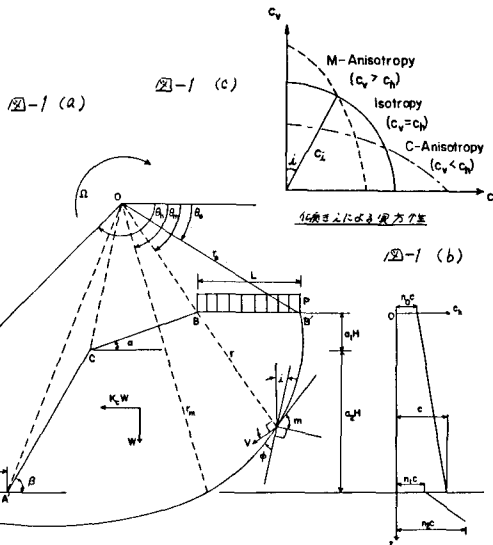


苫小牧高専 正員 澤田知之
北海道大学 正員 能町純雄
Purdue 入学 W.F. Chen

1. まえがき

本論は、前回の均質、等方性土における斜面が地震時々により大きな慣性力を受け、局部崩壊を起こす際の限界の地震加速度係数とも言うべき K_c を Limit Analysis 法の Upper bound Technique により評価したもの⁽¹⁾に続き、斜面が不均質、異方性土より成っている場合を扱って、崩壊すべり面が斜面先下を通る場合も考慮に入れ、上部斜面底、および載荷重の影響も含めて解析を行なったものを報告するものである。崩壊形式は、すべり面を対数螺旋すべり面としている。土は完全塑性体と仮定し、Coulomb の降伏条件による Flow rule により変形するものとしている。



2. 解析概要

ここで、不均質⁽²⁾とは粘着力 C が深さ方向に連続的に変化するものを言い図-2にいくつかの不均質モデルを示す。又、異方性⁽³⁾は図-1(c)に示す様に、ある点に注目する時、そこから方向によって粘着力が変化することと言い、不均質、異方性とうちの場合も、みかけ上の内部摩擦角 ϕ は一定としている。この土における粘着力 C は、Casagrande⁽²⁾や L_0 ⁽²⁾によれば、例えば図-1(c)の如くに表示され、鉛直方向とだけ傾く主応力の粘着力 C_2 は次式で示される。
$$C_2 = C_h + (C_v - C_h) \cos^2 i \quad (1)$$

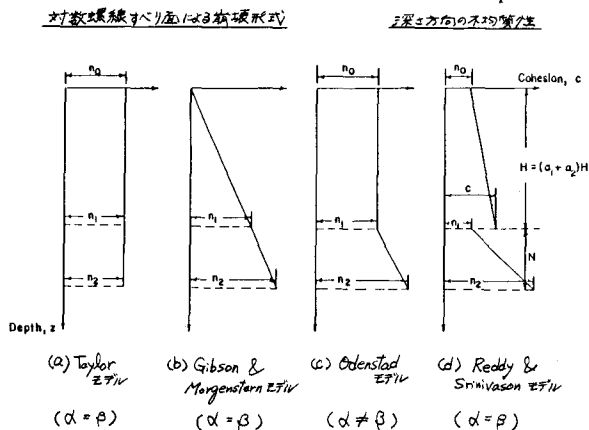


図-2 深さ方向に連続的に C が変化する不均質モデル

ここで

C_h : 水平方向粘着力 C_v : 垂直方向粘着力

$K_c = C_v/C_h$ を異方性係数 (Anisotropy Factor) とする。

図-1(a)における m なる角は、崩壊すべり面と、垂直方向と n なる角を成すところの要す粘着力に垂直な面とを成す角であり、 L_0 の試験結果によるところ角は主応力の傾きとは独立であるとして置ける。 $\theta_m, \theta_h, i, \phi, m$ 等は次の式を満足する。

$$\sin \theta_m e^{\theta_m \tan \phi} = \sin \theta_h e^{\theta_h \tan \phi} \quad (2)$$

$$i = \theta - \frac{\pi}{2} - \phi + m \quad (3)$$

極限解析における上解法は図-1(a)の様な崩壊形式を仮定する時、その斜面の崩壊領域が行なう仕事率が、そのすべり面において生じる内部エネルギー消散率(粘着抵抗)を越える時、崩壊は生じるとするものである。その限界高さ H_c の上境界は、この仕事率と内部エネルギー消散率を等しいと置いて求め得る。よってこの外力に

地震時々の慣性力を考慮し、仕事率を算えることにより K_c を評価し得る。斜面の崩壊領域 $AA'CBBA'$ が斜面先下崩壊として、 O を回転中心として AB に沿ってすべるとき、 $\dot{W}_1 \sim \dot{W}_5$, $\dot{W}_6 \sim \dot{W}_{10}$ を各々 $OABO$, $OBBO$, $OCBO$, $OA'CO$, $OAA'O$ の各種領域の土の外力によりなされる仕事率とすると、土の自重によるもの ($\dot{W}$)、慣性力によるもの ($\dot{W}'$) は各々次式で表わされる。

$$\dot{W} = \dot{W}_1 - \dot{W}_2 - \dot{W}_3 - \dot{W}_4 - \dot{W}_5 = \delta \Omega \cdot r_0^3 \cdot f_1(\theta_0, \theta_h, D/f_0) \quad (4)$$

$$\dot{W}' = \dot{W}_6 - \dot{W}_7 - \dot{W}_8 - \dot{W}_9 - \dot{W}_{10} = K_a \delta \Omega \cdot r_0^3 \cdot f_2(\theta_0, \theta_h, D/f_0) \quad (5)$$

同様に、載荷重及びその慣性力による仕事率 ($\dot{W}_S, \dot{W}_S'$) は各々次式の様に示される。

$$\dot{W}_S = P r_0^2 \Omega \cdot f_3(\theta_0, \theta_h, D/f_0) \quad (6)$$

$$\dot{W}_S' = x K_a P r_0^2 \cdot f_4(\theta_0, \theta_h, D/f_0) \quad (7)$$

一方、すべり面 AB に沿った内部摩擦エネルギー率の総和は、次式の如くである。

$$\begin{aligned} \dot{E} &= \int_{\theta_0}^{\theta_h} (r d\theta / \cos \phi) \cdot V \cdot \cos \phi \cdot C_k \\ &= \int_{\theta_0}^{\theta_h} (C_k)_x r_0 \cdot e^{2(\theta - \theta_0) \tan \phi} \cdot d\theta \\ &\quad + \int_{\theta_h}^{\theta_h} (C_k)_x r_0 \cdot e^{2(\theta - \theta_0) \tan \phi} \cdot d\theta \\ &= C r_0^2 \Omega \cdot Q(\theta_0, \theta_h, \theta_m, K_c) \quad (8) \end{aligned}$$

よって、(4)~(8) より、 $K_a = F(\theta_0, \theta_h, D/f_0)$ (9) と表わし得る。

ここで (10), (11), (12) を解くことにより $\theta_0, \theta_h, D/f_0$ の最適値を得 (9) より、最小の限界地震加速度係数 K_c を知り得る。

$$\frac{\partial K_a}{\partial \theta_0} = 0 \quad (10) \quad \frac{\partial K_a}{\partial \theta_h} = 0 \quad (11) \quad \frac{\partial K_a}{\partial D/f_0} = 0 \quad (12)$$

3. 数値計算例及び考察

図-3 は $K=1$ の時の $\alpha=0, 10, 20^\circ$ における K_c と N_s (安定係数) の

関係を示したもので、すべり面が斜面先下を通る崩壊が支配的であることを示している。表-1 は、斜面角 (β) が各々

$90^\circ, 70^\circ, 50^\circ$ の時の異方性係数の変化による、従来の円筒すべりとした時の Limit Equilibrium 法と本解析法による限界地震 H_c を比較したもので、比較的良好一致といえる。誤差は円筒と対数螺旋線と各々すべり面の仮定が異なることが原因と考えられる。表-2 は、Odenstad モデルによる $\alpha=20^\circ$ とした時の載荷重の影響を示したもので、載荷重、さらにその慣性力を考慮した方が K_c は小さな値をとり、不安定に陥ると言える妥当な傾向にある。

※ 参考文献

- (1) "Limit analysis 法による地震時の慣性力を考慮した斜面" 津路 邦彦 第37回年次学術講演会概要集 Ⅲ-135
- (2) "Shear failure of anisotropic soils": Casagrande et al Boston Soc. Civ. Eng. Contrib. Soil Mech. 1941~1952 PP. 42~45
- (3) "Stability of slopes in anisotropic soils": Lo, K.Y. A.S.C.E. J. Soil Mech. Found. Div. 91(SM4), PP. 85~106
- (4) "Limit Analysis and Soil plasticity": Chen, W.F. Elsevier, S.P. Co.

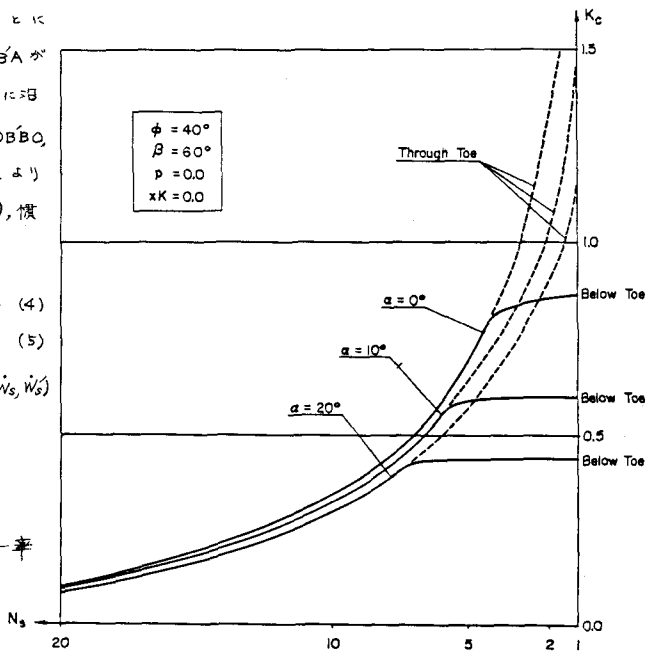


図-3 K_c と N_s の関係

Slope Angle (Degree) β	Anisotropy Factor k	Curved Failure Surface		
		Limit Equilibrium Circle*	Limit Analysis Log Spiral	ratio of 1 / 2
90	1.0	95.75	110.57	0.870
	0.9	--	--	--
	0.8	--	--	--
	0.7	--	--	--
	0.6	--	--	--
70	1.0	119.75	136.62	0.877
	0.9	118.00	132.36	0.892
	0.8	116.25	128.14	0.907
	0.7	114.50	123.89	0.924
	0.6	112.25	119.12	0.942
50	1.0	142.00	142.00	1.000
	0.9	138.50	137.50	1.007
	0.8	133.75	129.40	1.034
	0.7	129.75	125.50	1.054
	0.6	127.25	120.75	1.054
	0.5	121.25	116.50	1.041

表-1 異方性係数の変化による H_c の比較 (Taylor モデル)

Anisotropy factor k	p = 0 x = 0	p = 0.06 x = 0 $\frac{q_1}{q_2}$	p = 0.06 x = 0.5 $\frac{q_1}{q_2}$
1.0	0.477	0.455	0.450
0.9	0.457	0.436	0.431
0.8	0.437	0.417	0.413
0.7	0.416	0.399	0.394
0.6	0.396	0.380	0.376
0.5	0.377	0.361	0.357

表-2

Odenstad Model

