March. 2017 (平成29年3月)

Annual Report of the Division of Watershed Management, Research Institute for Natural Hazards and Disaster Recovery, Niigata University

# 流域保全学研究部門

年報 第3号(2016)

特任教授 丸井英明 Prof. Hideaki MARUI 特任准教授 水野正樹 Assoc. Prof. Masaki MIZUNO

新潟大学災害·復興科学研究所 流域保全学研究部門

Division of Watershed Management, Research Institute for Natural Hazards and Disaster Recovery, Niigata University

### 目 次

- Ⅱ 主な委員会・研究会・シンポジウム・講習会

  - 2-2 2016年6月24日 森林部門技術士会 森林土木セミナー
     治山技術の歴史を学ぶ -オーストリアからの近代技術の導入-における講演……… 13
     (丸井)

  - 2-5 2016年11月12日 自然災害危険度分析と警戒区域設定に関する国際シンポジウム
     "International Symposium on Natural Hazard Analysis and Hazard Zoning"の開催… 19
     (丸井、水野)
- Ⅲ 研究成果資料

| 3 - 5  | Geschiebe- und Murkatastrophen in Japan : Uberblick und aktuelle Ereignisse,      |     |
|--------|---|-----|
|        | Sediment and debris flow disasters in Japan: Overview and actual events           | 127 |
|        | HIDEAKI MARUI, Zeitschrift fur Wildbach-, Lawinen-, Erosions- und Steinschlagschu | ıtz |
| 3 - 6  | INSTRUCTION AND ESSENTIAL OUTPUTS OF THE  |     |
|        | CROATIAN-JAPANESE RESEARCH PROJECT ON LANDSLIDES                                  | 143 |
|        | Hideaki Marui, Eisaku Hamasaki, Gen Furuya, Proceeding of the GEO-EXPO            |     |
|        | 2016, Banja Luka, Geotechnical Society of Bosnia and Herzegovina                  |     |
| 3 - 7  | 衛星干渉SARによる長野県稲子岳山体移動エリアの抽出と確認   |     |
|        | 一南海トラフ地震時の稲子岳崩壊による千曲川埋没災害の可能性―  | 153 |
|        | <b>水野正樹</b> ,王純祥,権田豊,西川大亮,日本地すべり学会新潟支部  |     |
| 3 - 8  | 大規模土砂移動の影響範囲の予測と対策手法の整理   | 159 |
|        | 今泉文寿,逢坂興宏,堤大三,宮田秀介,中谷加奈,権田豊,福山泰治郎,  |     |
|        | 篠原慶規, <b>水野秀明</b> ,原田紹臣,水野正樹,平成28年度砂防学会研究発表会概要集                                   |     |
| 3 - 9  | ネパール地震のALOS-2画像を用いた大規模崩壊及び天然ダムの判読抽出手法の検討  | 161 |
|        | 岡本敦,長井義樹, <b>水野正樹</b> ,佐野寿聰,屋木わかな,鵜殿俊昭,鈴木崇,                                       |     |
|        | 江川真史,佐藤匠,平成28年度砂防学会研究発表会概要集   |     |
| 3 - 10 | 長野県稲子岳斜面崩壊危険度評価手法の確立に向けた検討  | 163 |
|        | 王純祥, <b>水野正樹,</b> 権田豊, <b>丸井英明</b> :平成28年度砂防学会研究発表会概要集                            |     |
| 3 -11  | 衛星干渉SARとGPS測量による長野県稲子岳山体移動エリアの抽出事例  | 167 |
|        | 水野正樹, 王純祥, 権田豊, 西川大亮, 平田育士, 平成28年度砂防学会研究発表会概要                                     | 集   |
| 3 -12  | Search for landslides of initial slight movement before a disaster using          |     |
|        | satellite DInSAR ·····  | 169 |
|        | Masaki Mizuno, Jyoko Kamiyama, Masafumi Ekawa, Hideaki Marui, Kazuo               |     |
|        | Yoshikawa, Daisuke Sango, Shunichi Kusano, Daisuke Nishikawa, Ikushi Hirata,      |     |
|        | the INTERPRAEVENT 2016 in Lucerne, Switzerland                                    |     |
| 3 - 13 | 衛星干渉SARによる長野県稲子岳山体移動エリアの抽出と確認評価   |     |
|        | 一南海トラフ地震時の稲子岳崩壊による千曲川埋没災害の可能性―  | 171 |
|        | <b>水野正樹</b> ,王純祥,権田豊,西川大亮,八ヶ岳大月川岩屑なだれと天然ダムの地形を探                                   | 3   |
|        | -887年の五畿七道地震による天然ダムと303日後の決壊-シンポジウム,砂防学会巨大  | (深  |
|        | 層)崩壊の高精度編年研究会   |     |
| 3 - 14 | 深層崩壞前微動土塊の干渉SAR広域探索調査・崩壞危険度評価手法の確立に向けた検討  | 181 |
|        | 水野止樹, 土純祥, 権田豊,   |     |
|        | 一般財団法人砂防・地すべり技術センター平成28年度砂防地すべり技術研究成果報告会  |     |
| 3 - 15 | 質点糸ダンパーモデル(LMDM)による地すべり変位量予測法 一解析手法と事例—   | 213 |
| 0 14   | 濱崎英作・ <b>丸</b> 井英明・古谷元, 牛報第3号投稿論又   |     |
| 3 - 16 | 新潟県中越地震により芋川流域に発生した地震地すべりの地形変化と   | 015 |
|        | すべり面付近の地貨的特徴・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・                                  | 317 |
|        | 山 達 尿   | 第3  |
| 0 17   | 万权偷禰乂   |     |
| 3 - 17 | 地辰地9 ハリにわりる小貨と地 強 (加)との () () () () () () () () () () () () ()                    | 117 |
|        | ~利侮乐中感地力于川孤夷での快討事例~   | 447 |

相楽渉・肥塚高之・丸井英明・山邉康晴・綱木亮介・森下惇、年報第3号投稿論文

### 3-15 質点系ダンパーモデル(LMDM)による地すべり変位量予測 法 一解析手法と事例—

濱崎英作・丸井英明・古谷元,

年報第3号投稿論文

Final 1

新潟大学復興科学研究所年報(平成28年 - 2016 - )

## 質点系ダンパーモデル(LMDM)による地すべり変位量予測法 - 解析手法と事例-

Prediction method of landslides displacement using

Lumped mass damper model(LMDM)

- Theory and analytical examples -

濱崎英作\*<sup>1</sup> · 丸井英明\*<sup>2</sup> · 古谷元\*<sup>3</sup>

Eisaku Hamasaki · Hideaki Marui and Gen Furuya

\*1 (株)三協技術・(株)アドバンテクノロジー

\*2 新潟大学 災害・復興科学研究所

\*3 富山県立大学 工学部

Final 2

目

次

| 要旨  | naga     |
|---|----------|
| 1.はじめに  | 1        |
| 2. モデル式   | 4        |
| 2.1 運動方程式の誘導  | 4        |
| 2.2 地すべり速度と時間依存性  | 7        |
| 2.3 モデル挙動   | 8        |
| 3. 事例解析   | 9        |
| 3.1 水位変動との変動量応答事例   | 9        |
| 3.1.1 コスタニェック地すべり(Kostanjek Landslide)                                  | 9        |
| 3.1.2 口坂本地すべり   | 15       |
| 3.1.3 平山地すべり  | 20       |
| 3.1.4 狼沢地すべり<br>  | 24       |
| 3.1.5 地獄山地すべり<br>   | 28       |
| 3.1.6 深日涌地すへり<br>2.1.7 LIU地ナごね  | 32<br>25 |
| 3.1.7 上川地すべり<br>2.1.9 美徳地士ごり  | 30       |
| <ul> <li>3.1.0 晋徳地り、り</li> <li>3.9 タンクエデルな上び実动雨島注に其べく亦動島敏振車例</li> </ul> | 30<br>49 |
| 3.2 グラクモアルわよび天効府重仏に塗って後期重府付ず例<br>3.9 1 追な保地すべり                          | 42<br>42 |
| 3.2.2.1 追欠休地 y マゾ<br>3.2.2 地 附山地 すべり                                    | 48       |
| 3.2.3 大塔村地すべり   | 54       |
| 3.2.4 上益城地すべり   | 59       |
| 3.3 地形改変で変動した事例   | 62       |
| 3.3.1 滝野地すべり  | 62       |
| 3.3.2 現地載荷実験地すべり  | 66       |
| 3.3.3 トンネル坑口地すべり  | 71       |
| 3.4 ダム湛水での破壊事例  | 76       |
| 3.4.1 バイオント地すべり   | 76       |
| 4. 考 察  | 81       |
| 4.1 解析結果の適合性の総括   | 81       |
| 4.2 LMDM の適応性   | 82       |
| 4.3 レオロジーモデルへの展開  | 84       |
| 4.4 ダンピング係数とすべり面強度  | 85       |
| 4.5 限界ひずみと自律的破壊過程   | 86       |

| 5 解析方法          | 89 |
|-----------------|----|
|                 | 00 |
| 5.1 モデル化のための準備  | 89 |
| 5.2 モデル化の手順     | 90 |
|                 | 01 |
| 0. まとめ 及い 今夜の硃闼 | 91 |
| 6.1 まとめ         | 91 |
| 6.2 今後の課題       | 92 |
| あとがき            |    |

参考文献

#### 要 旨

地下水や降水量,あるいは人為活動(切土・盛土など)の諸要因が刻々と変化するなか不安 定化していく地すべりに対し,その移動速度・累積移動量を予測可能な物理モデルの構築は重 要な課題の一つである。

本研究では、2016 年に著者らにより提唱された、"粘性ダンパーを応用し地すべり変位速度 を予測する簡易モデルとしての質点系ダンパーモデル(Lumped mass damper model, LMDM, 濱 崎・丸井ほか、2016)" について総括し、多くの解析事例をもとにその妥当性や適用範囲など の問題を様々な視点から検討した。

濱崎・丸井ほか(2016)が示した LMDM は,運動方程式を構築する前提として安定解析(例 えばフェレニウス法)で計算されるせん断抵抗力(*R:Resistant Force*)と滑動力(*D:Driving Force*) に着目して計算する簡便なモデルで,時刻列毎に地すべり変位速度を出して,それに基づき累 積移動量を解析する手法である。

フェレニウス法などの簡易な安定解析式や簡易 RBSM 法では斜面安全率(Fs)は Fs = R/Dで与えられる。LMDM はこの  $R \ge D$ を用い運動方程式の前提となる斜面下方への力(Downward Force: F = D - R, F > 0)を計算し、この下方力(F)に対する減衰項として速度(v)に比例して抵抗するすべり面上の粘性ダンパー( $k = Cd \cdot A$ )を適用して計算される。運動方程式からは最終的な一般式が導かれる。その結果、移動速度(v)は

$$v = \frac{F}{A \cdot Cd} (1 - e^{\frac{-A \cdot Cd}{m} \cdot t})$$
 で与えられる。

exp 項は下方力 F が増加しても瞬く間に 0 に収束するので最終的に最も簡便な式として

 $v \approx \frac{F}{A \cdot Cd}$  が得られる。ここでAはすべり面面積, Cdはダンピング係数

本論では、その上記の運動方程式の解き方と LMDM モデルによる解析手法を示すと共に、 同モデルの実用性・応用性について多くの解析事例を基に述べる。実施した解析事例では、ま ず、地下水位変動データと移動量データのある 8 ケースと、水位変動データは無いものの降水 量気象データからタンクモデルや実効雨量を使って水位変動を推定し、その上で移動速度を求 めるケースとして 4 箇所の事例を紹介した。さらに切土・盛土・トンネル掘削などの地形改変 で変位した 4 事例、最後にダム湛水によって巨大な斜面が破壊・崩壊し多くの人命を奪ったバ イオントダム (Muller, 1964) 背後の崩落事例を検証して示した。 これら都合 16 ケースについては LMDM で検討した結果の成否を含め、その妥当性について 述べた。

最後に、本モデルの適用範囲や改良・発展の可能性についても触れた。

著者 2016/2/15

Final 5

> 物理則に基づいた地すべり変位速度の予測モデル式の開発は、地すべり対策工の設計方法が 性能設計に移り変わろうとしている近年における重要課題の一つである。すなわち目標性能と して地すべりの移動量や移動速度が重要な判断基準となる地すべり斜面があれば、その地すべ り変位速度・移動量の予測モデルの開発は必趨課題といえる。

> 地すべり変位量に関しては、例えば地震時応答から円弧すべりを用いて残留変位量を推定するニューマーク法(Newmark, 1965)などがある。また FEM の地震時応答解析での地すべり変位、応力を推定する方法も幾つか報告されている(例えば、若井ほか、2008)。地すべり変動方向についてだけみれば、斜面安全率のみならず相対変位を解析する手法として簡易3次元 RBSM 法などが開発されている(濱崎ほか, 2005)。

> 物理則を考えるとき、もっとも活用度の高い予測モデルは地下水位応答に対応した地すべり 変位モデル式である。日本において古くは、谷口(1957)が地下水位の地すべり移動速度に及ぼ す影響について塑性すべりの運動方程式から最終的に地下水位と対応する速度式を導き、2現 場事例で地すべり速度と水位の関係を示すノモグラムを示した。残念ながら、論文で示された 常数の幾つかは実験で求める必要があり本式が実用化されるには至っていない(濱崎・丸井ほ か、2016)。

> 近年では降雨や地下水位の変動に関連し移動量・移動速度に着目した論文には榎田ほか (1994),山田ほか(2000),神原(2004)などがある。このうち榎田ほか(1994)は、地下水圧 の時系列変化を考慮して移動量を予測する単純斜面モデルを示した。このモデルにおける弾性 係数の効果を小さい(もしくは 0)ものと見立てたときの近似的な考え方は、基本的には筆者 らの v≈F/A・Cdにほぼ一致することがわかる。1990年代前半頃までは手動計測が主流で自動・ 半自動での地下水データが多くなかった頃に欠測値をΨ関数モデル(榎田,1992)などで水位 を補間しながらモデル化されたことは特筆すべきである。その後に増加した自動計測による地 すべり水位とモデルとの比較が進みさらに多くで検証されていれば、地下水応答運動モデルと してこの手法が一般化されていった可能性が高かったのではないかと思われる。

> また山田ほか(2000)は地下水位との応答事例を集めその変動挙動で幾つかのパターンがあることを示した。神原(2004)は4段直列タンクモデルの貯留高さ・孔内水位・移動速度に相関性を認めレオロジー的考察を行うとともに、1次クリープ的な地すべり変位速度の指数関数的低減現象を報告している。

FEM などの数値解析式でも弾粘塑性モデル等による速度再現に関する幾つかの報告がある (藤井ほか(1995), Ishii et al. (2011))。このうち藤井ほか(1995)は速度ひずみが弾性ひずみ 速度と粘塑性ひずみ速度の和によって得られるものとし,表した粘塑性ひずみ速度式中の流動 性パラメーター(γ: day-1)の重要性を述べた。ただしγが持つすべり土塊内での物理的意味 や試験方法が明確ではなく本モデルが未だ一般化され使用されるには至っていない。また Ishiii et al (2011)は盛土載荷実験でもとめた地すべり変動の観測値を FEM 弾粘塑性モデルで

-217-

再現しようと試みている(濱崎ほか,2016)。

Final 6

> 他方,地すべりの最終崩落刻の予想手法としては,斉藤式(1987),福囿式(1990)がある。 これらは変位スピードを時刻列で収集解析することで滑落を予測するモデルであり,実際に現 場での適用事例も多い(木村ほか,2006)。しかし,これらの式は斜面形状や物性,地下水上 昇などを考慮した物理モデルではない。結果として3次クリープの終局段階での適用には安全 側の予測モデルとして意義があるものの2次クリープ前段階での使用には未だ問題が多い。な お、土屋・大村(1988)は斉藤式,福囿式を含め,その時点での斜面崩壊時刻のいくつかの予 測式とその力学的特徴について総括した。その後,林・川邊(1995)は斜面崩壊の加速モデル を摩擦抵抗の減少と粘性抵抗の増大という二つの機構から説明した。式は三つの仮定を設け, 第3次クリープの最初から崩壊に至るまでの地すべり運動の基本式を導いている。また笹原・ 酒井(2014)は崩壊発生前の任意の時刻までの計測データから、「地下水位〜地表面変位」の 回帰式、「時間〜地下水位」の回帰式を作成し、それらを組み合わせて「時間〜地表面変位」 予測式を作成する方法を提示している。

> 本論文では、地下水上昇に限らず盛土、切土、トンネル掘削、ダム湛水などのあらゆる原因 から引き起こされる地すべりの移動現象に対応可能なモデルを構築した。ただし、その時系列 での地すべり移動量を簡単に解析するために質点系モデルを用いて検討している。

> ここで言う質点系モデルとは、フェレニウス法などで用いられる滑動力(D)と抵抗力(R) を用いるもので、安全率(Fs)であれば Fs=D/Rであり、R は粘着力(c')と内部摩擦角( $\phi$ ') によってコントロールされるものである。本モデルを構築して行く過程で結果として変位速度 (v)や移動量(X)をコントロールする要因として粘性ダンパーがもっとも大きな役割を果たす ことがわかった。

> また本論文では、粘性ダンパー(k)を $k=A \cdot Cd$ とおいて進める。ここでAはすべり面面積(断面ではすべり面長さ)、Cdは粘性ダンピング係数(以降、ダンピング係数とする)で、実際は粘度( $\mu$ )とすべり帯~すべり面の厚さ(t)の積である。ただし本報告におけるモデル定式化や事例解析では、Cdのみを採用し、あえて粘度( $\mu$ )と厚み(t)を用いた表現を避けた。その理由はすべり(粘土、剪断帯、ゾーン)の厚さに関し広がりを含め正しく把握できる現場は多くなく、地すべり速度、移動量を予測するモデルの作成段階で、すべり面やせん断帯の層厚を議論するのは早計である、との認識からである。

2章以降に、モデル式の導き方、事例解析、その利点や今後の課題、さらにはモデル化の手順の検討などを記す。なお、ここで対象とする地すべりは狭義の「地すべり」が対象で、表-1の大八木(2004)のスライド(Slide)に定義されるものである。すなわち最終滑落段階は別にして初期段階では非常にゆっくりと運動する 30m幅を超える規模の"スベリ"挙動をもつもので表層崩壊やトップリング等の岩盤崩壊は含まないことを記しておく。

表-1 大八木 (2004) による地すべりの分類 Typical Scale (Width : m) Velocity Velocity velocity Description class <u>1</u>0<sup>2</sup> (/s ~/yr) (*mm/s*) <u>10</u>-1 <u>10</u><sup>3</sup> <u>10<sup>4</sup></u> 10 Extremely 7 Rapid 5 × 10<sup>3</sup> 5m/sec Very Small and Rapid Large and Rapid 6 Rapid ex. Fall ex. Sector collapse-5 × 10<sup>1</sup> 3m/min 5 Rapid 5 × 10<sup>-1</sup> -- 1.8m/hr 4 Moderate 5m/day 5 × 10<sup>-3</sup> Large and Slow 3 Slow Small and Slow 5 × 10<sup>-5</sup> - 1.6m/yr ex. Shallow Creep 2 Very Slow ex. Slide 5 × 10-7 -– 16mm/yr Extremely 1

slow

#### 2. モデル式

Final 8

#### 2.1 運動方程式の誘導

地すべりの安定解析手法としては濱崎(2011)が述べているように、2次元ではフェレニウス法の他に厳密解~準厳密解法としてのモルゲンシュタイン・プライス法、スペンサー法、ヤンブー法、2次元 RBSM 法などが、また3次元ではホフランド法、簡易3次元ヤンブー法(鵜飼、1987)、簡易3次元 RBSM 法(濱崎、2005)等がある。

濱崎・丸井ほか(2016)は、細かな妥当性は別として、これら計算式のなかですべり面上での表面力の計算が明確な式である矩形傾斜台モデル(図-2.1)やフェレニウス法、さらには簡 易型 RBSM 法などを用い地すべりの移動速度を導く手法として *LMDM*(Lumped mass damper model: 質点系ダンパーモデル)を提案した。すなわち、濱崎・丸井ほか(2016)は、これらの安定計算式から得られる時系列のせん断抵抗力(*R*)と滑動力(*D*)、さらに速度に比例して抵抗する粘性ダンパー(*k*)から時系列の地すべり変位速度(*v*)と変位量(*X*)を導く運動方程式を導いた。図-2.1 に運動モデル図を示す。



図-2.1 ダンパーを有す地すべりの運動モデル

ここに,

- F:x 方向の下向きの下方力(kN)
- D:滑動力(kN)
- *R*: せん断抵抗力(kN)
- *m*:移動体の質量(kg)
- A: すべり面の面積 (m<sup>2</sup>) ただし断面ではすべり面長さ (m<sup>2</sup>, m 当たり)
- *θ*:斜面勾配(°)

< 4 >

t:時間(sec)
 v:速度(m/sec)
 a:加速度(dv/dt: m/sec<sup>2</sup>)
 Cd: すべり面の粘性抵抗係数(kN・sec/m m<sup>2</sup>当たり)
 この先これをダンピング係数と呼ぶ。

ここで、下方力 F は以下で求められる。 F=D-R ······(1)

但し, R>Dのとき F=0

尚,地すべりの滑動速度を制御するために運動方程式に減衰項を加える。ここでは、すべり 面(A)付近に存在する速度(v)に比例して減衰力を発揮するダンパー(k)を用いる。ダンパー (k)は、単位面積当たり粘性抵抗係数(Cd)とすべり面面積(A)との積とする。 すなわち、

上記より減衰力は k·v となる。よって、運動方程式は下記の通りとなる。

 $m\alpha = F - k \cdot v$  (3)

(3)式の両辺を*m*で割る。また 加速度 $\alpha$ は $\alpha = dv/dt$ であるので,

 $\frac{dv}{dt} = \frac{F}{m} - \frac{k}{m} \cdot v \tag{4}$ 

ここで仮に、G = F/mとする。よって、(5)式となる。

$$\frac{dv}{dt} = G - \frac{k}{m} \cdot v \qquad (5)$$

(5)式を変数分離形にすると、(6)式が得られる。

(6)式の両辺を積分すると,

(7)式は積分公式より、(8)式となる。ここで C<sub>1</sub>は積分定数である。

$$\log \left| v - \frac{m \cdot G}{k} \right| = -\frac{k}{m} \cdot t + C_1 \qquad \dots \qquad (8)$$

(8)式の両辺の指数をとり、vを左辺として整理すると、(9)式を得る。

$$v = \pm e^{C_1} \cdot e^{\frac{-k}{m} \cdot t} + m \cdot G/k$$
(9)

ここで、 $C_2 = e^{c_1}$  ( $C_2$  は積分定数)。また、斜面下方にしか地すべりは移動しないので速度 条件  $v \ge 0$  より、

$$C_2 = -\frac{m}{k} \cdot G \tag{11}$$

よって, (12)式 が得られる。

$$v = \frac{m \cdot G}{k} (1 - e^{\frac{-k}{m} \cdot t}) \tag{12}$$

G = F/m および(2)式の  $k = A \cdot Cd$  と(12)式から, 最終的に地すべり速度 v の一般解(13)式が得られる。

$$v = \frac{F}{A \cdot Cd} \left(1 - e^{\frac{-A \cdot Cd}{m} \cdot t}\right) \tag{13}$$

(13)式が *t*時間後の地すべり移動体の速度である。ただし *Cd* は極めて大きい値であるので 2.2 項で述べるように瞬時に  $e^{\frac{-L\cdot Cd}{m}t} = 0$  となる。よって,一般解(13)式は近似的に(14)式 となる。

$$v \approx \frac{F}{A \cdot Cd}$$
 (14)

すなわち,この式は"地すべりの下方力が正 (F≥0)の時,移動速度 v は F に比例して増減 する"という重大な意味を持つ。

#### 2.2 地すべり速度と時間依存性

先に示した(13)式の括弧内二番目の項 $e^{\frac{-A\cdot Cd}{m}}$ の意味するものについて考察する。 まず,

ここで、図-2.1 の矩形の質点モデルに対し重力加速度 g=9.8m/sec<sup>2</sup> として m=1,800,000kg, A=100m<sup>2</sup>、 $\theta=15$ °、安全率 Fs=0.95の地すべり斜面を考える。このとき c=0kN/m<sup>2</sup> として逆算 した  $\varphi$  値は 14.28°となる。また、D=4,565.57kN、R=4667.29kN、F=228.28 kN が得られる。

下図(図-2.2)に *Cd*=10<sup>7</sup>kN・sec/m(m<sup>2</sup>当たり)として速度 v と *exp*\*の時間毎の変化を表した。ここで(14)式右辺の e の指数部(肩)は負のため時間 t の増加とともに *exp*\*は 0 に近づく性質があるため下方力 F は正となった後、時間の増加とともに *exp*\*が指数級数的に減少する。これと同時に速度 V の上昇量も指数級数的に減少し  $1.3 \times 10^{-5}$  秒後には *exp*\*がほぼ 0 となって最終的に速度 v は 0.822mm/h で平衡状態に至る。これはある意味で 1 次クリープ現象を表しているが、*A*・*Cd* が一定で大きな値のとき平衡に至るまでが極めて短時間であることが示されている(濱崎・丸井ほか、2016)。



図-2.2 時間と地すべり速度(v)および exp\*との関係(濱崎・丸井ほか, 2016)

#### 2.3 モデル挙動

図-2.3に2.1で導いたモデル式の挙動イメージを示す。

#### X(Displacement)



図-2.3 下方力(F:下段)の変化と変位(X:上段)の変化イメージ(濱崎・丸井ほか, 2016)

図-2.3に示す様に、F=0, F<0のとき、V=0で変位Xは増加しない。 $F\geq0$ となり変位が始まってもFが低下すればVが減少し1次クリープ段階となる。またFが正で一定となれば、V=一定となり2次クリープを示す。さらに滑動力Dが増大しFが増加すればa>0となり、Vは増加をたどって3次クリープ段階に至る(図-2.3の①)。

しかしながら,地すべりは3次クリープの究極段階になった後Fが減少もしくは0となって も一旦自律的破壊モード(宮城, 1990)に入ってしまえば最終的に滑落に至ることがある(図 -2.3の②)。これはダンパー(k)の値が低下するなど別の要因を付加しないと説明ができない現 象である。 Final 13

ここでは、LMDMを用いた16の解析事例について紹介する。

大きくは以下の4項目に分けて解析した。

- 1) 水位変動との変動量応答事例
- 2) 降水量からタンクモデル水位や実効雨量水位に変換して変動量を解析した事例
- 3) 切土・盛土・トンネル掘削などの地形改変で変動した事例
- 4) ダム湛水での破壊事例(バイオント)

なお,事例の多くは引用文献にある図表を読み取り数値化して用いた。また文献のなかで明 らかとされていない土質定数のうちで,粘着力 C'は0とし,重量は矩形傾斜台モデルでは不飽 和重量 18.0kN/m<sup>3</sup>,飽和重量 19.0kN/m<sup>3</sup>を,修正フェレニウス法では単体重量 18.0kN/m<sup>3</sup>を本研 究での採用値とした。また水の単位体積重量は 9.8 kN/m<sup>3</sup>とした。

#### 3.1 水位変動との変動量応答事例

本解析としては、①コスタニェック地すべり(濱崎・丸井ほか、2016)、②口坂本地すべり (檜垣ほか、1991)、③平山地すべり(申、1989)、④狼沢地すべり、⑤地獄山地すべり、⑥ 漆日浦地すべり、⑦上川地すべり(④~⑦まで山田ほか、2000)、⑧善徳地すべり(古谷ほか、 1997)の8事例について解析・検討した。

なお、このうち①、③、④、⑤、⑥、⑦については、単純な矩形傾斜台モデルを用い、②、 ⑧については得られた地すべり断面図を基に修正フェレニウス法で解析した。

#### 3.1.1 コスタニェック地すべり(Kostanjek Landslide)

1)地すべり概要

コスタニェック地すべりは図-3.1.1.1に示すように、およそ幅1,000m、最大長さ1,300m、 平均長さ約1,100m、層厚70m~90mに及ぶ大規模地すべりである。クロアチア国の首都ザグレ ブ市の郊外、西側丘陵地帯の西端部付近に位置している。地質的には層理面の発達したトリポ リマール(泥灰岩)が分布するところで、このマールの一部が移動土塊となって平均5°程度 の緩い流れ盤状すべり面構造を持って南南西へ変動し末端を隆起させている。地すべり地内お よび周辺はザグレブ市郊外の住居地となっており多数の民家や工場が存在する(濱崎ほか、 2016)。

地すべり発生の直接的原因は 1962 年から始まった地すべり末端でのセメント用泥灰岩の掘 削である。地すべり地内には泥灰岩ズリ出し用のトンネルが中央部から頭部方向に上向きに緩 く掘られており,このため抗口から 85-93m 付近で移動土塊から奥の安定基岩との境界をなし, ここでは明瞭なスリッケンサイドを有するすべり面粘土が認められる (Furuya et al, 2011)。

また地すべり境界付近の家屋には明瞭な開口亀裂や傾動などの変状も認められる。なお地す べり対策は何もなされていないが近年末端の隆起や家屋の変状などがザグイレブ市では大き な問題となっている。

地すべり変動は図-3.1.1.2 に示すように地すべり末端でマールを掘削(2.1 × 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>)し はじめた後 1963 年頃から始まった。1988 年には総量 5.3 × 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>の掘削が終了し、その後掘 削が中止されたが、この間 3~6m/25 年の変動があった(Stanic et al, 1996)。しかし掘削後 も 1988 年から 2009 年までの 21 年で 0.75~1.6m の移動量が観測された(丸井、2013)。



図-3.1.1.1 コスタニェック地すべり平面図と計器設置位置図(濱崎・丸井ほか, 2016)



図-3.1.1.2 コスタニェック地すべり変動の経年変化図 (濱崎, 2013)

2009年以降,地すべりは緩慢な動きを示したが,2011年からは日本国の協力(SATREPS)の下,ボーリング調査の他,2013年には早期警戒体制の為の伸縮計や地表面GPSが地すべり地一帯に本格的に設置され、またトンネル内のすべり境界部にも伸縮計EX-09が設置された。

この後,図-3.1.1.3 に示すように,奇しくもトンネル内に設置された伸縮計や頭部の伸縮計 (EX-03)において引



図-3.1.1.3 コスタニェック地すべりの現地降水量, 孔内水位 (GWL-2), 伸縮計累 積変動 (EX-03, EX-09), 変動速度 (EX-09)の関係 (濱崎・丸井ほか, 2016)

< 11 > -227 -

#### 2) コスタニェック地すべりのモデル化

図-3.1.1.3 の GWL-2 孔水位変動図は降水量を良く反映するとともにトンネル伸縮計 EX-09 の示す移動速度 v (mm/日)のピークに一致点が多数認められるのがわかる。頭部に設置した EX-03 も EX-09 とほぼ同様な変動を示すことから,これは地すべり全体の変動と見なせる。し たがって,LMDM による変動量解析によって 2012-2013 年の期間で水位孔 GWL-2 孔から安定 度モデル計算し EX-09 の変位量および変位速度を再現することとした。ここでは平均的な地す べり構造として矩形傾斜台で 2 次元安定計算モデルを作った (図-3.1.1.4)。すなわち,モデ ル断面は 長さ L = 1100m, 層厚 D = 70m, すべり面勾配  $\theta = 5^{\circ}$  とし,移動体の単体重量およ び水面下の飽和重量をマールの試験値からそれぞれ  $\gamma_t = 18$ kN/m<sup>3</sup>,  $\gamma_{sat} = 19$ kN/m<sup>3</sup>と想定した。ま た,すべり面の粘着力と内部摩擦角はそれぞれ試験値を参考に三次元安定解析の逆算から得ら れた残留強度 c' = 0kN/m2  $\varphi = 9^{\circ}$  (Stanic et al 1996)を採用した。臨界条件として地すべり 変動が明瞭に捉えられ始めた 2012年9月 12日を設定した。その時の GWL-2 孔の水位は WL=2.37m である。なお先の土質常数を用いた安定計算で Fs = 1.0に見合う臨界水位は 60.26m である。し たがって基準水位 BWL = 57.88m とし、これに GWL-2 の水位を加えすべり面に作用する水頭として日変化での安定計算を行った。



図-3.1.1.4 コスタニェック地すべりの簡便矩形傾斜台 安定解析模式図 (濱崎・丸井ほか, 2016)

計算式は以下の通りである。

| U(t) = BWL + WL(t)             | : | 日変動間隙水圧(kN) ······(   | 16) |
|--------------------------------|---|---|-----|
| $D(t) = W(t) \cdot \sin\theta$ | : | 日変動滑動力(kN) · · · · · · · · · · · (                                    | 17) |
| $R(t) = (W(t) - L \cdot U(t))$ | • | <i>cosθ</i> · <i>tanφ</i> ′+ <i>c</i> ′· <i>L</i> : 日変動抵抗力(kN)······( | 18) |
| F(t) = D(t) - R(t)             | : | 日変動下方力(kN) ······(  | 19) |
| $v(t) = F(t) / (L \cdot Cd)$   | : | 日変動速度 (m/day) ······(2  | 20) |
| ここで,                           |   |   |     |

*t* : 経過時間 (day)

WL(t): GWL-2 孔の日変動水位

 W(t) : 地すべり移動体荷重(地下水面以下は y<sub>t</sub>= 18kN/m<sup>3</sup>, それ以上は y<sub>sa</sub>= 19kN/m<sup>3</sup>) また、ここで、最適計算結果から Cd=1.0×10<sup>9</sup>kN・sec/m(m<sup>2</sup>当たり)として計算した。 安定 計算結果並びに、本手法から導いた EX-09 のモデル移動量とモニタリング値の比較を表 -3.1.1.1、図-3.1.1.5 に示す。なお表-3.1.1.1 は 10 日間隔でのデータで表している。 図-3.1.1.5の下段に GWL-2の水位変化と安全率 Fs の変化を示す。また、上段には EX-09の 変動量について計算値と観測値とを比較して示す。比較の結果、累計移動量を見る限り 2013 年4月以降、最終段階の緩和するところでわずかな開きがあるものの、全体の傾向はほぼ一致 している。また計算値と観測値の日変位速度に対する平均二乗誤差 (*RMSE*)は 0.09mm/day (サンプル数 300 日)と極めて小さい値となった。したがってコスタニェック地すべり変動は LMDM で概ね再現されたと判断した。

| date      | Water level | Fe    | Fs D(kN) | R(kN)   | F(kN)  | Velocity(mm/day) |            | Displacement(mm) |            |
|-----------|-------------|-------|----------|---------|--------|------------------|------------|------------------|------------|
| uuie      | (m)         | 13    |          |         |        | Simulation       | Monitoring | Simulation       | Monitoring |
| 1-Sep-12  | 57.84       | 1.031 | 126,322  | 130,237 | 0      | 0.00             | 0.00       | 0                | 0          |
| 11-Sep-12 | 58.36       | 1.024 | 126,372  | 129,442 | 0      | 0.00             | 0.00       | 0                | 0          |
| 21-Sep-12 | 60.46       | 0.997 | 126,572  | 126,231 | 341    | 0.03             | 0.00       | 0                | 0          |
| 1-0ct-12  | 60.38       | 0.998 | 126,565  | 126,353 | 211    | 0.02             | 0.00       | 0                | 1          |
| 11-Oct-12 | 59.26       | 1.013 | 126,458  | 128,066 | 0      | 0.00             | 0.00       | 0                | 1          |
| 21-Oct-12 | 60.26       | 1.000 | 126,553  | 126,537 | 16     | 0.00             | 0.00       | 0                | 1          |
| 1-Nov-12  | 61.24       | 0.987 | 126,647  | 125,038 | 1,608  | 0.13             | 0.00       | 1                | 2          |
| 11-Nov-12 | 62.04       | 0.977 | 126,723  | 123,815 | 2,908  | 0.23             | 0.10       | 3                | 4          |
| 21-Nov-12 | 62.12       | 0.976 | 126,731  | 123,693 | 3,038  | 0.24             | 0.50       | 5                | 6          |
| 1-Dec-12  | 62.78       | 0.968 | 126,794  | 122,684 | 4,110  | 0.32             | 0.50       | 7                | 7          |
| 11-Dec-12 | 63.60       | 0.957 | 126,872  | 121,430 | 5,443  | 0.43             | 0.70       | 11               | 12         |
| 21-Dec-12 | 64.38       | 0.947 | 126,947  | 120,237 | 6,710  | 0.53             | 0.20       | 16               | 16         |
| 1-Jan-13  | 64.25       | 0.949 | 126,934  | 120,436 | 6,498  | 0.51             | 0.30       | 22               | 21         |
| 11-Jan-13 | 63.07       | 0.964 | 126,822  | 122,240 | 4,582  | 0.36             | 0.50       | 26               | 25         |
| 21-Jan-13 | 62.79       | 0.968 | 126,795  | 122,668 | 4,127  | 0.32             | 0.20       | 29               | 28         |
| 1-Feb-13  | 66.27       | 0.923 | 127,127  | 117,347 | 9,780  | 0.77             | 0.00       | 37               | 43         |
| 11-Feb-13 | 66.28       | 0.923 | 127,128  | 117,332 | 9,796  | 0.77             | 1.10       | 46               | 52         |
| 21-Feb-13 | 65.24       | 0.936 | 127,029  | 118,922 | 8,107  | 0.64             | 0.60       | 52               | 60         |
| 1-Mar-13  | 67.19       | 0.911 | 127,215  | 115,940 | 11,275 | 0.89             | 0.90       | 58               | 70         |
| 11-Mar-13 | 65.02       | 0.939 | 127,008  | 119,258 | 7,749  | 0.61             | 0.10       | 65               | 73         |
| 21-Mar-13 | 64.99       | 0.939 | 127,005  | 119,304 | 7,701  | 0.60             | 0.00       | 71               | 74         |
| 1-Apr-13  | 68.05       | 0.901 | 127,297  | 114,625 | 12,672 | 1.00             | 0.90       | 79               | 80         |
| 11-Apr-13 | 66.18       | 0.924 | 127,119  | 117,485 | 9,634  | 0.76             | 1.50       | 87               | 90         |
| 21-Apr-13 | 64.10       | 0.951 | 126,920  | 120,665 | 6,255  | 0.49             | 0.50       | 93               | 99         |
| 1-May-13  | 62.80       | 0.967 | 126,796  | 122,653 | 4,143  | 0.33             | 0.20       | 97               | 100        |
| 11-May-13 | 62.36       | 0.973 | 126,754  | 123,326 | 3,428  | 0.27             | 0.10       | 100              | 101        |
| 21-May-13 | 61.93       | 0.979 | 126,713  | 123,983 | 2,729  | 0.21             | 0.00       | 103              | 102        |
| 1-Jun-13  | 61.76       | 0.981 | 126,696  | 124,243 | 2,453  | 0.19             | 0.00       | 105              | 102        |
| 11-Jun-13 | 61.61       | 0.983 | 126,682  | 124,473 | 2,210  | 0.17             | 0.10       | 107              | 103        |

表-3.1.1.1 コスタニェック地すべりの2次元 LMDM による計算結果と観測値との比較



図-3.1.1.5 コスタニェック地すべり EX-09 の LMDM による変動量再現 (濱崎・丸井ほか, 2016)

次に、モデル移動速度と実測の移動速度を用いて、1日毎の速度、5日移動平均速度、10日 移動平均速度の3パターンで相関解析を実施した。それぞれ図-3.1.1.6に併せて示す。

図に示すように,毎日の移動速度での相関解析では決定係数 R<sup>2</sup>=0.3454 であるが,他方5日 移動平均速度では R<sup>2</sup>=0.5962 に,10日移動平均速度では R<sup>2</sup>=0.7167 まで上昇している。



図-3.1.1.6コスタニェック地すべりの EX-9 実移動速度と解析速度の比較 上段:日移動速度,下段左:5日移動平均速度,下段右:10移動平均速度

#### 3.1.2 ロ坂本地すべり

#### 1)地すべり概要

Final 19

ロ坂本地すべり(図-3.1.2.1)は静岡市中心から北北西約 25km の安倍川上流域にある。面積約 2km<sup>2</sup>を超える大規模な地すべり地で,かつては年間 1m に及ぶ活発な移動を示していた。対象地すべりブロックの地質は中生代-古第三紀の著しく破砕された四万十帯の頁岩からなっている(檜垣ほか,1991)。



図-3.1.2.1 口坂本地すべり平面図(檜垣ほか, 1991)



間隙水圧計は地すべりブロックの中央部(BV-22 孔)に4カ所 設置された。BV-22 孔におけるすべり面深度は,隣接孔の孔内 傾斜計観測によって深さ 53m に確認された。間隙水圧計の設 置深度はすべり面付近に近い不動岩中の深度 65m と移動土塊 中の3箇所(深度 43m, 36m, 27m)である。間隙水圧計の設置に おいては図-3.1.2.2 に示されるようにまず所定の深度に入れ たのち,間隙水圧計設置部分を中心に 1.0m の区間には透水材 として砂を,それ以外の部分にはベントナイト,セメントミル クを遮水材として用いた(檜垣ほか, 1991)。

図-3.1.2.2 間隙水圧計設置方法 (檜垣ほか, 1991)

< 15 >

#### 2) 口坂本地すべりのモデル化

図-3.1.2.3 に地すべり地質断面図(檜垣ほか, 1991)を示す。ターゲットとなる地すべり領域は末端から伸縮計 S-4, S-5 までの領域である。



図-3.1.2.3 口坂本地すべり地質断面図(檜垣ほか, 1991)に加筆

檜垣ほか(1991)は日雨量,間隙水圧(水位換算),地表面移動速度を図-3.1.2.4 としてと りまとめた。今回,そのデータをスキャンによりデータ化しそれを再現用データとして用いた。



(檜垣ほか, 1991)

Final 21

> ロ坂本地すべりの LMDM の適用に際して、図-3.1.2.3 の断面図に示した地すべりに対し修 正フェレニウス法を用いた。この図の状態において、Fs=1.0 を確保するように c'=0 kN/m<sup>2</sup> と して逆算した内部摩擦角は $\phi$ '=28.5°である。

表-3.1.2.1 に断面図に示される安定解析諸元を示す。

| 基準日             | 安定解析式   | 単体重量<br>γt           | 粘着力<br>。          | 内部摩擦角<br><i>ゆ</i> '      | ダンピング<br>係数(Cd) |         |
|-----------------|---------|----------------------|-------------------|--------------------------|-----------------|---------|
| (臨界)<br>図325の水位 | フェレニウス法 | <u>kN/m°</u><br>18.0 | kN/m <sup>2</sup> | ( <sup>2</sup> )<br>28.5 | x10° kN•sec/m   |         |
| 四0.2.007次位      |         | 10.0                 | 0.0               | 20.0                     | 0.402           |         |
| 垂直応力            | せん断応力   | すべり面長さ               | すべりX方向長さ          | 間隙水圧                     | 滑動力             | 抵抗力     |
| N               | Т       | L                    | Dx                | U                        | D               | R       |
| kN              | kN      | m                    | m                 | kN                       | kN              | kN      |
| 318,784         | 101,587 | 453                  | 399.103           | 131,670                  | 101,587         | 101,594 |

表-3.1.2.1 口坂本地すべりの安定解析および LMDM 法諸元

LMDM を用いるに当たって、間隙水圧計の値の変化を用いて S-4、S-5 伸縮計で得られた移動速度(りを再現することとした。間隙水圧計は深度 65m、43m、36m、27m の 4 カ所であるが 27m はほとんど反応しておらず、ここでは用いていない。なお、間隙水圧 U<sub>n</sub>(t)の変化式は以下とした。これらの式は、間隙水圧の水頭変化分のみが地すべり全体幅でもとの間隙水圧 U に増減される仕組みである。

No. 1 (65m) :  $U_1(t) = U + (W_1 - W_1(t)) \cdot \gamma W \cdot Dx$ No. 2 (43m) :  $U_2(t) = U + (W_2 - W_2(t)) \cdot \gamma W \cdot Dx$ No. 3 (36m) :  $U_3(t) = U + (W_3 - W_3(t)) \cdot \gamma W \cdot Dx$ ここに, : 経過時間 (日) t U1(t), U2(t), U3(t) : No. 1~No. 3 の安定解析に与える間隙水圧日変化 U: 基準間隙水圧(=131,670kN) W<sub>3</sub> : No.1~No.3 の基準水位 (39.5m, 29.0m, 6.0m)  $W_{l}$  $W_2$ , W1(t), W2(t), W3(t) : No. 1~No. 3 水頭日変化(間隙水圧からもとめられた水位) γw : 水の単位体積重量(=9.8kN/m<sup>3</sup>) : すべり面*X*方向の長さ(=453m) Dx

経過時間での結果は図-3.1.2.5 にまとめた。図の下段には降水量と各間隙水圧計(43m,36m, 65m)の水頭変化量(*W<sub>I</sub>(t), W<sub>2</sub>(t), W<sub>3</sub>(t)*)を示す。 中段には読み取った伸縮計 S-4, S-5 そ れぞれの日速度(*b*)と計算によって得られた No. 1 (65m)での予測速度を入れた。また,上段 には No. 1 (65m), No. 2 (43m), No. 3 (36m)それぞれから予測される移動量変化と伸縮計 S-4, S-5 の日移動速度から積算された実移動量を示した。図から,3つの間隙水圧計モデルそれぞれ共 に 1989年9月中旬までは実移動を再現しているが,それ以降では移動土塊中に設置された No. 2 (43m), No. 3 (36m)については水位が高止まりしていて実移動が低減しているにもかかわら ず移動が低下していないのがわかる。一方 No. 1 (65m)では全観測期間中について *LMDM* で移 動速度と累積移動量がよく再現されている。すなわち基岩中ですべり面にもっとも近い No. 1 水圧計だけはすべり面に作用する水頭を捉えている可能性があるともいえる。



図-3.1.2.5 ロ坂本地すべりの LMDM による S-4, 5 移動速度・移動量再現

次に,間隙水圧計 No.1(65m)のモデル解析結果と S-4,5 の観測結果の平均値を用いて,1日毎の速度,5日移動平均速度,10日移動平均速度の3パターンを用い計算結果と観測結果での相関解析を実施した。それぞれ図-3.1.2.6 に示す。

図に示すように、毎日の移動速度での相関解析では決定係数 R<sup>2</sup>=0.2018 である。しかしなが ら、5 日移動平均速度、10 日移動平均速度では、それぞれ R<sup>2</sup>=0.508、R<sup>2</sup>=0.6268 と見違えるほ どに上昇している。



図-3.1.2.6 ロ坂本地すべりの LMDM による実移動速度(S-4,5平均) と モデル解析値の速度での比較

上:日移動速度, 左下:5日移動平均速度, 右下:10日移動平均速度

3.1.3 平山地すべり

1)地すべり概要

平山地すべりは長崎県にある北松型地すべりの代表として有名である。図-3.1.3.1 に示すように玄武岩からなるキャップロック層が特徴であり、それに覆われた三紀層のなかの石炭の薄層を挟む 20~30cm の凝灰岩がすべり面となっている(申, 2001)。

極めて緩いすべり面が特徴で、斜面防災対策技術協会のWEBによれば地すべりの規模は、最 大幅 960m、奥行 760m、深さ平均 40m、最大 140m の巨大地すべりで、地すべり移動土塊の動き は、北西、北東および東へ3ユニットに分離して伏角 4°程度の水平に近い位相で、中央部は 110m 移動した。

(http://www.jasdim.or.jp/gijutsu/kobetsu/chiiki/nagasaki/hirayama/hirayama.html)



図-3.1.3.1 平山地すべり地質断面図(申, 2001)

#### 2) 平山地すべりのモデル化

ここでは「地質工学」(申, 1989)にある下記の図を用いて、数値データ化して解析する。



図-3.1.3.2 平山地すべりの地下水位変動と地すべり移動量(申, 1989)

解析に当たっては矩形傾斜台モデルを用いた。平山地すべりの細かい地すべり情報が不足しているため、すべり面勾配を伏角のそれとし、内部摩擦角 $\phi$ 'はその勾配と同じとした。粘着力 C'は 0、不飽和重量 18.0kN/m<sup>3</sup>、飽和重量 19.0kN/m<sup>3</sup>とした。これは本研究における材料定数不明な場所における一般採用値である。 Fs=1.0 の臨界水位は水頭変化-23.7mである。表-3.1.3.1に諸元をまとめる。

| 安定解析式  | すべり面勾配<br>。 | 粘着力<br>c<br>kN/m <sup>2</sup> | <b>内部摩擦角</b><br><i>ゆ</i> '<br>(゜) | ダンピング<br>係数(Cd)<br>x10 <sup>9</sup> kN・sec/m |
|--------|-------------|-------------------------------|-----------------------------------|--|
| 簡便矩形断面 | 4           | 0.0                           | 4.0                               | 0.03456                                      |
|        | <u> </u>    | 0.0                           | 4.0                               | 0.03450                                      |

表-3.1.3.1 平山地すべりの安定解析・LMDM 解析諸元

地すべり 長さ 地すべり 厚さ 飽和重量 不飽和重量 初期水位 W L Т γt γt  $kN/m^3$ kN/m<sup>3</sup> m m m 600 40 -23.7 19.0 18.0

地下水変動と移動量についてのLMDM 解析結果を図-3.1.3.3 にまとめた。 図の下段には 安全率と水位変化を、中段には読み取った移動量から求めた日速度(V)と計算によって得ら れた予測速度を入れた。また、上段には実移動量とモデル解析の移動量を示した。図から、150 日までは実測が予測モデルに比べ若干の遅れがあるものの、変動傾向はほぼ同じような動きを



示すことがわかる。それ以降は水位上昇に移動はまだ反応せずに終わっている。

図-3.1.3.3 平山地すべりの地下水位変動と移動量を用いた LMDM によるモデル解析

次に、モデル移動速度と実測の移動速度を用いて、1日毎の速度、5日移動平均速度の2パタ ーンで相関解析を実施した。それぞれ図-3.1.3.4、図-3.1.3.5に示す。

図に示すように、毎日の移動速度での相関解析では決定係数 R<sup>2</sup>=0.4579 であるが、他方5日 移動平均速度では、R<sup>2</sup>=0.6846 に上昇している。図-3.1.3.3 でも認められるように、実移動が 地下水位(安全率、下方力)の変化に対してわずかではあるが反応の遅れがある。このことが 移動平均日数の増加の決定係数上昇に大きく関与している要因と判断される。







図-3.1.3.5 実移動速度とモデル解析値の5日移動平均速度での比較

< 23 > -239-

#### 3.1.4 狼沢地すべり

#### 1)地すべり概要

秋田県東成瀬村の成瀬川右岸標高 400~850m の西向き斜面に位置する斜面長 1200m・最大す べり面深さ 50m を有する通年活動型の大規模地すべりである(図-3.1.4.1,図-3.1.4.2)。調 査開始以降活動を停止することなく,毎年 0.4~0.6m の変位を生じている。特に融雪期や降雨 時には 3 次クリープ的に変位量が増大する。地質は,新第三紀中新世西子沢層の硬質泥岩で構 成されている。この硬質泥岩は,凝灰岩薄層を多く挾在しており,すべり面は粘土化の進んだベ ントナイト質凝灰岩中に形成されている。すべり面には明瞭な主変位せん断面が形成されてい る。現場では,水位専用孔(BV-6-7)が設けられていて,水位センサーは水圧式水位計である (山田ほか, 2000)。



図-3.1.4.1 狼沢地すべり平面図(山田ほか, 2000)を修正加筆



図-3.1.4.2 狼沢地すべり縦断図(山田ほか, 2000)

#### 2) 狼沢地すべりのモデル化

ここでは山田(2000)が記した図-3.1.4.3を用いて,これをデータ化して解析した。設置位置については図-3.1.4.1に記されている。



図-3.1.4.3 水圧と地表伸縮計・地中伸縮計の累積変位量との応答性(山田ほか, 2000)

解析に当たっては矩形傾斜台モデルを用いた。狼沢地すべりも基本の地すべり情報が不足しているため、すべり面勾配を図-3.1.4.2 に示されたすべり面の起終点までの勾配とし、内部摩擦角  $\phi$ 'はその勾配と同じとした。粘着力 C'は 0、不飽和重量 18.0kN/m<sup>3</sup>、飽和重量 19.0kN/m<sup>3</sup> を採用値とした(本研究での一般値)。 Fs=1.0 の臨界水位は 1998/1/14 とした。このときの水頭は 1.79mである。表-3.1.4.1 に諸元をまとめる。

| 安定解析式   | すべり面勾配  | 粘着力   | 内部摩擦角 | ダンピング                     |  |
|---------|---------|-------|-------|---------------------------|--|
| 又足所们式   | 外の面内記   | С     | φ'    | 係数(Cd)                    |  |
|         | 0       | kN/m² | (° )  | x10 <sup>9</sup> kN∙sec∕m |  |
| 簡便矩形断面  | 12      | 0.0   | 12.0  | 0.121                     |  |
|         |         |       |       |                           |  |
| 地すべり 長さ | 地すべり 厚さ | 飽和重量  | 不飽和重量 | 初期水位                      |  |
| L       | Т       | γt    | γt    | W                         |  |
| m       | m       | kN∕m³ | kN∕m³ | m                         |  |
| 1.000   | 50      | 19.0  | 18.0  | 1.79                      |  |

表-3.1.4.1 狼沢地すべりの安定解析・LMDM 解析諸元

地下水変動と移動量についての LMDM 解析結果を図-3.1.4.4 にまとめた。 図の下段には安 全率と水位変化(BV-6-7)を、中段には読み取った移動量から求めた日実測速度(V)と計算 によって得られた予測速度を入れた。また、上段には実移動量(S-1, No.4)とモデル移動量を 示した。

< 25 >

図から、速度上昇時は実測の方が予測モデルに比べ大きい傾向があるが速度 5mm/day 以下 では概ね一致しており、移動量もほぼ近似しているのが読み取れる。とくに累積移動量として は 1998/4 以降でみると予測値は S-1 に比べると地中伸縮計(No. 4)により近似している。



図-3.1.4.4 狼沢地すべりの地下水位変動と移動量を用いた LMDM によるモデル解析

次に、モデル移動速度と実測の移動速度を用いて、1日毎の速度(日移動速度)、5日移動平 均速度、10日移動平均速度の3パターンで相関解析を実施した。実測移動速度はここでは S-1, No.4の日移動量の平均とした。それぞれ図-3.1.4.5に示す。

図に示すように、毎日の移動速度での相関解析では決定係数  $R^2=0.4895$  であるが、他方5日 移動平均速度では、 $R^2=0.5852$ 、10日移動平均速度では、 $R^2=0.6354$  に上昇している。このこ とは前項までの地すべり解析結果と通じるところで同じく実移動の遅れが主因の可能性があ る。もっとも、S-1 は地表頭部で地中変位計 No.4 は中腹に設置されている。地下水位はどちら かと言えば中腹に近い。従って、ここでは大きな矩形として解析しているものの地すべり内の 逐次的な移動伝搬があってそのため移動の立ち上がり速度にわずかな違いが生じている可能 性がある。



図-3.1.4.5 実移動速度とモデル移動速度での相関解析 上:日移動速度,左下:5日移動平均速度,右下:10日移動平均速度

#### 3.1.5 地獄山地すべり

#### 1)地すべり概要

図-3.1.5.1,図-3.1.5.2に地獄山地すべりの平面図・断面図を示す。当地すべりは新潟県十日町市北東約7.0kmに位置する,標高約400mの尾根を頭部(陥没帯)とする斜面長750m・最大すべり面深さ120mで明瞭な地すべり地形を有する岩盤地すべりである。融雪期に地すべり変動が卓越する再活動型の地すべりで1994年6月~1999年5月までの変位量は5mに達したという。地質は,新第三紀鮮新世の魚沼層群下部累層のシルトおよび砂礫であり,砂礫層下面の粘土化したシルト層をすべり面とする。現場では,水圧式水位計の水位専用孔(CB-1-1)が設けられており,変動は地中変位計で観測されている(山田ほか,2000)。

また、山田ほか(2000)によれば、地すべり変位は水圧(被圧地下水)の大きさに密接に関係しており、水圧と変位速度の関係は水位上昇時時が累乗的で水位下降時が直線的で上昇・下降時にヒステリシスが生じるなどの特性がある。



図-3.1.5.1 地獄山地すべり平面図(山田ほか, 2000)を修正加筆



図-3.1.5.2 地獄山地すべり縦断図(山田ほか, 2000)

Final 32
## 2) 地獄山地すべりのモデル化

ここでは山田ほか(2000)が記した図-3.1.5.3を用いて,これをデータ化して解析した。設置位置については図-3.1.5.1,図-3.1.5.2に記されている。



図-3.1.5.3 水圧と累積変位量との応答性(山田ほか, 2000)

解析に当たっては矩形傾斜台法を用い図-3.1.4.2の断面図から平均的なすべり長さを700m, すべり厚さを70m として検討した。地獄山地すべりも基本材料定数の地すべり情報が不足して いるため,すべり面勾配を図-3.1.4.2に示された陥没を含まないすべり面の平均とし5°とし, 内部摩擦角 $\phi$ 'はその勾配と同じとした。粘着力 C'は 0, 不飽和重量 18.0kN/m<sup>3</sup>, 飽和重量 19.0kN/m<sup>3</sup>(本研究での一般採用値)とした。, Fs=1.0の臨界水位は水頭変化 GL-52.0mである。 表-3.1.5.1 に諸元をまとめる。

|         |         | 까는 국수 그는 | 上部点场力      |                           |  |
|---------|---------|----------|------------|---------------------------|--|
| 中古多代卡   | ナジリエカヨ  | 粘着刀      | 内部摩擦角      | タンヒンク                     |  |
| 女正脌ጠ式   | 9 へり回勾配 | C        | <i>ሐ</i> ' | <b> </b>                  |  |
|         |         | C        | $\varphi$  |                           |  |
|         | 0       | kN∕m²    | (° )       | x10 <sup>9</sup> kN∙sec∕m |  |
| 簡便矩形断面  | 5       | 0.0      | 5.0        | 0.1728                    |  |
|         |         |          |            |                           |  |
| 地すべり 長さ | 地すべり 厚さ | 飽和重量     | 不飽和重量      | 基準臨界水位                    |  |
| L       | Т       | γt γt    |            | W                         |  |
| m       | m       | kN∕m³    | kN∕m³      | m                         |  |
| 700     | 70      | 19.0     | 18.0       | -52.00                    |  |

表-3.1.5.1 地獄山地すべりの安定解析・LMDM 解析諸元

地下水変動と移動量についてのLMDM 解析結果を図-3.1.5.4 にまとめた。図の下段には安全 率と水位変化(CB-1-1)を、中段には読み取った移動量から求めた日実測速度(V)と計算に よって得られた予測速度を入れた。また、上段には実移動量とモデル移動量を示した。 図から、1996/12~1997/12の一年間は実移動量とモデルは良く合っている。ただし実測の方 が移動始めが遅れ気味になり他方移動速度の緩和は予測よりも早く収束するのが読み取れる。 これは山田ほか(2000)のいうヒステリシス現象の可能性が指摘される。なお 1998 年以降の 融雪期の変位は実測値がモデル移動に比べて 2 倍-6 倍にも予測モデルに比べ大きい結果とな る。



図-3.1.5.4 地獄山地すべりの地下水位変動と移動量を用いた LMDM によるモデル解析

次に、モデル移動速度と実測の移動速度を用いて、1日毎の速度、5日移動平均速度、10日 移動平均速度の3パターンで相関解析を実施した。それぞれ図-3.1.5.5に示す。

図に示すように、毎日の移動速度での相関解析では決定係数 R<sup>2</sup>=0.4417 であるが、他方5日 移動平均速度では、R<sup>2</sup>=0.5934、10 日移動平均速度では、R<sup>2</sup>=0.6202 に上昇している。このこ とは前項までの地すべり解析結果と通じるところである。ただし実移動の遅れが主因とは必ず しもいえない。よく見ると実移動はシャープに移動停止を繰り返すが、水位変動はそれに比べ るとむしろ緩慢な変動となっていて、これに伴うモデル移動速度も緩慢である。地すべり挙動 にヒステリシスのような現象(山田ほか、2000)があるのかもしれない。



図-3.1.5.5 移動量観測データと LMDM 法・解析値の移動速度での相関比較 上:日移動速度, 左下:5日移動平均速度, 右下:10日移動平均速度

## 1)地すべり概要

図-3.1.6.1, 図-3.1.6.2 に漆日浦地すべりの平面図・断面図を示す。当現場は徳島県美馬郡 一宇村に位置する。標高約 1130m の急崖部を頭部とする斜面長 400m・すべり面深さ 10m 前後の 地すべりである。斜面の平均傾斜は 30° 前後と急傾斜で,毎年豪雨時に活動し,1988 年以降の 累積変位は 3~5m に達する。活動に比して亀裂等の現象はあまり明瞭ではないが,地形や現象 から 6 つのブロックからなると考えられる。地質は,三波川結晶片岩の泥質片岩である。地す べり移動方向は泥質片岩の片理面の傾斜方向と一致し,初生的には風化岩の岩盤すべりとして 発生したものと推測されるが,現在では崩積土地すべりである。地すべり地内には,移動層を貫 く 10 基の集水井が掘削されているが,いずれの集水井でもすべり層付近にせん断帯は確認され るものの主変位せん断面は確認されない。(山田ほか, 2000)。



図-3.1.6.1 漆日浦地すべり平面図(山田ほか, 2000)を修正加筆



図-3.1.6.2 漆日浦地すべり縦断図(山田ほか, 2000)

## 2) 漆日浦地すべりのモデル化

ここでは山田ほか(2000)が記した図-3.1.6.3を用いてデータ化し解析した。 データは 1994 年に設置観測されたもので、水位はすべり面付近のせん断帯と考えられる礫混 り粘土層のみをストレーナとして、この上部をパッカーで遮水した水位観測専用孔である。山 田ほか(2000)によれば、解析に用いた水圧は斜面上部のBV-38とBV-39および斜面下部のBV-34 とBV-43 のそれぞれで観測された水圧を合計したものである(いくつかの詳細位置は読みとれ ず)。また解析に用いた変位データは、BV-36地中変位計(Cブロックか?読み取り出来ず)に よるものである。 図-3.1.6.3にもあるように水圧ピークレベルで急激に変動が始まるが、変 位速度のピークは水圧ピークにやや遅れる。また移動開始時より低い水圧レベルまで微少な変 動が継続することがわかる(山田ほか、2000)。



図-3.1.6.3 水圧と累積変位量との応答性(山田ほか, 2000)

解析に当たっては矩形傾斜台モデルを用い図-3.1.4.2 の断面図から小さく分割された地す べりの一つを対象とすることとし、おおよそのすべり長さを 200m、すべり厚さを 20m として検 討した。ここでも漆日浦地すべりも基本材料定数情報までは記されていないため、図に示され たおおよそのすべり面勾配を平均とし 30°とし、内部摩擦角 $\phi$ 'もその勾配とした。粘着力 C' は 0、不飽和重量 18.0kN/m<sup>3</sup>、飽和重量 19.0kN/m<sup>3</sup>(本研究での一般採用値)とした。 Fs=1.0 の臨界水圧(水頭)は 4.6mとした。表-3.1.6.1 に諸元をまとめる。

| 安定解析式   | すべり面勾配  | 粘着力<br>c | 内部摩擦角<br><i>ゆ</i> ' | ダンピング<br>係数(Cd)           |  |
|---------|---------|----------|---------------------|---------------------------|--|
|         | o       | kN∕m²    | (°)                 | x10 <sup>9</sup> kN•sec/m |  |
| 簡便矩形断面  | 30      | 0.0      | 30.0                | 0.0151                    |  |
|         |         |          |                     |                           |  |
| 地すべり 長さ | 地すべり 厚さ | 飽和重量     | 不飽和重量               | 初期水位                      |  |
| L       | Т       | γt       | γt                  | W                         |  |
| m       | m       | kN∕m³    | kN∕m³               | m                         |  |
| 200     | 20      | 19.0     | 18.0                | 4.6                       |  |

表-3.1.6.1 漆日浦地すべりの安定解析・LMDM 法解析諸元

地下水変動と移動量についてのLMDM 解析結果を図-3.1.6.4 にまとめた。図の下段には安全 率と水圧変化を、中段には読み取った移動量から求めた日実測速度(V)と計算によって得ら れた予測速度を入れた。また、上段には実移動量とモデル移動量を示した。図から、実移動量 とモデル移動量は傾向として良く合っているのがわかる。ただし実測の方が全体に遅れ気味で ある。解析が日単位であることから、結果としておおよそ1日位の遅れとして認められる。山 田ほか(2000)も論文で水圧のピークと移動速度ピークにずれを認めており、これを裏付ける ものである。

なお、当地すべりにおいては観測対象期間が短かったこともあり移動速度のモデル値と実測 の相関図は検討していない。



図-3.1.6.4 漆日浦地すべりの地下水位変動と移動量を用いた LMDM によるモデル解析

### 3.1.7 上川地すべり

### 1)地すべり概要

Final 39

> 山形県の上川地すべりは標高約 950m を頭部とする斜面長 1800m・最大すべり面深さ 100m を 有する大規模岩盤すべりで明瞭な地すべり地形を有する。1991 年以降から活発な活動を開始し, 年間移動量は数 m 以上に達するものである。地質は,新第三紀鮮新世鉢森山層の凝灰岩および 第四紀更新世吾妻火山噴出物の変質凝灰角礫岩をすべり面とし,これにのる更新世〜完新世火 山噴出物が移動している。この火山噴出物は,粗鬆で亀裂の多い岩相のため大量の地下水を包 蔵している。なお 1999 年 2 月より地下水排除工が導入され,地すべりの活動は著しく減少して いる(山田ほか,2000)。

なお、山田ほか(2000)の論文では地すべり平面・断面図は示されていない。

#### 2) 上川地すべりのモデル化

ここでは山田(2000)が記した図-3.1.7.3を用いて、これをデータ化して解析する。設置位置については不明。



図-3.1.7.3 水圧と累積変位量との応答性(山田ほか, 2000)

解析に当たっては矩形傾斜台モデルを用いた。地すべり概要からすべり長さを1,800m,すべ り厚さを100mとして検討した。すべり面勾配,内部摩擦角( $\phi$ ')は不明であるが山形の三紀 層地すべりから大胆ながら概ね10°程度と設定した。その他の基本材料定数情報も不足してい るがここでは本研究の一般値として粘着力C'を0,不飽和重量18.0kN/m<sup>3</sup>,飽和重量19.0kN/m<sup>3</sup> とした。,Fs=1.0の臨界水位は水頭変化52.5mである。表-3.1.7.1に諸元をまとめる。

| 安定解析式   | すべり面勾配  | 粘着力               | 内部摩擦角  | ダンピング                     |  |  |  |
|---------|---------|-------------------|--------|---------------------------|--|--|--|
|         |         | С                 | $\psi$ | 1余致(Ua)                   |  |  |  |
|         | o       | kN/m <sup>2</sup> | (° )   | x10 <sup>9</sup> kN•sec/m |  |  |  |
| 簡便矩形断面  | 10      | 0.0               | 10.0   | 0.0518                    |  |  |  |
|         |         |                   |        |                           |  |  |  |
| 地すべり 長さ | 地すべり 厚さ | 飽和重量              | 不飽和重量  | 基準臨界水位                    |  |  |  |
| L       | Т       | γt                | γt     | W                         |  |  |  |
| m       | m       | kN∕m³             | kN∕m³  | m                         |  |  |  |
| 1,800   | 100     | 19.0              | 18.0   | 52.50                     |  |  |  |

表-3.1.7.1 上川地すべりの安定解析・LMDM 解析諸元

地下水変動と移動量についてのLMDM 解析結果を図-3.1.7.4 にまとめた。図の下段には安全 率と水位変化(CB-1-1)を、中段には読み取った移動量から求めた日実測速度(V)と計算に よって得られた予測速度を入れた。また、上段には実移動量とモデル移動量を示した。図から、 解析期間では実移動量とモデルは概ね良く合っている。ただし実測の方が移動始めの急速な立 ち上がりと収束緩和がモデル予測よりも強く表れているのがわかる。これも山田ほか(2000) のいうヒステリシス現象の可能性が指摘される。



図-3.1.7.4 上川地すべりの地下水位変動と移動量を用いた LMDM によるモデル解析

次に、モデル移動速度と実測の移動速度を用いて、1日毎の速度、5日移動平均速度、10日 移動平均速度の3パターンで相関解析を実施した。それぞれ図-3.1.7.5に示す。

図に示すように、毎日の移動速度での相関解析では決定係数  $R^2=0.4212$  であるが、他方5日 移動平均速度では、 $R^2=0.6105$ 、10日移動平均速度では、 $R^2=0.7019$  に上昇している。 この ことは前項までの地すべり解析結果と通じるところである。ただしこのケースでは必ずしも実 移動の遅れが主因とはいえない。むしろ相関式を見る限りモデル値 x の定数項が 0.23-0.38 で あることからモデル値 x にリニアに比例する水頭変化(=ほぼ x)に比べ地すべり変位 y がよ り鋭敏に反応している、という可能性が大きい。これは山田ほか(2000)の指摘する累乗的反 応の可能性がある。



図-3.1.7.5 移動量観測データと LMDM・解析値の移動速度での相関比較 上:日移動速度, 左下:5日移動平均速度, 右下:10日移動平均速度

#### 3.1.8 善徳地すべり

#### 1)地すべり概要

Final 42

> 善徳地すべり地は図-3.1.8.1の左肩に示すように四国のほぼ中央部,吉野川の最大右支川の 祖谷川の中流部に位置する。このうち善徳地すべり Z6 ブロックは地質的には三波川結晶片岩 帯に属し泥質片岩が主体で,斜面は流れ盤構造を呈するところである。地すべりの境界は,地形 図の判読だけではその全容を知ることが難しい。そのため図-3.1.8.1に示すように測線の切れ 目なく設置した 29 台の長スパン(平均スパン長 50m)伸縮計の連続観測のほか,三次元せん断変 位計などの観測計器をセットし,その観測結果(図-3.1.8.3)からブロック区分されている。 断面図を図-3.1.8.2に示す(古谷ほか,1997)。



図-3.1.8.1 善徳地すべり[Z6 ブロック] 平面図(古谷ほか, 1997)



### 2) 善徳地すべりのモデル化

縦断方向に並べた 1994 年の連続伸縮計の計測データを図-3.1.8.3 に示す。また観測データ として水位計の 1994 年連続デジタルデータが数孔ある。そのうちのターゲットエリア内にあ る水位孔 No.3, No.5 データとターゲットエリア中頭部伸縮計の S-11, 12 がある。

この合計値を頭部の引張変動合計と見立て、この移動量再現について解析した。



図-3.1.8.3 1994年伸縮計累積変位量と地すべり移動形状(古谷ほか, 1997)

解析に当たっては図-3.1.8.2 断面図をもとに修正フェレニウスにて計算した。表-3.1.8.1 に諸元をまとめる。内部摩擦角(φ')は試験値等を参考に38°程度と設定し,粘着力C'は0, 単位体積重量は18.1kN/m<sup>3</sup>とした。図-3.1.8.2 断面図にある水位線ははほぼ地すべり変動が停止していると見られる1994/9/10 のもので,これを臨界水位とした。

方法としては、まず共に頭部引張変動として記録されている縦に連続して設置された S-11, S-12の日変位量合計がすべり面3の地すべり移動量と考えて解析した。断面図で計算される修 正フェレニウス解析の N, T, L, U を使い、かつすべり面3のすべり面より上で地下水変動する No.3とNo.5の水圧増減から間隙水圧Uを補正してFs, Fを検討した。さらに、S-11, S-12の 日変位量合計の変化を目的変数とし Cd 値の試行錯誤から移動量再現を試みた。水位データは 3日おき伸縮計が7日おき計測のため解析にとって扱いが極めて不便である。そこで内挿補間 して日変動量に作り直した。また異常値はここでは平滑化した。なおZ-6ブロック地すべりの すべり面3のX方向の距離は421mである。実は水位応答状況はNo.3, No.5それぞれにかなり 異なっている。したがって、ここでは地すべりのほぼ真ん中に位置するNo.3を411m、末端に 位置するNo.5を10m分の重みで割り振って全体の間隙水圧水頭変化量として計算に与えた。 このときの水の重量は9.8kN/m<sup>3</sup>とした。

表-3.1.8.1 善徳地すべりの安定解析・LMDM 解析諸元

|   | 基準日       | 安定解析式   | 単体重量<br>γt | 粘着力<br>c          | 内部摩擦角 $\phi'$ | ダンピング<br>係数(Cd)           |     |
|---|-----------|---------|------------|-------------------|---------------|---------------------------|-----|
|   | (臨界)      |         | kN∕m³      | kN/m <sup>2</sup> | (°)           | x10 <sup>9</sup> kN•sec/m |     |
|   | 1994/9/10 | フェレニウス法 | 18.1       | 0.0               | 38.0          | 11.232                    |     |
| 1 |           |         |            |                   | -             |                           |     |
|   | 垂直応力      | せん断応力   | すべり面長さ     | すべりX方向長さ          | 基準間隙水圧        | 滑動力                       | 抵抗力 |
|   | N         | I       | L          | Dx                | U             | D                         | R   |
|   | kN        | kN      | m          | m                 | kN            | kN                        | kN  |

1994年一年の日毎の計算結果を図-3.1.8.4にまとめた。

489

111,743

216,478

図の最下段には降水量と累積雨量を入れた。下から2段目は No. 3, No. 5 の水頭変化である。 下から3段目は S-11 と S-12 の合計変動量を日変位速度にして計算した結果(Obs.)とモデル 値(Sim.)を示した。最上段は S-11 と S-12 の合計変動量と解析値(Sim.)である。

421

73,455

111,743

111,698

・細かい変化をみると難があるが全体の変化傾向は概ね捉えられている。特に9月後半の大雨 以降の No.5 水位上昇に関わる計算速度と伸縮計移動速度は概ね再現されている。

・しかしながら、ターゲットエリアは斜面の中央部に有り最も活発な変動エリアにあるが、その上方にある地すべりブロックの変動が S-11,12の伸縮計に雑音として入っている恐れがあるため、頭部変動量の精度として問題がある。

・S-11 と S-12 の合計日変動量のうちほぼ'0'となる 9/10 を臨界としたが、全体としてみたと きの伸縮変動グラフの動きは非常に微妙で真に安定領域に入っていたのか明瞭でない。移動停 止条件が明確でないと解析上 Fs=1 (F=0)の判断が困難で精度の問題が残る。

・S-11, S-12 の引っ張りに注目したが頭部変動帯の境は必ずしも明瞭でない。S-11 と S-12 の 両方の動きを足したところ1年分の引張合計は16mmである。他方この下方でのS-16~21の合 計圧縮量は-22mmである。すなわち6mm分がどこかでロスしている可能性がある。 なお,もとのデータが日データではない(週1-3回回収)ので変動速度の相関分析はここでは 行わない。



図-3.1.8.4 善徳地すべりの地下水位変動と移動量を用いた LMDM によるモデル解析

## 3.2 タンクモデルおよび実効雨量法に基づく変動量解析事例

本解析としては、①追久保地すべり(池田・濱崎ほか,2016)、②地附山地すべり(大八木 ほか、1985)、③大塔村地すべり、④上益城地すべりの4事例について解析・検討した。解析 事例の①、②、③については直列3段タンクモデル(菅原、1972)を用い、最上段に入る 刻々の降水量から最終的には3段目タンクの水量変化をすべり計算に関わる地下水位変 化と見立てて安定計算を行いモデル化した。他方、④については実効雨量法(吉田ほか、 1987)に基づいて降水量から地下水変化を作成しモデル化した。また、これらの安定解析 については、すべて矩形傾斜台モデルを用いて解析した。

## 3.2.1 追久保地すべり

## 1)地すべり概要

地すべりの移動土塊は最大幅約 250m,最大長さ約 300mの規模で,比高が最大 30mに達す る滑落崖があり,これに連続する一連の側方崖で周辺斜面と完全に分離していた。地すべりの 発生に伴いその地内を横断していた市道の延長約 250m区間が,地すべり土塊とともに斜面下 方に移動し,被災区間の両端部では約 15mの段差が生じた。土塊は市道周辺では概ね一体とな って移動したため,水平移動距離が 30mを超えているにもかかわらず,道路形状はほぼ原形を 留めていた。地質は第三紀中新世から鮮新世にかけての砂岩泥岩互層,軽石質塊状あるいは一 部砂質層状となる凝灰岩が分布するところである。砂岩泥岩互層はやや凝灰質で,蝦夷倉川の 河床にほぼ連続して分布しており,地すべり地周辺では概ね北ないし北東傾斜(約 20°)の流 れ盤構造となる。右岸側から河床にかけては著しく破砕された泥質部が露出するが移動土塊下 流側左岸では緩い西~西南西傾斜(受け盤構造ないし上流側傾斜),移動土塊上流側では北東 傾斜の整然とした露頭が確認できる(檜垣ほか, 2008)。



図-3.2.1.1に災害発生直後のステレオペア写真を示す。

2007(H19)7.24 国際航業株式会社 撮影

図-3.2.1.1 追久保地すべりステレオペア写真(檜垣ほか, 2008)

図-3.2.1.2に写真判読スケッチ平面図と伸縮計配置図を示す。

地すべり発生の5ヶ月前に亀裂や段差等の現象が確認され, 亀裂箇所に4基の伸縮計と雨量 計をセットし時間毎のデータを取得した。なお,ここでは早期の地すべり監視体制の確立と安 全確保を最優先としたためボーリング調査,水位観測は行っていなかった。



図-3.2.1.2 追久保地すべり写真判読平面図(加藤ほか, 2007)一部加筆

図-3.2.1.3 に伸縮計観測データを示す。 この図に示すように降雨の増加にともなって徐々 に地盤変動が著しくなり、最終的には2007年7月15日の台風4号の大雨で滑落に至った。な お、4基の伸縮計は共にほぼ同じような動き、量で変動しているのがわかる。



図-3.2.1.3 追久保地すべりの伸縮計観測データおよび降水量(加藤ほか, 2007)

## 2) 3段直列タンクモデル

図-3.2.1.4に追久保地すべりで用いた3段直列タンクの排出孔の位置(h:高さ mm)と流出係数(d)の値について示す。dは0以上1未満の値となる。

当地区の降水量は当時現地に設置されており時間 ごとの雨量(mm)である。これが最上段タンクに入り, 最終的に最下段タンクが安定解析に用いられるタン ク貯留量となる(池田・濱崎ほか,2016)。

このとき地下水位は貯留量に有効空隙率(φe)で 除することで安定解析上の間隙水圧(U)となる。

解析に当たっては、この水頭変化が移動速度の波 形と類似するように諸係数を変えて試行錯誤するこ とで最適値を求めることとなる。

なお、ここでは蒸発散は考慮していない。



図-3.2.1.4 タンクモデル係数

## 3) 追久保地すべり変動量応答モデル(LMDM)

変動解析にあたり,崩落直前までのデータがある斜面中腹の S-3 の圧縮伸縮変動を再現対象 とした。また,地すべり構造として矩形傾斜台モデルで計算した。矩形傾斜台モデルを採用し た理由として,現場では滑落するまでの地質情報がその時点でなかったこと,考えられる将来 の類似適用事例でもおそらく地すべり機構解明が進んでない状況で本解析が用いられる可能 性があること等が挙げられる。すなわち,その当時としての最善手法としてのモデル解析を想 定しした場合,矩形傾斜台モデルとタンクモデルの併用が最も妥当な手法と考えられた。

すべり面勾配は滑動前の斜面平均勾配を採用し 20°とした。長さ 300m とし幅 250m の 1/8 程度を層厚とし 30m 程度とした。最下段タンクの底をすべり面(基準水面)とし地すべり臨界 (Fs≦1.0)は観測グラフから4月16の12時とした。このときの水位(0.053m)を安定解 析から逆算しタンク貯留量(1.057mm: 有効空隙率φe=0.02)として与えた。

下記に表-3.2.1.1, 図-3.2.1.5に本モデルでの安定解析諸元をまとめる。

| 基準水位=         | 0.00 | m                         |
|---------------|------|---------------------------|
| 斜面勾配=         | 20   | 0                         |
| 地すべり層厚=       | 30   | m                         |
| 長さ=           | 300  | m                         |
| $\gamma t =$  | 18   | kN∕m³                     |
| $\gamma$ sat= | 19   | kN∕m³                     |
| c=            | 0    | kN∕m²                     |
| $\phi =$      | 20   | 0                         |
| Cd=           | 0.66 | x10 <sup>9</sup> kN∙sec/m |

表-3.2.1.1 安定解析諸元(池田・濱崎ほか, 2016)



図-3.2.1.5 安定解析諸元(池田・濱崎ほか, 2016)

データは時間毎で解析し日変動として集積して図-3.2.1.6 にまとめた。 図の下段にはタン クモデル水位と降水量を,中段には S-3 移動量から求めた日速度(り)と計算によって得られ た予測速度を入れた。また,上段には実移動量とモデル解析の移動量を示した。図から,6/29-30 日の大雨(73.5mm/13時間)までは実測と予測モデルはほぼ近似している。しかしそれ以降に おいては徐々に実測の移動量が増大しモデル値と乖離する。ただ実測は,少しばかり速度緩和 するが 7/9 の大雨から再度加速し 7/15 の滑落に至る。宮城(1990)は限界歪みを超えて動き 3次クリープ段階にまで達すると自律的破壊過程に陥ることを示唆したが,この乖離がそれを 示している可能性があるかもしれない。



図-3.2.1.6 追久保地すべりのタンクモデル水位と移動量を用いた LMDM によるモデル解析結果(池田・濱崎ほか, 2016)

Final 51

> 次に、モデル移動速度と実測の移動速度を用いて1日毎の速度、5日移動平均速度、10日移 動平均速度の3パターンで相関解析を実施した。それぞれ図-3.2.1.7に併せて示す。解析デー タ数は時間毎に出した値であるのでデータ数は3,098時間に及ぶ。つまり、1日毎であれば24 時間の移動集計を時間毎に計算し、5日移動平均速度では120時間分(5日分)の移動平均と して、また10日移動平均速度であれば240時間分(10日分)の移動平均としてデータを集積 した。

> 図に示すように、毎日の移動速度での相関解析では決定係数 R<sup>2</sup>=0.3782 であるが、他方5日 移動平均速度では R<sup>2</sup>=0.6770,10 日移動平均速度では R<sup>2</sup>=0.6682 となっている。5日、10日の 移動平均速度が毎日に比べ相関性が高いのは他の解析事例と共通している。なお5日~10日の 移動平均速度は時間データのため連続していてスネーク図のようなグラフが得られた。10日移 動平均の屈曲点は滑落の6日前の7月9日で、これを境に大きく線形軌道を外れていくのがわ かる。



図-3.2.1.7 追久保地すべりの S-3 実移動速度と解析速度の比較 上段:日移動速度,下段左:5日移動平均速度,下段右:10移動平均速度

## 3.2.2 地附山地すべり

### 1)地すべり概要

地附山地すべりは 1985 年 7 月 26 日午後 5 時頃に長野市市街地の西縁部の善光寺が立地する 台地背後の地附山南東斜面で発生した。規模は崩壊発生部で幅 350m,奥行き 280m,最大深さ 約 60m,平均深さ約 30m,変動域全体でみると最大幅約 550m,奥行き 720m。面積約 25ha に及 んだ。これによって老人ホーム松寿荘をはじめ多くの住宅地を全壊させ老人ホームの 26 名の 寝たきり老人が避難できずに亡くなった。地附山の山頂部は NE-SW に延びる細長い浸食小起伏 面からなり周囲は 20~30 度の急斜面からなる。地質的には新第三紀中新世上部の裾花凝灰岩 で構成され,すべり面は主として灰白色の流紋岩質凝灰岩および同質凝灰角礫岩からなってい る。本層は広範囲にわたり著しい変質作用を受けており,初生の石英・雲母・角閃石のほとん どが失われ主にスメクタイト,斜プチロル沸石,クリストバライトおよび長石などからなる。 (大八木ほか,1986)。図-3.2.2.1 に災害発生前の空中写真(国土地理院,1976)を示す。



図-3.2.2.1 地附山地すべり空中写真(国土地理院,作成 1976年1月1日)

滑落崖 線状凹地 道試銷路 C--650 略 強風化強破砕 泥炭質粘土 餐灰岩 - 3 化破碎凝灰岩 -600道路 粘土質砂礫 脚部 べり面 弱風化凝灰岩 -550 300 200 100 0

図-3.2.2.2に図-3.2.2.1で示されたC側線での地すべり発生前解析断面(大八木ほか,1986) を示す。また図-3.2.2.3に計器設置位置図を示す。

図-3.2.2.2 地すべり断面図 (大八木ほか, 1986)



図-3.2.2.3 計器設置位置図(大八木ほか, 1986)加筆

また図-3.2.2.4 に 7/19 から 7/25 までの 6 日間の伸縮計の累積移動量を示す。本研究では移動 再現を基本的に伸縮計 B (B 値のない部分を A を用いて B 値に補正)を用いて行った。



図-3.2.2.4 伸縮計による 7/19-7/25 間の累積移動量図 (大八木ほか, 1986)



図-3.2.2.5 伸縮計 A の累積移動量図 (大八木ほか, 1986)

## 2) 3段直列タンクモデル

図-3.2.2.6に地附山地すべりの変動量解析で用いた3 段直列タンクの排出孔の位置(h:高さmm)と流出係数(d) の値について示す。dは0以上1未満の値となる。なお, 当地区の降水量は気象庁長野気象台(北緯36度39.7分, 東経138度11.5分)の日雨量(mm)をもとに解析した。但 し,ここでは蒸発散は考慮していない。気象データは下 記ウエブから得た。

http://www.data.jma.go.jp/gmd/risk/obsdl/index.php

地下水位の計算は3段目タンク貯留量を有効空隙率 ( φ e=0.02) で除してもとめ、これを安定解析上の間隙 水圧(U)とした。

解析に当たっては、この水頭変化が移動速度の波形と 類似するように諸係数を変えて試行錯誤し最適値を求めた。



図-3.2.2.6 タンクモデル係数

## 3)地附山地すべり変動量応答モデル(LMDM)

変動解析にあたり,図-3.2.2.3 に示すように頭部にあってもっとも大きく変動していた伸縮 計Bの移動を再現対象とした。ただし伸縮計Bはすべてのデータがなく滑落直前の6日分しか ない。したがって崩落直前まですべてある伸縮計AのデータをAとBの重なる区間の移動量相 関から伸縮計Bの崩落までの値を作成した。なお、安定解析は矩形傾斜台モデルを用いた。解 析期間は1984/6/21 から滑落直前の1984/7/26 までである。

表-3.2.2.1 にここで用いた安定解析諸元を示す。基本的に大八木ほか(1986)による C 側線 断面を参考とした。諸定数はこれまでと同様本研究の基本値を採用しているが、臨界水位は断 面図にある初期水位の GL-10.2mを採用しそれを Fs=1.0 として強度定数を逆算した。

したがって $\phi$ '=15.95°はこの水位のもとでの逆算値(Fs=1.0, c = 0.0 として)である。

| 安定解析式   | すべり面勾配  | 粘着力<br>c | 内部摩擦角 $\phi'$ | ダンピング<br>係数(Cd)           |  |
|---------|---------|----------|---------------|---------------------------|--|
|         | o       | kN/m²    | (° )          | x10 <sup>9</sup> kN∙sec/m |  |
| 簡便矩形断面  | 15      | 0.0      | 15.95         | 0.0043                    |  |
|         |         |          |               |                           |  |
| 地すべり 長さ | 地すべり 厚さ | 飽和重量     | 不飽和重量         | 初期水位                      |  |
| L       | Т       | γt       | γt            | W                         |  |
| m       | m       | kN∕m³    | kN∕m³         | m                         |  |
| 280     | 30      | 19.0     | 18.0          | -10.2                     |  |

表-3.2.2.1 安定解析諸元

-267-

図-3.2.2.7 に時間毎の変位量(最上段),速度(2段目日速度,3断面5日移動平均速度), タンクモデル水位(最下段)など解析値と観測値との比較を示す。図から7/10までは概ね良 く合っていることが示されている。ただし、それ以降の滑落までは実変動が急速化している。



図-3.2.2.7 伸縮計B(+A補正)のLMDMによる移動量再現

Final 57

> 図-3.2.2.8 に移動量観測データとLMDM・解析値の移動速度の相関比較を行った。左上に 全区間の日移動速度を、右上に7/10までの日移動速度を入れた。また、左下に7/10までの5 日移動平均日速度を、右下に7/10までの10日移動平均日速度を入れた。全区間の日変動比較 でも決定係数 R<sup>2</sup>は0.6以上あり決して小さくないが、係数 a が 2.9 ほどあるのは7/10以降に おける実測データの上昇のためである。なお、7/10までとするとaはほぼ1となる。なお7/10 までの時点で移動平均による比較を行ったが、その結果5日までの移動平均速度がもっとも大 きい決定係数(R<sup>2</sup>=0.7815)を得た。





### 3.2.3 大塔村地すべり

#### 1)地すべり概要

Final 58

大塔村地すべりは 2004 年 8 月 10 日,奈良県大塔村宇井地区内国道 168 号で大規模滑落を起こした。最初,擁壁等での亀裂が発見されたのを端緒に,6 月下旬の台風 6 号に伴う降雨により地すべり活動が活発化し始めた。その後も,台風 10 号,11 号による相次ぐ降雨に見舞われ,最終的に滑落に至った。当地区の斜面は非常に急で地質的には四万十累帯に属し,チャート緑色岩を伴う砂岩頁岩互層と砂岩層からなる地域に位置している。地すべりの範囲は幅約 120m× 長さ約 120m に渡り,滑落した土塊量は約 20 万 m<sup>3</sup>と推定される(野村ほか, 2006)。 図-3.2.3.1 に地すべり平面図を示す。



図-6 地すべり滑落の過程とその範囲 Sは伸縮計,BVはボーリング調査孔 図-3.2.3.1 大塔村地すべり平面図(野村ほか,2006)

< 54 >

図-3.2.3.2 に図-3.2.3.1 で示された中心側線での地すべり発生前-発生後の断面(野村ほか, 2006) を示す。また図-3.2.3.3 に伸縮計による移動量図を示す。



図-3.2.3.3 伸縮計による累積移動量図(野村ほか, 2006)

## 2) 3段直列タンクモデル

図-3.2.3.4 に大塔村地すべりの移動量解析で用いた3段 直列タンクの排出孔の位置(h:高さmm)と流出係数(d)の 値について示す。dは0以上1未満の値となる。図に示すよ うに最上段,および中段タンクの下方向の孔係数を1.0とし たので,これは結果として最下段だけの1段タンクモデルに 等しい。これは当地区の斜面勾配が46°と急なこと,すべ り深度が10m程度と浅いことから降雨が直接鋭敏に作用す ると仮定しほぼ1段モデルと同等と考えて設定した。なお当 地区の降水量データは諏訪ほか(2006)の当現場の研究成果 で用いられた雨量データを読み取って採用した。地下水位の 計算は3段目タンク貯留量に有効空隙率(φe=0.1)で除し てもとめ,これを安定解析上の間隙水圧(U)とした。

解析に当たっては、この水頭変化が移動速度の波形と類似 するように3段目の諸係数を変えて試行錯誤し最適値を求 めた。



図-3.2.3.4 タンクモデル係数

## 3)大塔村地すべり変動量応答モデル(LMDM)

変動量解析にあたり,図-3.2.3.3 に示すように頭部にあってもっとも大きく変動している伸縮計 S-6 で計測された移動量を再現対象とした。安定解析は矩形傾斜台モデルを用いた。解析 期間は 2004/5/10 から滑落直前の 2004/8/10 までである。

表-3.2.3.1にここで用いた安定解析諸元を示す。基本的に野村ほか(2006)による中心側線 断面を参考とした。なお、不飽和重量、飽和重量はチャートなどの硬質で多少重い材料の可能 性を鑑み本研究の他現場一般値に比べ 1.0kN/m<sup>3</sup>ほど大きく設定し 19 kN/m<sup>3</sup>と 20 kN/m<sup>3</sup>に設定 した。また $\phi$ 'もすべり面(46°)と同等とするのは問題であるので、ここでは $\phi$ '=35°と設 定し c'を逆算することとした。5/10の基準水位(臨界水位)GL-5.48mを採用しそれを Fs  $\leq$  1.0として計算した結果、c'=715kN/m<sup>2</sup>となる。

| 安定解析式   | すべり面勾配  | 粘着力<br>c          | 内部摩擦角<br><i>ф</i> ' | ダンピング<br>係数(Cd)           |  |
|---------|---------|-------------------|---------------------|---------------------------|--|
|         | 0       | kN/m <sup>2</sup> | (° )                | x10 <sup>9</sup> kN•sec/m |  |
| 簡便矩形断面  | 46      | 715.0             | 35.00               | 0.0864                    |  |
|         |         |                   |                     |                           |  |
| 地すべり 長さ | 地すべり 厚さ | 飽和重量              | 不飽和重量               | 初期水位                      |  |
| L       | Т       | γt                | γt                  | W                         |  |
| m       | m       | kN∕m³             | kN∕m³               | m                         |  |
| 150     | 10      | 20.0              | 19.0                | 5.48                      |  |

表-3.2.3.1 安定解析諸元

図-3.2.3.5 に時間毎の変位量(最上段),速度(2段目日速度,3断面10日移動平均速度), タンクモデル水位(最下段)など解析値と観測値との比較を示す。図から7/12までは概ね良 く合っているが,それ以降の滑落まで急速に実移動量が伸びていることがわかる。



図-3.2.3.5 伸縮計 S-6 変動の LMDM による移動量再現

Final 62

> 次に、図-3.2.3.6 に移動量観測データと LMDM 解析値の移動速度の相関比較を行った。解 析は基本的に乖離する前(自律的破壊過程前)の5/10~7/12までとした。左上に7/12までの 日移動速度を、左下に7/12までの5日移動平均日速度を、また右下に7/12までの10日移動 平均日速度を入れた。それぞれ決定係数 R<sup>2</sup>は0.1904、0.2413、0.3681で移動平均日数の上昇 とともに上昇する。このことはこれまでの他の地すべり地に関する解析事例と同じである。



日移動速度(7/12まで)



左下: 7/12 までの5日移動平均速度, 右下: 7/12 までの10日移動平均速度

### 3.2.4 上益城地すべり

#### 1)地すべり概要

Final 63

> 活発に変状を来している地すべり移動体範囲は図-3.2.4.1の赤ラインの範囲で幅 50m、奥行 き 55m,深度約 5mの規模である。すべり面勾配はおよそ 23°である。頭部付近は段差 5m ほど の滑落崖を形成し、向かって左(上流)側は末端が対岸に衝突し竹林が対岸側に倒れ込んでい る。この衝突により地すべりは 3 次クリープ近くまで大きく変状したものの最終的な滑落には 至っていない。他方、向かって右(下流)側は全体に抜けて崩壊(2次滑落)し、その後の崖 面には岩塊混じり土の露頭が出現している。この崖面の下盤にある風化岩盤との境界付近では 湧水がありそれに沿ってすべり面と思われる不連続面が不規則に連続し上流側に続いている。 地質的には白亜紀御船層群の赤色頁岩を多量に含む砂岩頁岩互層の中ですべりが生じている。 対岸の露頭には約 10 度ほど西側に傾斜する互層の堅岩が認められるが、この層には薄く石炭 層と凝灰質粘土などが分布する。



図-3.2.4.1 上益城地すべり平面図

#### 2) 実効雨量モデル

実効雨量 *Re* のモデル式は式(1) に示すように i 日前の日雨量 *R<sub>i</sub>*の効果を減少係数 α(0.7 ~9.5) に i 乗して,それを過去 p 日前から当該日(0日)までを積算した値である。

$$\operatorname{Re} = \sum_{i=1}^{P} \alpha^{i} \times R_{i}$$
 (1)

上益城地すべりで用いた減少係数をα=0.8 とし, Re 値を有効空隙率φe=0.1 で除して水 頭換算した。なお、当地区には 26BV-1-1 水位観測孔がある。本孔の水位は明らかにすべり面 より下に賦存しているものの基底水位のように緩慢な水頭変化が認められた。したがってこの 水頭変化分と実効雨量水頭換算分の合計を地すべりに関与した地すべり地下水頭(間隙水圧) として用いた。降水量データは現地観測データを採用した。なお、チェックのために気象庁の 南阿蘇観測所、甲佐観測所気象庁のデータを収集した。それぞれ現地から見て北東約 10km に 南阿蘇観測所、南西約 10km に甲佐観測所が位置する。

#### 3) 上益城地すべり変動量応答モデル(LMDM)

変動解析にあたり,図-3.2.4.1 平面図に示される伸縮計の設置長さが最も長く,観測期間の もっとも長い S-1 伸縮計を再現対象とした。安定解析に際しては地すべり構造として矩形傾斜 台モデルを用いて計算した。解析期間は 2015/6/1 から 2015/7/12 までである。

表-3.2.4.1 にここで用いた安定解析諸元を示す。勾配はおおよそ上部の台地状斜面の勾配で 現地で安定計算に採用された平均すべり面勾配とし23°を採用した。不飽和重量,飽和重量は 地すべり土塊の一般値である 18N/m<sup>3</sup>用いた。すべり面 φ'は白亜紀の凝灰質粘土~シルトで φ '=30°と設定し, c'は0とした。初期水位はボーリング BV-1-1 孔すべり面から下-6.5m とし た。

なお,水頭変化に関与する減少係数(α),有効空隙率(φe)と移動速度を左右するダンピン グ係数(*Cd*)等に関しては,それぞれの値のトライアルによって実移動速度,移動量にあうよ う最適化を計った。

| 安定解析式   | すべり面勾配  | 粘着力<br>c | 内部摩擦角<br><i>↓</i> ' | ダンピング<br>係数(Cd)           |  |
|---------|---------|----------|---------------------|---------------------------|--|
|         | o       | kN∕m²    | (°)                 | x10 <sup>9</sup> kN∙sec/m |  |
| 簡便矩形断面  | 23      | 0.0      | 30.00               | 0.1728                    |  |
|         |         |          |                     |                           |  |
| 地すべり 長さ | 地すべり 厚さ | 飽和重量     | 不飽和重量               | 初期水位                      |  |
| L       | Т       | γt       | γt                  | W                         |  |
| m       | m       | $kN/m^3$ | kN∕m³               | m                         |  |
| 45      | 6       | 18.0     | 18.0                | -6.50                     |  |

#### 表-3.2.4.1 安定解析諸元

図-3.2.4.2 に日毎の変位量(最上段),中段に実効雨量(Effective rain)の水位,ボーリング孔 BV-1-1 水位,およびそれらの合成水位を示す。また最下段には棒グラフで現地観測の雨量と甲佐,南阿蘇観測所雨量の合計値を平均した値で示した。

図から 6/20 までは概ね良く合っているが、それ以降は雨がないにもかかわらず S-1 伸縮計の急激な増大が認められる。おそらく S-1 が最も長い伸縮計であるため地すべり本体以外の動きばかりでなく、例えば末端洗掘や小崩壊などの局所的な影響を捉えている可能性が高い。

なお、余談だが現地の降水量は総じて気象庁(甲佐+南阿蘇)/2 値より2割以上多い。特に6/12は気象庁観測では'0mm'であるにもかかわらず本サイトの雨量計は252.5mmの豪雨日であった。その日、当地すべりはこの局地的豪雨で変動している。このことから実効雨量などにおいては現地観測データが精度良くモデル化する上で非常に有効であることがわかる。



図-3.2.4.2 伸縮計 S-1 変動の LMDM による移動量再現

# 3.3 地形改変で変動した事例

本解析としては、①滝野地すべり(高速道路地すべり災害の応急排土による安定化、藤野ほか、1989)、②現地載荷実験による地すべり(石井ほか、2005)、③トンネル坑口地すべり(濱 崎、2007)の3事例について解析・検討した。事例の全てについての安定解析は修正フェレニ ウス法で行い、これをもとに地すべり変動の応答モデル解析(LMDM)を実施した。

### 3.3.1 滝野地すべり

### 1)地すべり概要

Final 66

> 滝野地すべりは、1986年8月5日に2日間で300mmを超える降雨が発生した後、岩手県の供 用開始前の八戸自動車道路で発生した。 地すべりは、長さが約230m、幅が250m、厚さが20m を超える大規模地すべりであった。地質的には新第三紀の凝灰岩から構成されるところである。 地すべり頭部には高速道路建設時の盛土が施工されていて1986年11月にほぼ完成しいていた。 このすべりの直接の引き金は大雨であったが、そもそもの地すべり発生の最大の誘因は、地す べりの頭部で載荷された盛土であったと思われる。 8月5日以降に地すべりは10mm/日以上 移動していることが判明し、応急措置が急遽実施された。8月20日までに盛土高さを比高5.4m まで減少させた結果、地滑りはほぼ停止した(藤野ほか、1989)。

> 図-3.3.1.1 に地すべり平面図を,また図-3.3.1.2 に地すべり中心での地質断面図を示す。 このすべり面は平面図のすべり範囲とH鋼杭での歪み深度21mから想定して円弧状すべりを推 定したものである。



図-3.3.1.1に地すべり平面図(藤野ほか, 1989)



図-3.3.1.3 は盛土の低下と変位量の関係を示す図である。この変位はボックスカルバート内 に設置された水平変位計観測データである。この現場の移動量応答モデルを作るに際してこの 観測図を読み取ってデータ化して用いた。



図-3.3.1.3 滝野地すべりのカルバート内水平変位図(藤野ほか, 19897)

## 2) 滝野地すべり変動量応答モデル(LMDM)

安定解析としては修正フェレニウス法を用いた。安定解析諸元を表-3.3.1.1 に示す。フェレニウス法では、単位重量として $\gamma$  t= 18kN/m<sup>3</sup>, 粘着力として c<sup>'</sup> = 20 kN/m<sup>2</sup>, 内部摩擦角として $\phi$ ' = 9.5°を適用した。このすべり面強度は、8月4日を臨界点とした Fs = 1.0 の条件から逆算によって決定された。さらに、*Cd*は0.108×10<sup>9</sup>kNsec/m (1m<sup>2</sup>当たり)に設定した。なおここでの解析では地下水位の変化は考慮していない。

表-3.3.1.1 安定解析諸元

| 安定解析式   | 単体重量<br><i>γ</i> t | 粘着力<br>c          | 内部摩擦角 $\phi'$ | すべり面長さ<br>L | 間隙水圧<br>U | ダンピング<br>係数(Cd)           |  |
|---------|--------------------|-------------------|---------------|-------------|-----------|---------------------------|--|
|         | kN∕m³              | kN/m <sup>2</sup> | (°)           | m           | kN        | x10 <sup>9</sup> kN•sec/m |  |
| フェレニウス法 | 18.0               | 20.0              | 9.5           | 208.8       | 23,643    | 0.011                     |  |

安定計算においては地すべり頭部にある盛土が段階的に除去された結果地すべりの安定性 は高まるばかりでなく、その速度も低下するはずである。このような条件下においては矩形傾 斜台モデルを適用することは適切ではない。すなわち,すべり形状を考慮するには修正フェレ ニウス法が必要となる。

下記に本変動量応答モデルの時系列での計算結果を表 3.3.1.2 に示す。

|           |      |        | Slope stability |        |       |       | Velo   | ocity  | Displac | ement |
|-----------|------|--------|-----------------|--------|-------|-------|--------|--------|---------|-------|
| date      | Cut  | R      | D               | Ν      | Fe -  | F     | Obs.   | Sim.   | Obs.    | Sim.  |
|           |      | kN     | kN              | kN     | 15 -  | kN    | mm/day | mm/day | mm      | mm    |
| 1986/8/4  | -    | 10,949 | 11,525          | 64,119 | 1.000 | 576.0 | 0.0    | 0.0    | 0.0     | 0.0   |
| 1986/8/12 | 0.0m | 10,949 | 11,525          | 64,119 | 0.950 | 576.0 | 15.0   | 22.1   | 0.0     | 0.0   |
| 1986/8/13 | 0.5m | 10,926 | 11,437          | 63,980 | 0.955 | 510.5 | 15.0   | 19.6   | 15.0    | 19.6  |
| 1986/8/14 | 1.0m | 10,903 | 11,348          | 63,842 | 0.961 | 444.9 | 15.0   | 17.0   | 30.0    | 36.6  |
| 1986/8/15 | 1.5m | 10,879 | 11,272          | 63,699 | 0.965 | 393.3 | 14.0   | 15.1   | 44.0    | 51.7  |
| 1986/8/16 | 1.8m | 10,858 | 11,211          | 63,572 | 0.969 | 353.1 | 19.0   | 13.5   | 63.0    | 65.2  |
| 1986/8/17 | 2.5m | 10,806 | 11,058          | 63,265 | 0.977 | 252.0 | 11.0   | 9.7    | 74.0    | 74.9  |
| 1986/8/18 | 3.0m | 10,671 | 10,651          | 62,455 | 1.002 | 0.0   | 1.0    | 0.0    | 75.0    | 74.9  |
| 1986/8/19 | 4.0m | 10,598 | 10,422          | 62,018 | 1.017 | 0.0   | 2.0    | 0.0    | 77.0    | 74.9  |
| 1986/8/20 | 4.7m | 10,558 | 10,297          | 61,781 | 1.025 | 0.0   | 5.0    | 0.0    | 82.0    | 74.9  |
| 1986/8/21 | 5.1m | 10,524 | 10,186          | 61,576 | 1.033 | 0.0   | 0.0    | 0.0    | 82.0    | 74.9  |
| 1986/8/22 | 5.4m | 10,524 | 10,186          | 61,576 | 1.033 | 0.0   | 0.0    | 0.0    | 82.0    | 74.9  |

表-3.3.1.2 解析結果一覧表

ここに,

Cut:盛土の切り下げ高さ

R:抵抗力 , D:滑動力, N:垂直応力

Fs:安全率 , F:下方力

Velocity:移動速度

Displacement:累積変位量

(Obs.:観測データ, Sim:シミュレーションデータ)
図 3.3.1.4 に滝野地すべりの LMDM によるモデル解析結果を示す。 8 月 18 日以降は、カ ット量が十分となったため安全率 (Fs) は 1.0 を超え F=0 となり速度は 0 となり変位はほぼ無 くなった。 それ以前での累積移動量を見ると観測値と解析値の傾向はほぼ同じであることが わかる。つまり、この質点系ダンパーモデルでの解析は水圧上昇による地すべり変動だけでな く、地すべりの頭部における盛土荷重に起因する地すべりの移動速度を予測するのに有用であ ることがわかる。



#### 3.3.2 現地載荷実験地すべり

1)地すべり概要

Final 70

> 石井ほか(2001, 2005)は自然斜面において盛土により強制的にすべり変位を生じさせる載 荷実験を実施した。そこで得られた変位などの観測機器による計測情報は極めて貴重であるこ とから今回の質点系ダンパーモデルでの再現に採用した。

> 実験地は,新第三紀層の泥岩・凝灰岩の分布域に位置し幅約 50m,長さ約 60m の斜面である(図-3.2.2.1)。変動したすべり面の深さは孔内傾斜計のある BV-1 の位置で 12.8m, BV-2 の位置で 9.1m と推定されている。実験は,地盤伸縮計(S-1,S-2),設置型孔内傾斜計(BV-1),多層移動量計(BV-5),垂直伸縮計(BV-7),地下水位計(BV-1,2に隣接して設置されたW-1,W-2)を実験斜面に設置し(図-3.3.2.1),自動観測により地すべりの移動状況を常時モニタリングしながら,切土,盛土を段階的に行ったものである(石井ほか,2001)。図-3.2.2.2 に地質断面図を示す。



図-3.3.2.1 現位置載荷実験現場 平面図(石井ほか, 2001)



図-3.3.2.2 に示すように末端は切土され頭部には載荷用の盛土を実施した。図3.3.2.3 は孔 内傾斜計,地盤伸縮計,孔内水位,盛土量などの観測結果をまとめた図である。



図-3.3.2.3 現地載荷実験地すべりの種々観測結果(石井ほか, 2001)

## 2) 現地載荷実験地すべり変動量応答モデル(LMDM)

安定解析諸元を表-3.3.2.1に示す。ここでは安定解析として修正フェレニウス法を用い、計算断面は図-3.2.2.2を用いた。単体重量などの物性値は原位置で得られた試験値(石井ほか,2001)である。なお石井ほか(2001)は現位置で認められた凝灰質粘土の攪乱試料を用いてリングせん断試験を実施した結果、ピーク強度は c=13.96kN/m<sup>2</sup>、 $\phi$ =21.53°,残留強度は c=5.03kN/m<sup>2</sup>、 $\phi$ =8.89°を得ており、これを踏まえたフェレニウス逆算法(c固定)で求めた値は c=10 kN/m<sup>2</sup>、 $\phi$ =14.83°であった。なお、本解析では載荷前の11/5の現地状況をFs≦1.0とし、c=0 kN/m<sup>2</sup> から逆算した $\phi$ =20.05°を採用して解析した。計算 $\phi$ については、実験そのものが載荷による強制的移動試験であることを考慮すれば、ここではピーク強度に近い可能性が大きいと判断できると考え概ね妥当と判断した。

表-3.3.2.1 安定解析諸元

| 安定解析式   | すべり面長さ<br>L | 基準水位<br>U | 粘着力<br>c          | 内部摩擦角<br><i>ゆ</i> ' |  |
|---------|-------------|-----------|-------------------|---------------------|--|
|         | m           | m         | kN/m <sup>2</sup> | (°)                 |  |
| フェレニウス法 | 61.88       | 282       | 0.0               | 20.05               |  |

|      | ダンピング |      |                           |
|------|-------|------|---------------------------|
| 元地盤  | 砕石    | 盛土   | 係数(Cd)                    |
|      | kN∕m³ |      | x10 <sup>9</sup> kN•sec/m |
| 17.7 | 24.4  | 16.3 | 3.024                     |

観測データは図-3.3.2.3を読み取って用いた。再現対象は変動の大きい S-1 とした。本変動 量応答モデルの時系列での計算結果を表3.3.2.2 に示す。安定計算では地すべり頭部にある盛 土が段階的に増加した結果、地すべりが徐々に変位していく状況が概ね再現されている。

| Date _ | Variable Factors |              | Registance<br>F | <sup>e</sup> Driving F Safety Downword<br>Factor F |       | Displaceme | ent(mm) | Velocity(mm/day) |      | 5days Moving Average<br>Velocitv(mm/dav) |      |      |
|--------|------------------|--------------|-----------------|--|-------|------------|---------|------------------|------|--|------|------|
| Duit - | Bank             | Ground Water | R(kN)           | D(kN)  | Fs    | F(kN)      | Obs.    | Sim.             | Obs. | Sim.                                     | Obs. | Sim. |
| 5-Nov  | 0                | -12.65       | 2,391.85        | 2,394.73   | 0.999 | 2.88       | 0       | 1                | 0    | 1  | 0.0  | 1.3  |
| 6-Nov  | 200              | -12.75       | 2,396.75        | 2,394.73   | 1.001 | 0.00       | 0       | 1                | 0    | 0  | 0.0  | 0.7  |
| 7–Nov  | 225              | -12.80       | 2,399.21        | 2,394.73   | 1.002 | 0.00       | 5       | 1                | 5    | 0  | 1.7  | 0.4  |
| 8-Nov  | 300              | -12.85       | 2,401.66        | 2,394.73   | 1.003 | 0.00       | 10      | 1                | 5    | 0  | 2.5  | 0.3  |
| 9-Nov  | 675              | -12.88       | 2,403.13        | 2,394.73   | 1.004 | 0.00       | 18      | 1                | 8    | 0  | 3.6  | 0.3  |
| 10-Nov | 900              | -12.93       | 2,667.26        | 2,676.88   | 0.996 | 9.62       | 20      | 6                | 2    | 4  | 4.0  | 0.9  |
| 11-Nov | 900              | -12.93       | 2,667.26        | 2,676.88   | 0.996 | 9.62       | 20      | 10               | 0    | 4  | 4.0  | 1.8  |
| 12-Nov | 900              | -12.95       | 2,668.24        | 2,676.88   | 0.997 | 8.64       | 20      | 14               | 0    | 4  | 3.0  | 2.6  |
| 13-Nov | 900              | -12.85       | 2,663.33        | 2,676.88   | 0.995 | 13.55      | 20      | 20               | 0    | 6  | 2.0  | 3.8  |
| 14-Nov | 1,350            | -12.90       | 2,773.11        | 2,792.65   | 0.993 | 19.54      | 38      | 29               | 18   | 9  | 4.0  | 5.6  |
| 15-Nov | 1,350            | -12.92       | 2,824.49        | 2,846.99   | 0.992 | 22.50      | 55      | 40               | 17   | 10                                       | 7.0  | 6.8  |
| 16-Nov | 1,350            | -12.93       | 2,824.97        | 2,846.99   | 0.992 | 22.02      | 58      | 50               | 3    | 10                                       | 7.6  | 8.0  |
| 17-Nov | 1,500            | -12.92       | 2,858.82        | 2,884.18   | 0.991 | 25.36      | 70      | 62               | 12   | 12                                       | 10.0 | 9.5  |
| 18-Nov | 1,630            | -12.85       | 2,899.69        | 2,931.80   | 0.989 | 32.11      | 80      | 77               | 10   | 15                                       | 12.0 | 11.2 |
| 19-Nov | 1,630            | -12.73       | 2,893.81        | 2,931.80   | 0.987 | 37.99      | 110     | 94               | 30   | 18                                       | 14.4 | 12.9 |
| 20-Nov | 1,630            | -12.65       | 2,889.88        | 2,931.80   | 0.986 | 41.92      | 123     | 113              | 13   | 19                                       | 13.6 | 14.7 |
| 21-Nov | 1,630            | -12.56       | 2,883.02        | 2,931.80   | 0.983 | 48.78      | 140     | 136              | 17   | 23                                       | 16.4 | 17.2 |
| 22-Nov | 1,630            | -12.50       | 2,882.53        | 2,931.80   | 0.983 | 49.27      | 170     | 159              | 30   | 23                                       | 20.0 | 19.4 |
| 23-Nov | 1,500            | -12.50       | 2,838.15        | 2,884.18   | 0.984 | 46.03      | 198     | 180              | 28   | 21                                       | 23.6 | 20.7 |
| 24-Nov | 1,400            | -12.60       | 2,808.79        | 2,846.99   | 0.987 | 38.20      | 205     | 198              | 7    | 18                                       | 19.0 | 20.7 |
| 25-Nov | 1,200            | -12.65       | 2,770.51        | 2,803.07   | 0.988 | 32.56      | 207     | 213              | 2    | 15                                       | 16.8 | 19.8 |
| 26-Nov | 1,200            | -12.73       | 2,713.67        | 2,737.54   | 0.991 | 23.87      | 210     | 224              | 3    | 11                                       | 14.0 | 17.5 |
| 27-Nov | 1,200            | -12.80       | 2,717.10        | 2,737.54   | 0.993 | 20.44      | 213     | 233              | 3    | 9  | 8.6  | 14.9 |
| 28-Nov | 1,200            | -12.78       | 2,683.72        | 2,702.60   | 0.993 | 18.88      | 213     | 242              | 0    | 9  | 3.0  | 12.4 |
| 29-Nov | 260              | -12.80       | 2,552.05        | 2,559.67   | 0.997 | 7.62       | 213     | 245              | 0    | 4  | 1.6  | 9.5  |
| 30-Nov | 230              | -12.77       | 2,539.13        | 2,547.32   | 0.997 | 8.19       | 215     | 249              | 2    | 4  | 1.6  | 7.3  |
| 1-Dec  | 210              | -12.74       | 2,522.20        | 2,530.66   | 0.997 | 8.46       | 217     | 253              | 2    | 4  | 1.4  | 5.9  |
| 2-Dec  | 200              | -12.75       | 2,503.54        | 2,510.00   | 0.997 | 6.46       | 217     | 256              | 0    | 3  | 0.8  | 4.6  |

表-3.3.2.2 盛土載荷による地すべり移動量解析結果一覧表

表 3. 3. 2. 2 は Bank: 盛土量(m<sup>3</sup>), Groundwater: W-1 地下水位(GL-), R:抵抗力, D: 滑動 力 Fs: 安全率, F: 下方力, Displacement: 累積変位量, Velocity: 移動速度, 5days Moving Average Velocity: 5日移動平均速度(Obs.: 観測データ, Sim.: シミュレーションデータ) を示している。図 3. 3. 2. 4 に現地載荷実験地すべりの LMDM によるモデル解析結果を示す。 最上段に累積移動量, 2段目, 3段目にはそれぞれ日変位速度, 5日移動平均変位速度の実移 動と計算値の比較を示した。また4段目には盛土量と水位, さらには最下段に安全率と下方力 を示した。図から概ね地すべり移動速度, 変位量が再現され, 特に 11/24 までは良く合ってい る。



図-3.3.2.4 現地載荷実験地すべりの LMDM によるモデル解析結果

次に、図-3.3.2.5 に移動量観測データとLMDM・解析値との移動速度での相関比較を行った。上に日移動速度を、左下に5日移動平均日速度を、また右下に10日移動平均日速度を入れた。それぞれ決定係数 R<sup>2</sup>は0.5242,0.7903,0.7886である。5日と10日の移動平均には大きな違いは認められないが、ここでも日毎での比較より移動平均の方が相関が高い結果となった。



図-3.3.2.5 LMDM 解析値(Sim.)と実測(Obs.)の移動速度での相関比較 上:日移動速度,左下:日移動平均速度,右下:10日移動平均速度

#### 3.3.3トンネル坑口地すべり

#### 1)地すべり概要

図 3.3.3.1 に,対象斜面の概略平面図と図 3.3.3.2 にトンネル坑口掘削法面展開図,図 3.3.3.3 に概略断面図を示す。

対象斜面は、四万十層の粘版岩・砂岩の分布する細く伸びる尾根状地形の中腹に位置すると ころで、ダム周回用付替道路トンネルの工事中に斜面変動が生じ対応を検討した箇所である。 トンネルの天端より、尾根を取り囲む遷急線までの標高差は15m程度であり、掘削前の上方斜 面には、高さ2~3m程の崖が連続していた。対象斜面は図3.3.3.2のスケッチに示すように、 露頭観察でN60W、60N及びN20E、60Nの2本の断層系の存在が確認された。そのため、調査ボ ーリングを実施したところ、この2本の断層系によるクサビ破壊の可能性があると判断された。 調査・検討の結果、数本の想定すべりを考慮し、アンカー工(4.5m間隔、施工段数2段、打設 角16°、55tf/本×アンカー6本、初期緊張36~37tf/本)による対策が施された。さらに掘削 に伴う変状の有無の確認および安全対策として、斜面上に伸縮計およびアンカー荷重計等の各 種計器による観測が実施された。計測機器の位置については、図3.3.3.1、図3.3.3.3に示す とおりである。設計どおりのアンカーが施工された後、トンネル(高さ幅は約7.5m)の堀進が 始まるとこれに伴って設置された各計測機器に変状を記録し始めた。観測調査の結果、変状範 囲は図3.3.3.1に示すクサビ状の部分であることが判明した。斜面の変状はトンネルの堀進長 が坑口よりほぼ30m付近に至るまで認められた。その後アンカーの荷重増大は、設計荷重内で 終息するとともにトンネルは無事完成した。それ以後、変状の報告は無い(濱崎、2007)。



図-3.3.3.1トンネル坑口地すべり平面図および計器設置位置図



図-3.3.3.2 トンネル坑口法面 坑口切土斜面展開図 (濱崎, 2007)



図-3.3.3.3 トンネル坑口地すべり断面図 (濱崎, 2007)

図-3.3.3.4 に地中伸縮計,伸縮計,アンカー荷重計,天端沈下量に関わる観測データを示す。 図から,断面的には図-3.3.3.3 の赤点で示した箇所で変状していることがわかる。









図-3.3.3.4 トンネル坑口地すべりの種々観測結果 (濱崎, 2007)

< 73 > -289-

### 2) トンネル坑口地すべり変動量応答モデル(LMDM)

安定解析に際しては2次元修正フェレニウス法を採用した。図-3.3.3.4 に各掘削段階毎の法 面形状とアンカー配置とトンネル位置を3D模式図で示す。アンカーは6本共にクサビ土塊の すべり面を縫っているのがわかる。実際、トンネル掘削中にアンカー荷重が上昇しているので それを裏付けている。なお、図でもわかるようにトンネルの天端の一部はすべり面を欠損させ ているが、クサビ土塊の範囲(幅)は24mあるのでトンネル部はごくわずかである。ここでは 以上に鑑み、掘削による欠損は考慮せず、図-3.3.3.5 に示されるように安定解析では掘削進捗 に併せて天端と進行方向3mまでが緩み範囲と想定し、緩み箇所のすべり面 c'  $\phi$ 'が80%ま で低下するものとして解析した。なお、アンカー荷重計が示すようにトンネル掘進と同時に伸 縮計変動と同様に荷重が増加しておりこの荷重をモデルに付加した。アンカー荷重は2箇所で 設置された計測値を用い観測日荷重値の平均値を6本に乗じて日当たり総荷重とした。さらに 断面解析であることから幅24mで除した後、締め付け、引き止め両方でのm当たり荷重をもと め、これをすべり面に作用させて計算した。また、ここでは周辺で発生した崩壊などの逆算値 からおおよそ $\phi$ ' =36°とし、歪み直前の1月10日をFs=1.0として c'を逆算した。地下水 は認められておらずここでは計算に考慮されていない。表-3.3.3.1 に当地区の安定解析諸元を 記す。



図-3.3.3.4 段階掘削形状の3D模式図 (濱崎, 2007)

図-3.3.3.5 掘削緩みの考え方

| 表- | -3. | 3. | 3.  | 1 | 安定解析諸元 |
|----|-----|----|-----|---|--------|
|    | • • | •. | • • |   |        |

| 地すべり幅         | 24     | m                        |
|---------------|--------|--------------------------|
| 粘着力 c'        | 27.142 | kN/m <sup>2</sup>        |
| 内部摩擦角 $\phi'$ | 36.00  | 0                        |
| 無支保区間c',φ'低減率 | 0.8    |                          |
| 推定無支保長(m)     | 3.0    | m                        |
| Cd            | 0.0778 | x 10 <sup>9</sup> kN∙sec |
| L             | 44.62  | m                        |
| アンカー          | 6      | 本                        |

Final 79

> トンネル掘進に伴う移動量のLMDM 解析結果を図-3.3.3.4 に示した。再現対象は変動の大き い地盤伸縮計 No. 2 とした。本変動量応答モデルの時系列での計算結果を表 3.3.3.2 に示す。 観測値と解析値の比較として上段には変位量,中段には移動速度をそれぞれ示した。また下段 にはアンカー荷重の変化とトンネル掘進長を示した。図から幾つかの解析上の仮定はあるもの の,本解析は概ねトンネル掘削緩みによるクサビすべりの変位を再現しているといえよう。

Anchor Load Obs Slope stability Average No2 実掘進長 掘進長 無支保長 Anchor F displacemet Velocity Date No.4 No.6 Ro D Fs F Sim. V Sim. Dis R = to+RN+R RN RT m tf tf kN/m mm mm/day kN kN kN kN kN kN mm/day mm/day 0.00 1998/1/10 42.0 3.479 25.8 5 5.0 3.0 40.5 67.4 4.2 0.000 45.2 3.550 3.550 1.000 0.00 0.000 1998/1/17 7.0 43.5 41.8 69.7 0.043 3,476 46.7 3,549 0.021 0.14 7 3.0 4.5 26.6 3,550 1.000 0.83 1998/1/24 8.0 45.0 43.5 72.3 3,465 48.5 27.6 3,541 0.206 1.59 9 3.0 5.5 0.143 3,550 0.998 8.29 1998/1/31 45.3 73.7 3,465 2.76 12 8.0 3.0 45.0 6.5 0.143 49.5 28.2 3,543 3,550 0.998 6.74 0.168 1998/2/7 15 8.0 3.0 46.5 45.8 75.4 7.8 0.186 3,465 50.5 28.8 3,545 3,550 0.999 5.02 0.125 3.64 1998/2/14 17 8.0 3.0 47.5 46.2 76.5 8.5 0.100 3.465 51.3 29.3 3.546 3,550 0.999 3.82 0.095 4.31 1998/2/21 22 8.0 2.0 48.3 47.0 77.8 8.5 0.000 3,482 52.2 29.8 3,564 3,550 1.004 0.00 0.000 4.31





図-3.3.3.4 トンネル坑口地すべり LMDM によるモデル解析結果

< 75 > - 291 -

#### 3.4 ダム湛水での破壊事例

ここでは,有名なイタリア北部のバイオントダム左岸で 1963 年に発生した地すべり事 例を対象に検討する。

## 3.4.1 バイオント地すべり

1)地すべり概要

バイオント地すべりはイタリア北部ベネト地方のバイオント峡谷に建設されたバイオント アーチダムの貯水池左岸側(図-3.4.1.1)で発生した幅2.0km,長さ1.6km,最大層厚は250m に達する巨大地すべりである。

野崎(2002)は、バイオントダム地すべり災害の再検証を行っており、主としてそこから引 用しつつ概要について記す。すなわち、1963年10月9日に発生した地すべりは最終的には推 定移動量2.7億m<sup>3</sup>の地すべり土塊が20~30m/sec(Müller,1968)の速度で貯水池の中に突入し たと言われている。地すべりは貯水されていた水を対岸の右岸上方へ250mまで押し上げ、次 に左岸側に戻ってきて同時にダムの頂部を100mの高さで跳び越えて下流に流れ出た。このた め下流のLongaroneの小さな町と、その近くの村を完全に潰滅させ約2100人の死者が出る大 惨事となった(野崎,2002)。



図-3.4.1.1バイオント地すべり平面図および計器設置位置図

図-3.4.1.2に1960年から1963年の大滑動に至るまでの、貯水位化と移動速度(10日平均日変動量)の関係を示す(Müller,1964)。すなわち1960年2月から11月にかけて水位が徐々に上がり、海抜標高580mから650mに上昇した際、岩盤の動きが9月と11月に検知された。1960年11月4日にそれがPiam Della Piazzaの下方斜面で地すべりが発生しおよそ705m<sup>3</sup>程の岩塊が崩落した。このとき左岸のToc山斜面に2kmにわたってM字型の亀裂が発生したという。岩盤変位が1日約35nmに達したとき、海抜600mまで、貯水池の水面レベルを下げることが決定された。水位の降下とともに、岩の変位はすぐ徐々に沈静化し、さらに1961年の3月には水位が海抜592mまで下げられ、この結果岩盤変位は落ち着いた。このため再度1961年暮れから湛水を開始したところ、海抜652mを示すところで岩盤変位が再度累積をはじめ、1963年9月15日には速度が21mm/日、26日には22mm/日に達した。変位速度が大きくなったため、貯水池の水位を下げるため、左岸の3本のトンネルから放水したが、9月28日からは激しい降雨があり、ついに10月9日、悲劇的な大変動に至った(Jaeger, 1984)。



< 77 > -293図-3.4.1.3 と図-3.4.1.4 に地すべり地の地質平面図・断面図を示す。バイオント地すべりは ジュラ紀 (Malm 統) ~後期白亜紀の石灰岩・ドロマイトで発生した。構造的には流れ盤で, 上部は約 30~40°で傾斜し末端はほぼ水平の椅子型を呈していた(野崎, 2002)。



図-3.4.1.4 バイオント峡谷の A~F 側線,破線は旧地形 (Jaeger, 1984)

## 2) バイオント地すべり変動量応答モデル(LMDM)

変動量応答モデルの作成に当たり,安定解析は簡易3次元RBSM法(濱崎,2007)での解 析結果を採用した。このモデル化に当たりJaeger(1984)の「岩の力学と工学」に記載されたす べり面コンター図(図-3.4.1.3)および A~F までの地すべり断面図(図-3.4.1.4)を用いて 3次元モデルを作成した(濱崎,2007)。



図-3.4.1.5 バイオント地すべりの3次元モデル化を表す図(濱崎, 2007)

解析は 1961 年 10 月から 1963 年 10 月までについて 1 月毎に解析することとし,水位は 590m から滑落時水位 710m までの計算とした。計算は簡易 3 次元 R B S Mを使って基準水面法をも とに各水位ステップでの滑動力 (D),抵抗力 (R)を計算し,さらに下方力 (F)をもとめて検 討した。観測値として Müller (1964)の 10 日間平均速度とこの積分値である移動量を用い,これを LMDM を用いて再現することとした。移動体はジュラ〜白亜紀の泥質石灰岩〜石灰岩 ~ドロマイトであり単体重量および水面下の飽和重量をともに 25kN/m<sup>3</sup>と設定した。ここでダ ンピング係数 (Cd) に掛かるすべり面面積は A= 2,383,603m<sup>2</sup>である。計算に与える水頭は,細 かい 3 次元水面形は不明あること、変位が貯水位に非常に良く追随していること,また石灰岩 地帯は一般的に透水性が高いと予測されることなどを総合的に考慮して,湛水面の上下降のみ が圧力水頭として作用するものとして計算した。臨界水面条件として地すべり変動が明瞭に捉 えられ始めた 1962 年 2 月の 655m を Fs ≒ 1.0 に設定し逆算で c',  $\phi$ 'を求めた。結果として c'= 0kN/m<sup>2</sup>のとき  $\phi$ ' = 21.49°となった。この値は中村 (2011)が示したバイオントの安定計算上 に設定された土質定数に近く概ね妥当と判断される。表-3.4.1.1 に安定解析諸元を記す。

| 安定解析式     | すべり面<br>A      | 単体重量<br>ア†        | 粘着力   | 内部摩擦角<br>の' | ダンピング<br>係数(Cd)           |
|-----------|----------------|-------------------|-------|-------------|---------------------------|
|           | m <sup>2</sup> | kN∕m <sup>3</sup> | kN∕m² | (°)         | x10 <sup>9</sup> kN•sec/m |
| 簡易3次元RBSM | 2,383,603      | 25                | 0.0   | 21.49       | 0.22                      |

表-3.4.1.1 安定解析諸元

表-3.4.1.2 に解析結果を示す。表は1月毎での日変動量を示した。なお1箇月を30日で積算 して計算した。

|             | Water _  |       | Slope Stab | ility ( × | 10 <sup>6</sup> kN ) |         | Velocity(m | m/day) | Displacement(mm) |         |
|-------------|----------|-------|------------|-----------|----------------------|---------|------------|--------|------------------|---------|
| date        | level(m) | w     | D          | R         | F                    | Fs      | Sim.       | Obs.   | Sim.             | Obs.    |
| Oct-61      | 590      | 4,251 | 1,338      | 1,368     | 0                    | 1.023   | 0.00       | 0.00   | 0                | 0       |
| Nov-61      | 610      | 4,206 | 1,332      | 1,352     | 0                    | 1.015   | 0.00       | 0.50   | 0                | 0       |
| Dec-61      | 632      | 4,149 | 1,322      | 1,332     | 0                    | 1.007   | 0.00       | 0.50   | 0                | 0       |
| Jan-62      | 641      | 4,124 | 1,318      | 1,322     | 0                    | 1.004   | 0.00       | 0.50   | 0                | 0       |
| Feb-62      | 655      | 4,080 | 1,309      | 1,307     | 2                    | 0.999   | 0.29       | 1.00   | 9                | 30      |
| Mar-62      | 662      | 4,057 | 1,304      | 1,299     | 5                    | 0.996   | 0.84       | 0.50   | 34               | 45      |
| Apr-62      | 666      | 4,043 | 1,301      | 1,294     | 7                    | 0.995   | 1.16       | 1.00   | 69               | 75      |
| May-62      | 672      | 4,022 | 1,297      | 1,287     | 10                   | 0.992   | 1.66       | 1.50   | 118              | 120     |
| Jun-62      | 672      | 4,022 | 1,297      | 1,287     | 10                   | 0.992   | 1.66       | 2.00   | 168              | 180     |
| Jul-62      | 683      | 3,981 | 1,287      | 1,272     | 15                   | 0.988   | 2.52       | 2.30   | 244              | 249     |
| Aug-62      | 690      | 3,953 | 1,281      | 1,263     | 18                   | 0.986   | 2.99       | 2.50   | 333              | 324     |
| Sep-62      | 692      | 3,944 | 1,279      | 1,260     | 19                   | 0.985   | 3.13       | 3.00   | 427              | 414     |
| Oct-62      | 696      | 3,928 | 1,275      | 1,254     | 21                   | 0.984   | 3.44       | 3.50   | 530              | 519     |
| Nov-62      | 697      | 3,924 | 1,274      | 1,252     | 21                   | 0.983   | 3.52       | 5.00   | 636              | 669     |
| Dec-62      | 702      | 3,903 | 1,269      | 1,245     | 24                   | 0.981   | 3.92       | 15.00  | 753              | 1,119   |
| Jan-63      | 695      | 3,932 | 1,276      | 1,255     | 20                   | 0.984   | 3.36       | 11.00  | 854              | 1,449   |
| Feb-63      | 682      | 3,984 | 1,288      | 1,273     | 15                   | 0.988   | 2.44       | 3.00   | 927              | 1,539   |
| Mar-63      | 670      | 4,029 | 1,298      | 1,289     | 9                    | 0.993   | 1.49       | 2.00   | 972              | 1,599   |
| Apr-63      | 652      | 4,090 | 1,311      | 1,311     | 0                    | 1.000   | 0.06       | 0.50   | 974              | 1,614   |
| May-63      | 668      | 4,036 | 1,300      | 1,292     | 8                    | 0.994   | 1.32       | 1.00   | 1,014            | 1,644   |
| Jun-63      | 692      | 3,944 | 1,279      | 1,260     | 19                   | 0.985   | 3.13       | 2.00   | 1,108            | 1,704   |
| Jul-63      | 701      | 3,907 | 1,270      | 1,246     | 23                   | 0.982   | 3.84       | 3.00   | 1,223            | 1,794   |
| Aug-63      | 705      | 3,890 | 1,266      | 1,240     | 25                   | 0.980   | 4.15       | 5.00   | 1,347            | 1,944   |
| Sep-63      | 708      | 3,877 | 1,262      | 1,236     | 26                   | 0.979   | 4.35       | 8.00   | 1,478            | 2,184   |
| $O_{ot=62}$ | 710      | 3 868 | 1 260      | 1 222     | 27                   | 0 0 7 9 | 1 17       | 20.00  | 1 612            | 2 0 2 4 |

表-3.4.1.1 安定解析および移動量再現解析結果

LMDM で速度と変位の再現図を図-3.4.1.6 に示す。上段には累積移動量の観測値と計算値 を示し,下段には湛水面の水位標高変化と簡易3次元RBSMで計算された安全率の変化を示す。 1961年10月から1962年0月まではダンピング係数をCd=0.22×10<sup>9</sup>kN・sec/mとすることでほ ぼ再現し得た。しかし速度がおよそ3mm/dayを超えたあたりから観測値は解析値の移動線を大 きく超えて変位する結果となった。



図-3.4.1.6 バイオント地すべりの LMDM によるモデル解析結果

# 4.考察

本章においては、LMDM で解析した 16 事例に関して考察を加えた。

#### 4.1 解析結果の適合性の総括

3 章までの事例解析結果を下記の表-4.1.1 にまとめた。表は現場毎の地すべり平均厚さ,すべり面平均勾配( $\theta$ ),すべり面強度(c', $\phi$ '),ダンピング係数(*Cd* 値),解析期間中の総変位量,解析期間,地すべり原因,最終の状況,観測値とLMDM解析値の適合度についてまとめた。また,表に示す最終状況とは大崩落までに至ったか否かである。

ダンピング係数の Cd 値(x10<sup>®</sup>kNsec/m<sup>2</sup>)は基本的に最小 0.004 から最大 11 まであり広い範 囲に散らばる。滑落して大惨事になった地附山地すべりの 0.004 が最も小さい値であるが,当 地区のすべり面となった裾花凝灰岩は新第三紀の地質で変質作用を強く被ったスメクタイト 主体の極めて軟質な粘土であったことが知られている。なお大崩壊した追久保,地附山,大塔 村,バイオントなどの場合では総じて Cd 値が低く,もっとも大きい追久保の 0.662 などを除 けば 0.2~0.01 程度である。他方,新第三紀以外の古い岩盤の風化や石灰岩などで構成される ロ坂本,善徳,大塔村,上益城,トンネル坑口,バイオントダムの地すべりは全体に Cd 値が 大きいものが多く 0.086 以上であり,概ね 0.1~10 くらいに収まるようである。また斜面勾配 が 20°以上の場合も最小値は 0.078 であるがここでも大略 0.1~10 位である。

ここで,適合度は解析期間のほぼ全体で良く合っているものを◎,変位スピードに所々若干 の差異はあるものの全体の傾向としては概ね合っているものを○,ほぼ半分(たとえば前半) は合うが,全体としての再現性はないものを△とした。

良く合っている◎としては、コスタニェック、ロ坂本、平山、追久保、現地載荷実験地があ る。概ね合っている○と合わせると 10 事例で全体の 60%を超える。特筆すべきはロ坂本地す べりですべり面に近い間隙水圧では地すべり変位量を良く再現する一方で他の浅い移動体中 間隙水圧計では再現できていない。このことは地下水頭が正しく計測されいない現場ではモデ ル化出来ないことを意味すると思われる。なお、△については前半のゆっくりとした地すべり の変位があるときを境に変動量が増し解析値から乖離する場合である。すでに述べた追久保地 すべりの解析事例と同様に地すべりの幾つかは極限歪を超えて「自律的破壊モード(宮城、 1991)」にまで達したケースがあるのではないかと考えている。そのことについては本章後半 にも再度触れたい。

| 地すべり          | 平均層厚 | θ  | c'                | φ'    | Cd                     | 期間変位量 | 期間   | 原因     | 最終状況 | 適合度 |
|---------------|------|----|-------------------|-------|------------------------|-------|------|--------|------|-----|
|               | m    | 0  | kN/m <sup>2</sup> | 0     | x10 <sup>9</sup> kNsec | mm    | days |        |      |     |
| Kostanjec     | 70   | 5  | 0.00              | 9.00  | 1.000                  | 100   | 720  | 地下水上昇  | -    | O   |
| Kuchisakamoto | 50   | 13 | 0.00              | 28.50 | 0.432                  | 380   | 360  | 地下水上昇  | -    | O   |
| Hirayama      | 40   | 4  | 0.00              | 4.00  | 0.034                  | 280   | 150  | 地下水上昇  | -    | O   |
| Ookami        | 30   | 12 | 0.00              | 12.00 | 0.120                  | 750   | 720  | 地下水上昇  | -    | 0   |
| Jigoku        | 80   | 5  | 0.00              | 5.00  | 0.173                  | 1100  | 840  | 地下水上昇  | -    | Δ   |
| Urushihiura   | 10   | 30 | 0.00              | 30.00 | 0.015                  | 35    | 18   | 地下水上昇  | -    | 0   |
| Kamikawa      | 100  | 10 | 0.00              | 10.00 | 0.052                  | 8200  | 215  | 地下水上昇  | -    | Δ   |
| Zentoku       | 40   | 25 | 0.00              | 38.00 | 11.232                 | 16    | 360  | 地下水上昇  | -    | Δ   |
| Oikubo        | 30   | 20 | 0.00              | 20.00 | 0.662                  | 40    | 96   | 地下水上昇  | 大崩壊  | O   |
| Jiduki        | 30   | 15 | 0.00              | 15.95 | 0.004                  | 3000  | 36   | 地下水上昇  | 大崩壊  | 0   |
| Ootoumura     | 10   | 46 | 715.00            | 35.00 | 0.086                  | 500   | 100  | 地下水上昇  | 大崩壊  | Δ   |
| Kamimasiki    | 6    | 23 | 0.00              | 30.00 | 0.232                  | 1200  | 30   | 地下水上昇  | -    | Δ   |
| Takino        | 20   | 10 | 20.00             | 9.50  | 0.011                  | 82    | 19   | 盛土p    | -    | 0   |
| Genchisaika   | 10   | 23 | 0.00              | 20.05 | 3.024                  | 217   | 28   | 盛土p    | -    | O   |
| Tunnel        | 10   | 55 | 27.14             | 36.00 | 0.078                  | 9     | 91   | トンネル掘削 | -    | Ö   |
| Viont         | 200  | 35 | 0.00              | 21.49 | 0.220                  | 3000  | 750  | ダム湛水   | 大崩壊  | Δ   |

表-4.1.1 事例解析結果総括一覧表

#### 4.2 LMDM の適応性

#### 1) 遅延現象

Final 86

ここでの遅延現象とは、LMDM 解析の移動量結果に比べて地すべりの実移動が半日~1日ほどの遅れとして現れるものである。例えば、平山地すべりの図-3.1.6.4、漆日浦地すべりの図-3.1.3.3 などがそうである。特に漆日浦は一日ほど解析値を後ろへずらすことでほぼ移動の発現点が一致する。図-4.2.1 には平山地すべりでの速度を観測と解析を比較したもので 2~4 日のずれが認められる。



図-4.2.1 平山地すべりでのずれ

LMDM では計算上,間隙水圧の増減が即応して下方力の増減となるため,地すべり土塊 が間隙水圧の増大により不安定化すると同時に移動の発現があることとなる。ところが, 実際には地すべり現象の幾つかのケースでは降雨直後からすべるのではなく徐々に水頭が増 し,さらにそれに少し遅れて地すべりが発生することも多々ある。すなわち,この遅延現象は おそらく歪みが伝搬し,すべり面までに伝達するまでの時間の遅れ現象での影響が大きいこと が予想される。この遅れを考えた場合,地すべり移動が最も早く発現する箇所を見極め,地す べり移動が適切に評価できる観測ボーリング孔を配備することが重要である。すなわち,本モ デルでは地すべり土塊を一体化したものとして解析しているが,すべりの形状や機構などから モデルの構築に適用する観測点の位置を適切に考慮することが重要になることを示唆する。 加えて,このような移動機構を表現可能なレオロジーモデルへのモデルの改善も今後の課題と なる。

#### 2) ヒステリシス

山田ほか(2000)は、地すべりで観測される水頭変化と地すべり移動には密接な相関関係があることを述べた。これは我々の提唱する LMDM に当然のことながら矛盾しない。それは先にも述べたように間隙水圧増大は線形的にすべり下方力 Fの増大となり、結果とし地すべり移動 速度に直結するからである。さらに山田ほか(2000)は地すべり速度には地下水位上昇の増加 に対しては鋭敏に反応するものの水位下降の場合には地すべり運動の低下がむしろ緩慢になるようなヒステリシスの様な現象があることを指摘した。今回のモデル検証の幾つかは山田ほか(2000)の論文から引用したこともあり結果的にこの検証もした。

すなわち,遅延現象でも触れた平山,漆日浦も計算に比べて地すべり収束側での戻りの緩慢 さが指摘される。他方,図-3.1.4.4の狼沢などで5mm/day以下の等速時は計算値と実測移動速 度はほぼ一致するが実移動の速度上昇時には計算がやや遅くなる。地獄山(図-4.1.2)の場合 はまさしく実移動の移動量増加時,すなわち加速度がプラスでは計算値より早く,減速時,す なわち加速度がマイナスになるとむしろ遅くなっているのがわかった。



図-4.2.2 地獄山地すべりでの加速時、減速時での観測値と解析値の違い

これは、上昇時にはすべり粘土の土粒子の配列がなめらかにそろって Cd が小さくなって抵抗せずスムースに運動するが、一方で地すべりが低速側になると逆にそれまでの土粒子配列が 逆毛のようになって抵抗が増え Cd 値が増加するような現象なのではなかろうか。今後、地す べり粘土の強度実験などによって検証可能と思われる。

他方,これとは逆で実移動のほうが緩慢~停止に至るまでにおいて少し早く収束する例(コ スタニェック地すべり等)もある。これは歪み伝搬の遅れの原因が大きいかもしれない。

#### 3)移動平均による整合

3章のモデル事例検証の中で解析日数(時間数)の多い9ケースについて即日の移動速度の 相関ばかりでなく5日移動平均速度,10日移動速度平均などでの相関比較を試みた。

結果,ほぼ全ての地すべり現場について移動平均日数が多くなるにつれ決定係数(R<sup>2</sup>)が増加している。観測日数の異なる現場毎の数字の比較は意味が無いが,少なくとも大塔村(図-3.2.3.6, R<sup>2</sup>=0.3681)を除く全てで10日移動速度平均がR<sup>2</sup>=0.6~0.8とかなり高い値となった。細かく時系列計算をしている追久保(図-3.2.1.6)では移動平均日数が増加するにつれてスネーク図のような相関図が得られた。

このような移動平均は、1)で示された遅延現象や伸縮計などが持つ計器特有の誤差や気温 による伸縮、ノイズ(ときにカクカクと階段状に動く等)などが平均化され計測データの微少 変化が吸収されてデータ波形が視覚的に滑らかになることが大きいと判断される。例えば、公 表されたオサシ製の伸縮計 SLG-100 (http://www.osasi.co.jp/products/item/detail/14) で は直線性誤差が±0.8mm 以下/200mm、繰り返し誤差 1mm 以下(200mm 往復)とある。また奄美 大島で確認された気温変化による地盤伸縮計の変動は10℃の変化に対して 1mm、最大で1日± 0.5mm の影響量が確認されている(原田ほか、2011)。上記から、地すべり移動量をモデル化 する際に相応の期間で集計して平均化することが誤差程度の微妙な動きを打ち消すには都合 が良いことがわかる。また榎田ほか(1994)も水位の移動平均値が地すべりの移動量との良い 相関を示すことを報告している。このようなことからも移動速度などは移動平均化しモデルを 俯瞰して捉えることが大切であると言える。以上を鑑みるに、データを整理するに当たっては 累積移動量での観測値と解析値の比較図だけでなく、移動平均法による速度の比較図を作成す ることも重要といえよう。

#### 4.3 レオロジーモデルへの展開

渡(1986)によれば、地すべりは比較的緩い斜面の地層内に原因を持って発生する巨大なマス ムーブメントであり、すべり面は滑っている土層に比べて極端に薄い数 cm~数 10cm の非常に 軟弱な粘土層よりなっていて、これが斜面内部に広がっていると述べた。また図-4.1.3 に示す ように地すべり活動時にはすべり土塊は総じて剛体的挙動を示し、すべり面とその近傍のみは 運動のために激しく攪乱されたために流体的な挙動をする、と述べている。



図-4.3.1 地すべり斜面の模式縦断速度分布図(渡, 2000), 英訳・図着色は筆者

また、山崎(2011)はすべり面構造とせん断強度の研究の中で、多くの現場集水井内の観察 を通して、幾つかの知見を得た。そのうちの第三紀層の板戸地すべりのすべり面は、緑色凝灰 岩に挟在される酸性凝灰岩の粘土化ゾーンに形成され、すべり面は厚さ1~数mmと極めて薄く 鏡肌を呈しており、すべり面の上部70cm区間と下部10~20cm区間にせん断帯を形成し従属せ ん断面が発達する、と述べている。他方、レオロジーモデルを考える上で、氷河のゆっくりと した時間の中で移動は固体で有りながら流動のような挙動を示すことはよく知られている。す なわち、通常では流体の挙動が想像できない固体であってもゆっくりとした挙動においては渡 (1986)の言う流体的な挙動をすることは想像に難くない。これらの事例は、地すべりの全て を表すわけではないが、おそらくは、このようなせん断帯のなかでせん断~流動的な抵抗が地

すべり移動速度の減衰(ダンピング係数: Cd 値)に大きく寄与していることは疑いあるまい。 今回のLMDMでは、運動モデルとしては図-2.1に示したように、速度に比例して抵抗する ダッシュポット(粘性抵抗)とおいてレオロジー運動モデルとしたが、本事例研究から、もっ とも大きく寄与しているものの第一にこの粘性抵抗があるのは間違いが無いと思われる。ただ し、力の伝搬における制動の遅れやヒステリシスを考慮したモデルの向上には、バネやスライ ダーを併用するモデル、例えばフォークトモデルやマクセルモデルなどへの発展も今後の課題 といえる。

#### 4.4 ダンピング係数とすべり面強度

今のところ、すべり速度を予測する上でダンピング係数 Cd 値を c' および  $\phi$ ' と同じよう に重要な地すべりの物性値の一つとして位置づけて、今後その物理的意味をせん断試験等を通 して明らかにしていくことが重要であろう。その過程で先に述べたレオロジーモデルへの応用 も可能となる。木下・柴崎ほか(2015)は、降雨・融雪及び地震誘因のすべり面構成土の特性 比較のなかで残留強度の速度依存性に着目し、そのなかで急速せん断/緩速せん断の比が1を 上回る場合と逆に1を大きく下回る場合があることを示した。前者は降雨・融雪誘因型で高塑 性の高粘土含有率のもので、他方後者は地震誘因型である。なお、ここで筆者らはせん断抵抗 (c'、 $\phi$ ')とは別に粘土土粒子には粘度( $\mu$ )による減衰が速度に比例して作用していると 仮定して考えてみる。すなわち Cd の作用を付加して考える一方で、c' および $\phi$ 'を土質特有 のものとして固定して考えてみよう。そうしたとき、前者は速度( $\nu$ )が上昇することによっ て減衰力(= $\nu \cdot Cd \cdot A$ )が増し、結果として粘性抵抗による見かけの強度増加が生じたのでは ないかと考えられる。また後者の場合、地震応答などで例えば液状化などが生じた場合に減衰 項の Cd 値が低下した結果見かけの強度低下が生じる、という可能性が考えられる。

さらに,強度発現でせん断抵抗力(c',  $\phi$ ')と粘度( $\mu$ )抵抗はもしかしたら密接な関係を示すのではないかとのとの疑念もある。すなわち前者は滑り出し直前の釣り合った状態でのせん断抵抗力で,かたや粘度はあきらかに動的な中での抵抗であるが,今回のLMDM では動き出してもなお c', $\phi$ 'の抵抗は維持されていることとして解いている。 実は加速時と減速時とで下方力変化(地下水位変化)との速度応答が異なるヒステリシスのような現象は,静的なせん断抵抗 c', $\phi$ 'が違う形で変化したことが原因ではないか? との仮説もなりたつ。

今後、これらの問題提起を勘案した試験装置の開発、研究が望まれる。

# 4.5 限界ひずみと自律的破壊過程

桜井(1986)は NATM 工法でトンネルの地山変位を管理するため、応力-ひずみの関係(図-4.5.1)から地山の限界ひずみ( $\epsilon_0$ )を一軸圧縮強さ( $\sigma_c$ )と弾性係数(E)を用い $\epsilon_0 = \sigma_c/E$ で定義した。図-4.5.2は地山材料の限界歪みと一軸圧縮強さの関係を示した図である。ここで粘土シルトは 0.5%~10%の中に入り、他の材料に比べて大きい。これは粘土シルトが延性材料であるからと思われる。地すべり変動量解析に直接この限界ひずみを導入することができるかどうかは問題が残るが、このような試験や現場からのデータを収集することは地すべり限界ひずみを検討する上で重要である。ちなみに地附山の地すべり長さ(L=280m)と地すべり累積変動量(x)をもとに地すべりひずみ( $\epsilon$ )を $\epsilon = x/L$ と定義すると LMDM 解析値から乖離し始めたとき 0.27%で、最終的な滑落直前の伸縮量は 3200mm でひずみは 1.1%である。



図-4.5.1 応力ひずみ関係図(桜井, 1986)



図-4.5.2 一軸圧縮強さと限界ひずみの関係(桜井, 1986)に赤で加筆

また宮城(1990)は地すべり地形発達段階で破壊がある程度進むとある段階からは自律的に 地すべりの破壊が進むと述べた。実際の崩壊現象も3次クリープのある段階を過ぎ地すべりの 抵抗限界を超えるような段階になると地すべりは地下水位上昇や地震などの外力の増加がな くとも地すべり移動が加速度的に増加し滑落に至ることが予想される。

図-4.5.3には今回解析したうちで最終的に崩落した追久保,地附山,大塔村の3事例での歪み(=変動量/地すべり長さ)解析結果を示す。これらの地区では解析前半~後半のある段階まではLMDMによる再現が出来たのであるが,ある大雨などを境(ここでは図の(1)の境)に乖離し始め,実際の累積移動量はLMDM解析値に比べて増加し最終的には滑落している。実は,それぞれのケースは観測の移動速度が増した後やや緩和し,さらに(2),(3)と再加速したところもあるので,(1)が「最終限界ひずみ」であるとは言いがたい。しかしながら、少なくとも最初の乖離以降に滑落危険度が増しているということは疑いがなかろう。なお、地すべり毎に地すべりの歪みの変化量が異なっていることは興味深い。



図-4.5.3 3地区の地すべり歪変位量(%)におけるモデル値(Sim)と観測変動値(Obs)

前述したように地附山の場合の段階(1)のひずみ量は約 0.27%,速度は時間 6mm,他方,段 階(2) では約 0.65%のひずみで,速度は時間 10mm である。この変化点が地すべりの限界ひず み,限界速度であるかどうかは今後の研究を待つが,少なくとも次の挙動ステージに上がった と想定される。

そこで、図-4.5.4 に(2)以降にφ'が限界後に低下して 0.976 倍になるケースと、他方 Cd 値が 0.43 倍になった 2 ケースを示す。図の緑は強度低減も Cd 低減もないこれまでのモデル値 で、赤が低減によるモデル値である。このケースにおいては(2)段階まで、ほぼ同じであるが (3)段階以降は図左の Cd 値の低減パターンの方が比較的実測に近い傾向が読み取れる。



図-4.5.4 地附山地すべりの(2)以降でのφ', Cdの低減における移動量の変化
 左図: φ' 低減, 右図: Cd 低減

林(2015)は3次クリープもモードI, IIの二つがあり斉藤法の適用域はモードIIからと述べている。もしかすると段階(2),(3)が,このモードI, IIの境界かもしれない。いずれにしても、このような境界としての地すべり「限界ひずみ」「限界速度」「自律的破壊の運動」などを定義し、地すべり崩壊過程までのプロセス解明することが次の研究目標となろう。

# 5. LMDM による地すべり移動量予測のための解析手順

#### 5.1 モデル化のための準備

LMDM 解析には、最低でも地すべり移動量が逐一観測できる観測機器(伸縮計,測量杭, GPS)と、地すべり要因となるものの観測値(地下水位、切盛量、荷重計、雨量)が必要で、 さらにそれらが随時手に入ることが条件である。今日では、それらのほとんどが自動計測で取 得可能となっているので、この点は基本的には問題なかろう。雨量では近隣のアメダスデータ や国土交通省防災情報提供センターのリアルタイム雨量などがある。ただしこれらの収集も重 要であるが、追久保、上益城で示したように現地で雨量計を設置して観測することが精度の向 上には欠かせない。特に地下水の上昇が地すべり誘因であるとき LMDM 解析は水位観測孔で 計測される地下水位とその地すべり変動との応答から地すべり変動量の予想解析を試みるこ とが必要であろう。なお仮に地下水孔が無いときは降水量変化そのものが地すべり運動モデル 作成の基本となる。追久保、地附山、大塔村、上益城では降水量をタンクモデル・実効雨量で 水頭をモデル化して代用した。また口坂本のように、地下水位孔や間隙水圧は全てが地すべり 移動に直結するとは限らない。よって計算対象孔は十分な検討のうえに選定されるべきである。

次に、地すべり累積移動量をモデル化するに当たり検討すべき地すべりが既にすべり面が判 明し通常の安定解析が可能である斜面の場合、通常の安定解析モデルを使うことが重要である。 フェレニウス法や簡易 RBSM 安定解析であれば、せん断抵抗力 (*R*:*Resistant Force*)と滑動力 (*D*: *Driving Force*)が逐次簡易に計算できる。今回のこのタイプでの事例は、ロ坂本、善徳、滝野、 載荷実験地、トンネル坑口、バイオントなどである。とりわけ地形改変(切土、盛土、トンネ ル掘削緩み)が重要な要因である地すべりでは、すべり面を含め地すべり地形形状をモデル化 する必要があるのでフェレニウス法、簡易 RBSM 法などで解析をすることが妥当である。

他方, すべり面構造が明確でなく修正フェレニウスなどの具体的な安定解析モデルがまだ構 築されていない場合, コスタニェックで用いたような矩形傾斜台モデルを使えば良いであろう。 つまり斜面の平均斜度をすべり面勾配(θ)とし, すべり面の長さ(L)と層厚(t)を与えて解析 する。その場合 t は推測でもかまわない。例えば, t に対して地すべり幅の 1/5~1/10, などの 経験値を用いることも可能である。

土質定数の内,単体重量( $\gamma$ t),粘着力(c'),内部摩擦角( $\phi$ ')は重要要素であるが, 緊急であれば経験的に使用される $\gamma$ t = 18 k N/m<sup>3</sup>を用いれば良い。

重要なのは地すべりが滑動する直前の臨界点 (Fs=1) が何時か?である。その臨界時の地形・ 地下水条件をもって、Fs=1.0から土質定数を逆算する。できれば土質に照らして $\phi$ 'を決定し、 c'を逆算することを提案したい。この理由として、すべり面強度のなかでも摩擦角 $\phi$ 'は地 すべり挙動を大きく支配していて、地すべり抵抗力の変化もこれに大きく依存していることが 挙げられる。また、一方で c'は状態(例えば水分など)によって大きく変化し取るべき範囲 が非常に大きいからである。 c'を層厚から安易に想定することはできるだけ避けたい。

なお、矩形傾斜台法ではあまり急勾配( $\theta$ )でなければ、 $\phi' = \theta$ と置くことも可能である。 ダンピング係数 *Cd* は観測値と計算値の移動量の対比から最適値を探索することになる。

## 5.2 モデル化の手順

データ整理・解析は、グラフを作成可能な表計算ソフト(例えば、マイクロソフトエクセル) を使う。なお本解析には特別なマクロを必要としない。

表の最初行には、日時(t),降水量(*R(t)*),実累積移動量,実移動速度(累積移動量の差分), 孔内水位(*Bor-W(t)*,無ければタンクモデルや実効雨量法で推定された水位),安定解析の諸項 目〔 地すべり重量(*W(t)*),すべり面長さ(*L(t)*,もしくはすべり面面積 *A(t)*),せん断応力 (*T(t)*),垂直応力(*N(t)*),間隙水圧(*U(t)*),抵抗力(*R(t)*)〕を計算できるように準備する。 ここで,

 $R(t) = c' \cdot L(t) + (N(t) - U(t)) \cdot tan \phi' \quad \forall b \Im_{\circ}$ 

次に同じく下方力 (*F(t)*)と 計算速度(*v(t)*), モデル累積移動量 (*X(t)*)の計算式をお なじ時間行 (*t*行)に組み込む。ここで,

v(t) = F(t) / (Cd · L(t) ) X(t) = X(t-1) + v(t) ただし, F(t)<0 のとき F(t)=0 とする。 また X(0)=0 である。

Cd については、観測値と計算値の移動量グラフを見ながら最適値を探索することになる。

図化では,最上段に観測とLMDM 解析値の移動量での比較図,2段目に移動平均(5日~ 10日)での比較図,3段目に日変位(もしくは時間変位)の比較図,再下段には降水量と 水位,場合によっては切盛図,トンネル進捗図,湛水面図などもわかるような図を用意す ることが肝要である。

# 5.3 滑落予想までの展開として

このモデルを緊急の現場で用いるとき,まず 5.1,5.2 の手順でモデル化して,ある Cd 値で解析値と実変動が整合したならば,それ以降は観測を逐一データ化して実測変位がモ デル計算値から乖離しないかどうか見守る。

また,地すべり長さと移動量から換算する地すべり限界ひずみ(例えば 2%など)や限 界速度(例えば,時間 2mm など)などを設定して管理することも重要である。かつモデル 値との乖離しはじめた場合,それがどのクリープ段階なのかを見極め,かつ乖離日からは Cd 値を変更してみるなどで再度解析を行う。追久保,地附山,大塔村などの崩落では,崩 壊前に 2-3 回の急変点があるので,一回で滑落へ急速に向かうことは少ないと思われるが, 最初の乖離段階を超えた時点で斎藤モデルや福囿モデルなどを併用しつつ管理すること も重要となろう。

# 6. まとめ 及び 今後の課題

#### 6.1 まとめ

- ・本論で示した質点系ダンパーモデル(Lumped mass damper model, LMDM, 濱崎・丸井ほか, 2016)は地下水変動や雨量,切土・盛土などの時刻列変化毎に地すべり変位速度を算出して, それに基づき累積移動量を解析する手法で, 斜面安定解析(例えば修正フェレニウス法)で 計算されるせん断抵抗力(*R:Resistant Force*)と滑動力(*D:Driving Force*)を用いる簡便なモ デルである。なお,ここで扱う「地すべり」は大八木(2004)のスライド(Slide)に限定 される。
- ・斜面安定解析で考慮するせん断抵抗力(R)と滑動力(D)を用い運動方程式の前提となる斜面下方向きの力(Downward Force: F=D-R, F>0)を計算し、この下方力(F)に対する減衰項として速度(v)に比例して抵抗するすべり面上の粘性ダンパー(k=Cd・A)を適用して計算する。

運動方程式から最終的な一般式を求めると、移動速度(v)は

$$v = \frac{F}{A \cdot Cd} (1 - e^{\frac{-A \cdot Cd}{m} \cdot t})$$
 で与えられる。

上式において F の増加に伴い exp 項は急速に 0 へ収束する。 そのため、最終的には下記のような簡便式に帰着する。

$$v \approx \frac{F}{A \cdot Cd}$$

ここで、Aはすべり面面積、Cdはダンピング係数で粘度 µと厚みtの積である。

- ・本論では、LMDMを用い16事例で解析し適応性を試みた。地下水変動データと移動量データのある8現場、水位変動データは無いものの降水量からタンクモデルや実効雨量などを用い水位変動をモデル化した後に移動速度を再現した4事例、さらには人為的行為(盛土・切土、トンネル掘削・ダム湛水)による4事例である。
- ・事例解析の結果,計算で逆算的に求められたダンピング係数 Cd 値(x10%kNsec/m<sup>2</sup>)は0.004 ~11 まであり広いことがわかった。 滑落して大惨事になった第三紀層の地附山地すべりの 場合 0.004 で最も小さい値となった。解析結果と観測結果の相関が大きい事例は、コスタニ ェック、ロ坂本、平山、追久保、現地載荷実験地の5事例である。概ね合っている○は狼沢、 漆日浦、地附山、滝野、トンネル坑口地すべりの5事例で、◎と○を合わせると全体の 60% が LMDM によく適応した。他の△は前半が合うものの、後半は乖離したケースである。
- このうち、ロ坂本地すべりでは4基ある間隙水圧計のなかですべり面に近い間隙水計での応答モデルのみが地すべり変位量に良くあった。他方、移動体中の他の間隙水圧計では後半の再現性に問題があった。このことは地下水頭が正しく計測される計器を用いることがモデル

化に極めて重要であることを示唆している。

- ・また、平山地すべり、漆日浦地すべりなど、幾つかの解析結果では解析累積変位量を見比べると実移動の方が1~4日ほど後ろへずれているることがわかった。また地獄山のように、実累積移動量の増加過程(加速度+)のときは計算値より早くなり、逆に、減速過程(加速度-)ではむしろ遅くなってヒステリシス(山田ほか、2000)のような現象が生じていることも示された。
- ・実移動の遅延現象は地すべり地内での歪み伝搬の速度に依存し、ヒステリシスはすべり粘土
  土粒子の配列の変化に起因しているものと考えられる。つまり加速時と減速時では土粒子の
  配列の違いによる抵抗変化が原因ではないか、との仮説をもった。
- ・解析の結果,ほぼ全ての地すべり現場について移動平均日数が多くなるにつれ決定係数(R<sup>2</sup>) が増加した。少なくとも大塔村(R<sup>2</sup>=0.3681)を除く全てで10日移動速度平均がR<sup>2</sup>=0.6~0.8 とかなり高い値となる。この原因として先の遅延やヒステリシス,計器による誤差などが移 動平均法で平均化することで吸収できるからではないか,と考えた。したがって,データを 整理するに当たっては累積移動量での観測値と解析値の比較図ばかりでなく,移動平均法に よる速度の比較図を作成することべきであるとの解析方向性の重要なポイントを得た。

#### 6.2 今後の課題

移動速度に最も大きく寄与しているものとして、この粘性抵抗があるのは間違いが無い。しかし、6.1の遅れ問題やヒステリシス問題などを考慮して解析できる手法へのステップアップとしてのモデルの改良も重要である。

例えば、バネやスライダーとの併用モデル、またはフォークトモデルやマクセルモデルな どへの発展である。なお、今は単体すべりで全体を均等とみなす質点系モデルであるが、今 後はローカルな変位も考慮できる FEM や RBSM などへの組み込みなども課題である。

 ・強度発現において、せん断抵抗力(c'、φ')と粘度(μ)抵抗には密接な関係がある と思われる。上記、せん断強度は力が釣り合った状態での抵抗力で、粘度は動的ななか での抵抗である。静から動に移り変わるときの強度の移り変わりは、このような地すべ り移動解析において重要な意味を持つ。現在のところLMDM解析では動き出し後もc'、 φ'の強度をそのままに維持させているが、加速時と減速時とで下方力変化(地下水位 変化)との速度応答が異なるヒステリシスのような現象は、静的なせん断抵抗 c'、φ' が減速時では増すか Cd が大きくなるなど変化したことが原因ではないか?との仮説も なりたつ。

今後、これらの問題提起を勘案した試験装置の開発、研究が望まれる。

・地すべりのクリープモデルでは地すべりは変動が進むにつれて I 次, 2次, 3次クリープへ と発展しついには滑落に至る。本研究では崩壊に至る前に LMDM 解析と乖離する変化点が 幾つかあることがわかった。林(2015)は3次クリープもモードⅠ,Ⅱの二つがあり斉藤 法の適用域はモードⅡからと述べている。このようなことも踏まえると最低,林の言う3次 クリープのモードⅠまでのモデル化が課題となる。さらに,地すべりの「限界ひずみ」「限 界速度」「自律的破壊」などの力学的解明と次なる崩壊過程までのプロセス解明が今後の重 要な研究目標となろう。

以上

# あとがき

今回,質点系ダンパーモデル(LMDM)の開発を目指すこととなった発端は、日本-クロア チアでの5カ年共同研究プロジェクト「クロアチア土砂・洪水災害軽減基本計画構築」(SATREPS) の最終年度、2013年3月にクロアチア首都のザグレブ市郊外にあるコスタニェック地すべり地 の伸縮計変動グラフを見せられたことが最初であった。そのデータは見ようによっては3次ク リープ段階にあって福囿式の逆数式に当てはめると早ければ4月中旬から4月下旬ころに大変 動するのでは、との懸念が生じた。すぐさま故吉松弘行先生(当時、(株)川崎地質)と丸井英 明先生(共著者:当時 SATREPS の研究代表者)にご相談した。結果、調査団を作り急ぎザグレ ブへ向ってザグレブ市危機管理課とザグレブ大学へ事情を説明するとともに対応協議をする こととなった。しかし4月はじめに我々が現地へ着いた頃、実は地すべり変動は収束していた (それは我々には知らされていなかったが・・・)。

結果事なきを得たものの,結局は対策らしい対策がないままで,もやもやした気分のまま帰 国の途についた。その後,両先生とはコスタニェックでの原因究明を含め「地すべり移動速度 を予測する物理モデル」の開発について話を続けていたが残念ながら吉松先生は2015年2月 に癌のため逝去された。吉松先生は独自にコスタニェックをFEMモデルで作り変動予測を試み られておられ,その遺稿も残されている。しかし筆者にはその内容が高度で精緻なる解析であ り、プログラムソースがわからない中では読み解けず結果的に吉松先生の遺稿を私が代わって 提出することは到底できなかった。

そして、2015年の秋、LMDM が完成し、2015年の11月に地すべり学会へ論文投稿した。本 投稿の査読者A氏は実に学問的見識のある方で、氏からは幾つかの重要な示唆を頂いた。ここ で本モデルが"質点系モデル"であること強調することを提案された。また事例を増やすこと も同時に提案されたが、まずは本事例のままでの提出ならば研究ノートとして出すことと提案 された。確かに、コスタニェック地すべり以外にバイオントダム地すべりの解析事例を加えて いたのであるが、バイオントではダンピング係数 Cd を幾つかの速度ステップで可変させるこ とでモデル化したもので、Cd の本質を掴めないままに次の段階へ踏み込んだ内容であった。今 回 Cd 固定でいくつもの事例を解析するなかで、まったく別の可能性も見えてきたように思う。 まだ、整理の途中であるが、今後とも焦ってことの本質を見誤ることことのないようにすべし、 とのご忠告であったと肝に銘じている。

故吉松先生には、若い頃から技術指導をずいぶんと受けた。たぶん私を弟子のような気持ち で接しておられたのであろう。私も甘えさせて頂き、いろいろな場面場面で相談させて頂いた。 感謝の念でいっぱいである。また丸井先生には、今回の本論文も含めていろいろな研究の場を 提供して頂き、またモデル作成などでは親身に相談に乗って頂いた。そして宮城豊彦東北学院 大教授は、これまで様々なことを共同でやってきた仲である。このモデルも含めて、私がモデ リングなどで絶えず悩み考えていることを相談できる兄貴のような存在である。

故吉松先生,丸井先生,宮城先生と査読者A氏にはこの場を借りて感謝申し上げたい。あり がとうございました。

2017年2月15日 執筆者代表, 濱崎英作

# 参考文献

Final 99

- Bloili, L. (1967): New Knowledges on the Geomorphology on the Vaiont Slide Slip Surfaces, Rock Mechanics & Eng. Geol., 5 (1), 38-88.
- 2) 榎田充哉 (1992): 地すべり地における水位変動のモデル解析,地すべり, vol. 29, No. 2, pp. 28-38.
- 復田充哉・市川仁士・大宅康平(1994): 地下水位と移動量の関係に基づく地すべりの移動特性とモデル解析,地すべり,vol.31,No.2,pp.1-8.
- 4) 藤野徹・内堀真吾・奥園誠之(1989): コルゲートパイプを利用 し た軽量路体による地すべ り抑制効果,土と基礎, 37-2(373), pp. 19-24
- 5) 藤井弘章・西村伸一・堀俊男・島田清(1995): 地すべり挙動の弾粘塑性有限要素解 析, 地すべり, Vol.31, No.4 pp.1-8.
- 福囿輝旗(1990): 平均速度の逆数による斜面崩壊発生時刻の予測,防災科学研究所 研究報告,46,pp.45-81.
- 7) 古谷元・佐々恭二・福岡浩・日浦啓全(1997): 善徳地すべりにおける地下侵食と地 すべり移動の関係, 地すべり, vol. 34, No. 2, pp. 9-16.
- 8) Furuya G. Migagi T. Hamasaki E. Krkac M. (2011) : Geomorphological mapping and 3D modeling of the Kostanjek landslide, Zagreb. In : OZANIC, N. et al. (eds) Proc. 2nd Workshop of the Project Risk identification and Land-Use Planning for Disaster Mitigation of Landslides and Floods in Croatia. Rijeka
- 9) 濱崎英作・竹内則雄・大西有三(2005):三次元斜面安定問題に対する簡易離散化極 限解析法の開発,日本地すべり学会誌, Vol. 42, No. 5, pp. 9-17.
- 10) 濱崎英作(2007):離散化極限解析法による簡易三次元斜面安定解析法に関する研究, 博士論文,京都大学,198p.
- 11) 濱崎英作(2011): 最近の数値シミュレーションと斜面防災技術-4章 地すべりの安 定解析-,斜面防災技術,斜面防災対策技術協会, Vol. 37, No. 3, pp. 23-33
- 12) 濱崎英作・丸井英明・吉松弘行・加藤猛士・古谷元・王純祥(2016):地すべり移動 速度を予測するためのダンパー質点系モデル,日本地すべり学会 誌, Vol. 53, No. 4, pp. 128-133.
- 13) 原田康弘・緒方康浩・塚田敏文(2011):地盤伸縮計の気温変化による変動について, 全地連「技術フォーラム 2011」京都,54
- 14) 林拙郎・川邉洋(1995): 斜面崩壊に至るスライドの加速モデル, 地すべり, vol. 32, No. 2, pp. 10-16
- 15) 林拙郎(2015):移動計測による地すべり性崩壊の発生予測法一斎藤法の適用域と改 良法-,土砂災害予測に関する研究集会-現状の課題と新技術-プロシーディング,防 災科学技術研究所資料, No. 405, pp. 173-180
- 16) 檜垣大助・丸山清輝・吉田克美・吉松弘行(1991): 地すべり地における間隙水圧変 動の観測, 地すべり, Vol. 28, No. 3, pp. 9-16.
- 17) 檜垣大助・千葉則行・梅村順・白石市追久保地すべり調査チーム(2008): 2007 年7
  月 15 日に宮城県白石市で発生した追久保地すべりの特徴と機構—既往危険度判定結果との対比—, Vol. 45, No. 3 pp. 227-233

- 18) 池田浩二・濱崎英作・丸井英明・佐々木明彦・石川晴和(2016):ダンパー質点系モデルとタンクモデルを用いた追久保地すべり変位再現,第55回地すべり学会研究発表会講演予稿集,1-14
- 19) 石井靖雄・綱木亮介・淺野広樹・杉本宏之(2001):現地載荷実験における地すべりの安全率の変化,日本地すべり学会誌, Vol. 38, No. 3, pp. 244-247.
- 20) 石井靖雄・綱木亮介・杉本宏之・淺野広樹・小山内信智(2005):現地載荷実験の安 定解析結果とすべり面粘土の土質試験結果の比較,日本地すべり学会 誌, Vol. 41, No. 6, pp. 595-606.
- Ishii Y. Ota K. Kuraoka S. Tunaki R (2011) : Evaluation of slope stability by finite element method using observed displacement of landslide, Landslides 9, pp. 335-348.
- 22) Jaeger, C. (1984): 岩の力学と工学 (村上良丸訳), 土木工学社, 486p.
- 23) 神原規也(2004):地すべり変位速度の指数関数的低減現象,日本地すべり学会誌, Vol.41, No.1, pp.28-36.
- 24) 加藤彰・前田省吾・池田浩二(2007):小久保平地すべり災害打合わせ資料,株式会 社テクノ長谷,19p.
- 25) 木村隆俊・横山昇(2006): 現場で役に立つ地すべり工学 第 8 回 4.2 崩壊予測と 適用例,日本地すべり学会誌,Vol.43, No.3, pp. 44-51.
- 26) 木下篤彦・柴崎達也・長谷川陽一・山崎孝成(2015):降雨・融雪及び地震誘因地すべりのすべり面構成土の特性比較一物理特性と残留強度の速度依存性に着目して一,日本地すべり学会誌, Vol. 5, No. 1, pp.9-14.
- 27) 丸井英明・吉松弘行・濱崎英作・加藤猛士・王純祥(2013): クロアチアの土砂・ 洪水災害軽減のための共同研究(Ⅱ)-活性化した地すべりに対する緊急対応事例-, 水利科学, 2013, No. 332, pp. 146-167.
- 28) 宮城豊彦(1990):地形分類による地すべり地の危険度評価.地すべり学会シンポジウム,「地すべり危険箇所の把握に関する諸問題」論文集,1\_5.
- 29) M ü ller.,L. (1964): The rock slide in the Vajont valley, Rock Mechanics and Engineering Geology, Vol.2, No.3, pp.148-212.
- 30) Newmark, N. M. (1965) : Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique, Vol. 15, No. 2, pp. 139-160.
- 31) 中村浩之(2011): 技術者の疑問に答える地すべり・崩壊,総合土木研究所,187p.
- 32) 野村康裕・藤澤和範(2006):地すべりの運動特性を考慮したリスクマネジメントに 関する一考察~奈良県大塔村で発生した地すべり道路災害を例として~, Vol. 42, No. 6, pp. 467-474.
- 33) 野崎保(2002): バイオント地すべり災害の再検証, 日本地すべり学会誌, Vol. 38, No. 4, pp. 44-51.
- 34) 大八木規夫・田中耕平・福囿輝旗(1986):1985年7月26日長野市地附山地すべり による災害の調査報告,国立防災技術センター主要災害調査,Vol. 26, 45p.
- 35) 大八木規夫ほか(2004):地すべり(landslides)一地形地質的認識と用語一,社団 法人日本地すべり学会,319p

- 36) 斎藤迪孝(1987): 斜面崩壊時刻予測のためのクリープ曲線の適用について,地すべり, vol. 24, No. 1, pp. 30-38.
- 37) 桜井春輔(1986): NATM における現場計測と管理基準値(<小特集>NATM の理論と実際), 土と基礎 34(2), p5-10.
- 38) 笹原克夫・酒井直樹(2014): 地表面変位と地下水位のモニタリングに基づく斜面崩 壊発生予測, 地盤工学ジャーナル, Vol. 9, No. 4, pp. 671-685.
- 39) 申潤植(1989): 地すべり工学-理論と実践-, 山海堂, 1002p.
- 40) 申潤植(2001): 新版 地すべり工学-最新のトピックス-,山海堂, 727p.
- 41) Stanic B. and Nonveiller E. (1996): The Kostanjek landslide in Zagreb, Engineering Geology, 42, pp.269-283.
- 42) 菅原正巳(1972):水文学講座 7 流出解析法?,共立出版,257p.
- 43) 諏訪浩・水野高志・石井孝行(2006):切り取り斜面崩壊過程の復元,平成18年度(社) 砂防学会研究発表会,0-48
- 44) 谷口敏雄(1957): 地下水位の地すべり移動速度に及ぼす影響について, 土木学会 論文集, No. 46, pp. 39-45.
- 45) 土屋智・大村寛(1988): 斜面崩壊時刻の予測式とその力学的特徴に関する考察,地 すべり, Vol. 25, No. 2, p. 2-8.
- 46) 鵜飼恵三(1987): 簡易 Janbu 法による斜面の3次元安定解析,日本地すべり学会 誌, Vol. 24, No. 3, pp. 8-14.
- 47) 若井明彦・田中頼博・阿部真郎・吉松弘行・山邉康晴・渡邉泰介(2008):中山間地の地震時斜面崩壊リスクを評価するための有限要素法に基づく広域被害予測システム,日本地すべり学会誌, Vol. 45, No. 3, pp. 207-218.
- 48) 渡正亮(2000):渡正亮の最近の著作集,アイエステー編,212p.
- 49) 山田正雄・山崎勉・山崎孝成(2000):地下水流動と地すべり変動の特徴について, 地すべり, Vol. 36, No. 4, pp. 22-31.
- 50) 山崎孝成(2011): すべり面の構造とせん断強度研究の現状と課題, 日本地すべり学 会誌, Vol. 48, No. 3, pp. 125-138.
- 51) 吉田郁夫・小林佳嗣・濱崎英作・国分新市(1987): 孔内水位と降雨の相関性につい て, 第 27 回地すべり学会研究発表会講演予稿集

# 新潟大学災害・復興科学研究所 流域保全学研究部門 年報

第3号 2017年3月発行

SAnnual Report of the Division of Watershed Management, Research Institute for Natural Hazards and Disaster Recovery Niigata University No.3 March 2017

> 編集発行:新潟大学災害・復興科学研究所 流域保全学研究部門 特任教授 丸井 英明 特任准教授 水野 正樹 住所 〒950-2181

新潟市西区五十嵐2の町8050番地 TEL (025)262-7051代

印 刷:共立印刷株式会社 住所 〒950-0971 新潟市中央区近江2丁目16番15号 TEL (025) 285-2711代) FAX (025) 283-9386

