

I-19 地震などの慣性力を受ける斜面構造における載荷重分担について

苫小牧工業高等専門学校 正員 澤田 知之
 日本大学 生産工学部 正員 能町 純雄

1. まえがき

著者等は前回¹⁾この種の構造における理論解析と実験としてシルト混じりの赤土による実験試料でマウンド基礎のモデル供試体を作製し、起震機の上に設置して実際に水平加速度を与え、斜面内に埋め込んだ加速度計により、その限界加速度の測定結果について報告した。その際、斜面崩壊時のすべり線発生が載荷重の一番右端A(図-1、解析モデル参照)から発生するものと仮定し、載荷重全体が崩壊荷重(限界支持力)として寄与するとして解析を進めたが、実験の結果からは必ずしもその通りとはならず載荷重の一番左端B又は載荷面の途中からすべり線が発生する場合が見受けられた。今回はその点に注目し、載荷重の任意地点からすべり線が発生する場合の載荷重分担の影響に検討を加えたものと実験例の比較の結果を報告するものである。

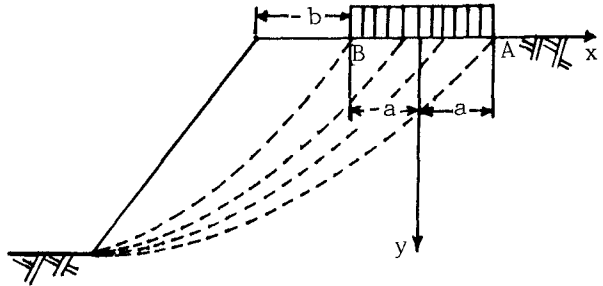


図-1 解析モデル

2. 載荷重と地盤の接触応力

荷重による接触応力の性質は一般に載荷構造物と地盤の剛性によって複雑な性状を示し⁵⁾、地盤に作用する荷重は荷重そのものの剛性の大小によって剛性荷重とたわみ性荷重とに大きく分けることができる²⁾。

一様半無限弾性体の場合、このような分布について様々な理論分布が提案されているが³⁾、二次元問題としてSadowskyが次の式(1)に示すような結果を与えている。すなわち図-2⑦に示すように全荷重をP、載荷半幅をaとするとき

$$P_0 = \frac{P}{\pi \sqrt{a^2 - x^2}} \quad (1)$$

となる。式から明らかにP₀は荷重縁部で無限大となるが、実際には縁部付近は降伏し、逐次中央部へ荷重が移り等分布形に近づく傾向にあると考えられる。(図-2④)よって本論の解析仮定が斜面を完全剛塑性体とし、崩壊はMohr-Coulombの破壊規準に従う^{4), 6)}としていることより、(1)式(図-2⑦)を採用し解析を進める。

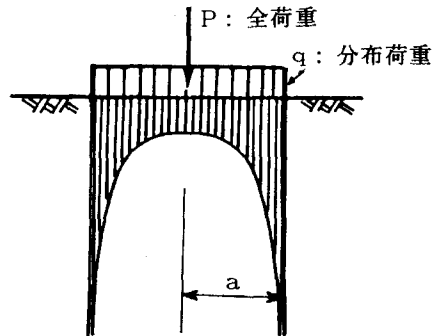


図-2 ⑦ Sadowskyによる応力分布

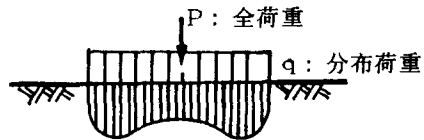


図-2 ④ 荷重縁部が降伏した場合

3. 斜面上の載荷重分担式

すべり線が載荷重中央（ y 軸）の内側（ $-a < x < 0$ ）と外側（ $0 < x < a$ ）から始まる各々の2通りの場合について考える。

3-1 $-a < x < 0$ の場合（図-3）

$x = a \sin \theta$ より $dx = a \cos \theta d\theta$

積分の下限は $x \rightarrow -a$ より次式で示される

$$\theta = -\frac{\pi}{2} \quad (2)$$

積分の上限は $-(a+x) = a \sin \theta$ より

$$\theta = \sin^{-1} \frac{-(a+x)}{a} \quad (3)$$

である。

故に

$$P_0 = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\sin^{-1} \frac{-(a+x)}{a}} \frac{P}{\pi \sqrt{a^2 - x^2}} dx$$

$$= \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\sin^{-1} \frac{-(a+x)}{a}} \frac{P}{\pi} d\theta$$

$$= \frac{P}{\pi} \left\{ \sin^{-1} \frac{-(a+x)}{a} + \frac{\pi}{2} \right\} \quad (4)$$

3-2 $0 < x < a$ の場合（図-4）

積分の下限は $x \rightarrow -a$ より同様に

$$\theta = -\frac{\pi}{2} \quad (5)$$

積分の上限は $x = a \sin \theta$ より

$$\theta = \sin^{-1} \frac{x}{a} \quad (6)$$

よって同様に

$$P_0 = \frac{P}{\pi} \left\{ \sin^{-1} \frac{x}{a} + \frac{\pi}{2} \right\} \quad (7)$$

$$P = q * 2a$$

（ P ：実験の全荷重）

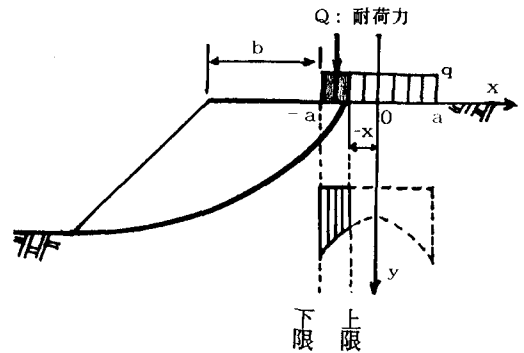


図-3 $-a < x < 0$ の場合

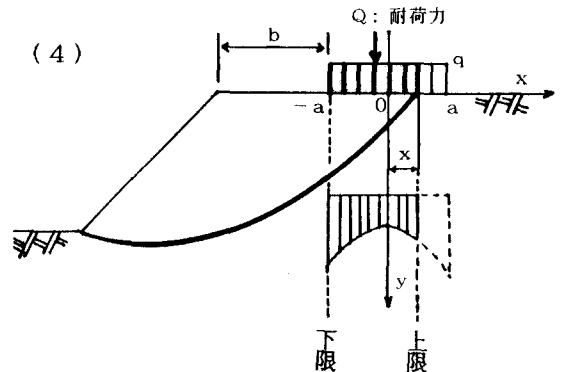


図-4 $0 < x < a$ の場合

上記（4）及び（7）式がすべり土塊のすべり仕事率における載荷重の自重と慣性力に影響を与え耐荷力 Q を求める関数解に含まれる。

4. 解析概要

図-5に示すように斜面構造上の載荷重 (P : 全荷重、 Q : 耐荷力、 q : 分布荷重) と載荷重の載っていない距離である余裕幅 (b) を考慮し、 Q を斜面の形状を回転中心 (O) からの回転角度 θ_0 、 θ_h が媒介変数となる関数解として表わし、これを極限解析の上界法により非線形最適化問題として取り扱うものである。この際、地震時慣性力は擬静的な水平力 $K_c W$ として考慮され、すべり土塊が崩壊すべりを成す際の自重 (W) および地震時慣性力 ($K_c W$) による O に関するすべり仕事率、加えて斜面上に載せられる限界の載荷重 (Q) とその慣性力 ($x K_c Q$) による仕事率が対数螺旋と仮定したすべり面に沿って生ずる粘着抵抗の総和である内部逸散エネルギー (E_i) と等しいと置くことにより釣り合い式が導かれる。上記 K_c は地震の水平方向慣性力により斜面が動き始める最小の地震加速度を重力加速度で除したもので限界地震加速度係数と定義する。

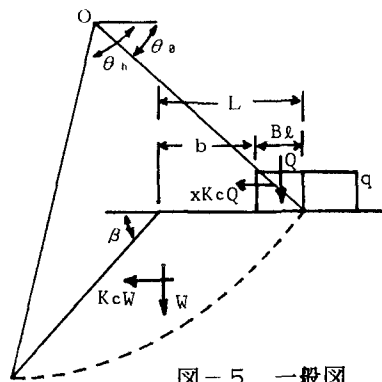


图-5 一般图

よって、整理して示すと次の(8)式に示す E_c を基に上界の最小値として限界の載荷重である耐荷力 Q を求めることができる。尚、(9)式中の $f_1 \sim f_6$ は θ_0 、 θ_1 で表わされる関数である⁵⁾。

$$\begin{aligned} E_1 &= \int_s (c V_s) ds = c V_0 r \int_{\theta_0}^{\theta_h} \exp [2 (\theta - \theta_0) \tan \phi] d\theta \\ &= \frac{c r_0^2 \cdot (V_0 / r_0)}{2 \tan \phi} \left\{ \exp [2 (\theta - \theta_0) \tan \phi] - 1 \right\} = c r_0^2 \cdot \Omega f_c \end{aligned} \quad (8)$$

ここで

γ : 土の単位体積重量 (Kg/m^3) $\Omega = \frac{V_0}{r_0}$: すべり土塊の点Oに対する回転速度 (rad/s)
 C : 土の粘着力 (Pa) V_s, V_0 : すべり土塊のすべり面上のすべり速度、初速度

$$Q(\theta_0, \theta_h) = \frac{c \cdot f_c - \gamma(f_1 - f_2 - f_3) - K_c \gamma(f_h - f_3 - f_4)}{f_p + x K_c f_q} \quad (9)$$

ここで $-a < x < 0$ の場合

$$f_p = \frac{L}{\gamma_0} \left(\cos \vartheta_0 - \frac{L}{2\gamma_0} \right) \cdot \frac{1}{\pi} \left\{ \sin^{-1} \frac{-(a+x)}{a} + \frac{\pi}{2} \right\}$$

$$f_q = \frac{L}{\gamma_0} \sin \vartheta_0 \cdot \frac{1}{\pi} \left\{ \sin^{-1} \frac{-(a+x)}{a} + \frac{\pi}{2} \right\}$$

$0 < x < a$ の場合

$$f_p = \frac{L}{\gamma_0} \left(\cos \vartheta_0 - \frac{L}{2\gamma_0} \right) \cdot \frac{1}{\pi} \left\{ \sin^{-1} \frac{x}{a} + \frac{\pi}{2} \right\}$$

$$f_q = \frac{L}{\gamma_0} \sin \vartheta_0 \cdot \frac{1}{\pi} \left\{ \sin^{-1} \frac{x}{a} + \frac{\pi}{2} \right\}$$

5. 実験概要・結果及び考察

写真-1に示すようなアクリル箱(400×800×800mm)内にシルト混じりの赤土とオイルを重量比8:2で混合した試料により斜面を作成し、上部に載荷したものを起震機(ORIENNTAL MOTOR 5GK-5K)の上に設置し、供試体内に加速度変換器(SHINKOH BAL-50G)を埋め込み崩壊時加速度を測定した。

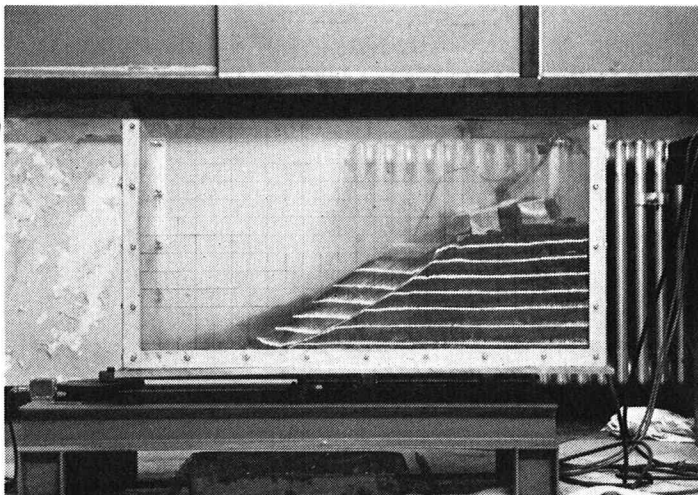
尚、すべり崩壊を見やすくするため石灰により層状態の斜面とし、アクリル箱にも縦線を入れ載荷

重による層の乱れから崩壊時の形を示し得るように試みた。

また、試料の性質として単位体積重量 (γ) は 2.65 g/cm^3 , 粘着力 (C) は 0.16 kg/m^3 , 内部摩擦角は 22.5° 程である。斜面高さは 21 cm , 斜面角は 40° 程で崩壊荷重 (耐荷力) は 8 kg ($2.00 \times 10^{-2} \text{ kg/cm}^2$) で載荷重幅 $x = -5 \text{ cm}$ である前端 B 付近ですべり線が発生した写真を例として示してある。

この時の限界加速度係数 K は実験値で 0.55 と測定された。これと理論解析結果を次の表で整理して示してある。これによると載荷重と地盤との質量比 κ の値によって若干差異はあるが従来の理論解析 $x = +5 \text{ cm}$ A 点よりすべり線が発生したとする同条件の解析値 $Q = 2.97 \times 10^{-2} \text{ kg/m}^2$ より実験値に近づいており崩壊すべり線を対数螺旋と見なせるかどうかという点を含めて、理論と実験はほぼ妥当な傾向を示すと考えられる。尚、その他の結果については当日発表の予定である。

終わりに、本稿作成に当り御協力いただいた苫小牧高専土木工学科柳谷 豊技官にここに記して深く謝意を表わします。



写真：前端部 A からの崩壊例

表：理論と実験結果の比較

解 析 値	実 験 値
$Q = 2.88 \times 10^{-2} \text{ kg/m}^2$ $K_0 = 0.49$ ($\kappa = 0.18$) $(x = -5 \text{ cm})$	$Q = 2.00 \times 10^{-2} \text{ kg/m}^2$ $K_0 = 0.55$

参考文献

- 1) 澤田・能町：擬静的解析によるマウンド基礎構造の地震時支持力の実験的研究，土木学会北海道支部論文報告集，I-37, PP.167-170, 1988
- 2) 最上武雄編著：土質力学，技報堂，1982
- 3) Timoshenko, s. and J.N.Goodier: Theory of Elasticity 2nd ed., McGraw-Hill, 1951
- 4) 能町・澤田・松岡・岸：擬静的解析による斜面上基礎の地震時支持力，構造工学論文集，Vol. 31A, PP. 503-508, 1985
- 5) Faber, O.: Pressure Distribution under Bases and Stability of Foundations, Structural Engr., 11, 1933
- 6) 澤田・能町・木田：地震時におけるマウンド基礎の支持力について，土木学会第43回年次学術講演会講演概要集，III-109, PP. 262-263, 1988