

可動壁に作用する振動土圧の実験的考察

山口大 正 員 大原資生
 , 学生員 ○光永臣秀
 , 正 員 山本哲朗

1. まえがき 地震力が擁壁に作用した場合、その外力により擁壁にロッキングが生じると考えられる。本研究では、このロッキングの振動土圧に及ぼす影響について、模型を用いて実験的に調べ、この結果と弾性理論によって得た値、ならびに物部岡部の式による計算値との比較検討を行なった。

2. 実験装置と方法 図-1に実験装置の外観を示す。使用した振動箱の寸法は $90 \times 30 \times 60$ cmで、土圧計は深さ5, 15, 25 cmの位置に設置した。土圧計を取付けた壁は、下部をヒンジ、上部をバネでロッキングを拘束した可動壁となっている。試料は気乾燥状態の豊浦砂とカオリン粘土を用いた。試料の物理的および力学的性質は表-1に示す。実験方法は次のとおりである。①可動壁を固定した後、振動箱に試料を満し震度0.8(振動数 $f=9.2$ Hz)の振動加速度を与えて試料を締固めた。なお、締固め時

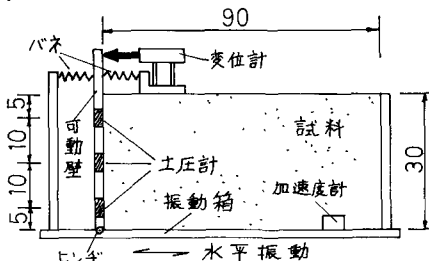


図-1 実験装置 (単位: cm)

表-1 試料の物理的および力学的性質

試料	比重	均等係数	平地摩擦係数	最大間隔比	最小間隔比	内部摩擦角(ϕ)	粘着力(c)
豊浦砂	2.63	2.0	0.22 ^{***}	109	0.67	45.0	ナシ
カオリン粘土	2.63	—	0.0017	2.76	1.60	19.7	0.046 ^{kg/cm²}

間は豊浦砂: 2分間, カオリン: 10分間とした。締固め後の密度は豊浦砂: 1.34 g/cm^3 , カオリン: 0.89 g/cm^3 である。② 所定のバネをセットし、可動壁を自由にし、この時の土圧を測定する。③ 振動数1 Hzで、震度(K_h)も0.1, 0.2, 0.3と連続的に変化させて、各震度での振動土圧と壁変位を測定する。

3. 実験結果と考察

①. 締固め後および振動後の静止土圧: 図-2に締固め後および各震度で振動させた後の静止土圧を示す。面試料とも締固め後の静止土圧に比べて、各震度を与えた後の方が小さくなっているのがわかる。これは壁がロッキングすることによって土の締固め効果が生じ、その分だけ土圧の増加を引き起したためだと考えられる。さらに、この図で豊浦砂の土圧の方が大きく出ているのは、カオリンに比べて粘着力が小さいため、締固めがさらに促進されたためだと思われる。なお

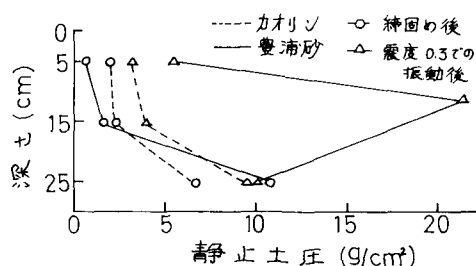


図-2 静止土圧分布

, 振動後の豊浦砂で深さ2.5 cmの土圧が低下しているのは、可動壁下部のヒンジの僅かなカタが影響したためだと考えられる。

②. 可動壁に作用する振動土圧分布と物部岡部公式値の比較: 図-3に震度0.3での固定壁および可動壁に作用する振動土圧分布と物部岡部公式値を示す。カオリンの場合、壁の可動量(θ)が増加するにつれて、その振動土圧は減小しているが、豊浦砂では増加しているのがわかる。物部岡部公式値と比較した場合、固定壁の土圧は大体安全側になっているが、豊浦砂を用いた可動壁では、可動量の増加に伴い危険な状態となっているのがわかる。さらに、図-4に深さ(A)15 cmの壁の可動量と振動土圧との関係を示す。この図からも、前述の傾向がは、よりわかる。深さ2.5 cmについても同様な結果が得られた。これは、両試料の剛性率の違いによるもの

と考えられる。一般に、振動土圧は地震力による地盤のせん断変形をうまく伝える擁壁に作用すると考えられる。従って、擁壁にロッキングが生じれば、地盤のせん断変形をそれだけ容易にすることになり、振動土圧は減少する。しかし、地盤のせん断変形をさらに促進するようなロッキングが生じた場合、振動土圧は逆に増加すると考えられる。剛性率の小さいカオリンでは、地震力により発生しようとするせん断変形は大きいので、ロッキングする分だけせん断変形を許すために、振動土圧が減少したと考えられ、剛性率の大きい豊浦砂(カオリンの数十倍)では、ロッキングによってせん断変形が促進される形となるために振動土圧が増加したと考えられる。

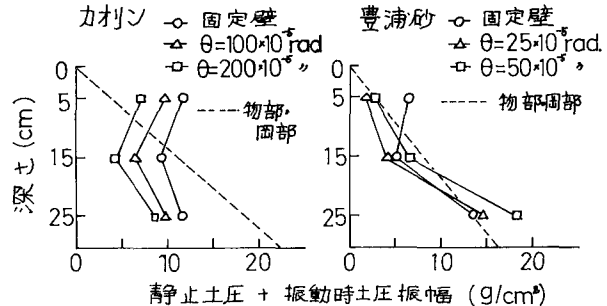


図-3 土圧分布 (K_h=0.3)

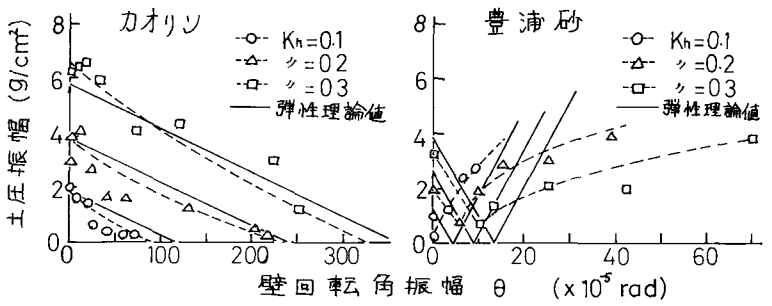


図-4 土圧振幅一壁回転角振幅 (h=15cm)

③. 弾性理論から求めた振動土

圧と壁回転角との関係: 弾性理論より、地震時の土中応力りつり合式は(1)式のとおりである。

$$\frac{\partial^2 U}{\partial x^2} = \frac{C^2}{\alpha^2} (1 - \alpha_1 \eta) \frac{\partial^2 U}{\partial \xi^2} + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[\frac{C^2}{H^2} (1 - \alpha_2 \eta) \frac{\partial U}{\partial \eta} \right] + \frac{K_h g}{H} \sin p t \quad (1)$$

ここで

$$U = u/H, \quad \eta = y/H, \quad \xi = x/a$$

$$C^2 = (\lambda + 2\mu)/\rho, \quad C^2 = \mu/\rho$$

U : 土の変位量

K_h : 震度

ρ : 土の単位体積重量

g : 重力加速度

λ, μ : Lamé定数

p : 角振動数

α₁, α₂ : C₁², C₂²の深さによる変化率

t : 時間

(1) 式を境界条件 a, b, c を用いて差分法で解いた。

$$a. U|_{\xi=0} = \theta \cdot \eta \cdot \sin p t \quad (\theta : \text{壁回転角振幅})$$

$$b. U|_{\xi=1} = U|_{\eta=0} = 0$$

$$c. \frac{\partial U}{\partial \eta} \Big|_{\eta=1} = 0$$

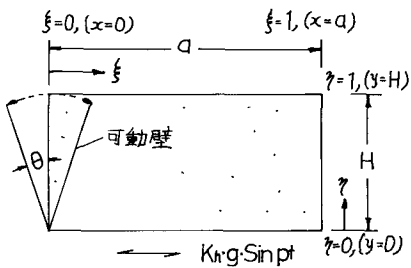


図-5

上式に用いた諸定数は次のとおりである。

カオリン : λ=6.0 kg/cm², μ=4.0 kg/cm², ρ=0.908×10⁻³ g/cm³, α₁=α₂=0.8, p=18.85 rad/sec
 豊浦砂 : λ=900.0 kg/cm², μ=100.0 kg/cm², ρ=1.367×10⁻³ g/cm³, α₁=α₂=0.2, p=18.85 rad/sec
 深さ15cmでの計算結果は図-4の実線で表わしている。弾性理論から求めた値と実験値との間に、定量的には若干の差異が見られるものの、定性的には、一致していると思われる。従って、この弾性理論を用いることによって、ロッキングする擁壁に作用する振動土圧の大きさある程度推測できることになった。

参考文献 : ① 大原資生 : 山口大学工学部学報 13巻, 1号 (1963)