

(株) 第一コンサルタント 正員 筒井 秀樹
(株) 第一コンサルタント 正員 ○ 中澤 賢一

1. まえがき

従来、高さが変化している擁壁の安定性は、二次元的に最大断面のみで照査が行われている。しかしながら、二次元解析で得られた結果が妥当であるか検証が行われていない。

本報文は、図 1 のように同一断面で高さが変化する重力式擁壁について、三次元的な解析を行い、一般的に行われている二次元解析の妥当性について考察を行うものである。

2. 検討方法

同一断面で高さが変化する擁壁は、図 1 に示す G_1, G_2, G_3 のように、各々の基礎底面で支持されている。したがって、基礎底面が一樣な基礎のように力の釣り合い条件のみで各基礎底面の地盤反力を決定することができない。そこで、図 2 のように各基礎底面が鉛直バネとせん断バネで支持されているものと仮定し、擁壁が剛体的変位をした場合の任意点での鉛直および水平変位量から地盤反力を求める地盤係数法を用いて安定性を照査することとした。

擁壁が図 3 のように剛体的変位を生じたものとすれば、 m 点での変位は幾何学的に式(1)で表される。

$$\delta x = u_o + y \cdot \alpha, \quad \delta y = v_o + x \cdot \alpha \quad \text{-----(1)}$$

i 番目の基礎底面におけるせん断地盤反力係数を k_{si} 、鉛直地盤反力係数を k_{vi} とすると、 m 点での水平方向地盤反力度 q_{Hi} 、鉛直方向地盤反力度 q_{vi} は式(2)となる。

$$q_{Hi} = k_{si} \cdot \delta x = k_{si}(u_o + y_i \cdot \alpha), \quad q_{vi} = k_{vi} \cdot \delta y = k_{vi}(v_o + x_i \cdot \alpha) \quad \text{-----(2)}$$

i 番目の基礎底面の前端の座標を (x_{1i}, y_{1i}) 、降誕の座標を (x_{2i}, y_{2i}) とすれば、この面に作用する地盤反力の合力 Q_{vi} 、 Q_{Hi} およびこれらの地盤反力による座標原点に関するモーメント M_i は式(3)となる。

$$\left. \begin{aligned} Q_{Hi} &= \int_{x_{1i}}^{x_{2i}} q_{Hi} dx = k_{si}(u_o + y_i \cdot \alpha)(x_{2i} - x_{1i}) \\ Q_{vi} &= \int_{x_{1i}}^{x_{2i}} q_{vi} dx = k_{vi} \left\{ (x_{2i} - x_{1i})v_o + \frac{1}{2}(x_{2i}^2 - x_{1i}^2)\alpha \right\} \\ M_i &= \int_{x_{1i}}^{x_{2i}} q_{Hi} \cdot y_i dx \int_{x_{1i}}^{x_{2i}} q_{vi} \cdot x_i dx \\ &= k_{si}(u_o + y_i \cdot \alpha)(x_{2i} - x_{1i})y_i + k_{vi} \left\{ \frac{1}{2}(x_{2i}^2 - x_{1i}^2)v_o + \frac{1}{3}(x_{2i}^3 - x_{1i}^3)\alpha \right\} \end{aligned} \right\} \quad \text{-(3)}$$

座標原点の釣り合い条件は式(4)であるので、式(3)は式(5)の剛性方程式として表すことができる。

$$H_o = \sum_{i=1}^n Q_{Hi}, \quad V_o = \sum_{i=1}^n Q_{vi}, \quad M_o = \sum_{i=1}^n M_i \quad \text{-----(4)}$$

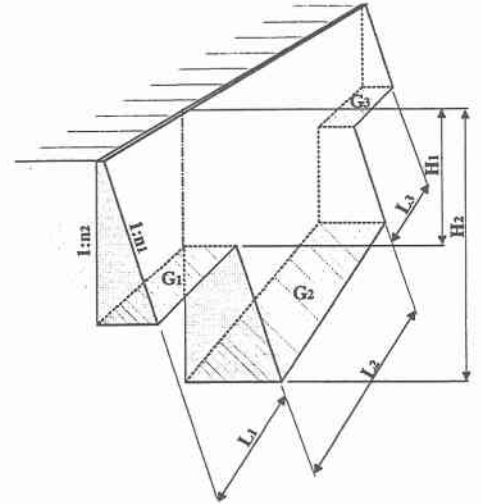


図 1 高さが変化する擁壁

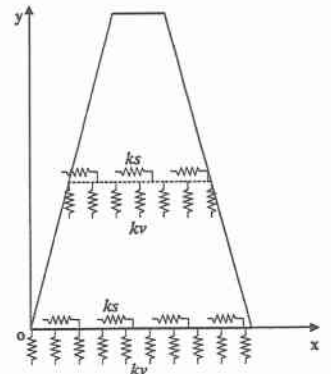


図 2 解析モデル

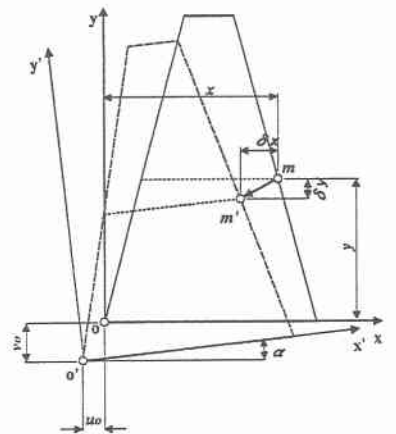


図 3 剛体的変位

$$\begin{Bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{Bmatrix} = \sum_{i=1}^n \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{13} \\ A_{21} & A_{22} & A_{23} \\ A_{31} & A_{32} & A_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_o \\ v_o \\ \alpha \end{Bmatrix} \quad (5)$$

ここに,

$$\left. \begin{aligned} A_{11} &= k_{si}(x_{2i} - x_{1i}), A_{12} = A_{21} = 0, A_{13} = A_{31} = k_{si}(x_{2i} - x_{1i})y_i \\ A_{22} &= k_{vi}(x_{2i} - x_{1i}), A_{23} = A_{32} = \frac{1}{2}k_{vi}(x_{2i}^2 - x_{1i}^2)y_i, A_{33} = k_{si}(x_{2i} - x_{1i})y_i^2 + \frac{1}{3}k_{vi}(x_{2i}^3 - x_{1i}^3) \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式(5)の剛性方程式を解き座標原点の変位 u_o, v_o, α を求めて式(6)に代入すれば各基礎底面の任意点での地盤反力度を求めることができる。また、擁壁の安全率は、地盤反力から式(7)により求めることができる。

$$\text{転倒} F_t = \frac{B}{2e}, \quad e = \frac{B}{2} - \frac{B(qv_{\max} + 2qv_{\min})}{3(qv_{\max} + qv_{\min})}, \quad \text{滑動} F_s = \frac{Q_{vi}}{Q_{Hi}} \mu, \quad \text{支持} F_b = \frac{qv_{\max}}{q_u} \quad (7)$$

3. 検討結果

図 1に示すような両側が低く中央部が高い一連の重力式擁壁について、前面および背面勾配の異なる 4 タイプの擁壁の試計算を行った。計算の結果を表 1に示す。なお、表には地盤係数法と中央部の断面単独で安定計算を行った場合を併記している。4 タイプの擁壁の

表 1 安定計算結果

	壁面勾配		解析法	安定計算結果		
	前面n1	背面n2		Ft	Fs	Fb
type1	1:0.0	1:0.65	地盤係数法	14.3	4.2	8.8
			単独計算	3.3	2.6	5.7
type2	1:0.1	1:0.45	地盤係数法	6.1	3.7	9.2
			単独計算	3.2	2.2	6.0
type3	1:0.2	1:0.25	地盤係数法	6.7	3.3	10.0
			単独計算	3.1	1.9	6.4
type4	1:0.3	1:0.05	地盤係数法	9.6	3.0	11.6
			単独計算	3.3	1.7	7.1

転倒、滑動、支持の安全率は、すべて地盤係数法で計算した結果が大きくなっている。

また、type1 の擁壁の鉛直地盤反力分布を図 4に示す。両端の低い擁壁は地盤反力が単独で計算した結果より大きくなり、中央部の高い擁壁は地盤反力が減少している。これは擁壁が剛体的に変位するため、各基礎底面に荷重が分配されたためである。

4. あとがき

高さの変化する擁壁について、二次元解析結果と、地盤係数法を用いた三次元的な解析を行った。検討の結果二次元解析では擁壁の安定性を過小に評価していることが明らかとなった。今後、高さの変化する擁壁について地盤係数法による安定解析を行えば、より経済的な設計が行えるものと思われる。

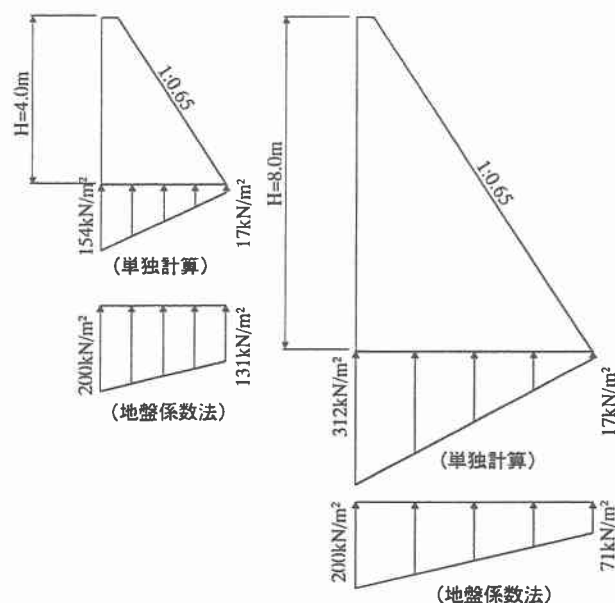


図 4 鉛直地盤反力分布

【参考文献】

右城猛：擁壁の設計法と計算例，1989

右城猛：続・擁壁の設計法と計算例，1998