

地震時盛土造成地地すべりと自然地盤地すべりの共通性と

これからの斜面維持管理手法の考察

太田英将 (太田ジオリサーチ)

1. はじめに

人工地盤である盛土造成地の地震時地すべりは、地震が起きないと発生しないが、いざ大地震が起きると数多くの様々な盛土に対し一斉に地震力が作用する。これはあたかも、実大振動台実験が大地を使って大量に実施されたようなものである。

地震が発生した時の安全率 F_s は、滑動したものに関しては $F_s < 1.0$ となったことは確かだが、 $F_s = 0.3$ でも 0.5 でもよく、 1.0 付近にある保証はない。このことは、逆算法による安定計算を適用できないことを意味する。

自然地盤に発生する地すべりは、個別に地質や地質構造に特徴があることが多い。クリープ型地すべりの場合には、移動土塊が緩慢に動くことが多く、安全率 $F_s \approx 1.0$ でうろうろしている。このため、逆算法での安定計算が可能であり、その安全率を約 20% 向上させると再変動確率が極めて低くなるという経験則によって計画安全率という概念が生まれ活用されてきた。

人工地盤と自然地盤の違いはあるが、地盤が重力によって滑動する「重力移動体」の振舞いには少なからず共通性がある。自然地盤で得られた知見を人工地盤に適用したり、その逆の適用をしたりすることにより、今よりも効果的な対策を行うことが可能となるはずである。

また人工地盤の盛土造成地では、私有財産を護ることが多く、防災を投資と考え、一種の経済行為と捉えることも重要である。

投資として盛土造成地防災を考えるときには、どこを重点的に攻めるかということを確認する必要がある。詳しくわかっていても結果に影響を与えないところを徒に調査するのはお金と労力の無駄だからである。

本稿では、地震時盛土造成地の地すべりの研究成果を中心にして、自然地盤地すべりへの応用についても言及する。

また今後の民間防災産業の誕生・発展に向け、防災を経済活動の一環として捉え、防災投資の観点から、調査や対策工の考え方を示す。

2. 防災投資としての考え方

生産管理の現場においては、制約条件の理論によって目的の最大化が行われる。その際、解決すべき根本問題は一つだけに絞り、それ以外の投資効果が小さい箇所はほっておく。具体的には、生産工程の中のボトルネックの解消に集中投資し、それ以外の箇所は必要最小限の投資にとどめるのである。

たとえば、物流にボトルネックがあるときに工場の生産性の改善をしても、何の効果も無いばかりか、在庫が増えて余分な倉庫費用が発生する。そのような投資は無駄だと評価するのが投資としての考え方である。研究としての防災メカニズムの解明の立場とは明らかに異なる。

防災は何も生産しないので投資価値がなく、税金で国が国民のためにするものだと曲解されているように感じる人が多い。防災を投資と捉え、生産を阻害するリスクを回避・軽減することができれば、結果的にその投資が生産に寄与することになる。経済活動としての防災の位置づけがここにある。「防災投資をしたおかげで儲かった」ということになれば、民間マーケットとしての防災業界が生まれ、それが発展することで格段に安全な国家・国土に近づくはずである。

3. 防災投資として考えた場合の地震時盛土造成地地すべりの調査項目

1995年兵庫県南部地震、2004年新潟県中越地震、2007年新潟県中越沖地震および2011年東北地方太平洋沖地震で数多くの変動盛土が生じた。これらは、自然が行った超大規模な実大振動台実験と捉えることができる。このような多数の実大サンプルを用いた実験は、E-ディフェンスをもってしても100年かけてもとてもできないと思われる。

その貴重な超大規模実験の結果を読みとって、投資に値する効果的な調査・対策方法を導き出すのが、この問題の解決に向かう王道である。

地震時の特殊条件での安定問題だといっても、重力移動体の安定問題であることには変わらない。普通に考えれば、盛土の物性値・特に強度(すべ

り面強度), 谷底傾斜角 (すべり面勾配), 地下水位 (間隙水圧) で評価ができるものと期待される。

ところが, 釜井・守隨 (2002) によれば, そうは問屋がおろさなかった。

「盛土の強度」に関しては地震時に移動した谷埋め盛土と移動しなかった盛土に大きな違いが無く, 似たり寄ったりの強度だったため, 危険度判定に有用ではないことが分かった。

「谷底傾斜角 (θ)」は, 盛土全体が地山との境界をすべり面として発生する滑動崩落現象においても, 滑動力 $W \cdot \sin \theta$ として大きく影響を与えるはずであった。ところが, 兵庫県南部地震では, 変動した盛土の谷底傾斜角は, 変動しなかった事例に比べ, より低角度の頻度が多かった。谷底傾斜角が緩い盛土ほど変動した割合が高かったわけである。これは, 土質力学が培ってきた安定計算の概念を覆す驚きの事実だった。

「地下水位」に関しては, 変動時のデータがなく, 事後にサンプル調査で得られた情報のみであった。谷底傾斜角が緩いほど地下水位が高くなる傾向が認められたが事前にはわからない。

これらの事実, 特に強度と傾斜角が危険度判定に有用でないという事実は, 普通の地盤調査を行って, 普通の安定計算を行っても, 危険度評価などできっこない, ということを強く示唆しているものである。

釜井・守隨 (2002) では, 様々な要因と結果 (変動・非変動) の相関関係を分析し, 関係性のある要因を抽出し, 数量化解析Ⅱ類により分析を行っている。図1にその結果を示す。

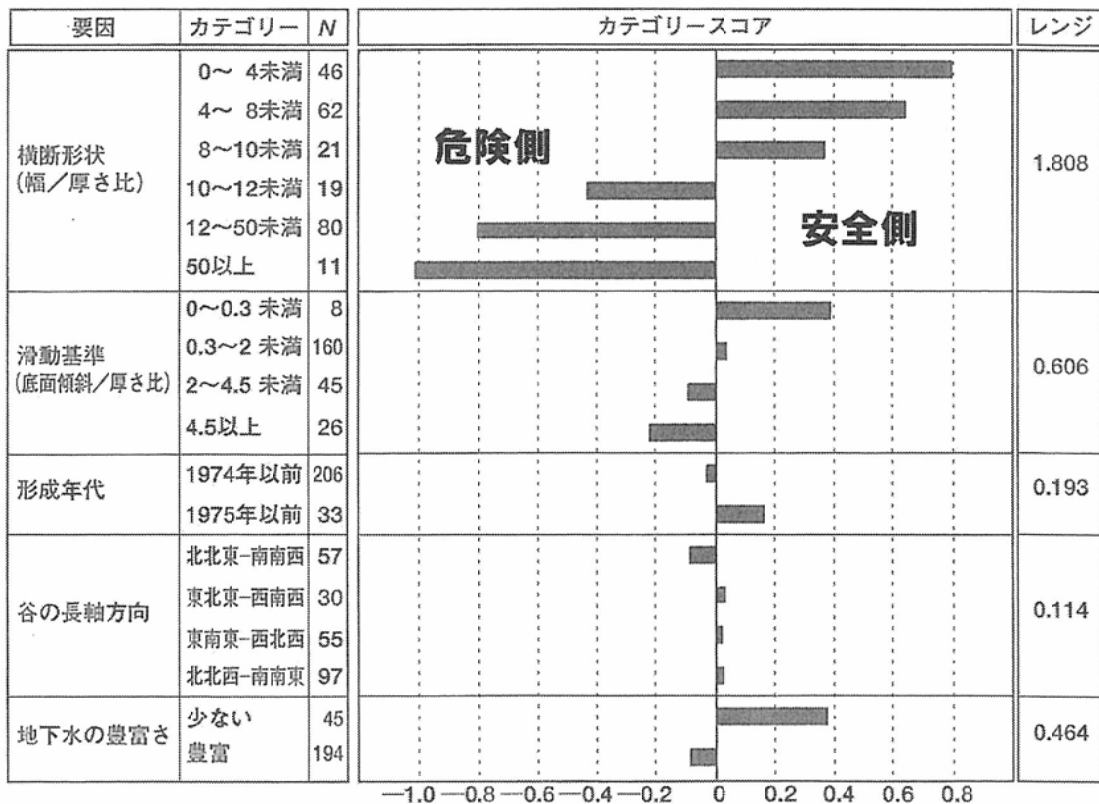
この結果が示すことは, 盛土変動の最大要因は「横断形状 (幅/深さ比)」であり, その影響の程度も他の要因に比べて圧倒的に大きいということである。盛土材の強度などは, この分析の要因に組み込むことすらできないほど影響力が小さかった。

この結果を, 防災投資の観点から考える。効果的な投資をするために, どこに集中投資すべきかと言えば, 「横断形状 (幅/深さ比)」の重点調査以外にはあり得ない。

幅/深さ比が大きな変動要因であるということをもう少し深く考えてみよう。

重力移動体の変動の程度は, すべり面の摩擦抵抗力と, 移動体自体の滑動力で決まる。滑動崩落した盛土には, しばしば地表面に噴砂跡があることから, 液状化現象が起き, せん断強度が大きく低下していると考えられている。しかし, 過剰間隙水圧の影響の軽微な側部ではもともとの盛土の強度でせん断抵抗力を発揮するはずである。

すなわち, 幅/深さ比が決定的な要因であるということは, 低下しない側部摩擦力と過剰間隙水圧 (液状化) による著しい強度低下を起こす底面の両者が盛土の地震時変動の有無を支配していると



注) カテゴリースコアが大きい(正に)ほど安全側。Nはサンプル数

図1 釜井・守隨 (2002) による谷埋め盛土変動要因の分析結果

いうことである。その他の要因は相対的に影響力が小さいので、予測および対策を考える上では、「投資」の必要性が小さい。盛土材の性質を高価な調査で詳細に調べても、予測精度にほとんど影響を与えないからである。

4. 滑動崩落の効果的予測方法

防災の目的は、変動メカニズムを解明することではない。効果的に予測し、必要最小限の費用で効率的に対策することである。

極論すればその目的が達成されるための手段が、風水であっても、千里眼のような超能力であっても良いが、現実的には科学的手段を用いるのが最も実現性が高いというだけのことである。

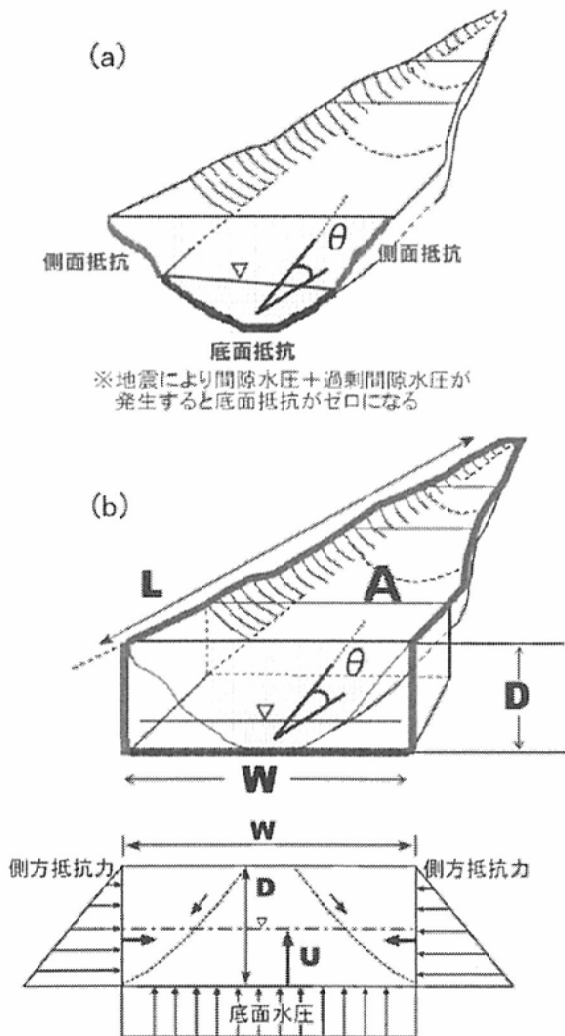


図2 側部抵抗モデルの模式図。(a) 実際の盛土形状におけるイメージ、(b) 側部抵抗モデルにおける盛土の形状模式図 L: 盛土長さ, W: 盛土幅, D: 盛土厚さ, A: 盛土面積, θ : 地山傾斜角, U: 過剰間隙水圧高。

幅/深さ比が決定的な要因であることが、自然が行った超大規模実大振動台実験で明らかになった。これをを活用して、予測および対策方法を構築するのが現実的解法である。

その現実的解法のひとつが「側部抵抗モデル」である。2012年4月に改正された「大規模盛土造成地の変動予測ガイドラインの解説（以下ではガイドラインと呼ぶ）」では、「統計的側部抵抗モデル」として、滑動崩落の危険度を評価する手法の例として示されている (p.50)。

この手法に「統計的」という冠があるのは、“過去の地震の変動実績に基づく統計的予測手法であり、評価の過程で使用される地盤工学的パラメータは擬似的な最適値であるため、強度定数などの実績値を反映できない”がその理由である。このことから、ガイドラインでは、防災を投資ではなく科学として捉えていることがうかがえる。しかし、防災を経済行為としての投資と捉えた場合には、地盤工学的パラメータが擬似的であろうと真値であろうと、結果（予測精度および対策工設計）にほとんど影響を与えないので、特にこだわるべきところではない。

側部抵抗モデルを以下に簡単に説明する。詳細については、中埜ほか(2012)を参照されたい。

側部抵抗モデルは、図2に示すように盛土形状を単純な矩形形状として大胆な近似を行ったうえで、力学状態を模した3次元安定計算を行うものである。基本となる計算式を以下に示す。

$I_s = R/T$ …安全性評価指数

$T = W_t \cdot \sin \theta + W_t \cdot k_h \cdot \cos \theta$ …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

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

ここで、

$W_t = \gamma_t \cdot V_t$ …重量 (kN)

γ_t : 土塊の単位体積重量 (kN/m³) = 18 kN/m³

V_t : 移動体の体積 (kN)

= $A \cdot D \cdot (2/3)$ または $W \cdot L \cdot D \cdot (2/3)$

A: 調査結果による平面図上の盛土面積 (m²)

D: 盛土の厚さ (m)

L: 盛土全体の水平長さ (または単位長さ) (m)

W: 盛土の幅 (m)

k_h : 水平震度 (最大0.25とする) = 0.25

θ : 地山傾斜角 (底面傾斜角)

c'_1, c'_2 : 側面および底面の粘着力 (kN/m²)

ϕ'_1, ϕ'_2 : 側面および底面の内部摩擦角 (度)

$A_s = 2 \cdot D \cdot L$ …側面積 (m²)

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

表1 統計的側部抵抗モデルの最適パラメータと正答率（通常はパラメータ②を使用）

パラメータ①: 変動盛土の正答率が100%となる設定			パラメータ②: 変動・非変動盛土の正答率の合計が最大となる設定			パラメータ③: 変動盛土の正答率が90%以上で非変動盛土の正答率が最大となる設定			
過剰間隙水圧高(m)	4.5		過剰間隙水圧高(m)	3.0		過剰間隙水圧高(m)	4.4		
水の単位重量(kN/m ³)	9.8		水の単位重量(kN/m ³)	9.8		水の単位重量(kN/m ³)	9.8		
単位体積重量(kN/m ³)	18.0		単位体積重量(kN/m ³)	18.0		単位体積重量(kN/m ³)	18.0		
側面粘着力(kN/m ²)	25.0		側面粘着力(kN/m ²)	39.0		側面粘着力(kN/m ²)	39.0		
側面内部摩擦角(°)	35.0		側面内部摩擦角(°)	35.0		側面内部摩擦角(°)	35.0		
底面粘着力(kN/m ²)	0.0		底面粘着力(kN/m ²)	0.0		底面粘着力(kN/m ²)	0.0		
底面内部摩擦角(°)	36.0		底面内部摩擦角(°)	25.0		底面内部摩擦角(°)	33.0		
側方土圧係数	0.5		側方土圧係数	0.5		側方土圧係数	0.5		
水平震度k _h	0.25		水平震度k _h	0.25		水平震度k _h	0.25		
正答率	阪神地区	変動盛土	100%	阪神地区	変動盛土	95%	阪神地区	変動盛土	100%
		非変動盛土	42%		非変動盛土	98%		非変動盛土	78%
	長岡地区	変動盛土	100%	長岡地区	変動盛土	86%	長岡地区	変動盛土	95%
		非変動盛土	20%		非変動盛土	100%		非変動盛土	50%
	柏崎地区	変動盛土	100%	柏崎地区	変動盛土	71%	柏崎地区	変動盛土	76%
		非変動盛土	35%		非変動盛土	100%		非変動盛土	92%
	3地区	変動盛土	100%	3地区	変動盛土	85%	3地区	変動盛土	91%
		非変動盛土	38%		非変動盛土	98%		非変動盛土	79%

K: 側方土圧係数=0.5

$A_b = A_t / \cos \theta$... 底面積 (m²)

$A_t = V_t / D$... 換算平面積 (m²)

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

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³) = 9.8 kN/m³

u : 水位高さ (m) = D - WL

WL = 0.1394 θ + 1.3046

(※地下水無しの評価の場合, $u = 0.1$ m とする)

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

u_s : 過剰間隙水圧の水位高さ (m)

※ $W_t - U_b - U_s < 0$ のとき, $W_t - U_b - U_s = 0$ とする。

→ $c'_2 = 0$ (kN/m²) なので底面抵抗力=0となる

※側面に作用する水圧は実際の谷が矩形ではないので無視する。

この式の中で、いくつかの代用や工夫が行われている。盛土を大胆な矩形モデルに近似しているため、実際には深度が増加するにつれて側部抵抗は ϕ 成分により増加するはずであるが、鉛直壁に摩擦抵抗が発生しない。このため、土圧で代用している。また、擬似的土質工学的パラメータには違いないが、現場での計測値との差を縮めようとして、すべり面の底面積を地表面積の2/3とするなどの細かな工夫が施されている。

兵庫県南部地震での阪神地区、新潟県中越地震での長岡地区、および新潟県中越沖地震での柏崎地区で実際に発生した現象をこのモデルに当てはめて、もっとも再現性が良いパラメータを導いたものが表1である。詳細は省略するが、地域によって盛土材料も地形も異なるので地域ごとに異なる

パラメータとなるのではないかと考えられたが、実際には大きな違いはなかった。このため、3地域共通の最適パラメータを導いている。

最適パラメータとしては、①変動盛土の正答率（再現率）を重視したもの、②変動・非変動盛土の両方の正答率を重視したもの、③非変動盛土の正答率を重視したもの、の3通りを導いた。目的に応じて使い分ければよいが、通常は②のパラメータを用いればよいと考えられる。

盛土の外形的情報のみで90%前後の正答率が得られる簡易な方法なので、防災投資にとって効果的な予測方法と言える。

5. 仙台地域での検証

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、仙台市を中心に数多くの滑動崩落現象が発生した。統計的側部抵抗モデルで地震前に仙台市太白区緑ヶ丘周辺(図3)の変動予測がされていたので検証を行うことができた(太田ほか2011)。

事前の危険度予測は、以下の3つの手法で行われていた。

- (1) 国交省ガイドラインの点数法
- (2) 釜井らによる数量化解析の方法(一種の点数法)
- (3) 太田らによる側部抵抗モデル

表2に、現地踏査を実施し、地すべりの変動の有無(単なる変状の有無ではなく、引張亀裂・圧縮変状の組み合わせや連続性により認定)と、事前予測結果との対比を一覧表にして示す。この表から明らかのように、事前予測に関しては(3)の側部抵抗モデルが最も良い予測結果となっているこ

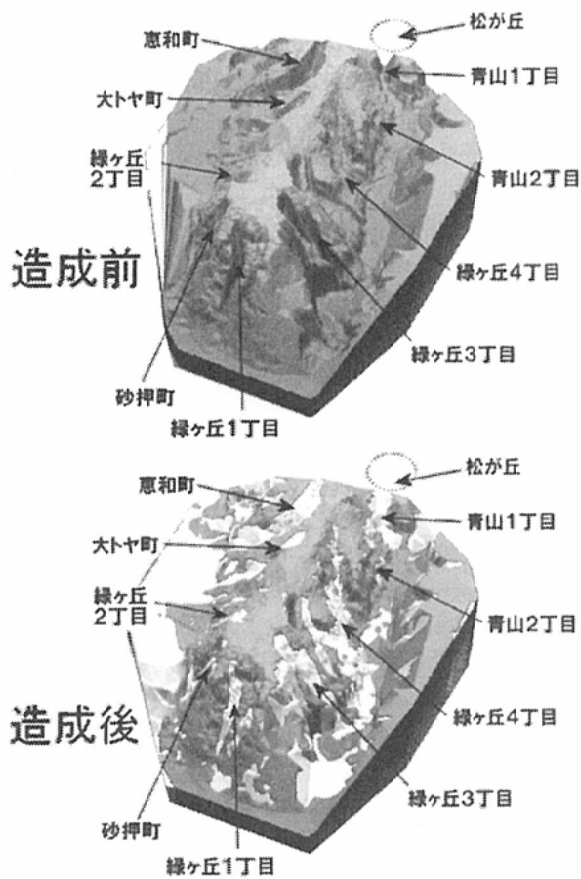


図3 仙台市太白区緑ヶ丘周辺の盛土造成地

とがわかる。この傾向は、中越地震の長岡市の事例、中越沖地震の柏崎市の事例での評価結果と同様である。

この検証結果から、次のことが言える。

- (1) 滑動崩落現象を予測するには統計的側部抵抗モデルを用いるのが現時点では最も合理的である。
- (2) 地下水の有無を確かめていないにもかかわらず高い正答率となるということは、大半の盛土内には地下水が存在し地震時に過剰間隙水圧を発生してせん断抵抗力を弱めていると考えてよい。
- (3) 地下水位不明でも予測できることは、盛土底面付近に飽和地下水が存在すれば地下水位に関係なく過剰間隙水圧が発生するか、もしくはどの盛土も地下水位が同じ程度だったかである。
- (4) 幅/深さ比が安定度に非常に強く関与していたのは、盛土の側部抵抗が安定条件に大きく影響を与えていることに他ならない。
- (5) 盛土の強度を共通の値としても予測可能だったことは、盛土の強度はどこでも同程度で、予測結果に与えるほどの違いは無いと考えられる。
- (6) 側部抵抗モデルは簡略版の3次元解析なので、より詳細な検討をする場合にも3次元解析を用いる必要がある。(現行のガイドラインが推奨するような2次元解析では安全性を評価することは不可能であろう)

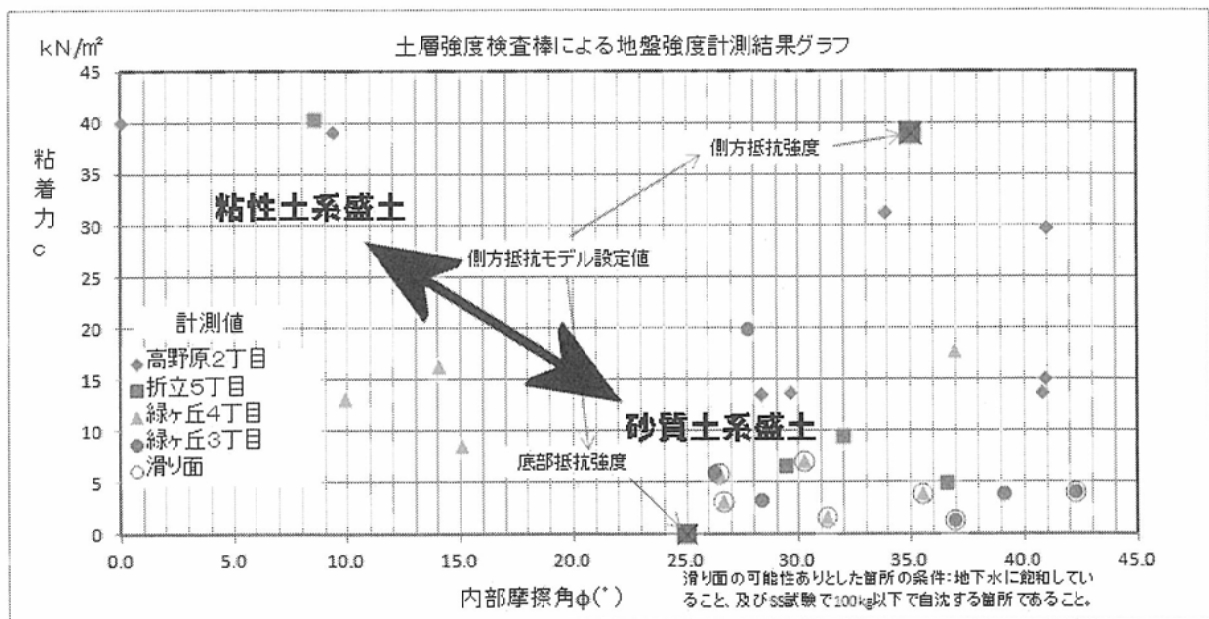


図4 土層強度検査棒による盛土地盤強度計測結果

○囲いのデータがすべり面の条件を満たす箇所、それ以外はすべり面の条件から外れる部分である。折立5丁目ではSS試験からすべり面の条件を満たす箇所を検出できなかった。大きな■の2箇所は、表1のパラメータ②の側部および底面強度である。側部抵抗モデルのパラメータは実測値と矛盾しないことが確かめられた。

(7)盛土形状をより詳細に知る以外に、結果の精度向上に寄与する詳細土質調査の必要性があるようには見えない。少なくとも防災投資行為としては詳細ボーリング調査や土質試験などの必要性は高くないように感じる。

太田(2012)は、仙台市周辺の変動した盛土造成地において、土層強度検査棒を用いて盛土層の強度計測を実施した。

盛土といえども宅地地盤の表層部は締め固められているため、スウェーデン式サウンディング(SS試験)で先行調査し、その試験孔を利用して土層強度検査棒を挿入した。その結果を図4に示す。

地下水に飽和し、SS試験で100kg以下で自沈する箇所がすべり面と考えられる箇所だった。すべり面箇所の土質強度は、 $\phi=26\sim43^\circ$ 、 $c<7kN/m^2$ だった。一方、すべり面ではないと現場で判定された箇所は、 $c>10kN/m^2$ となる傾向が認められた。

滑動崩落現象発生時にすべり面となる土質の特徴は、「粘着力が小さい」ということのものである。粘着力が小さい砂質土では、過剰間隙水圧が発生しやすいと考えられる。粘土分の少ない土を「良質土」と呼ぶ習慣は考え直した方が良いかもしれない。

盛土の中にこのようなcの小さい箇所がある理

由としては、次のようなことが考えられる。

(1)もとの盛土材料が粘土分の少ないものだった

(2)地下水流による長年の細粒分流出(地中侵食)によって粘着力を失った

後者の理由が合理的に思えるが、検証はされていない。

6. 第二次スクリーニング時の現行安定計算手法の致命的問題点

2012年の夏現在、宅地造成等規制法を根拠とした大規模盛土造成地変動予測事業に着手した自治体(県・市町村)の数が34、盛土マップを公表したところが8、第二次スクリーニング結果を公表したところが1(鳥取県;ただし地盤が粘性土だったので液状化しないので全箇所安全判定とのこと)である。宅地耐震化事業開始のスタートが切られた2006年から10年間の間に危険度判定し、造成宅地防災区域に指定し、防止対策を終える率50%が目標に掲げられたが、期間の半分以上が経過しているにも関わらず、全くと言っていいほど進捗していないのが実情である。

第一次スクリーニングでは盛土分布マップを製作し、公表することになっている。盛土の存在箇所をあぶり出すのは、新旧地形図から作成した

表2 事前予測結果と実際に発生した現象との比較

盛土ユニット	踏査による変動有無	国交省点検法の 変動確率	釜井-守随 数量化法 変動確率	太田-榎田 モデルの 安全率	備考	盛土形状				
						面積A (m^2)	幅W (m)	長さL (m)	厚さD (m)	地山傾斜 θ ($^\circ$)
1 緑ヶ丘3丁目北側	変動	4%(×)	28%(×)	1.19(Δ)	1978年地震で大変動 対策あり(杭・井戸)	17,624	71.0	288.4	17.0	7.0
2 緑ヶ丘3丁目南側	変動	2%(×)	28%(×)	0.88(○)	1978年地震で大変動 対策あり(杭)	12,112	80.5	162.5	17.7	11.8
3 緑ヶ丘4丁目	大変動	68%(○)	92%(○)	0.61(○)	1978年地震で大変動 対策なし	14,878	199.8	96.1	4.3	3.5
4 青山2丁目	大変動	-	-	-	盛土が推定されていない。 1978年は変動せず					
5 大町	変動せず	16%(○)	41%(Δ)	1.11(Δ)	傾斜変動のみ 1978年は変動せず	12,963	92.9	223.8	10.2	5.5
6 恵和町上部	変動	6%(×)	28%(×)	1.00(Δ)	1978年地震で変動せず	13,826	79.2	178.2	14.3	6.6
7 恵和町中部	変動	16%(×)	13%(×)	1.01(Δ)		24,448	161.1	161.6	20.7	3.0
8 恵和町最下部	大変動	22%(×)	64%(○)	0.86(○)		43,294	148.1	280.8	12.5	3.3
9 松ヶ丘	大変動	-	-	-	盛土が推定されていない。 1978年は変動せず					
10 青山1丁目上部	変動	-	-	-	盛土が推定されていない。 1978年は変動せず					
11 青山1丁目中部	変動	7%(×)	13%(×)	1.15(Δ)	1978年地震で変動せず	14,486	101.6	158.8	12.8	1.9
12 青山1丁目下部	変動	41%(Δ)	92%(○)	0.84(○)		12,594	64.4	169.9	4.4	2.6
13 緑ヶ丘1丁目上部	変動せず	7%(○)	21%(○)	1.13(Δ)	3/27~30調査 1978年地震で大変動 対策あり(杭)	4,315	37.9	128.6	11.2	14.3
14 緑ヶ丘1丁目下部		2%(○)	21%(○)	2.07(○)		3,015	24.5	128.9	12.8	6.5
15 砂押町上部	変動せず	4%(○)	35%(Δ)	1.08(Δ)	3/27~30調査 1978年地震で変動せず	1,463	30.6	63.8	6.3	20.4
16 砂押町下部		7%(○)	21%(○)	1.30(○)		2,684	27.5	95.0	7.6	10.1
17 緑ヶ丘2丁目上部	変動せず	7%(○)	28%(○)	1.10(Δ)	3/27~30調査 1978年地震で大変動	3,622	37.9	99.6	8.0	10.8
18 緑ヶ丘2丁目下部		10%(○)	28%(○)	1.50(○)		2,891	28.5	104.0	6.1	5.2

変動予測区分	変動確率	安全率
変動予測判定	50%以上	1.0未満
変動または非変動	30~50%	1.0~1.2
非変動予測判定	30%未満	1.2以上

()内の予測結果の評価
○:正答, Δ:どちらともいえない, ×:誤答

DEMの差分をとればよいだけなので、範囲が広く箇所数が多いと労力がかかるが、技術的に難しい。それにもかかわらず、盛土分布マップの公表すら進まないのはなぜだろうか？

マスコミの取材では「事業仕訳で抜本的にやり方を見直す、とされているので、様子を見ている」ということらしい。しかし、本音ベースでは「ゴールが見えない」ということが根本問題だと思う。

ゴールを見えにくくしているのは、次の2点と考えられる。

- (1) 盛土分布図作成後、第二次スクリーニングに着手する優先順位がわからない
- (2) 第二次スクリーニングの安定計算方法がしっくりこない

(1)については、当初の評価法であった「ガイドラインの点数法」が、その後の地震で発生した滑動崩落現象を再現できないという、予測精度の低さを原因としていた。2012年4月の改訂で、予測精度が比較的高い「統計的側部抵抗モデル」が組み込まれたことで、ある程度解決されたものと思われる。

(2)の安定計算手法に関する問題は、次の3つである。

① 予測精度に優れた「統計的側部抵抗モデル」が側部抵抗を考慮した3次元解析の手法であるのに対し、ガイドラインに示される安定計算手法は、側部抵抗を考慮しない2次元解析手法であること。

② 地震時に発生すると予想されている過剰間隙水圧の設定方法が不明確であること（統計的側部抵抗モデルでは過去の現象でキャリブレーションされた過剰間隙水圧値が存在するが、これは3次元的手法の産物でありそのまま適用できるかどうか不明）。

③ 地山と盛土との境界付近をすべり面とすると想定されているが、境界付近は一般に地下水の影響や、埋没表土層の影響で締まりが緩く、室内試験を行うためのサンプリングが困難であること。

図5に架空の盛土造成地のモデルを作成し、実際に安定計算した事例を示す。計算条件は次のとおりである。

土質定数： $\gamma=17\text{kN/m}^3$, $c=0\text{kN/m}^2$, $\phi=25^\circ$
(締まりの緩い砂質土を想定)

地下水位：盛土厚の1/3程度

すべり面の傾斜角 $\theta=6^\circ$ 程度

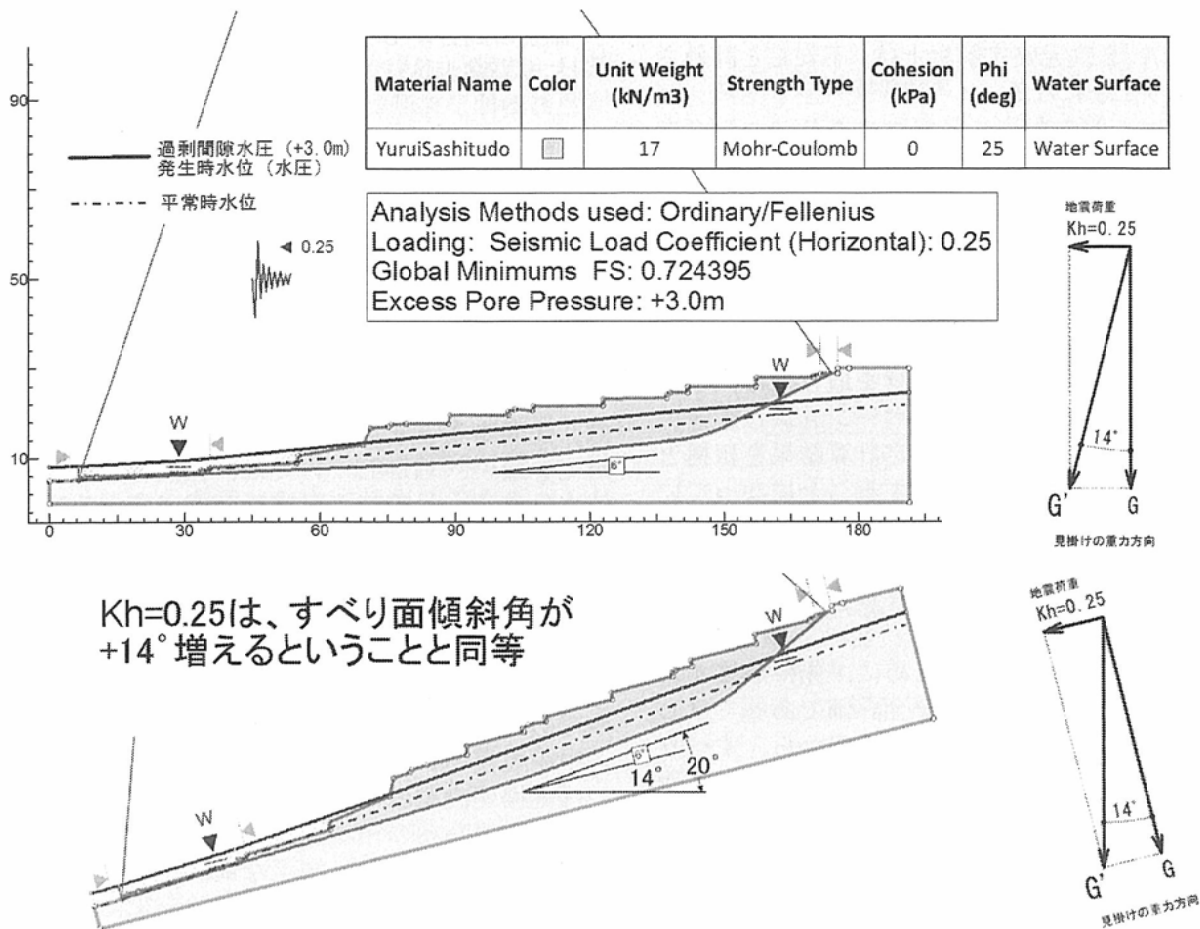


図5 造成地盛土のモデル計算例と地震荷重作用時の計算の説明図

地震荷重 $K_h=0.25$ (震度 6 強相当)
 過剰間隙水圧高 $\Delta h=3.0\text{m}$
 (便宜上統計的側部抵抗モデルの値を流用)

安定計算の結果は次のとおりである。

ケース	安全率 F_s
平常時	2.64
地震力のみ作用	0.94
地震力+過剰間隙水圧	0.72

平常時は極めて安定している造成盛土が、地震荷重の付加で著しく安定度を低下させていることがわかる。

図 5 の上図は見慣れた安定計算モデルであり、滑り面勾配も緩く、見た目には安定した盛土に見える。地震荷重 $K_h=0.25$ は静的荷重なので、重力方向が $\tan^{-1}0.25=14^\circ$ だけ傾くことと同等である。図 5 の下図は、その解析断面を 14° 斜面下方側に傾けたものである。地震時の計算はすべり面勾配 20° の安定解析をやっていることになるわけである。結構急斜面だ。盛土底面付近の締まりの緩い箇所の土質強度は $\phi=25^\circ$ 程度に評価されると考えられるので、安息角との差が 5° 程度しかなく、これに地下水圧や過剰間隙水圧が作用すれば、大半の盛土が「2次元安定解析上は」不安定と評価されてしまうことになる。

これでは、何のために第二次スクリーニングを行うのかわからなくなってしまう。安定計算でほとんどの盛土が不安定という評価しか出ない仕組みなので、「詳細で高価な調査」は、防災投資としての価値がないと判断されても仕方が無いのである。

そして行政の担当者には、自分自身が腑に落ちないことを住民に説明し、合意を取り付け、事業を推進していこうというモチベーションが起きにくくなっている。法律上は安定計算結果を根拠として造成宅地防災区域指定をすることになっているため、住民合意をとることは必須ではない。しかし改善命令を住民が守らなかった場合には罰則があるため、現実的には住民合意をとらずに事業を進めるのは困難と思われる。

また、ゴールが見えないために、先に進まず幕を引きたいという思いから安全評価であってほしいというバイアスが働く。その誘惑から、すべり面にならない盛土中部付近から不攪乱試料を採取して、安全評価に都合が良い高い強度設定を用いた計算がおこなわれるリスクが無いとは言い切れない状況となっている。

この解決策としては、下記の改善方法が考えられる。

- ①安定計算手法を、滑動崩壊原理に即した側部抵抗抗力と過剰間隙水圧を考慮できる 3 次元安定解析手法に改めること。(必須)
- ②過剰間隙水圧の設定を土質試験で求めることはおそらく困難で、それに拘っていると徒に調査期間が長くなり「事前対策としての防災」の目的が果たせなくなる。このため、自然が行った超大規模実大振動台実験結果から導かれた統計的側部抵抗モデルの最適値で代用するのが合理的であること。(他の廉価で簡易な方法があれば可)
- ③地山・盛土境界の強度を不攪乱試料を採取し室内試験で求めるのは、不攪乱試料の採取自体が困難なので、すっぱりと諦めて、土層強度検査棒や孔内リングせん断試験などの原位置試験で行うこと。(他の廉価で簡易な方法があれば可)

7. 法制度から漏れ落ちる盛土造成地

宅地造成等規制法で定義されている大規模盛土造成地とは、次の 2 種類である。

- ① 盛土の面積が 3000 平方メートル以上 (以下「谷埋め型大規模盛土造成地」という)
- ② 盛土をする前の地盤面 (以下「原地盤面」という)の水平面に対する角度が 20 度以上で、かつ、盛土の高さが 5 メートル以上 (以下「腹付け型大規模盛土造成地」という)

この条件から漏れる盛土造成地、たとえば 3000 m^2 未満の比較的小規模な谷埋め盛土や、地山傾斜角 20° 未満、高さ 5m未満の腹付け盛土が、地震時に滑動崩落を起こさないかということ、そんなことはない。むしろ、ミニ開発系の盛土は締固めのための大型機械が入れない、悪質業者により劣悪工事が行われ易いなどの理由で、大規模盛土よりも条件としては不利である。

このような法制度から漏れ落ちる盛土に対しては、民間事業としてしか危険度評価や安定化対策ができない。しかし一方では、住民合意をとる難しさは無く、対策工も『宅地耐震対策工法選定ガイドラインの解説』に示されているような、高価な地すべり対策工を参考に行う必要が無いため、防災投資としての自由度が高いという利点もある。経済社会の中での防災産業として、発展性可能性が高いニッチ市場という積極的な捉え方ができるのである。

中小規模のデベロッパーや地場の工務店、あるいは地場建設業者・中小建設コンサルタントにとっては、こちらの市場開拓を積極的に推し進めるという選択肢もある。健全な民間防災業界が形成されることこそが、国土全体の強靱化には最も有効な手段だからである。

そこではたとえば、実際に 1000 年以上にわたっ

て幾度もの大地震があっても崩れることのなかった「千年盛土」(釜井俊孝 2009)の歴史的事実を応用することなども客先が納得さえすれば容易に実現できる。

「千年盛土」とは 859 年に創建された京都の石清水八幡宮に実在する盛土に付けられたニックネームである。この盛土は、神事で用いた土器(かわらけ)の廃棄物処理場として利用されていたため特別な締固めが行われていたわけではないので強度的に強いわけではないが、土師器(はじき)が幾層にも積み上げられることにより、通常の土のみでできた盛土よりも約 100 倍の透水性をもっている。また、水平方向(土師器の配列に平行)の透水性は、鉛直方向に比べ約 3 倍もあった。すなわち、地下水が滞留しにくい盛土構造だったのである。このような歴史的事実を地震時の盛土安定化に応用するのは、むしろ民間市場の方がやり易いかもしれない。

8. 自然地盤地すべりの側部抵抗力

自然地盤の地すべりは、ひとつひとつの箇所について個別に検討が行われる。このため、造成地盛土の地震時変動のように、どの要因が地すべりの安定に対して最も影響が強いかという大まかなことを検討する機会が非常に少ない。

しかし、造成地盛土の地震時滑動崩落と、自然地盤の地すべりは、底面の主たる滑り面の強度が著しく少ない(限りなくフリクションレスに近い)という点で共通している。この組み合わせを「ローラースライダーモデル」と呼んでいる。人工地盤と自然地盤の違いがあっても地盤の挙動にはローラースライダーモデルが成り立っているという共通性がある。

1) 自然地盤地すべり解析における矛盾点

すべり面の土質試験研究の成果から、すべり面粘土は数センチの変位で粒子の再配列が起き、粘土鉱物に特有の残留強度まで強度低下することが知られるようになった。地すべり地形が形成されるためには、大変位が必要であるため、自然地盤の地すべりのすべり面強度は残留強度になっていると考えるのが妥当である。

しかし、土質試験で得られた残留強度を、安定解析に適用すると、現状の安全率が 1.0 よりも大きく下回る結果となる。これは 2 次元解析においても、3 次元解析においても共通する矛盾である。現状では多くの場合、その矛盾を解決するために、土質試験結果を破棄して、逆算法で解析者が仮定した現状安全率に摺り合うようなすべり面強度に「調整」という手法が用いられている。

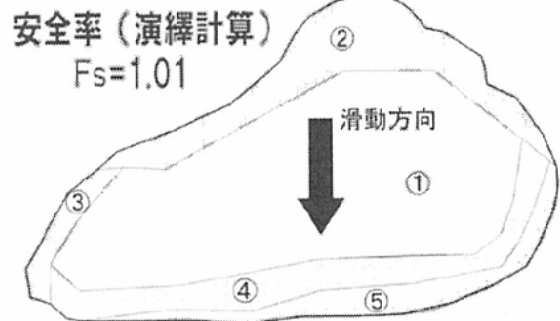
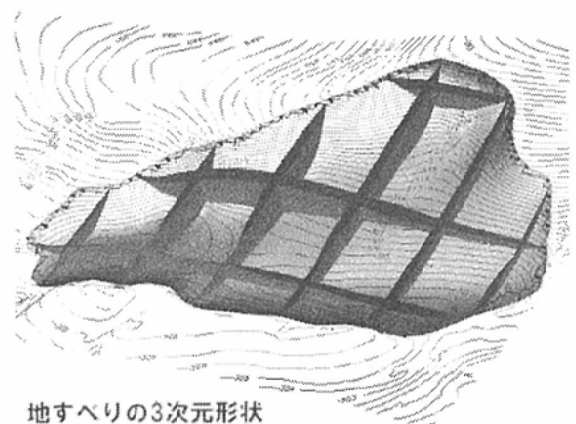
そして、その矛盾に目を閉じて、安定解析式の

数学的厳密さを追求するといった、厳しく言えば見当違いの研究に労力が集中されているように見受けられる。

2) ローラースライダーモデルの適用

造成地盛土の地震時滑動崩落の研究で得られたローラースライダーモデルが、自然地盤の地すべりにも適用できるとしたら、土質試験結果に解析者の都合のよい解釈を加えず、そのままの値を用いることで演繹的に地すべりの安全率を算出できるはずである。

この可能性を検証するために、(社)日本地すべり学会関西支部では、2006 年に「実測値のみを用いた斜面安定解析の可能性」と題するシンポジウムを開催した。



①主たる再滑動すべり面: 残留強度 ($c'=0\text{kN/m}^2, \phi'=11^\circ$), ②頭部引張域: 完全軟化強度 ($c'=15\text{kN/m}^2, \phi'=25^\circ$), ③~⑤土工によって新たにできたすべり面: ビーク強度 (③ $c'=97\text{kN/m}^2, \phi'=18^\circ$) (④ $c'=23\text{kN/m}^2, \phi'=34^\circ$) (⑤ $c'=15\text{kN/m}^2, \phi'=32^\circ$), 単位体積重量は共通で $\gamma=19\text{kN/m}^3$ と強度設定した。

図 6 演繹計算による安定計算結果例

そのシンポジウムの中で、太田(2006)、中川(2006)、真弓(2006)の 3 編の発表は、土質試験結果をそのまま用いた地すべりの安定計算が演繹的に可能であるとの結論であった。いずれの発表においても、周縁部強度(側部強度を含む)と底面すべり面強度を別々に取り扱った 3 次元極限

平衡法であった。

図6に太田(2006)の計算例を示す。ボーリングコアを用いたリングせん断試験や、繰り返し一面せん断試験結果で得られた土質強度を加工せずそのまま用いた計算結果である。変動状況から安全率 $F_s \approx 1.00$ と想定可能な地すべりブロックだったが、演繹計算で得られた安全率は $F_s = 1.01$ であり計算により適切な安全率が再現された。

太田(2006)および中川(2006)では、土研式3次元法(従来土研式 Hovland 法と呼ばれていたが、実際の Hovland 法とは異なる計算方法であるため呼称を変更した)による解析、真弓(2006)では Janbu 法による解析が行われた。なお、Hovland 法に対しては、計算方法の論理的な矛盾をしばしば指摘されるが、林(2003)によれば、土研式3次元法には、Hovland 法がもつ数学論理上の問題はなく、力学的に簡略化されているということが残るが、実務上の支障はほとんどない。

3) 自然地盤地すべりの維持管理の方向性

安全性(危険性)評価を逆算法で行うことは論理的にできない。逆算法で仮定する「現状安全率」こそが安全性評価そのものだからである。逆算法

で求めているのは、すべり面強度(c か ϕ の一方)と、必要抑止力であえて安全性評価ではない。

安全性(危険性)評価が行えなければ、その後の劣化(不安定化)予測ができないため維持管理は不可能である。これは、自然地盤においても人工地盤においても同様である。しかし、これまでの実務畑での斜面問題は、土構造物を造る時の基準化と、壊れた時の復旧方法の手続きばかりであり、維持管理の視点は皆無だったと言える。

斜面の維持管理には、現状の評価(=順計算を用いた安定解析)と、その後の劣化予測(=確率的評価を用いた不安定化予測)が不可欠である。

9. 非平常時水圧の存在

盛土造成地の地震時地すべりが、地震動を誘因とした過剰間隙水圧の発生によって引き起こされるということは、多くの人に認識されるようになった。それは、実際に現象の発生したところで観察される噴砂や、側部抵抗モデルで実施された変動・非変動予測が実現象を確度良く言い当てていることなどによるものである。少なくとも、盛土造成地では、平常時には無い特別の水圧、すなわち「非平常時水圧」が変動発生に強く関与してい

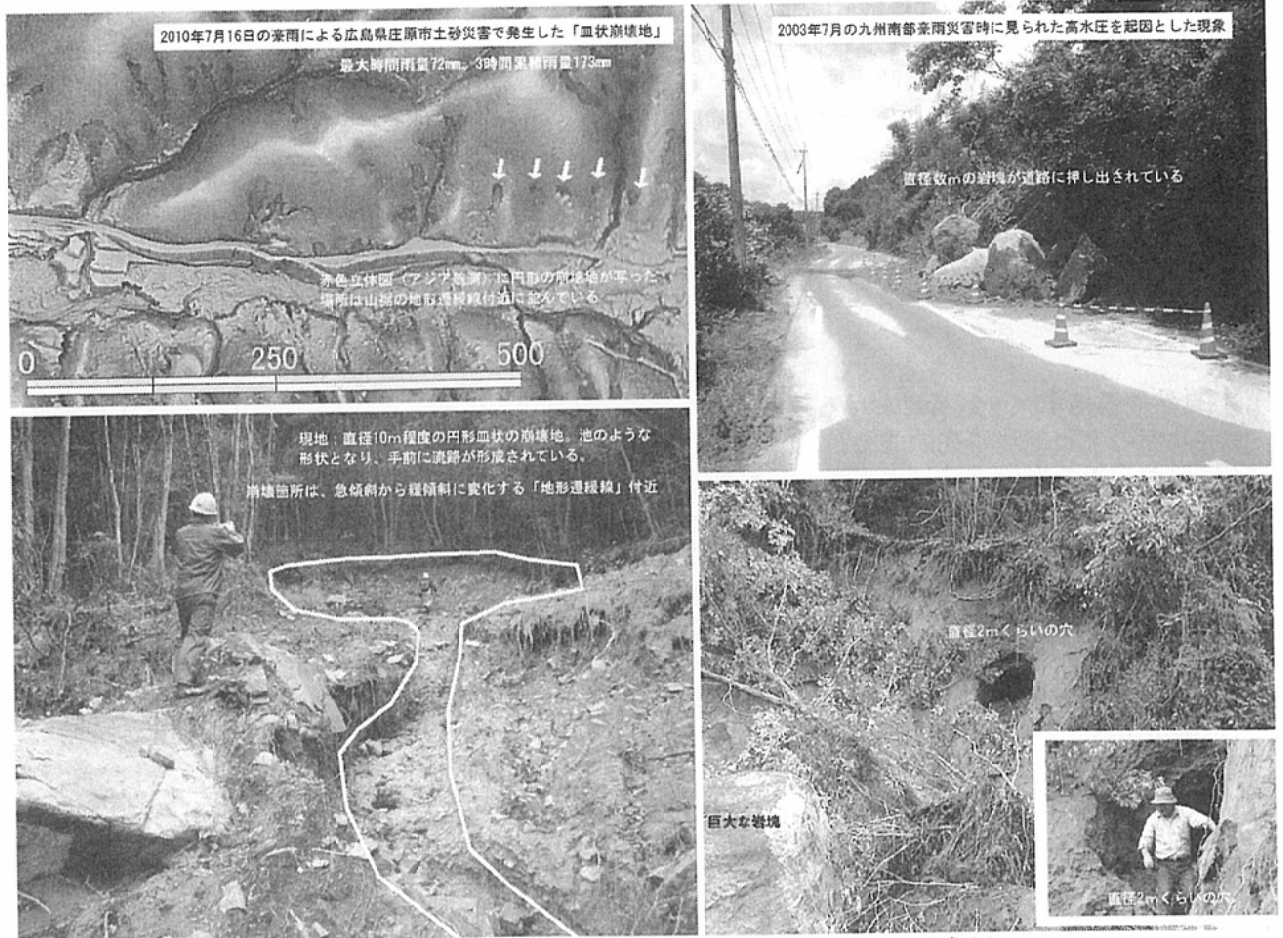


図7 著しく高い水圧が関与したと感じられた崩壊事例

左写真は2010年広島県庄原市に発生した地形遷緩線沿いの皿状崩壊跡。右写真は2003年九州南部で発生した高い斜面末端の道路横の巨岩を横に吹き飛ばした崩壊とその背後に形成された巨大な穴。

ることは疑いが無い。

一方、自然地盤地すべりでは、非平常時水圧の考え方はあまり取り入れられていない。その原因として最大のものは、安定計算が逆算法で行われ、現地計測された土質強度が用いられていないことにあると思われる。

特に問題を感じるのは、記録的豪雨時の崩壊に対する水圧の考え方である。逆算法を用いる従来のやり方では、記録的豪雨なのだから地表面近くまで地下水位が上昇していた、というのを「最悪想定」と考え、そのときの現状安全率を仮定して計算が行われている。

しかし、それが果たして最悪想定になっているのだろうか？

2010年の庄原水害での山裾の地形遷緩線付近に点々と発生した皿状崩壊（図7左）や、2003年の九州南部豪雨災害時に山裾の巨大岩塊が真横方向に吹き飛ばされていた事例（図7右）などは、極めて高い水圧の存在を感じられるものであった。

庄原の事例に酷似した崩壊が発生した地点で、土層強度検査棒を用いて崩壊した土層と同じと考えられる箇所を数カ所強度測定し、順計算で安定解析をした事例を図8に紹介する。

この場所では、記録的豪雨があり、そのとき岩盤を被覆する表層土砂層が地形遷緩線付近から崩

壊した。崩壊場所には、庄原の事例と同じような円形皿状の跡が残っていた。

従来の逆解析で用いられる水位設定と同様に地表面まで満水にした状態で安定計算（図8左）を行うと、安全率 $F_s=2.6$ と非常に大きかった。地盤強度定数のばらつきを考慮して確率計算しても、崩壊確率 $PF=0\%$ であり、地表面まで不圧水が単に満水状態になったくらいではとても崩壊するような場所ではないことがわかった。

崩壊跡の形状に高水圧の印象を受けたため、「自然の排水施設」であるパイプ流や基盤との境界を流れる地下流路などが完全に飽和し、一気に被圧水化したと仮定して安定計算（図8右）してみると、 $F_s=0.95$ 、崩壊確率 $PF=57\%$ という結果となった。

実際の崩壊時には、地下水が被圧水化していたと考えることが、現場観察のみならず、安定計算結果（順計算）からも明らかとなった。

この2つの解析結果から導かれる対策工法は異なったものになる。前者は水圧を低く評価するためすべり面強度も小さく逆算されることにより、鉄筋補強土工やアンカー工などの抑止工主体の対策工となるだろう。通常の大雨でも不安定化するという評価になるからである。

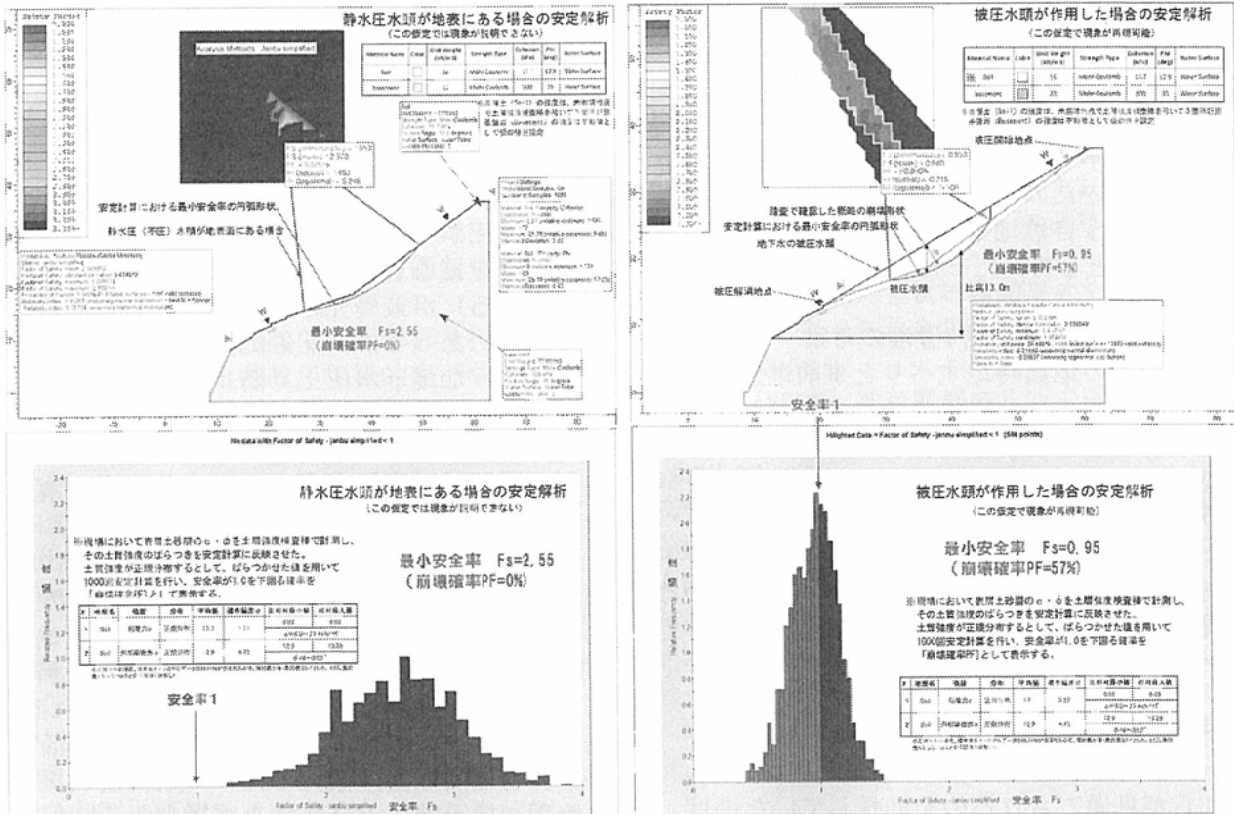


図8 ある崩壊地の不圧地下水としての安定計算例（左）と被圧地下水としての安定計算例（右）
記録的豪雨時に発生したこの崩壊は、通常の不圧水圧では発生できないことを示す事例

後者は、記録的豪雨時に稀に発生する非平常時水圧（被圧水）なので、崩壊によって被圧構造が壊され、すでに現状では危険性が小さくなっていると評価できる。重要な保全対象がなければ放置しても良いくらいである。

このように、現地で強度計測し、順解析で安定計算を行うようにできれば、崩壊や地すべりの多くが自然の排水能力を超えた時に被圧水化することにより発生することが多いことが次々と明らかになると思われる。

規模の大きな地すべりでは、地下水位の観測で、地下水位と変動の関係がわかっているものが多い。太田（1988）は、地下水位の上昇時と下降時では同じ水位でも変動速度が異なることを報告した。地下水上昇時は、地盤内に地下水が供給されているため、僅かな透水性の違いによって弱い被圧水化が発生するためではないかと考えている。

また、全くの経験による感覚に過ぎないが、春先に雨の量が多いと、梅雨時の変動量が大きくなると感じている。これは春先の雨が地盤内の地下水受け入れ許容量を先食いしてしまい、梅雨時期の残存許容量が減るためではないかと感じている。

そうすると斜面对策として最も効果的で優先すべきものは「自然地下水排水能の余裕を大きくすること」になる。集水ボーリング工などの地下水排除工の効果は、地中の地下水を排除することというよりは、自然が受け入れ可能な地下水量に余裕を創り出すという意味になる。

従来の逆算法では、崩壊現場の生々しさに圧倒されて、崩壊後の状態から平常水圧（不圧水圧）で崩壊時安全率を設定して逆解析をし、徒に大きな対策をしていたのかもしれない。実は、崩壊こそが自然が行う自然地下水排水能向上対策（被圧水圧の安全弁として）だったかもしれないのに。

10. これからの斜面維持管理の考察

盛土造成地の地震時地すべりと事前地盤の地すべりに共通するのは、以下の2つの力がこれまで見過ごされていたことである。

- (1) 2次元解析では無視されていた側部抵抗力という大きな抵抗力の存在
- (2) 滑動時には普段の計測等で知られている平常時水圧ではなく、非平常時水圧が関与している可能性がある。それは、造成地盛土の地震時地すべりでは過剰間隙水圧であり、自然地盤の地すべり・崩壊では自然地下水排水能の余裕が無くなることによる被圧水と考えられる。

これらが見過ごされるのを助長していたのは、逆解析による安定計算が常態化していたためであろう。逆解析による安定計算と、計画安全率とい

う組み合わせは、「対策を行うことの意味決定ができた後の簡便で、実績と経験に基づく確率的評価法」として有益だった。計画安全率には力学的意味は無く、その値まで上昇させておけば崩壊確率が十分小さくなるという概念である。

これからの維持管理の時代には、「対策を行うかどうかの意味決定」が調査・解析の目的になる。それを実現させるためには、現地で取得された地盤情報と順計算による安定度評価が不可欠である。また、対策を行う場合の目標値も、計画安全率という数値明瞭・意味不明瞭のものから、「崩壊確率5%以下」とか「1%以下」というような災害リスクを確率的に評価する方法に換わらなければならない。

なぜなら、個別斜面で確率解析をすると、同じ安全率1.20であっても崩壊確率5%の場合もあれば20%の場合もあるため目標値としてふさわしくないからである。

また、順解析をすることにより対策工法も様変わりする可能性がある。順解析を行えば最も効率的な対策工がシミュレーションできるようになる。

現在の対策は、重力移動体を滑らせたあとで、それに拮抗する構造物を造り「正々堂々と」対抗する方法が主流である。しかし、非平常時水圧が原因の滑りに対しては、人工的な地下水排水能向上対策によって原因除去することが最も効果的となる。防災投資としては、正々堂々と力で対抗する方法よりも、相手の手足を縛って動けなくするような「卑怯な対策」を用いるのが合理的である。どこまで自然相手に卑怯になれるかが、技術者の腕の見せ所となるのである。

具体的には造成地盛土ではどんなに揺れても過剰間隙水圧が発生しないような水圧消散工（各家庭に井戸を掘るということでもある程度の効果が期待できる）が最優先されるだろう。また自然地盤の斜面にあつては、記録的豪雨時でも被圧水化しないような地下水圧上昇防止工（人工的なパイプ流の増築など）が経済性・効果の両面から合理的であろう。

さらに、災害発生リスクを順計算の安定解析で確率的に評価し、その後の劣化（不安定化）予測シミュレートすることによつて的確な時期に的確な対策が行えるようになるはずである。地盤の劣化予測法に関してはまだまだ黎明期にも至っていないが、コンクリート診断・予測・対策の手法が良い先行事例として参考になるものと思われる。

対策を行うかどうかの意味決定は、経済活動の投資行為と同様に、被災した時の期待値（災害発生確率×損害額）と経済性を重視した予防保全に基づいて行うことになる。

自然現象は人間の期待とは関係なく発生するが、

それを再起可能な許容範囲内の被害に治めることができるかどうかは維持管理にかかっている。

1.1. まとめ

従来の地すべり調査・解析・対策は、変動しているか確度の高い予兆があるところに対して行われていた。安全性(危険性)は、あらかじめ現状安全率という形で与えられ、計画安全率という古い時代の経験的崩壊確率基準で目標値を定められてきた。

この手法は簡易であり、対策するという意思決定が行われたあとでは効率的な予算執行により事業遂行が可能という利点があった。しかし、この手法は、基本的には事後対策に用いられ、維持管理向きではない。

地震時の盛土造成地地すべりの評価は、「現状の安全性(危険性)を演繹的に評価する」という維持管理手法が求められている。造成地盛土の詳細な地盤内事前調査は、ほぼ不可能である。しかし幸いなことに、現実の大地震が引き起こした変動・非変動現象を、超大規模振動台実験に見立てて、比較的予測精度の高い「側部抵抗モデル」が出来上がった。

これまでの表層崩壊に対する防災点検では、目視で安全性(危険性)評価が行われていただけなので、安全と評価されたところが崩れ、危険と評価されたところが崩れないといったことがしばしばあった。目視調査の限界があったのである。

新しい地盤強度計測技術として、土層強度検査棒などを用いることによって現地で地盤強度計測を簡易にできるようになってきたことに伴い、順解析を用いた安定度評価が可能になった。簡易に計測できるので、数多くのデータが得られ、データのばらつきを考慮した確率的評価も可能となった。

そのひとつの成果として、順解析を行うことにより非平常時水圧の発生が記録的豪雨時の崩壊原因のひとつということが明らかになってきた。これを斜面防災点検にフィードバックさせると、目視により崩壊跡多数で危険性が高いと評価される斜面は、実は非平常時水圧消散が上手に行われている比較的安全な斜面、というのがひよとしたら正しいのかもしれないことも感じられるようになってきた。

今後の斜面の安全性(危険性)評価法は、「逆解析」に頼らず、順解析での原因解明を普通の手法とすることが必要である。これにより、「目視のみによる対策工の要否決定+逆解析+計画安全率」から「現場計測+順解析+災害リスクの確率評価+期

待値に基づいた防災投資の意思決定」に転換することできるようになる。

また、対策工法に関しては、自然と真つ向勝負するのではなく、肝心のところだけを抑え、「防災投資」という経済活動に値するものを目指すべきであろう。これも順解析でシミュレーションができるようになったときに実現できることである。

引用・参考文献

釜井俊孝・守隨治雄(2002)『斜面防災都市一都市における斜面災害の予測と対策一』, 理工図書, p.200.

国土交通省(2012)大規模盛土造成地の変動予測ガイドラインの解説,

<http://www.mlit.go.jp/common/000209181.pdf>

(アクセス日時 2012年10月26日)

中埜貴元・小荒井衛・星野実・釜井俊孝・太田英将(2012)宅地盛土における地震時滑動崩落に対する安全性評価システムの構築, 日本地すべり学会誌, Vol.49, No.4, pp.12-21

太田英将・釜井俊孝・村尾英彦(2011)2011年東北地方太平洋沖地震による都市住宅域の斜面災害の予測と対策, 第50回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.14-15

太田英将(2012)造成盛土の地震時滑動崩落に対する安全性評価, 第47回地盤工学会研究発表会講演集

国土交通省(2012)宅地耐震対策工法選定ガイドラインの解説

<http://www.mlit.go.jp/common/000209184.pdf>

(アクセス日時 2012年10月26日)

釜井俊孝(2009)千年盛土の作り方, 『家族を守る斜面の知識(土木学会斜面工学研究小委員会)』, p58

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論文集, pp.43-56

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論文集, pp.57-67

真弓孝之(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論文集, pp.69-91

林義隆(2003)地すべり安定解析におけるパラダイムの転換, 日本地すべり学会誌, 第39巻, 第4号, pp.42-45

太田英将(1988)昭和63年度日本地質学会講演要旨, p431