

振動土圧の解析

名古屋大学工学部 正会員 市原 松平
 名古屋大学工学部 正会員 松沢 宏
 名古屋大学大学院 学生員 ○ 河邑 眞

1. まえがき

岸壁の耐震設計法としては、地震力を静的慣性力におきかえ土楔の釣合より土圧を求める物部、岡部の地震時土圧式が用いられている。また、乾燥砂を用いた振動土圧実験の結果からつぎのような地震時土圧特性が明らかにされている。すなわち、裏込め土に作用する慣性力が増大するにつれて地震時土圧合力、およびその作用高は増大し、壁摩擦角は減少するという特性である。

筆者らは弾塑性の応力・ひずみ関係を用い、水平方向の運動方程式を数値積分することによって、振動時の土圧を算定し実測値との比較を行なった。

2. 数値計算法

裏込め土の微小要素について水平方向の運動方程式を示すと

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + Y(t) \quad (1)$$

ここに ρ は質量であり、 $Y(t)$ は水平方向に作用する強制力である。

また、弾・塑性の応力・ひずみ関係は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \dot{\sigma}_x &= f_{11} \dot{\epsilon}_x + f_{12} \dot{\epsilon}_y + f_{13} \dot{\gamma}_{xy} \\ \dot{\sigma}_y &= f_{21} \dot{\epsilon}_x + f_{22} \dot{\epsilon}_y + f_{23} \dot{\gamma}_{xy} \\ \dot{\tau}_{xy} &= f_{31} \dot{\epsilon}_x + f_{32} \dot{\epsilon}_y + f_{33} \dot{\gamma}_{xy} \end{aligned} \quad (2)$$

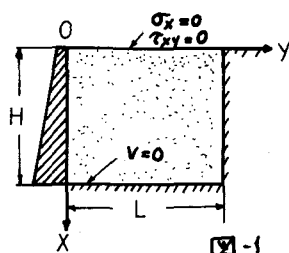
上式の係数 $f_{11}, f_{12}, \dots, f_{33}$ は内部摩擦角 ϕ 、ヤング率 E 、ポアソン比 ν 、および各位置における応力レベル ($\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$) によって定まる値である。式(2)を式(1)に代入して増分形で示すと、

$$\begin{aligned} F_{21} \frac{\partial^2 \dot{v}}{\partial x^2} + F_{22} \frac{\partial^2 \dot{v}}{\partial x \partial y} + F_{23} \frac{\partial^2 \dot{v}}{\partial y^2} + F_{24} \frac{\partial^2 \dot{v}}{\partial x} + F_{25} \frac{\partial^2 \dot{v}}{\partial y} \\ = \rho \Delta \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + \Delta Y(t) \end{aligned} \quad (3)$$

式(3)を Δt 秒間隔で数値積分し、時刻 $t = t_n$ における変位増分 $\dot{v}_n$ を求め、式(2)より応力増分を算定する。

計算は振動砂槽の寸法にあわせ壁高 $H = 55 \text{ cm}$ 、砂槽長さ $L = 200 \text{ cm}$ で行なった。また、砂の単位体積重量 $\gamma = 1.59 \text{ g/cm}^3$ とした。応力の初期条件は $\sigma_x = \gamma \cdot x$ 、 $\sigma_y = K_0 \sigma_x$ 、 $\tau_{yx}/\sigma_y = 0.5$ を用い、 $K_0 = 0.23$ を用いた。時間に関する積分は正弦波として与えられる強制力の $1/4$ 周期 0.075 sec にわたって、加速度が0から最大になる場合と最小になる場合の2つの場合について行なった。強制力の周期は0.3秒であり、時間ステップはその $1/10$ とした。

また応力・ひずみ関係を決定する諸常数は $\phi = 42^\circ$ 、 $E = 300 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\nu = 0.3$ を用いた。



3. 結果と考察

図2, 図3は計算結果の一例を示したものである。

図2-(a)は振動台加速度 $\alpha=300\text{ gal}$ と 500 gal における振動時の土圧分布である。図中の実線は最大慣性力作用時の値を示すものであり、点線は最小慣性力作用時の値を示している。図2-(b)は壁面に沿うせん断力を最大慣性力作用時について示したものである。

図3は裏込め土中の最大慣性力作用時の見掛けの内部摩擦角分布を示したものであり、塑性論で考えられるような内部摩擦角分布とは異なっている。

図4~6は乾燥した密な豊浦砂を用いて行った振動土圧実験結果を示したものである。図4は水平土圧合力を表す土圧係数と加速度の関係を示したものであり、図5, 図6はそれぞれ、土圧合力の相対着力 H/H と平均壁摩擦角 ϕ について加速度との関係を示している。

上述した地震時土圧特性は塑性論や弾性論では説明されていないものであり、弾塑性の応力-ひずみ関係を考えることによってはじめて可能となった。

擁壁の静的時における破壊は壁変位が大きく裏込めが塑性状態になって生ずると考えられる。地震時では弾塑性解析によると、このような内部摩擦角が発揮される状態は最小慣性力作用時に限られる。したがって、これを地震時の裏込め土の破壊と考え、それに相当する場合の最大慣性力作用時の土圧を地震時土圧とする。

