

斜面における地震時崩壊土塊について

苫小牧高専	正員	澤田知之
北海道大学	正員	能町純雄
室蘭工業大学	正員	松岡健一
室蘭工業大学	正員	岸 徳光

1. まえがき

斜面は地震時等に大きな水平慣性力を受け、その安定性は低減されと考えられる。この時斜面上基礎に対する極限支持力も同様に減少し従来の静的支持力解析における指針の規準の範囲外の結果となることも予想される。

斜面上基礎の極限支持力を理論的に推定する方法には、弾塑性体要素¹⁾あるいは、剛体パネ要素²³⁾による有限要素法解析および境界要素法解析などが広く用いられつつある。これらの方法は設計指針を良い精度で与え得るものとされているが、解析にはかなり煩瑣な計算を必要とし演算量も大きなものとなるのは避けられない。また、それぞれに精度の問題もあり、どの段階を上限値とするか、特に地震時における安全率

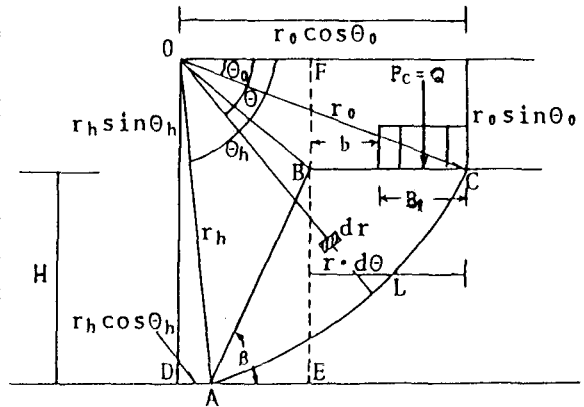


図-1 一般図

の決定について一定の規準を得るに至っていないと思われる。現在の試案⁵⁾では、斜面の支持力は道路橋示方書等による支持力公式の支持力係数に斜面の影響を示す補正係数を乗じた式で算定される。

本論文では、斜面の崩壊すべり面を対数螺旋を仮定し、極限解析の上界法により、図-1に示すような斜面に基礎荷重が作用する場合の限界荷重 P_c を斜面の形状を表わす θ_0 , θ_h を媒介変数とした関数解として表わし、この最小の上界値を、斜面天端の基礎の載っていない部分である余裕幅 b を考慮して、非線形最適化問題として求めるものであり、この解析結果と従来からの分割法⁵⁾による結果との比較によって、斜面の崩壊土塊の検討を行なうものである。さらに本解析法は地震時のマウンド基礎および荷重システムに水平地震加速度を考慮した場合もその上限荷重を同様に求め得ることを示すものである。

2. 解析条件および解析理論

解析条件は次に示す如くである。(1)斜面の崩壊土塊は完全塑性体でモール・クーロンの破壊規準に従う。(2)応力の主方向とひずみ増分の主軸方向は一致する(Co-axialityの仮定)。(3)塑性媒体の幾何学変形は無視する。よって図-1に示す、滑り崩壊領域ABCの自重および地震慣性力による回転中心Oに関する仕事率を各々 $\dot{W}$, $\dot{W}'$ とすると、 $\dot{W}$ および $\dot{W}'$ は領域OACがすべて土と仮定して算出されるところの点Oに関する仕事率から領域OBCと領域OABのものを差し引くことにより得られ次の形で表わされる。

$$\dot{W} = \dot{W}_{OAC} - \dot{W}_{OBC} - \dot{W}_{OAB} = \gamma r_0^3 \cdot \Omega (f_1 - f_2 - f_3) \quad (1)$$

$$\dot{W}' = \dot{W}'_{OAC} - \dot{W}'_{OBC} - \dot{W}'_{OAB} = \gamma r_0^3 \cdot \Omega (f_4 - f_5 - f_6) \cdot K \quad (2)$$

また同様に基礎の載荷重 P およびその慣性力 xKP による仕事率を各々 $\dot{W}_p$, $\dot{W}_p'$ とすると次の如く示される。

$$\dot{W}_p = \Pr_0^2 \Omega \frac{L}{r_0} \left(\cos \theta_0 - \frac{1}{2} \frac{L}{r_0} \right) = \Pr_0^2 \Omega \cdot f_p \quad (3)$$

$$\dot{W}_p' = xK \Pr_0^2 \Omega \frac{L}{r_0} \sin \theta_0 = xK \Pr_0^2 \Omega \cdot f_q \quad (4)$$

次に対数螺旋すべり面に沿って生じる粘着抵抗の総和である内部逸散エネルギー E_i は次のように求め得る。

$$\dot{E}_i = \int_s (C \cdot V_s) ds = CV_0 r_0 \int_{\theta_0}^{\theta_h} e^{2(\theta - \theta_0) \tan \phi} \cdot d\theta = \frac{cr_0^2 \frac{V_0}{r_0}}{2 \tan \phi} \{ \exp [2 (\theta_h - \theta_0) \tan \phi] - 1 \}$$

$$= Cr_0^2 \Omega \cdot f_c \quad (5)$$

ここで、

γ : 土の単位体積重量 (t/m^3), $\Omega = \frac{V_0}{r_0}$: すべり崩壊土塊の点Oに対する回転速度 (1/sec)
 C : 土の粘着力 (t/m^2), v_s, v_0 : すべり崩壊土塊のすべり面上のすべり速度 (m/sec)
 K : 水平地震加速度係数, x : 載荷重Pの地盤の加速度に対する補正係数

また、

$$f_1 = \frac{1}{3 (1 + 9 \tan^2 \phi)} \{ \exp [3 \cdot (\theta_h - \theta_0) \tan \phi] (3 \tan \phi \cos \theta_h) - 3 \tan \phi \cos \theta_0 - \sin \theta_0 \}$$

$$f_2 = \frac{1}{6} \frac{L}{r_0} (2 \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0}) \sin \theta_0 \quad f_5 = \frac{1}{6} \{ 2 \frac{L}{r_0} \sin \theta_0 \sin \theta_0 \}$$

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

$$f_4 = \frac{1}{3 (1 + 9 \tan^2 \phi)} \{ (3 \tan \phi \sin \theta_h - \cos \theta_h) \exp [3 (\theta_h - \theta_0) \tan \phi] - 3 \tan \phi \sin \theta_0 + \cos \theta_0 \}$$

$$f_6 = \frac{1}{6} \exp [(\theta_h - \theta_0) \tan \phi] \{ \sin (\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{r_0} \sin \theta_h \} \{ \exp [(\theta_h - \theta_0) \tan \phi] \sin \theta_h + \sin \theta_0 \}$$

故に、限界状態の水平地震加速度と重力加速度の比を限界地震加速度係数 K_c と定義し、すべり崩壊土塊の外力による仕事率の総和とすべり面における内部逸散エネルギーを次の(6)式の様に等しく置くことによりつり合い式が求められる。

$$\dot{E}_i = \dot{W} + \dot{W}_p + \dot{W}' + \dot{W}_p' \quad (6)$$

2-1. 水平方向慣性力を考慮しない場合の関数解

図-2に示すように崩壊長さ L と載荷重分布長さ B の差を余裕幅 b とおくと、上記の限界つり合い式(6)式において水平地震加速度係数 K を零と置く場合に当たる。このことより載荷重 P を目的関数とする非線形最適化問題におけるこの場合の関数解析は次のように表わされる。

$$P(\theta_0, \theta_h) = \frac{cf_c - \gamma r_0 x (f_1 - f_2 - f_3)}{f_p} \quad (7)$$

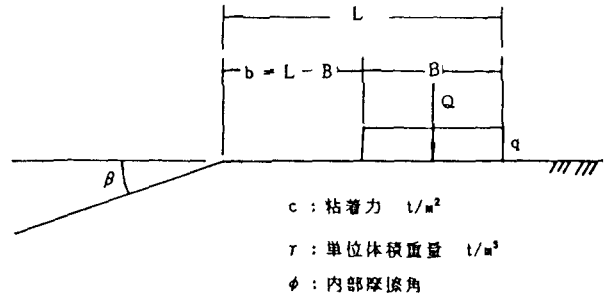


図-2 静的な場合

2-2. 地震時水平慣性力を考慮する場合の関数解

図-3より同様に慣性項を考慮して表わすと目的関数 P は次のように示される。

$$P(\theta_0, \theta_h) = \frac{cf_c - \gamma r_0 x (f_1 - f_2 - f_3)}{f_p + x K_c f_q - K_c \gamma r_0 x (f_4 - f_5 - f_6)} \quad (8)$$

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

$$\frac{\partial P}{\partial \theta_0} = 0 \quad \frac{\partial P}{\partial \theta_h} = 0 \quad (9)$$

よって、限界荷重 P_c すなわち支持力 Q は次のように表わされる。

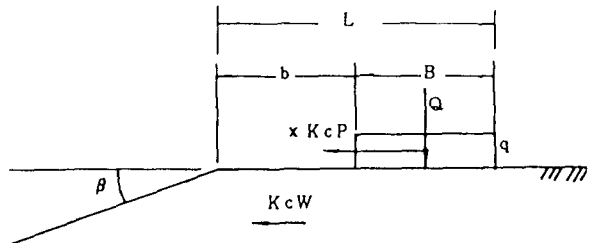


図-3 地震慣性力を考慮する場合

$$P_c = Q = \min \cdot P(\theta_o, \theta_h) \quad (10)$$

一方、幾何学的関係より、 $\frac{L}{r_o}$ および崩壊土塊のすべり面の深さ H_h は次式のように示される。

$$\frac{L}{r_o} = \frac{\sin(\theta_h - \theta_o)}{\sin\theta_h} - \frac{\sin(\theta_h + \beta)}{\sin\theta_h \cdot \sin\beta} \{ -\sin\theta_o + \sin\theta_h \cdot \exp[(\theta_h - \theta_o)\tan\phi] \} \quad (11)$$

$$H_h = r_o \{ \exp[\frac{\pi}{2} + \phi - \theta_o] \cdot \sin(-\frac{\pi}{2} + \phi) - \sin\theta_o \} \quad (12)$$

3. 解析結果および考察

以下に解析結果を示す。数値計算における演算プログラムは3つの大きな部分より成っている。即ち、(1)主プログラム、(2)目的関数を定め最小の載荷重を計算するサブプログラムおよび(3)制約条件を計算するサブプログラムである。ここで主プログラムは次の2つの目的を持つ。(a)媒介変数の初期値決定および

(b) 準ニュートン法のB.F.G.Sの手法による解析である。つまり、斜面の限界静止状態においてその安全率が1.0となる場合の載荷重の解集合を求め、2次元平面上において一軸方向探索を行ない、3次近似を持って限界載荷重 P_c を求めるものである。これは、極限解析の上界法であり、条件を満たす値の中での最小値を採用するものである。図-4に示す計算諸元により、表-1および図-5に水平地震慣性力を考慮しない場合の粘着力のみに注目した支持力 $Q(t/m^2)$ と支持力補正係数 (α) の本解析値と従来の分割法による解析結果⁵⁾との比較を示す。これらより、本・四の簡便法⁵⁾では分割ブロック相互の不定静力はすべて釣り合っているものとして解析を行っており、水平方向の不定静力を考慮しているビショップ法等との結果⁵⁾とは絶対値では大きく異なるが、実際の設計に用いるところの補正係数 α は近似した値を示している。本解析値は、ビショップおよびケッターの値に近い。また補正係数は図-5より他の解析値と一致した値を示す。

図-6は、本解析による崩壊土塊のすべり線と分割法によるものと比較したものであり、全体の形状として比較的良好に似ており、最深の距離もほぼ一致している。このことから対数螺旋すべり面を仮定する本解析と円弧すべり面と直線による複合すべり面を仮定する分割法⁵⁾とは、ほぼ一致すると言えよう。次に、図-7に示す計算諸元により、水平方向地震慣性力を考慮しない静的な場合の値($K=0$)と水平地震慣性力を考慮する場合の値との比較を b/B_l の変化に従って示したものを表-2に示す。これから明らかなようにすべり崩壊土塊および載荷重の慣性力の影響は共に大きく支持力を減少させることを示している。

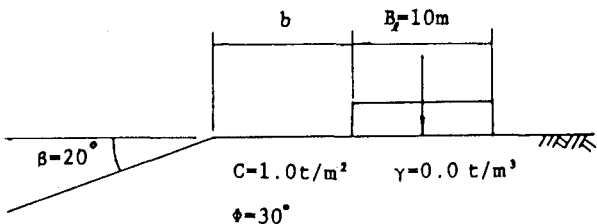


図-4 計算諸元

表-1 本解析値と従来法(分割法)との比較

解 法	b/B_l	半無限 水平地震 (∞)	0.0	1.0	2.0	5.0
簡 便 法	Q (t/m ²)	17.9	12.6	13.7	14.7	17.7
	比率 α 簡	1.00	0.70	0.77	0.82	0.99
Bishop	Q_B (t/m ²)	30.3	21.8	24.5	26.7	30.3
	比率 α_B	1.00	0.72	0.81	0.88	1.00
Kötter	Q_K (t/m ²)	30.3	19.6	20.9	23.0	30.3
	比率 α_K	1.00	0.65	0.69	0.76	1.00
本解析値	Q	37.6	23.0	25.9	28.5	36.9
	比率 α	1.00	0.61	0.69	0.76	0.98

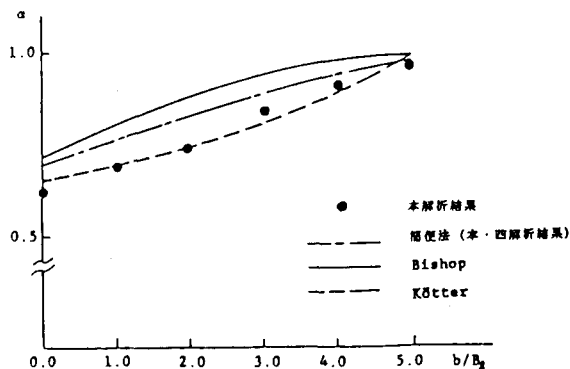


図-5 本解析値と従来法(分割法)との比較

このことから対数螺旋すべり面を仮定する本解析と円弧すべり面と直線による複合すべり面を仮定する分割法⁵⁾とは、ほぼ一致すると言えよう。次に、図-7に示す計算諸元により、水平方向地震慣性力を考慮しない静的な場合の値($K=0$)と水平地震慣性力を考慮する場合の値との比較を b/B_l の変化に従って示したものを表-2に示す。これから明らかなようにすべり崩壊土塊および載荷重の慣性力の影響は共に大きく支持力を減少させることを示している。

また、表-3には載荷重の慣性力を考慮した場合で載荷重と地盤との質量比 x の値に対する解析結果の変化を示す。表から明らかのように x の増加に伴い支持力は減少する。尚、載荷重底面と地盤の摩擦係数を μ とする時 $P\mu > xKcP$ が有効範囲である。

よって、載荷重 P を目的関数と置くことにより斜面上基礎の支持力評価を簡便に行なうことができ、崩壊土塊のすべり量も推定することが可能である。さらに地震時慣性力を考慮する場合も本解析法で簡明に解析値を求め得る。

参考文献

- 1) 最上武雄編：土質力学，技報堂，1982
- 2) 土質工学会編：土質工学ハンドブック，技報堂，1982
- 3) 川井忠彦編：物理モデルによる連続体力学諸問題の解析（生研セミナーテキスト），1978，1979
- 4) W.F. Chen：Limit Analysis and Soil plasticity, Elsevier Scientific Publishing Co., 1975
- 5) 土木学会・本四連絡橋耐震地盤に関する調査研究小委員会：本州四国連絡橋の耐震，地盤に関する研究報告書，1984
- 6) W.F.Chen and T.Sawada：Earthquaks- Induced Slope Failure in Nonhomogeneous, Anisotropic Soils, Soils and Foundations, Vol.23, No.2, June, pp.125~139, 1983
- 7) 能町・沢田・松岡・岸：水平地震動による斜面の移動変位について，第21回自然災害科学総合シンポジウム講演要旨集，pp.71~74, 1984
- 8) T.Sawada, S.G.Nomachi, W.F.Chen and Y.Takahashi：Evaluation of Limit Seismic Factor in Anisotropic Cohesion Slopes, Proceedings of the fifth E.M.D.Specialty Conference, ASCE, Vol.2, 1984

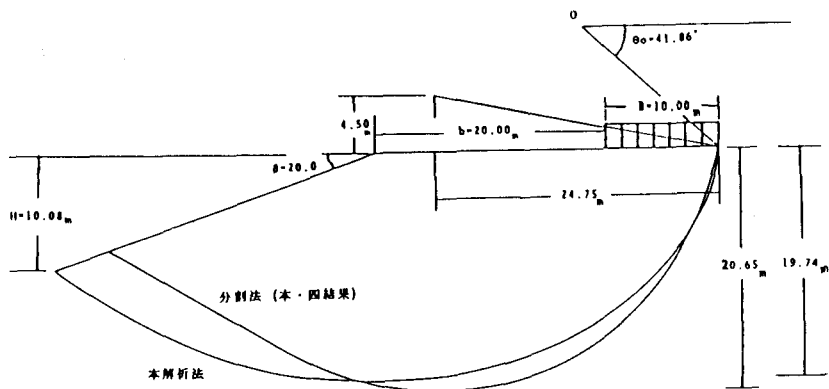


図-6 本解析法と分割法のすべり線の比較

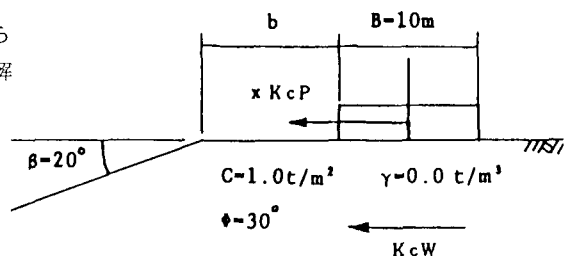


図-7 計算諸元

表-2 慣性力を考慮した場合の
 b/B_0 の変化による支持力: $Q(t)$

b/B_0	0.0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
$Q_{t=0.0}$	23.00	25.85	28.53	31.10	33.77	36.88
α	0.61	0.69	0.76	0.83	0.90	0.98
$Q_{t=0.1}$	18.29	20.79	23.14	25.42	27.67	30.22
α	0.49	0.55	0.62	0.68	0.74	0.80
$Q_{t=0.3}$	11.20	13.14	15.00	16.74	18.51	20.33
α	0.30	0.35	0.40	0.45	0.49	0.54

表-3 $Q(t)$

$Kc=0.1$	$x=0.1$	28.09
$Kc=0.1$	$x=0.5$	26.34
$Kc=0.2$	$x=0.1$	27.65
$Kc=0.2$	$x=0.5$	24.21
$Kc=0.2$	$x=1.0$	20.22
$Kc=0.5$	$x=0.1$	26.34
$Kc=0.5$	$x=0.3$	22.16
$Kc=0.5$	$x=0.15$	18.40
$Kc=0.5$	$x=1.0$	11.30