

短報 (Note)

日影森で発生した地すべりの流動化機構の土質力学的検討

岡田 康彦^{1)*}、黒川 潮²⁾、浅野 志穂³⁾

Examining fluidisation mechanisms of Hikagemori landslide by means of soil tests

Yasuhiko OKADA¹⁾, Ushio KUROKAWA²⁾ and Shiho ASANO³⁾

Abstract

The Iwate-Miyagi Nairiku Earthquake in 2008 triggered a complex debris slide - earth flow on the east slope of Mt Hikagemori, Kurihara city, Miyagi prefecture. In-situ surveys revealed the travelled landslide-mass was mostly unsaturated, but near the sliding surface pore-fluid pressure was built-up with suspension of the fine soil particles. From the undrained cyclic-loading triaxial-compression tests on undisturbed samples, the measured internal friction angle was only about 18 degrees, the measured cohesion was as much as about 60 kPa, and a soil skeletal-collapse could take place in a case. In the flume experiments, the disturbed samples showed less mobility in the mass flows than the one expected from the Hikagemori landslide. However, the fluidisation and long travelling behaviour of the Hikagemori earth flow was likely attributable to the low internal friction angle, high pore-fluid pressure near the sliding surface with suspension of the fine soil particles, and soil skeletal-collapse generation.

Key words : Complex landslide, fluidisation, pore-fluid pressure, soil test

1. はじめに

岩手・宮城内陸地震(平成20年6月14日午前8時43分に発生、岩手県奥州市を震源地とする直下型地震、マグニチュードは7.2、最大震度6強)では、宮城県栗原市、岩手県奥州市を中心に、土石すべり、土石流、落石、岩盤崩落など大小種々のタイプの地すべりが発生した。ここで用いている用語「地すべり」は、英語のLandslideの訳語として使用しており、崩落、前方回転、すべり、側方流動、流れを包含するものである(佐々, 2003)。著者らは、地震発生後6日目の6月20日から現地調査にはいったところ、長距離を運動する流れタイプの地すべりにおいても、水と土石が渾然一体となったいわゆる土石流の他、運動する土砂が水で飽和するまでには至っておらず、不飽和の状態でも運動したアースフローや土石の流れが確認された。本報では、後者の一例である宮城県栗原市日影森東方斜面で発生した複合型の地すべりを対象に、三軸試験ならびに大型の水路を用いた土砂の流下実験を行った結果を報告する。

2. 日影森地すべり

日影森地すべりは、宮城県栗原市の日影森東方斜面(北緯:38度53分、東経:140度52分)で発生した複合型の土石すべり-アースフロー(Photo 1)である。未固結の軽石凝灰岩の上に溶結した凝灰岩がキャップロック状に乗っている斜面で発生しており、土石すべりの滑落崖は幅が約75m、高さが20m程度と大きく(Photo 2)、土塊をあまり乱すことなくスランプ状に運動していた。土石すべりの堆積幅は約120mであった。すべり面は、軽石凝灰岩層で形成されていた。大半の土砂は運動距離にして20m程度で停止したものの、土石すべりの左岸側の一部の土砂が流動化し、谷地形に沿って方向を変えながら約150m以上を流下した。Fig. 1は、アースフロー堆積末端部からアースフロー流走域、そして土石すべりの左岸側(左側方崖から10m程度内側)をコンパス測量により縦断測量した結果を示したものである。最後の直線部分約70mにおいては、その勾配が約10度以下と緩いものであった。アースフロー堆積域の末端では、先端の土砂が約25度の大きな勾配を持って堆積し

原稿受付:平成23年11月30日 Received 30 November 2011 原稿受理:平成24年2月2日 Accepted 2 February 2012

1) 森林総合研究所水土保全研究領域 Department of soil and water conservation, Forestry and Forest Products Research Institute (FFPRI)

2) 森林総合研究所関西支所 Kansai Research Center, Forestry and Forest Products Research Institute (FFPRI)

3) 森林総合研究所九州支所 Kyushu Research Center, Forestry and Forest Products Research Institute (FFPRI)

* 森林総合研究所水土保全研究領域 〒305-8687 茨城県つくば市松の里1 Department of soil and water conservation, Forestry and Forest Products Research Institute (FFPRI), 1 Matsunosato, Tsukuba, Ibaraki 305-8687, Japan, e-mail: okada10@ffpri.affrc.go.jp

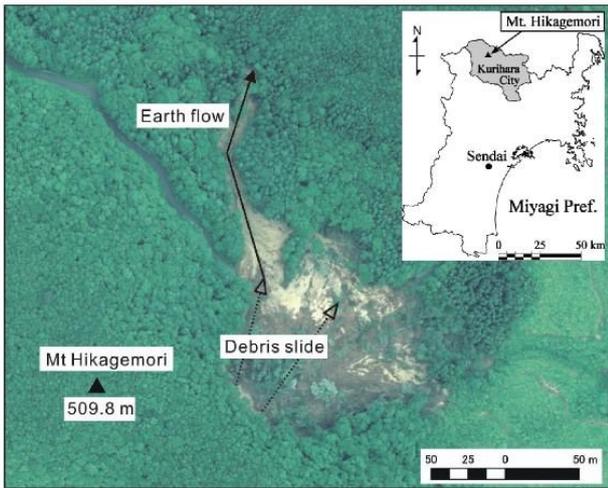


写真1 複合型の日影森土石すべり-アースフローのオルソ画像 (国土地理院ウェブサイト平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震情報集約マップよりダウンロードしたオルソ画像に加筆)



写真2 日影森地すべり . a) 土石すべり源頭部近傍、b) 滑落崖 .

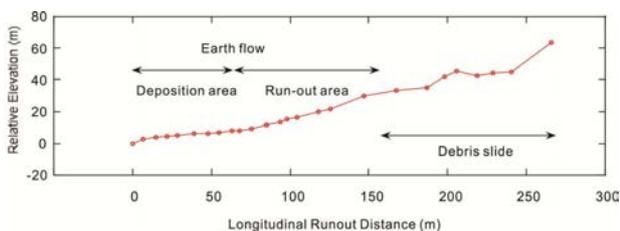


図1 日影森地すべりの縦断面図 .

ていた (Photo 3)。また、この末端部のすべり面近傍からは、泥水となって流出しその後沈積したと考えられる細粒土粒子の堆積が認められた。細粒土粒子の堆積層は厚さが 10mm 程度 (Photo 4) で、土砂堆積末端部から約 6m 先方にまで拡がっていた。流走域から堆積域において土砂が水で飽和した様子は認められず、それほど飽和度の高くない不飽和の状態で流下してきたと推定される。一方、土砂堆積先端部から滲出した細粒土粒子の堆積層からわかるように、すべり面近傍ではせん断変形に伴い細粒土粒子が間隙水に浮遊し、このことにより間隙流体圧が上昇していたと推定可能である。土砂の運動が停止し圧力の開放が進行するに従って浮遊していた細粒土粒子が滲出し堆積したというわけである。なお、運動土砂の多くは不飽和状態であったと推定されるものの、地震発生6日後の時点で水を多く含む場所も一部露出しており、この部分を足で踏み付け軽い振動を与えると容易に液状化して流体状へと変化することが確認できた (Photo 5)。



写真3 日影森地すべり (アースフロー) の堆積末端の様子 . 測量ポールの奥が不飽和土砂で約 25 度程度の急勾配で停止している . 手前にはすべり面より滲出した細粒土粒子の堆積が認められる .



写真4 日影森地すべり (アースフロー) のすべり面より滲出した細粒土粒子の堆積層 (約 10mm の厚さと認められる) .



写真5 日影森地すべり（アースフロー）の流走域下端付近で認められた容易に液化化する土砂の様子。

3. 三軸試験

3-1 試験概要

日影森地すべりの流動化機構を力学的に検討するために、三軸試験を行った。三軸試験は、ゴム膜で囲った円柱状の供試体を水圧により圧密し、その後、鉛直軸方向に荷重を載荷して供試体を破壊させる土質試験である。滑落崖の軽石凝灰岩層を整地し、真鍮のチューブ管を地山に直接押しこむことにより不攪乱の試料を採集した。これらの試料を研究室に持ち帰り、適宜トリミング作業を行うことにより、直径50mm、高さ100mmの三軸試験用供試体を作成した。なお、試料の平均粒径は $D_{50}=0.32$ mm、均等係数 $U_c=18.9$ ($D_{10}=0.028$ mm、 $D_{60}=0.53$ mm)、土粒子密度は $\rho_s=2662$ kg/m³であった。15kPaの拘束圧の下、水頭差約0.3mの状態ですら3時間から最大12時間かけて水を供試体に循環させた。所定の初期拘束圧で圧密した後、非排水条件下で正弦波1Hzの荷重を鉛直軸方向に30波載荷することとした。供試体が破壊しない場合は、波形の振幅を大きくした上でさらに30波載荷させた (Table 1)。軸歪みが15%を越えたら載荷を停止させた。

3-2 試験結果・考察

Fig. 2は、試験TT-Aで得られた応力径路を示している。間隙圧係数B値 (Skempton, 1954) が0.35と小さく供試体の飽和度が低い試験TT-Aでは、間隙流体圧の大幅な上昇や急激な強度低下は認められなかった。一方、破壊包絡線が確認でき、内部摩擦角にして約18度、粘着力成分が約60kPaを示した。試験TT-Bでは、若干の強度低下が認められたものの、間隙流体圧値については試験TT-A同様、大幅な上昇は確認されなかった。供試体の間隙比が一番大きかった試験TT-Cの応力径路をFig. 3に示す。動的載荷軸荷重の振幅が小さい場合は試験TT-A、試験TT-B同様間隙流体圧の上昇ならびに強度低下とも認められなかった。しかし、載荷軸荷重の振幅を大きくしていったところ、間隙流体圧が極端に上昇することなくせん断強度が一気に低下した。これは、軸荷重が動的に載荷され供試体が軟化していく過程で土粒子骨格の構造破壊が生じたものと推定される。このことから、間隙比や飽和度、応力条件によっては構造破壊による強度低下が発生する可能性が示唆された。

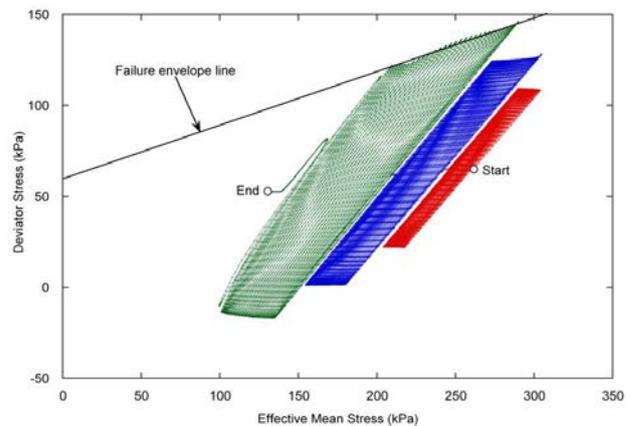


図2 試験TT-Aで得られた有効応力径路図。

表1 動的載荷三軸試験の試験名および条件

| | 間隙比 | B 値 | 拘束圧, 初期有効平均 1Hz 正弦波形軸荷重の振幅 (N) | | | | |
|------|-----|------|--------------------------------|------------------|-------------|-----|---------|
| | | | σ_3 (kPa) | 応力, p'_0 (kPa) | (30 サイクル載荷) | | |
| TT-A | 2.1 | 0.35 | 200 | 260 | 196 | 294 | 392 |
| TT-B | 2.2 | 0.43 | 175 | 214 | 172 | 257 | 343 |
| TT-C | 2.5 | 0.56 | 100 | 115 | 98 | 147 | 196 294 |

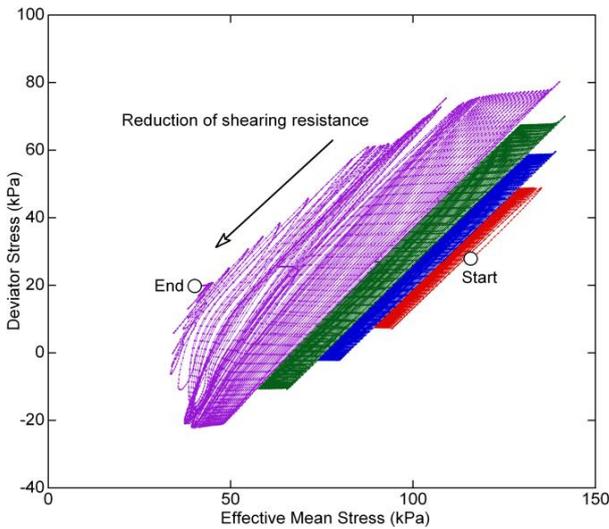


図3 試験 TT-C で得られた有効応力径路図。

4. 大型水路を用いた流下実験

4-1 実験概要

土砂が流下する際の間隙流体圧の上昇や運動距離を検討するために、大型の水路模型 (Fig. 4、岡田・落合, 2007、Okada and Ochiai, 2008) を対象に 0.6m³ の攪乱サンプルの流下実験を行った。水路は、幅 0.6m、全長が 9m で、このうち 5m は勾配可変となっている。水路底面には、粗度を与えるために、粒径 0.4mm から 2.0mm の砂を密に吹き付けたシートを貼り付けた。勾配可変部の端部 1m には水密のゲートが設置されており、供試体の下部から水を徐々に注入することにより 0.6m³ の飽和供試体を作成可能な仕様となっている。水密のゲートは油圧によりコントロールされている。ゲートの上下に設置されたピンを油圧により抜き去ることにより、観音開き方式でゲートは一気に開放され、水を含んだ土砂供試体が傾斜水路を流下する仕組みである。源頭部付近より採取した約 2m³ の軽石凝灰岩の攪乱試料を対象に、2 回の流下実験を行った (Table 2)。

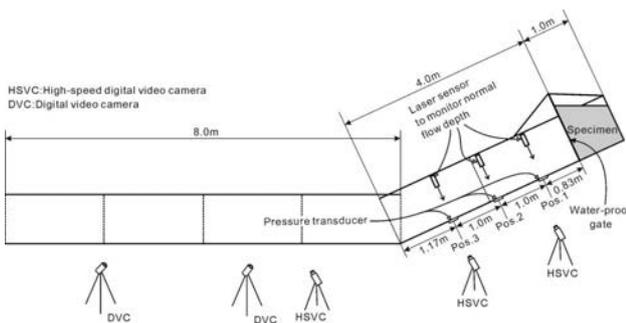


図4 土砂の流下実験に用いた大型模型水路の模式図。

表2 土砂流下実験の実験名および条件

| | 間隙比 | 供試体の飽和程度 | 等価摩擦係数 |
|------|-----|--------------|--------|
| FE-A | 3.1 | 下方半分程度まで水を浸潤 | 0.545 |
| FE-B | 2.9 | 全層水を浸潤 | 0.256 |

4-2 実験結果・考察

2章で述べた通り、日影森地すべり (アースフロー) はすべり面近傍では間隙流体圧が上昇したものの、運動土砂の大半は不飽和の状態で流下したと推定される。そこで、0.6m³ の供試体の内、下方半分程度が水で飽和するように供試体を作成した (実験 FE-A)。水路の勾配を 30 度に設定して流下させたところ、土砂は 30 度傾斜の水路上で減速し、土砂の主体はゲートから 2.5m 以内で停止した。また傾斜水路の底面で計測した圧力水頭値とその時の流動深の関係を調べても、過剰な圧力の上昇は認められなかった。香川 (1978) によると、模型を用いた実験では、原型に対する模型の比と等しくなるよう実験試料の粘着力を小さくして実験を実施する必要がある。しかし、粘着力を小さくして実験を実施するのは困難であるため、当該実験ではこの点を考慮しなかった。前章の三軸試験結果によると、実験に用いた軽石凝灰岩の粘着力は大きく、上記の影響が強く顕れたことにより長距離運動は発生しなかったものと推定した。なお、計測された等価摩擦係数は 0.545 と大きな結果になった。

続いて、実験 FE-B では、0.6m³ の供試体全てに水を循環させた上で、実験 FE-A 同様 30 度水路を流下させた。Fig. 5 は、傾斜水路上のポジション 1 (Fig. 4 参照) で計測した圧力水頭値とその時の流動深の関係を示している。約 27 秒時に、流下土砂が計測ポイントを通りはじめ約 27.5 秒までの間、圧力水頭値が流動深を上まわる結果が得られた。この間、流下土砂の底面付近では、高い間隙流体圧力が発生していたと考えられる。一方、経過時間が約 30 秒から 36 秒までにおいては、圧

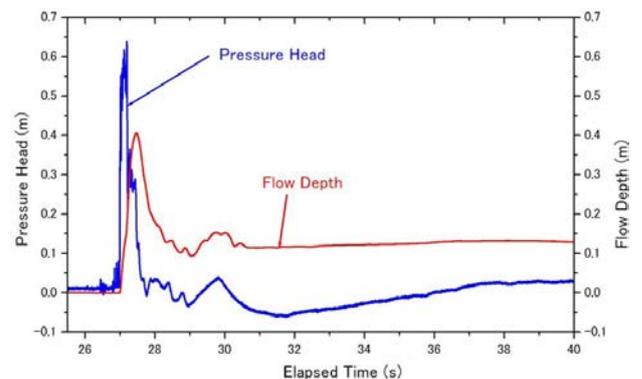


図5 実験 FE-B において計測された圧力水頭と土砂の流動深の関係。

力水頭値は負の値を示している。これは、供試体作成時に水路底面から水を3時間以上かけて徐々に注入したものの、供試体全体として飽和状態とまでは言えない不飽和の状態であったことが主因と考えられる。飽和度の低い部分が残存し流下過程でこの部分に間隙水が引っ張られ、また、傾斜水路に残留する土砂と流下を続ける土砂があったためその過程で体積膨張による引張応力が生じたと推定される。

一部の土砂は傾斜水路に堆積したものの、一方で流下した土砂の一部は傾斜変換点を越えて水平水路上を最大で6.6m運動した。中速デジタルビデオ(60フレーム毎秒)で撮影した画像を確認したところ、飽和度の低いブロック状の土砂が、泥水を底面にして水平水路を滑らかにすべった後に停止していた(Photo 6)。この土砂は、傾斜水路を流下する際は先頭付近に位置しており、水平水路に到達した後、分離しながら運動して停止していた。泥水は、細粒土粒子が浮遊していることを意味し、見かけ上の密度が上昇して水路底面の流体圧上昇に寄与していると考えられる。FE-Bでは、計測された等価摩擦係数は0.256と小さく、水が充分含まれておりすべり面近傍の流体圧が上昇した状態であれば高い流動性を示すことがわかった。

本実験は、国内最大級の水路を用いてはいる。しかし、特にFE-Aの結果では、今回対象とした軽石凝灰岩のような粘着力成分の大きな材料については、実際の斜面で発生している流下土砂の長距離運動を再現することが困難であることが示された。一方、試料に水が充分含まれており、すべりが生じている近傍の間隙流体圧が高い場合(実験FE-B)は、土砂の一部が高い流動性を示し長距離運動する可能性を示す結果が得られた。この結果は、不飽和の土砂を主体とする日影森地すべりの長距離運動を直接的に再現するものではないが、すべり面近傍の飽和土砂で発揮される摩擦係数が低下して長距離運動を引き起こす可能性を示唆するものである。



写真6 実験FE-Bにおいて水平水路上を運動し堆積したブロック状の土砂の様子

5. まとめ

2008年岩手・宮城内陸地震により発生した日影森地すべりは、複合型の土石すべり—アースフローであった。堆積域末端の土砂が約25度の比較的大きな勾配で停止していたこと、すべり面近傍から細粒土粒子が滲出して堆積していたことから、アースフローの大半の土砂は水で飽和していない状態で流下しているものの、すべり面近傍では細粒土粒子の浮遊にともなう間隙流体圧が上昇して強度が低下し、長距離運動を引き起こしたものと推定された。この複合型地すべりの流動化機構を調べるために、不攪乱試料を対象に動的載荷三軸試験を実施した。計測された内部摩擦角は約18度と小さく、また、粘着力成分が60kPa程度と大きいこと、間隙比や応力条件によっては土粒子骨格の構造破壊により強度低下する可能性が示された。土砂の長距離運動を再現することを目的に大型の水路模型を用いて土砂流下実験を実施したところ、水での飽和を試みた供試体では、一部の土砂が長距離運動することが示された。このことは、不飽和土砂が大半の日影森地すべりの長距離運動を実験的に直接再現するものではないものの、すべり面近傍に水が十分に含まれていれば間隙流体圧が上昇して強度低下が起こり、土砂が長距離運動する可能性を示唆するものである。

6. おわりに

本研究は、岩手・宮城内陸地震によって発生した土砂災害の特徴と発生機構に関する研究(森林総合研究所運営費交付金プロジェクト、課題番号:200810)によって実施した。研究を推進するにあたり、森林総合研究所の加藤正樹研究コーディネータ(当時)、落合博貴研究領域長(当時)、村上亘主任研究員、ならびに松浦純生教授(京都大学防災研究所)には種々のご助言・ご協力を頂いた。また、三森利昭チーム長(当時)を筆頭に当該プロジェクト構成メンバーには、数度にわたるディスカッションで有意義な意見を頂戴した。記して謝意を表します。

引用文献

- 香川崇章(1978)土構造物の模型振動実験における相似則,土木学会論文報告集, **275**, 69-77
- 岡田康彦・落合博貴(2007)土砂流下実験における間隙水圧の動的変化と流下土砂の運動特性,日本地すべり学会誌, **43**(5), 283-293
- Okada, Y., Ochiai, H. (2008) Flow characteristics of 2-phase granular mass flows from model flume tests, *Engineering Geology*, **97**, 1-14
- 佐々恭二(2003)砂防学と地すべり研究の学際的发展と国際化,砂防学会誌, **55**(5), 1-3
- Skempton A, W. (1954) The pore pressure coefficients A and B. *Géotechnique*, **4**, 143-147.

