

岸壁裏込間げき水による動水圧について

大原 資生*

要 旨 岸壁裏込の間げき水による動水圧については、以前に安蔵教授が間げき水を非圧縮流体として、理論的に計算されたものがある。

しかし、著者がさき実験によって、この動水圧を確かめたところ、この値は安蔵教授の式から得られた値と十分に一致しなかったので、別に間げき水を圧縮流体として理論解を求めた。この論文はその結果と実験の報告であって、この動水圧が振動周期、裏込土の透水係数および水深によってどのように変化するかを、理論解を数値計算して示したものである。

1. 緒 言

従来、岸壁の耐震設計においては、この裏込間げき水による動水圧が全く考慮されなかった理由は、裏込土の透水抵抗のために、地震力によって間げき水が裏込の間げきをとって流動することはないという多分に経験的な考えにもとづいた結果であると思う。しかし、この動水圧については、以前に安蔵教授が間げき水を非圧縮流体として、理論解を導き、岸壁の耐震設計において、これを考えるべきことを示しておられる¹⁾。

著者は先に、これについての実験を行ない、その実験結果と安蔵教授の理論値とを比較検討した結果²⁾ およびその結果を考えて同教授の方法と違った、間げき水を圧縮性流体とした理論を導き、この種の動水圧は水深、強制周期および裏込土の透水係数等の相互関係によって、その大きさが変わり、また、強制振動との位相差が生じるということを経験³⁾したが、これらがどのように変化するかということにはふれなかったので、ここに詳細な計算結果を報告する。また、この計算の動機となった実験についても述べることにする。

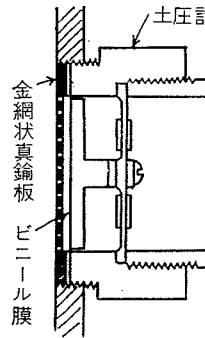
2. 実験およびその結果

つぎに述べる事は前論文²⁾と重複するところもあるが、この論文の理解を助けるために、簡単にその方法および結果について述べる。

間げき水による動水圧についてのわれわれの実験は振動台の上に、深さ、幅、長さがそれぞれ $40 \times 90 \times 100$ cm の鋼板製砂箱をおき、その中に飽和砂を入れて行ったものである。その場合、図-1 のように土圧計受圧面の前面には金網状のしんちゅう板(スクリーン)をつけて水圧だけが測定できるようにした。

図-1 圧力計

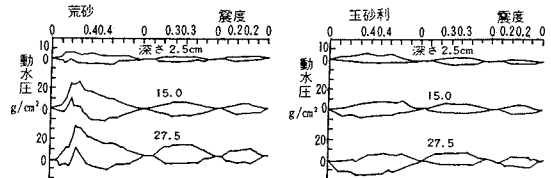
Fig. 1 Pore pressure cell with brass plate filter and vinyl membrane.



このようにして得た動水圧の記録を示したのが図-2 である。これは震度を次第に増加、減少したときの圧力変化曲線の最大値、最小値を結んだ線、すなわち、圧力振幅の envelope であって、これによって圧力振幅の変化状況を示したものである。試料は平均径がそれぞれ 1 mm, 5 mm, の荒砂および玉砂利での結果であって、それぞれの

図-2 動水圧の記録

Fig. 2 Pore pressure change due to vibration. (curing $k=0 \sim 0.4 \sim 0 \sim 0.3 \sim 0 \sim 0.2 \sim 0$)

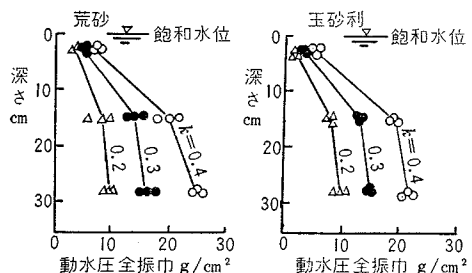


透水係数は 0.75 および 100 cm/sec である。

この記録は最初に最大震度 0.4 の振動を与えたのち、震度を 0 にもどし(すなわち、静止する)つぎに最大震度がほぼ 0.3 および 0.2 の振動を順次に与えた場合の記録である。最初の振動時に一時的な大きい水圧の上昇がみられるのは飽和砂が振動によって流動沈下する際に発生する過剰間げき水圧のためであり、これをわれわれは振動初期の異常水圧と呼び、これについては前論文において詳細に述べた。

図-3 間げき水動水圧分布

Fig. 3 Measured pressure distribution.



* 正員 工博 山口大学教授 工学部土木工学教室

この記録でわかるように、初回の振動において、飽和砂が流動沈下を生じ、砂粒子が安定しているにもかかわらず、第2回以後の振動時にも動水圧が測定されている。この定常的な動水圧振幅の鉛直分布を示したのが、図-3である。

以上の結果は振動砂箱の中での室内実験の結果であるが、これは地震時に裏込め水による動水圧が生ずることを示しているように思う。

3. 理論式

理論解の導き方については前論文³⁾にも述べたが、ミプリントもあったので、あらためて述べる。

いま、簡単に振動によって裏込め土は変位せず、間げき水のみが、その間げきをとおって流動するものとし、その流動に対しては Darcy の法則のような速度抵抗が働くものとする。実際には振動中、裏込め土も間げき水とともに変位するが、両者の物性の相違から考えて、裏込め土の透水係数が非常に小さくなければ、前者の変位は後者のそれよりかなり小さいと考えることができ、このことは実験の観察からも知ることができるので、このように仮定した。

間げき水の水平および上下方向の速度を u, v (微小) とすると、Navier-Stokes の方程式より

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} &= -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{1}{3} \nu \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) + \nu \rho^2 u \\ \frac{\partial v}{\partial t} &= -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{1}{3} \nu \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) + \nu \rho^2 v \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

連続の方程式より

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial \rho_w}{\partial t} \dots\dots\dots(2)$$

また、示性方程式より、 K を間げき水の体積弾性率とすると、

$$\Delta p = K \Delta \rho_w / \rho_w \dots\dots\dots(3)$$

ゆえに、

$$\frac{1}{K} \frac{\partial p}{\partial t} = \frac{1}{\rho_w} \frac{\partial \rho_w}{\partial t} \dots\dots\dots(4)$$

ただし、 p : 動水圧、 ν : 間げき水の動粘性係数、 ρ_w : 間げき水の密度である。

式(1)に式(2)、(4)を入れて

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} &= \frac{1}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x} \left(-p + \frac{1}{3} \frac{\rho_w \nu}{K} \frac{\partial p}{\partial t} \right) + \nu \rho^2 u \\ \frac{\partial v}{\partial t} &= \frac{1}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial y} \left(-p + \frac{1}{3} \frac{\rho_w \nu}{K} \frac{\partial p}{\partial t} \right) + \nu \rho^2 v \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(5)$$

右辺のカッコ内の p と $\frac{1}{3} \frac{\rho_w \nu}{K} \frac{\partial p}{\partial t}$ との大きさを比較するに、ほぼ、1 と $\frac{1}{3} \frac{\rho_w \nu}{KT}$ となり (T : 周期) T が非常に小さくないかぎり、 $1 \gg \frac{1}{3} \frac{\rho_w \nu}{KT}$ であると考え

ことができる。

また、間げき中の流動を考えるので、式(5)の

$$\nu \rho^2 u = -\frac{\lambda g}{k} u_*, \quad \nu \rho^2 v = -\frac{\lambda g}{k} v_*$$

とおくことができる⁴⁾。ただし、 u_*, v_* は間げき水の裏込め土に対する相対速度で、 λ : 裏込め土の間げき率、 k : 裏込め土の透水係数、 g : 重力加速度である。

結局、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} &= -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial x} - \frac{\lambda g}{k} u_* \\ \frac{\partial v}{\partial t} &= -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial y} - \frac{\lambda g}{k} v_* \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(6)$$

式(6)がこの場合の間げき水の運動方程式である。式(2)、(4)から

$$\frac{\partial p}{\partial t} = -K \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) \dots\dots\dots(7)$$

境界条件に (i) $(u)_{x=0} = (u)_{x=a} = -\frac{\alpha g}{\omega} \sin \omega t$,

(ii) $(v)_{y=0} = 0$, (iii) $(p)_{y=H} = 0$ (表面条件)、ただし α : 震度である。

間げき水の絶対変位および相対変位 (岸壁とともに運動する座標からみた変位) を ξ_0, η_0 および ξ, η とすると、式(6)において

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial^2 \xi_0}{\partial t^2}, \quad \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial^2 \eta_0}{\partial t^2}, \quad u_* = \frac{\partial \xi}{\partial t}, \quad v_* = \frac{\partial \eta}{\partial t}$$

とおくことができる。さらに計算の便宜上、 $\xi_0 = \frac{\alpha g}{\omega^2} \cos \omega t + \xi$, $\eta_0 = \eta$ とおくと、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} &= -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial x} - \frac{\lambda g}{k} \frac{\partial \xi}{\partial t} + \alpha g \cos \omega t \\ \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} &= -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial y} - \frac{\lambda g}{k} \frac{\partial \eta}{\partial t} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(8)$$

をうる。式(8)は岸壁とともに運動する座標によって立てられた振動時の間げき水の流動の方程式である。

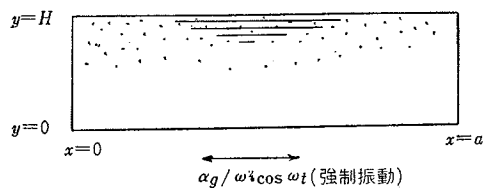
また、式(7)は

$$p = -K \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \right) \dots\dots\dots(9)$$

となり境界条件は、(i) $(\xi)_{x=0} = (\xi)_{x=a} = 0$, (ii) $(\eta)_{y=0} = 0$, (iii) $(p)_{y=H} = 0$ となる。

図-4

Fig. 4 Elevation of vibrating sand box.



式(8)、(9)より

$$-\frac{1}{K} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = -\frac{1}{\rho_w} \left(\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} \right) + \frac{\lambda g}{kK} \frac{\partial p}{\partial t} \dots\dots\dots(10)$$

をうる**。

境界条件はつぎのように、動水圧勾配として与えられる。

- (i) $\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_{x=0} = \rho_w \alpha g \cos \omega t$ (*• $\xi=0$)
- (ii) $\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_{x=a} = \rho_w \alpha g \cos \omega t$ (*• $\xi=0$)
- (iii) $\left(\frac{\partial p}{\partial y}\right)_{y=0} = 0$ (*• $\eta=0$)
- (iv) $(p)_{y=H} = 0$ (表面条件)

強制振動の時間因数が $\cos \omega t$ であり、境界条件 (iii), (iv) を考慮して

$$p = \sum_{n=0}^{\infty} X_n(x) \cos \frac{(2n+1)\pi}{2H} y e^{i\omega t} \dots\dots\dots(11)$$

$$(p)_{x=0} = \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \frac{4\rho_w \alpha g H}{(2n+1)\pi} \cos \frac{(2n+1)\pi}{2} \zeta \left[\left(\cosh r_n \frac{a}{H} - \cos \delta_n \frac{a}{H} \right) \times \left\{ -\sinh r_n \frac{a}{H} (r_n \cos \omega t + \delta_n \sin \omega t) + \sin \delta_n \frac{a}{H} (r_n \sin \omega t - \delta_n \cos \omega t) \right\} \right] \times \frac{1}{(r_n^2 + \delta_n^2) \left(\sinh^2 r_n \frac{a}{H} \cdot \cos^2 \delta_n \frac{a}{H} + \cosh^2 r_n \frac{a}{H} \cdot \sin^2 \delta_n \frac{a}{H} \right)} \dots\dots\dots(13)$$

$$\left. \begin{matrix} r_n \\ \delta_n \end{matrix} \right\} = \sqrt{\frac{+ \left[\left(\frac{(2n+1)\pi}{2} \right)^2 - \left(\frac{\rho_w \omega^2 H^2}{K} \right) \right] + \sqrt{\left[\left(\frac{(2n+1)\pi}{2} \right)^2 - \left(\frac{\rho_w \omega^2 H^2}{K} \right) \right]^2 + \left(\frac{\rho_w \lambda g \omega H^2}{Kk} \right)^2}}{2}}$$

ただし $\zeta = y/H$ である。

式 (13) において $a \rightarrow \infty$ とすると、

$$(p)_{x=0} = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^{n+4} \rho_w \alpha g H}{(2n+1)\pi} \cos \frac{(2n+1)\pi}{2} \zeta \times \frac{(r_n \cos \omega t + \delta_n \sin \omega t)}{(r_n^2 + \delta_n^2)} \dots\dots\dots(14)$$

となる。

4. 実験値との比較

いま、実験の場合を考えてみる。式 (13) において $k=1.0$ cm/sec, $K=2 \times 10^{10}$ C.G.S 振動周期 $T=0.3$ sec $\lambda=0.5$, $H=35$ cm とすると、 $n=0$ のときにすでに

$$\left(\frac{\rho_w \lambda g \omega H^2}{Kk} \right)^2 \left/ \left[\left(\frac{\pi}{2} \right)^2 - \left(\frac{\rho_w \omega^2 H^2}{K} \right) \right]^2 \right. = 0.625 \times 10^{-7} \dots\dots\dots(15)$$

となり、 $(\rho_w \lambda g \omega H^2 / Kk)^2$ の項は無視できることとなる。これは水の場合の動水圧に等しくなる。このときには式 (13) はつぎようになる。

$$(p)_{x=0} = \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \frac{4\rho_w \alpha g H}{(2n+1)\pi} \cos \frac{(2n+1)\pi}{2} \zeta \times \left[\frac{(1 - \cosh r_n \frac{a}{H})}{r_n \sinh r_n \frac{a}{H}} \right] \cos \omega t \dots\dots\dots(16)$$

ただし、 $r_n = \sqrt{\left[\left(\frac{(2n+1)\pi}{2} \right)^2 - \left(\frac{\rho_w \omega^2 H^2}{K} \right) \right]}$

** 式 (6), (7) から得られる。 $(u=u_* - \frac{\alpha g}{\omega} \sin \omega t, v=v_*$ とおく)

とおき、式 (10) および境界条件 (i), (ii) を満足する定常解を求めるとつぎのようになる。

$$p = \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \frac{(1 - e^{i\beta_n a})}{i \beta_n (e^{i\beta_n a} - e^{-i\beta_n a})} \times \frac{4\rho_w \alpha g}{(2n+1)\pi} \left(e^{i\beta_n x} + \frac{1 - e^{i\beta_n a}}{1 - e^{-i\beta_n a}} e^{-i\beta_n x} \right) \times \cos \frac{(2n+1)\pi}{2H} y \cdot e^{i\omega t} \dots\dots\dots(12)$$

ただし

$$\beta_n = \sqrt{\frac{\rho_w \omega^2}{K} - \left(\frac{(2n+1)\pi}{2H} \right)^2} - i \frac{\rho_w \lambda g \omega}{Kk}$$

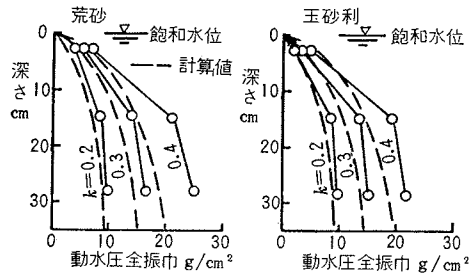
式 (12) の Real part をとり、 $x=0$ の壁面に作用する動水圧を求めると式 (13) となる。

式 (16) は貯水池などの動水圧を計算した Werner-Sundquist の式と同一である。結局、われわれが行なった砂箱内での実験では、 H, ω, k などの関係で間げきをとって流動する影響が無視できるほど小さい範囲での実験であることがこの理論解からわかる。

図-3 の平均値と式 (16) を比較したのが 図-5 である。これより両者は概括的に見てほぼ一致した値のものとみることができる。ただ、震度が大きくなると実験値

図-5 実験値と計算値の比較

Fig. 5 Double amplitude of pore pressure change during vibration (Full Lines, measured; broken lines, theoretical).



の方が大きくなる傾向が見える。この傾向は玉砂利より砂の方で大きい。このことは前論文でくわしく述べたが、振動によって砂の間げきが周期的に増減をくり返すので、間げき水圧の周期的な増減が生ずることによるのではないかと考えている。そのような間げき水圧の増減は透水係数が小さい試料ほど大きくなることが考えられるので、玉砂利より砂の実験値の方が大きいことも一応説明できると思う。

結局、理論で無視した砂粒子の運動の影響が両者の差となって表われているとみるのである。

また、実験において、この動水圧と強制振動との位相差は認められなかったが、これも理論と一致する。

以上、理論解および実験結果の考察から間げき水の動水圧が生じると考え、前述の理論解によって実験結果を説明できるので、式(14)によって実際の岸壁についての間げき水による動水圧を計算した。

5. 実験岸壁についての計算

裏込土が砂の場合を考えて $k=10^{-3}\sim 1$ cm/sec, $\omega=10\pi\sim\pi$, $H=5\sim 15$ m の範囲について計算を行なった。それには $\rho_w \lambda g \omega H^2 / Kk$ をパラメータとし、これを A と記号し、この A の値が $10^{-2}\sim 10^3$ の範囲の値について式(14)を計算した。

その場合、この範囲においては

図-6 動水圧鉛直分布 ($A=10^3$)

Fig. 6 Dynamic pore pressure distribution for $A=10^3$

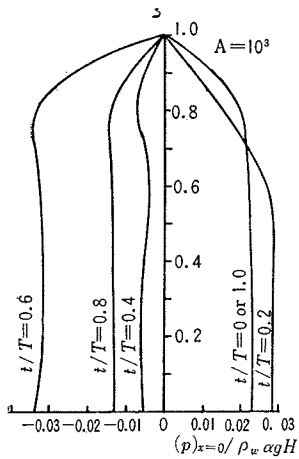
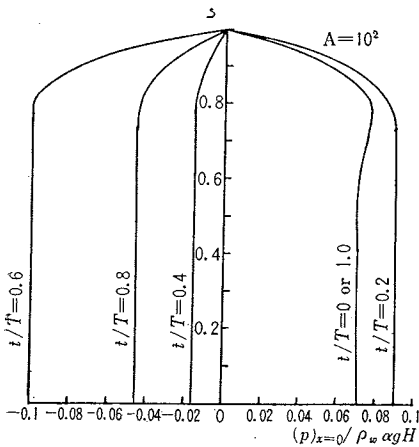


図-7 動水圧鉛直分布 ($A=10^2$)

Fig. 7 Pressure distribution for $A=10^2$



れの値に対する動水圧の鉛直分布を示したものである。ここに縦軸は z , 横軸は $(p)_{x=0} / \rho_w \alpha g H$ の値である。

図-8 動水圧鉛直分布 ($A=1.0$)

Fig. 8 Pressure distribution for $A=1.0$

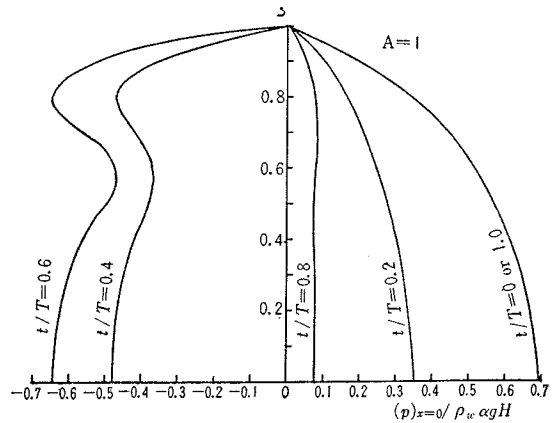


図-9 動水圧鉛直分布 ($A=1$)

Fig. 9 Pressure distribution for $A=1$

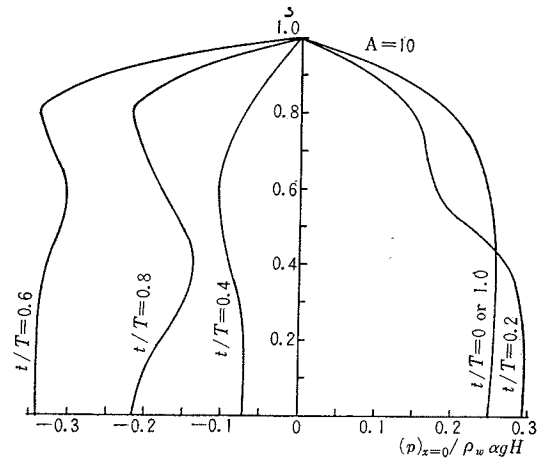
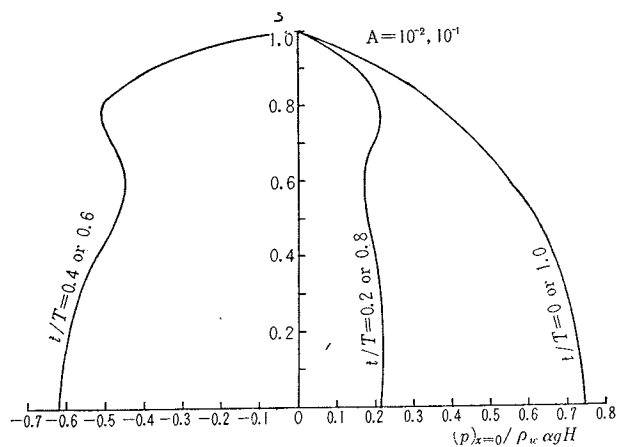


図-10 動水圧鉛直分布 ($A=10^{-2}, 10^{-1}$)

Fig. 10 Pressure distribution for $A=10^{-2}$ and 10^{-1}



$\rho_w \omega^2 H^2 / K \ll (\frac{\pi}{2})^2$ であるから、 r_n, δ_n を計算する際、 $\rho_w \omega H^2 / K$ の項は省略した。なお、式(14)よりわかるように、この動水圧には A の値によって強制振動との位相差が生ずることになるので、その状況をみるため、計算は t/T (T : 強制周期) がそれぞれ、0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0 の場合について行なった。

図-6~10 はそれぞれ

図-11 動水圧合力と A との関係

Fig. 11 Resultant total dynamic pore pressure versus A. The broken line shows phase difference.

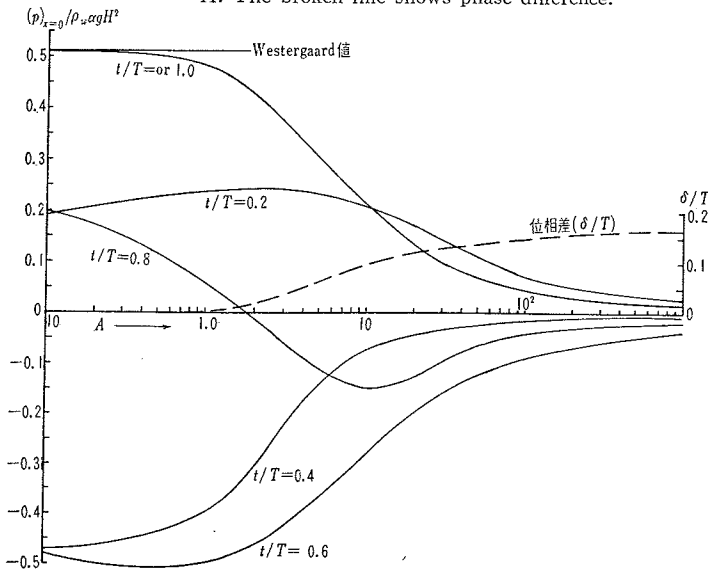
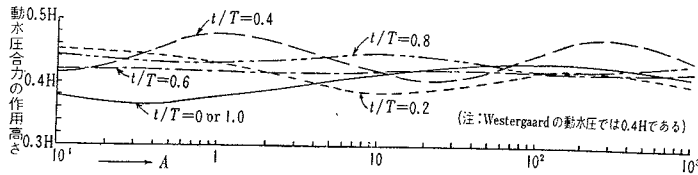


図-12 動水圧合力の作用高さと A との関係

Fig. 12 Height of application point of resultant total of dynamic pore pressure versus A.



この鉛直分布から動水圧の合力とその作用高さを計算し、それらが A および t/T によってどのように変化するかを見たのが 図-11, 12 である。図-11 によれば $A=1$ 以下ではこの動水圧の最大値も Westergaard の値 ($p/\rho_w \alpha g H^2 = 0.515$) に近い値となり、強制振動との位相差もないと考えてよいことがわかる。

これは裏込水深が 10m の岸壁を考えた場合、 k がほぼ $10 \sim 1 \text{ cm/sec}$ の場合に相当する(強制周期は $0.2 \sim 2$ 秒の範囲に考えている)。また、図-6~10 よりわかるように、この種の動水圧と強制振動との位相差は k の関数となっているので t/T によって動水圧の分布状態が変化し、各深さでの動水圧の最大値の生ずる時間は深さにより異なっているが、合力について平均的な位相差を計算すると 図-11 の破線のようなになる。

なお、図-12 でわかるように合力の作用高さは、ほぼ $0.4 H$ 付近を上下している。

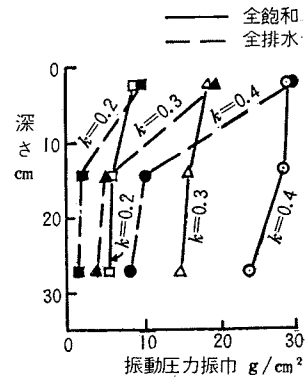
以上は地震時、岸壁裏込側に作用する間げき水による動水圧の理論計算の結果であるが、これより A の値がわかれば各図より動水圧の分布、合力、作用高さを知ることができる。たとえば、いま裏込水深を 7m、間げき率を 0.5、透水係数を 10^{-2} cm/sec 、強制周期を 2.0 sec と

すると $A=3.77$ となり、間げき水の動水圧合力の最大値は 図-11 の $t/T=0$ あるいは 1.0 の曲線より $P/\rho_w \alpha g H^2 = 0.34$ を得る。これは Westergaard 値の約 70% の値であり、震度 $\alpha=0.2$ とすると幅 1m あたり 3.33t の動水圧値を得る。

また、この作用高さは 図-12 より $0.4 H$ 、すなわち 2.8m で強制振動との位相差は $\delta/T=0.04$ となるので、 $\delta=0.08 \text{ sec}$ を得る。

図-13 振動圧力実験値(スクリーンなし)

Fig. 13 Double amplitude measured for water saturated sand (full lines) and drained sand (broken lines) at 3 different heights.



6. 間げき水の動水圧と振動土圧との関係

図-13 は 図-1 に示す土圧計前面につけたスクリーンを取り除いて、飽和砂についての振動圧力を測定した結果で、初め飽和水位を砂表面におき、のち、次第に水を排除して振動圧力を測定した一連の実験結果から得たものである。

この 図-13 と 図-3 とを比較してわかるように、圧力全振幅はすべての深さにおいて 図-13 の飽和の方が 図-3 より大きくなっていない。また、図-13 の飽和の場合と排水の場合の差は 図-3 の値より小さい。これについてはつぎのように考える。すなわち、このように土圧計前面のスクリーンを除いての実験では、その測定値は一応動水圧の圧力全振幅と振動土圧の全振幅との和の圧力全振幅であるように考えられるが、土圧計の構造が受圧面変位型であるので、受圧面に砂と水とが接している場合は水圧が減少しても砂が受圧面を押し続けたままの状態が残れば、受圧面はその水圧減少に追従して変位することができない。

水圧減少に完全に追従して変位するためには、受圧面に接している砂の変位量が減少水圧に相当する受圧面変

位置に等しいが、それ以上であることが必要である。

ゆえに砂と水の性質から考えて、飽和砂の実験では受圧面は圧力増加時には動水圧と振動土圧、それぞれの増加分の和(半振幅の和)に追従して変位し、圧力減少時にはほぼ振動土圧の減少分(半振幅)追従して変位するものと考えられる。このようなことがあるので、図-13と図-3とを比較しての結果だけから飽和砂の振動圧力について間げき水による動水圧の有無や、その値を検討することはできず、それらの検討は図-3によつてのみすることができる。著者はむしろ、図-13の飽和と排水との差が図-3の動水圧の1/2(半振幅)にほぼ近い値であることは、飽和砂の振動圧力にはこの種の動水圧がふくまれていることを示しており、飽和砂の振動圧力としては振動土圧と動水圧とを考慮すべきと考える。ただ、その場合の振動土圧として乾燥砂と同値の

ものを考えるか、どうかは現在では明らかでないが、この点については現在実験中である。

以上、本論文においては、間げき水による動水圧について実験的、理論的に考察した結果について述べた。

終りに、本論文について種々ご指導、ご批判いただいた九州大学工学部土木教室の松尾春雄教授、応用理学教室の渡部信夫教授に厚く感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 第3回工学大会講演集, 地震時岸壁の前面ならびに背面におよぼす水圧について, 昭 11.7
- 2) 岸壁裏込の間げき水による動水圧, 土木学会論文集 38号, 昭 31.10
- 3) 重力式岸壁の耐震性についての一考察, 土木学会論文集 70号, 昭 35.9
- 4) 荒木・椿: 水理学演習(下), 森北出版, p. 292

(原稿受付: 1961.5.10)
(再 受 付: 1962.8.15)

お詫び: 論文集第 85 号 (37 年 9 月発行) 掲載論文「飽和粘土のせん断における間げき水圧の挙動について」に次のような誤りがありましたので、訂正の上お詫びいたします。

ページ	箇所	誤	正
2	脚注	$k_w=4.8 \times 10^{-5} \text{kg/cm}^2$	$k_w=4.8 \times 10^{-5} / \text{kg/cm}^2$
6	原稿受付	1962.10.31	1961.10.31

DYNAMIC PORE PRESSURE EXERTED TO A VERTICAL WALL

By Dr. Eng., Sukeo Ōhara, C.E. Member

1. Introduction

The dynamic pore pressure, which acts on a structure such as quay walls of harbours, was formerly studied theoretically by Prof. Anzo of Japan, by assuming the pore water as incompressible liquid. But the observed values of our experiment did not coincide with those of the theoretical solution. So we tried to solve the problem by assuming the liquid as compressible. Here we report our theoretical and experimental results, as well as the results of numerical calculations, showing the effect of the pore pressure, the period of vibration, permeability of the soil and the height of the wall.

2. Experiment

Our experiment was carried out using a steel box 40 cm in height, 90 cm in width and 100 cm in length, which was filled with water saturated sand, and the pore pressure during vibration was measured at 3 different heights by the pressure cells of shown in Fig. 2.

An example of the pore pressure change was shown in Fig. 2. The figure shows the amplitude of pressure by the envelopes of the maximum and minimum values. The mean diameters of the sand particle and gravel were 1 mm and 5 mm respectively and its permeability 0.75 and 100 cm/sec respectively.

The experiment was carried out as follows: first, the acceleration of the vibration was gradually increased to $\alpha=0.4$ (where α is the ratio of the maximum account to the account of gravity) and kept constant for a while and then gradually decreased and brought to rest.

Secondly the vibration of $\alpha=0\sim 0.3\sim 0.3\sim 0$; and thirdly the vibration of $\alpha=0\sim 0.2\sim 0.2\sim 0$ was given. As may be seen in that figure, extraordinary high pressure is observed at the beginning of the first vibration. This seems to be due to the pressure of liquidized sand, the liquefaction being caused by the settling down of sand particles due to vibration.

By the first vibration, the sand particles seem

to settle down to a stable state. Even under such stable states, i. e. in the second and third vibrations, the pore pressure change was still observed. The amplitudes of pressures at different heights are shown in Fig. 3. (left figure is for sand, and right is for gravel.)

This result seems to show that pore pressure must be taken into account for earthquake resistant design of quay walls.

3. Theoretical Solution

In our theoretical solution, it is assumed that the soil undergoes no deformation during vibration and pore water flows through the pores, Darcy's formula being applied to the flow.

Axes $o-x, y$ fixed to the moving wall are taken. (Fig. 4) and we obtain Formula (8) in the Japanese report, in which

k ; permeability of the soil

λ ; percentage of voids

α ; seismic degree

ρ_w ; density of pore water

ζ, η ; relative displacement for x and y directions

p ; dynamic pressure

Taking κ as volume modulus of the pore water, we have Formula (9), and from (8) and (9) we obtain Formula (10). Boundary conditions are as shown in i), ii), iii) and iv).

The time factor of the forced vibration is taken $\cos \omega t$ and from the boundary conditions of iii) and iv) we have Formula (11).

The solution which satisfies Formula (10) and boundary conditions i) and ii) is Formula (12). Taking real part of (12), we obtain the dynamic pressure exerting on the wall as shown in Formula (13).

Putting $a \rightarrow \infty$ in formula (13) we have Formula (14).

4. Comparison of the Experimental and Theoretical Results

Under the experiment $k=1.0$ cm/sec, $K=2 \times 10$ c.g.s., $T=0.35$ sec., $\lambda=0.5$, $H=35$ cm, the ratio of Formula (15) is very small. This shows

that the term $(\rho_w \lambda g \omega / \kappa k)^2$ is negligible and corresponds to $k = \infty$, i.e. the case of water without soil.

In this case Formula (13) becomes Formula (16). This is the same value as obtained by Werner and Sundquist, corresponding to the pressure that acts on the vertical wall at the end of a basin with finite length, whereas Wertergaard's solution is for infinite length.

Fig. 5 is the comparison of the values due to Formula (16) and the experimental results of Fig. 3. The experimental values are somewhat larger than that of theoretical values : and the difference seems larger for sand than for gravel. We have concluded that the discrepancy between the theory and experiment is caused by the relative movement of the particles of soils, this causing periodical change of voids.

Fig. 11 and 12 show the resultant force and its heights of application. The pore pressure caused by such periodical change of voids seems larger for smaller particles, coinciding the results of observation.

5. Presure acts on the prototype quay walls

The back filling material of the quay wall is taken for sand and taking a range of $k = 10^{-3} \sim 1$ cm/sec, $\omega = 10 \pi \sim \pi$, $H = 5 \sim 15$ m, calculations were carried out and the results are shown in Fig. 6 through 10.

Here $\rho_w \lambda g \omega H^2 / \kappa k$ is denoted by A , and the value p was calculated by Formula (7) for the range $A = 10^{-2}, 10^{-3}$.

As may be seen from Fig. 7, there is phase difference in some cases, between the forced vibration and the pressure. To see the differences clearly, we made calculation for $t/T = 0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8$ and 1.0 , where T is the period of forced vibration. The results are shown in Fig. 6 through 10 where y axis $\zeta = y/H$ and x axis, $b/\rho_w \alpha g H$.

Figs. 11 and 12 show the resultant force and its heights of application.

From these figures we can calculate the values of dynamic pore pressures acts on quay walls, due to our theoretical solution, i.e. the pressure distribution, resultant force and point of application for corresponding values of A .

For example, taking

Height of the wall $H = 7$ m

Percentage of voids 50%

Coefficient of permeability 10^{-2} cm/sec

Period of forced vibration $T = 2.0$ sec.

we have $A = 3.77$, and maximum value of the resultant force $(p)_{x=0} / \rho_w \alpha g H^2 = 0.34$ from Fig. 11, by the curve $t/T = 0$ or 1.0 . This value corresponds to 70% of Wertergaard's value. If we take the dynamic pressure is 3.33 t/m. The height of the point of application is $0.4 H$, i.e. 2.8 m from base, and the phase difference of the maximum pressure to the forced vibration is $\delta/T = 0.04$ and therefore $\delta = 0.08$ sec.

6. Some remarks on the measured total dynamic pressure

Fig. 13 shows the total amplitudes of pressure measured by the pressure cells without the brass screen (Fig. 1).

After the experiment with water saturated sand (full lines) water was drained and the amplitudes of pressure was again measured (broken lines) at 3 different heights.

In the case of full lines, it was expected that they show the sum of amplitudes of pressure of pore water and the sand. And the broken lines, the amplitude of the wet sand pressure only.

But by examining the results we found the following facts : With the experiment of water saturated sand (Fig. 13) when the total pressure becomes maximum during the vibration, the membrane of the cells without the screen undergoes some small deformation corresponding to the pressure, and the small space is filled with sand and water. At the next moment when the pressure becomes smaller, the membrane tends to return to smaller deformation, but the sand which had been forced into the small space under the preceding larger pressure, hinders the membrane from restoring its proper position. This seems the reason why the amplitude of full line is somewhat smaller than t , the sum of the broken lines (Fig. 13) and pore water pressure of Fig. 3. And we may say that the maximum external force to be taken for the design of earthquake resistant quay walls is the sum of the pore water and the seismic earth pressure.

(Received by the Society May 10. 1961)