

2006年6月長雨による沖縄県中城村北上原地区の地すべり災害

本田尚正・松島秀寛（茨城大理）

要旨：沖縄県中城村では2006年5月23日から6月15日にかけての長雨により、6月10日16時頃、北上原地区で地すべりが発生した。地すべりは「前兆現象」→「一次すべり」→「二次すべり」→「舌端部での崩土の流動化」→「崩土の停止」と段階的に進行した。本研究では、斜面の安定解析と崩土の流動解析を行った。その結果、地すべりに対する斜面の安全率は小さく、地すべり発生の危険性はきわめて高かったこと、舌端部から流動した崩土は、地形勾配が緩かったことと住宅地手前に設置された土嚢の効果により停止したことなどを明らかにした。

キーワード：長雨、地すべり、地すべり斜面の安定解析、崩土の流動解析

Abstract: A long-term rainfall fell on Nakagusuku Village in Okinawa Prefecture from May 23 to June 15, 2006. Around 16:00 on June 10 in Kitauehara area, a Landslide occurred and progressed through the following five stages: warning signals, the first landslide, the second landslide, sediment runoff on the toe of landslide's toe, and the sediment's stop and deposition. In the present study, we conducted slope stability analysis and a numerical simulation of the debris flow to clarify the sediment runoff phenomenon. Based on our analytical results, the slope safety factor for a landslide was small, and the landslide danger was very high. The sediment runoff on the toe of the landslide stopped well because the geographical features were gentle, and the sandbags placed near the houses functioned very effectively.

Key words: Long-term rainfall, landslide, slope stability analysis, numerical simulation of debris flow

I はじめに

沖縄県中城村では2006年5月23日から6月15日にかけての長雨の影響で、6月10日16時頃、北上原地区で地すべりが発生した。地すべりは「前兆現象」→「一次すべり」→「二次すべり」→「舌端部での崩土の流動化」と段階的に進行し、住宅地の手前まで押し寄せたが、現地に設置された土嚢によって停止した。当災害は藤澤(2)や宜保ら(3)により、地すべり発生と降雨との関係や斜面土層の物理的特性が明らかにされている一方、斜面の安全度の評価や崩土の流動化のメカニズムについては予察的・定性的な見解に留まっている。本研究では既往報告をもとに「地すべり斜面の安定解析」と「崩土の流動解析」により土砂移動の実態を明らかにする。

II 災害の概要

1. 被災地の概要 中城村北上原地区は、沖縄本島中部の中城湾に面している(図-1)。今回発生した地すべりの頭部には村道が、中腹部には県道35号線がそれぞれ通っており、いずれも被災した。

中城村では海岸線に平行な北東-南西方向に丘陵が発達し、東斜面に多くの地すべり地形が分布する。



図-1. 地すべり発生箇所
Fig.1 Landslide generating part

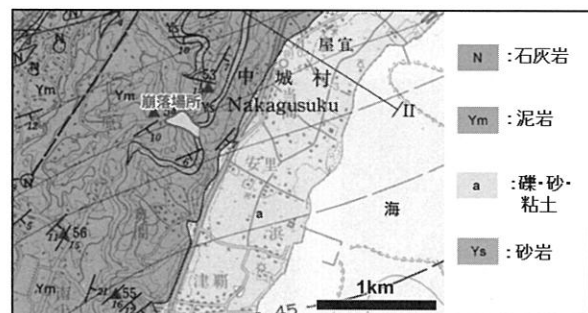


図-2. 地すべり発生箇所の地質(5に一部加筆)
Fig.2 Geology of landslide generating part

地質的には島尻層群与那原層に対比される泥岩（海成過圧密粘土）が分布する。この泥岩は沖縄本島中南部から宮古島にかけて広範囲に分布し、中城村付近では走向 NE-SW、傾斜 5~10° SE であり、今回の地すべり地に対しては流れ盤である（図-2, 5）。

2. 災害の概要 図-3 に北上原地区の降雨と地すべりの経時変化を、図-4 に地すべりの進行状況をそれぞれ示す。それらと既往報告（2, 3）をまとめると、災害の概要は次のとおりである。

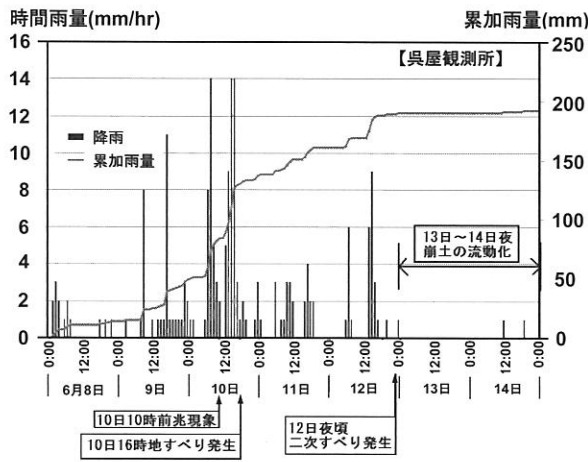


図-3. 降雨と地すべりの経時変化
Fig.3 Temporal change of rainfall and landslide phenomenon

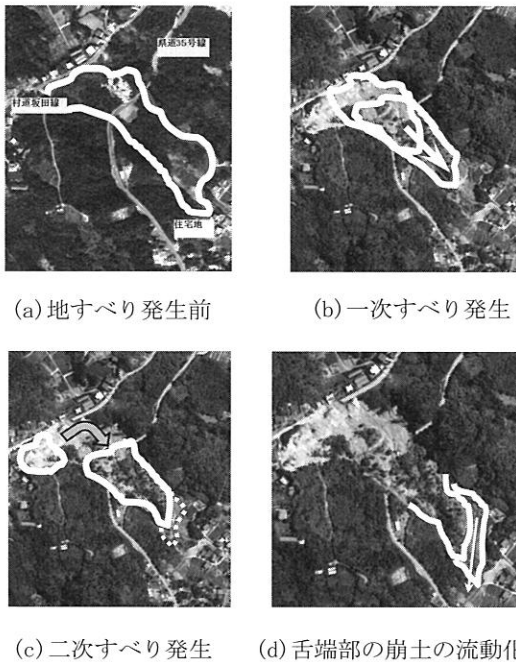


図-4. 地すべり現象の進行状況
Fig.4 Advance of landslide phenomenon

(1) 前兆現象 10 日午前 10 時頃、地すべり頭部の村道の亀裂（以前から確認）が拡大し、午後には斜面中腹の県道 35 号線に隆起が確認された（図-4 (a)）。

(2) 一次すべり発生 10 日午後 4 時、地すべりが発生し、午後 6 時には県道 35 号線が寸断された（図-4 (b)）。その規模は長さ約 300m、幅約 120m、最大深さ約 30m で（後出の図-5 参照）、すべり方向は S45° E であった。村道も損壊し、埋設水道管はすぐに送水が停止され、側溝からの流入水も 13 日には完全停止した。しかし、地すべり地には大量の水が流入し、後の舌端部での崩土の流動化に大きく影響した。

(3) 二次すべり発生 12 日夜、地すべり頭部の右翼側で二次すべりが発生し、東方向に滑動後、一次すべりの方向に向きを変えて滑動した。この土塊は一次すべりの頭部には載らず、一次すべりの陥没帯に入り込み、舌端部を下流側へ押し出した（図-4 (c)）。

(4) 舌端部での崩土の流動化 13 日午前 0 時頃に地すべり舌端部の崩土が流動し始め、前日より 90m 流下して住宅地まで 35m の地点に達した。これは、埋設水道管の破裂などによる水の大量供給によって引き起こされたものと考えられる。14 日午後 3 時には前日よりさらに 15m ほど流下したため、住宅地に近接して土嚢が設置された。その後、崩土は土嚢にまで到達したが、14 日深夜には移動は終息し、住宅地には直接的な被害は及ばなかった（図-4 (d)）。

III 検討手順および解析方法

1. 地すべり斜面の安定解析 図-5 の地すべり断面に対して、Fellenius 法により斜面安定解析を行った。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \{C_i' l_i + (W_i \cos \theta_i - u_i l_i) \tan \phi_i'\}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i} \quad (1)$$

ここに、 F_s は安全率、 n は分割数、 i は分割番号、 C_i' は土の粘着力、 θ_i は円弧長、 W_i は土塊重量、 θ_i は傾斜角、 u_i は間隙水圧、 ϕ_i' は土の内部摩擦角である。

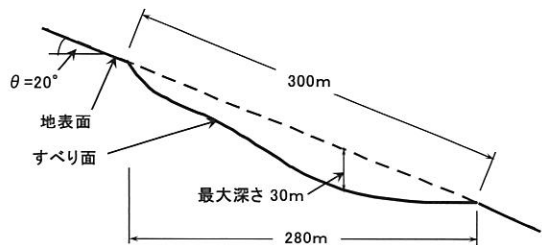


図-5. 地すべり（一次すべり）の断面形状
Fig.5 Cross section of the first landslide

いま、土の物性値 (C' , ϕ' , γ_s :土の単位体積重量)の詳細は不明である。ここでは、 $\gamma_s=15.68\text{kN/m}^3$ (長雨の影響がない状態であり、間隙水圧は考慮しない)と $\gamma_s=17.64\text{kN/m}^3$ (飽和状態)の2ケースを考え、 F_s と C' および ϕ' との関係を調べた。

2. 崩土の流動解析 舌端部での崩土の流動化現象を土石流の流動解析手法を用いて追跡した(4)。

計算対象区間は舌端部から住宅地までの285mである。図-6に地形図から読み取った縦断形状を示す。縦断勾配は165m地点を境として上流側が 17° と急であり、下流側が 5° と緩やかである。図-7に航空写真から読み取った流動幅を示す。平均流動幅は48m、最大幅は80m、最小幅は20mである。住宅地直近に設置されていた土嚢の詳細は不明である。ここでは、高さ「0.5m(普通土嚢3段積み程度)」と「1.0m(大型土嚢1段積み程度)」の2種類を考えた。

数値計算に必要な諸条件は表-1のとおり仮定した。同表中、水の供給条件に関しては、崩土は大量の水の供給によってほぼ飽和状態であったとすると、崩土が移動を開始するためには数値計算上、少量の水の供給で十分である。ここでは $Q_{in}=0.10\text{m}^3/\text{sec}$ の水を最上流端から定常的に供給することとした。微細砂による間隙水の密度の上昇と浮力への影響は土石流の流動解析上、無視できないので、ここでは微細砂濃度10%とした(1)。

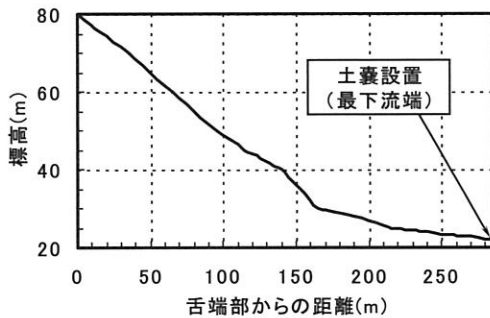


図-6. 舌端部での崩土の縦断形状
Fig.6 Profile of the sediment on the toe of landslide

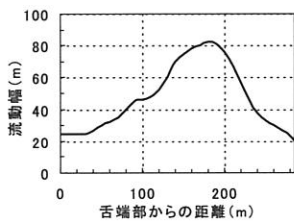


図-7. 崩土の流動幅
Fig.7 Flow-width of the sediment

表-1. 数値計算の条件
Table1 Physical numbers in the numerical simulation

砂礫粒子の密度	$\sigma=2.70\text{g/cm}^3$
砂礫粒子の内部摩擦角	$\phi=39.0^\circ$
堆積物の代表粒径	$d=1.0\text{cm}$
泥水の密度 (微細砂濃度10%)	$\rho=1.17\text{g/cm}^3$
堆積物の静止堆積濃度	$C_s=0.50$ (江頭ら, (5))
差分条件 (leap-frog法)	$\Delta t=0.025\text{sec}$ $\Delta x=5.0\text{m}$

IV 結果および考察

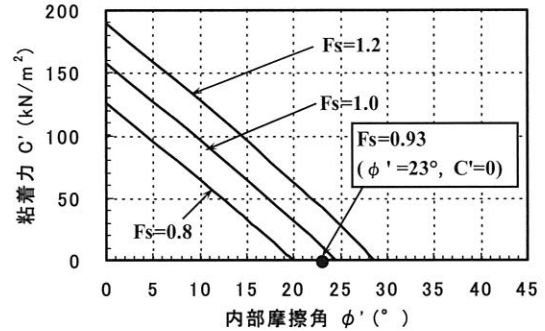
1. 地すべり斜面の安定解析結果および考察

図-8に斜面安定解析の結果を示す。同図(a)より、長雨の影響がない(間隙水圧を考慮しない)場合、 $C'=0$ の条件で $F_s=1.0$ となる ϕ' は 24.5° である。

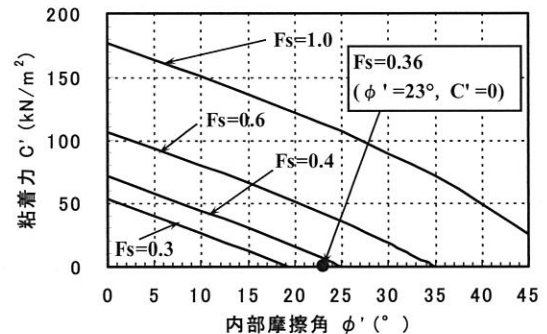
新城・小宮(6)は、乾湿繰返しによる強度低下を考慮した場合の島尻層泥岩の斜面安定解析に用いる強度定数として、室内試験結果と風化表層土の観察結果から「 $C'=0$, $\phi'=23^\circ$ 」を導出した。この ϕ' は上述の $F_s=1.0$ となる ϕ' の値とほぼ等しい。

そこで、 $C'=0$, $\phi'=23^\circ$ とすると、 $F_s=0.93 < 1.0$ であり、当該斜面は地すべりに対して長雨の影響を受けない状態でも平衡状態に近いが、やや不安定であったと推察される。さらに図-8(b)より、斜面土層内が飽和状態の場合、 $C'=0$, $\phi'=23^\circ$ とすると、 $F_s=0.36 < 1.0$ である。ちなみに、 $C'=0$ の条件で $F_s=1.0$ となる ϕ' は 45° を超えている。

当該斜面は長雨の影響に加え、一次すべり発生時の水道管破裂などによって大量の水が供給され、斜面土層内はほぼ飽和状態であったと思われる。以上より当該斜面は、一次すべり・二次すべりの両方に対してきわめて危険な状態であったと推察される。



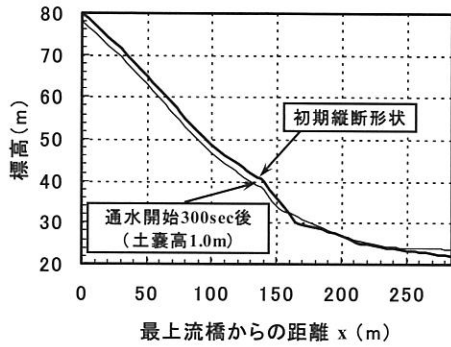
(a) $\gamma_s=15.68\text{kN/m}^3$ の場合 (長雨の影響なし)



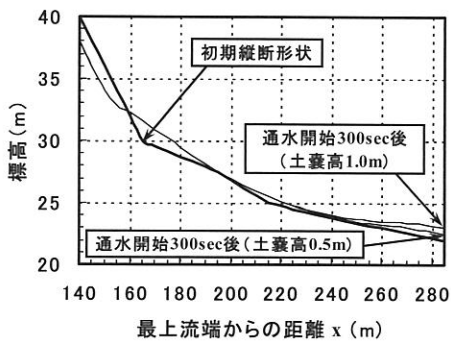
(b) $\gamma_s=17.64\text{kN/m}^3$ の場合 (斜面土層内: 飽和状態)

図-8. 斜面安定解析の結果
Fig.8 Result of the slope stability analysis

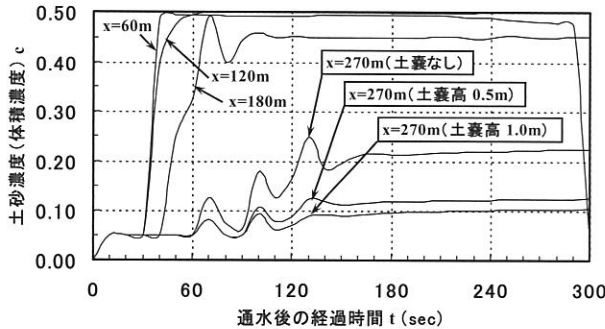
2. 崩土の流動解析結果および考察 図-9に崩土の流動解析の結果を示す。同図(a)および(b)より、



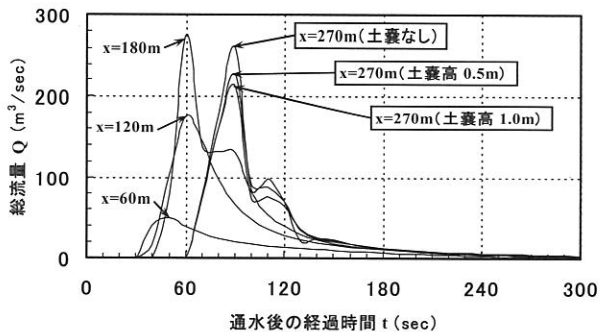
(a) 崩土の縦断形状の時間変化 (計算対象区間全体)



(b) 崩土の縦断形状の時間変化 (勾配変化点下流)



(c) 土砂濃度 (体積濃度) の時間変化



(d) 総流量 (水+土砂) の時間変化

図-9. 崩土の流動解析の結果

Fig.9 Result of the numerical simulation of debris flow

流動化した崩土は、勾配変化点付近の160m地点を境として上流側では土砂を侵食し(侵食深:2.0m程度)、下流側では土砂を堆積させていることがわかる。

最下流端(x=285m地点)での土砂堆積は土嚢が設置されていた場合、土嚢高(0.5mまたは1.0m)まで進行するが、数値計算では土嚢がない状態でも、下流部の緩やかな地形勾配の影響で最大0.2m程度の土砂堆積が認められた。図-9(c)より、土嚢がない状態でも最下流部の土砂濃度(x=270m地点で約22%)は中流部の土砂濃度(x=180m地点で約45%)に比べて低減されている。これは、緩やかな勾配によって土砂流の質が変化したことを示している。

最下流端(住宅地直近)に設置された土嚢の効果は図-9(c)および(d)により確認できる。土嚢によって下流部での土砂堆積が促進され、土嚢がない場合に比べてピーク流量、土砂濃度も低減された。とくに土砂濃度は10~12%程度まで減少しており、住宅地に(水は流入したと思われるが)土砂流入による顕著な被害は発生しなかったことを裏付けている。

V おわりに

ここでは斜面安定解析の結果から、被災斜面が地すべりに対してきわめて不安定で危険な状態であったことを指摘した。地すべり発生により正確な予知・予測には、それに加えて、土層内の浸透流の挙動を追跡し、水分状態の時間的変化を明らかにすることが必要不可欠であり、今後の検討課題としたい。

引用文献

- (1) 江頭進治ほか(1999) 姫川支川蒲原沢土石流のシミュレーション, 水工学論文集, **42**: pp. 919-924
- (2) 藤澤和載(2006) 沖縄県中城村北上原地区で発生した地すべり災害の概要, 土と基礎, **54(9)**: pp. 46-48
- (3) 宜保清一ほか(2006) 2006(平成18)年6月10日沖縄県で発生した北上原地すべりの調査報告, 日本地すべり学会誌, **43(2)**: pp. 94-97
- (4) 本田尚正・奥村武信(2006) 土石流の数値解析に基づく治山砂防施設の土砂流出調節機能の評価, 森林応用研究, **15(1)**: pp. 13-22
- (5) 産業技術総合研究所(2006) 5万分の1地質図幅「那覇及び沖縄市南部」
- (6) 新城俊也・小宮康明(1978) 乾湿繰返しによる島尻層泥岩の強度低下, 琉球大学農学部学術報告, **25**: pp. 307-323