

# 法面調査の勘所 ―ガラパゴス化した斜面技術からの脱却―

有限会社太田ジオリサーチ 太田 英将

## 目次

はじめに.....	67
1. 解決すべき斜面の破壊問題.....	68
2. 有効な評価法の事例.....	68
2.1 地すべり安定計算（周縁部強度を考慮した地すべりの3次元安定解析 <sup>1,2,3)</sup> .....	68
2.2 谷埋め盛土の地震時滑動崩落予測（側方抵抗モデル）.....	71
2.3 2つの評価法の共通性.....	71
3. 表層崩壊の予測方法.....	72
3.1 「現存する斜面」の安定度評価法 <sup>9)</sup> .....	73
3.2 崩壊した斜面の崩壊時間隙水圧.....	74
3.3 災害現場での高い間隙水圧の痕跡.....	76
4. 高い水圧発生原因と対策.....	77
5. まとめ.....	77
参考文献.....	78
<プロフィール>.....	78

## はじめに

わが国ではこれまで、土で構成される土構造物斜面、あるいは自然斜面について、「素早く造る」「壊れたら素早く直す」ということを念頭に、主に経験知に基づいた「日本独特の」調査・設計手法が発達してきた。標準勾配、計画安全率などがその代表的なものである。

このように「急いで」造られた土構造物・インフラが老朽化しはじめ、維持管理が重要な時代になり、「造る」と「直す」の間にある「まだ壊れていない」ものの評価が重要となってきたが、その段階になって、斜面問題では現場で使えるノウハウが未発達であることが透けて見え始めてきた。

「造る」に使われてきた経験的手法（標準勾配や計画安全率）は、破壊の閾値を意識した確率的概念を用いたものであった。「直す」に使われてきた手法は、逆計算を用いた帰納的手法であった。

『道路土工 盛土工指針』には、「設計に用いる土質定数は、地盤調査結果及び土質試験結果に基づき設定することを原則とする」と記載されている。『道路土工 切土工・斜面安定工指針』には、「室内試験・原位置試験は、すべり面のせん断強さを推定し、対策工設計に役立てるため、必要に応じて実施する」と記載されている。いずれも「原則は土質試験結果を用いた演繹的手法」で検討することとなっている。

ところが、日本で独自に進化した（ガラパゴスの進化）斜面技術では、現状安全率  $F_s$  を仮定し、逆算法ですべり面強度  $(c \cdot \phi)$  を設定し、計画安全率  $F_{sp}$  を設定すれば、必要抑止力  $Pr = (F_{sp} - F_s) \times W \cdot \sin \theta$  ; ( $W$  は土塊質量、 $\theta$  はすべり面傾斜角) が、すべり面強度を用いなくて算出することができる。

「すべり」は土のせん断破壊現象であるにもかかわらず、土質力学を使わなくても対策工が設計できるので、基準では土質試験を用いるとはなっているものの、実務の世界では土質試験が行われることがほとんどなくなっている。土質試験をしても活用されないのだから、誰も真面目に土質試験に取り組みなくなってしまった。

この「習慣」は、対策工を施工するという意思決定済の場合にはある程度機能するが、個別斜面の安定性を評価したり、どのタイミングで維持管理のための補強工事をするかといった「現状評価」には役に立たない。

また、演繹的解析を放棄した影響で、斜面崩壊に関する科学的な目も失われたため、直接的な誘因となる崩壊時の間隙水圧がどのような実態なのかという探求もできなくなっている。誘因究明がおろそかになった結果、計算の簡単な力任せの抑止工に頼った斜面安定化対策が幅を利かせるようになったが、少子高齢化の現代から将来にわたって、このような高価な対策工が継続的に維持できる見込みは薄い。

本技術講習会では、小手先の解決法ではなく、斜面破壊の本質にできるだけ迫り、より効果的な維持管理や対策を考えるためのヒントをご紹介します。

## 1. 解決すべき斜面の破壊問題

表 1.1 に示すように、人が安全かつ快適に生活し、経済が順調に回るためのインフラを維持する観点から、保全すべき斜面は、表 1.1 のようなものがある。このうち、道路に関する斜面に関しては、斜面防災点検要領による方法などがある。しかし、「豪雨により発生した崩壊箇所の中でランク A（もっとも危険と評価された斜面）の割合が 2 割を切り、議会で税金の無駄遣いではないかと問題視されている」（ある自治体からの相談）など、正答率は決して高くない。なぜ、こんなにも「外れる」のか？

道路防災点検では、目視による点検となっているため、技術者の「見た感じ」が評価に強く影響を与える傾向がある。「なんとなく荒れた感じの斜面」の危険度ランクが高くなる傾向があるが、土質工学的な理由とはまったくリンクしていない。この「感性による評価」は正しいのか？技術者の目で見れば危険性が本当に判別できるのか？

道路や鉄道に隣接する斜面で発生するのは、主に深さ 0.5～2m 程度の表層崩壊が多く、斜面災害の 8 割程度を占めると言われている。まずは、最も発生頻度が高い表層部の斜面破壊問題から、論理的に明らかにしていく努力が必要であろう。

表 1.1 保全すべき斜面と評価法・予測法の有無

対 象		主な設計法	誘因別評価法		記 事	
			豪雨	地震		
自然斜面	道路斜面	道路・鉄道等	—	△	△	道路防災点検手法など（目視）
	急傾斜地	裏山	—	×	×	大半が対策工の意思決定済
	地すべり地	再活動型	—	○	△	地形から場所は特定可能
	溪流斜面	土石流	—	×	×	GIS で研究中(?)
人工斜面	切土法面	道路・鉄道等	標準切土勾配	△	△	道路防災点検手法など（目視）
	盛土法面	道路・鉄道等	標準盛土勾配	△	△	
	造成地盛土	滑動崩落	宅造法規定	—	○	側部抵抗モデル
○：正答率の高いものがある、△；手法はあるが正答率は低い、×；正答率を論じれるほど実用的なものは無い						

表 1.1 に示すように、現在、変動予測をある程度の確度で期待できるのは、豪雨時（あるいは常時）の地すべりの安定度評価と、造成地盛土（いわゆる「谷埋め盛り土」）の地震時滑動崩落の予測法である。なぜこの 2 つに関しては、演繹的解析や、変動発生予測が可能なのか。この 2 つの事例をヒントにして、斜面破壊現象の本質に近づいていくことにしよう。

斜面の破壊問題は、土のせん断強度と水圧と重力の作用で起きる現象であるため、保全対象や、人工地盤か否かなどとは関係なく、共通の論理が存在するはずである。決して、保全対象の違いや、監督官庁の違いによって、自然が挙動を変えることはないはずだ。

## 2. 有効な評価法の事例

現時点で、斜面安定度評価法として、実用的な精度をもっているものは、豪雨時（常時）の地すべり安定計算法と、造成地の谷埋め盛土の滑動崩落予測法である。斜面問題は、すべからく土塊が重力の影響で斜面下方に移動する現象なので、確度の高い予測法は、まだ未解明の斜面問題を解決する手掛かりとなるはずである。

2.1 で紹介する地すべりの安定計算は、土質試験結果をそのまま用いた演繹的計算手法である。2.2 で紹介する滑動崩落予測法は、力学的な体裁でモデル化しているが、多数の変動・非変動データを統計的に処理した帰納的手法である。

### 2.1 地すべり安定計算（周縁部強度を考慮した地すべりの 3 次元安定解析<sup>1,2,3)</sup>

地すべりの安定性に関しては、2 次元断面による安定計算法が用いられることが多い。対策工の設計に用いられる「計画安全率」自体が、2 次元安定計算の基でできたと考えられるので、計画安全率を使って設計をする場合には、むしろ 2 次元安定計算を用いる方が筋が通っている。

一方、すべり面強度として土質試験で計測した値を用いて演繹的に 2 次元安定計算を行うと、現状を説明することすらできない安全率しか計算できない。実際にこの方法を試したことのある技術者であれば経験済みのはずである。

具体的には、地すべりが活動中と考え、すべり面強度に残留強度を適用すれば、安全率  $F_s$ （＝抵抗力÷滑動力）が 1.0 よりもはるかに小さな値となり、「この地すべりは現存するはずがない」という結果となる。一方、地すべ

りを活動停止中と考え、すべり面強度に完全軟化強度を適用すれば、安全率  $F_s$  が 1.0 よりもはるかに大きな値となり、「不安定なはずの地すべり地なのに、数値の上では安全性が高い」という矛盾に陥る。

これは、3次元の運動を、2次元に単純化することによって生じる問題である。また、すべり面強度を単一強度として取り扱う手法も、物体のバランス問題を単純化しすぎである。

実際、地すべりを在りのままの3次元構造としてモデル化し、地質と状態に応じたせん断強度を適用して計算すると、理にかなった安全率が計算できる。このとき、周縁部の強度を得るために、周縁部にボーリング調査等を行う必要はなく、同じ地層であれば、主測線上で実施されるボーリングコアサンプルを用いて土質試験をすればよい。3次元安定解析を行う場合に、地質調査量（ボーリング箇所数）が大きく増えるということはない。

2次元断面を用いて、単一すべり面強度で安定計算をするというのは、対策工を施工することが意思決定済の箇所に用いる簡略的手法である。3次元モデルを用い、境界面強度もそれぞれの地質に応じたものを用いる、という当たり前の方法論を用いれば、普通に、演繹的に安全率が計算できるのである。それでも、頑なに2次元解析を、逆算法を用いて行うということは、ガラパゴス化した方法論に縛られているからである。

周縁部摩擦抵抗力を考慮した解析では、強度設定（図 2.1 参照）を論理的に行う必要がある。地すべりの大変動を受けた底面のすべり面強度は、その材料の残留強度を用いるが、土工により新たに発生したすべり面はピーク強度、長らく活動停止していたところは完全軟化強度というように使い分ける。すべり面に占めるそれぞれの地質の分布は、地質の3次元構造を解析する技術があれば難しいことではない。

事例として、道路建設による末端部切土で発生した地すべりの例を示す。2次元、3次元安定解析および単一すべり面強度、複数強度の組み合わせで行ったものである（図 2.2～2.3）。

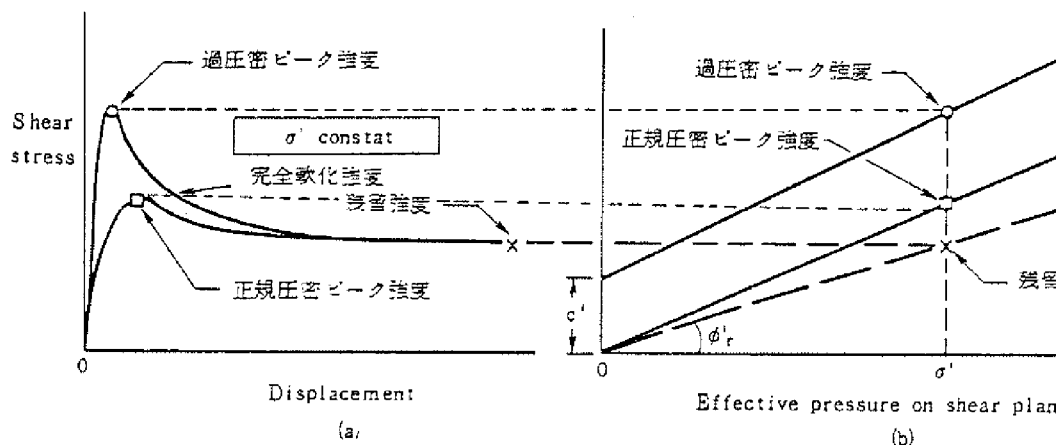


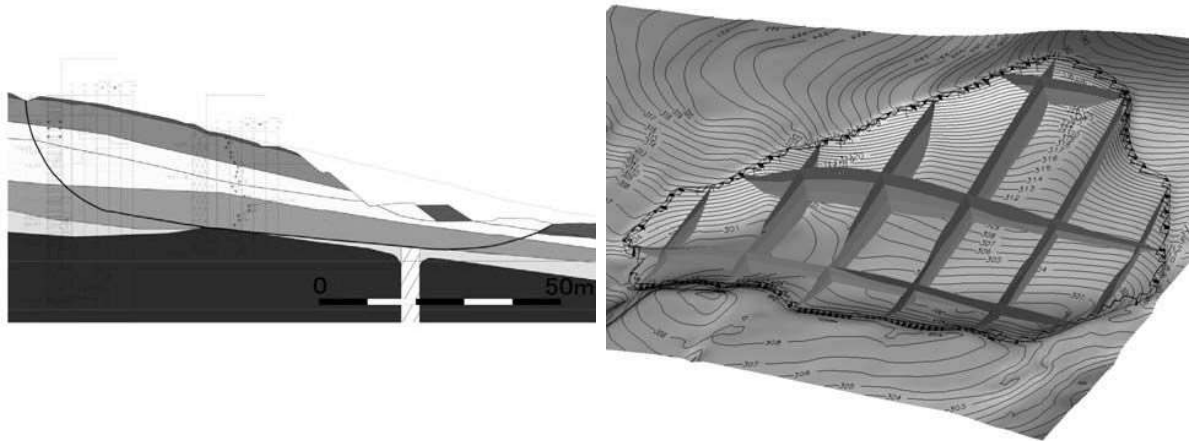
図 2.1 変位とせん断応力による3種類の強度（ピーク強度・完全軟化強度・残留強度）

計算に用いた地すべりモデルは、末端部切土により地すべりが不安定化し、緊急的に抑え盛土をした状態である。このため、滑動力に対し抵抗力がわずかに上回ったので、安全率は  $F_s=1.00$  を少し上回る程度が期待されていた。

安定計算の結果（表 2.1～2.2、図 2.4）、前述の安定性を説明できる計算結果となったのは、地層毎・破壊形態ごとに丁寧に強度設定を行い、かつ3次元モデルで計算したものであった。

以上のように、地すべりの安定計算を、土質試験結果を用いて演繹的に行うには、地盤モデルをできるだけ「ありのまま再現」すればよいことがわかる。

演繹的解析を地すべりに対して行う際には、3次元安定解析を行うよりも、2次元安定解析で3次元問題を解く方がはるかに難しいのである（実際は不可能である）。



(a) 2次元モデル (b) 3次元モデル  
 図 2.2 同じ地すべりの2次元モデルと3次元モデル

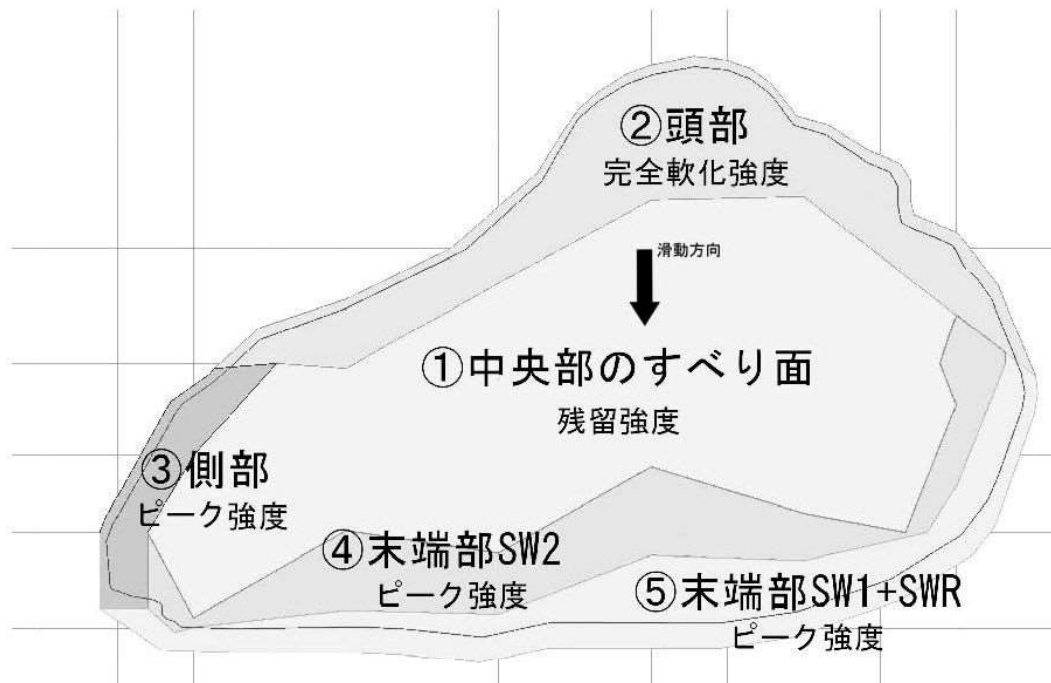


図 2.3 3次元モデルにおけるすべり面強度設定例

<強度設定例>

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：ピーク強度 (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。

表 2.1 2次元安定計算の結果 (単一すべり面強度)

強度決定手法	解析手法	安全率 $F_s$	$\phi'$ ( $^\circ$ )	$c'$ ( $\text{kN/m}^2$ )
逆算法	簡便法	1.00	9.2	20
順算法・残留強度のみ	簡便法	0.65	11.0	0

テキストの p. 70 と 71 の間に入る、表 2. 2 と図 2. 4

表 2. 2 3次元安定計算の結果（複数すべり面強度使用で現状を合理的に説明できる）

強度設定手法		解析手法	安全率 $F_s$	$\phi'(^{\circ})$	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )
単一すべり面強度	(a) 残留強度のみ	土研式ベクトル法	<b>0.60</b>	11.0	0
	(b) ピーク強度のみ	土研式ベクトル法	<b>3.53</b>	18.4	96.8
	(c) 完全軟化強度のみ	土研式ベクトル法	<b>1.81</b>	24.8	14.7
(d) 複数すべり面強度設定		土研式ベクトル法	<b>1.01</b>	地層毎・破壊形態毎に設定	
		(Janbu 法)	(1.10)		

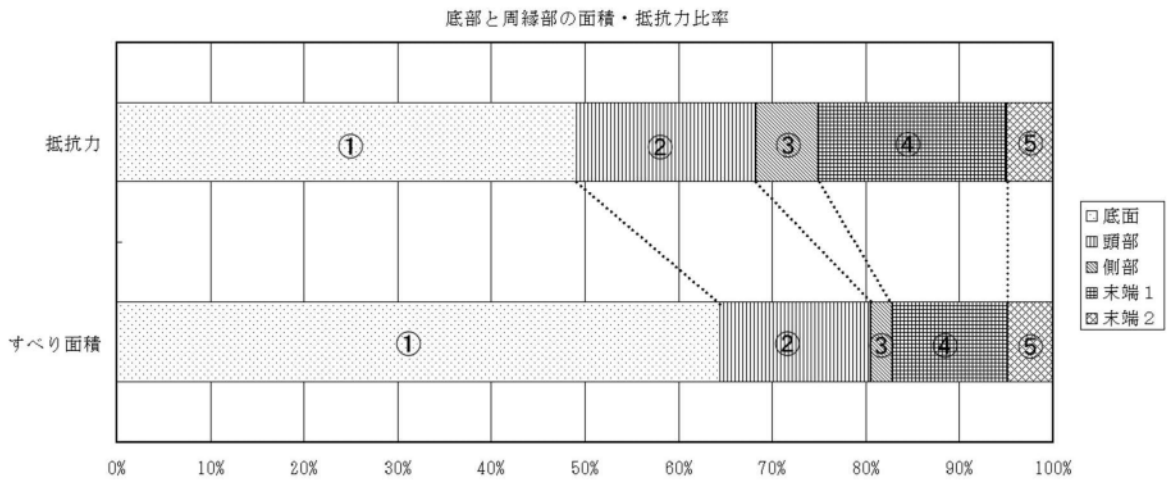


図 2. 4 各部の総抵抗力と総面積の関係

表 2. 2(d) の計算結果を図にしたもの

## 2.2 谷埋め盛土の地震時滑動崩落予測（側方抵抗モデル）

震度6弱以上の大震動を受けると、谷を埋めて造成された盛土が地すべり的な変動をする、ということが1995年の兵庫県南部地震（阪神・淡路大震災）で判明した。阪神地域では、100箇所以上の谷埋め盛土が変動し、同時に100箇所以上の変動しなかった谷埋め盛土も存在した。その変動・非変動の要因解析から、実に興味深い結果が得られた<sup>4)</sup>。

被災された方は気の毒であるが、技術的にみると、この大地震は大地を震動台として見立てた実物大超大規模振動台実験である。このときの貴重なデータから、斜面安定問題に関する様々な知見が得られた。さらに、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（東日本大震災）で検証の機会が得られた<sup>5,6)</sup>。

実際に発生した現象をもっともよく再現したのは、「側方抵抗モデル<sup>7)</sup>」であった。側方抵抗モデルの基本的考え方は、以下のとおりである。

- ①大地震時（震度6弱以上）には盛土底面の飽和地下水に過剰間隙水圧が発生し、一種の「液状化」状態となりせん断抵抗力が著しく低下する。
- ②ただし、側部は通常のせん断抵抗力を維持しているため、相対的に大きな抵抗力を発揮する。
- ③大きく抵抗力を失う底部と、相対的に大きな抵抗力を持つ側部の抵抗力の合計が、土塊の滑動力を上回れば変動せず、下回れば変動する。

図2.5に側方抵抗モデルを示す。図2.6にはそのモデルを用いて計算した結果をグラフで示す。平常時の安定度には何の傾向も認められないが、地震時になると幅/深さ比の大きいものの安定度が右肩下がりに低下するのがよくわかる。このモデルで評価した結果は、実際に発生した現象とよく合致するため、現在は大規模造成地の変動予測モデルの一つとして活用されている<sup>8)</sup>。

滑動崩落が発生するかどうかは、側方抵抗と底面抵抗の割合に依存するので、形状的には盛土の「幅/深さ比」が大きいほど変動しやすく、小さいほど変動しにくいという特徴となる。阪神・淡路大震災のデータから、幅/深さ比 $>10$ となると急激に変動しやすくなることが知られている<sup>4)</sup>。

滑動崩落の安定性予測のもう一つの大きな特徴は、盛土底面および側面の土質強度を全て一様としていることである。実際には盛土の材料や締固め度に応じて異なるはずであるが、幅/深さ比の影響力が突出していたため、微妙な盛土のせん断強度差などは予測モデルに取り入れる必要が無かったのである。これは、中越地震の長岡市、中越沖地震の柏崎市、および東日本大震災の仙台市での適合性からも支持された。

底面強度を著しく低下させる原因は、過剰間隙水圧であるが、これも全国一律3.0m（過剰間隙水圧高）と設定することによって、現象（変動と非変動）をよく再現することができた。

斜面問題の解決に当たっては、土のせん断破壊現象を解くことになるわけであるが、誘因となる現象の影響度が突出している場合には、他の相対的にばらつきの小さい要因（滑動崩落にあつては盛土の強度など）は、簡略化しても差し支えない。その現象を支配している主要因が反映されることを最重要視し、データ取得に手間と費用がかかる割には、結果に対する影響力の小さいものは大胆に簡略化してしまうというのも大切な「技術」である。

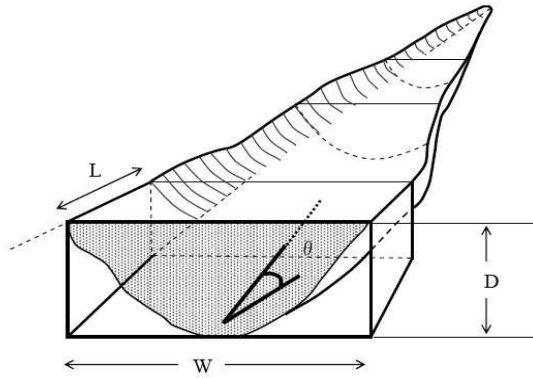
滑動崩落問題では、側部抵抗が重要なカギを握っていたので、主断面のみの2次元解析での解決は不可能である。このため3次元モデルを用いるということには拘る価値があるが、個別の土の強度や、動的挙動は無視しても差し支えないのである。

## 2.3 2つの評価法の共通性

地すべりの3次元安定解析と、滑動崩落の予測モデルの共通しているところは、3次元モデルであることである。なぜ3次元モデルにする必要があるかといえば、底面の著しく小さい強度（地すべりでは残留強度、滑動崩落では過剰間隙水圧）と、側面あるいは周縁部の大きな強度という、性質の異なる強度が存在しているということである。

周縁部の総抵抗力は面積が小さい割に大きく、底面の総抵抗力は面積が大きいのに小さいということである（図2.4でもその傾向が見て取れる）。

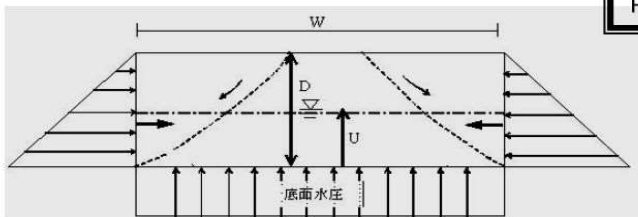
これは、裏返せば、実際の土質強度が一様であれば2次元安定計算でも代用可能ということである。斜面災害のうちの80%程度を占める表層崩壊は、表層0.5~2.0m程度の土砂が崩壊する現象であるので、2次元安定計算で単純化することは可能と考えられる。



L : 単位長さ(L=1)、ΣL: 全体長、W : 幅、  
D : 厚さ、θ : 斜面の傾斜角  
谷埋め盛土の概念図

下記は盛土をスライスして箱形に近似させ、箱の底と両側面の抵抗を考慮した簡易三次元モデルである。

i) 常時	
$F_s = R/T$	常時安全率
$T =$	滑動力
$R = R_1 + R_2$	抵抗力
$R_1 =$	側方抵抗力
$R_2 =$	底面抵抗力
ii) 地震時	
$F_{ss} = R_s/T_s$	地震時安全率
$T_s =$	地震時滑動力
$R_s = R_{s1} + R_{s2}$	地震時抵抗力
$R_{s1} =$	地震時側方抵抗力
$R_{s2} =$	地震時底面抵抗力



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、過剰間隙水圧の発生等によりせん断抵抗力が低下し、変動すると考えられる。

荷重・土圧の概念図

図 2.5 滑動崩落予測法として活用される側方抵抗モデル

造成地の盛土で、事前に情報が得られるのは盛土の幅・深さ・長さ・地山傾斜角程度が限界なので、その情報のみ（地下水位は地盤傾斜角の関数として推定）で予測できるように創られている。もっとも現象をよく再現するパラメータは、過剰間隙水圧高 3.0m、側面粘着力 39kN/m<sup>2</sup>、側面内部摩擦角 35°、底面粘着力 0kN/m<sup>2</sup>、底面内部摩擦角 25°、側方土圧係数 0.5、水平震度 0.25 の組み合わせである。

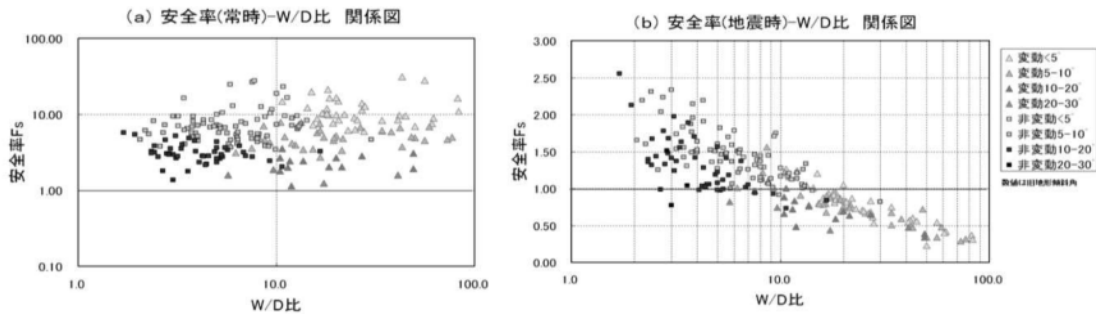


図 2.6 側方抵抗モデルで計算した際の安全率

平常時は何の傾向も示さないが、地震時になると幅/深さ比の大きなものは小さな安全率、逆に幅/深さ比の小さなものは大きな安全率となり、実際に発生した現象とも合致する。

### 3. 表層崩壊の予測方法

前述の地すべりや滑動崩落が移動帯と不動層との境界面のバランスだったのに対し、表層崩壊は、表層土層内で発生するせん断破壊現象である。安定解析式では、土の単位重量γ、土のせん断強度（粘着力c、内部摩擦角φ）、間隙水圧U、および地形形状が既知となれば、評価が可能である。具体的には、円弧スベリの安定計算を行い、 $F_s < 1.0$  となるすべり形状で破壊が起きると予測する。安定計算式は、次式である。

$$F_s = \frac{(W \cos \theta - U) \tan \phi + c \cdot l}{W \cdot \sin \theta}$$

### 3.1 「現存する斜面」の安定度評価法<sup>9)</sup>

現存する斜面の安全率は、 $F_s \geq 1.0$  であるが、それが 1.01 なのか 1.2 なのか 2.0 なのかはわからない。それを評価するのが「現存する斜面の安定度評価」である。斜面はいずれ崩れるものなので、「まだ崩れていない斜面の安定度評価」と言い換えても良い。

斜面形状(角度・土層厚)は、比較的容易に計測可能である。単位体積重量 $\gamma$ も、計測は容易であるし、土質に応じた標準的な値を用いても、計算結果に大きな影響を与えない場合が多い(火山灰質土などは単位体積重量が通常の土と異なるので現地計測したほうが良い)。

計算をするにあたって、現地計測する必要があるのは、粘着力 $c$ 、内部摩擦角 $\phi$ 、および間隙水圧 $U$ の3項目である。間隙水圧 $U$ は、透水係数 $K$ と施設管理上の降雨強度から浸透流解析によって得ることができる。問題は、現地計測が容易にでき、かつコストが見合うかどうかである。

土木研究所が開発した土層強度検査棒<sup>10,11)</sup>(Soil Strength Probe; SSP、図 3.1 左)は、人力による貫入で土層厚を計測



図 3.1 土層強度検査棒試験(左)と浅層型原位置透水試験

後、先端をペーンコーンに付け替え、上載荷重を変化させながら回転トルクを計測し、予め計測してあった三軸圧縮試験(CU、飽和)強度との相関関係から、 $c \cdot \phi$ を導き出す新しい手法である。計測が非常に簡易で、短時間(1計測当たり10分未満)なので、多点の計測ができるため、最近普及してきている。

図 3.2 に、ある雪害地で土層強度検査棒を用いて $c \cdot \phi$ を計測した事例を示す。一連の斜面であっても、地盤強度は大きく異なることがわかる。崩壊地跡地は不安定土砂が無くなっているため最も強度が高く、崩壊地周辺(落ち残り部)や、雪害地(樹木が根返りしているところ)では低い強度となっている。健全な斜面はその中間の値となる。

この結果を見ると、崩壊後の事後対策で、最も強度の強い崩壊跡地のみに対策工を施工することは、再考したほうが良いことがわかる。

透水係数を現地で計測する方法としては、ボーリング孔を用いる現場透水試験が一般的であるが、この方法は決して簡易とは言えない。四電技術コンサルタントが開発した、定水位注入法による現位置透水試験装置<sup>12)</sup>を用いると、比較的容易に地盤の透水係数を得ることができる(図 3.1 右)。

表 3.1 に盛土法面で実際に計測した事例を示す。この計測値を用いて浸透流解析で間隙水圧(地下水位線)を想定し、安定計算を行ったのが、図 3.2 である。

土層強度検査棒は、複数の計測を行うのが容易であるため、土の強度の「ばらつき」を得ることができる。この統計値を用いて、確率解析を行えば、安全率という確定論的指標だけでなく、崩壊確率 PF (Probability of Failure) を算出することができる。

斜面对策工を、一種の投資(防災投資)と考えた場合、投資するか否かの決断は、管理者=非技術者が行うことが多い。今後の維持管理においては、確率表示は有効と考えられる。



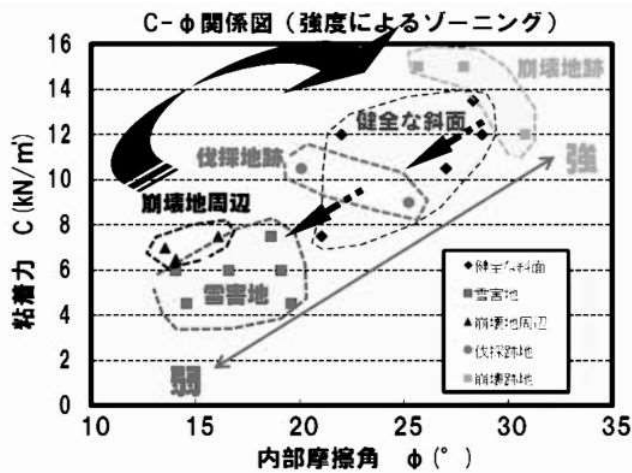


図 3.2 土層強度検査棒の計測事例 (雪害地周辺)

### 3.2 崩壊した斜面の崩壊時間隙水圧

実際に実務として行う機会が多いのは、崩れた斜面の調査である。そこでは、対策するか否かの意思決定はすでに終わっていることが多いので、通常の逆算法、計画安全率を用いた解析が使われる。しかし、それだけでは、せっかく斜面崩壊のメカニズム (崩壊の瞬間の間隙水圧) を解き明かすことができるチャンスを逃すことになる。

崩壊地は、安全率  $F_s$  が 1.00 を少し下回った形で崩壊したと考えることができるので、 $F_s=0.99$  などと仮定することが可能である。  $c \cdot \phi$  が既知であれば、崩壊時の間隙水圧  $U$  は、逆解析により算出することができる。ひとつの計算式で、ひとつの未知数という関係になるため、その解析精度は決して低くない。図 3.4 にその事例を示す。崩壊時水圧は、「被圧水化」していることが多い。これは極めて重要な知見である。

表 3.1 安定計算条件と安定計算結果

土層名	layer1(上位)	layer2(下位)
粘着力 $c$	5.8 kN/m <sup>2</sup>	
$c$ の標準偏差	1.65	
内部摩擦角 $\phi$	16.1 °	
$\phi$ の標準偏差	7.08	
透水係数 $K$ (cm/s)	7.8E-03cm/s	2.3E-03cm/s
降雨浸透量 (mm/h)	100 mm/h	
平均安全率 $F_s$	1.26	
崩壊確率 PF(%)	13.0 %	

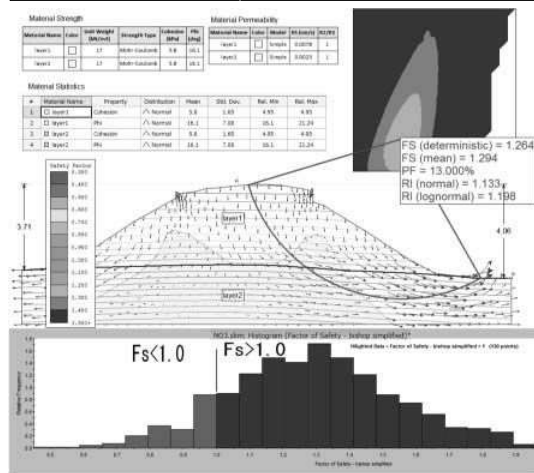
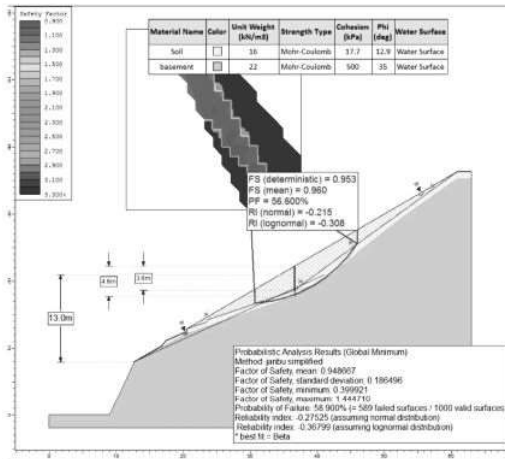


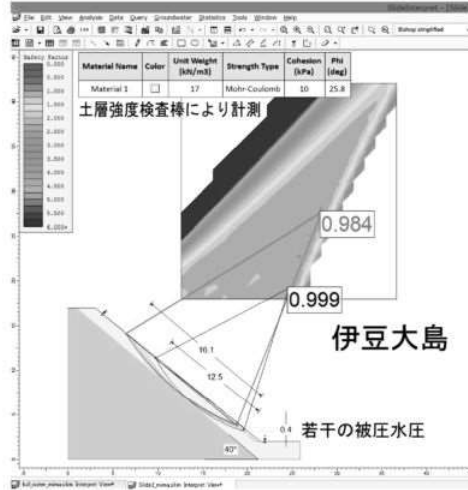
図 3.3 現場実測値 ( $K \cdot c \cdot \phi$ ) を活用した斜面安

## 某事故現場の崩壊時間隙水圧



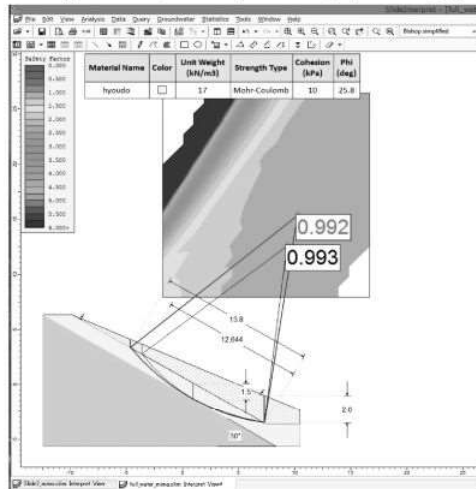
- 土層強度検査棒  
粘着力 $c=17.7\text{kN/m}^2$   
内部摩擦角 $\varphi=12.9^\circ$
- 土層深 $z=1.0\text{m}$
- 逆算間隙水圧  
崩壊下端で地表から  
3.6m上の被圧水

## 伊豆大島急傾斜部の崩壊時間隙水圧



- 土層強度検査棒  
粘着力 $c=10\text{kN/m}^2$   
内部摩擦角 $\varphi=25.8^\circ$
- 土層深 $z=1.7\text{m}$
- 傾斜角 $\theta=40^\circ$
- 崩壊長さ $L=12\text{m}$
- 逆算間隙水圧  
崩壊下端で地表から  
40cm上の被圧水

## 伊豆大島 $30^\circ$ 部の崩壊時間隙水圧



- 土層強度検査棒  
粘着力 $c=10\text{kN/m}^2$   
内部摩擦角 $\varphi=25.8^\circ$
- 土層深 $z=1.7\text{m}$
- 傾斜角 $\theta=30^\circ$
- 崩壊長さ $L=12\text{m}$
- 逆算間隙水圧  
崩壊下端で地表から  
2.6m上の被圧水

図 3.4 崩壊時間隙水圧の逆算事例

### 3.3 災害現場での高い間隙水圧の痕跡

豪雨による崩壊時の間隙水圧が被圧水化していると考えられる現象は、高い水圧によって爆裂孔が形成される現象によって確認できる。

図 3.5 は、2003 年の九州南部豪雨災害時に発生した直径 2m 弱の孔である。この奥には  $\phi 1\text{cm}$  程度のパイプ孔が複数確認できた。数 m 四方の溶結凝灰岩の岩塊を横方向に吹き飛ばしており、恐ろしいほど大きな水圧が作用したものと推測できる。

図 3.6 は、2004 年新潟県中越地震時に発生した崩壊面にできた直径 2m 弱の孔である。地震においても大きな水圧が発生することがあることを示す証拠である。これは被圧水化というよりソイルパイプの振動による構造的破壊等により過剰間隙水圧が発生したために高い水圧となったものと推測できる。



図 3.5 2003 年九州南部豪雨で巨大水圧により発生した孔



図 3.6 2004 年新潟県中越地震で巨大水圧により発生した孔

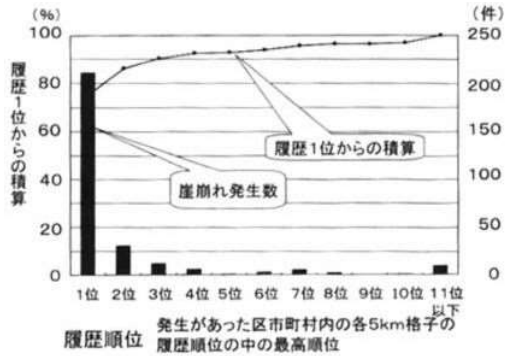


図 4.1 土壌雨量指数の履歴順位と崩壊発生率



図 4.2 排水パイプによる対策

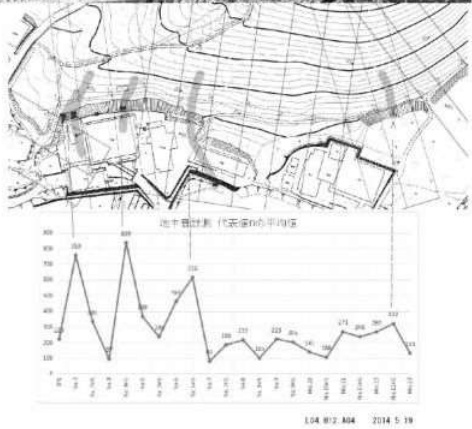


図 4.3 地中音測定によるミズミチ探査

工」であるミズミチからの排水が阻害され、地下水の被圧化が起りやすくなる。このことによって、自然は、斜面の表面を剥ぎ取る作業（自然がやるべき侵食作用）の準備を着々と進めているようにも思える。

#### 4. 高い水圧発生原因と対策

土層強度検査棒を用いて  $c \cdot \phi$  を計測し、崩壊時の間隙水圧を逆算すると、豪雨時には、ある閾値を超えると間隙水圧が被圧水化し崩壊が発生しているようである。では、どのような条件になると地下水は被圧水化するのだろうか？

現在、土砂災害が発生するかどうかを判定する指標として、土壌雨量指数が用いられている。土壌雨量指数は、「その地域の」土壌水分量が、履歴第 1 位になると崩壊発生率が飛躍的に大きくなる、というものである（図 4.1 参照）。

土壌内を流れる地下水は、その多くがソイルパイプと呼ばれる「ミズミチ」を流れ、そこから排水されている。ミズミチが「自然の地下水排除工」と呼ばれる所以である。

このミズミチが、能力の限界に達すると、ソイルパイプ内が飽和することになる。ソイルパイプ内が飽和すると、水圧が一気に上昇し被圧水となる。

ソイルパイプの排水能力が、その地域の最大雨量に対応すると仮定すると、履歴順位第 1 位（すなわち記録の書き換え）クラスの雨が降ると、排水能力を超え、地下水圧が被圧水化し、一気に斜面は不安定化するのだろう。

対策としては、地下水を被圧水化させない＝ソイルパイプ内の不飽和状態を維持することが最も効果的な対策となる。

例えば、図 4.2 に示すように、排水パイプを斜面に打ち込むことにより、断面の大きな人工的なソイルパイプを作ることになるため、地下水の被圧水化が避けられると考えられる。

ミズミチの位置は、図 4.3 に示すような、地中音測定<sup>10)</sup>でわかるようになってきているので、排水パイプをピンポイントで打設し、排水効率及び経済性を高めるということも可能となるものと期待される。

#### 5. まとめ

土の強度や透水係数を現位置で計測することによって、演繹的な解析が可能であることがわかった。また、崩壊地調査においては、崩壊時の間隙水圧を逆算することによって、崩壊メカニズムがこれまでよりも詳細に把握できるようになった。

崩壊時の地下水の被圧水化が、崩壊の引き金を引くのだとしたら、斜面・法面点検の際に注目すべきは、地盤からの排水能力ということになる。

一見、小規模な崩壊跡が数多く存在する「荒れた感じ」の斜面は、「ランク A」と評価されがちであるが、実際には表層土砂の地下水を良好に排水し、地下水の被圧水化が起きにくい斜面なのかもしれない。そのことが、「ランク A 評価斜面はなかなか崩れない」「よく外れる」ということに繋がっているのかもしれない。

現位置透水試験を行うと、同じ箇所でも比較的短い期間で透水性が低下することがわかってきた。河川堤防などの盛土構造物でも、表層部の透水性は堤体内よりも低いことが多い。この現象は、土壌化による透水性の低下だろうと思われる。土壌化により斜面表層部の透水性が低下すると、地中の「自然の地下水排除工」

維持管理が必要な時代になったので、すべてのインフラに関して、これまでの「造る・直す」の簡略法から脱しする必要はある。斜面問題に関しては、迅速性を重視して（ガラパゴスの的に）発達した日本式評価法から、論理的方法に切り替える時期に来ていると思う。また、技術者の「見た感じ」での評価法も、筋の通ったものにしていく必要があるだろう。

## 参考文献

- 1) 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.95-100
- 2) 美馬健二・城井浩介・太田英将（2006）；”せん断特性による周縁部強度の選定”、第45回日本地すべり学会研究発表会講演集、pp.281-284
- 3) 太田英将（2006）；”土質試験結果の安定解析への適用”、(社)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」
- 4) 釜井敏孝・守随治雄（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
- 5) 中埜貴元・小荒井衛・星野実・釜井敏孝・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支援システムの構築”、日本地すべり学会誌、Vol.49、No.4、pp.12-21
- 6) 太田英将・釜井敏孝・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、pp.14-15
- 7) 太田英将・榎田充哉（2006）；”谷埋め盛土の地震時滑動崩落の安定計算手法”、関東支部地盤工学研究発表会（Geo-Kanto2006）DS1「既設造成宅地の耐震性調査から対策まで」（造成宅地に関する提言（検討）委員会）、pp.21-35
- 8) 国土交通省（2012）；「大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説」
- 9) 太田英将・高馬太一・金山幸司・熊本清・杉山友康（2014）；”既存斜面の安定性評価のための調査・解析手法の提案”、日本応用地質学会平成26年度研究発表会論文集、pp.119-120
- 10) 土木研究所材料地盤研究グループ地質チーム（2010）；「土層強度検査棒による斜面の土層調査マニュアル（案）」
- 11) 地盤工学会（2013）；『地盤調査の方法と解説』、pp.467-468
- 12) 能野一美、古川修三、久保慶徳、向谷光彦、乃村智子（2012）；”締め固めた地盤の透水係数算定式に関する一考察”、第57回地盤工学シンポジウム、pp.175-180
- 13) 多田泰之・藤田正治・堤大三・小山敢・河合隆行（2006）；”地下流水音による地中水みち経路の推定”、水工学論文集、No50、p217-222

## <プロフィール>

【氏名】太田英将（おおた ひでまさ）

【生まれ】1960年2月 鳥取県西伯郡日吉津村生まれ

【現住所】兵庫県西宮市

【最終学歴】1982年3月静岡大学理学部地球科学科（海洋地質学専攻）卒業

【職歴】1982年4月 明治コンサルタント入社

1990年12月 太田ジオリサーチ創業（1992年4月に現組織）

【専門分野】地質・土質、斜面防災、対策工法の開発

【資格】技術士（応用理学部門-地質、建設部門-土質及び基礎、森林部門-森林土木、総合技術監理部門-森林-森林土木）、APEC エンジニア（Civil）、一級土木施工管理技士、測量士、地すべり防止工事士、地盤品質判定士、コンクリート診断士

【連絡先】e-mail : ohta@ohta-geo.co.jp HP : <http://www.ohta-geo.co.jp>

## 法面調査の勘所 ーガラパゴス化した斜面技術からの脱却ー

「壊れたら素早く直す」ということに特化したこれまでの**事後防災**(?)は、これからの維持管理の時代には、壊れる前に不安定性を把握し事前対策するという**予防防災**に変わっていかねばならない。既存斜面(安全率 $F_s=1.0$ 以上)の安定性を評価し、将来の危険性を予測する方法論の構築には、物性値を現地で計測することが不可欠である。また、独自に進化し慣れ親しんだ**日本独特の手法**から脱却し、**論理的な**評価法を取り入れる必要がある。さらに、「まだ壊れていない斜面の評価」には、**コスト**の問題が大きく立ちはだかるので、それも解決していかねばならない。

(有)太田ジオリサーチ・代表取締役 太田 英将

ohta@ohta-geo.co.jp

1  
<http://www.ohta-geo.co.jp>

## (河田恵昭先生 曰く)

### わが国の防災法制度の根本的欠陥

- まず考えなければいけないことは、**雨さえ降り続けば、どのような斜面でも滑る危険性がある**ということが常識になっていないことである。
- (災害対策基本法1961)は、被害が発生しない限り、**対策は先行して実施しない**という法律なのである。
- 何かが起こったときに、**根本の原因を何とかしようとするモチベーションがわが国にはどうも欠けている**ようである。

2  
<http://www.ohta-geo.co.jp>

## 高い目標設定

### 『災害先行型』防災からの脱却

- 被害が起きて、予算付けする「**災害先行型**」が、これまでの「防災」だった(被災者が出るのを容認していた)
- 事前に経済的に可能な**調査・評価・予測**を行い、事前に対策しておく「**予防先行型**」に移行したい

エンジニアが解決すべき課題は、  
手法とコスト

<sup>3</sup>  
<http://www.ohita-geo.co.jp>

## これまでの手法

### 帰納的方法(経験に基づく確率的手法)

1. 「造る」モード  
これまでの経験で、「壊れる・壊れない」の閾値がわかっており、それに基づいて設計する。
2. 「直す」モード  
壊れたら、再度「造る」方法論で直す。

**標準勾配・計画安全率・逆算法**

「素早く造る」「素早く直す」ためには土質力学を使わない!

<sup>4</sup>  
<http://www.ohita-geo.co.jp>

## 予測のための手法

### 演繹的方法(土質力学に基づく手法)

3. 「現状を評価する」モード  
 $F_s > 1.0$  ははっきりしているが、どの程度1.0より上  
 回っているのかを評価しなければならない。

安全率 = 抵抗力 ÷ 滑動力

#### 安定計算

$$F_s = \frac{(W \cos \theta - U) \tan \phi + c \cdot l}{W \cdot \sin \theta}$$

斜面は現存しているので必ず  $F_s > 1.0$

「現状の評価」ためには土質力学を使わざるを得ない！

5

<http://www.ohita-geo.co.jp>

## 意思決定のための情報

### 情報伝達の在り方

4.  $F_s > 1.0$  の中で、安全と不安定の閾値は？  
 $F_s = 1.1$  ならOK？1.2？1.5？ならどう？  
 対策工を施工するかどうか決断する人は誰？  
 決断する人に必要な情報は「安全率  $F_s$ 」で良い？

「対策工施工の意思決定」を行う人は、専門家とは限らない。  
 むしろ、組織経営をしている人(非専門家)

6

<http://www.ohita-geo.co.jp>



## 問題意識1： 現状評価には意味のない逆解析

- $c \cdot \phi \cdot K$ を計測しない斜面安定計算
- $N$ 値 $\rightarrow\phi$  $\rightarrow$ 安定計算 $\rightarrow F_s$ 小さすぎ $\cdots$ 矛盾
- 現況安全率 $F_s$ を決め $\cdots$ 評価+意思決定済
- 最大層厚から粘着力 $c$ を仮定し  
(土質から内部摩擦角 $\phi$ を仮定し)
- 内部摩擦角 $\phi$ を逆算する(粘着力 $c$ を逆算)

逆算された $\phi(c)$ は何を語る？

<sup>7</sup>  
<http://www.ohita-geo.co.jp>

## 問題意識2：外れ続ける防災点検

- 法面防災点検でランクAと評価された法面が、大雨の際に崩れた法面・斜面の中に占める割合が20%未満なのは何故だ！
- 逆に、安全と評価された法面・斜面が崩れる比率が高いのは何故だ！

たぶん評価法が間違っているから $\cdots$

・税金の無駄遣いと議会で問題に  
・外れたことを何故検証しない？

<sup>8</sup>  
<http://www.ohita-geo.co.jp>

### 問題意識3: 技術者の経験は役に立つか?

【別冊3】(自)⇒(他)⇒(重要度)×( )

「素早く直す」経験を十分に評価している。もしくは、それが発生したとしても十分に評価している。	×2点	○	◎
「素早く直す」経験を十分に評価していない。もしくは、それが発生したとしても十分に評価していない。	×1点	○	◎
「素早く直す」経験を十分に評価していない。もしくは、それが発生したとしても十分に評価していない。	×0点	○	◎

#### 信頼に値するか?

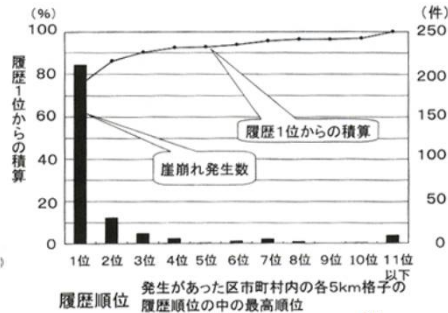
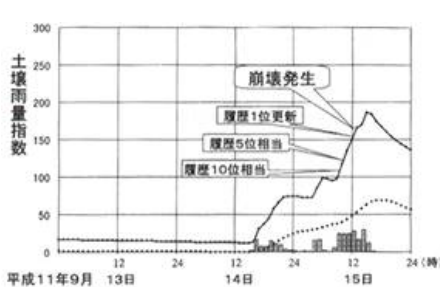
- 「見たカンジ」は信頼に値するか? 「素早く直す・素早く直す」経験はあるが、「今の状態を評価する経験はあまりない」 →あまり信頼できないかも
- それでも、評価結果が被災箇所と対応していれば信頼できる 「想定外災害」の比率は低い →根本的に評価方法に問題有り?

点数と総合評価は必ずしもリンクしない

点数より勤を重視 (点数を相対的に軽視)

### 問題意識4: 当り続ける土壌雨量指数

- 地形も地質も植生も無視しきった、単純3段タンクモデル「土壌雨量指数」履歴順位第一位と崩壊の対応が抜群なのは何故だ!



## 先に結論

1. 残念ながら「技術者の見た感じ・・・」はあてにならない
2. 現地実測(c・φ・K)で演繹的に安定計算し、表層崩壊の危険性を評価することは難しくない
3. 安定計算で算出する評価値は、安全率Fsだけでなく、崩壊確率PFも算出するとわかりやすい。計算は簡単(ボタン一発)。
4. 崩壊地調査では、崩壊時の間隙水圧Uを逆解析すると、崩壊の原因は「被圧水」だった。
5. 崩壊防止対策は、地下水排水網(ソイルパイプ)の被圧化を防ぐための水圧消散工法が有効。

11

<http://www.ohita-geo.co.jp>

## 解決すべき斜面の破壊問題

表 1.1 保全すべき斜面と評価法・予測法の有無

対象	主な設計法	誘因別評価法		記事	
		豪雨	地震		
自然斜面	道路斜面 道路・鉄道等	—	△	△	道路防災点検手法など(目視)
	急傾斜地 裏山	—	×	×	大半が対策工の意思決定済
	地すべり地 再活動型	—	○	△	地形から場所は特定可能
	溪流斜面 土石流	—	×	×	GISで研究中(?)
人工斜面	切土法面 道路・鉄道等	標準切土勾配	△	△	道路防災点検手法など(目視)
	盛土法面 道路・鉄道等	標準盛土勾配	△	△	
	造成地盛土 滑動崩落	宅造法規定	—	○	側部抵抗モデル

○：正答率の高いものがある、△：手法はあるが正答率は低い、×：正答率を論じられるほど実用的なものはない

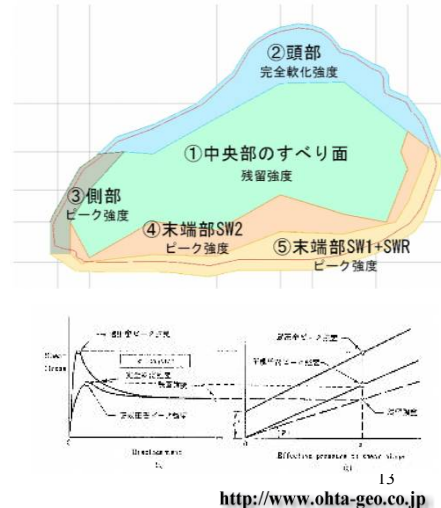
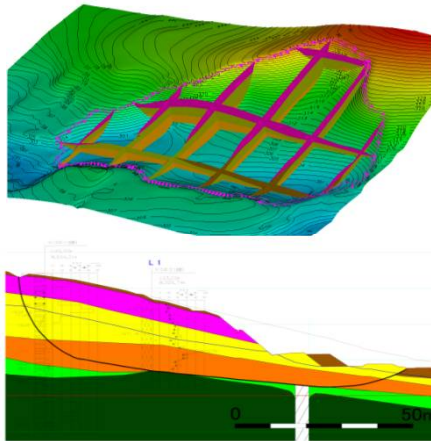
○ ある程度の確度で演繹的に変動予測可能なもの

- 1) 地すべり安定計算(周縁部強度を考慮した地すべりの3次元安定解析)
- 2) 谷埋め盛土の地震時滑動崩落予測(側方抵抗モデル)

12

<http://www.ohita-geo.co.jp>

## 地すべり安定計算 (周縁部強度を考慮した地すべりの3次元安定解析)



<http://www.ohita-geo.co.jp>

## 安定計算結果

正確に現状の安定性を評価できたのは、地層毎・破壊形態ごとに丁寧  
に強度設定を行い、かつ3次元モデルで計算したもの

表2.1 単一すべり面強度法による2次元極限平衡法による安定計算結果 (参考)

強度決定手法	解析手法	安全率Fs	$\phi$ (°)	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )
逆算法	簡便法	1.00	9.2	20
順算法・残留強度のみ	簡便法	0.65	11.0	0

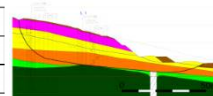
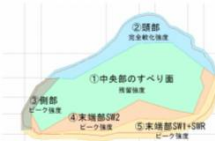


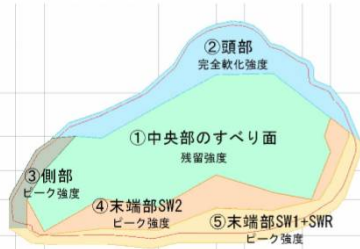
表2.2 3次元極限平衡法による安定解析結果 表2.2がテキストから消えています！

強度設定手法	解析手法	安全率Fs	$\phi$ (°)	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	
単一すべり面強度	(a) 残留強度のみ	土研式ベクトル法	0.60	11.0	0
	(b) ピーク強度のみ	土研式ベクトル法	3.53	18.4	96.8
	(c) 完全軟化強度のみ	土研式ベクトル法	1.81	24.8	14.7
(d) 複数すべり面強度設定	土研式ベクトル法 (Janbu 法)	1.01 (1.10)	地層毎・破壊形態毎に設定		



<http://www.ohita-geo.co.jp>

# すべり面の面積と抵抗力



<強度設定例>

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 ( $c=15\text{kN/m}^2$ ,  $\phi=25^\circ$ ),

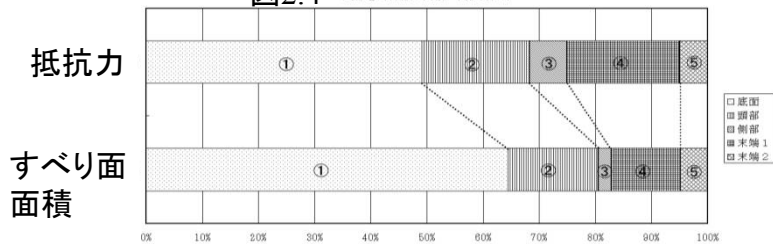
③~⑤ 土工によって新たにできたすべり面: ピーク強度 (③  $c=97\text{kN/m}^2$ ,  $\phi=18^\circ$ ) (④  $c=23\text{kN/m}^2$ ,  $\phi=34^\circ$ ) (⑤  $c=15\text{kN/m}^2$ ,  $\phi=32^\circ$ ),

単位体積重量は共通で  $\gamma=19\text{kN/m}^3$  と強度設定した.

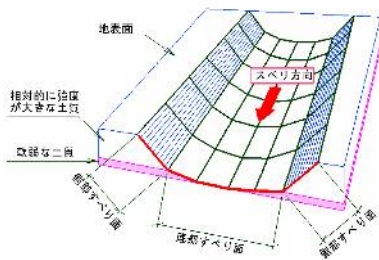
図2.4

頭部と周縁部の面積・抵抗力比率

図2.4がテキストから消えています!



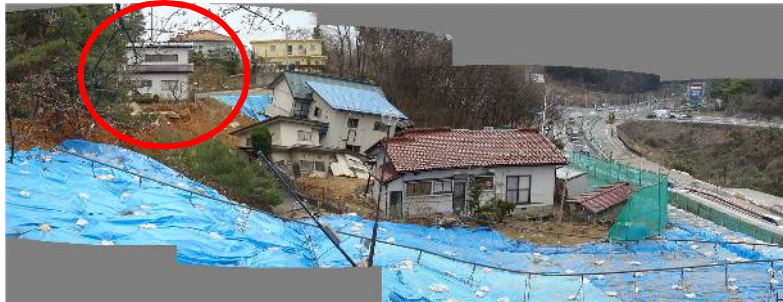
# 谷埋め盛土の地震時滑動崩落予測 (側方抵抗モデル)



ローラーライダーモデル



あさひ団地A地区



17

<http://www.ohta-geo.co.jp>

## 1995年阪神・淡路



西宮市仁川百合野町 34名死亡 (滑動崩落による直接的な死亡事例は森こだけ)

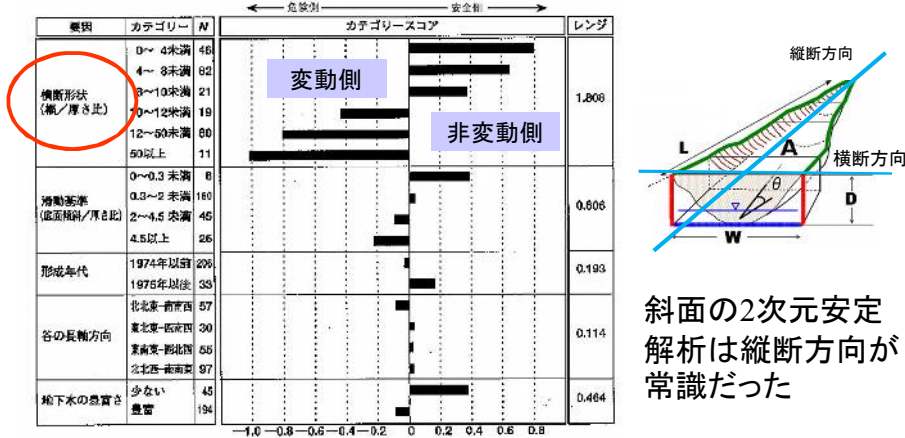
<http://www.ohta-geo.co.jp>

# 阪神・淡路大震災(西宮市豊楽町)



## 2000年頃にわかったこと

縦断形状ではなく横断形状に大きく依存する、ことが判明

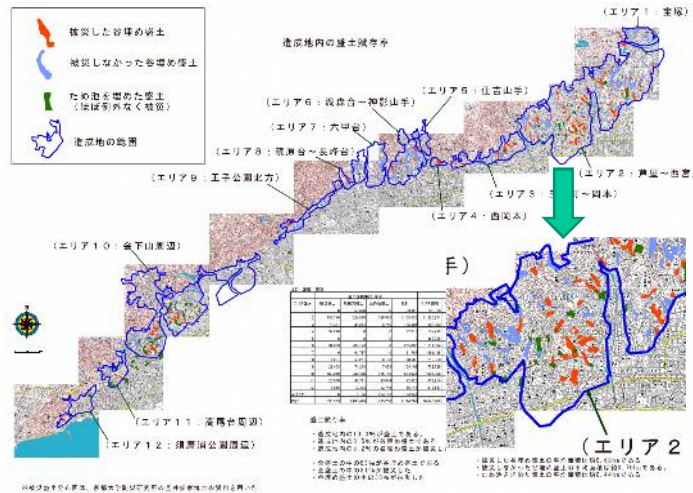


斜面の2次元安定解析は縦断方向が常識だった

地盤強度も、滑り面傾斜角も、重要因子にならなかった！

# 予測方法

全谷埋め盛土239箇所(変動111,非変動128)



# 側方抵抗モデル

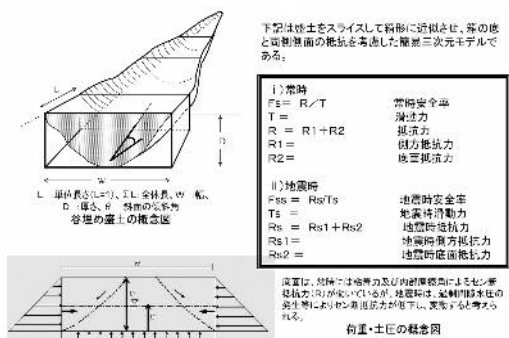
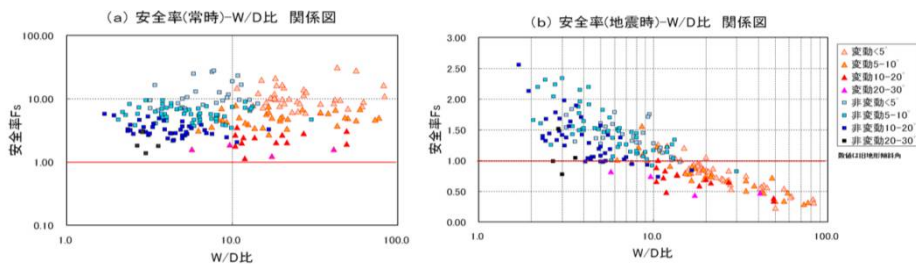


図2.5 滑动崩落予測法として活用される側方抵抗モデル

造成地の盛土で、事前に情報が得られるのは盛土の幅・深さ・長さ・地山傾斜角程度が限界なので、その情報のみ(地下水位は地盤傾斜角の関数として推定)で予測できるように創られている。もっとも現象をよく再現するパラメータは、過剰間隙水圧高3.0m、側面粘着力39kN/m<sup>2</sup>、側面内部摩擦角35°、底面粘着力0kN/m<sup>2</sup>、底面内部摩擦角25°、側方土圧係数0.5、水平震度0.25の組み合わせである。



## 阪神のキャリブレーション 変動・非変動が安定計算で評価できた！



側方抵抗モデルで安全率を計算すると、常時は横断形状(幅/深さ比)にまったく関係がないが、地震時(過剰間隙水圧作用時)には、安全率が変動・非変動に見事に分かれる

23

<http://www.ohita-geo.co.jp>

## 2つの事例の共通点

- 3次元モデルである
- 底面の著しく小さい強度(地すべりでは残留強度、滑動崩落では過剰間隙水圧)と、側面あるいは周縁部の大きな強度という、性質の異なる強度が存在



斜面災害の80%を占める表層崩壊は、移動土塊内に著しい強度差がないので、2次元解析で近似可能

24

<http://www.ohita-geo.co.jp>

## 表層崩壊の予測法

- 2次元断面法・・・土の強度差が無いので

$$F_s = \frac{(W \cos \theta - U) \tan \phi + c \cdot l}{W \cdot \sin \theta}$$

- ただし、**実測値を用いた演繹法!**

25

<http://www.ohita-geo.co.jp>

Target

## 現地で知るべき情報

$$F_s = \frac{(W \cos \theta - U) \tan \phi + c \cdot l}{W \cdot \sin \theta}$$

W: 断面積A × 単位体積重量γ …… 概ねわかる

θ: すべり面角度、l: すべり面長 …… 形状要素なのでわかる

わからないのは

## 土質強度のc・φと間隙水圧U

現在は、一つの方程式の中に3つ(Fsを入れると4つ)の未知数を入れて、超適当にやっている。逆算法で求めているのは、**意味のないφ!** (or c)

26

<http://www.ohita-geo.co.jp>

## c・φが現地計測できるとどうなるか？

- 未崩壊斜面の場合 (c・φ・U → Fs)  
透水性係数Kと設定降雨強度時の浸透流解析から間隙水圧Uを求め、安定性評価の**真のターゲット**である安全率Fsを求める。
- 崩壊斜面の場合 (c・φ・Fs → U)  
崩壊の瞬間のFsは1.0を少し下回ったはずだから、c・φが既知なら、**崩壊時の間隙水圧Uを逆算**できる・・・正しい逆算法

一つの方程式で一つの未知数だと真実に近づける

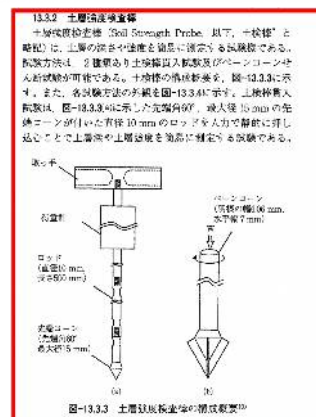
## 土層強度検査棒

換算N値ではなく直接c・φ計測へ

(この装置の開発者が、道路防災点検の土研のボスだったことに深い意味がある)

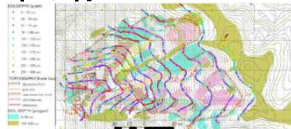
### 地盤調査の方法と解説

第6編 サウンディング 第1.3章 規格・基準以外の方法



# c・φを実測するといろいろなことがよくわかった

## 土層厚分布は様々



雪害地（根返り）＜崩壊地周辺＜雪害地（折損・幹曲）＜健全斜面＜伐採跡地＜崩壊跡地  
表 5.5-2 安定度一覧表

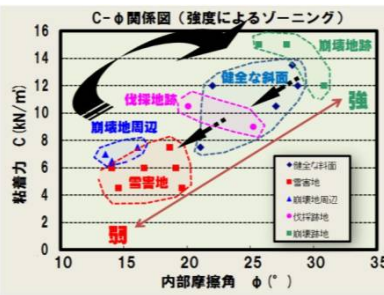
対象地目	安全率Fs	雪害地と比べた場合の崩壊ポテンシャル
雪害地（根返り）	1.05	1.00
崩壊地周辺	1.21	1.15
雪害地（折損）	1.66	1.58
健全な斜面	2.16	2.05
伐採跡地	2.27	2.16
崩壊跡地	3.70	3.52

上表の見方は、健全な斜面の安定度は、根返りを生じている雪害地に比べて2倍程度有しているものと評価することができ、また崩壊に関するポテンシャルの比で表すことができる。

**実測すれば土質力学で解ける！**

## 強度分布も様々

崩壊跡地が一番強い



根返り雪害地が一番弱い

# 土層強度検査棒



土層強度検査棒試験データ

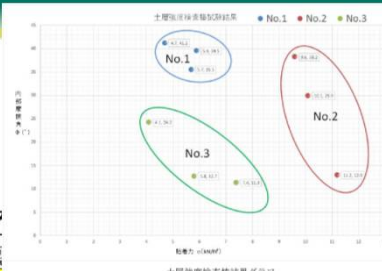
ベーンコンセンサス試験 (経験式法)

調査地点: No.1, No.2, No.3 | 試験年月日: 2014年1月

調査者: 〇〇〇 | 調査者: 〇〇〇 | 調査者: 〇〇〇

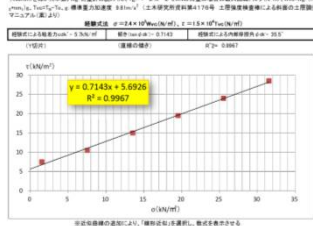
現場による地層厚: 5.75m (約) | 経験式による内部摩擦角: 35.5°

ベーンコンセンサス試験の合計質量	0.30kg	3.27kg	100kg (C) 質量	0.30kg	3.27kg
ベーンコンセンサス試験の質量	0.025	0.262	80	0.025	0.262
質量差	%	%	%	%	%
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0.30kg	0.008	1	25	0.30	31.26
			50	1.00	104.08
			75	1.50	81.26
			100	1.60	108.38
			125	1.60	117.38
			150	1.60	117.38



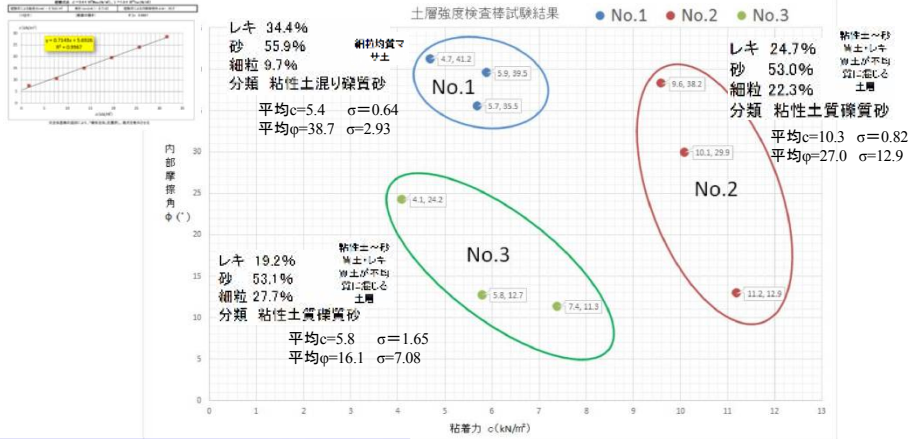
計測が容易なので、  
数多くのデータが  
得られ、統計処理  
できる

**ばらつきまで評価対象**



# 土層強度検査棒

計測が容易なので数多くのデータが得られ、統計処理できる



同じ場所でもばらつきがあり、場所が違うとだいぶ違う。  
細粒分が多くても、cが大きいとは限らない。  
結局現地で計測しないと、話にならない。

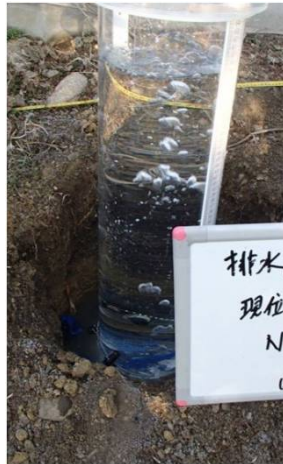
土層強度検査棒結果グラフ

# 原位置透水試験

表層用

浅層用 (2m)

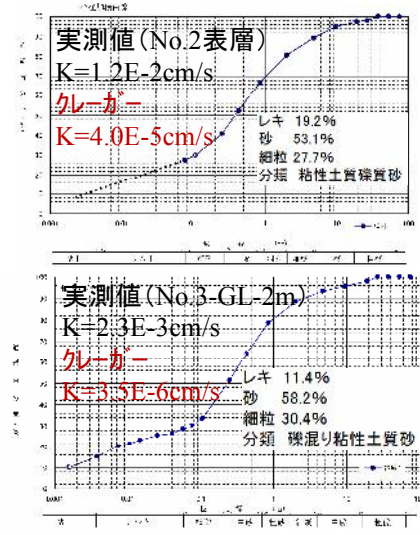
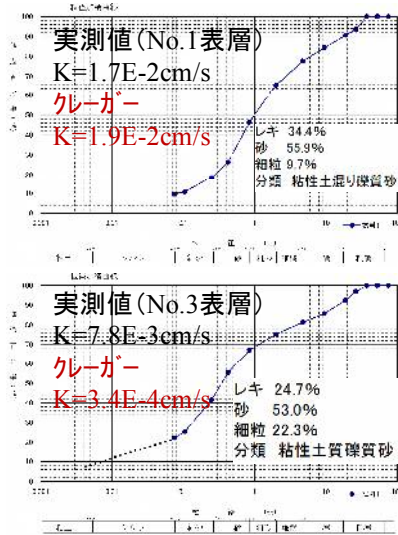
現場透水試験 (水華表層用)			
項目	測定値	単位	備考
試験場所	〇〇〇〇	〇〇〇	〇〇〇〇
試験日時	〇〇年〇〇月〇〇日		
試験者	〇〇〇		
試験機	〇〇〇		
試験管径	〇〇	mm	
試験管長さ	〇〇	mm	
試験管重量	〇〇	g	
試験管内容積	〇〇	ml	
試験管透水係数	〇〇	cm/sec	
試験管透水率	〇〇	cm/day	
試験管透水率換算係数	〇〇		
試験管透水率換算値	〇〇	cm/day	
試験管透水率換算値換算係数	〇〇		
試験管透水率換算値換算値	〇〇	cm/day	



商品名「水華」

人工地盤の盛土の場合、粒度から  
Kを求める方法はアテにならない

## 透水係数



## 安全率を計算できる条件が 整った

表-1 安定計算条件と安定計算結果

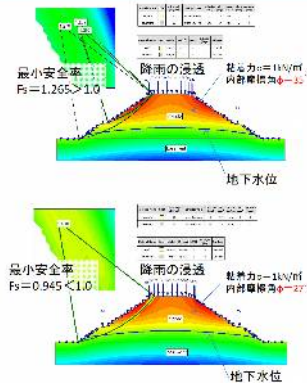
土層名	layer1(上位)	layer2(下位)
粘着力 c	5.8 kN/m <sup>2</sup>	
c の標準偏差	1.65	
内部摩擦角 φ	16.1 °	
φ の標準偏差	7.08	
透水係数 K(cm/s)	7.8E-03cm/s	2.3E-03cm/s
降雨浸透量(mm/h)	100 mm/h	

※後から考えると、GL-2mまで掘った透水試験用の穴を使って  
土層強度検査棒試験をすべきだった(後の祭り)

## 強度の違い、透水性の違いと安定計算

### 地盤強度による安全率の違い

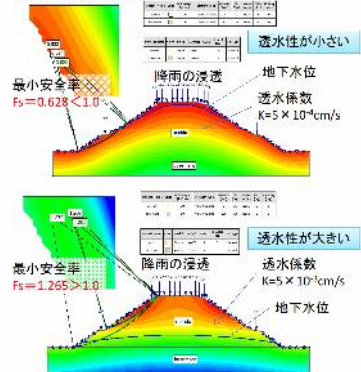
同じ地下水位条件でも、盛土地盤の強度が小さいほど安全率は小さく崩壊しやすい



### 透水性の違いによる地下水位の違い

透水性が低い地盤は地下水位が高くなり(排水性能が悪い)、盛土が同じ強度であれば法面の安定性は低くなる

同じ強度を持つ盛土地盤の安定性比較



35

<http://www.ohta-geo.co.jp>

土質力学の王道

( $c \cdot \phi \cdot U \rightarrow F_s$ )

## 安定計算結果 (Fs=1.26)

### STRENGTH

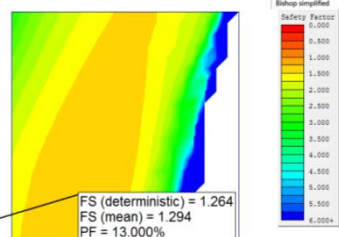
Material Name	Color	Unit Weight (kN/m³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
layer1		17	Mohr-Coulomb	5.8	16.1
layer2		17	Mohr-Coulomb	5.8	16.1

### PERMEABILITY

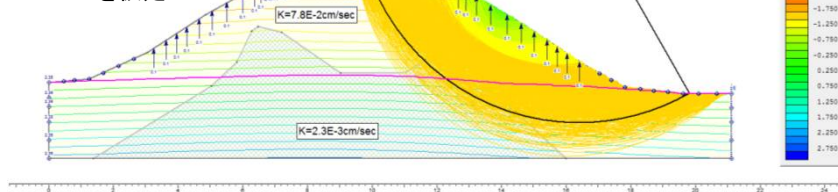
Material Name	Color	Model	KS (cm/s)
layer1		Simple	0.0078
layer2		Simple	0.0023

### STATISTICS

#	Material Name	Property	Distribution	Mean	Std. Dev.	Rel. Min	Rel. Max
1	layer1	Cohesion	Normal	5.8	1.65	4.95	4.95
2	layer1	Phi	Normal	16.1	7.08	16.1	21.24
3	layer2	Cohesion	Normal	5.8	1.65	4.95	4.95
4	layer2	Phi	Normal	16.1	7.08	16.1	21.24



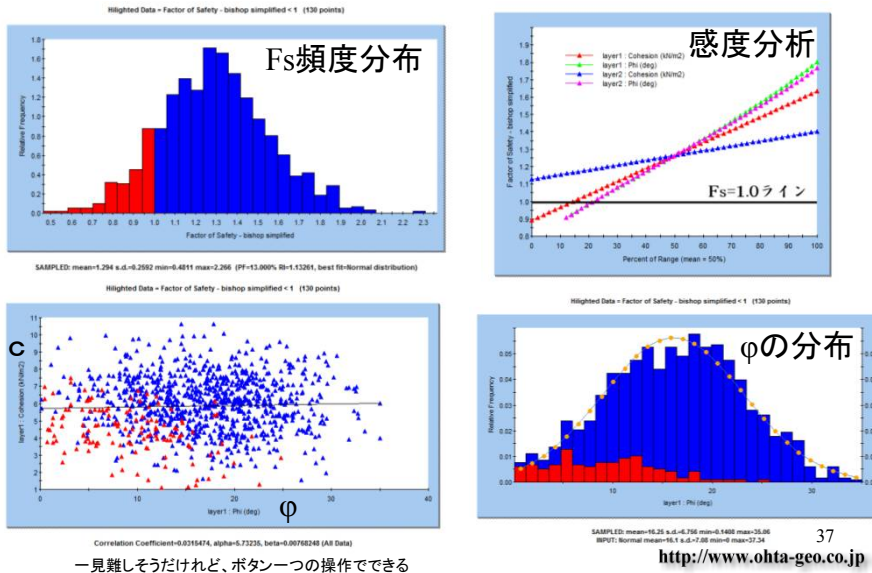
地表面からの浸透量  
100mm/日を仮定



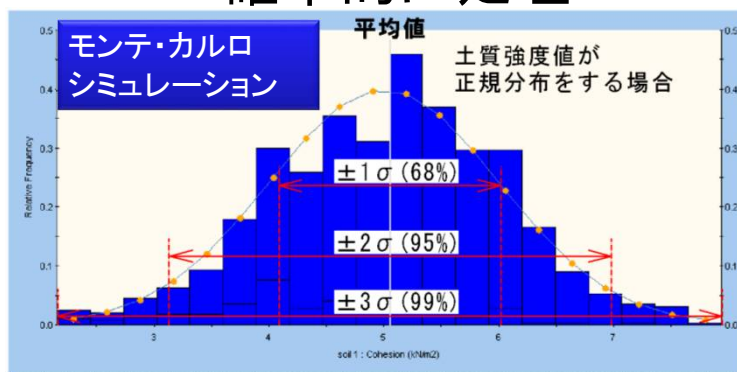
36

<http://www.ohta-geo.co.jp>

# 確率解析 崩壊確率PFの導入



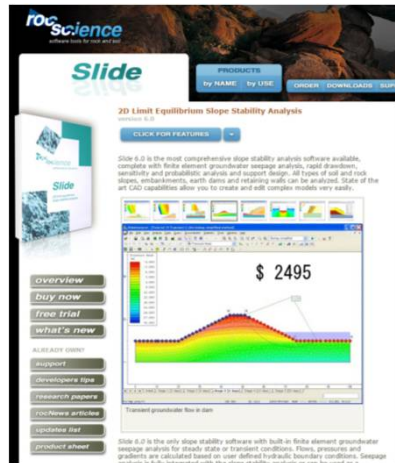
# 土質強度のばらつきは 確率的に処理



<各パラメータのばらつかせ方>  
 正規分布にばらつくと仮定する。±1σの中に68%、2σの中に95%、3σの中に99%のデータが入る。とり得る値の最大値highest conceivable value (HCV)と最小値lowest conceivable value (LCV)がわかる場合、 $\sigma = (HCV - LCV) / 6$ とすることもできる。



## 崩壊確率計算ができる 安定解析ソフトの例



<https://www.rocscience.com/>

- 長所  
価格が比較的安い、操作がとても簡単、いろいろなメソッドの安定計算式が使える、確率計算ができる、浸透流解析(FEM)もできる
- 短所  
日本の各種基準に準拠していないので公共事業で使いにくい、計算書が作成されないので分厚くならない、日本語でない、計画安全率の概念が無いので最大抑止力の概念ももちろん無い、逆算法などあるはず無い、支払いは完全先払いである

39

<http://www.ohta-geo.co.jp>

## 施主である施設管理者は 安全率Fsを聞いて防災投資への 意思決定ができるか？

もしくは、あなたの判断に全幅の信頼があり、大きな投資判断を委ねているか？

**例) 安全率 $F_s = 1.26 > 1.00$ だが  
崩壊確率 $PF = 13\% > 10\%$**

いわゆる計画安全率以上あるが、崩壊確率がゼロではない

**施設管理者(経営者)の防災投資判断**

維持管理では「投資判断」ができる「合理的理由」が必要

40

<http://www.ohta-geo.co.jp>

## 投資家は確率でものを考える 災害リスクも確率が世界標準

- 日本だけがいつまでも確定論的手法に拘っている場合ではない
- 確定論でいけたのは、「壊れたものを直す」という場合に限っての話
- 維持管理で確定論は使いにくい

41

<http://www.ohita-geo.co.jp>

## 現地計測で順算法、のまとめ

1. 土層強度検査棒と、マリオットサイホン式透水試験を使えば、低コストで順算法に必要な土質パラメータが得られる。
2.  $c \cdot \phi \cdot K$ の実測値を用いれば、現状の斜面安定度評価を演繹的に計算可能である。(それ以外の方法では困難である)
3.  $c \cdot \phi$ の統計値を用いて確率的解析を行うと、より「防災投資判断」がしやすい「崩壊確率PF」を得ることができる。

42

<http://www.ohita-geo.co.jp>

## 崩壊地調査の正しい方法

- 崩壊地は「結果」、 $F_s \doteq 0.99$  (基準とは違う)
- 結果から情報を引き出すには戦術が必要
- 従来 of 逆算法では何も引き出せない
- 土質強度  $c \cdot \phi$  は計測可能
- 不明な崩壊時の間隙水圧を引き出そう！

43

<http://www.ohta-geo.co.jp>

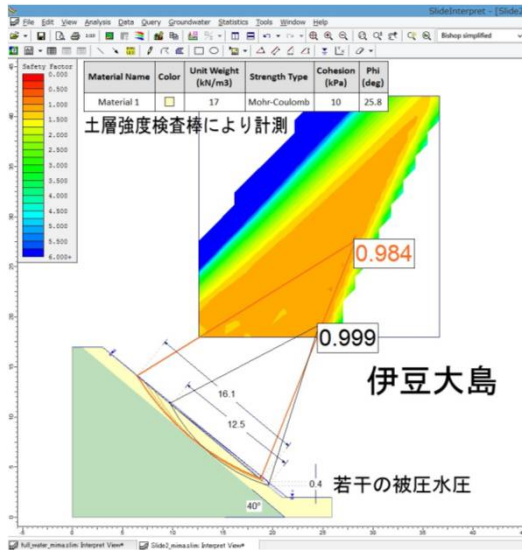
## 伊豆大島



44

<http://www.ohta-geo.co.jp>

## 伊豆大島急傾斜部の崩壊時間隙水圧

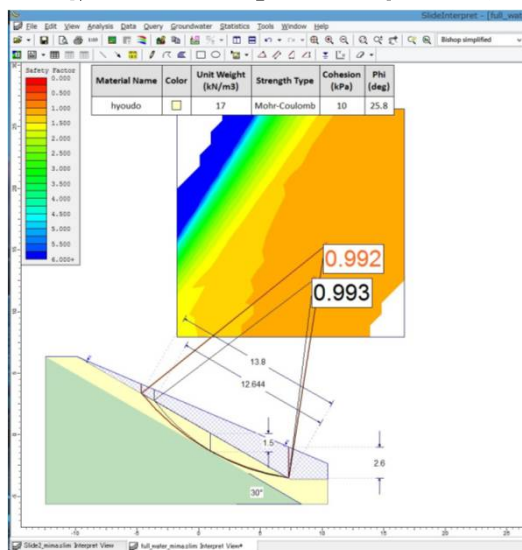


- 土層強度検査棒  
粘着力 $c=10\text{kN/m}^2$   
内部摩擦角 $\phi=25.8^\circ$
- 土層深 $z=1.7\text{m}$
- 傾斜角 $\theta=40^\circ$
- 崩壊長さ $L=12\text{m}$
- 
- 逆算間隙水圧  
崩壊下端で地表から  
40cm上の被圧水

45

<http://www.ohta-geo.co.jp>

## 伊豆大島30°部の崩壊時間隙水圧



- 土層強度検査棒  
粘着力 $c=10\text{kN/m}^2$   
内部摩擦角 $\phi=25.8^\circ$
- 土層深 $z=1.7\text{m}$
- 傾斜角 $\theta=40^\circ$
- 崩壊長さ $L=12\text{m}$
- 
- 逆算間隙水圧  
崩壊下端で地表から  
2.6m上の被圧水

46

<http://www.ohta-geo.co.jp>

# 某事故現場



Stitched\_Result007.JPG

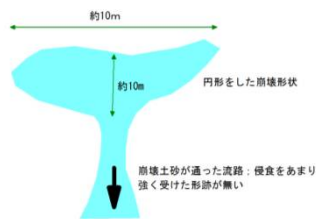
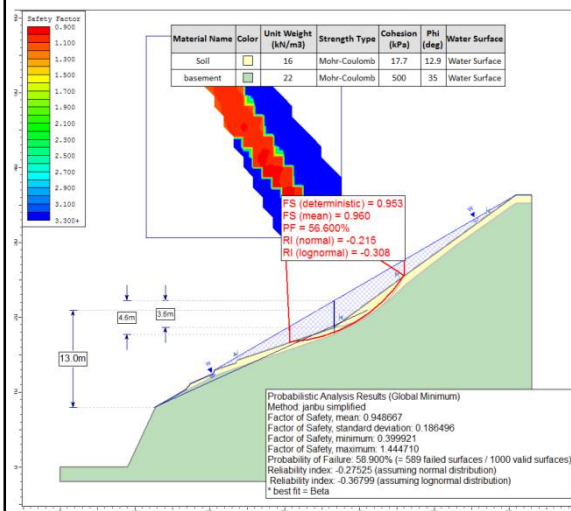


写真1 円形形状の崩壊地と、その下に続く流路

47

<http://www.ohta-geo.co.jp>

# 某事故現場の崩壊時間隙水圧

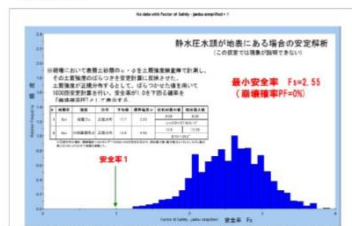
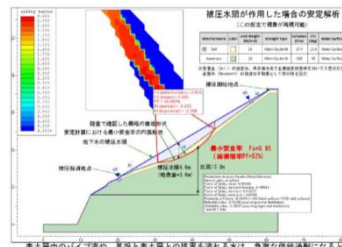
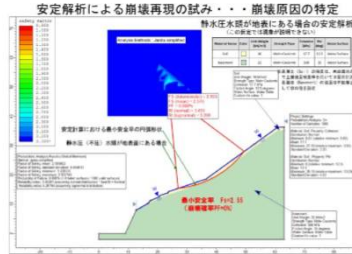


- 土層強度検査棒  
粘着力 $c=17.7\text{kN/m}^2$   
内部摩擦角 $\phi=12.9^\circ$
- 土層深 $z=1.0\text{m}$
- 
- 逆算間隙水圧  
崩壊下端で地表から  
3.6m上の被圧水

48

<http://www.ohta-geo.co.jp>

# 自由水圧では崩壊しない！



表土層の強度を3割計算しているため、統計処理が可能。土質強度のばらつきを考慮して計算してみても、単に静水圧が地表まで達しただけでは崩壊確率の少ないのでこの原因ではない。

土質強度を正確分析でばらつかせ、1000回計算してF<1となる確率を「崩壊確率」という。

49

<http://www.ohta-geo.co.jp>

## 被圧水圧が原因とみられる現象事例(2003年鹿児島)



50

<http://www.ohta-geo.co.jp>

## 岩は水圧で吹き飛ばされている



51

<http://www.ohta-geo.co.jp>

## 瞬時拡大崩壊 (Sudden Spreading) 2010年広島県庄原市



52

<http://www.ohta-geo.co.jp>

## まん丸の崩壊跡(2010年庄原)



53

<http://www.ohita-geo.co.jp>

## 高水圧地下水で崩壊が発生

**豪雨**

爆裂的崩壊

相対的  
難透水性地盤

盛土本体

土砂と水が流れた跡

**地震**

地震による崩壊で  
現れたパイプ爆裂坑

崩壊面内のパイプ  
(ポールペンが入る)

新潟県小千谷市

(豪雨) 爆裂孔から  
液体状に流下する「土」

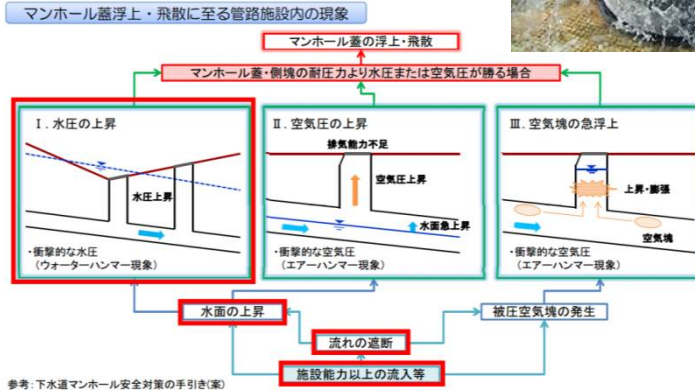
自由水圧で崩壊しているようには見えない

54

<http://www.ohita-geo.co.jp>



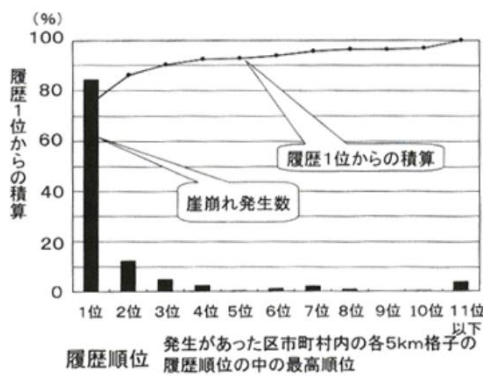
## 都市のパイプ流被圧水化事例 マンホール蓋浮上 (斜面崩壊との類似性がある)



55

<http://www.ohita-geo.co.jp>

## 土壌雨量指数履歴第1位の意味



履歴第一位に満たない場合には、地盤の排水能力(ソイルパイプが不飽和で自由水圧)に余裕があるが、第1位になると排水キャパシティが満杯になって、ソイルパイプが飽和し被圧水化する・・・のではないかと?

履歴第1位は、被圧水化のスイッチになる

56

<http://www.ohita-geo.co.jp>

## 土壌雨量指数が良く当たるわけ

地域によって閾値が違う

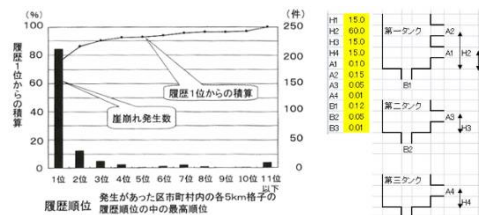
(別添)大雨警報・注意報の土壌雨量指数基準値

平成22年5月27日現在

市町村等を まとめた地域	市町村等	地域メッシュコード (1km格子対応)	土壌雨量指数	
			注意報	警報
京都・亀岡	京都市	52352567	99	123
高知中央	高知市	50331358	184	243

- その地域の履歴順位第1位～第3位で崩壊発生
- 地形・地質は関係ない

自然の地下水排除工であるパイプ流路(Soil Pipe)のキャパシティは、その箇所の履歴順位第1位の土壌雨量指数に対応する雨に対応している。  
それを超えると、地下水は被圧水化し、崩壊を起こす。  
(マンホールの蓋飛びと似ている)



57

<http://www.ohita-geo.co.jp>

## ソイルパイプ(ミズミチ)探し

- ソイルパイプが発達する付近で被圧水化が発生するわけだから、その位置を突き止めると効果的な、被圧水圧消散工法が打てるはず！

弘法大師は、杖で井戸を探し当てた

58

<http://www.ohita-geo.co.jp>

## 現代の弘法大師の杖；地中音測定

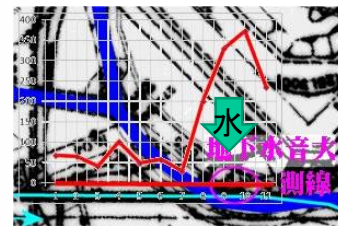


ミズミチを流れる水音  
は聞こえる！

パイプ流は、地形を守り(自然の地下水排除工として)、同時に地形を刻む(地中洗掘→陥没→崩壊)



水音のパワーレベル



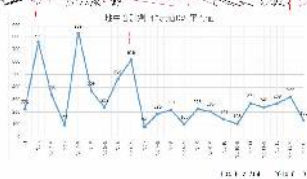
59

<http://www.ohta-geo.co.jp>

## 地中音測定の様子



マイク



マイク

湧水箇所の近くで地中音のパワーレベルが大きくなる

ピンポイント対策が可能になる  
(コスト低減に寄与する)

<http://www.ohta-geo.co.jp>

## 水圧消散・地下水排除工法

高速道路切土法面



ブロック積み擁壁



鉄道盛土法面 (S40以降)



施工中の切土法面で明暗

61  
<http://www.ohita-geo.co.jp>

## 最後のまとめ

- 現地で $c \cdot \phi \cdot K$ を計測するのは可能になった
- それに伴って、順算法で安定計算するのも可能になった
- 安全率に代わって崩壊確率が利用できるので、想定雨量で管理できる
- 土壌雨量指数第1位になると、土中の地下水排除網が被圧水化し崩壊が起きる
- 被圧水化を回避すれば崩れない

62  
<http://www.ohita-geo.co.jp>