

# 谷埋め盛土の地震時滑動崩落の安定計算手法

斜面安定 地震 谷埋め盛土

太田ジオリサーチ 正会員 ○太田英将  
国土防災技術 正会員 榎田充哉

## 1. はじめに

谷埋め盛土の地震時滑動崩落現象は、1995年兵庫県南部地震において阪神間で数多くの貴重なデータが得られている。この現象のメカニズムに関しては未解明の部分も多く今後のさらなる議論や研究が必要と考えられる。しかしながら、防災・減災に対する社会の要請は大きく、早急な被害軽減対策が求められている（国土交通省2006）。このため現実的な対応としては、要対策谷埋め盛土箇所の判定や対策工の設計を行うために、実際に発生した現象が説明できる計算モデルを用いることが望ましい。本編では、現場で活用しやすく、かつ谷埋め盛土地震時滑動崩落特有の現象も反映できる安定計算手法について報告するものである。

## 2. 非地震時の地すべり安定解析手法の動向

谷埋め盛土の地震時滑動崩落現象は、地山と盛土との境界部をすべり面とし、地震時に盛土内地下水の間隙水圧上昇によって不安定化し滑動する「地すべりの現象」と考えられている。地すべりが滑動する条件は、抵抗力が滑動力を下まわったとき、すなわち安全率  $F_s = (\text{抵抗力} \div \text{滑動力}) < 1$  の条件である。この抵抗力の総和と、滑動力の総和が適切に見積もられることが可能であれば、地すべり土塊の安全率は算出可能となる。地震時の特殊性については後述するが、非地震時の安定計算手法についての動向を以下に示す。

従来、地すべりにおける安定計算は、「2次元断面分割法（簡便法）を用い、すべり面強度は土質試験結果を用いることを原則（すなわち2次元順算法）とするが、それが得難い場合には逆算法を用いても良い」という考え方で行われてきている。しかし、現実にはそのほとんどが逆算法で行われてきた。その理由としては、第一に地すべり対策が行われるところは何らかの滑動が発生しているところであり安全率が1に近いので、逆算法（ $F_s \approx 1$ と仮定）により現象と整合性を保ちながら対策工を計画し防災事業を進めることにあまり支障がなかったこと、第二に土質試験結果を用いて計算を行うと、現場の現象を説明できるような安全率1付近の計算結果が得られないという現実があったからである。

後者の原因としては、以前から3次元的な現象を2次元で解くことの適合性に関する問題が棚上げされ続けてきたことや、側部摩擦が考慮されていないことが指摘されていた（例えば、渡・酒井1975、申1989）。太田・林(2001)は、3次元的に解析するだけではなく地質・土質ごとの強度を用いる安定計算手法を提案し、いわゆる主たるすべり面のみの強度試験結果しか得られない場合には、周縁部の強度を逆解析により求める現実的方法を提案し解析例を紹介している（中川・守随・古木・太田・林2005）。

安定計算においてその計算結果が合理的な値かどうかは、滑動力と抵抗力が拮抗している  $F_s=1$  付近でのみ評価できる。このため微少な滑動をする実際の地すべり地においては検証が比較的容易である。意図的な解釈を加えず、純粋に実測値のみで斜面安定解析が行え、合理的な安全率が算出できるかというテーマのシンポジウムにおいて、それが可能であるという複数の発表がなされた（太田2006、中川2006、眞弓2006）。それらに共通していたのは、現地の3次元的な地形・すべり面構造・地下水面を用い、移動体と不動体の境界部の地質・土質毎に土質強度が大きく異なるのでそれぞれの土質試験を行いその結果を用いるということであった。すなわち、計算に用いるモデル作成において、極力単純化を排除し、ありのままのデータを用いるという手法により抵抗力や滑動力を適切に算出できるといふ、きわめて当たり前の結論が導かれていたのである。これは同時に、安全率という細かな数値で安定状態を演繹的（順算法で）に算出する場合、2次元断面法による計算では土質試験結果をそのまま適用することが困難であることを示していた。

## 3. 地震時の安定解析手法の課題

地震時においても非地震時と同様に、ありのままのデータ（形状・強度等）を用いて安全率を算出するのがもっとも良いのは当然である。しかし、以下のような課題がありその実現は容易ではない。

土質力学的な課題としては以下の4つがある。

- (1)地震時に高い間隙水圧が発生するのは、揺れている最中なのか、揺れから時間差を伴うのか不明
- (2)したがって側部も含めた土のせん断強度は、動的強度（揺れの最中）か静的強度（揺れがおさまった後）か不明、土塊にどの程度の地震力を作用させるのかも不明
- (3)揺れに伴う間隙水圧上昇の程度が不明
- (4)仮に上記が解決された場合でも、実際に滑動した盛土の滑動時安全率は1よりも大きく小さい場合もあり得る

A fill-slope stability analysis method during earthquake

Hidemasa OHTA(Ohta Geo Research)  
Mitsuya ENOKIDA(Japan Conservation Engineers)

め、計算結果の妥当性の検証が困難

現実的な現場調査の実施および調査精度に関する課題としては、以下の3つがある。

- (1) 詳しい土質調査を宅地谷埋め盛土に対して行うことが（少なくともこれまでは）困難
- (2) サウンディング等の点の調査では、盛土底面の形状を知ることが困難
- (3) 盛土と地山の境界部は地下水流動により細粒分が流失して緩くなる傾向があり、サンプリングが困難

これだけの土質力学的に不明確な点を残し、現場サイドにとっての困難さへの解決策が未構築のまま、演繹的に安全率算出を行うのは現時点では事実上不可能と思われる。

このため、実用的な谷埋め盛土の地震時滑动崩落の安定計算式を構築する上では、下記の必要条件を満たさなければならない。

- (1) 実際の現地地盤調査で確実に取得できるデータを用いた式であること。
- (2) 実際に発生した現象（変動・非変動の数多くのサンプル群）で検証が可能であること。検証の際のパラメータは調査時に取得されたデータのみで行えること。

#### 4. 兵庫県南部地震での谷埋め盛土の変動・非変動の主たる要因

演繹的な解決策が困難な場合には、非地震時における地すべり解析で不明確な要因をすべり面強度に組み込ませ、現象に合わせるという逆解析的な手法が有効である。今回の場合、地震時の滑动問題であるため非地震時のような  $F_s \approx 1$  の逆解析を用いることができないので、数多くのサンプルの中から、変動したグループで  $F_s < 1$ 、変動しなかったグループで  $F_s \geq 1$  となるモデルを組み立てるという方法論が現実的である。

地震時の宅地谷埋め盛土の現場データは、発生頻度が小さいうえ、地震直後の短期間の間に調査を行う必要がある。また、変動があったものに対しては積極的な調査が行われるが、変動がなかったものの確認が行われない場合が多い。このため、現象を再現するためのサンプルとなるデータを得ることがもっとも困難である。しかし幸いなことに、釜井・鈴木・磯部（1996）において詳細な現地調査が行われ、その後の検討・解析の基礎データとなった。ただし、地震直後の短期間での調査のため、観察の主体は地表からの目視によって行われている。このため、土質力学的な解明ができるだけのデータは得られていない。得られたデータの項目は、現地においては、変動の有無・変動規模（大・小）・長さ・幅・深さ・面積（範囲）、その後のGISを用いて地下水の有無（あり・なしを土地利用状況等から推定、一部実測）・造成年代・底面平均傾斜である。

兵庫県南部地震における谷埋め盛土のデータは図4.1に示すような特徴を持つ（釜井ほか2004のデータ）。

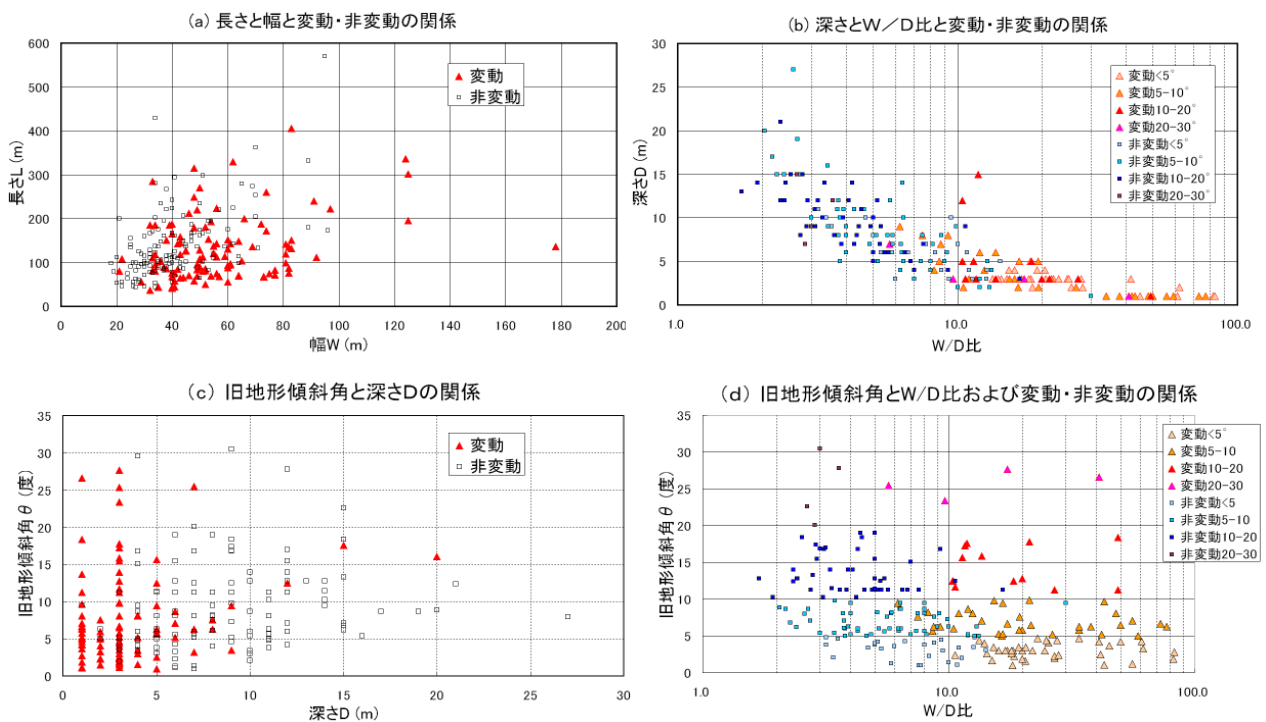


図4.1 兵庫県南部地震時の阪神地域の谷埋め盛土の特徴  
(△印の赤系統色：変動、□印の青系統色：非変動、凡例内の角度は旧地形傾斜角)

これらの図から、以下のことが読み取れる。

- (1) a 図より、変動・非変動の区別と長さ、幅には直接的な関係は認められない。
- (2) b および c 図より、浅い盛土の方が変動しやすい傾向がある。
- (3) b および d 図より、幅/深さ比が大きいほど変動しやすい傾向がある。
- (4) d 図より、旧地形傾斜角は変動・非変動と関係が認められない。

小林 (1999) , 釜井・守随・太田・原口 (2000) , 釜井・守随 (2002) は、これらの変動・非変動の谷埋め盛土の分布を統計的手法で区分し、その最大要因が幅/深さ比にあり、幅/深さ比 $>10$ の盛土が選択的に変動したことを明らかにした。すなわち、幅が広くて厚さが薄い盛土ほど変動しやすいということである (図 4.2 参照)。

統計解析で変動・非変動に有意であると認められた要因は、横断形状 (幅/深さ比) , 滑動基準 (底面傾斜/厚さ比) , 形成年代 (1974 年以前か 1975 年以降か) , 谷の長軸方向 (4 方向) , 地下水の豊富さ (少ない, 多いの二値) の 5 つである (釜井・守随 2002) 。この中で、圧倒的に関連性が強かったのが横断形状 (幅/深さ比) であった。

### 5. 予測モデルの構築

1995 年兵庫県南部地震の変動・非変動に盛土の横断形状が深く関わっていたということは、従来の縦断面での 2 次元安定解析からは導き出せない要因である。このため、兵庫県南部地震時の谷埋め盛土の変動・非変動を再現するモデルには、従来の安定解析で用いられる 2 次元縦断面モデルでは再現されないことがわかる。

非地震時の地すべり安定計算手法では、主たるすべり面の強度 (相対的に小さい) と周縁部の強度 (相対的に大きい) の差が大きいため、周縁部 (主に側部) が抵抗力の中で比較的大きな割合を占めることがわかっている。地震時の盛土においては、震動により間隙水圧が急上昇することが指摘されており、底部のせん断抵抗が著しく低下し、相対的に側部の抵抗力の全体に占める割合が大きくなることが想定される。このため、側部の摩擦抵抗力を抵抗力に組み込んだ安定計算モデルを用いることにより、兵庫県南部地震時の現象が説明できる可能性がある。

太田 (2005) は、現地で得られているデータの中から必要最小限の要因のみを用いて対策工設計用の安定計算式を提案した。現地調査では盛土の横断形状は、幅・深さの 2 項目のみである矩形の単純モデルとした。幅・深さ・底面傾斜角は小林 (1999) の平均値を用いた 1 ケースとした。底面のせん断強度は「著しく低下する」ため兵庫県南部地震時の震動があればゼロになると仮定し、幅/深さ比 $=10$ を前後に変動・非変動が分かれることから  $F_s \approx 1$  と仮定して側部強度 (未知数) を逆解析し地下水排除工の概略的な効果を予測した。その際の側部せん断強度は一定値 (粘着力評価に相当) としていたが、その後、日本地すべり学会 (2006) において、個別箇所データをすべて検証したところ、側部抵抗力は深度が大きくなるに従って強度値も大きくなるモデルが適切であることが判明した。その理由は、矩形でモデル化しているが、現実には埋没谷斜面が存在するので、有効土被り厚が大きくなれば内部摩擦角 ( $\tan \phi'$ ) による抵抗力が増加するからである。矩形モデルで同様の効果を表現するためには、深度が増加するに従ってせん断抵抗力が増加する土圧的な力学モデルを選定することで解決可能である。

### 6. 側方抵抗を考慮した安定解析手法

#### 6. 1 解析モデル

図 6.1 に谷埋め盛土の模式図とともに側方抵抗モデルの考え方を示す。通常用いられている極限平衡法の 2 次元安定解析式はすべりの幅を無限長であると見なして、単位幅当たりの計算を行う。これに対し、旧谷地形に盛

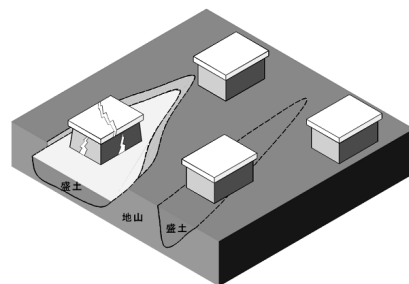
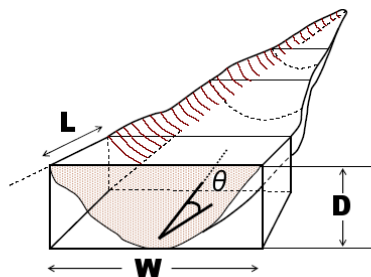
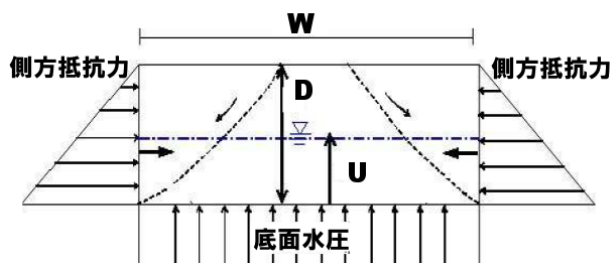


図 4.2 浅くて幅広の盛土が変動しやすい



$L_0$ : 単位長さ,  $L$ : 全体長,  $W$ : 幅,  $D$ : 厚さ,  $\theta$ : 斜面の傾斜角



底面は、常時には粘着力及び内部摩擦角によるせん断抵抗力 ( $R$ ) が働いているが、地震時は、液状化～流動化または、過剰間隙水圧の発生等によりせん断抵抗力が低下し、いわゆるローラースライドのような状況に陥ると考える。

図 6.1 側方抵抗モデルの概念図

土した谷埋め盛土は元の地形に規制された有限幅の移動体であり、側面でのせん断抵抗力が無視できないものとなる。側方抵抗モデルは、そのような条件において、主断面でのすべり面を元に盛土の全幅での土塊に対する安定解析を行い、側面でのせん断抵抗を側方抵抗力として考慮するモデルである。地震時には底面の流動化または過剰間隙水圧の発生により底面のせん断抵抗力が低下し、いわゆるローラスライダーのような状況に陥ると考える。

(1) 複合すべり対応式 (一般形)

谷埋め盛土の被災例をみると移動土塊の主断面の断面形状は末端と頭部に円弧すべりを有し、中腹部が直線的なすべり面形状をなす事例が多い。そのような谷埋め盛土に対する側方抵抗モデルの一般式が複合すべり安定解析式である。

縦断面形状に関する詳細な調査結果ある場合は、この一般式を用いて解析を行う。

$$F = \frac{\frac{r_1}{a_1} \sum_{\text{末端円弧部}} (R_1 - W_i \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi') + \frac{r_2}{a_2} \sum_{\text{頭部円弧部}} (R_2 - W_i \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi') + \sum_{\text{直線部}} (R_3 - W_i \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi')}{\frac{r_1}{a_1} \sum_{\text{末端円弧部}} (W_i \sin \theta + W_i \cdot k_h \cdot \cos \theta) + \frac{r_2}{a_2} \sum_{\text{頭部円弧部}} (W_i \sin \theta + W_i \cdot k_h \cdot \cos \theta) + \sum_{\text{直線部}} (W_i \sin \theta + W_i \cdot k_h \cdot \cos \theta)}$$

ここに、 $r_1, r_2$  : 末端および頭部の円弧部の半径(m)

$a_1, a_2$  : 末端および頭部の円弧の中心から土圧作用点までの距離(m)

$R_1, R_2, R_3$  : 末端円弧部、頭部円弧部、直線部のせん断抵抗力(kN/m)

$\{ = c' \cdot A_b + (W_t - u \cdot A_t - u_s \cdot A_t) \cos \theta \tan \phi' + R_s \}$

$A_b$  : スライスのすべり面面積(m<sup>2</sup>)

$u$  : すべり面の常時の平均水圧(kPa)

$R_s$  : 側方抵抗力 (kN)  $\{ = c'_1 \cdot A_s + P \cdot \tan \phi'_1 \}$

$A_s$  : スライス面積 (m<sup>2</sup>)

$h$  : スライスの平均高さ(m)

$K$  : 側方土圧係数

$W_i$  : 盛土幅  $W$  に対するスライスの重量 (kN)

$k_h$  : 水平震度

$A_t$  : スライス平面積(m<sup>2</sup>)

$u_s$  : すべり面の常時の平均過剰間隙水圧(kPa)

$c'_1, \phi'_1$  : 側面の粘着力(kPa)とせん断抵抗角(°)

$P$  : 側方土圧 (kN)  $\{ = 2 \cdot 1/2 \cdot K \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot b \}$

$b$  : スライス幅 (m)

$\gamma_t$  : 土塊の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\theta$  : すべり面の傾斜角(°)

(2) 平面すべり対応式 (試算用・簡便法)

この計算式は、主断面形状を得るための十分な調査がなされていない場合に、盛土中央部での深さや幅、盛土の長さ、元地形の傾斜角などから簡便的に側方抵抗モデルの安定解析を行うための式である。

兵庫県南部地震の谷埋め盛土被災例に関する釜井ほか(2004)の調査データへの適用ではこの安定解析式を用いた。

$F_s = R/T$  . . . 安全率

$T = W_t \cdot \sin \theta + W_t \cdot k_h \cdot \cos \theta$  . . . . 滑動力 (kN)

$R = R_s + R_b - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi'_2$  . . . . 抵抗力 (kN)

$R_s = c'_1 \cdot A_s + P \cdot \tan \phi'_1$  . . . . 側方抵抗力 (kN)

$R_b = c'_2 \cdot A_b + (W_t - U_b - U_s) \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi'_2$  . . . . 底面抵抗力 (kN)

ここに、 $W_t = \gamma_t \cdot V_t$  重量 (kN)

$P = 2 \cdot 1/2 \cdot K \cdot \gamma_t \cdot D^2 \cdot L$  側方土圧 (kN)

$U_b = \gamma_w \cdot u \cdot A_t$  底面水圧 (kN)

$\gamma_t$  : 土塊の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$V_t$  : 移動体の体積 (kN)  $\{ (V_t = A \cdot D \cdot (2/3) \text{ または } V_t = W \cdot L \cdot D) \}$

$L$  : 盛土全体の水平長さ (m)

$A$  : 調査結果による平面図上の盛土の面積 (m<sup>2</sup>)

$\phi'_1, \phi'_2$  : 側面および底面の内部摩擦角 (度)

$K$  : 側方土圧係数

$k_h$  : 水平震度 (最大 0.25 とする)

$A_s = 2 \cdot D \cdot L$  側面積 (m<sup>2</sup>)

$A_b = A_t / \cos \theta$  底面積 (m<sup>2</sup>)

$A_t = V_t / D$  換算平面積 (m<sup>2</sup>)

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$W$  : 盛土の幅 (m)

$c'_1, c'_2$  : 側面および底面の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$u$  : 水位高さ (m)

$U_s$  : 過剰間隙水圧 (kN)  $\{ = \gamma_w \cdot A_t \cdot u_s \}$

$u_s$  : 過剰間隙水圧の水位高さ (m)

6. 2 兵庫県南部地震の被災例への適用結果

釜井ほか(2004)の調査データを元に変動事例 89 事例、非変動事例 130 事例、計 219 事例について、安定計算による安全率と変動・非変動の関係を調べた。具体的には、各調査位置での土質強度などのデータがないことから、常時の安全率  $F_s$  が概ね  $F_s > 1.0$  となることを前提として、以下の 3 つの方法による比較検討を行った(日本地すべり学会 2006)。

<せん断強度パラメータの推定方法>

推定方法① : せん断強度パラメータを同一値とする方法

推定方法② : 常時の安全率  $F_s$  を一定と仮定して、 $c'$  を推定して、 $\phi'$  を逆算する方法

推定方法③ : 常時の安全率  $F_s$  を一定と仮定して、 $\phi'$  を推定して、 $c'$  を逆算する方法

谷埋め盛土の地下水位は釜井・守随（2002）による関係式から推定して与え、図 6.2 参照）推定した地下水位がすべり面深度より深い場合は、便宜上すべり面上に高さ 10cm の地下水位が形成しているとして解析を行った。

図 6.3 に試算結果の一部を示す。これは検証データが阪神地域というほぼ同一の地域であることから、各調査地点の土質強度パラメータも、ある平均値を中心に比較的小さい分散の中に収まるであろうという仮定を行い、推定方法①を用いたものである。

釜井ほか（2004）の事例は、それぞれ特有のパラメータ値を有しているが、実際の値は不明である。しかし、事例数が多いことから、統計的な手法による検証が可能である。パラメータの組合せによって得られる地震時安全率と調査結果での変動の有無の整合性に着目し、変動・非変動事例共に、統計的に有意である正答率（安全率と変動・非変動の一致率）が確認できれば、その安定解析モデルの適用可能性を否定できない。逆に、各種検証条件の組合せの検証結果の全部で、変動・非変動事例の両方の正答率が同時に統計的に有意な値を示すことがない場合、その安定解析モデルの適用可能性が著しく低いと評価できる。

変動・非変動事例共に 50%程度の正答率は、確率論から判断すれば、当該現象と無関係な計算式でも達成可能であり、その解析モデルの有効性や適用可能性は著しく低いと評価できる。ここでの正答率がより高ければ相対的に統計的優位性は高くなり、安定解析モデルの適用性もより高いと評価できる。なお、試算においては粘着力  $c' \leq 50\text{kPa}$ 、せん断抵抗角  $\phi' \leq 35^\circ$  の制約で行った。

試算の結果、 $\gamma_t = 18\text{kN/m}^3$ 、底面の  $c' = 0\text{ kPa}$ 、 $\phi' = 25^\circ$ 、側面の  $c' = 39\text{kPa}$ 、 $\phi' = 35^\circ$  水平震度  $kh = 0.25$ 、土圧係数  $K = 0.5$ 、過剰間隙水圧の水圧高さ  $u_s = 3.0\text{m}$  の適合性が最も優れており、地震時の変動の有無と安全率の整合性に関する正答率は 88.6%である。

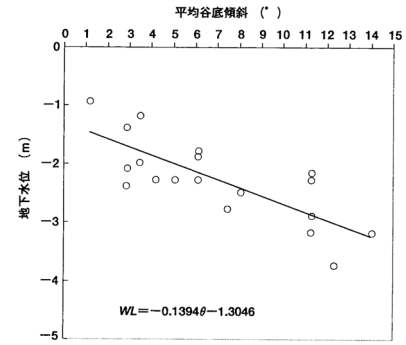


図 6.2 谷埋め盛土中の地下水位と盛土底面の平均傾斜角の関係（釜井・守随，2002）

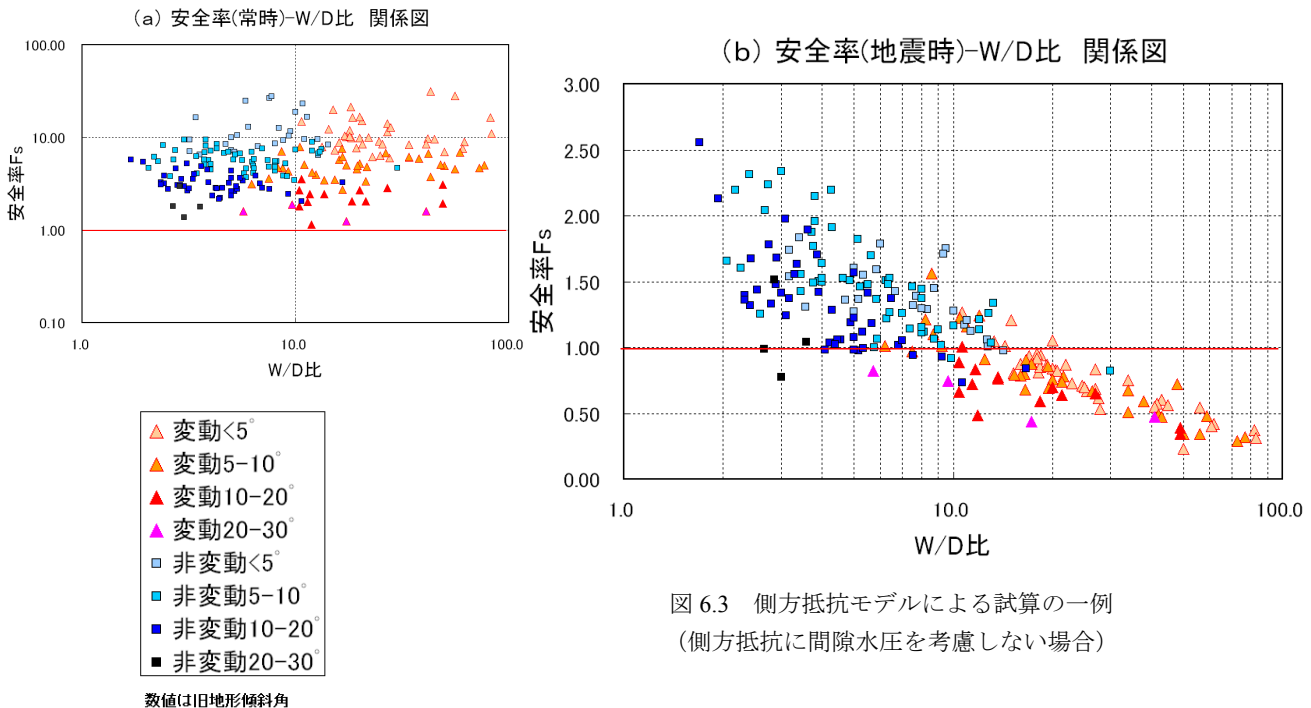


図 6.3 側方抵抗モデルによる試算の一例（側方抵抗に間隙水圧を考慮しない場合）

図 6.5 は図 6.3 と同一条件で、側方抵抗に側面の水圧  $U$  を考慮し、側方抵抗力を以下の式で与えた場合の試算例である。水圧は図 6.4 のように作用すると仮定して計算を行う。

$$R_s = c'_1 \cdot A_s + (P - U - u_s) \cdot \tan \phi'_1$$

全体の傾向としては図6.3と同様であるが、全体的に安全率が低下する。また変動・非変動の安全率での区別が図6.3と比較すると不明瞭になるようである。これは実際の谷側部斜面の形状を単純化して矩形形状にモデル化した影響の可能性がある。

したがって、今後詳細な議論を行うためには、実際の谷形状を反映させた3次元モデル化が必要である。しかし、実際の地震被災地において変動・非変動の埋没3次元構造まで含めた盛土調査データを得るためには、事前の戦略的な計画が必要であろう。

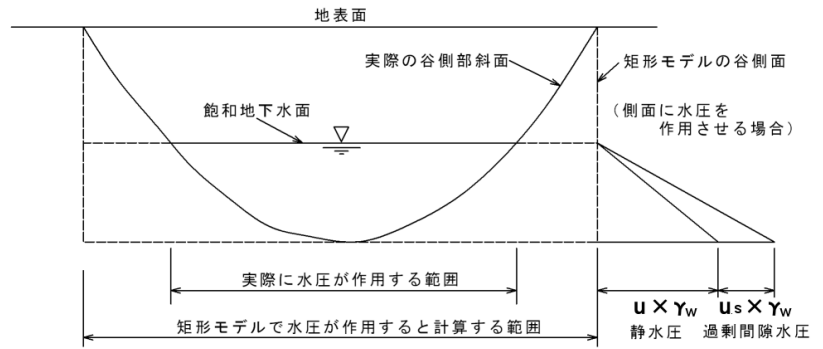


図 6.4 矩形モデルにおける間隙水圧の考え方

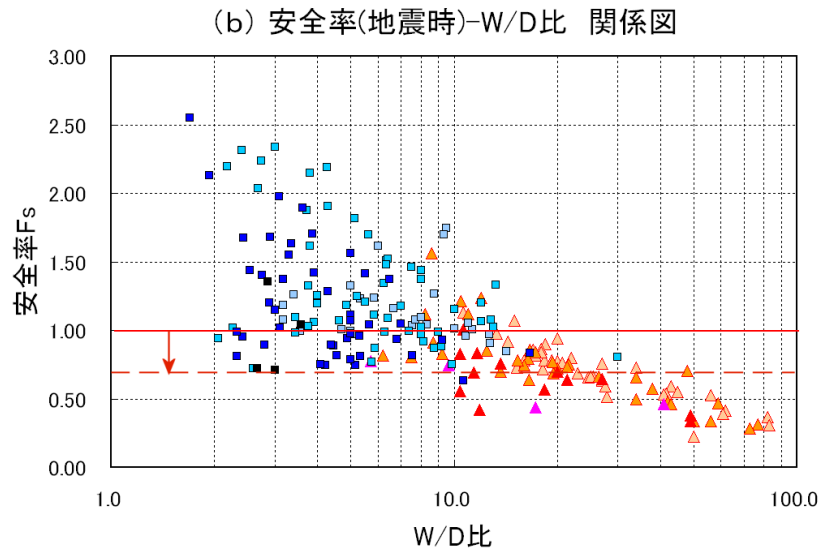
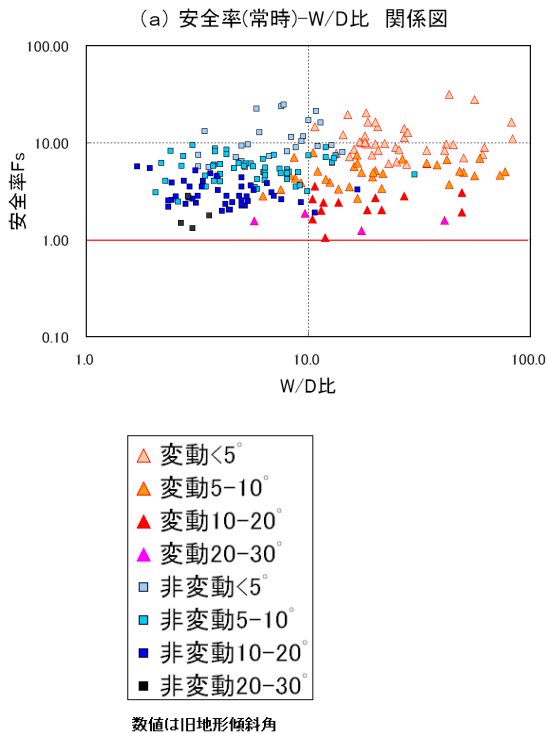


図 6.5 側方抵抗モデルによる試算の一例 (側方抵抗に間隙水圧を考慮する場合)

### 6. 3 宮城県北部地震等の被災例への適用結果

前述の側方抵抗を考慮した安定解析手法は、現在得られているデータを用いて1995年兵庫県南部地震時の現象を再現することがある程度できたと考えられるが、この手法を谷埋め盛土の安定度評価に利用できるかどうか判断するためには、この手法が阪神地域以外でも適用できるかどうかの検証を行う必要がある。

阪神地域以外で地震時に変動した谷埋め盛土が存在した地域において、変動・非変動谷埋め盛土の調査が行われた例は少なく十分なデータの蓄積はないが、その数少ない例の一つが2003年7月26日に発生したM5.5の宮城県北部地震による谷埋め盛土の被災事例である。宮城県北部地震では、矢本町大塩周辺の谷埋め盛土4箇所のうち2箇所で顕著な変動が見られた。

これは釜井(2003)の調査結果にもとに試算を行ったものである(谷埋め盛土箇所については釜井2006に示されている)。

以下に結果のみを示す。通常の2次元安定解析では非変動事例の整合性が悪いが、側方抵抗モデルは地震時安全率と変動の有無の整合性が高い結果となった。このことから、阪神地域以外でも側方抵抗モデルを谷埋め盛土の簡易的な地震時安定解析手法として利用することは可能と判断できる。

表 6.1 各調査地点の盛土形状（宮城県北部地震：大塩町）

調査地点	水平長さ L(m)	幅W (m)	深さD (m)	W/D比	底面傾斜角 $\theta$	地下水位 (GL-m)	変動の 有・無
Oshi1	125	90	8	11.3	2.5	2	有
Oshi2	225	30	6.5	4.6	2.5	2	無
Oshi3	100	40	4	10.0	6.5	2	有
Oshi4	175	50	8	6.3	3	2	無

表 6.2 通常の2次元安定解析による安全率（宮城県北部地震：大塩町）

調査地点	常時安全率	地震時安全率 (us=0m)	地震時安全率 (us=1m)	整合性	
Oshi1	6.29	(0.92)	0.81	変動有かつ $F_s < 1$	○
Oshi2	6.63	(0.97)	0.83	変動無かつ $F_s < 1$	×
Oshi3	3.13	(0.94)	0.75	変動有かつ $F_s < 1$	○
Oshi4	5.24	(0.89)	0.78	変動無かつ $F_s < 1$	×

表 6.3 側方抵抗モデルによる安全率（宮城県北部地震：大塩町）

調査地点	常時安全率	地震時安全率			整合性	
		us=0m	us=1.5m	us=2m		
Oshi1	7.62	(1.11)	0.95	0.89	変動有かつ $F_s < 1$	○
Oshi2	10.36	(1.52)	1.32	1.25	変動無かつ $F_s > 1$	○
Oshi3	4.09	(1.24)	0.96	0.86	変動有かつ $F_s < 1$	○
Oshi4	7.23	(1.23)	1.07	1.02	変動無かつ $F_s > 1$	○

us：過剰間隙水圧

宮城県北部地震以外の検証例としては、2003年5月26日の宮城県沖地震（三陸南地震；M7.0）の築館町館下周辺の谷埋め盛土4箇所のうち1箇所で大規模な変動が発生した例についても検証した（日本地すべり学会 2006）。その結果、側方抵抗を考慮した本モデルの認識結果は現象と一致（変動1箇所については  $F_s < 1$ 、非変動3箇所については  $F_s > 1$ ）し、良好な成績であった。

#### 6.4 Leshchinsky法との対比によるモデルの検証

前述の手法は、実際に発生した変動・非変動データを説明できる簡易解析モデルであった。次に示すのは、理想的な条件における理論モデル（Leshchinsky法）において側方抵抗を考慮した安定計算モデルが成立するかどうかの検証例である。

Leshchinsky法はLeshchinsky(1982)が提案する三次元安定解析手法で、移動土塊に対する平衡方程式の解として左右対称斜面に対する最小安全率のすべり面形状と三次元安全率を導くものである。現在提案されている三次元安定解析式の中で最も厳密な解を与える安定解析式の1つである。左右対称斜面での解を元にした安定解析であり、通常自然斜面への適用は困難であるが、モデル斜面での解析結果の信頼性は高い。

図6.6はLeshchinsky(1982)の解析事例の1つである。斜面傾斜角  $30^\circ$ 、せん断抵抗角  $\phi = 5^\circ$  の条件で、無次元化表現された解析事例で、無次元化定数  $N = c / (\gamma_t \cdot H) = 0.1095$  とした事例である。

このすべりについて側方抵抗モデルを適用し、Leshchinsky法の三次元安全率との比較を行った。

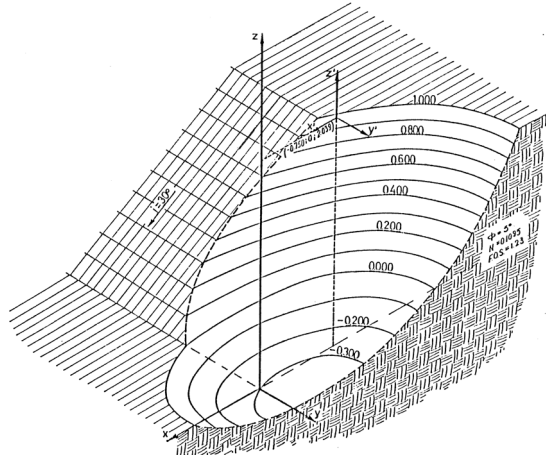
土塊の単位体積重量  $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$  として、盛土高さ  $H$  が  $H = 10\text{m}, 20\text{m}, 30\text{m}$  の3つ場合について試算を行った。無次元

化定数Nを固定していることから、Hを変えることで粘着力cが変化する。

側方抵抗力の土圧係数kを兵庫県南部地震と同じ $k=0.5$ とし、側面のせん断強度パラメータもすべり面の値と同一値とした。なお、この事例では地下水位は考慮されていない。

試算結果を表6.4に示す。中央縦断面での2次元安定解析の結果も併記しているが、Leshchinsky法による3次元安全率F3が $F3=1.23$ に対して、2次元安定解析の安全率F2は $F2=1.0\sim 1.04$ となっており、2次元安全率と3次元安全率の差は大きい。一方、側方抵抗モデルによる安全率Fは $F=1.299$ となり、Leshchinsky法の3次元安全率と近い値を示している。

a) 斜面左半分の三次元表示



b) 中央縦断面の臨界すべり面

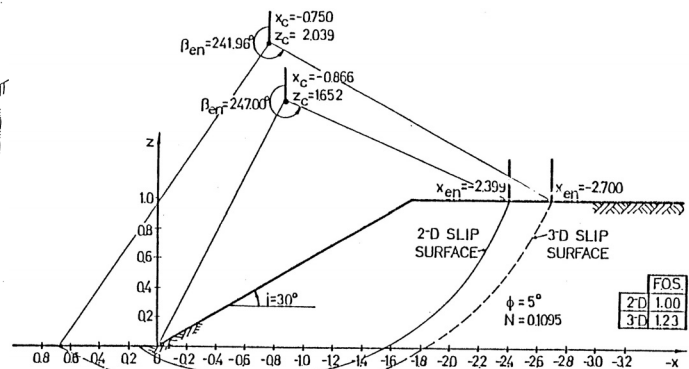


図 6.6 解析モデル (Leshchinsky,1982)

表 6.4 Leshchinsky 法の安全率との比較

盛土高さ H (m)	粘着力 c (kPa)	3次元安全率 (Leshchinsky)	側方抵抗モデル	2次元安全率	
				簡易 Bishop	Fellenius
10m	19.71	1.23	1.299	1.036	0.998
20m	39.42	1.23	1.299	1.036	0.998
30m	59.13	1.23	1.299	1.036	0.998

## 7. まとめ

地震時に谷埋め盛土で発生する地滑りの現象は、1995年兵庫県南部地震で釜井ほか(1996)が変動・非変動の箇所についてのデータを蓄積したことにより、土質力学的な詳細の部分には未解明の部分为数多く残しながらも、危険な盛土とそうでないものを区別することが可能となった。

対策工を設計するためには、現象に応じた安定計算手法を用いる必要がある。谷埋め盛土の地震時の安定計算は、非地震時の地すべり安定解析で明らかになっているのと同様に、ありのままの形状でかつありのままの土質強度・せん断抵抗力・過剰間隙水圧を用いれば演繹的に安全率を求めることが可能であろうが、現実にはデータ取得等の困難さおよび蓄積されたデータの質・量の制約により順算法的手法は現状では困難である。

本報告では、統計解析で明らかになった $W/D$ 比の強い影響を考慮し、側方抵抗力を簡易的にモデル化することにより実際に発生した現象を再現する帰納的手法を構築したものである。実際の現場で得られることが期待できるパラメータのみを用いた簡易なモデルであるにもかかわらず、変動・非変動の再現性が高いことが確認された。そして、他の地域で発生した事例でもモデルの適合性の検証を行い有効性を確かめた。ただし、本モデルは、実際に発生した現象を説明することを重視した逆解析的手法であるため、今後の調査において得られるであろう土質試験結果の適用等については、専門技術者の総合的判断を必要とするものと考えられる。

なお現状では、検証されている事例は直下型地震も関してのみであり、長周期の揺れを伴うプレート型地震には事例が



非常に少ないので適用することはできない。

## 8. 謝辞

本報告をまとめるに当たり、国土交通省都市・地域整備局都市計画課開発企画調査室が(社)日本地すべり学会に平成17年度に委託した、谷埋め盛土造成地の危険度評価・安定解析手法に関する検討業務をもとにとりまとめたものである。本報告の著者である太田、榎田は(社)日本地すべり学会の研究調査部の一員として当該業務に携わった。また、当該業務の委員会((社)日本地すべり学会)の委員の皆様には有益な助言を頂戴し、また同委員会幹事の方々には、議論・作業等で大変ご尽力いただいた。ここに記して感謝いたします。

### <参考文献>

- 釜井俊孝・鈴木清文・磯部一洋(1996)：平成7年兵庫県南部地震による都市域の斜面変動，地質調査所月報，第47巻，第2/3号，pp.175-200
- 釜井俊孝・守随治雄・太田英将・原口強(2000)：都市域における地震時斜面災害のハザードマップー宅地盛土斜面の変動予測ー，平成12年度日本応用地質学会シンポジウム"斜面ハザードマップの現状と課題"予稿集，pp.25-37
- 釜井俊孝・守随治雄(2002)：『斜面防災都市ー都市域における斜面災害の予測と対策ー』，理工図書，200p
- 釜井俊孝(2003)：三陸南地震，宮城県北部地震，十勝沖地震における谷埋め盛土調査，未公開資料
- 釜井俊孝・守随治雄・笠原亮一・小林慶之(2004)：大地震時における大規模宅地盛土斜面の不安定化予測，日本地すべり学会誌，Vol.40，No.5，pp.29-39
- 釜井俊孝(2006)：地震による大規模宅地盛土地すべりの変動メカニズム，平成15年度～17年度科学研究費補助金(基盤研究(B))研究成果報告書，120p
- 小林慶之(1999)：都市域における宅地盛土斜面における地震災害予測図の作成，平成11年度日本大学修士論文，74p
- 国土交通省(2006)：総合的な宅地防災対策に関する検討会報告，[http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha06/04/040125\\_2/01.pdf](http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha06/04/040125_2/01.pdf)
- Leshchinsky, D. (1982)：Theoretical analysis of the stability of three-dimensional slopes, Thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the Degree of Philosophy in Materials Engineering, University of Illinois at Chicago Circle, Chicago, Illinois.
- 眞弓孝之(2006)：安定解析における土質試験結果の適用性，日本地すべり学会関西支部シンポジウム"実測値のみを用いた斜面安定解析の可能性"，pp.69-91
- (社)日本地すべり学会(2006)：平成17年度谷埋め盛土造成地の危険度評価・安定解析手法に関する検討業務報告書，国土交通省委託業務
- 中川渉・守随治雄・古木宏和・太田英将・林義隆(2005)：周縁部強度を未知数とした3次元安定解析手法の研究，日本地すべり学会誌，Vo.41，No.6，pp.56-65
- 中川渉(2006)：神戸層群の三次元斜面安定解析，日本地すべり学会関西支部シンポジウム"実測値のみを用いた斜面安定解析の可能性"，pp.57-67
- 太田英将・林義隆(2001)：周縁部摩擦効果を考慮した地すべりの3次元安定解析，地すべり，Vol.38，No.3，pp.320-324
- 太田英将(2005)：宅地地盤の地震時盛土すべりのメカニズムと対策方法，第44回日本地すべり学会研究発表会講演集，pp.513-516
- 太田英将(2006)：土質試験結果の安定解析への適用，日本地すべり学会関西支部シンポジウム"実測値のみを用いた斜面安定解析の可能性"，pp.43-56
- 申潤植(1989)：『地すべり工学ー理論と実践ー』，山海堂 pp.653-654
- 渡正亮・酒井淳行(1975)：地すべり地の概査と精査の考え方，土木研究所資料1003号 pp.35-36