

上記(2)式で示される 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割ったもので限界地震加速度係数と定義する。

故に次の条件を満足する時 $P(\theta_0, \theta_h)$ は最小値を取る。

$$\frac{\partial P}{\partial \theta_0} = 0 \quad \frac{\partial P}{\partial \theta_h} = 0 \quad (3)$$

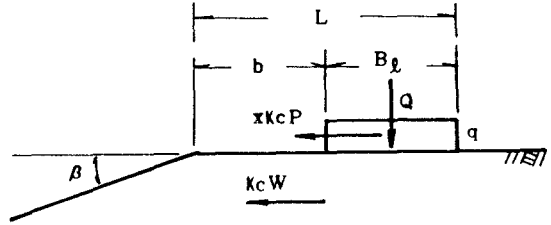


図-3 地震慣性力を考慮する場合

よって、限界載荷重(P_c)すなわち支持力(Q)は次のように表わされる。

$$P_c = Q = \min. P(\theta_0, \theta_h) \quad (4)$$

一方、幾何学的関係より L/r_0 、およびすべり面の深さ H_h は、次式のように示される。

$$\frac{L}{r_0} = \frac{\sin(\theta_h - \theta_0)}{\sin \theta_h} - \frac{\sin(\theta_h + \beta)}{\sin \theta_h \sin \beta} \{-\sin \theta_0 + \sin \theta_h \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \phi]\} \quad (5)$$

$$H_h = r_0 \left\{ \exp\left[\frac{\pi}{2} + \phi - \theta_0\right] \sin\left(\frac{\pi}{2} + \phi\right) - \sin \theta_0 \right\} \quad (6)$$

また、(1)、(2)式中示される関数 $f_1 \sim f_6$ は次の如くである。

$$f_1 = \frac{1}{3(1+9\tan\phi)} \left\{ \exp[3(\theta_h - \theta_0)\tan\phi] (3\tan\phi \cos\theta_h + \sin\theta_h) - 3\tan\phi \cos\theta_0 - \sin\theta_0 \right\}$$

$$f_2 = \frac{L}{6r_0} (2\cos\theta_0 - \frac{L}{r_0}) \sin\theta_0 \quad f_3 = \frac{1}{6} \left\{ 2\frac{L}{r_0} \sin\theta_0 \sin\theta_0 \right\}$$

$$f_3 = \frac{1}{6} \exp[(\theta_h - \theta_0)\tan\phi] \left\{ \sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{r_0} \sin\theta_h \right\} \cos\theta_0 - \frac{L}{r_0} + \cos\theta_h \exp[(\theta_h - \theta_0)\tan\phi]$$

$$f_4 = \frac{1}{3(1+9\tan\phi)} \left\{ (3\tan\phi \sin\theta_h - \cos\theta_h) \exp[3(\theta_h - \theta_0)\tan\phi] - 3\tan\phi \sin\theta_0 + \cos\theta_0 \right\}$$

$$f_5 = \frac{1}{6} \exp[(\theta_h - \theta_0)\tan\phi] \left\{ \sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{r_0} \sin\theta_h \right\} \exp[(\theta_h - \theta_0)\tan\phi] \sin\theta_h + \sin\theta_0$$

3. モデル実験

モデル供試体として、写真-2に示すように、アクリル板(400×800×400)による箱を作製し、その中に、錦砂25：油1の割合に混ぜたもので斜面を形成した。尚、斜面の崩壊を見やすくするために石灰を斜面の途中に各層毎に敷き、載荷重による層の乱れや、崩壊のすべり線を表わすように試みた。(写真2, 3)

また直接せん断試験(写真-1)により、この粘着力(C)は 0.15kg/cm^2 で内部摩擦角(ϕ)は 36.9°

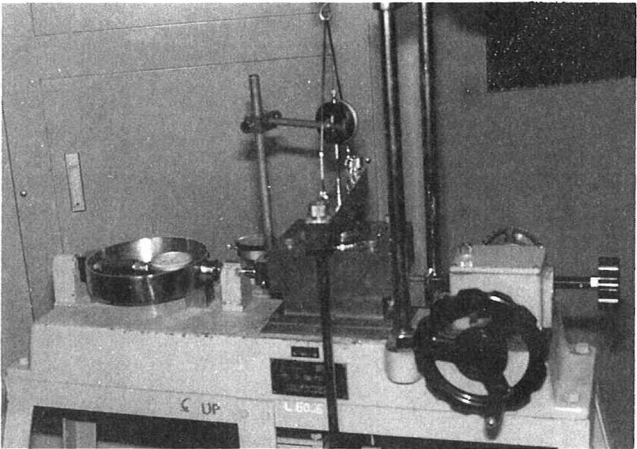
となった。これをスクリージャッキにより徐々に斜面を持ち上げて水平慣性力を擬静的に考慮した状態にしておき、載荷重である散弾を加えていき、斜面崩壊を起こしたものである。

この時、斜面高さは26.3cm、斜面角（ β ）は52.4° の場合（写真－2）と斜面高さが26.1cmで斜面角（ β ）39.7° （写真－3）の場合である。

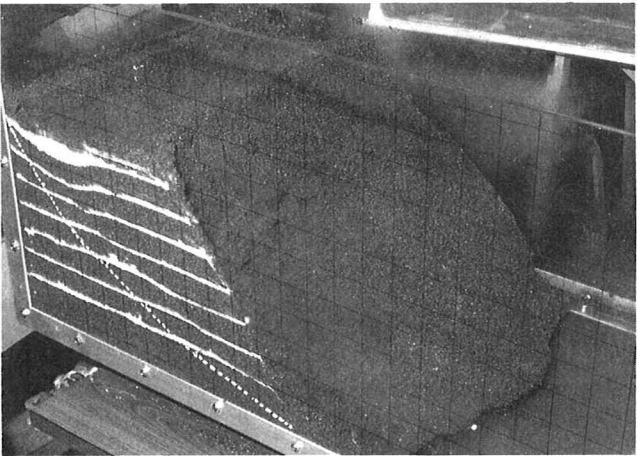
4. 結果の比較

実験結果より、実験－Ⅰ（写真－2）では、斜面角 $\beta = 52.4^\circ$ ，斜面高さ26.3cmの斜面で、 $Kc = 0.05$ で支持力は8.44kg($2.11 \times 10^{-2} \text{ Kg/cm}^2$)となっている。また、この時の崩壊長Lは18.3cmで、それぞれ $B = 10\text{cm}$ ， $b/B = 0.85$ である。

実験－Ⅱ（写真－3）では、これより斜面角 β をゆるやかとし、 $\beta = 39.7^\circ$ とした。一方、斜面高さは26.1cmと同程度の斜面にして実験を行うと、 $Kc = 0.160$ で支持力が同程度の8.09kg($2.02 \times 10^{-2} \text{ Kg/cm}^2$)となり、崩壊長Lは16.2cmとなった。また、 $B = 10\text{cm}$ ， $b/B = 0.64$ である。



写真－1 直接せん断試験



写真－2 実験Ⅰの斜面崩壊

表－1 支持力の比較

Q	実験値	解析値
Case of 実験Ⅰ ($Kc=0.05$)	$2.11 \times 10^{-2} \text{ Kg/cm}^2$	$2.07 \times 10^{-2} \text{ Kg/cm}^2$
Case of 実験Ⅱ ($Kc=0.16$)	$2.02 \times 10^{-2} \text{ Kg/cm}^2$	$1.86 \times 10^{-2} \text{ Kg/cm}^2$

このことから、斜面角 β のゆるやかなもの程、限界地震加速度係数が大きな値となり、安定の方向へ向かうと考えられ、崩壊土塊も実験Ⅰでは20.0Kg、実験Ⅱでは14.4Kgと小さなものとなる。

また理論解析値 $P_c(Q)$ を、実験で得られた限界加速度係数 K_c や β 、 b 、 B および L 等のデータを基にB.F.G.S.法の非線形最適化手法で求め、比較を表-1に示す。これより、実験値と解析値は、ほぼ近似で比較的一致していると言うことができ、理論の妥当性が確かめられた。

尚、その他の実験結果、および解析結果は当日発表の予定である。

おわりに、本稿作成にあたり、ご協力いただいた苫小牧高専土木工学科柳谷 豊技官に深く感謝の意を表します。

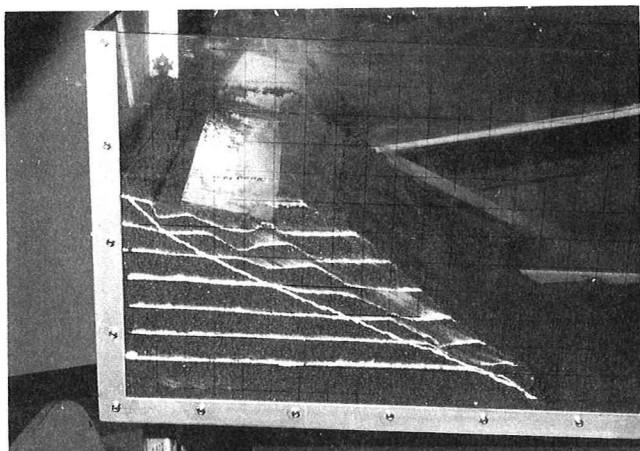


写真-3 実験Ⅱの斜面崩壊

参考文献

- 1) W.F.Chen: Limit Analysis and Soil Plasticity, Elsevier Scientific Publishing Co., 1975.
- 2) W.F.Chen and T.Sawada: Earthquake-Induced Slope Failure in Nonhomogeneous, Anisotropic Soil, Soils and Foundations, Vol.23, No.2, June, PP.125-139, 1983.
- 3) 澤田・能町・Chen: 斜面安定問題における地震時すべり変位について, 土木学会論文集, 第358号, III-2, June, PP.113-118, 1985.
- 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, May, PP.503-508, 1985.
- 5) T.Sawada, S.G.Nomachi and W.F.Chen: Stability of Slopes with Anisotropic Cohesion Strength against Earthquakes, Theoretical and Applied Mechanics, Vol.33, PP.417-432, 1985.