

維持管理時代の既存斜面の 安定性評価のための調査・解析手法

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)の安定性を評価するためには、物性値を現地で計測することが不可欠であるが、そこにはコストの問題が立ちはだかる。低コストで、既存斜面の物性値を計測し、斜面の安定性評価を行い、施設管理者が防災投資判断可能な資料を提供するための一連の方法を紹介する。

(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>

土構造物の維持管理というのは、まだ掛け声だけで何も始まっていません。いつ始まるのかもわかりません。

そういう体たらくの原因の一つに、斜面安定問題の解決策の貧弱さが挙げられます。今の技術レベルで維持管理に使うのはたぶん無理です。

斜面がなぜ崩れるのか、ということに対する、実測に基づく明快な答えが出ていません。机上の空論で維持管理をしようとしても無理が生じます。

いまは、土構造物の維持管理がいつ始まっても良いように、「きちんとした準備をする時期」です。

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

解決すべき課題は、手法とコスト

²
<http://www.ohita-geo.co.jp>

斜面防災は、「予め災害を防止する」ということは行ってこなかった。「災害が起きたら、そこを素早く直す」という「事後防災」だった。

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！

従来の方法論は統計的経験則

標準勾配

さまざまな勾配の中で「壊れる」と「壊れない」の境界から導かれた経験則

計画安全率

地すべり対策の試行錯誤の結果、このくらいの安全率があれば、ほとんど壊れない(崩壊確率 $PF \approx 0$)とされる安全率

「素早く造る」「素早く直す」ためには土質力学を使わない！い！ことが迅速でかつ土質力学的に不合理な方法での対応を可能にした。

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

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

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！

土質力学の教科書に解説してあるのは、演繹的な安定計算手法のみ。

逆算法は一種の邪道。なぜなら、現況安全率を仮定することは、現状安定度評価を行うことに等しいから。

防災投資＝対策工施工は、逆算法を行う場合には、「意思決定済」ということになる。

施設管理者にとって重要なことは、そこを対策するほうが良いのか、対策しなくても当分大丈夫なのか、という「意思決定」。

意思決定には、演繹的方法論しか適用できない。

安定計算式には、様々な土質パラメータが一つの式の中に存在する。これらを懇切丁寧に調べれば安全率を演繹的に計算できるはずだが、調査への投資もまた維持管理という予算の小さい分野にとっては重荷となる。調査や評価が、重い「防災投資」の意思決定にならないようにしなければならない。そのためには、簡易で安価で迅速、、、が必要。

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)

安全率で人間が認知できるのは $F_s = 1.0$ のみ。それ以外は全くわからない。
 $F_s = 1.1$ でも1.5でも2.0でも、 $F_s > 1.0$ に違いはないので「滑らない」事実が変わりはない。だから検証すらできない。
確定論的手法で言えば、 $F_s > 1.0$ なら滑るはずがないので対策は不要。
現存する斜面は $F_s > 1.0$ だからこそ現存しているわけで、ならば対策は不要？
技術屋にとっても曖昧な話を、非専門家である経営者がわかるはずがない。
情報伝達の方法論もちゃんと考えないと、予測の為の方法とは言えない。

問題意識1: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 \dots 矛盾
- 現況安全率 F_s を決め \dots 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 ϕ を仮定し)
- 内部摩擦角 ϕ を逆算する(粘着力 c を逆算)

逆算された ϕ or C は何を語る？

6

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

「斜面調査をしてください」と頼まれて、ボーリングマシンをモルルールで上げて、コンコン標準貫入試験をしてN値を取って、そのN値から内部摩擦角 ϕ を換算式で計算し、安定計算に放り込むと安全率 $F_s=0.6$ くらいになって \dots

現存する斜面が $F_s=0.6$ では「事実と矛盾する」ので、現況安全率を $F_s=1.00$ と仮定しましょう、、、というのが現行の逆解析。

「斜面調査をしてください」には、「いまの斜面の安定度を評価してください。対策が必要かどうか判定してください」という願いがこもっていますが、現行の安定解析は、N値から換算された ϕ を使って安定計算すると、 F_s が1.00よりも小さくなりすぎるので、斜面が現存できるはずがない。でも斜面は現存しているので矛盾する。矛盾するので、順算法は破棄。現況安全率を1.00と仮定しましょう、、、とやる。

計画安全率はたいてい1.20だから、現況安全率より小さい。したがって、現況安全率を仮定することは、「いまが不安定であること、対策工が必要であること、対策量は抵抗力の20%アップであること」が自動的に決まることである。

こんなことを決めるために、高い高いボーリング調査を行う意味があるのか？安定計算で算出される内部摩擦角 ϕ (場合によっては粘着力 c)からどんな良い情報が生み出されるのか \dots 何もない。

いまの斜面調査・解析は、値段が高いばかりでほとんど価値がない。民間事業ならとても許されないが、なぜか公共事業では許される。

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！

税金の無駄遣いと議会で問題に

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

ある政令指定都市の市議会で、大雨の後の法面崩壊事案のうち、法面防災点検でランクA(とても危険)と評価された法面は崩れず、逆にランクCや、点検不要判定されていた法面が崩れているが、ちゃんと調査されているのか？税金の無駄遣いをしているのではないのか？ということが問題となった。

ランクAで崩壊に至ったのは、全崩壊箇所の20%未満だった。このような、防災点検に意味があるのか？

そもそも、防災点検要領は自然現象を評価するのに適切な方法論となっているのか？他の自治体でも外れ続けているが、この評価手法が改正されないのは何故だ？外れ続けている情報はフィードバックされていないのか？

崩壊した箇所を逆算法で修繕するニーズしかなかったので、まだ壊れていない斜面の評価方法など技術屋は知らない。

小崩壊跡がある「荒れた感じがする斜面」を、なんとなくランクAにしてしまう。小崩壊跡があまりなく、のっぺりとした斜面は、大丈夫そうなのでなんとなくランクCにしてしまう。特段の理由があるわけではなく、「なんとなく」「見てくれ」だけで評価している。

そこには、技術的思考はゼロ。

感覚＝見た目＝技術者の経験？

信頼に値するか？

【対策工】(B) = (A1) + α または (A1) × α

既設対策工の効果の程度	点数(a)	評 定
想定される落石・崩壊を十分に予防している。もしくは、それが発生したとしても十分に防護し得る。	×0点	○
想定される落石・崩壊をかなり予防している。もしくは、それが発生した場合、かなり防護しているが万全ではない。	-10点	○
想定される落石・崩壊を一部予防している。もしくは、それが発生した場合、かなり防護しているが、その他に対しては効果がない。	-10点	○
対策がなされていない。もしくは、なされていても、効果が全くない。	×0点	○
合 計	68点	70点

【履歴】(C)

※最近の対策実施以降、落石・崩壊が当該のり面・斜面等で発生していない場合には、履歴からの評価は実施する必要なし。一(C)を0点とする。

崩壊の程度・発生区分	配点	評 定
最近の対策実施、道路交差への支障が生じたことあり。(対策工の効果なし)	100点	
交通への支障はないが斜面に遡る比較的大きな落石・崩壊の履歴あり。	70点	
のり面・斜面先にとどまる程度の小規模な落石・崩壊の履歴はあり。(対策工の効果はあるが、追加対策工が必要と思われるもの)	40点	40
【対策工が万全ではない】		
(a)		40点
(b)		70点
(c)		40点
(d)		70点
(e)		70点

【総合評価】

対 応	評 定
対策が必要と判断される。	○
防災カルテを作成し対応する。	
特に新たな対応を必要としない。	

点数と総合評価は必ずしもリンクしない

点数より勘を重視
(点数を相対的に軽視)

- 「見たカンジ」は信頼に値するか？
「素早く造る・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」の比率は低くない
→根本的に評価方法に問題有り？

そう考えた人がいました
(土研の佐々木さんです)

道路防災点検は、点数法で挫折し、直感法(現場技術者が見たカンジで判定する)に代わりました。

これは、「なんとなく荒れている斜面」を高い危険度ランクにし、整然としている斜面を低い危険度とするようになりがちです。

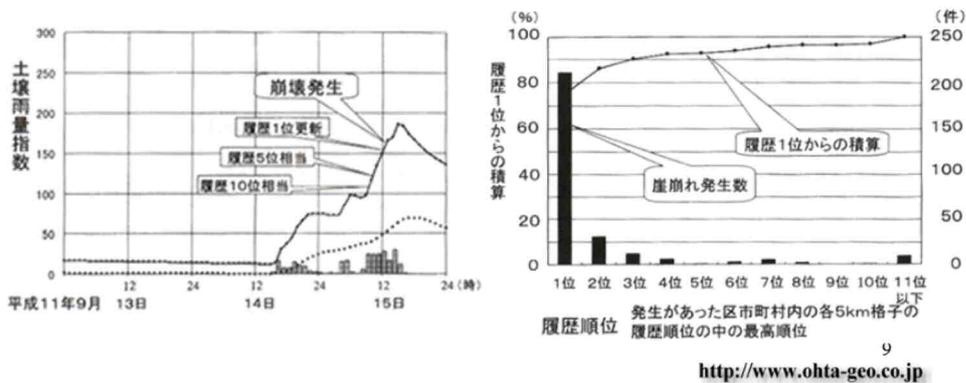
しかし、実際に発生している崩壊事例からは、その関係はどうも逆のようです。

小崩壊跡が多く荒れた感じのする斜面は、大きく崩れることはありません。逆に、崩壊跡ひとつないような斜面が崩れるときは、規模が大きくなり道路まで達するようになります。

なんでこんなことになるのか？ということが解決できなければ土構造物の維持管理などできません。

問題意識3: 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！



地形屋は地形から崩壊箇所が予測できると言い、地質屋は地質から、植生屋は植生から予測できると言う。しかし、実際に予測できたことはなく、後になって「そう思っていた」と言うだけである。

ところが、地形・地質・植生を、「ガン無視」した土壌雨量指数は、崩壊発生をよくあてている。履歴順位1~3位になると崩壊されると言われるが、実績を見ると第一位になった時と断定してよいレベルである。

履歴順位第一位の雨(土壌雨量指数)とは、何を意味するのか？

なぜ、履歴順位第一位になるまでは、斜面は持ちこたえられるのか？

ものすごく面白い秘密が隠されていそうだ。

先に結論

1. 現地実測($c \cdot \phi \cdot K$)で演繹的に安定計算することは難しくない
2. 安定計算で算出する評価値は、安全率 F_s 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)。
3. 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。
4. 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。

10

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

新しく(?)開発された装置を使えば、現地で $c \cdot \phi \cdot K$ を計測することは比較的容易。それを使えば演繹的に安定計算することが可能だった。

ただし、崩れていない斜面は、安全率 $F_s > 1.0$ なのだから、対策しなくてもそれなりに崩れずにい続けてくれるはず。その斜面を、「大雨が来たりすると危ないので対策をした方がいいですよ」とアドバイスするのに、安全率がどれくらいだったら大丈夫かということを施主に説明するのは大変困難。日本の技術屋は、計画安全率1.20を閾値とすればよいと考えがちだが、この考え方は非論理的なので外国では一切受け入れられないということも同時に知っておいた方がよい。

対策工をするかどうかは、防災投資判断なので、経営者の仕事。経営者は斜面技術に詳しい人ではないので、外国人と同等。すなわち安全率で危険度・安全度を理解することはできない。

投資は確率的行動なので、斜面評価にも確率的指標をアウトプットするのがよい。マウスのクリックができる能力さえあれば、簡単に計算できる。

また、漫然と行われている崩壊地調査も、 $c \cdot \phi$ を計測することで飛躍的に良質の情報が得られるようになる。安定計算式で、 $c \cdot \phi$ と、崩壊したという事実($F_s 0.99$)から、崩壊時の間隙水圧が逆算できる。崩壊時の間隙水圧を計測するのは無理(と言ってよい)から、この情報は対策工を考える上や、斜面崩壊とは何ぞやという本質的な問題を理解するうえで欠かせない情報である。実際に崩壊時水圧を逆解析してみると、その大半が地表面よりも上に水頭があることがわかった。すなわち、被圧水化した地下水圧が崩壊時に発生していたのである。なぜ被圧水化するのか?被圧水化しない排水能力が、その

地域の最大降雨量に対応して形成されており、それを超える=履歴順位第一位となると、ソイルパイプの完全飽和により、地中の地下水網が被圧水化するのだろう。そこまでわかってくると、対策は簡単である。自由水圧を被圧水圧化させない方法を工法とすればよい。

Target

現地で知るべき情報

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

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)

11

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

土質力学の教科書に解説してあるのは、演繹的な安定計算手法のみ。

逆算法は一種の邪道。なぜなら、現況安全率を仮定することは、現状安定度評価を行うことに等しいから。

防災投資＝対策工施工は、逆算法を行う場合には、「意思決定済」ということになる。

施設管理者にとって重要なことは、そこを対策するほうが良いのか、対策しなくても当分大丈夫なのか、という「意思決定」。

意思決定には、演繹的方法論しか適用できない。

安定計算式には、様々な土質パラメータが一つの式の中に存在する。これらを懇切丁寧に調べれば安全率を演繹的に計算できるはずだが、調査への投資もまた維持管理という予算の小さい分野にとっては重荷となる。調査や評価が、重い「防災投資」の意思決定にならないようにしなければならない。そのためには、簡易で安価で迅速、、、が必要。

c・φが現地計測できるとどうなるか？

- 未崩壊斜面の場合 ($c \cdot \phi \cdot U \rightarrow F_s$)
透水係数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 F_s を求める。
- 崩壊斜面の場合 ($c \cdot \phi \cdot F_s \rightarrow U$)
崩壊の瞬間の F_s は1.0を少し下回ったはずだから、 $c \cdot \phi$ 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

12

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

c・φが現地で簡易に計測できるようになると、斜面問題は劇的に変わる。

少なくとも、アテズッポから、エンジニアリングレベルには昇格する。サイエンスには程遠いような気がする。。。

まず、土質工学の教科書通り、安定計算が演繹的にでき、納得のいく安全率が順算法で得られることに驚きを感じる。多くの斜面問題を扱っていた技術者は、そんな経験を一度もしたことが無い。驚くべきことだが、私自身がそうだったので間違いない。

ただし、浸透流解析はソイルパイプを考慮した計算ができるほどレベルアップしておらず、パイプ流の解析や被圧水化などを計算できるレベルにはない。したがって、原位置透水試験で得られた透水係数から浸透流解析で水圧を求めるのは、あくまでも自由水圧であって、履歴順位第一位に満たない雨量に対してである。

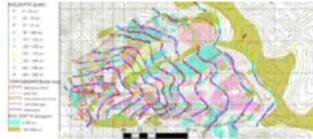
崩壊が、その箇所の排水能力を超えた場合に地下水が被圧水化して起きるといふ「仮説」は、c・φを現地計測して、崩壊時 $F_s=0.99$ が崩壊形状と一致するように調整して逆解析すれば、一つの式から一つの未知数を導き出すという「正しい」方法で求めることができる。実際に、崩壊現場でc・φを計測し、間隙水圧を逆解析すると、被圧水化していることが多い、というか大半がそうである。

これまで、計測不能な崩壊時の水圧を、何らかの方法で逆計算した技術者・研究者がどれだけいるだろうか？

被圧水化が崩壊の原因だとすると、斜面問題を担当していた技術者・研究者・行政は、ひょっとすると対策工等で大きな過ちを犯しているかもしれない。とても興味深いことだ。

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

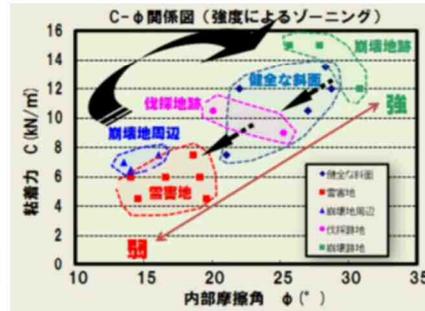
対象地目	安全率Fs	雪害地と比べた場合の崩壊ポテンシャル
雪害地（根返り）	1.05	1.00
崩壊地周辺	1.21	1.15
雪害地（折損）	1.66	1.58
健全な斜面	2.16	2.05
伐採跡地	2.27	2.16
崩壊跡地	3.70	3.52

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

一つの斜面でも、土層厚分布は様々ですし、強度も様々です。崩壊地は崩壊すべきものがなくなっていますので、とても強いです。ところが、対策はそういうとても強いところを実施されます。

危険なところはもっと別の「まだ壊れていないところ」にあるのに、そこは手当されません。

この矛盾については、ずっと以前から技術者の中では言い続けられてきていますが、具体的な解決策がありませんでした。

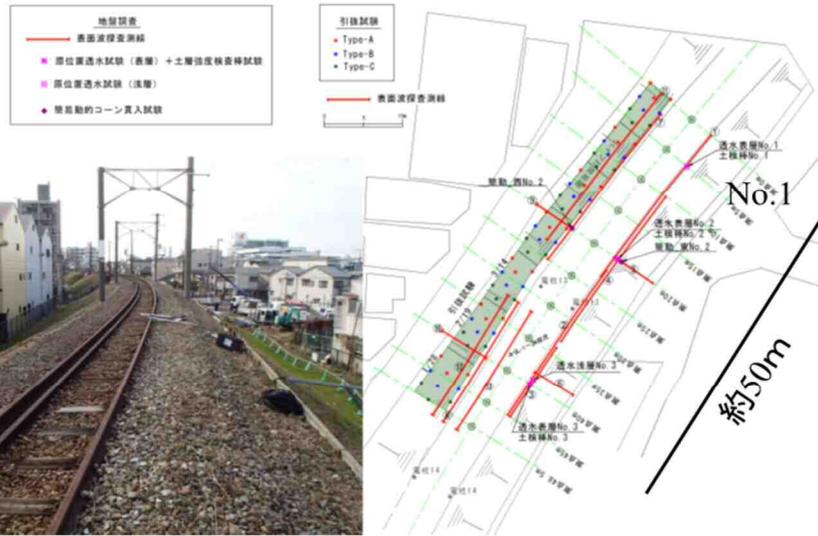
それは、地盤強度が実測できなかったからです。

地盤強度が概略であっても実測できるようになると、見える景色が全く違ってきました。今まで行われている方法の中で、不合理なものがたくさんあることが明確化されてきました。

($c \cdot \phi \cdot U \rightarrow Fs$)を

実際にやってみた(2日×3人)

調査位置平面図



14

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

維持管理はコストとの戦いだ。コストが合理的でない調査法・解析法は、存在しないのと同じなので、無視すべきである(研究者は趣味でやってよい)。

廃線の鉄道敷を貸してもらって、実際に思っていることができるのかどうかを確かめた。ここは、現場条件としては、かなり恵まれた環境。この環境で、低コスト調査評価法ができなければ、どこに行ってもできない。

2日×3人でこれくらいできる



3箇所
×3回
=9回



これ以外に
簡易測量
簡易貫入試験2箇所

※電動オーガーよりハンドオーガーの方が掘り易かった

15

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

どれだけ調査すれば十分かという観点ではなく、2日間でどれだけのこと
ができるか、という観点で実施した。

体力勝負、時間勝負。

2日間の実施数量

調査内容及び数量表

試験項目	単位	設計数量	実施数量	備考
簡易な調査法・設計法の検討				
高密度表面波探査	式	1 (L=40m)	L=217m	合計 13 測線 ほぼ1日
原位置透水試験	式	1 (3 箇所)	4 箇所	表層 3 箇所、浅層 (2m) 1 箇所
土層強度探査棒試験	式	1 (3 箇所)	3 箇所	各箇所ですべて計測
土質試験 (後日実施)	式	1 (1 箇所)	4 箇所	土粒子の密度試験 4 箇所 土の粒度試験 (7 μ I分析) 4 箇所 土の粒度試験 (沈降分析) 1 箇所
簡易動的コーン貫入 試験	式	—	2 箇所	

一番しんどかったのは、 ϕ 100mm、L=2mの穴掘り

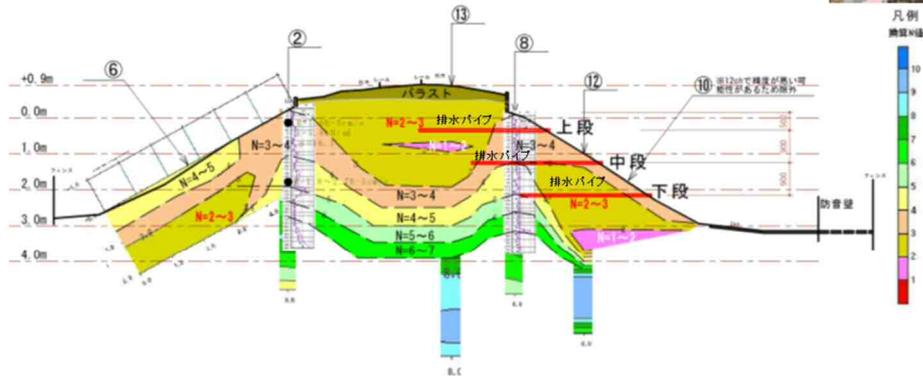
16

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

けっこうできる。コストは下げられるが、数あつての話。

高精度表面波探査

応用地質さんありがとう



17

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

土層断面はこんな感じ。けっこう細かくわかる。
 緩い盛り土に振動がかかると、下側が詰まってくる。
 この絵の中にある排水パイプは別目的の試験のためのもの。

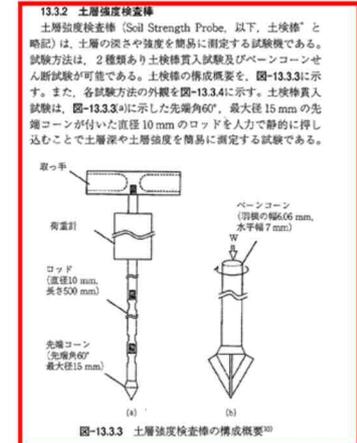
土層強度検査棒

換算N値ではなく直接 $c \cdot \phi$ 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(こ)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13章 規格・基準以外の方法



18

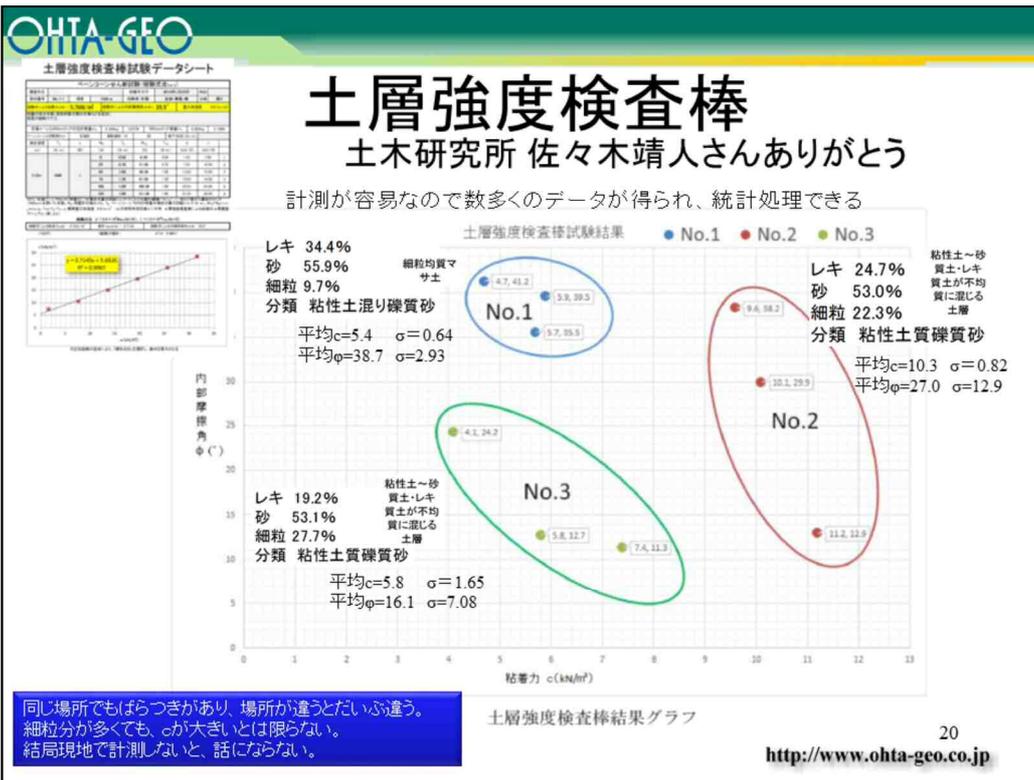
<http://www.ohita-geo.co.jp>

実際に起きた現象ですら再現できないのに、現状評価や将来予測など夢のまた夢です。

何故こんなことが起きるのかというと、N値からの強度換算式が「新設のルール＝安全側のルール＝最低値」で造られているからです。もともと維持管理するつもりがあってつくられたものではありません。

現状の評価は、現状の状態をデータとして取り込まないとできません。土木研究所の佐々木靖人さんがその解決方法として、「土層強度検査棒」を開発されました。これは、ベーンコーンに荷重を掛けて回した時のトルクを計測することによって $c \cdot \phi$ を求めるというものです。三軸圧縮試験的ですが、実際、換算するもとになっているデータは同じ場所の三軸圧縮試験結果です。三軸試験結果との相関関係を利用するという、土質力学の王道を行く人にとってはあまり受け入れたくない方法が用いられています。

相関関係を取るデータが三軸試験結果なので、その精度以下にしかならないのは当然のことです。しかし、安全側という立場で超単純化した換算N値よりは相当マシです。精度としては「換算N値以上、土質試験以下」という位置づけです。利点は、短時間に計測できるので、沢山のデータが得られるということです。それらは統計処理に活用できます。



戦後機関車で運んできた土を、ぶちまけて、整形してつくった盛土。似たような強度特性を持つかと思えば、結構違う。なぜ違うかはわからない。

同じ位置で試験しても、値はかなりばらつく。手の感触としても違う感じを受けるので、おかしくはない。不均質なのだ。

原位置透水試験

四電技術コンサルタントさんありがとう

表層用

浅層用
(2m)



現場透水試験 (水華表層用)			
調査地点 No.1(表層) 調査深度1.0m地点		実施日 2018年05月28日	
試験機名 透水試験機(水華) 型番: TC-11-200		製造番号: 01100000000000000000	
項目	試験項目	試験方法	試験結果
試験結果	1. 透水係数	測定	0.000
	2. 透水係数(計算)	計算	0.000
	3. 透水係数(平均)	平均	0.000
	4. 透水係数(標準偏差)	標準偏差	0.000
	5. 透水係数(最大)	最大	0.000
	6. 透水係数(最小)	最小	0.000
	7. 透水係数(平均)	平均	0.000
	8. 透水係数(標準偏差)	標準偏差	0.000
	9. 透水係数(最大)	最大	0.000
	10. 透水係数(最小)	最小	0.000
試験条件	1. 試験機名	透水試験機(水華)	型番: TC-11-200
	2. 試験機製造番号	01100000000000000000	
	3. 試験機口径	φ100	
	4. 試験機長さ	200	
	5. 試験機材質	ステンレス	
	6. 試験機色	シルバー	
	7. 試験機重量	約10kg	
	8. 試験機寸法	φ100×200	
	9. 試験機付属品	透水試験機(水華) 型番: TC-11-200	
	10. 試験機付属品	透水試験機(水華) 型番: TC-11-200	
透水係数(平均) 0.000 (cm/s)			



商品名「水華」

21

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

定水位注入試験に相当する。実測値と粒土から求めた透水係数は、違う。特に細粒分含有率が高い場合には、盛土の透水係数は粒土から求めてはならないレベル。

2日間(実質1日)で得られたc・φ・K

地盤調査結果一覧表

番号	測点	位置	土質	マリオートサイホン式 原位置透水試験結果			地盤強度 (土層強度検査棒試験)			土質試験
				透水係数K (cm/sec)		粘着力c (kN/m ²)	内部摩擦角 φ (deg)			
No.1	5m	東法園法層	細粒均質マ サ土	1.7E-02	No.1-1	5.7	35.5	土粒子密度 2.656g/cm ³ レキ 34.4% 砂 55.9% 細粒 9.7% 分類 粘性土混り礫質砂		
					No.1-2	4.7	41.2			
					No.1-3	5.9	39.5			
					平均値	5.4	38.7			
					標準偏差	0.64	2.93			
No.2	20m	東法園法層	粘性土～砂 質土・レキ 質土が不均 質に混じる 土層	1.2E-02	No.2-1	9.6	38.2	土粒子密度 2.627g/cm ³ レキ 19.2% 砂 53.1% 細粒 27.7% 分類 粘性土質礫質砂		
					No.2-2	11.2	12.9			
					No.2-3	10.1	29.9			
					平均値	10.3	27.0			
					標準偏差	0.82	12.90			
No.3	40m	東法園法層	粘性土～砂 質土・レキ 質土が不均 質に混じる 土層	7.8E-03	No.3-1	7.4	11.3	土粒子密度 2.675g/cm ³ レキ 24.7% 砂 53.0% 細粒 22.3% 分類 粘性土質礫質砂		
					No.3-2	4.1	24.2			
					No.3-3	5.8	12.7			
					平均値	5.8	16.1			
	標準偏差	1.65	7.08							
39.5m	東法園法層	比較的均質 なマサ土	1.8E-03～2.7E-03	<原位置透水試験結果の説明> 左の値は、自然地下水水位が違い(土質・水質Hの3倍 より大きい)場合の値で、右の値は自然地下水水位が近 い場合(孔底から150cm位置、水位圏から400cm)で計 算した場合の値。			土粒子密度 2.675g/cm ³ レキ 11.4% 砂 58.2% 細粒 30.4% 分類 硬混り粘性土質砂			

22

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

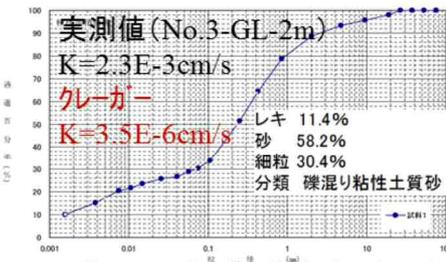
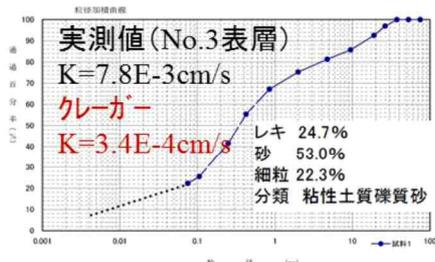
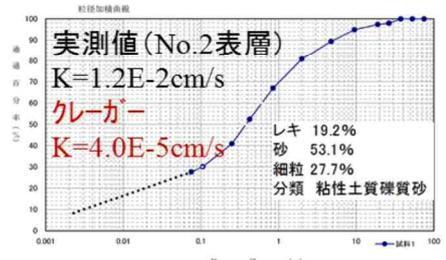
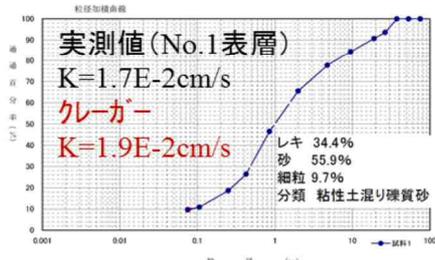
土検棒は、最低3回計測することにより、強度のばらつきを得る。

そして、その標準偏差の3倍の幅で標準正規分布のばらつきを発生させ、
数多くの組み合わせで計算する。

研究者によっては、3回は少ないという人もいます。そうかもしれないが、自分で
やってみてからもう一度意見してほしい。

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



細粒分が10%以下のNo.1は、粒度から求めたKと近い値となるが、20%を超えるとえげつないほど違う。

粒度から透水係数を求めることができるのは、自然堆積物のみ？

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 ²	
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-03 cm/s	2.3E-03 cm/s
降雨浸透量(mm/h)	100 mm/h	

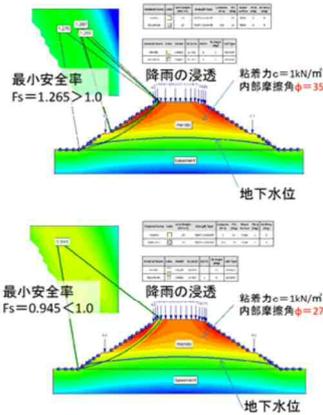
※後から考えると、GL-2mまで掘った透水試験用の穴を使って
土層強度検査棒試験をすべきだった(後の祭り)

「整いました」

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

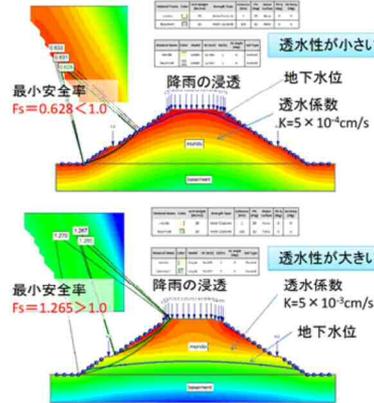
同じ地下水位条件でも、盛土地盤の強度が小さいほど安全率は小さく崩壊しやすい。



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



25

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

C・φ(もちろんγもですが)と地下水位条件があれば、安定上のバランス計算は演繹的に行うことができます。C・φ・Kをいかに簡単に安価に原位置で計測できるかということが「現状を評価する」ためにはカギになります。計算は、いまはソフトウェアがやってくれる時代なので何の障害でもありません。

C・φ同時計測ができないと、たとえばφのみがN値換算でもとまったとすると、前述のように安定計算が成り立ちませんから、まだ崩れていない法面に対して「現状安全率」を仮定しなければならなくなります。しかし、現状安全率を仮定するという事は、現状の評価を行うことと等しいので、それができるのなら調査など不要、ということになってしまいます。

現状を評価するために行った調査結果を出すためには、その前に現状の評価を与えなければならない、というパラドックスに陥ります。

そして解析理論がいかに高尚であっても、「逆解析」から導かれたものは、最初に結論ありきなので「あと講釈」に過ぎません。

($c \cdot \phi \cdot U \rightarrow F_s$) 安定計算結果 ($F_s=1.26$)

STRENGTH

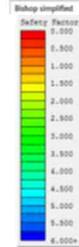
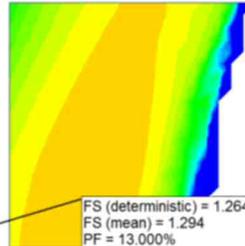
Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	ϕ (deg)
layer1		17	Mohr-Coulomb	5.8	16.1
layer2		17	Mohr-Coulomb	5.8	16.1

PERMEABILITY

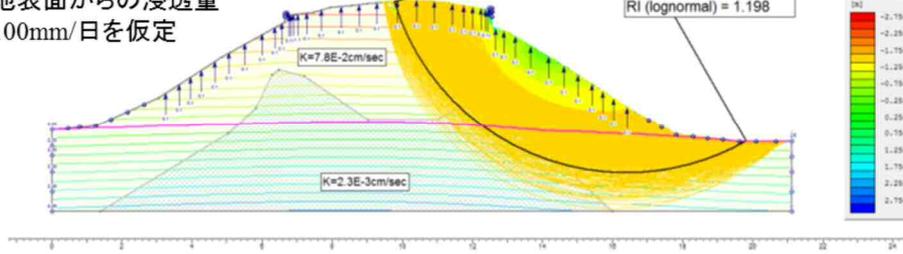
Material Name	Color	Model	KS (cm/s)
layer1		Simple	0.0078
layer2		Simple	0.0023

STATISTICS

#	Material Name	Property	Distribution	Mean	Std. Dev.	Rel. Min.	Rel. Max.
1	layer1	Cohesion	Normal	5.8	1.85	4.95	4.95
2	layer1	ϕ	Normal	16.1	7.08	16.1	21.24
3	layer2	Cohesion	Normal	5.8	1.85	4.95	4.95
4	layer2	ϕ	Normal	16.1	7.08	16.1	21.24



地表面からの浸透量
100mm/日を仮定



26

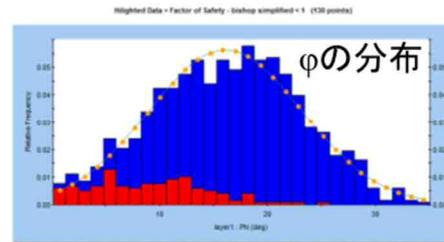
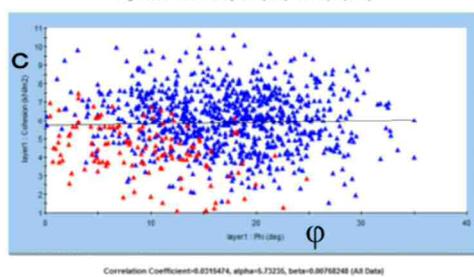
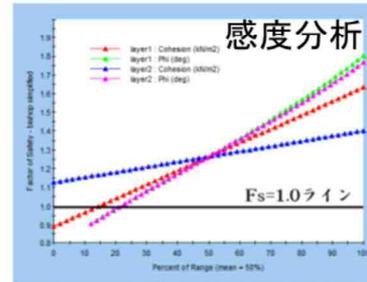
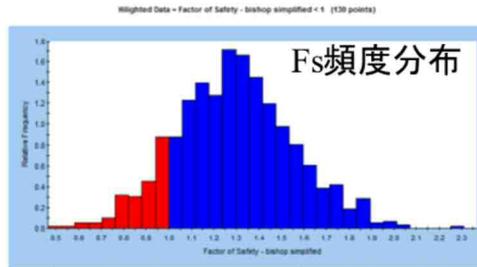
<http://www.ohita-geo.co.jp>

Kが-2乗に近い値-3だと、地下水位はなかなか上昇しない。1E-3だとかなり上昇する。

-3乗オーダーなどと軽々しく言うことができる大雑把さではない。

大事なところが大雑把にされているため、なにごとにも進歩していかない。

確率解析 崩壊確率PFの導入



一見難しくそうだけれど、ボタン一つでできる

27
<http://www.ohita-geo.co.jp>

地質調査結果などに「土は不均質で、一様ではなく・・・」などという枕詞を使うのであれば、その不均質さを結果に反映させる方法も考えるべき。

Fsp=1.20が出来上がった理由を明確化すべき。明確化できないのであれば、使わない方が良い。

計画安全率という重要な数値決定に関する文献は、ほとんどこの世に存在しない。

どうも、ダム建設に伴う地すべり対策に対して効果的な予算執行を行うために、インハウスエンジニアの意見を聞いて大蔵省の事務官がエイヤア！で決めたのが出発点のようである。

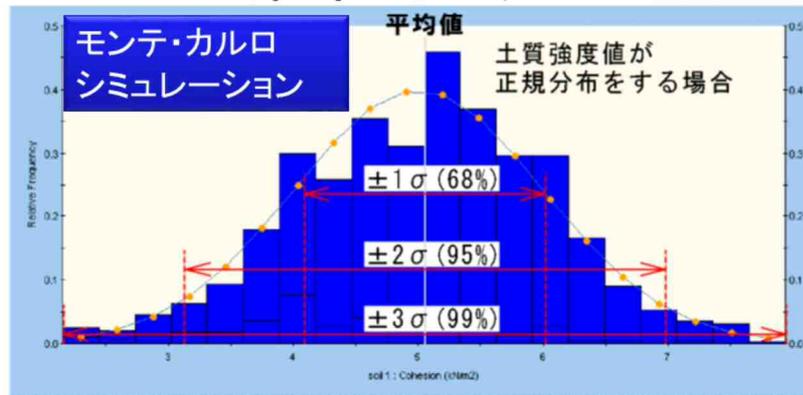
方法論としては、標準勾配決定の経緯とほとんど同じで、対策後の滑った・滑らなかった事案を並べて、その境界線を閾値とただけのようである。

このため科学技術的な根拠と言えるものが存在しない。そういう根拠希薄な尺度を使って公共事業の対策工は設計施工されている。

この(非)論理を、馬の目を抜く民間事業者や、論理を重視する外国の事業者に言って理解してもらえるだろうか？根拠はないが「否」だと思う。

というわけで、論理的に問題のない、崩壊確率という概念に導くことが適切と考える。ばらつきを出さねばならないので、最低3つのデータが必要である。研究者のかたは、もっとたくさんと言われるが、、、一度やってみてから言ってくれ！

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。 $\pm 1\sigma$ 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。

高校時代に理系に進んだ人は、必ず一度理解した内容です。

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

29

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

日本では、各省庁ごとに設計基準があり、フェレニウス法をベースにはしているものの微妙に計算式が異なっている。フェレニウス法をベースにしているということは、もともとちゃんと演繹的に順算をしようという意思はないのだからもっと単純化したらよいのにと思う。

海外のソフトにもフェレニウス法は入っているが、実測 $c \cdot \phi$ を使うので、もう少しマシな計算式を使うのが合理的だと思う。Bishop法くらいでよいが。。

また日本では計算書が重要視されるが、海外のソフトは、ソフトウェアに対する信頼を担保に、計算書は基本的には出力されない。民間事業で使う分には、より正確な計算式が使えるので喜ばしいことだが、公共事業では検査にとおりにくいので、日本製のソフトウェアを使わざるを得ない。報告書が「厚さ」で評価されると思い込んでいるので計算書の分厚さも重要視される。

ISO14000が泣いている。

よりレベルの低いことをするのに、より多くの労力を使わねばならないのは、正直言って苦痛である。

施主である施設管理者は
安全率 F_s 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

30
<http://www.ohita-geo.co.jp>

公共事業で防災対策は「投資」ととらえにくいですが、民間企業が防災対策することを想像すると、防災対策は「投資」そのものだ。

投資をする際には、それなりの合理的理由にしたがって判断しないと、企業は簡単に倒産する。

「造る」「直す」は、なんとなくルールがあるが、「維持する」にはルールがない。「造る・直す」のルールを使うと、経済的に破たんする。

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

31

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

日本のどんな偉い学者さんも、確率的に斜面崩壊リスクを評価することに否定的で、確定論的手法を好まれる。

その理由は全くわからない。世界的には確率的に評価するのが当たり前。論理的にもそちらが当たり前。

日本の学者がどんな常識で確定論的手法にしがみつくなのか理解できない。自分が、確定論的手法の「●●基準」の策定に関与してきたからだろうか？

現地計測で順算法、のまとめ

1. 土層強度検査棒と、マリOTT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。

実測値を使って演繹的に計算して、危険度を確率的に表現することではじめて、合理的な方法論になる。

逆算と計画安全率の世界からは、早々に決別したほうが良い。

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！

33

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

いままでの逆算法は、やってもやらなくても良い、報告書の肥やしだった。
解析しても何もわからない。接線力を0.2倍すれば必要抑止力という、どうでもよい計算だった。

公共事業の公平化、同品質化を狙ったものである。

ただ、先に「ここを対策する」と、根拠なく意思決定するレベルの違いが、最後の最後まで付きまとう方法。

伊豆大島



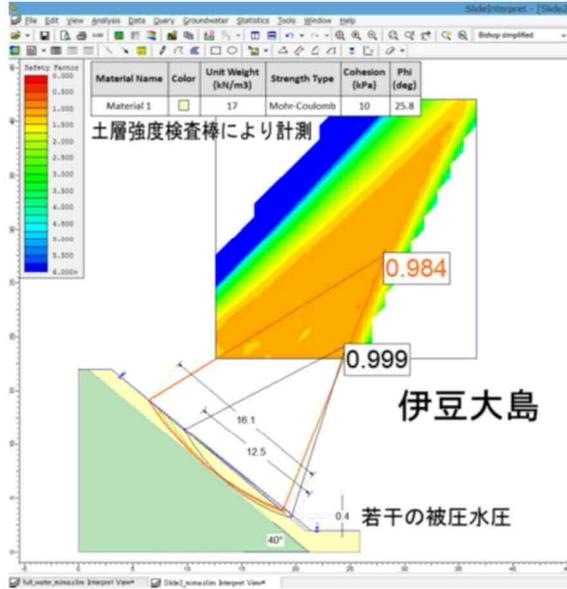
34

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

スコリアの斜面はどのように滑るか？

既存報告では、パイプ流の穴が多数あるという報告があるので、ソイルパイプ排水網が出来上がっている土砂だということがわかる。

伊豆大島急傾斜部の崩壊時間隙水圧



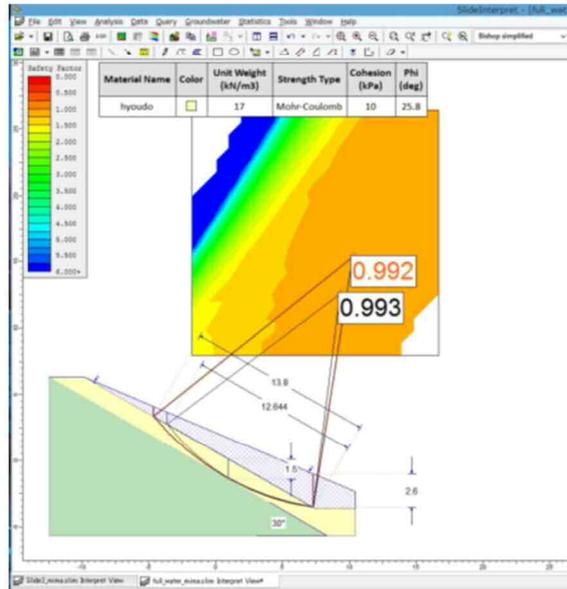
- 土層強度検査棒
粘着力 $c=10\text{kN/m}^2$
内部摩擦角 $\phi=25.8^\circ$
- 土層深 $z=1.7\text{m}$
- 傾斜角 $\theta=40^\circ$
- 崩壊長さ $L=12\text{m}$
-
- 逆算間隙水圧
崩壊下端で地表から
40cm上の被圧水

35

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

40度の斜面は、それほどの水圧を掛けなくても滑るが、それでも地表面より水圧を高くしないとけないので被圧水化が必要条件になる。

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 $\varphi=25.8^\circ$
- 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
2.6m上の被圧水

36

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

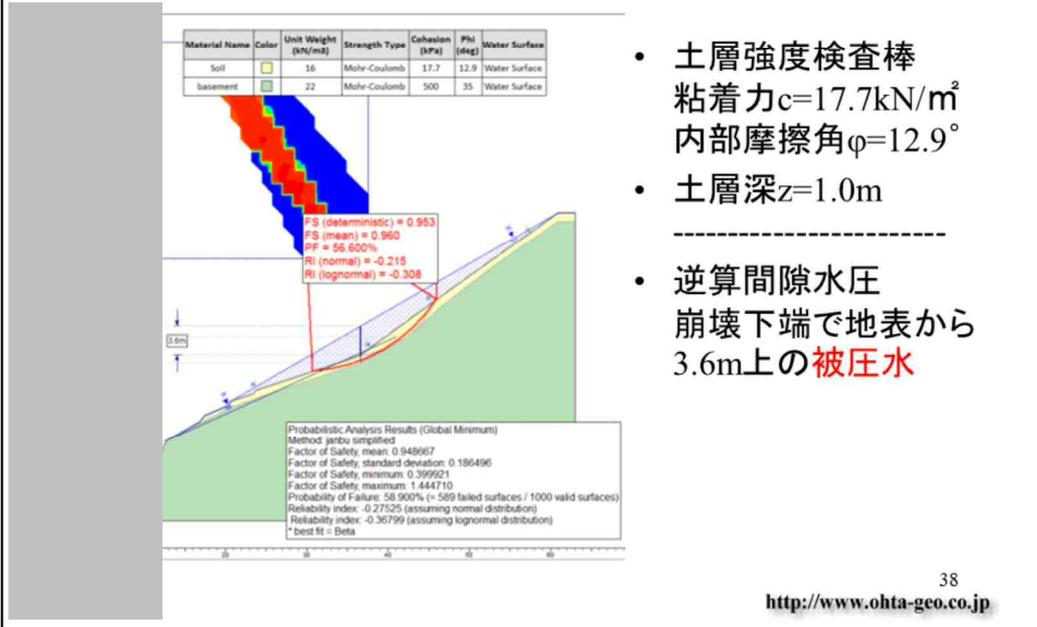
30度の斜面が滑ろうと思えば、地表まで水で満タンになったくらいではダメで、相当の被圧水圧がかかればならない。

30°は1:1.73勾配なので、宅地などの造成地で盛土法面の標準勾配を1:1.8としているのは案外合理的。



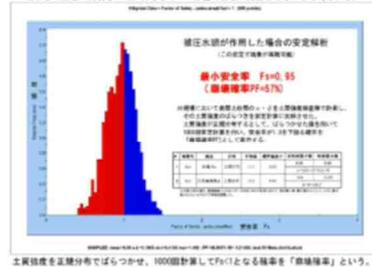
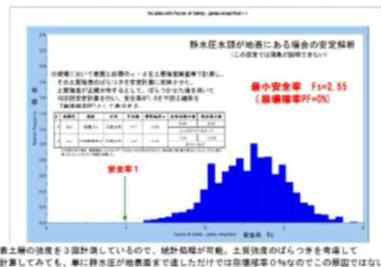
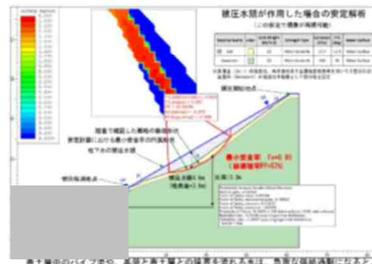
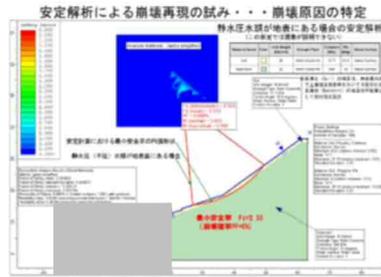
小崩壊跡もない、綺麗な斜面が大雨で崩壊して下流側で事故を起こした。崩壊跡は、直径10mの円形。土が吹き飛ばされたような印象。土層強度検査棒で強度測定し、崩壊時の間隙水圧を逆算してみた。

某現場の崩壊時間隙水圧



崩壊箇所は、粘着力が大きく、水圧で吹飛ばすには相当の被圧水頭が必要だったようだ。この斜面に穴を開けて水圧解放していたら、滑らなかったらう。

自由水圧では崩壊しない！



自由水圧が地表面まで達していても、斜面は崩壊しない。自由水圧で斜面は崩れないというのは、意味が深いような気がする。

侵食の神様は自由水圧ではないのだ。

地表まで地下水を上昇させた状態を、「安全側」として安定解析する場合があるが、実際の逆算された間隙水圧をみると、けっしてそれは安全側とは言えないことがわかる。

被圧水圧が原因とみられる現象事例(2003年鹿児島)



40

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

そもそも、斜面の安定には地下水圧が重要であると口では言いながら、決め方はいたっていい加減です。「安全側を見て地表まで地下水が満たされた」という条件を使う場合がありますが、本当にそれが「最も安全側」かどうかは極めて疑わしいと思います。ただ、いままでは、安定計算で ϕ しか換算N値から決まらないので、 c と地下水圧の2つが未知数として残っていたので、適当なバランスで設定するしかなかったわけです。

C がわかるとどうなるかという、実際に崩壊した箇所であれば、 $F_s < 1.0$ となる水圧を逆算することができます。そうすると地表面よりも高い水圧でないと崩れないという斜面が存在する(しかも珍しくない)ことがわかります。被圧水化した地下水が崩壊の直接的誘因になっているということです。

災害調査に行くと、爆裂したような穴や、円形崩壊地を見ることがしばしばあります。高い水圧で吹き飛ばされたように見えるのですが、従来型の逆算法では、 c が調整要因になってしまうので、水圧の情報が「逆算による推定レベル」であっても得られませんでした。

C が得られるようになると、水圧が推定できるようになります。そして、それらは被圧水であって、災害調査時のイメージにとっても良く合います。また、いわゆるパイプ流がその水圧の元になっているようです。

これらは、従来型の解析方法は、崩壊の原因すらちゃんと求められていなかったことを意味し、原因がわからなければ対策もまたトンチンカンになる宿命を持っていたこととなります。

岩は水圧で吹き飛ばされている

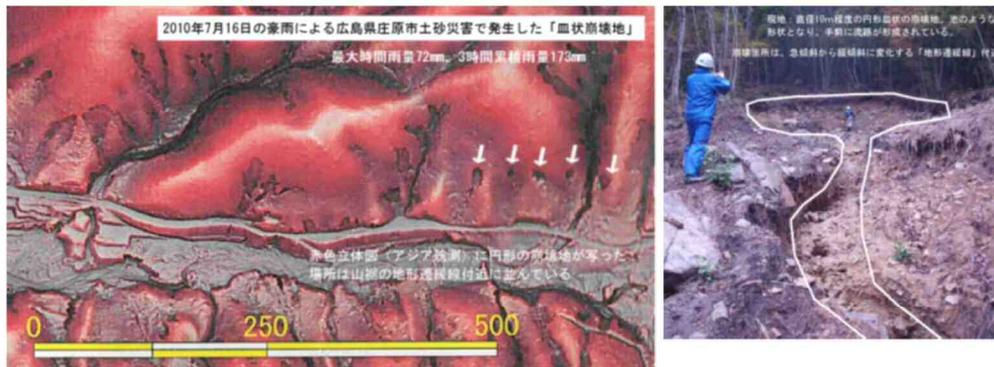


41

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

大きな穴は、ソイルパイプ排水網が水圧解放した際の爆裂孔。
実際のソイルパイプは、この穴の奥に小さな穴として存在している。

瞬時拡大崩壊 (Sudden Spreading) 2010年広島県庄原市



42

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

庄原の水害の後の、赤色立体地図に、不可解な凹みが見つかった。これを見に行くと、直径10mの爆裂型崩壊跡。

まん丸の崩壊跡(2010年庄原)



43

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

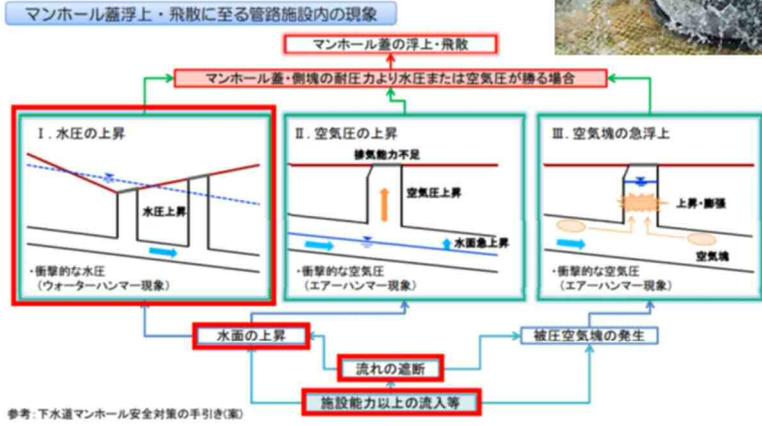
土量は少なく、水とともに流れていったようだ。崩壊した際には凄い音がしたのではなかろうか？

高水圧地下水で崩壊が発生



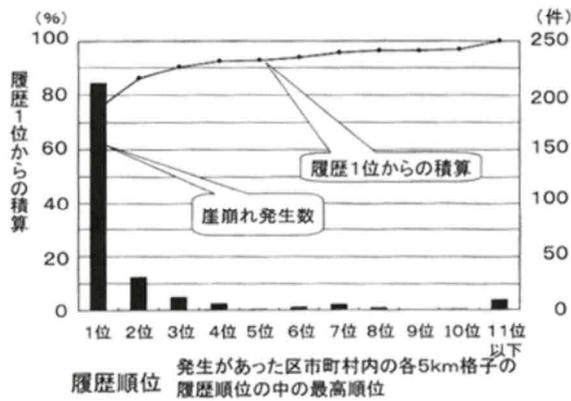
見るからに高い水圧が土中にかかり、表層部の相対的な難透水層を突き破って、崩壊が発生している例が多くあります。これらが、被圧水の仕業である可能性が高いということをあぶり出すには、少なくとも現地盤の $c \cdot \phi$ は実計測値である必要がありました。地震時の場合には、被圧水と言うよりも「過剰間隙水圧」かもしれません。過剰間隙水圧の最大値は自重分ですが、被圧水は斜面上方から作用する可能性があるため、むしろ豪雨時の被圧水の方が地震時の過剰間隙水圧よりも多気かも知れません。

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)



都市の中にも、埋設管としてパイプ網ができています。
そのパイプ網が、大雨の際に満水になって被圧水化し、マンホールから噴き出ることがあります。
都市も、自然斜面も、排水機能に関してはよく似ています。

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？

履歴第1位は、被圧水化のスイッチになる

何故当たるのか？を明らかにしないと次に進めません。

被圧水化のタイミングが履歴順位第一位の雨ということでしょう。これは、排水キャパシティの限界を示しています。

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

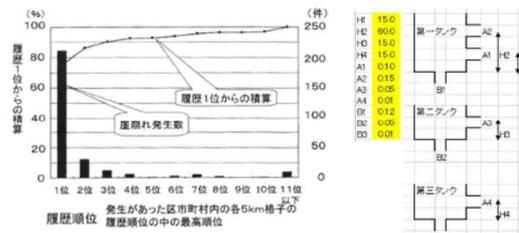
(別添)大雨警報・注意報の土壌雨量指数基準値

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)



47

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

地域によって履歴順位第一位は違います。したがって閾値も違います。

これはその地域の雨によって地下水排除網の能力が決まってくるという、自然の神秘です。

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

48

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

弘法大師は、持っている杖で井戸を探し出したそうです。弘法の七つ井戸というのは各地にあります。

有馬温泉の竹細工職人さんから、末広がりになっている竹のフシを抜いて、音が良く聞こえるようにすれば、水音が聞こえるのかもしれないという話を聞きました。

現代の弘法大師の杖; 地中音測定

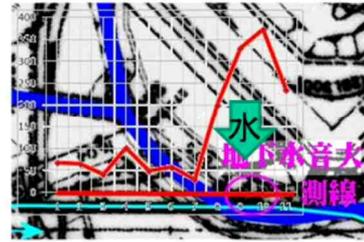


ミズミチを流れる水音
は聞こえる!

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)



水管のパワーレベル



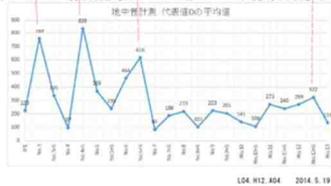
49

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

透水性を原位置で調査しても、でも結局地下水流はパイプ流が8割方占めるのだからあまり意味が無い、ということもあり得ます。平均透水性が全く意味が無いとは思いませんが、浸透流解析が間隙流(マトリクス流)で行われ、実際の地盤内はパイプ流が主体という矛盾は、いままも未解決のままです。

森林総研の多田さんが開発された、地下水音計測によるパイプ流探査は、パイプ流の存在位置を的確に把握するのに好都合です。音を聞くので、「解釈」など不要です。崩壊がパイプ流位置で起きているということまで突き止められていますので、パイプ流の位置を把握できれば「ピンポイント対策」も可能になります。この調査法も簡単で安価です。ただし装置は少し高価です。

地中音測定の様子



LS4-W12-004 2014.5.19



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.ohita-geo.co.jp>

計測中はとにかくじっとしていなければなりません。感度がやたらに良いマイクなのです。

水音を聴くと言いますが、実際には不飽和部を水が流れるときにはじかれる空気の音を聴いています。

水圧消散・地下水排除工法



51
<http://www.ohita-geo.co.jp>

土構造物でも、表層部のパイプ流路の確保と、表層土壌化による透水係数の低下の影響を少なくするため、擁壁と同じように水抜パイプを突っ込むと良いです。

水さえ機嫌よく流れていたら、斜面は崩壊できません。

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

52

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

斜面崩壊が、地下水の被圧水化で起きることがわかった以上、対策は被圧水化回避のための水圧消散工法でいくのが合理的です。

全ての土構造物と擁壁工に排水補強パイプを！