

§.1 はじめに

表題の事柄に関して今回の W.C.E.E に報告された論文は次の三篇であった。すなわち、
 [74] Lateral Earth Pressure in an Earth-Quake Y. Ishii, H. Anai, H. Tsuchida,
 [75] An Experimental Study of Oscillating Earth Pressure Acting on A Quay walls. S. Niwa
 [77] Lateral Earth Pressure and Stability of Quay walls During Earth-Quakes. H. Matsu, S. Ohara
 である。なお、上記の他にも土質及び土圧の論文が数篇発表されているが、こゝでは問題と表題の事柄に限定する。この中、[74]、[77]はいづれも振動台による実験的研究であり、[75]は大規模の野外実験による研究である。

[74]は実際の岸壁の可動性に着目し、種々の可動壁および岸壁模型を設置して、それに作用する土圧と変位量とを測定したもので、一般に可動壁の場合には、振動周期に伴って変化する振動土圧は振動によって静的に増加する残留土圧に比して、それ程大きくはく、また、振動土圧は壁体の運動と位相差があるものとして、岸壁の安定と支配する地震時土圧は、この残留土圧と主体とをべきであることと論じている。

[75]は高さ3mの模型岸壁を設置した地盤を35tonの起振力を有する起振機によって加振し、その時の模型岸壁の振動性状およびそれに作用する土圧を測定した結果を述べたものであり、測定した振動中の変位および圧力変化と、調和分解して、一次振動を求め、これによって変位と圧力の大きさおよび位相差等を明らかにしたものである。

[77]は地震時岸壁に働く振動土圧と、その裏込土と弾性体として理論的に求め、その計算値と実験値と比較、検討した結果を述べたもので、この計算値を用いて現在の岸壁の地震時安定性と論じている。

なお、岸壁設計の技術上の問題として、その耐震性とどの程度、重要に考えらるべきかについても論じなければならぬと思うが、こゝでは専ら力学的な事柄に限定して論ずることとする。

§.2 裏込土の取扱ひについて

[77]の論文では、裏込土を一應弾性体としてとり扱い、固定壁および可動壁に作用する振動土圧を計算しているが、その際、次の仮定がなされている。

- (1). 裏込土を弾性体と考へ、この弾性体の弾性率は地表面からの深さと共に、一様に變化する。(このことは別の実験で確かめられている結果である)。
- (2). 岸壁の基礎地盤は定常的正弦運動とする。
- (3). 水平振動中、裏込土には鉛直方向の弾性変位は生じないものとする。

この計算によって得られた振動土圧分布は固定壁に対する場合の実験結果と説明するに比べておもしろいだけでなく、可動壁に対する振動土圧が、この可動量の増加に従って減少すること、およびある可動量以上では壁の上半部と下半部とに作用する圧力の位相が逆となる

と云う実験結果とも説明出来た。しかし、壁の可動量がかなり大きい場合には壁面近傍の裏込土は弾性体として取扱われ得る以上の変形が生ずるので、こうした場合には上記の計算とそのまゝ適用することは出来ない。また、強制振動の震度 p 0.3位以上になると砂粒子の運動が著しく活発となり、そのため、この様な場合には実験値は、弾性体としての計算値とかなり異なった値のものとなる。この様な限度以上の場合に、裏込土をどの様にとり扱って、土圧を求めるかが一つの重要な課題であると考える。

§.3 壁体の変位について

実際の岸壁が地震時、どの程度の変位を持つかは、前述の振動土圧に關係のある重要な問題である。[74]の論文では、この点に着目し、種々の型の可動壁および岸壁模型を用いて、実験を行い、この様な可動壁の場合には、その可動量が限度以下では、振動土圧は減少し、残留土圧の増加が著しいとの結果を得たことを報告している。

いま、図1の様に、岸壁のロッキング運動とA点と迴轉中心とする運動とすると、この場合の運動方程式は

$$I_A \ddot{\theta} + R\dot{\theta} + K\theta = M a p^2 \left(\frac{H}{2} + e \right) \text{Sin} p t$$

I_A : 岸壁のA点の周りの慣性モーメント, R : 減衰係数

K : 復元係数(地盤反力係数等に關係した係数)

よって、
$$\theta = \frac{M \left(\frac{H}{2} + e \right)}{I_A} \frac{a p^2}{\sqrt{(\omega^2 - p^2)^2 + 4 \varepsilon^2 p^2}} \text{Sin} p(t - \tau)$$

$$\text{tan} p \tau = \frac{2 \varepsilon p}{\omega^2 - p^2}$$

ここで、 $\omega^2 = K/I_A$, $2 \varepsilon = R/I_A$ である。また、 $I_A = I_G + M \left(\frac{H}{2} + e \right)^2 = M H^2 \left\{ \frac{4 + (B/H)^2}{12} + \frac{e}{H} + \left(\frac{e}{H} \right)^2 \right\}$

となるので、
$$\theta = \frac{\left(\frac{1}{2} + \frac{e}{H} \right)}{H \left\{ \frac{4 + (B/H)^2}{12} + \frac{e}{H} + \left(\frac{e}{H} \right)^2 \right\}} \frac{a p^2}{\sqrt{(\omega^2 - p^2)^2 + 4 \varepsilon^2 p^2}} \text{Sin} p(t - \tau)$$

となる。いま、 $H=10\text{m}$, T_p (強制周期)=1.0秒, $B/H=0.7$ とし、著者の所での実験結果を参照して、 $e/H=0.2$, $T_n=0.167$ 秒(岸壁の固有周期), $2\varepsilon/\omega=0.22$ として θ を求めると、震度0.2で $\theta=0.15 \times 10^{-3}$ となる。弾性理論からは可動壁に作用する振動土圧は、この θ により一次的に定まることとなるが、実際の裏込土の場合には、この p の程度成立つかどうかと云うことは、一應考えてみなければならぬ問題である。

§.4 巾り込み土圧について

[74]の論文にある残留土圧は、先に著者が提案した、巾り込み土圧と同性質のものであるが、論文[74]の結果によると、壁体の可動量によって、巾り込み土圧の傾向が異なる。すなわち、固定壁の場合には、巾り込み土圧量は深さと共に一次的に増大するが、可動壁で可動量が大きい場合には、壁の高さの中央部附近で最大となるようである。そして、[74]の著者は、この残留土圧量に地震時土圧の支配的なるものであるとして、またまたこの実験値の物部一周部式に近い値を示したので、この式と地震時土圧式に採用することと提案している。

しかし、これには更に確實な理論的根拠、或は相似律が示すべからず、世界の技術者と納得させることは出来ないのである。一方、この巾り込み土圧は砂の様な細粒の場合に

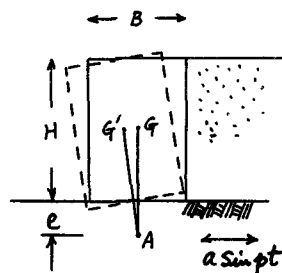


図-1

大と取るものと考えられる。よって壁体の裏込粗石に割石を用い、振動つま固め機を用いて、つま固め所から丁寧に施工すれば、やり込み土圧が起らないようにすることは不可能では無いと思う。一方、土圧計の受圧面に反復圧力が作用する場合に、一般に砂の締め固まりの原因として、圧力計の感度が次第に変化して、やり込み土圧を實際以上に大きく計測しがちである。著者の実験では、受圧面変位量と受圧面径との比が圧力強度 $1008/cm^2$ において、 0.17×10^{-3} のものを使用して、その影響をほぼ除くことが出来た。それ以前に使用した圧力計では相当の履歴現象を認めた。著者が初めやり込み土圧に関する実験を行った場合(土木学会誌27号 昭和16年参照)のこの値は 1.4×10^{-3} であつたから上記の計測誤差が入っていると考へられるのは正しい。従つて實際以上にやり込み土圧はさびに初期の周期的土圧変化が強調されていると考へられるのは正しい。なお、[77]の上記圧力計による実験結果では、やり込み土圧量は振動土圧量に比して余り大きいものではなかつた。

§.5 位相の相異について

論文[74]は振動周期 $T=0.30$ 秒前後で実験が行われていゝが、振動台と振動土圧との位相差は可動壁の場合には約 180° のものが多く、固定壁の場合には約 40° 以下に於いてゐる。

そして、一般の考壁は可動壁であつて、上記の位相差があるから、振動土圧は殆ど考へてよいと述べてゐる。[75]では壁体の振動と土圧との位相差は $T=0.241$ 秒の場合に高さによつて $30^\circ \sim 60^\circ$ の間に変化し、 $T=0.167$ 秒の場合に壁頂の変位からの土圧の位相の違ひは地表から浅い所では $100 \sim 120^\circ$ 、深い所では約 300° とはつてゐる。上記の上限、下限の間周期では、位相もこの間に変化してゐる。しかし、6回の実験の中、 $T=0.241$ 秒以前のものは、壁体の上半部と下半部とでは、位相差が約 180° ある。[75]の著者が1958年に運硯報告8巻3号に発表してゐる同様の載荷室のほゝの場合の報告には上下の土圧の間位相差は約 30° 以上のものが多い。載荷室のため、こうした変化が起つたのは、否か不明であることが期待される。いつかにしても位相差の結果は[74]と[75]とは一般に一致しない点がある。[75]では $T=0.24$ 秒附近では壁体との位相差が小さい事から考へると、[74] ($T=0.3$ 秒)でも壁体の振動は振動台よりも相當に位相の違ひがあるように考へらるゝので、振動土圧と壁体とは略、同じ位相で振動する場合があるかどうかと検討する必要があるように思う。

[77]の実験では可動壁が下端と中心に迴轉するようは変位とする場合に、壁上部と下部とでは約 180° の位相差を生ずることと報告して、これを著者の提案した計算法で証明出来ることと述べてゐる。

§.6 動水圧について

岸壁前面の動水圧はその水深を $10m$ とすると、動水圧の第一次固有周期は 0.03 秒程度とほり、地震の主要動の周期に比してはほり小さいので、不規則な地震動と考へる場合動水圧に 90° 以上の位相差を、岸壁において考へることは出来はゝない。故に前面の動水圧は Westergaard 値を Full に考へるべきである。次に、従来考へてゐる岸壁背面の動水圧であるが、これについては[77]の論文の実験においてはその存在が確認された。(土木学会論文集38号、およびこれについての理論的解析は土木学会論文集70号参照)。

この理論的解析の結果によれば、いま、 β :裏込の透水性係数、 λ :裏込の間隙率、

ρ_w ; 水の密度, K ; 水の体積弾性率, h ; 飽和水深, ω ; 強制振動の角速度, とすると, この相互の関係によって, $[(\frac{\pi}{2k})^2 - (\frac{\rho_w \omega^2}{K})^2]$ に対し $(\frac{\rho_w \lambda^2}{K k}) \omega^2$ の項が無視出来る程度となるか, 否かによって, この動水圧が Westergaard 値にほぼ等しい値となるか, それより小さいものとなるかが定まる。いま, $h=10m$, $\lambda=0.5$, $k=1cm/s$ とすると, 強制周期 10 秒のとき, $(\frac{\rho_w \lambda^2}{K k}) \omega^2 / [(\frac{\pi}{2k})^2 - (\frac{\rho_w \omega^2}{K})^2] \doteq \frac{1}{250}$, 強制周期 0.3 秒のとき $(\frac{\rho_w \lambda^2}{K k}) \omega^2 / [(\frac{\pi}{2k})^2 - (\frac{\rho_w \omega^2}{K})^2] \doteq \frac{1}{25}$ となり, この場合は $(\frac{\rho_w \lambda^2}{K k}) \omega^2$ の項の影響は微小となり, 動水圧はほぼ Westergaard 値に等しくなる。しかるに, $h=10m$, $\lambda=0.5$, $k=10^{-2}cm/s$ とすると, この比は周期 10 秒で 36 となるので, この場合は $(\frac{\rho_w \lambda^2}{K k}) \omega^2$ の項の影響は大となるので, この種の動水圧は考慮が必要となる。埋立地の土砂の透水係数は $10^{-2}cm/s$ 程度, 裏込粗石の部分の透水係数は $10^2cm/s$ 程度と一應考えれば, 裏込粗石の部分だけに対してはこの種の動水圧は考慮されるべきである。その場合, 裏込粗石の部分の奥行きは岸壁高の $\frac{1}{2}$ と考えれば, Werner, Sundquist の式より Westergaard 値の 33% の動水圧を岸壁背面にとることとなる。(W.C.E.E. の論文では奥行きが岸壁高と等しい場合の値をとりて 70% としてある)

故に, 岸壁の耐震設計に際しては, 振動土圧, 岸壁の前面および背面の動水圧, 岸壁の慣性力の三者を考慮することとする。いま, その三者の力の割合を図示すると図-2 の通りである。この振動土圧は着着の所での計算値を用い, 慣性力は岸壁単位重量と $2\frac{1}{3}$ としたときの震度 0.2 のときの値である。

§.7 異常水圧について

通常の動水圧とは別に, 振動による裏込土の沈下の際して, 異常間隙水圧が生ずることはいわゆる [77] の著者によって実験的に確かめられているが, 実際岸壁にもこうしたことが起こるの否かも研究すべき課題である。すなわち, 砂を用いた小型実験(深さ 40cm)の結果から推論すれば, 裏込土の間隙比が限界間隙比以上の時には, ある一定震度に達した時, 壁体には $\rho_w h$ の異常圧力が生じ (ρ_w : 砂の水中見掛密度) 直線分布を有すると考えられる。(図-3 参照) しかし, 実際岸壁では裏込に大きな粗石が使用され, 間隙水圧が地表面に割合自由に逃げられる場合には, こうした現象は起きないであろう。しかし, それが透水性の小さい表土で覆われる場合には異常水圧が起ることが著者の別の実験で確かめられている。要するに, この異常水圧の有無は裏込土の状態に依存するので, 裏込土の状態, その透水係数に依存する。

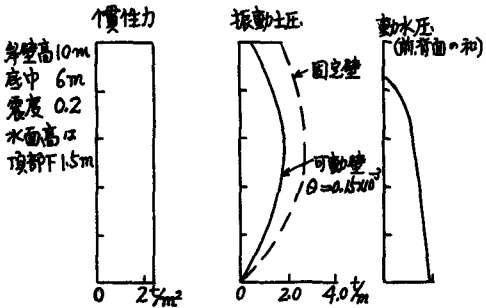


図-2

§.8 共振について

裏込が地震動に共振すれば, 当然振動土圧は通常の場合のそれより大きくなることを考えられる。また, 岸壁壁体の共振状態ではその運動の振幅はそれより大きくなり, このため底面支拵力及び底面マサツ力等は常時のそれと異なるものとなることを推定される。

裏込の共振周期と前記理論計算により計算すると次表のようになる。

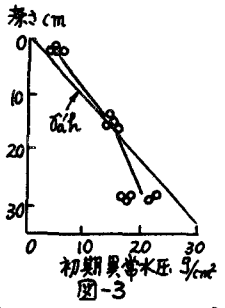


図-3

また、岸壁のロッキングの共振周期も実際の岸壁の振動測定、模型実験より0.15秒前後との推定値と得てあり、両者は近い値と示している。結局、振動土圧の共振曲線が単振子のそれと、ほぼ相似する(図4参照)ので、共振については通常の何倍の土圧が作用するように示さうと云うことを、単振子の問題と相似させて考へることとした。その際、問題となる減衰係数は実際の岸壁および裏込地盤上の振動記録と解析し、岸壁に対しては0.22、裏込地盤については0.1程度の値と考へている。その他、共振については不規則な地震動に対し、共振状態が何サイクル続くかという問題も考へなければならぬ。

実際の岸壁および裏込地盤上での地震記録より、これらのresponse curveを得るための研究が今後、必要であると思う。

3.9 結び

以上、地震時土圧及び岸壁の耐震安定に関する問題点を述べたが、岸壁の設計については、共振の場合、又異常間隙水圧や巾り込み土圧が生ずる場合と考へると、重力式岸壁を絶対に耐震的に示しめることは容易ではない。しかし、大地震の多くの場合の地震動周期が裏込及び壁体の固有周期より大であることを考へ、一應、共振は示しめずとし、異常水圧や巾り込み土圧が示しように施工が出来たとして、地震時に働く余力の力は、壁体の慣性力のほか、固定壁に作用する土圧、水圧(前面並びに背面)を考へることが必要であると思う。この場合、壁体の変位による土圧の減少は考へないので、土圧は計算値より一般に多少小さく示さうと思う。予め、この値を想定して設計すべきであるが、そのための資料が現在では足りないように思う。

なお、論文[74]の振動圧力測定値の最大値は側壁、並びに壁の変位の影響を考へれば[77]の計算値に近い値を示している。

共振周期(秒)の表

H	$\xi=0.22$	$\xi=0.16$	$\xi=0.32$	$\xi=0.48$
5m	0.135	0.123	0.115	0.107
10m	0.221	0.206	0.196	0.185
15m	0.282	0.276	0.264	0.250

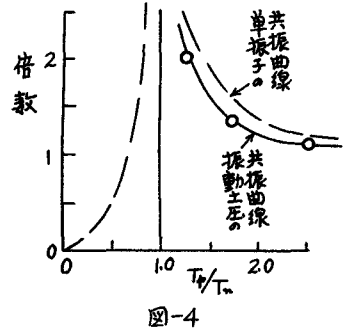


図-4

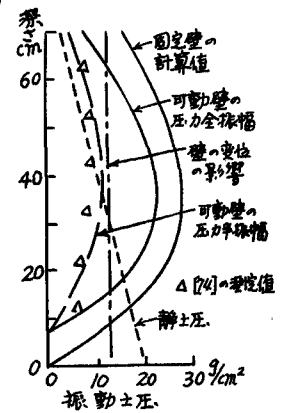


図-5