

もたれ式擁壁の新しい設計法（その2）

（株）第一コンサルタンツ 右城 猛

○矢野 光明

1. はじめに

もたれ式擁壁は基礎地盤と壁背面の裏込め土に支持されてはじめて安定を保つ構造となっており¹⁾²⁾、荷重作用時の変形モードは、背面側への回転変位が卓越した形となる。このため、もたれ式擁壁の設計に用いる壁面土圧を自立式擁壁と同様に主働土圧と見なすのは不合理であり、壁の変位を考慮して決定すべきである。本論文は、地盤係数法（変位法）を適用して、もたれ式擁壁の壁面土圧の算定を試みたものである。

2. 地盤係数法を用いた壁面土圧および地盤反力度の算定式

通常規模の擁壁の設計では、荷重として自重と壁面主働土圧が考慮される³⁾。もたれ式擁壁ではこれらの荷重の合力が擁壁底面中央より後方に作用するので、擁壁は図-1に示すような剛体的変位をおこすと考えられる。支持地盤を図-2のように線形弾性体、裏込め土を図-3のような完全弾塑性体と見なせば、地盤反力及び壁面土圧は図-4のような分布形となり、壁背面には主働塑性場、受働塑性場、弾性場が現れることになる。

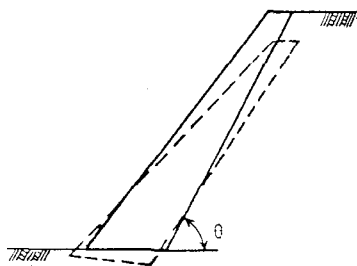


図-1 もたれ式擁壁の変位

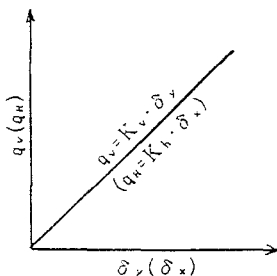


図-2 基礎地盤の変位と地盤反力度の関係

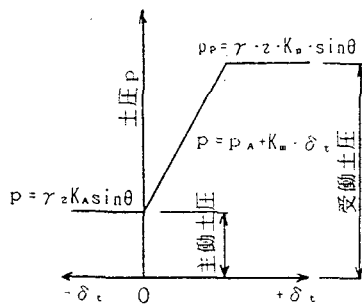


図-3 裏込め土の変位と壁面土圧の関係

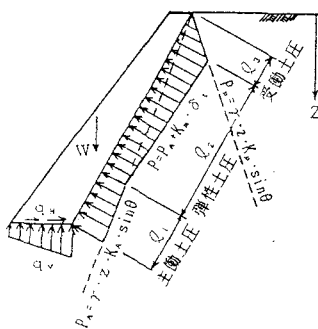


図-4 土圧・地盤反力分布図

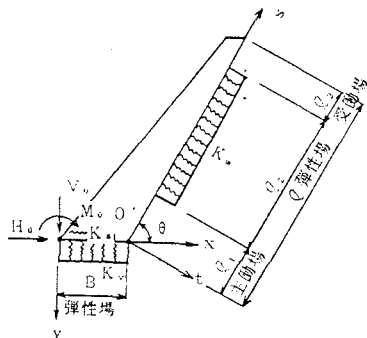


図-5 解析モデル

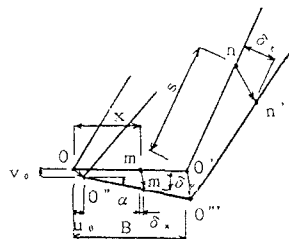


図-6 記号の説明

そこで、擁壁底面および壁背面の弾性場が離散型の弾性バネで支持された解析モデルを考えると、地盤反力度 (q_H, q_v) および壁面土圧は (1) 式で算定することができる。

$$\left. \begin{aligned} q_H &= K_s \cdot \delta_x \\ q_v &= K_v \cdot \delta_v \\ &= \gamma \cdot (\ell - s) \cdot K_A \cdot \sin \theta + K_m \cdot \delta_t \end{aligned} \right\} \text{----- (1)}$$

ただし、

$$\gamma \cdot (\ell - s) \cdot K_A \cdot \sin \theta \leq p \leq \gamma \cdot (\ell - s) K_p \sin \theta \text{--- (2)}$$

θ : 壁背面が水平となす角

ℓ : 壁背面の長さ

K_A (K_p): 主動 (受働) 土圧係数

$$\delta_x = u_0$$

$$\delta_v = v_0 + x \cdot \alpha$$

$$\delta_t = u_0 \sin \theta + v_0 \cos \theta + (B \cos \theta + s) \cdot \alpha \text{--- (3)}$$

$$\left\{ \begin{aligned} H_0 \\ V_0 \\ M_0 \end{aligned} \right\} = \begin{bmatrix} a_{11} & (SMY.) \\ a_{21} & a_{22} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix} \cdot \left\{ \begin{aligned} u_0 \\ v_0 \\ \alpha \end{aligned} \right\} \text{----- (4)}$$

ここに、

$$\left\{ \begin{aligned} a_{11} &= K_s \cdot B + K_m \cdot \ell_2 \cdot \sin \theta \\ a_{21} &= K_m \cdot \ell_2 \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \\ a_{22} &= K_v \cdot B + K_m \cdot \ell_2 \cdot \cos^2 \theta \\ a_{31} &= K_m \cdot \ell_2 \cdot \sin \theta (B \cos \theta + \ell_1 + 1/2 \ell_2) \\ a_{32} &= 1/2 \cdot K_v \cdot B^2 + K_m \cdot \ell_2 \cos \theta (B \cos \theta \\ &\quad + \ell_1 + 1/2 \cdot \ell_2) \\ a_{33} &= 1/3 K_v \cdot B^3 + K_m \cdot \ell_2 \{ (\ell_1 + 1/2 \ell_2) \\ &\quad B \cos \theta + \ell_1^2 + \ell_1 \cdot \ell_2 + 1/3 \ell_2^2 \\ &\quad + B \cos \theta (B \cos \theta + \ell_1 + 1/2 \cdot \ell_2) \} \end{aligned} \right\} \text{--- (5)}$$

H_0 : ℓ_1, ℓ_2 区間の主動土圧と ℓ_3 区間の受働土圧の合力の水平成分

V_0 : ℓ_1, ℓ_2 区間の主動土圧と ℓ_3 区間の受働土圧および自重の合力の鉛直成分

M_0 : H_0, V_0 による座標原点 O に関するモーメント

δ_x (δ_v) は擁壁底面の任意点 m の x (y) 方向の変位量、 δ_t は壁背面の任意点 n の t 方向の変位量であって、座標原点 O の水平変位量を u 、鉛直変位量を v 、回転角を α とすれば幾何学的に求めることができ、(3) 式で与えられる。ただし、 α は微小であるとし $\cos \alpha \approx 1$ 、 $\sin \alpha \approx \alpha$ とする。

次に、座標原点 O に関する力のつり合いを考えると、(4) 式の剛性方程式が得られ、これを解けば、 u_0, v_0, α を求めることができる。(5) 式中の ℓ_1 は主動塑性場、 ℓ_2 は弾性場、 ℓ_3 は受働塑性場の長さであって、(2) 式より決定される。

3. 安定性の判定方法

擁壁の安定性は、一般に転倒、滑動、地盤支持力度に対して照査が行われている⁴⁾。地盤係数法を用いた場合においても、これらについて照査すればよくそれらの判定式は (6) ~ (8) 式で示される。

$$\begin{aligned} \text{転倒に対して} \quad q_v &\geq 0 \\ \therefore K_v \cdot v_0 &\geq 0 \text{----- (6)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{滑動に対して} \quad F_s &= -\frac{Q_v}{Q_H} \cdot \mu = -\frac{\int^B q_v dx}{\int^B q_H dx} \cdot \mu \\ &= \frac{2K_v \cdot v_0 + B \cdot q}{2K_s \cdot u_0} \cdot \mu \geq 1.5 \text{--- (7)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{支持力に対して} \quad F_b &= \frac{q_d}{q_{v \max}} \\ &= \frac{q_d}{K_v (v_0 + B \cdot \alpha)} \geq 3.0 \text{--- (8)} \end{aligned}$$

ここに、

μ : 擁壁底面と支持地盤の摩擦係数

q_d : 支持地盤の極限支持力度

4. あとがき

地盤係数法を用いれば、自重および主動土圧による回転モーメントの影響をも考慮することができ、壁面土圧、地盤反力分布を合理的に決定することができる。本設計の妥当性については、今後、室内試験等によって検証してゆきたいと考えている。なお、本設計法を用いた計算例については講演会当日発表させていただく予定である。

<参考文献>

- 1) 久楽勝行: 最近の擁壁, 土留工法, 土木技術, 1980, vol. 35, No6, P35
- 2) 工藤真之助: 擁壁の設計における問題点とその考え方, 土木技術, 1984, vol. 39, No2, P42
- 3) 4) 日本道路協会: 道路土工-擁壁・カルバート・仮設構造物工指針, 1987, 5