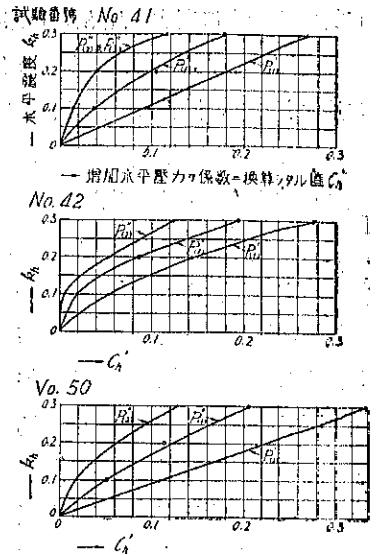
次に第十圖  $a$  と  $b$  に於ける  $P''$  の差は第十二圖の  $P_{(1)}''$  と  $P_{(2)}''$  或は  $P_{(3)}''$  の差に示されたるものにして、この値は上記 3 個の試験の結果は必ずしも同様の結果を示さざるも  $k_h=0.1, 0.2, 0.3$  に對し夫々最大約  $C_h''=0.04, 0.06, 0.08$  となる。

垂直壓力の振動初期に於ける平均壓力の變化は水平壓力の如く著しからず大略次の如くである。

水平震度 ( $k_h$ )	0.1	0.2	0.3
垂直の平均壓力の減少土壓係數 ( $C_v$ )	0.007	0.014	0.020

8. 固定支點の場合 A 及 B 何れも“固定支點”としてその他は前項と同様の狀態の

第十二圖

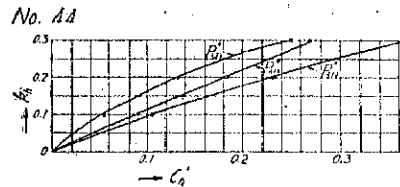
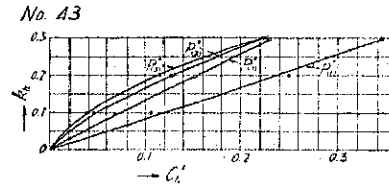




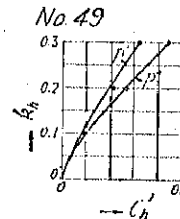
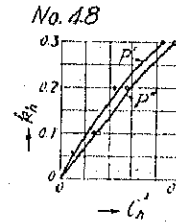
下に試験したる結果を第十三圖に示す。平均壓力の増加は前項に述べたる如く彈性支點の場合と殆ど同様にして  $P_{(1)}''$  と  $P_{(2)}''$  との差は水平震度  $k_h=0.1, 0.2, 0.3$  に對し夫々  $C_h''=0.035, 0.050, 0.020$  となる。

**9. 砂の搗固めをなしたる場合** 砂を靜かに充したる後に振動を與ふれば前項 7. 及 8. に記したる如く平均壓力の増加を伴ひ、且つ第十圖 a に於ける  $P''$  の値は b に於ける  $P''$  に比し大となる。これは主に土砂の沈下に依るものなるを以て、土砂の搗固めを充分にすれば上記の二つの増加壓力を少なくし得るとの考より、砂を充す場合に重量 2.1kg の角形鐵板を高さ 10cm より砂の層 2.5cm 毎に又砂の面  $10 \times 10$ cm 毎に一回宛落下して砂を搗固めたる状態にて試験を行ふ。壁の寸法及支點の状態を No. 41 と同一にして上の如くして試験したる結果は第十四圖に示す如く  $P'$  は  $P''$  よりも却つて小となり  $P_{(2)}''$  と  $P_{(1)}''$  とは殆ど同様である。即ちこの結果のみに就て見れば、搗固めの効果顯著である。但しこの状態に於ては常時土壓力著しく大となり、壁に働く總土壓は常時壓力と  $P''$  との和なるを以て、この和は搗固めを十二分にしたる時に却て大となる事あり。事實この試験に於ても此の如き結果を與へたるも、大なる構造物に於ては搗固めの効果をこの試験に於ける如く充分にする事は困難である。構造物を一定震度の地震に耐ふる如く設計したる場合、この大きさの地震を受けたる時に裏込土砂が沈下する程度に搗固めを行ふ事が理想的であつて、自分は之を“理想的搗固め”と名づける。この程度の搗固めを行ふ事は實際構造物に對しては困難であると考へられるが、これをなしたる場合には  $P_{(1)}''$  が  $P_{(2)}''$  より大となる爲の危険を免れる事が出来、構造物は安全になる。

第十三圖



第十四圖



#### 第四章 安定状態に達したる後の土壓の變化

**10. 固定支點の場合** 振動初期の壓力の變化は第三章に述べたる如くなるも數分間振

動を繼續すれば砂は安定状態となり、それ以後振動と同じ週期を以て殆ど一定の變化を反覆する。この状態に達した後の壁の振動中に於ける歪と水平壓力との關係を本章に述べる。

第十五圖は砂が安定状態に達した後の函の振幅と壓力水平分力變化の状態を示す。

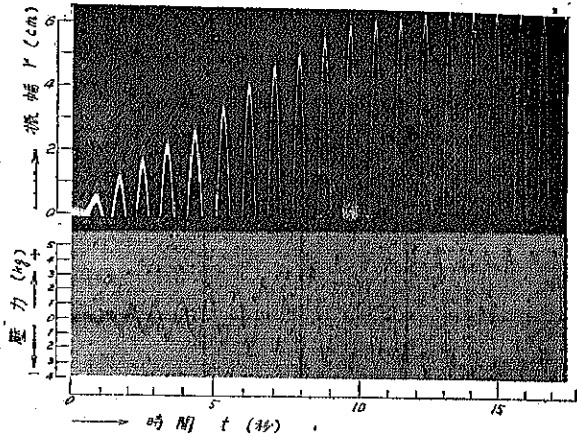
A, B 共に固定支點の場合の試驗方法は第三章 8. と同様にして、此の場合は壁の寸法は巾 39.6 cm, 高 40, 30 及 20cm の 3 種, 厚 6.0, 3.0 及 1.5cm の 3 種の組合せとし、C, D 支點は之を附したるものと附せざるものとあり。附せざるものは砂を詰める際、壁の重量を支ふる爲に杵より鐵線にて釣り、砂詰め後釣線を弛める。壁は摩擦の爲支へられ振動を與へたる場合、多少の變位をなすのみにて安定となる。この状態にて測定したる震度と増加水平土壓係數  $C_h'$  (振動中の最大水平壓力と平均壓力との差の土壓係數) 及其の壁底の周りの力率  $M_h'$  との關係及壁の歪  $\epsilon$  の一例を第十六圖に示す。圖は壁の厚 1.5cm の場合である。

茲に  $\epsilon$  は振動中壁の函に對する振動の全振幅である。

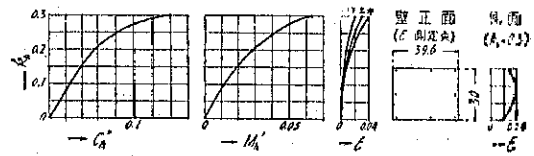
第十六圖に示すものは高  $H=30$ cm, 壁の厚  $d=1.5$ cm のものに就て試験せる結果である。茲に  $M_h' = C_h' l_0/H$  にして  $l_0'$  は壓力

重心の壁底よりの高さである。  $l_0=0.3$  に於けるこの  $\epsilon$  の測定各點の中の最大値と  $C_h'$  及  $M_h'$  との關係を第十七圖 (a) に示す。第十七圖 (b) は  $\epsilon/H$  と  $C_h'$  及  $M_h'$  との關係にして何れも  $\epsilon$  或は  $\epsilon/H$  が増すと共に減少する。尙 2 支點固定の場合は  $\epsilon$  は割合に小にして此處に使用せるダイヤル・ゲージを以てしては正確なる測定は困難である。故に上の如くし

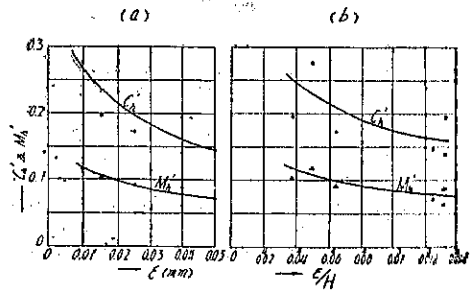
第十五圖 函の振幅と壓力の變化



第十六圖

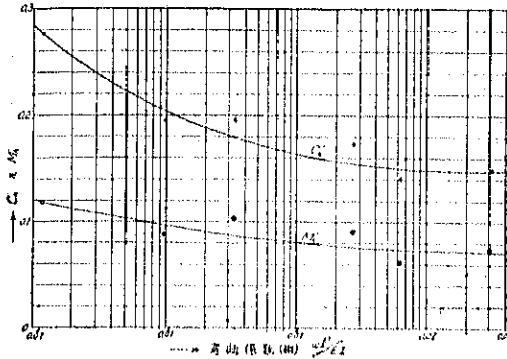


第十七圖

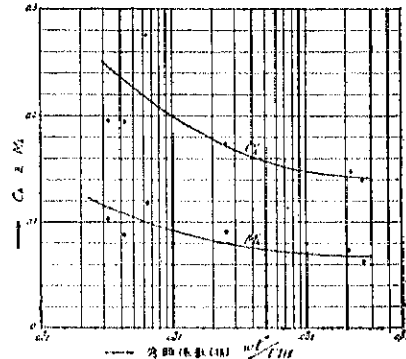


て測定せる  $G'_h$  及  $M'_h$  と壁の彎曲の支點徑間に對する比  $e'/l = K \frac{wl^3}{EI}$  なるを以て、この  $\frac{wl^3}{EI}$  の各斷面に對する計算値との關係を第十八圖に示す。茲に  $l$  は支點間の距離、 $w$  は砂の單位重量、 $E$  及  $I$  は壁の彈性係數及惰率である。壁は横の方向の彎曲をも受け、この方向に對し

第十八圖



第十九圖

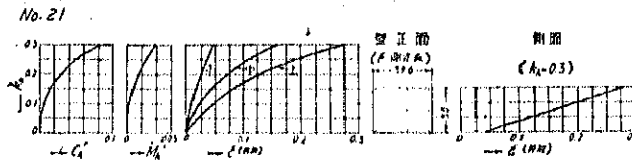


ては  $e''/H = K' \frac{wl^4}{E'IH}$  にして、この  $\frac{wl^4}{E'IH}$  と前記  $G'_h$  及  $M'_h$  との關係を第十九圖に示す。何れもこの彎曲係數が増加すると共に  $G'_h$  及  $M'_h$  は減少する。

垂直分力の増加は測定せるもの、平均をとれば  $k_h = 0.3$  に於て  $G'_v = 0.037$ 、又水平分力の平均値は  $G'_h = 0.195$  なるを以て、この増加壓力の比は  $\frac{G'_v}{G'_h} = 0.19$  となり水平線に對する傾  $\delta = 10^\circ 50'$  となる。壁と砂との間の最大摩擦角  $30^\circ$  (第二章參照) に比し著しく小なるも、これは土壓論の出發する假定が此の場合に必ずしも満足されざるに由るものにして、更に之に就ては第五章に述べる。

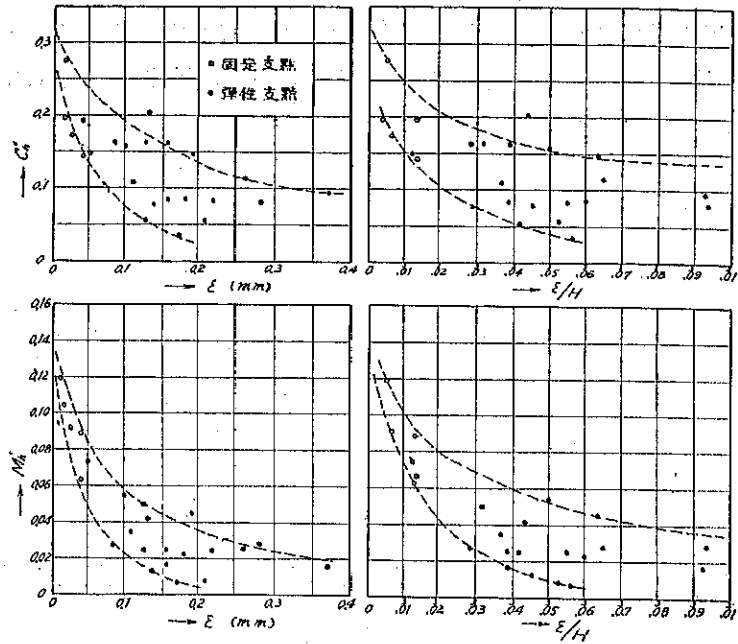
11. 彈性支點の場合 普通の擁壁岸壁等が地震の際に大なる土壓を受くれば、壁は多少前方に傾き、加速度の向が反對の時は又多少後方に傾く。この状態の土壓を試験する目的を以て、振動中壁が近似的に壁底背線の周りに回轉する如く彈性ゴムを裝置し試験を行ふ。

第二十圖



その結果の一例を第二十圖に示す。之は  $H = 30\text{cm}$ 、 $d = 6\text{cm}$ 、支點 A に於ける彈性ゴムの厚  $e_1 = 8\text{mm}$ 、B に於ける  $e_2 = 1.6\text{mm}$  の場合である。各測定値の  $k_h = 0.3$  に於ける  $e$  の最大値及  $e/H$  と  $G'_h$  及  $M'_h$  との關係を第二十一圖に示す。試験の結果はこの裝置を以てしては除

第二十一圖



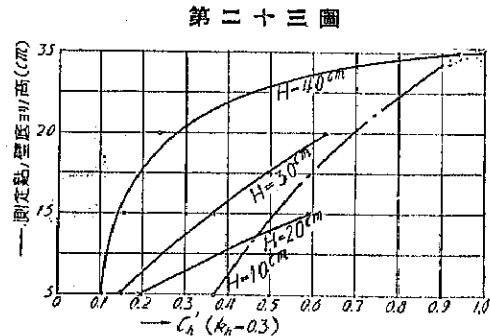
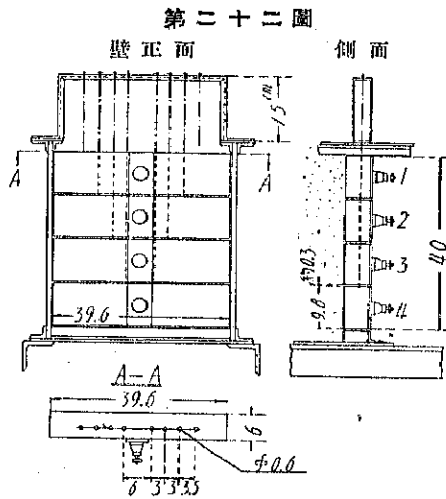
く事が出来ない僅かなる事情の影響を受くるものと如く、可なり散漫な結果となりたるも大體の傾向としては2本の點線にて挟まる面積内にあり、 $C_h'$  及  $M_h'$  何れも  $\epsilon$  及  $\epsilon/H$  が大になると共に減少する。第二十一圖に於て  $\epsilon=0.2\text{mm}$  附近に於て  $C_h'$  及  $M_h'$  が多少大になる傾向が見える。これは砂の粒の平均の徑が  $0.225\text{mm}$  なる事と關係があり、これを以ては砂が崩れ出す事なしに振動中平衡を保ち得るも、それ以上になれば砂が崩れ落ち不連続な點が生ずるものと如くである。静止土壓力測定の結果 Terzaghi 教授<sup>1)</sup>が  $\epsilon/H=0.001$  に於て最小の水平土壓係數  $C_{0h}$  を得ると述べられてゐるが、これは砂の粒の大きさを考へないでは結論を下し得ない様に思はれる。同教授の實驗に使用した砂粒の大きさは明かにされてゐないが、同氏の方法に依り此處に使用したる如き小粒の砂を使用すれば  $\epsilon/H=0.05\sim 0.07$  附近に於て最小の  $C_{0h}$  を得る様に考へられる。振動試験に於ては静止土壓の如く  $C_h'$  と  $\epsilon$  との連続した關係が得られず、個々の試験に對し一定の震度に於ては  $\epsilon$  と  $C_h'$  との間の關係を求め得るのみにして、圖表の如く個々の獨立したる結果を示す。

増加垂直土壓係數(振動中の最大垂直壓力と平均壓力との差の土壓係數)の平均をとれば  $h_h=0.1, 0.2, 0.3$  に於て、夫々  $C_h'=0.029, 0.068, 0.118$  にして  $h_h=0.3$  に於ける増加水平分力の平均(垂直分力をも測定せる5個の試験の平均)は  $C_h'=0.071$  即ち  $C_h'/C_h'=1.00, h_h=0.3$

<sup>1)</sup> Engineering, May 30, June 13, 1930.

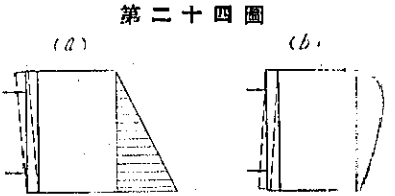
にして著しく大なるも之に就ては第五章に述べる。

**12. 固定支點の場合の壓力の分布** 弾性及固定支點の兩場合に於て、振動中の壓力の變化に著しき差のある事は既に述べた通りであるが、固定支點の場合は弾性支點に比し割合に統一したる結果を得られたるを以て、この状態にて各部分に作用する壓力の分布状態を試驗する。此の装置は第二十二圖に示す如く壁の高さを 9.8cm 毎に切り、相隣る壁との間隔を約 3mm とし、各部分の重量を支ふる爲に、棒より細き鐵線を以て釣る。壁の全體の砂を充す高さは 10, 20, 30, 40cm とし、各區分の壁の中央にある取付金物に依り壓力を測定する。充したる砂が安定状態に達したる後、順次上より各部分に作用する壓力を觀測する。この試驗に於ては壁背面が一平面内にない場合は不規則なる壓力變化を示す。第二十三圖に示したるものも必ずしも良好なる結果にあらざるも、固定支點の場合の壓力分布の状態を大體知る



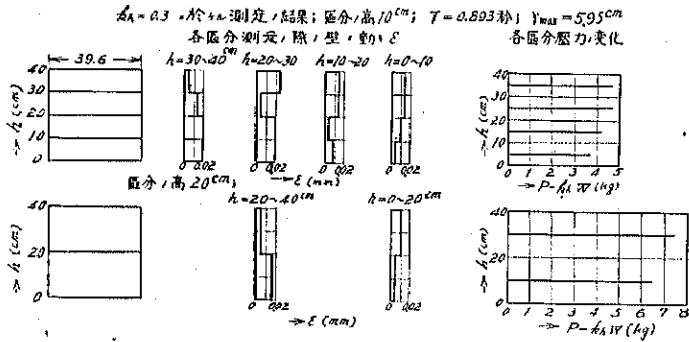
事が出来る。第二十三圖は各部分の高 10cm に作用する  $k_h = 0.3$  の場合の壓力を土壓係數にて示したるものにして同一試験の各區分に於ては、上に至るに従ひ大にして異りたる  $H$  (砂を充す全體の高さ) の試験につき最上部の 10cm の區分の  $C_a''(k_h = 0.3)$  は第二十三圖に於て鎖線にて示す如く、上に至るに従ひ大となる。この場合は壁の状態は一般擁壁に於けると異なるを以て、上の試験の結果を直ちに實際に應用する事は出来ない。實際構造物に於てはこの試験の弾性支點の場合に近きものと考へらるゝも、この状態にて上の如き装置を以て壓力分布を測定する事は非常に困難なるを以て、その試験は行はざりしも、一枚壁にて測定せる結果は水平土壓の重心は下より  $H/3$  或はそれ以下にして、従つて壓力分布状態は上とは全く異なることは明かである。

13. 特殊支點の場合に壁に作用する壓力 彈性支點の特殊の場合として、壁の下方が上方よりも多く移動する如く彈性ゴムを裝置し振動すれば  $\varepsilon$  の量が 11. の場合と同様ならば、前に比し  $C_h'$  が著しく小となる。但し  $h_s'$  が前の場合よりも大なる爲に  $M_h'$  は餘り小にはならない。これは底面に於ける壁の移動の爲に摩擦力が大いに働き、且つ上支點の移動少なき爲、大部分の壓力が此處に作用し、その分布状態は第二十四圖 (b) の如くなり、一般彈性支點の場合 (第二十四圖) (a) とは全く異なる。實際の構造物にて此の如き施工が許さるゝ場合には、壁面に作用する地震時壓力は小となる。



次に函中の砂の深 40cm の任意の深さに於て高 10cm の部分に作用する壓力を測定する場合に、測定部分の壁の移動  $\varepsilon$  が他の部分より小なる場合には、この部分に特に大なる壓力が作用する。即ち第二十二圖と似たる装置を以て壁の移動が上記の如くなる様にして試験し

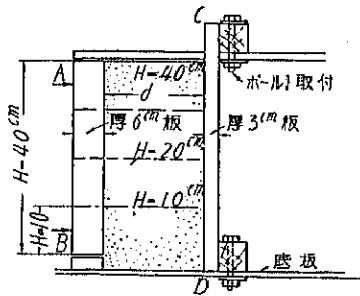
第二十五圖



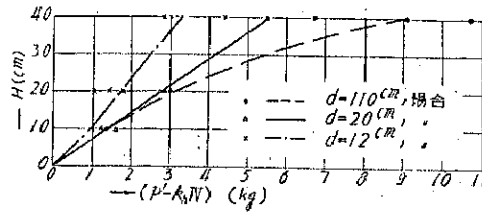
たる結果を第二十五圖に示す。 $k_h = 0.3$  に於て測定部分とこの他の部分の壁の移動  $\varepsilon$  との比は第二十五圖に示したる如く 1:2 乃至 1:5 の範圍にあり、その爲に各區分に第二十五圖に示す如き大なる壓力が働く。第二十五圖の  $(P - k_h W)$  は測定値より壁の重量に依る影響を差引きたる値である。この状態にて各區分に作用する壓力を合計すれば水平土壓力合計 17.3kg にして 12. の場合には 8.9kg となり、約 2 倍の大きさを示す。 $\varepsilon = 0.01 \sim 0.015$  mm 程度の壁の動きの差が此の如き結果となり部分的に堅固なる構造部分を有する壁は大なる地震時土壓を受くる事を明かにするを得た。尙第二十五圖の下は壁の高 10cm の代りに 20cm とし、同様の試験を行つた結果である。

14. 裏込の奥行による影響 裏込土砂の奥行が小なる場合の影響を見る爲に第二十六圖に示す如き装置を以て  $H = 10, 20, 30, 40$  cm の 4 種類の壁にて  $d = 12, 20, 110$  cm の組合せにて  $k_h = 0.3$  にて測定せる増加壓力を第二十七圖に示す。壁の移動  $\varepsilon$  の影響大にして

第二十六圖



第二十七圖



壓力の増加は必ずしも高さの自乗に比例せざるも、今奥行の影響のみを見るに  $H=40\text{cm}$  に於ては  $d=110, 20, 12\text{cm}$  の三つの間に明らかに差があり、 $H=20\text{cm}$  の場合は  $d=20\text{cm}$  と  $110\text{cm}$  の差異は殆ど認められざるも  $d=20\text{cm}$  と  $12\text{cm}$  との間には明らかに差がある。 $H=10\text{cm}$  に至つては  $d$  の三つの間の差は殆ど認め難い。之を要するに振動中  $k_h=0.3$  の場合の水平壓力は奥行が壁の高さ以下なる時、明かに影響を受け  $\varphi=32^\circ 40'$   $\varphi_0=30^\circ$  とし計算せる地震時  $k_h=0.3$  に對する崩壊角は  $\gamma=37^\circ$ ,  $\cot \gamma=1.33$  なるを以て、裏込土砂の奥行が地表面と崩壊面との交點以内なる時に影響を受くるとの理論と一致する。

### 第五章 試験の結果の綜合

15. 振動中の土壓の變化 大正 12 年の大地震の後にもなく物部博士<sup>1)</sup>は、地震時土壓力は常時  $g$  の代りに凡ての質量に  $g$  と地震加速度との合成加速度(量及方向)が作用するものとして、在來の土壓論を應用すれば實地上充分なりとの一般法則を考へられ、その後岡部博士<sup>2)</sup>も地震時土壓計算式を發表され、著者<sup>3)</sup>の圖式解法もこの理論に基き取扱を簡單にしたものであるが、今試験したる値と比較するにあたり、この假定より出發せるクーロム土壓理論に依る計算値を採用する。

第三、四章に述べたるものは振動中變化の中最大壓力を示す場合のみなるも、壓力は振動と同一の週期を以て増減し、その水平分力の平均壓力より減少する量は増加する量の約 75% にあたる(第十五圖参照)。垂直分力の平均壓力より減少する量は増加する量と殆ど同じである。靜かに砂を充して後振動を與ふれば振動開始と共に平均水平壓力は次第に増大し、最大震度に到るまでこの傾向を繼續し、振動を停止して靜止土壓力を測定したる場合に、この壓力が此儘殘る事は第三章 7. に述べた通りである。即ち最初次第に振幅を大にする場合に、各震度に於ては増加したる平均水平壓力を中心として増減をなす。この増減する量は靜止の状態より次第に一定震度に達したる場合にはその最初に於て大にして、この震度にて振

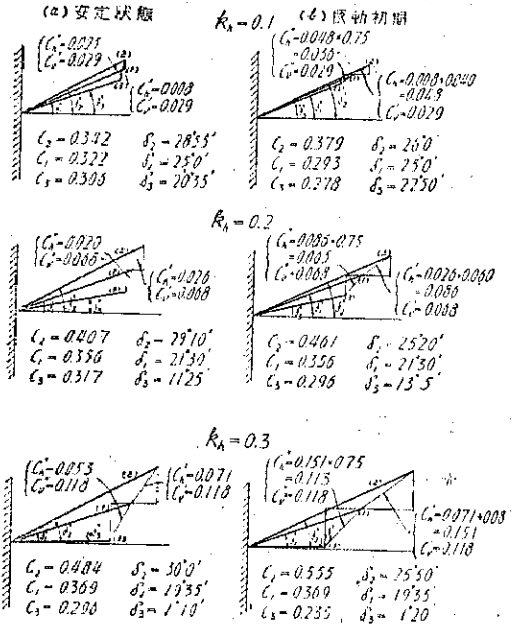
1) 土木學會誌第十卷第五號 2) 同第十卷第六號 3) 土木試驗所報告第二十二號

動を繼續すれば、増減する水平壓力の量が次第に減少し、數秒の後一定の量に安定する事は既に述べた。この増加したる平均壓力を中心として振動初期及安定後に變化する状態を第二十八圖に彈性支點、第二十九圖に固定支點の場合を示す。何れも (a) 安定状態に達したる後、(b) 振動初期の變化を示す。

固定支點の場合に安定状態に達したる後に増加する鉛直及水平壓力の比が  $k_h = 0.3$  に於て  $C'_v/C'_h = 0.19$  にして  $\tan \phi_0 = 0.577$  に比し小なる事又彈性支點の場合に  $C'_v/C'_h = 1.66$  にして大なる事は第四章 10. 及 11. に述べたる如くなるも之等は靜止壓力と併せ考ふべきものにして、第二十八圖及第二十九圖に於て夫等の關係を明かにする事が出来る。圖の (1) は平均壓力、(2) はその時の最大加速度  $k_h$  が外方に向ふ場合、(3) は内方に向ふ場合の壓力を示す。即ち (1) を中心として (2) 及 (3) の間を次第に週期的に變化する。構造物が最も危險なるは (2) の場合なるを以て、設計にはこの状態を考へる。 $k_h = 0.3$  に於て計算値は  $C'_h = 0.246$ 、 $C'_v = 0.142$  にして先づ彈性支點の場合を考ふるに圖の (a) 安定状態に達したる後  $C'_v = 0.071$ 、 $C'_h = 0.118$ 、(b) 振動初期  $C'_v = 0.151$ 、 $C'_h = 0.118$  にして何れも計算値より著しく小である。この正確なる數字は更に多くの試験の結果に俟たなければならぬが、此處には水平、垂直の兩分力を測定せる  $H = 90\text{cm}$  の 5 個の試験

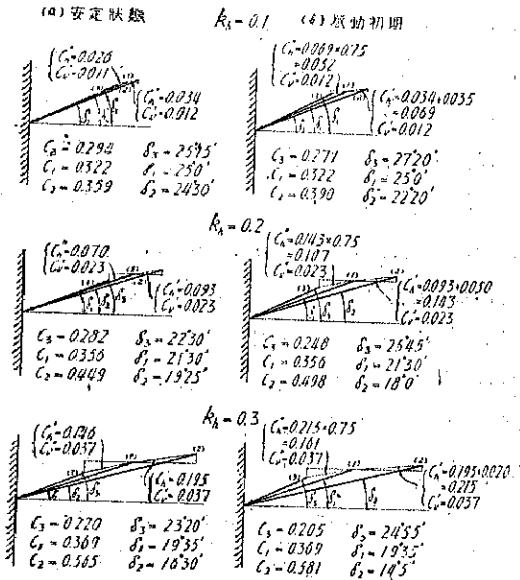
第二十八圖

彈柱支點、壓力變化



第二十九圖

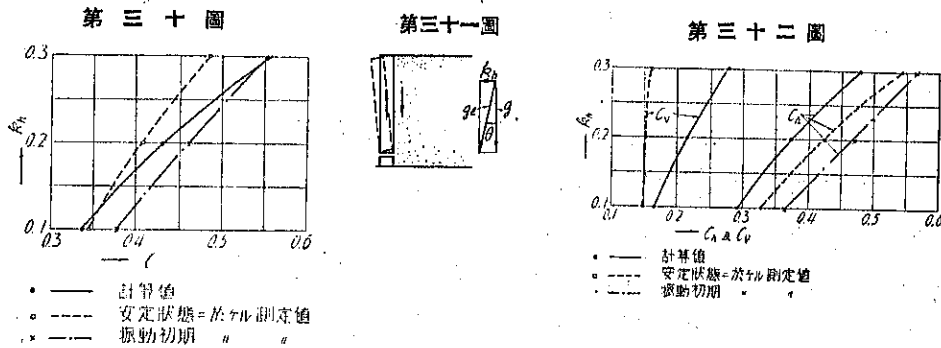
固定支點、壓力變化





を平均したる結果により大體の傾向を見るに止める。今上の結果の中、彈性支點の場合の最大の  $C_2$  はその傾き  $\delta$  は一定ならざるも何れも近似的の値なるを以て、この  $\delta$  の相違を無視して各震度に於ける最大の  $C$  の値(第二十八圖に於ける  $C_2$ ) を第三十圖に比較する。振動初期のものは  $h_h$  が小なる時には計算値よりも相當大、震度が大なると共にその差が小となる。安定状態に達したる後に於ける壓力は一般に計算値より小にして震度が大なると共に計算値との差が大となる。理想的の搦固めを行へばこの第三十圖の安定状態に達したる場合と同様となり、振動初期に於ける大なる壓力を避ける事が出来る。

次に固定支點の場合に就て見るに、 $\delta$  は彈性支點の場合と異り(2)に最小、(3)に最大となる。これは彈性支點の場合には外向きの最大加速度が働く場合に壁と砂との間に第三十一圖に示す如き關係的の動きがある爲に  $\delta$  が大となるに反し、固定支點の場合は此の如き變位が起らざるに因るものにして、一般土壓論にて取扱はるゝ状態とは異なる。この(2)の場合に



就てその水平及垂直分力を計算値と比較して第三十二圖に示す。之に就て見るに、水平壓力は何れも計算値より大に、垂直壓力は小である。固定支點の場合の  $\epsilon$  は  $h_h=0.3$  に於て最大  $0.04\text{mm}$  程度即  $\epsilon/H=0.0133$  にして、例へば高  $10\text{m}$  の擁壁に於て  $h_h=0.3$  の地震を受けたる場合、壁の最大振幅  $1.33\text{mm}$  に相當し、實際の構造物に於ては此の如き小なる變位は餘り考へられない。若し此の如き堅固なる構造物が存在すれば、これに作用する地震時土壓は計算値よりも大になり得る。

16. 結論 地震時壁面に作用する土壓は壁が土壓の爲に移動する量に依り著しく影響を受け、且つ土砂の沈定の爲抵抗土壓力を發生し、又震動初期に於ける土壓の變化が沈定後に比し大にして、從來の簡單なる假定に基く計算法を以て之等の複雑なる諸現象を包含せしむる事は出来ない。しかし試験の範圍に於ては、之等諸種の影響を綜合したる値は特殊の場合の外は、各震度に於て既記の計算法に依る値に近似してゐる。之等諸種の現象が壓力に影響する程度は既に述べた所に依り明かであるが、この小型試験の結果をその儘構造物に應

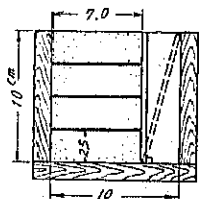
用する事は早計であつて。その數値は更に異りたる種々の寸法の試験の結果に俟たなければならぬが、之等の値が定量的に決定されるまでは、従來の計算法に依るを適當と考へる。以上記したる結果を項目に列擧すれば次の通りである。

- (i) 擁壁岸壁等が地震を受くる場合、最大震度に達したる初期に於て土壓は最も大である。
- (ii) 裏込土砂のゆり込みに依る影響の爲、振動後に於ける靜止土壓力は、理論上の正土壓よりも大なる値を示す。
- (iii) 土砂ゆり込みの影響は震度が小なる時比較的大にして、その爲に計算値より大なる値を示す事がある。
- (iv) 裏込土砂の搗固めを充分にする事は、振動初期の増加壓力を小にする効果がある。
- (v) “理想的の搗固め”をなしたる場合の地震時壓力は一般に計算値より稍小である。
- (vi) 殆ど變形なき剛性壁には特に大なる地震時土壓が働く。
- (vii) 地震時土壓計算崩壊面より壁に對して外方にある土砂は、最大土壓には影響を及ぼさない。

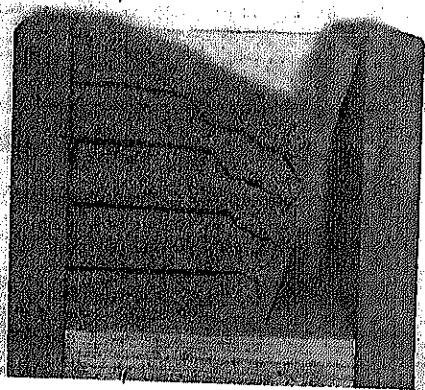
### 附 記 土砂内部状態變化に関する一試験方法

土砂内部状態の變化を觀測する爲に、ガラス側壁を有する箱に土砂を満し、ガラス板の外側よりその状態の變化を觀測する方法が屢々用ひられる。然し此の場合にガラス板の影響が入る故に此處に現はれた變化は、土砂内部に於けるものとは異なるのが當然である。又上の如き壓力測定試験に於ても、ガラス側壁の爲に影響を受ける。次の方法に依れば側面の影響を殆ど受けない場所に於て試験したる結果を見る事が出来、又側面に現はれたものが、内部に於けるものに比し如何なる影響を受けてゐるかを明かにする事が出来る。これはこの方面の研究に携つてゐる方々に對して多少參考になるかもしれないと考へたから此處に附記する。

第三十三圖



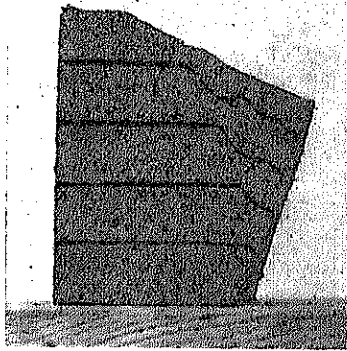
第三十四圖 試験後の状態



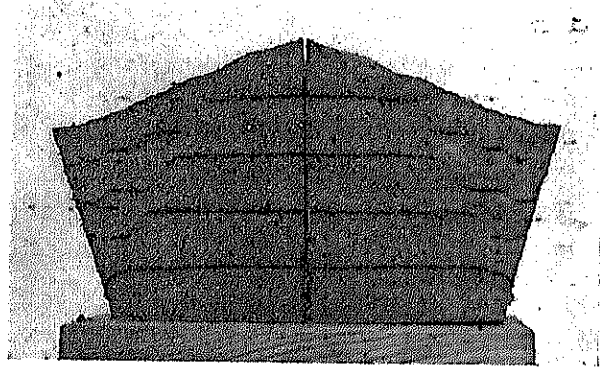
その方法は乾燥したる砂の試験を行ひたる後、之を膠を以て固め、切斷して内部の状態を検するものであつて、次に試験的に行ひたる二、三の結果を掲げる。

第三十三圖に於て  $10 \times 10 \times 10 \text{cm}$  の兩側にガラス板を有する箱の中に、幅  $7 \text{cm}$  の部分に同じ高さの仕切板を設け乾燥したる砂を充す。この場合に  $2.5 \text{cm}$  毎の水平層に色を附したる同じ砂の薄い層を置く。充したる後、壁を圖の點線の位置に倒し、その場合に生じたる崩壊面を見たるものにして、第三十四圖は壁を倒したる状態にして、この上部より靜かに煮沸したる膠を注ぐ。砂の表面には豫め布を置き、砂の表面が傷めらるゝを防ぐ。膠は普通の木工用のものを、重量に於て約  $5.5$  倍の湯に溶かしたるものである。注ぎたる後約  $24$  時間（3月頃の東京の氣候にて）放置し砂が固るを俟つて箱の枠を分解して外す。夏季に於ては相當長い期間放置する事が必要である。第三十五圖は枠を外したる状態、第三十六圖は此の中央に於ける切斷面にして、第三十七圖は切斷後、倒したる壁面に接した部分を元の如く合はせ

第三十五圖 試験後砂を固めたる状態



第三十六圖 中央の切斷面

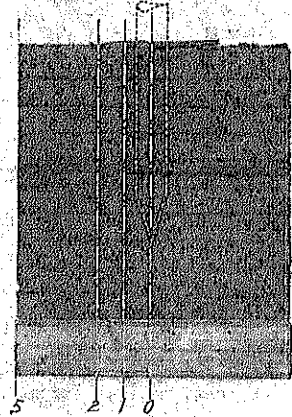


第三十七圖 壁に接したる部分

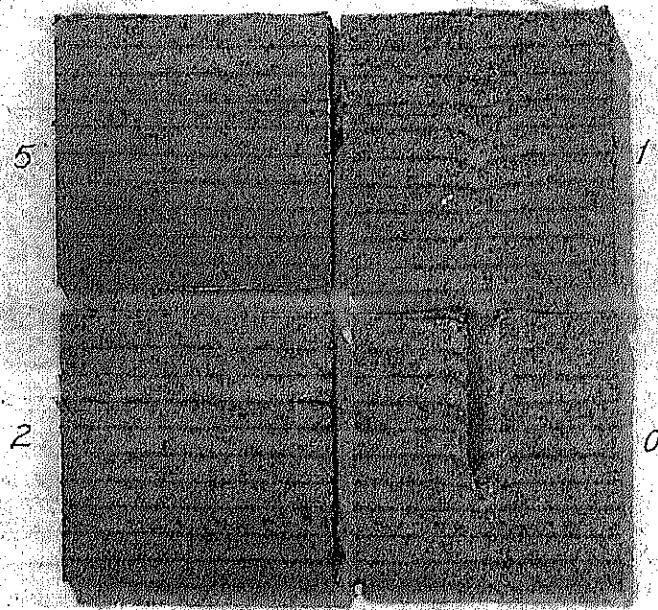


たる寫眞にして、之に依ればガラス側壁に接したる部分と、中央の部分とに於て多少の相違ある事を知る。第三十八圖及第三十九圖は同じ方法に依り  $10 \times 10 \times 10$ cm の箱の中に砂を充し、その中央部に第三十八圖に點線にて畫ける杭（徑 1.2cm）を長 7.0cm だけ垂直に挿入したる場合の内部の状態の變化を見たるものである。第三十八圖は固りたる後枠を外したるもの、第三十九圖はその中央部より厚 1cm に切りたる切斷面 0, 1, 2 及外側面 5 を示したるものである。

第三十八圖 砂を固めたる状態



第三十九圖 各切斷面圖



(終)