

# I —24 斜面の地震時すべり崩壊におけるすべり移動量について

苫小牧高専 正員 澤田知之  
 日本大学 正員 能町純雄  
 日本大学 正員 木田哲量

## 1. まえがき

斜面は地震時の地盤の急激な動きによる横方向の大きな慣性力を受け、その安定性は低下すると考えられる。実際の地震の加速度は、方向も大きさも瞬時に激しく変化するものであり、地震の作用時間内に斜面は何度かその安全率を下回ると考えられる。また、1回の地震動パルスで斜面は完全な崩壊を起こすのではなく、その1回ずつに生ずるいくらかのすべり変位の累積がある大きさに達して崩壊するということがニューマークにより論ぜられている。<sup>1)</sup>

本稿は、このような斜面において地震時の限界水平地震加速度を重力加速度で除したものを限界地震加速度係数： $K_c$  と定義し、地震力がこれを越える時に生ずる移動変位をニューマークの力積変位理論により求めその検討を行なうものである。尚、斜面を形成する土はクーロンの流れ則に従う完全塑性体として取り扱い、極限解析<sup>2)</sup>における上界法によって $K_c$  を定める。

## 2. 斜面の限界地震加速度係数： $K_c$

図-1に示すような斜面の局部崩壊モデルにおいて限界静止状態における土の自重と水平慣性力および載荷重とその慣性力が回転中心Oの廻りを行う仕事率の総和と、すべり面に沿って生ずる粘着抵抗である内部逸散エネルギーが等しいと置くことにより地震加速度係数 $K$ は(1)式に示すように $\theta_0, \theta_h$ の2媒介変数の関数解として表わされるから最小の上界値として限界地震加速度係数 $K_c$ <sup>3,4)</sup>は(2)式のように求め得る。

$$K = F(\theta_0, \theta_h) = \frac{C \cdot f_0 - \gamma r_0(f_1 - f_2 - f_3) - P f_0}{\gamma r_0(f_4 - f_5 - f_6) + x P f_4} \quad (1)$$

ここで  $\gamma$  : 土の単位体積重量( $t/m^3$ )  $C$  : 粘着応力( $t/m^2$ )

$P$  : 上載荷重( $t/m^2$ )  $x$  : 載荷重と地盤との質量比

また、 $f_1 \sim f_3$ 、 $f_4 \sim f_6$  および  $f_0$ 、 $f_4$  は各々土の自重による仕事率と慣性力による仕事率、上載荷重とその慣性力による仕事率を成す項であり、<sup>3,4,5)</sup>  $F_c$  はすべり面に沿って生ずる内部逸散エネルギーを成す項であり、いずれも  $\theta_0$ 、 $\theta_h$  の関数で示される。

$$K_c = \min. F(\theta_0, \theta_h) \quad (2)$$

## 3. 解析理論

解析は次の順序に従って行う。

- 1) すべり崩壊面は対数螺旋形<sup>3,5)</sup>とし、すべり面における接線とすべり速度 $V$ の方向との成す角を $\phi$ とする。
- 2) 非線形最適化問題として限界地震加速度係数： $K_c$  を求める。
- 3) この $K_c$  を越える地震力が斜面に加わるとき、ニューマーク法により移動変位を求める。

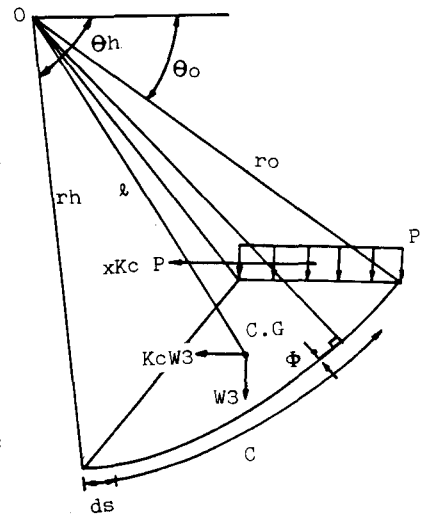


図-1 限界静止状態での力の釣り合い

次にすべり変位回転角： $\theta$ の誘導を示す。前述の斜面の限界地震加速度係数： $K_c$ を地震加速度が越える時、すべり変位が生ずるがこの時、図-2に示すように、完全剛塑性体と見なすすべり土塊について、地震加速度が斜面の限界加速度と等しい時と、それを越える時に生ずる重心の回転中心廻りのモーメントを考慮した2本の釣り合い式により次のように慣性力の項のみで、斜面のすべり角加速度 $\ddot{\theta}$ が求め得る。

$$\ddot{\theta} = \frac{(K_i - K_c)g\gamma r_0(f_4 - f_5 - f_6) + xPr_0^3 f_q}{W_3 l^2} \quad (3)$$

ここで、

$K_i$ ：地震の加速度係数  $g$ ：重力加速度

$W_3$ ：すべり土塊の重量  $l$ ：すべり土塊の重心とO点間の距離（図-2）

よって、すべり始めてからのすべり角速度 $\dot{\theta}$ は（3）式で求められる角加速度が2つの時刻間 $t_n, t_{n-1}$ で直線変化すると仮定し、これを積分して初期条件を満足するように定める。 $t_n, t_{n-1}$ 間の任意の時刻 $t$ におけるすべり角速度は次の式で示すことができる。

$$\dot{\theta} = \dot{\theta}_{n-1} + \ddot{\theta}_{n-1}(t - t_{n-1}) + \frac{(\ddot{\theta}_n - \ddot{\theta}_{n-1})(t - t_{n-1})^2}{2(t_n - t_{n-1})} \quad (4)$$

ここで、斜面が上方にすべり上がろうとする時の抵抗は極めて大きくなる為、すべり土塊は下方へのみすべり移動するものとし、すべり角加速度は $t_{n-1}$ で負、 $t_n$ で正である時のみに限るとし、すべり角速度 $\dot{\theta}$ が負と計算される時はこれを無視する。以上の事柄を基として、時間が十分に小さな間隔 $t_i, t_{i+1}$ におけるすべり角加速度とすべり角速度を基本にして、斜面のすべり角変位は次式のように示される。

$$\theta_{i+1} = \theta_i + \dot{\theta}_i(t_{i+1} - t_i) + \frac{(2\ddot{\theta}_i + \ddot{\theta}_{i+1})(t_{i+1} - t_i)^2}{6} \quad (5)$$

#### 4. 解析結果および考察

今、図-3 (a),(b)のように最適解としてほぼ同じ限界地震加速度係数 $K_c$ を得たところの斜面先崩壊と底部崩壊の異なる崩壊形式の場合の単位時間当りの移動量の比較を入力正弦波（最大0.5G）の周期変化とともに表-1に示す。表より明らかなように、長周期の波動に対する程、移動変位量は増加する。また、この場合は斜面先崩壊形式の方が大きな移動変位量を示すが、図-3で示されるようにこの場合は回転中心から重心までの距離すなわち回転の腕の長さは斜面先崩壊（図-3の(a)）の方が大きくなる。よって、移動変位量は崩壊形式やすべり土塊の大きさよりもその回転中心Oの位置に依ると考えられる。

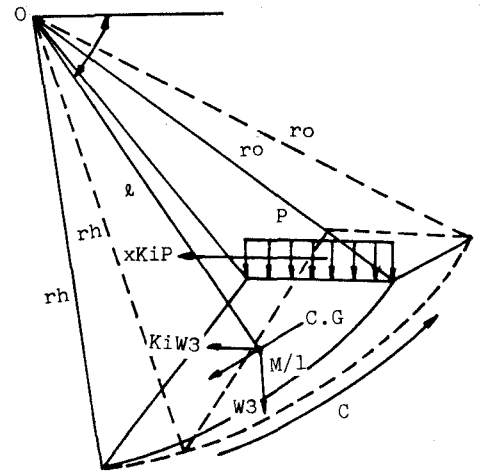
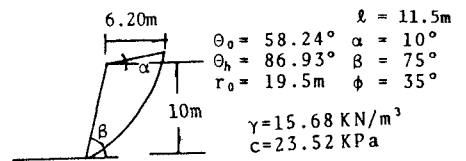
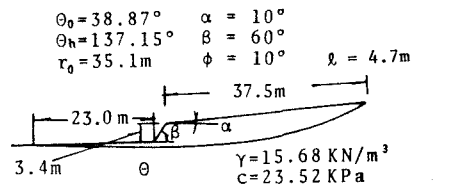


図-2 すべり時の力の釣り合い



(a) Case of Toe-failure ( $K_c=0.264$ )



(b) Case of Based-failure ( $K_c=0.263$ )

図-3 同程度の限界地震加速度を持ち崩壊形式の異なる解析モデル

表-1 移動変位の周期の変化による底部崩壊形式と斜面先崩壊形式の比較

| Period of input wave sec. |              | 0.1  | 0.25 | 0.35 | 0.5  | 1.0  | 2.0  | 3.0  |
|---------------------------|--------------|------|------|------|------|------|------|------|
| Displacement<br>m/sec.    | Base-failure | 0.03 | 0.06 | 0.09 | 0.13 | 0.17 | 0.56 | 0.86 |
|                           | Toe -Failure | 0.04 | 0.09 | 0.13 | 0.17 | 0.34 | 0.72 | 0.91 |

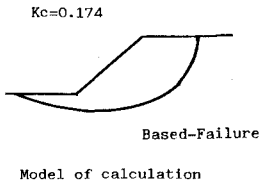


表-2 移動変位量の入力最大加速度と周波数の変化による比較

| frequencies of input wave Hz |           | 0.5   | 1.0  | 2.0  | 3.0  | 4.0  | 5.0  | 6.0  | 7.0  | 8.0  | 9.0  | 10.0 |
|------------------------------|-----------|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Displacement<br>cm           | Max. 0.5G | large | 4.14 | 2.06 | 1.48 | 0.98 | 0.76 | 0.64 | 0.54 | 0.46 | 0.40 | 0.35 |
|                              | Max. 0.4G | 5.81  | 2.39 | 1.17 | 0.80 | 0.58 | 0.45 | 0.37 | 0.30 | 0.26 | 0.23 | 0.21 |
|                              | Max. 0.3G | 2.42  | 0.91 | 0.42 | 0.29 | 0.21 | 0.17 | 0.12 | 0.69 | 0.68 | 0.67 | 0.67 |

表-2には、限界地震加速度係数 $K_c$ が0.174と求められた底部崩壊モデルに、最大入力加速度を0.3G、0.4Gおよび0.5Gの正弦波動に対する累積変位（10秒間）を周波数の変化で示したものである。これより、加速度の小さな波動に対しては累積変位は小さな値を示し、周波数が高くなるに従って（短周期波）小さな移動変位量となることが明示されている。

図-6、7には実測地震波として図-4(a)(b)のスペクトル図に示されるような周波数特性を持つエル・セントロ地震（1940）と宮城沖地震における開北橋での地震波（1979）を取り上げる。この両地震波は図より明らかなように低周波領域が多少異なるが卓越周期が各々0.45、0.40秒程度で似ており主動継続期間も5秒前後と比較的類似的な地震波と思われる。図-6、7より、変位の立ち上がり量は異なるが、その累積変位は、ほぼ同程度の値を示している。また両図より地動にわずかに遅れて斜面のすべり加速度が生じ、それにより引き起こされる正のすべり速度から求める累積変位の逐次増加が明瞭に示されている。尚、解析モデルは図-5に示すように得られたものにより行なった。

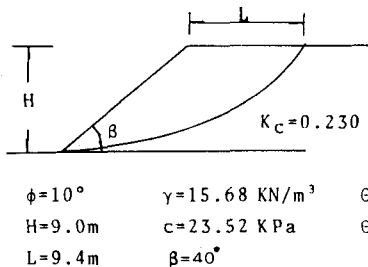


図-5 崩壊モデル

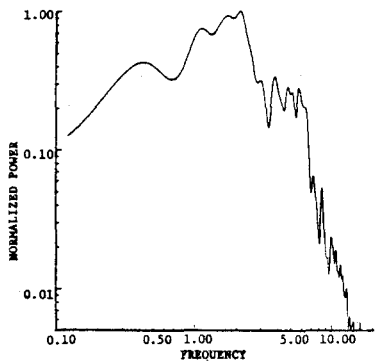


図-4 (a) エル・セントロ地震  
スペクトル図（NS成分）

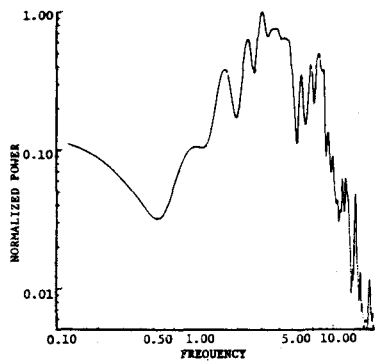


図-4 (b) 宮城沖地震 開北橋測定  
スペクトル図（LG成分）

## 5. まとめ

以上の事より次のようにまとめることができる。

- 1) 地震時の斜面において地震加速度が斜面の限界地震加速度 $Kcg$ を越える場合の斜面すべり挙動をニューマーク法で簡便に示し得る。
- 2) 斜面に与えられる地動の最大加速度が大きいほど、また地動の周期が長いほど、変位は大きく現われる。
- 3) 累積変位は長周期になるに従って直線的に増加する。
- 4) 崩壊形式の異なるものにおけるすべり挙動について比較を行える。その結果、すべり変位は崩壊すべり体積の大小ではなく、回転中心 $O$ の位置に大きく影響を受けるものと考えられる。
- 5) 実測地震波形を用いて、ニューマーク法により斜面のすべり移動量を求め得る。

最後に、本稿作成にあたりご協力頂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。

## 参考文献

- 1) Newmark, N.M.: Effect of earthquakes on dams and embankment, Geotech, Vol. 15, No. 2, pp. 137-160, 1965.
- 2) Chen, W.F.: Plasticity in soil mechanism and landslide, Proc. of ASCE, Vol. 106, No. EM3, pp. 443-464, 1980.
- 3) Chen, W.F. and Sawada, T.: Earthquake-Induced slope failure in nonhomogeneous, anisotropic soils, SOILS and FOUNDATIONS, Vol. 23, No. 2, June, pp. 125-139, 1983.
- 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) Swada, T., Nomachi, S.G. and Chen, W.F.: Stability of slopes with anisotropic cohesion strength against earthquakes, Theoretical and Applied Mechanics, Vol. 33, pp. 417-432, 1985.

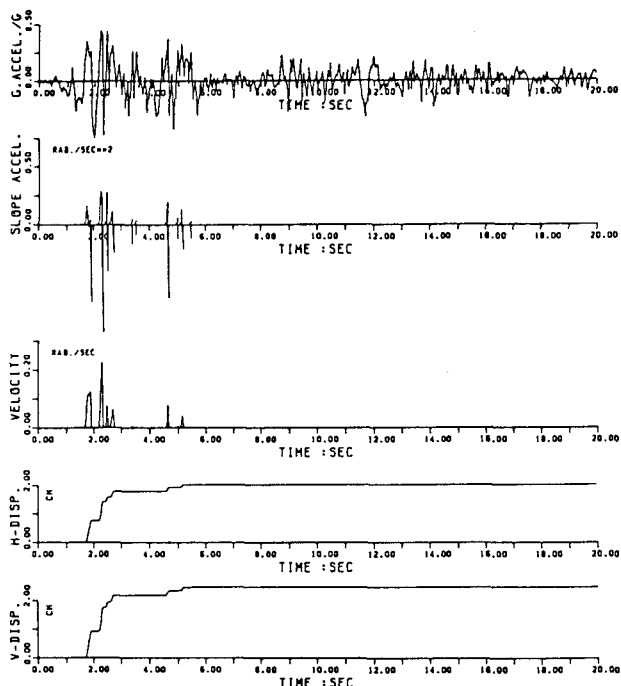


図-6 エル・セントロ地震波を0.5Gで正規化した波動による斜面の応答

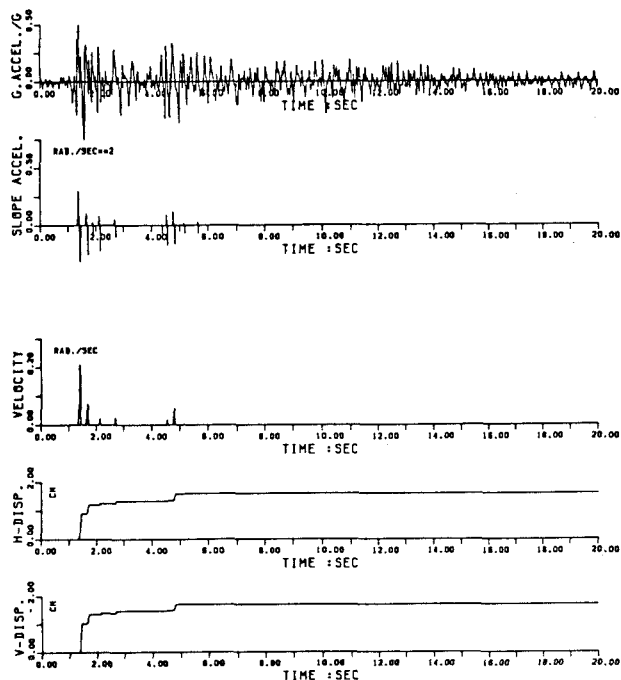


図-7 宮城沖地震の開北橋での観測地震波を0.5Gで正規化した波動による斜面の応答