

2023/7/13 K&i ウェブアカデミー
14:00～15:00

大雨や地震で崩れる 斜面とその対策

太田英将

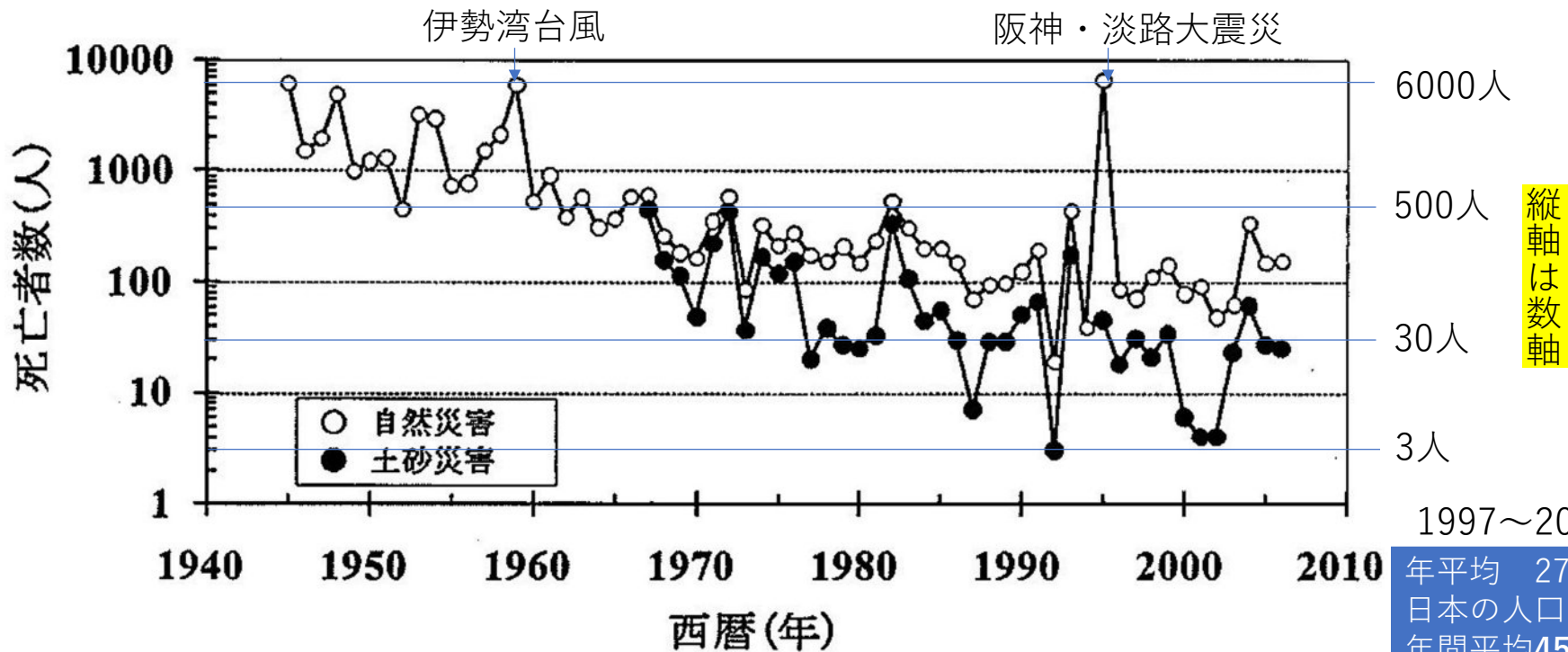
(太田ジオリサーチ相談役)



日本の災害犠牲者の推移

50年かけて日本はとても安全になってきた

土砂災害の犠牲者は「桁違いに」減少している



1997~2016までの統計値

年平均 27.8人/年
日本の人口127百万人なので
年間平均450万人に1人が犠牲
となっている

多田泰之(2009), "わが国の風水害の歴史と現在の課題", 治山, pp.16-21

大雨で崩れる斜面

- 崩壊の多くは誘因が雨、すなわち土中の水圧増加
- 地震で起きる斜面崩壊は急勾配斜面
- 小規模なものは風化によって崩壊する場合もある（2021年逗子の崩壊の事例など）。事例として珍しいわけではないが、人間に影響がない場合が多いので報道されないことが多い。



逗子市池子の斜面崩落事故（2021年2月）これは雨ではなく風化が原因

2018年西日本豪雨で発生した崩壊
(神戸市)

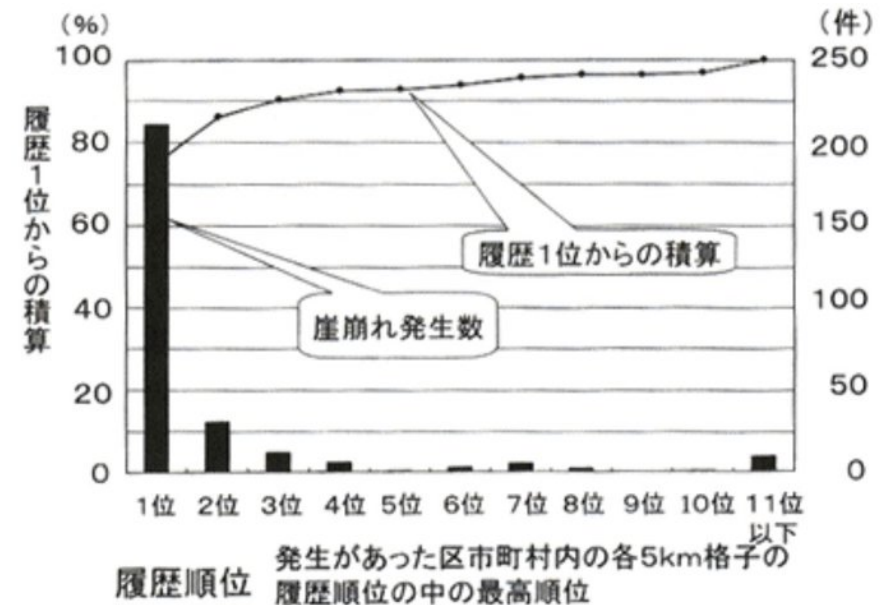
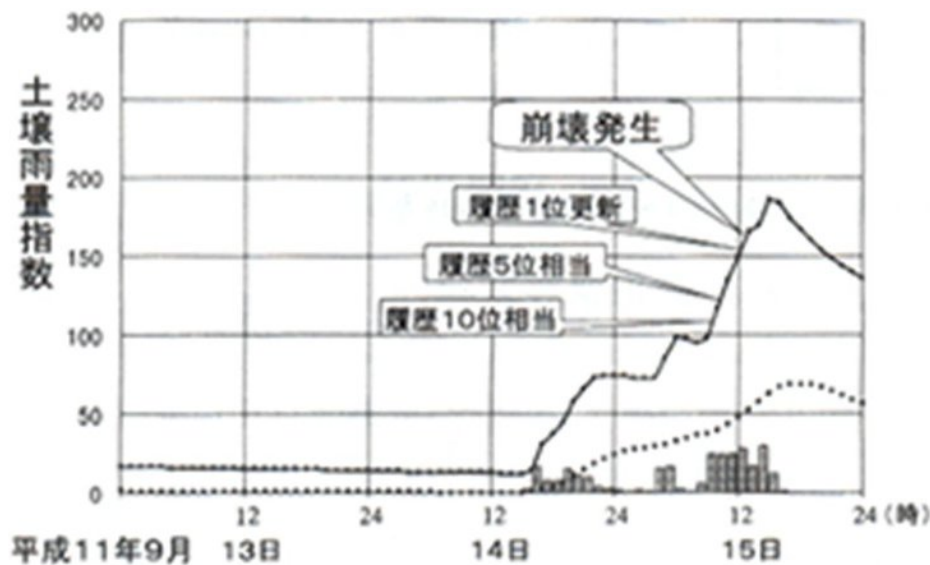


頭部滑落崖の状況

- (1)表層土砂の崩壊である
- (2)集水柵と水路の接合部は落ち葉で閉塞している
→水路で集められた雨水は斜面に供給された

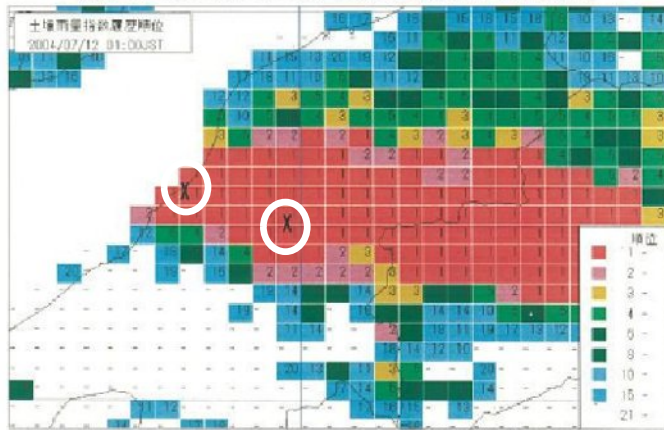
土壌雨量指数は崩壊地域を当てる

- 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！

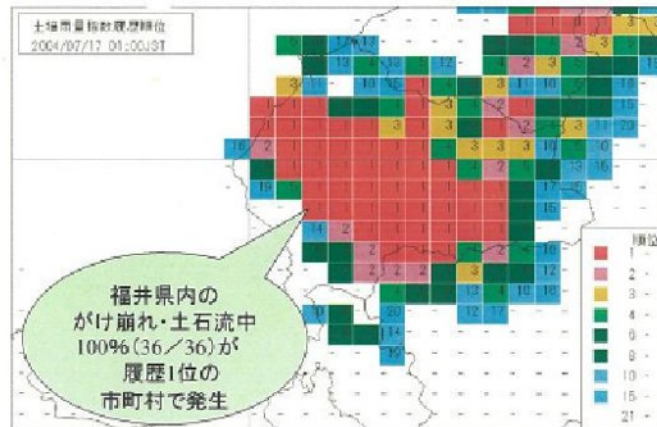


崩壊が起きた場所は履歴順位第1位

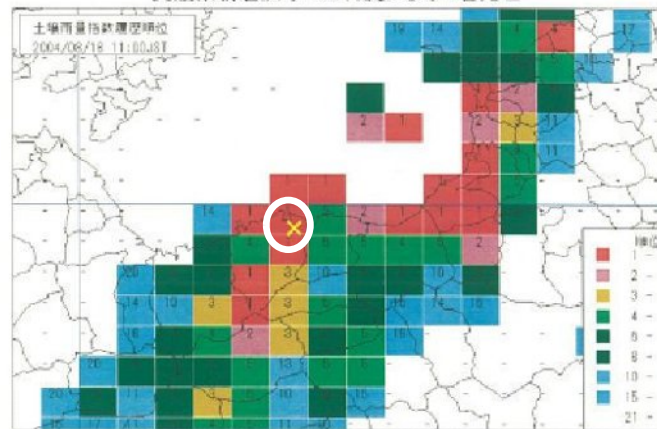
平成16年7月12日から14日に出現した最も高い履歴順位



平成16年7月17日から19日に出現した最も高い履歴順位

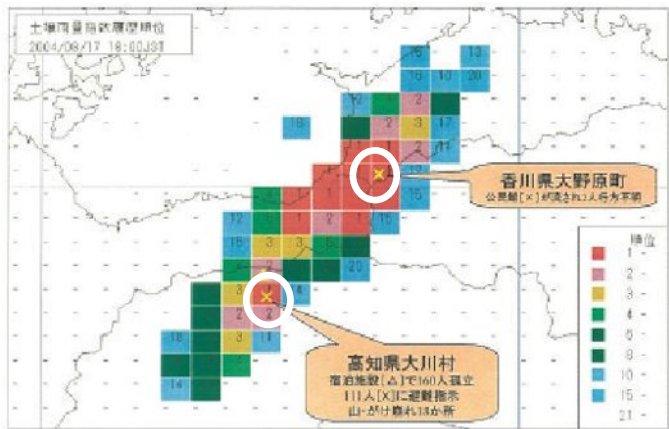


愛媛県新居浜市 土石流により1名死亡



土壌雨量指数履歴順位第1位になると土の中では何が起きるのか？

パイプ流が何か悪さをしているのは想像がつくが、解析で演繹的にシミュレーションできるようになるのは、まだだいぶ先のような気がする。



気象庁 岡田憲治さんの資料

(土木学会斜面工学研究小委員会)

土層構造・強度・水の浸透・せん断破壊

どう関わっている？

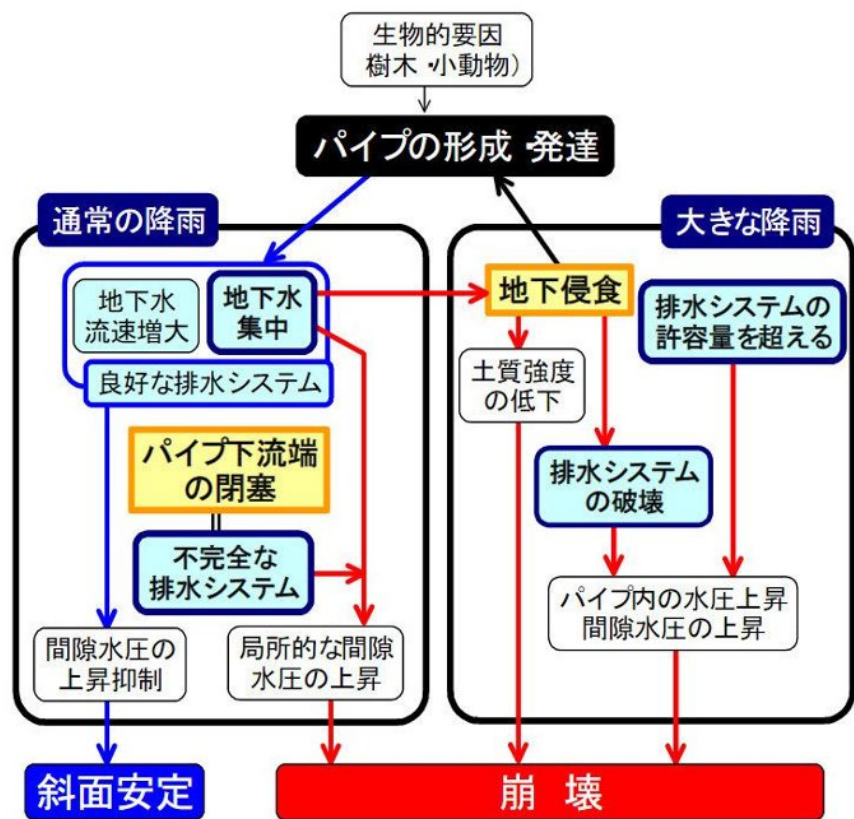


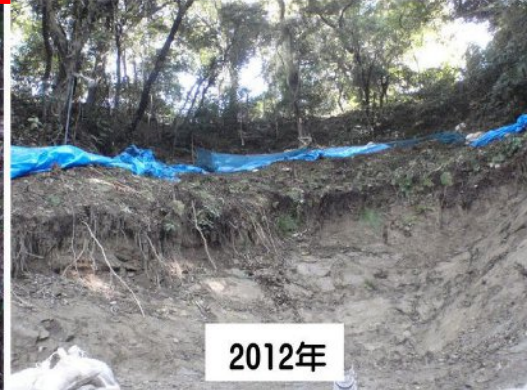
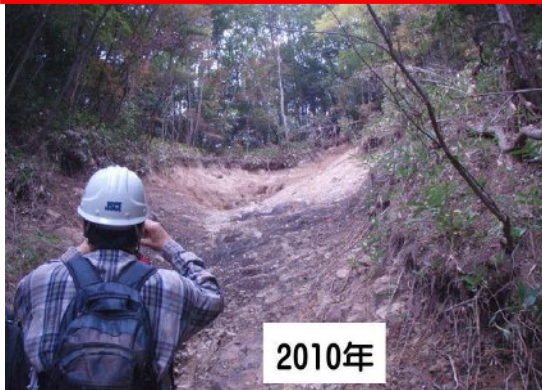
図-7 パイプ形成と斜面崩壊との関係のダイアグラム (内田ら、1996)



見かけは崩壊だが、実は自然の地下水排除工の工事跡では？

崩壊の瞬間の高水圧の形跡

崩壊するときには、なんか、**とてつもない水圧**が発生している





地面の中の侵食構造



盛土 (残土)

ソイルパイプ

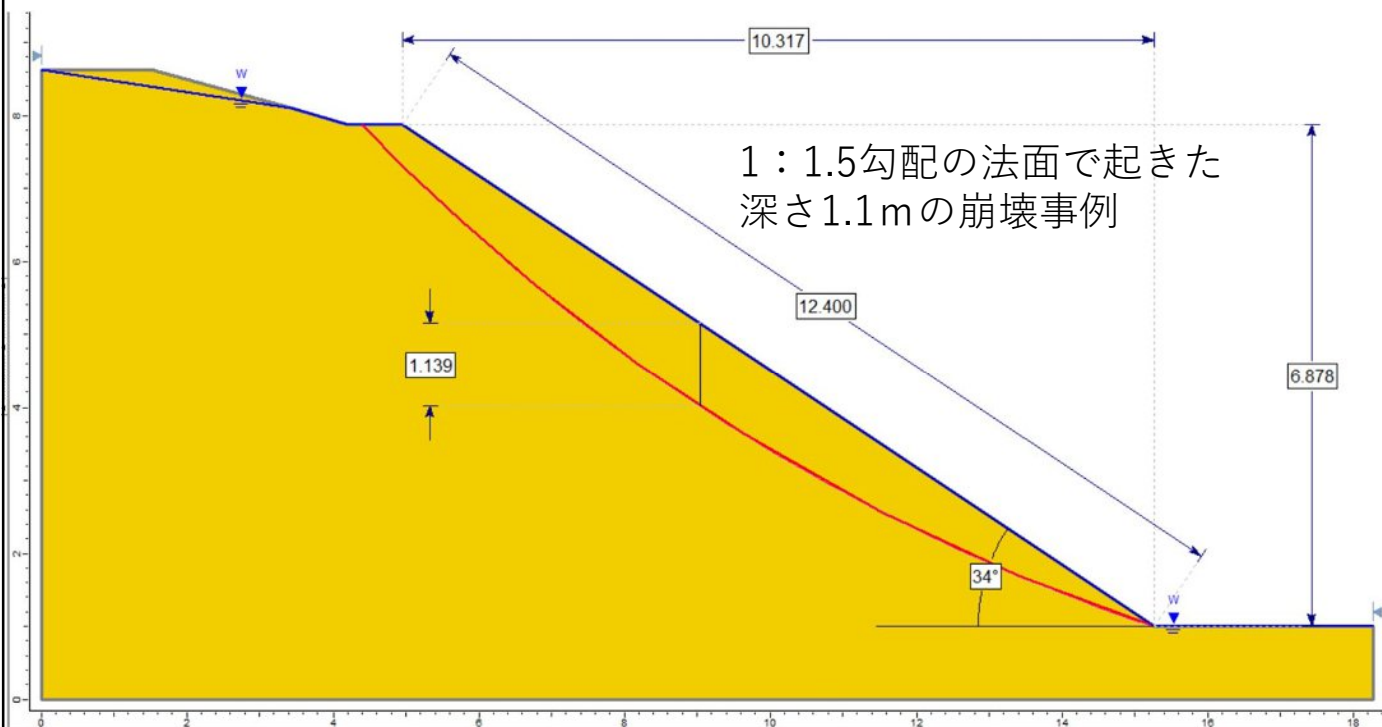
← 地中侵食

地山

2021年滋賀県湖西道路の残土崩壊 (釜井先生撮影)

実測値を使った安定計算と 逆算の安定計算を比較してみる

実測値（普通の間中土）
 $c=10\text{kPa}$ 、 $\phi=25$ 、 $CV=20\%$



Define Material Properties

Material 1

実測値
(もどき)

Name: Material 1

Unit Weight: 18 kN/m³

Strength Type: Mohr-Coulomb

Strength Parameters

Cohesion: 10 kPa

Phi: 25 degrees

Material 2

逆算値

Name: Material 2

Unit Weight: 18 kN/m³

Strength Type: Mohr-Coulomb

Strength Parameters

Cohesion: 1.1 kPa

Phi: 27 degrees

逆算値
 $c=1.1\text{kPa}$ 、 $\phi=27$ 、 $CV=20\%$

※実測値は、よく計測される値を仮に入れているので「実測値もどき」と言った方が適切

CV:変動係数 ($= \sigma / \mu$)

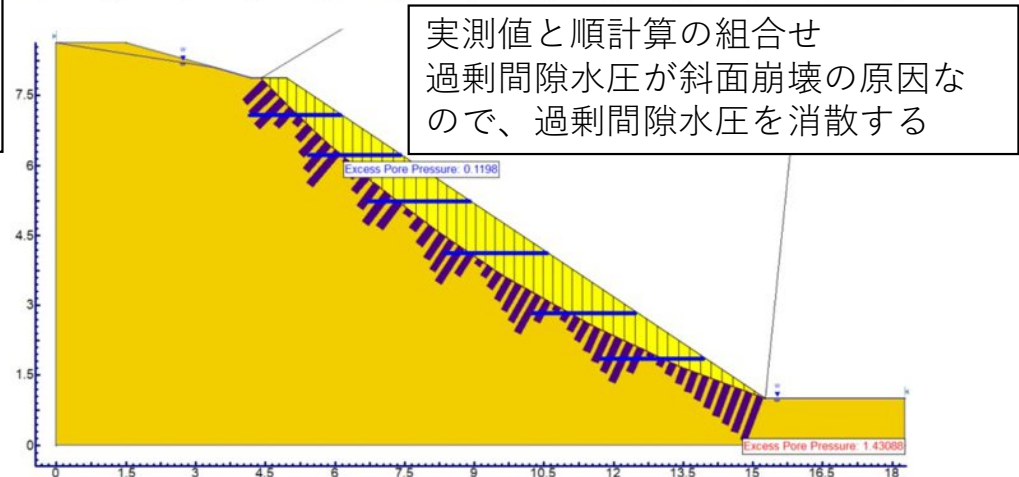
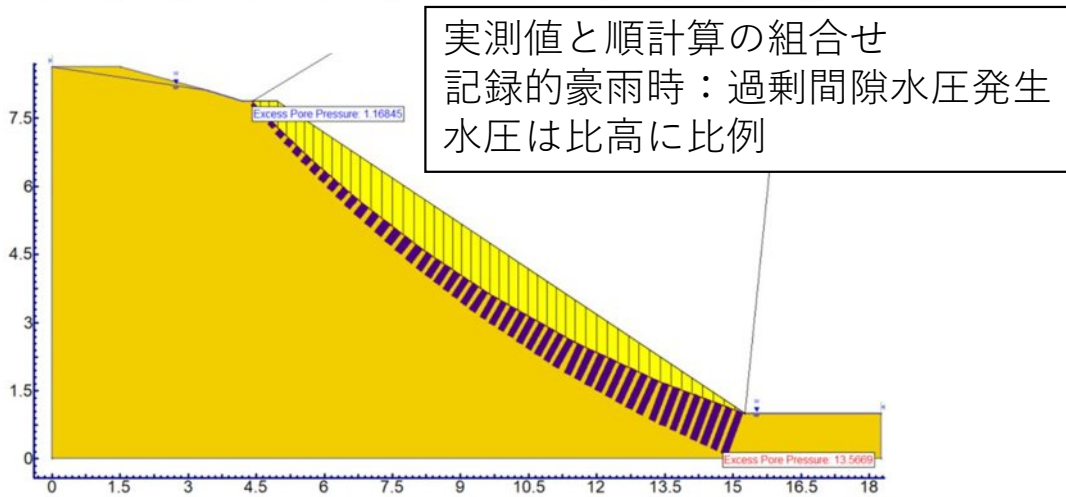
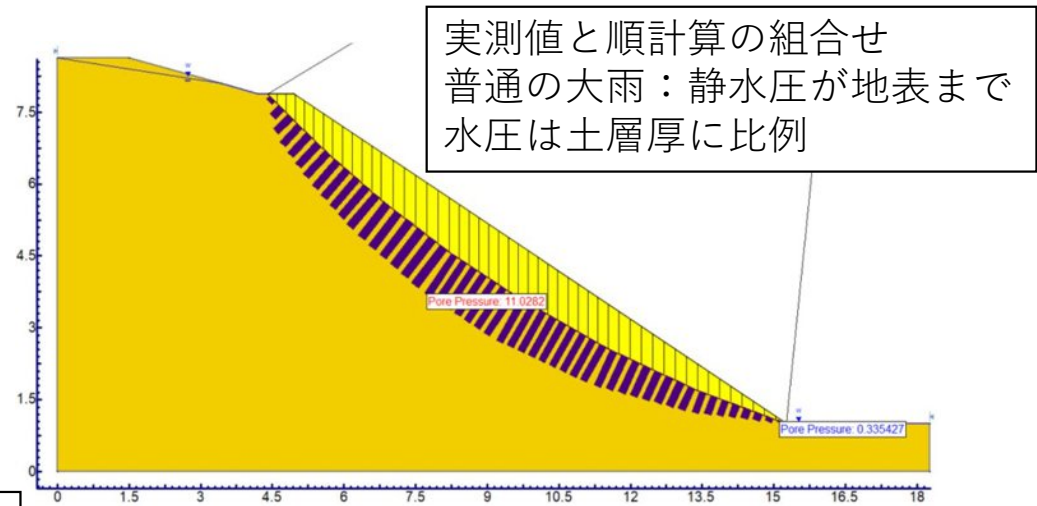
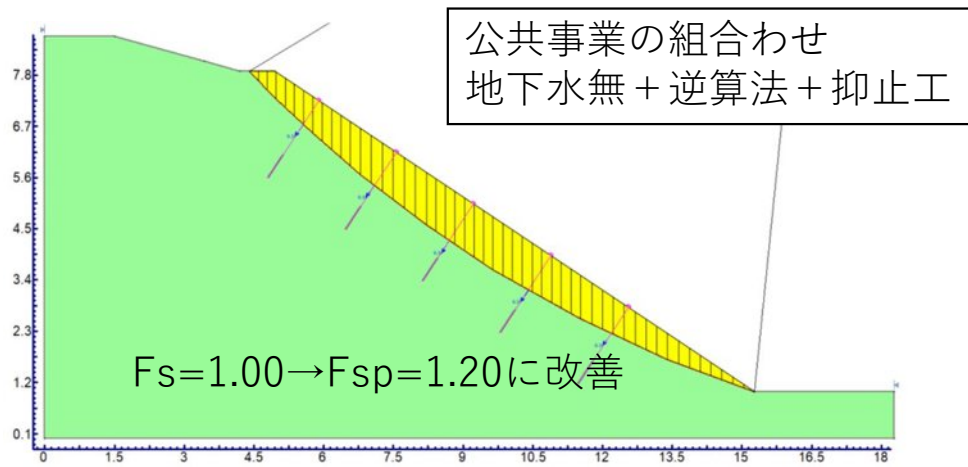
そもそも逆算法は「安定計算」ではない

- 「逆算法」が安定計算の項に入ったため日本の斜面技術をミスリードした。
- 逆算法は、「**経験的必要抑止力算出法**」と名称を変え、安全率Fsを含まない式で表現しよう。

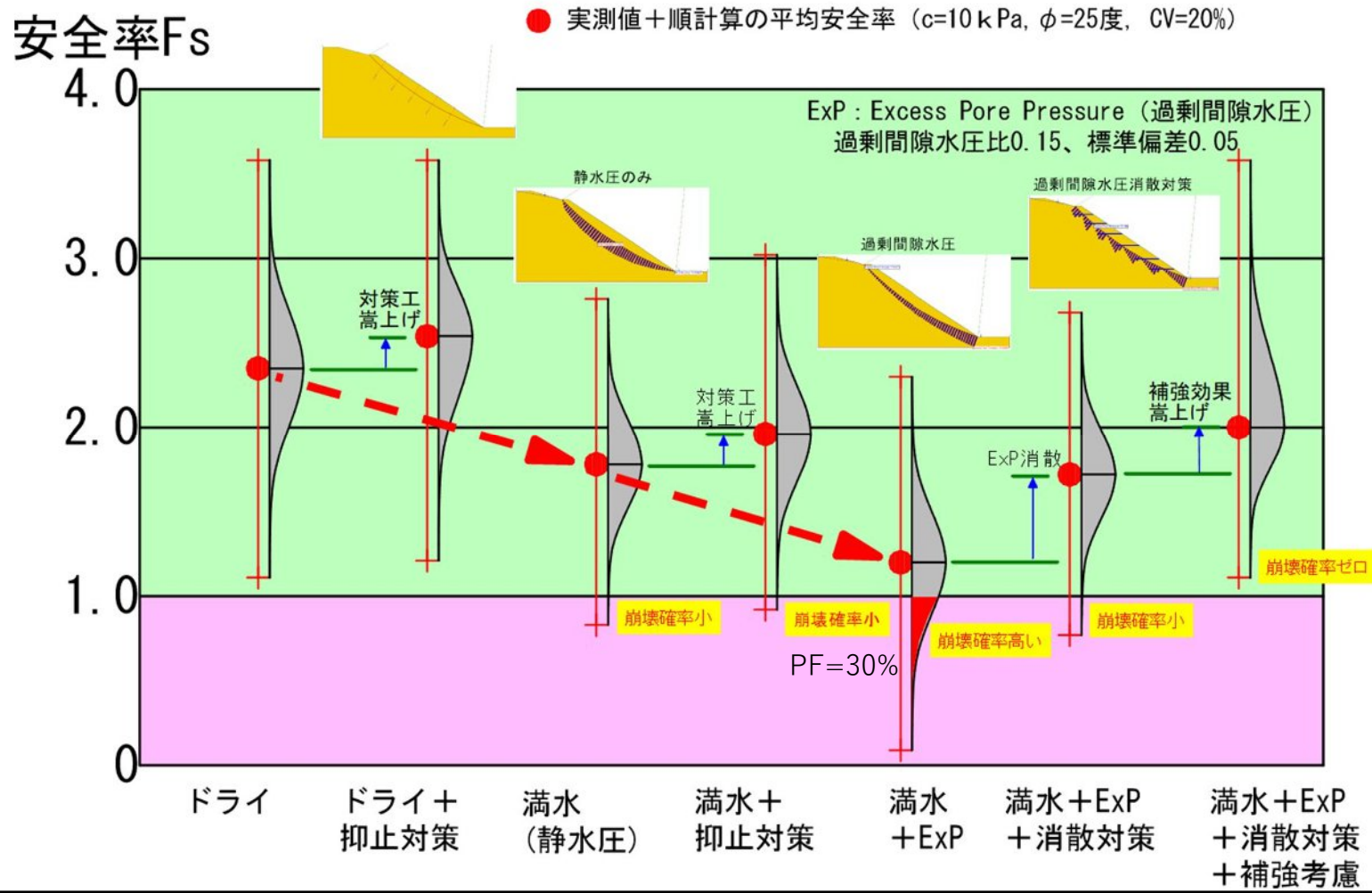
$$\text{必要抑止力 } Pr = \text{滑動力 } T \quad W \sin \theta \quad 0.2 \quad 0.25$$

- 「安定計算」と呼ぶのは、実測の土層強度か、他の方法で推定した“もっともらしい”土層強度を使って、順計算で行う場合だけに限定しよう。
- **土層強度や水圧について深く考えることなく計算する「逆算法」によって、斜面の安定度を正しく探求しようという心が技術者から消えてしまった。**
逆算法を安定計算の項の中に入れてしまったことがそもそもの間違い。

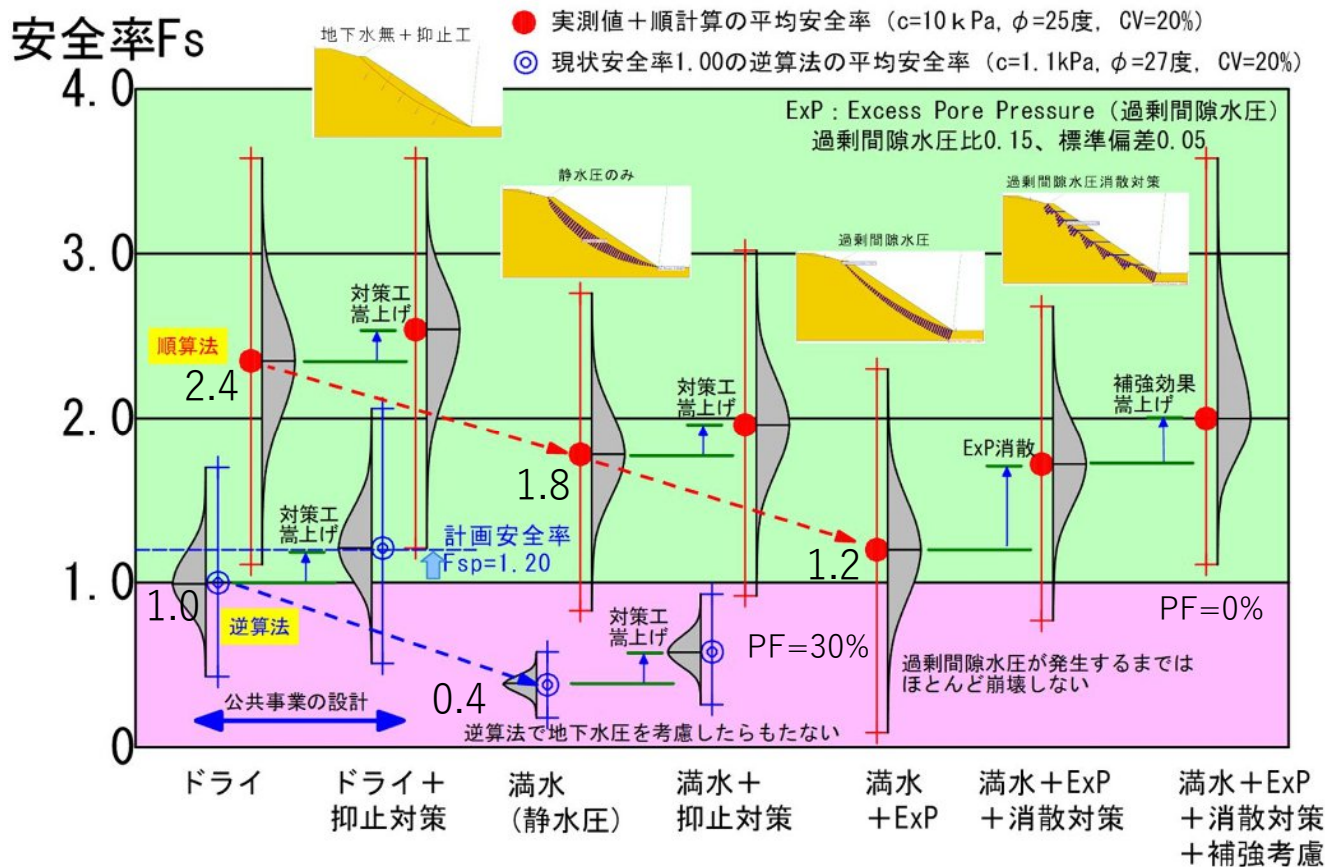
安定計算と水圧の組合わせ



実測強度-順計算での安全率変化



ダイナミックに変化する斜面の安全率



逆算法では対策工も含めて $F_s=1.00\sim 1.20$ の狭い範囲しか動かないが、土層強度を実測して順計算すると、**安全率はダイナミックに変化している**ことがわかる。実測強度を用いると、過剰間隙水圧が発生しないと $F_s < 1.0$ にはなかなかならない。

過剰間隙水圧消散工の安全率上昇量が一番大きい（この例では $\Delta F_s=0.52$ ）

	逆算+計画安全率			実測+順算		
	F_s	PF		F_s	PF	
ドライ	1.00	0.43-1.70	50.3%	2.35	1.11-3.58	0.0%
ドライ+対策	1.21	0.51-2.06	20.1%	2.54	1.21-3.84	0.0%
満水	0.38	0.18-0.58	100.0%	1.78	0.83-2.76	0.6%
満水+対策	0.58	0.26-0.93	100.0%	1.96	0.92-3.02	0.1%
満水+ExP				1.20	0.09-2.30	30.4%
満水+ExP消散				1.72	0.77-2.68	1.1%
満水+ExP消散+補強				2.00	1.11-3.58	0.0%

F_s : 平均安全率 (右は最小値-最大値)、PF: 崩壊確率

深さ1m程度の表層崩壊の計算事例

安定計算が曖昧でややこしいのは、土層強度を実測して順計算してこなかったから

「迅速な災害復旧」が社会的ニーズとして強かったから

- 【疑問】 崖崩れ対策では、調査時に地下水がないので、「地下水なし（ドライ条件）」で、現況安全率を例えば $F_s=1.00$ と設定して、計画安全率 $F_{sp}=1.20$ にしているが、本当にこれでいいのか？ **安全率算出を目標としないものを「安定計算」と呼んでいいのか？**
- 【検証】 実測＋順計算で計算すると、安全率は水圧の状態でダイナミックに変動していることがわかる。
- 【検証】 **平常時の安全率は、標準勾配の法面の場合、 $F_s=2\sim3$ ある。**
- 【評価】 逆算法＋計画安全率で事故が少ないのは「たまたま」。メンテナンスの時代には不適當。
- 【評価】 ただし、記録的豪雨時に**過剰間隙水圧**が発生すると1.20の計画安全率程度ではもたない。

合理的な表層崩壊防止対策

- 普段の斜面（大雨でも記録的豪雨時でもない時）は、非常に高い安全率をもって悠々と安定している（地山風化が著しく進行していない限り）



風化により不安定になっている斜面は、**土塊の除去**か抑止工での対策となる。



高水圧が発生したときにのみ不安定になる斜面は、**過剰間隙水圧消散で安定化**できる。

- 大雨や記録的豪雨時にのみ安全率が低下する。特に記録的豪雨時に過剰間隙水圧が発生すると確率的な分布となる安全率のうちの一部が $F_s < 1.00$ となって崩壊できる条件になる。

表層崩壊の瞬間の水圧は計算できる

- 同一土層強度で十分幅が広いので2次元解析で近似可能
- 再現計算をして、地表まで地下水位を上昇させても
安全率 $F_s < 1.00$ とならない・・・崩れているのに計算では崩れない
→実測値でないのは地下水位（間隙水圧）のみ

$$\text{安全率 } F_s = \frac{\text{抵抗強度}}{\text{滑動力}} = \frac{(W \cos \theta - U) \tan \phi + cl}{W \sin \theta}$$

$c \cdot \phi \cdot \gamma$ が既知になったら、崩壊地 ($F_s=0.99$)では、未知数が水圧 U だけになる→静定式化



<既知の値> W : 土塊荷重、 θ : すべり面角度、 l : すべり面長、

<未知の値> ϕ : 内部摩擦核、 c : 粘着力、 U : 水圧

不静定式・・・解けない問題

**$c \cdot \phi$ が簡単に計測できれば
解けるじゃないか!**

【解決策】 土層強度検査棒の発明（土研）

- 1990年代後半 応用地質学会の斜面工学研究委員会でハザードマップ（災害予測マップの意味で）が創れるかどうかを議論した（WG長は土研の佐々木靖人さん）。その結果、**表層崩壊に関しては、作成不能という答え**になった（2000年）。
- その理由は、**土層深の分布も、土の $c \cdot \phi \cdot \gamma$ の情報もなく、外形だけの情報から危険度予測は不可能**だから、ということだった。
- 2002年に土木研究所（佐々木靖人さん）が、手軽に $c \cdot \phi$ を計測できる土層強度検査棒を発明した。

【解決策】 土層強度検査棒の発明（土研）

土検棒の構成



土検棒の構成 (5mで4.5kg)



先端コーン
上が羽根付き
コーン (ベ
ンコーン)
下が通常
のコーン (円錐
コーン)



試験実施状況



限界貫入深度試験

土層深度



戻しながら回転

ベーンコーン強度試験

粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ

土層強度等（ $c \cdot \phi \cdot \gamma$ ）の実測風景



土層強度検査棒 (Soil Strength Probe)

土層厚計測（限界貫入試験）と強度試験（ベーン試験）
ベーン試験では、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ が同時に実測
できる。横からでも斜めからでも計測可能。

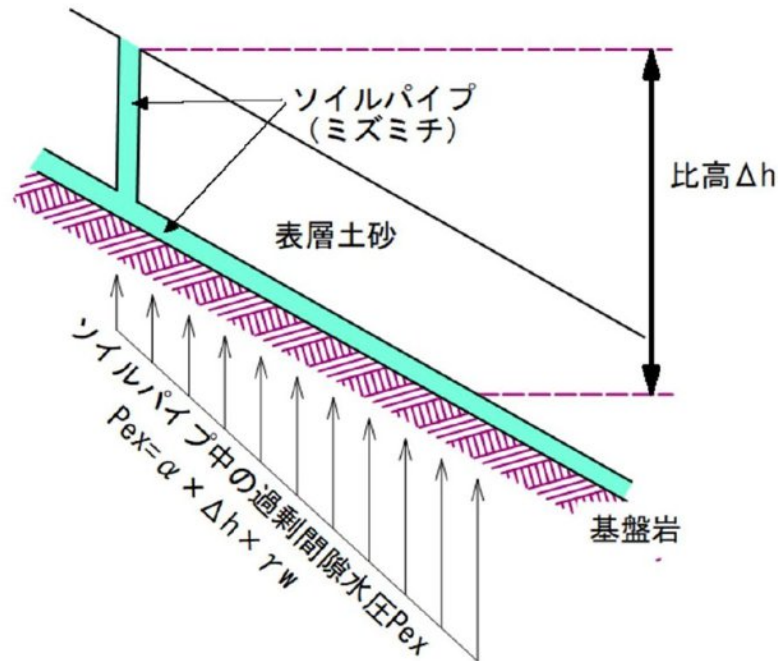


コアサンプラー-DIK-1621
円筒1個タイプは安価

単位体積重量 γ を実測

崩壊の瞬間の水圧の算定方法

Excess Pore Pressure = $\Delta h \times \gamma_w \times B\text{-bar} (\alpha)$
 過剰間隙水圧



α : 過剰間隙水圧比 (0~1)
 γ_w : 水の単位体積重量

図5 過剰間隙水圧の計算モデル
 (飯田智之(2012)⁵⁾の図を基に作成)

崩壊の再現計算を行う

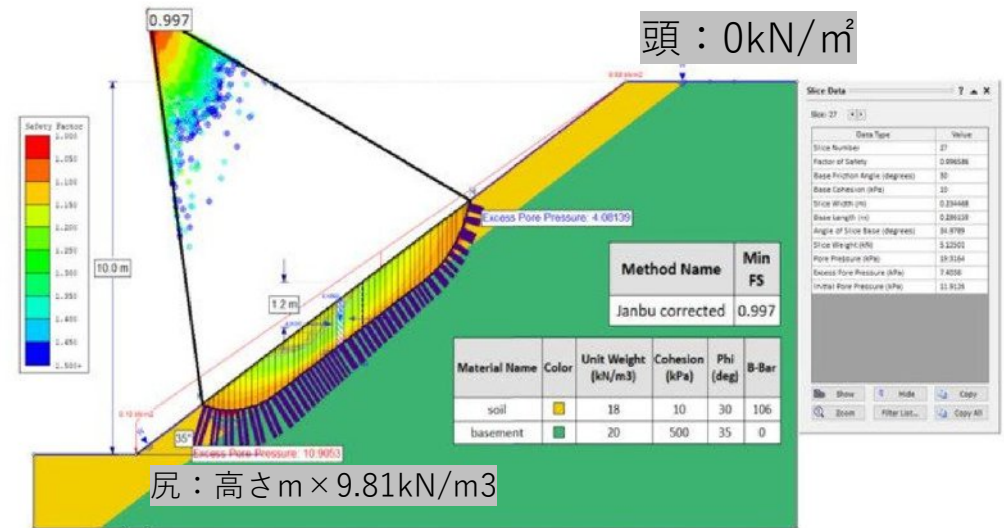


図-1 過剰間隙水圧を発生させてFs=0.99を逆算する

地表まで満水にして計算してもFs>1.00なら
 過剰間隙水圧を計算に組み込む

たくさん再現すると平均値がわかる

$$\text{Excess Pore Pressure} = \Delta h \times \gamma_w \times B\text{-bar}$$

過剰間隙水圧比0.107でFs = 0.99
が再現された

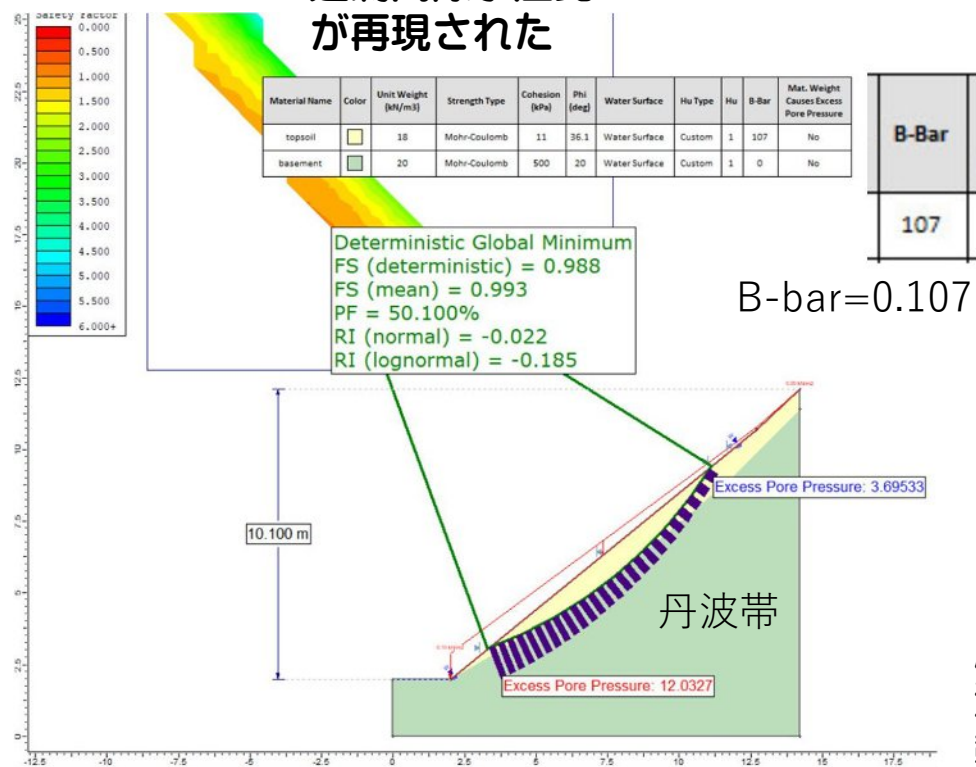


表1 崩壊地で再現した過剰間隙水圧比 α

基盤地質	α B-bar	γ	c	ϕ	θ
相生層群	0.355	18.0	10.4	26.6	19°
三浦層群	0.298	17.0	18.7	11.5	30°
相生層群	0.163	18.0	10.4	26.6	32°
丹波帯	0.107	18.0	11.0	36.1	35°
三波川帯	0.094	18.6	11.0	29.8	33°
阿蘇山	0.013	12.9	9.1	25.8	25°
伊豆大島	0.004	13.1	10.0	12.6	37°

α : 過剰間隙水圧比, γ : 単位体積重量 (kN/m³),
 c : 粘着力 (kN/m²), ϕ : せん断抵抗角 (deg),
 θ : 斜面傾斜角 (deg)

崩壊実績としては
 過剰間隙水圧比 = 0.15程度が平均値
 範囲は0~0.3くらい

➡ 予防計算に使う

よくわからないが、B-barは日本の雨の継続時間・量・地形の耐力などのバランスで決まるのでは？

崩壊深は粘着力 c のみで自立する高さのこと

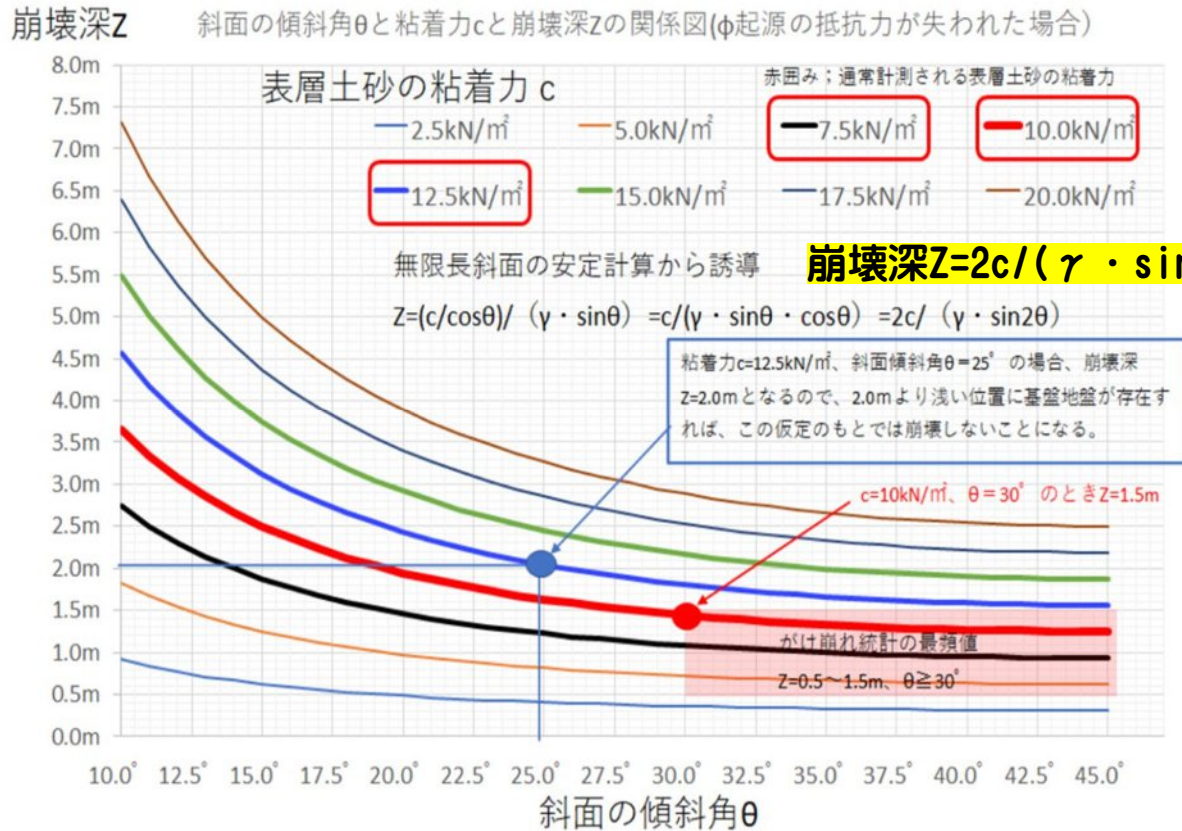


図 2-12 斜面傾斜角 θ ・ 粘着力 c と崩壊深との関係図 (単位体積重量 $\gamma = 16\text{kN/m}^3$)

粘着力 c を計測し、崩壊深 Z より土層厚が薄ければ、そこはまだ崩れにくいと言える。

**c = 10kN/m²程度だと
θ ≧ 30° では1.0~1.5m程度になる**

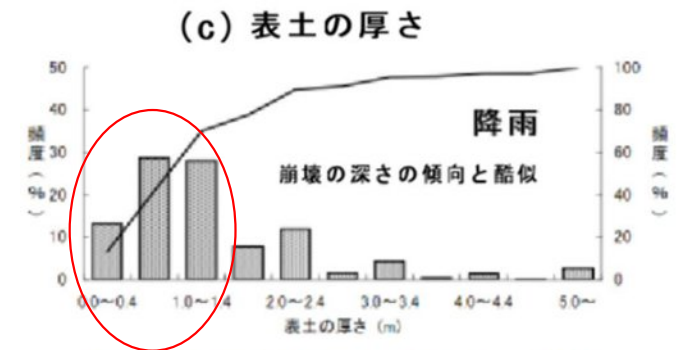


図-11.5.2 表土の厚さ頻度分布 (昭和47年~平成11年) (降雨によるもの)

土層強度検査棒研究会
<http://dokenbo.org/>
の「手引書」の中にも記載しています。

崩壊の瞬間の水圧を作用させない

- 「**侵食の神様**」の**武器**は「**水圧**」だから、その武器を一時的に無力化すれば合理的で安価な対策ができる
- 要するに、地中に大きな過剰間隙水圧が発生しないようコントロールすればよい（**穴が開いた風船は破裂しない**）

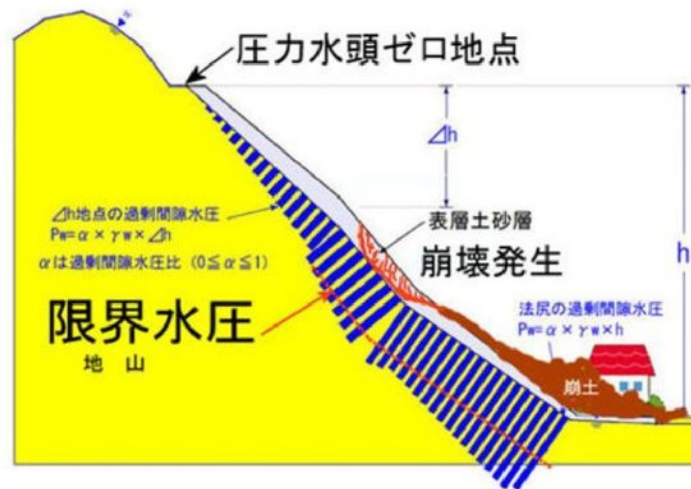


図-1 過剰間隙水圧による崩壊イメージ³⁾

比高 Δh が大きくなるほどソイルパイプ由来の過剰間隙水圧が大きくなる

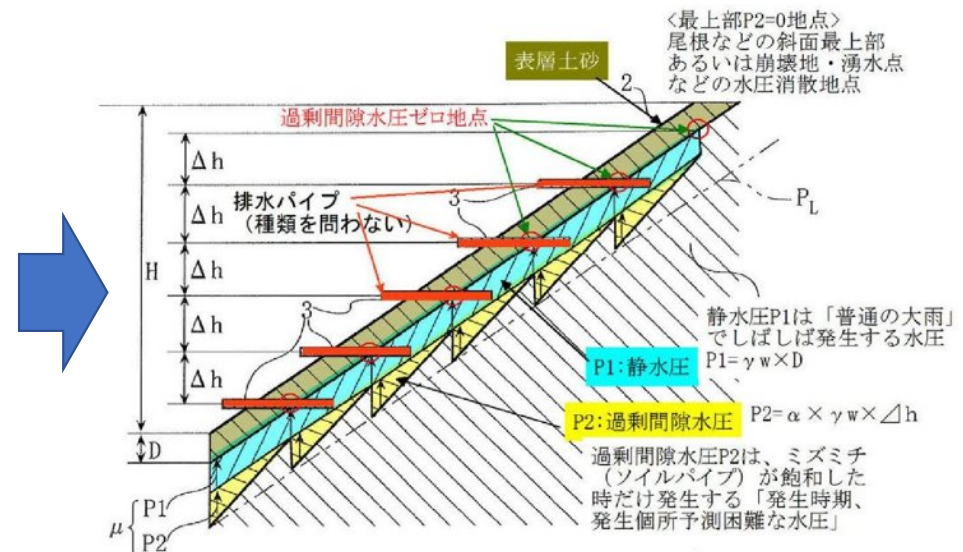


図-2 過剰間隙水圧を排水パイプにより消散させる工法の概念図⁴⁾

総水圧 $P =$ 静水圧 $P1 +$ 過剰間隙水圧 $P2$ として安定計算を行う。排水パイプ位置では過剰間隙水圧 $P2$ がいったんゼロにリセットされるが、静水圧 $P1$ は不変とする。

対策事例（斉藤迪孝氏考案の排水パイプ）

「崩壊時刻予測式」の開発者



図 10 北海道での施工事例（道路法面）



図 11 横浜市での施工事例（YZ 民間斜面）

東海道新幹線に100万本以上打設、そのほかの重要路線にも多数打設、表層崩壊個所無し
静水圧排除ではこの効果は説明できない（地下水位観測すると降雨時には地表面まで水位上昇する）

大地震で崩れる斜面



2004年新潟県中越地震

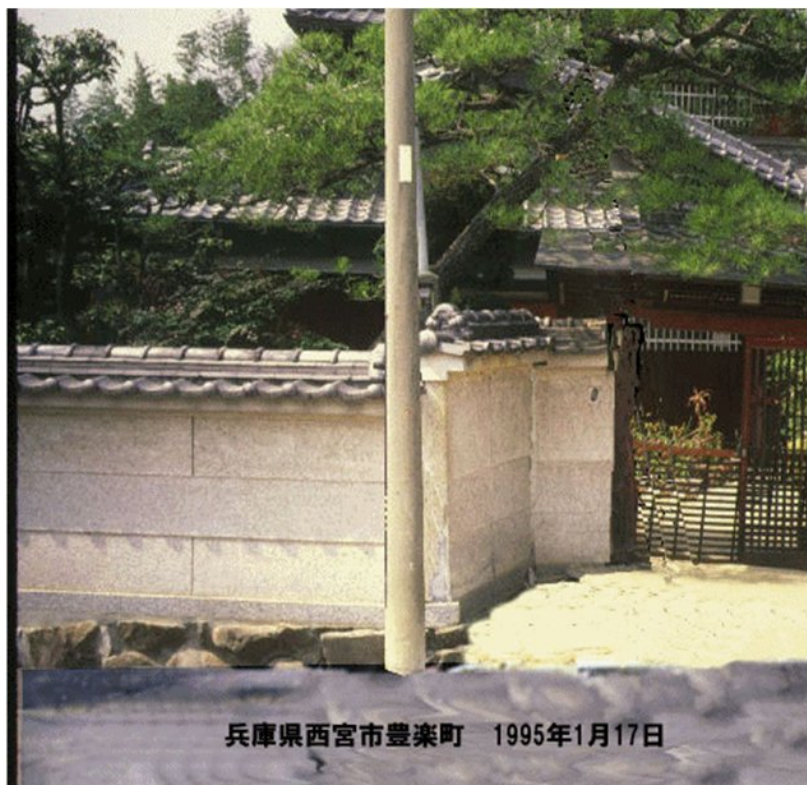


2011年東日本大震災

滑動崩落事例



滑動崩落はどのような現象か？

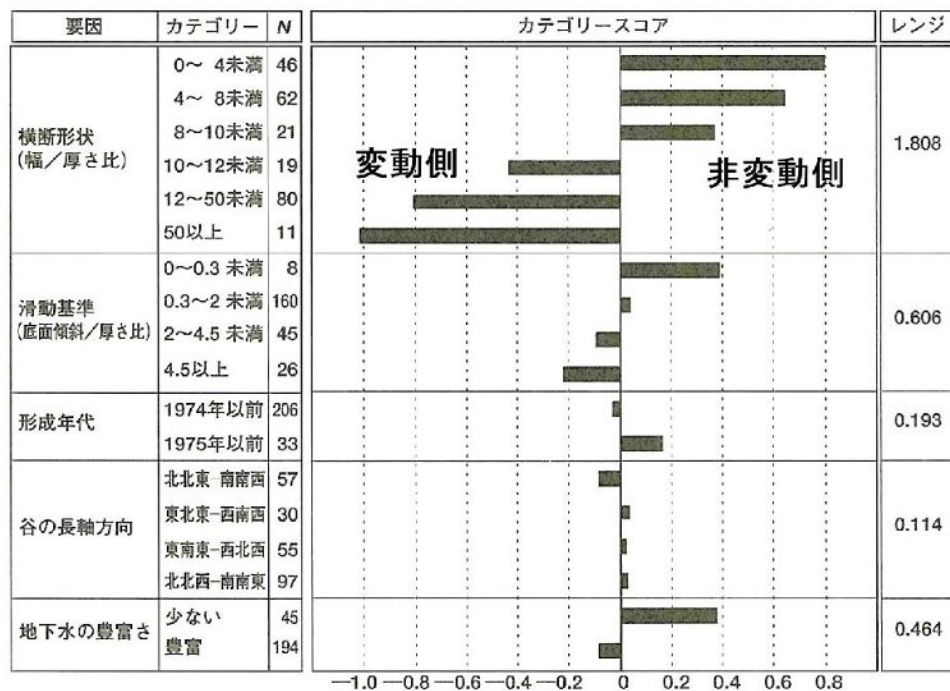


実際にあった現象の再現



イメージ動画

盛土の地震時地すべりメカニズムの解明



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 盛土変動要因の分析結果⁵⁾ (数量化Ⅱ類)

幅/高さ比が大きいと変動しやすくなる



すべり面全体の中の側面の比率が大きくなると滑りにくい



側面抵抗がブレーキ役となっている

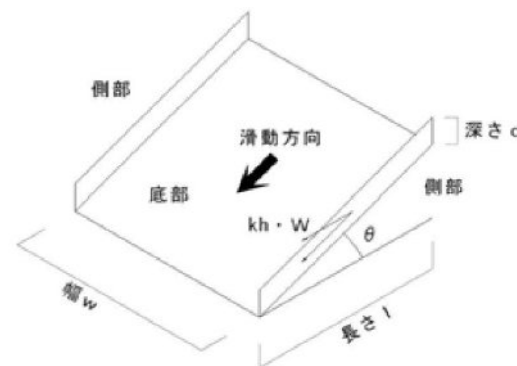
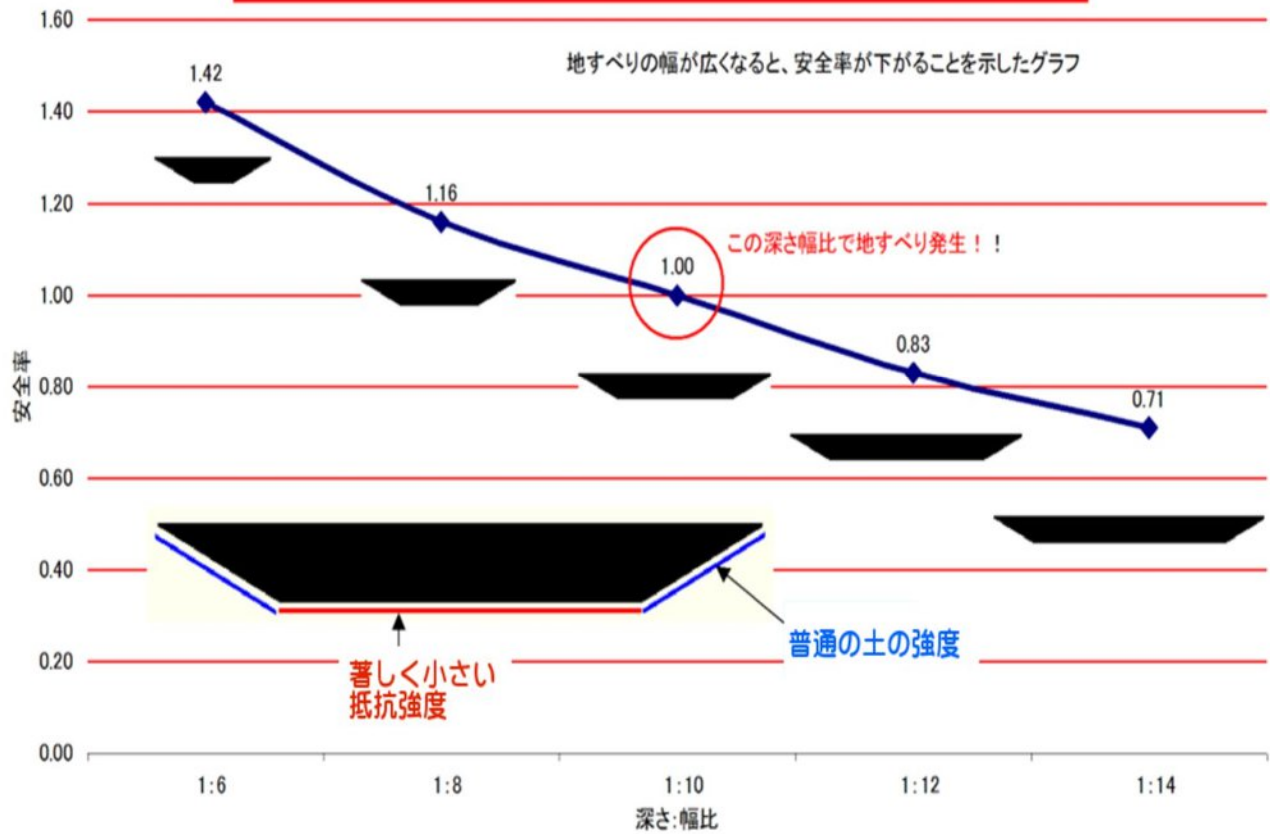


図2 簡易安定計算モデル(側方抵抗モデル)⁶⁾

サイドフリクションを考慮した安定解析例 U型横断形状



ローラー滑り台モデル

表 1 大地震の盛土地すべり発生率

地震名	変動率	記事
1995年 兵庫県南部地震	40.8%	阪神間 299 箇所中
	(62.2%)	震度 6 強地域のみの集計値
	(100%)	溜池を埋めた盛土
2004年 新潟県中越地震	62.9%	長岡市内 35 箇所中
2007年 新潟県中越沖地震	36.2%	柏崎市内 58 箇所中
2011年 東北地方太平洋沖地震	61.1%	仙台市太白区緑が丘周辺 18 箇所中
	33.8%	仙台市全体 1697 箇所中
平均盛土変動率		43%

全体の4割くらいが側面抵抗のブレーキが効きにくい形の盛土だったということ

【安定解析法】

底面は過剰間隙水圧で抵抗力を失い、側面がブレーキ役を務める計算モデル

簡易計算モデル（側方抵抗モデル）

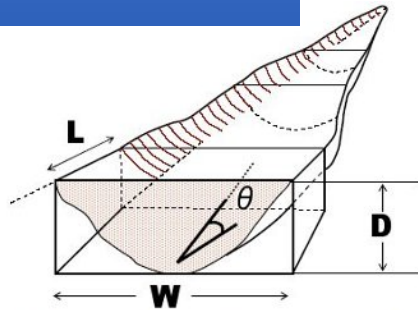
$$F_s = R/T \quad \dots \text{安全率}$$

$$T = W_t \cdot \sin \theta + W_t \cdot k_h \cdot \cos \theta \quad \dots \text{滑動力 (kN)}$$

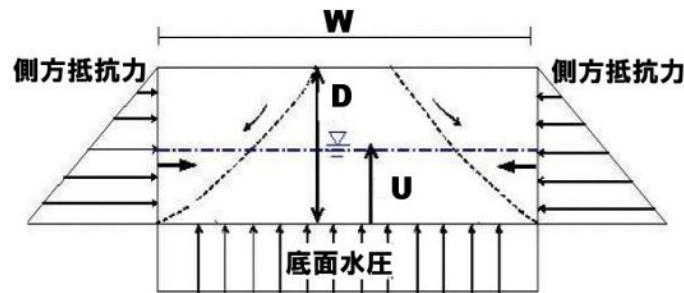
$$R = R_s + R_b - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi'_2 \quad \dots \text{抵抗力 (kN)}$$

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

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



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



- $W_t = \gamma_t \cdot V_t$ 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)
- $A_s = 2 \cdot D \cdot L$ 側面積 (m²)
- $A_b = A_t / \cos \theta$ 底面積 (m²)
- $A_t = V_t / D$ 換算平面積 (m²)
- γ_t : 土塊の単位体積重量 (kN/m³)
- γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
- V_t : 移動体の体積 (kN)
{ $(V_t = A \cdot D \cdot (2/3))$ または $(V_t = W \cdot L \cdot D)$ }
- L : 盛土全体の水平長さ (m)
- W : 盛土の幅 (m)
- A : 調査結果による平面図面上の盛土の面積 (m²)
- 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)
- 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)
- K : 側方土圧係数
- k_h : 水平震度 (最大0.25とする)

(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

表 2 各安定解析モデルの検証結果⁷⁾

安定解析手法	評価	
①通常の2次元安定解析	現象の再現性無し	×
②側方抵抗を考慮した2次元安定解析	比較的よく再現した	○
③側方抵抗モデル	最も良い再現ができた	◎
④3次元安定解析	検証不十分	?

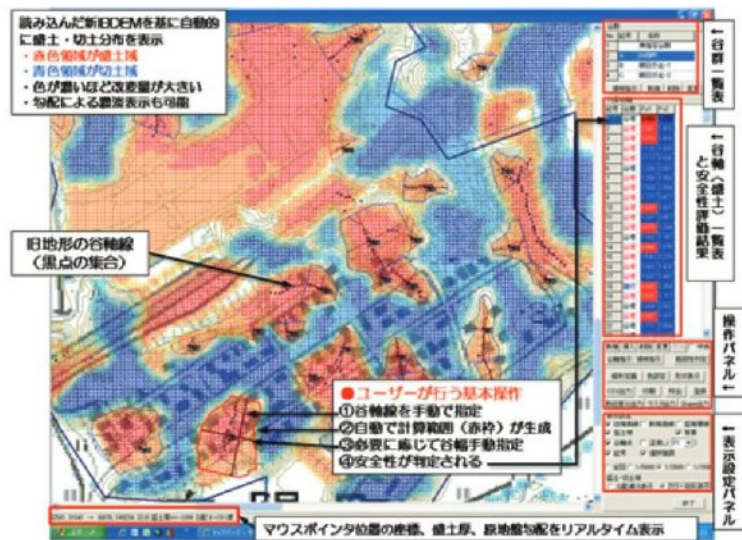


図 4 安全性支援システムの画面⁸⁾

造成前後の DEM があれば半自動で盛土の抽出と安定度評価ができる

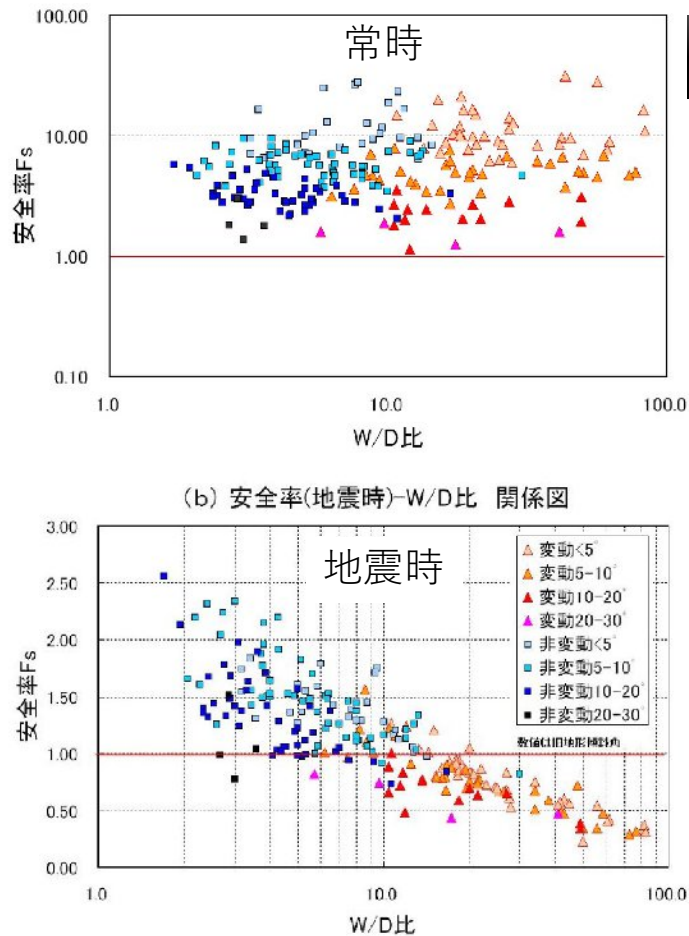


図 3 側方抵抗モデルの検証結果⁷⁾

(a) 2次元解析では安全率の差は出ないが、(b)地震時には変動・非変動が明瞭に分離できる

実現象が再現できる

赤系統は変動盛土
青系統は非変動盛土

常時は違いが出ない
地震時は明瞭に区分
できる

阪神・中越・中越沖
及び東日本大震災で
実現象を再現できた

【最大の被害】

(直接死は仁川百合野町の34名が最大だが)

福島第一原発の盛土地震時地すべりは予測可能で予防可能だった

関連死2335人

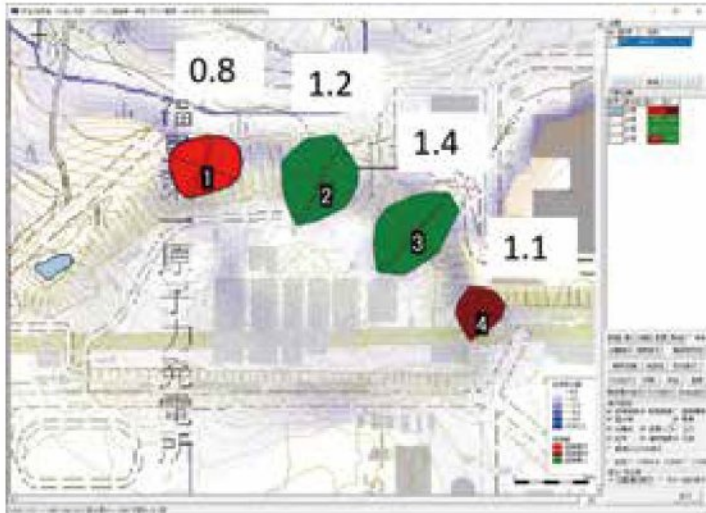


図5 側方抵抗モデルを用いた評価結果
土砂が送電線鉄塔を倒壊させた崩壊はFs=0.8のものである

盛土は宅地盛土もそれ以外の盛土も同じ挙動となる

【2次元解析では予測不能】

東電の調査・解析（静的・動的2次元解析）では安全率がFs>1.0となった →現象が再現できない

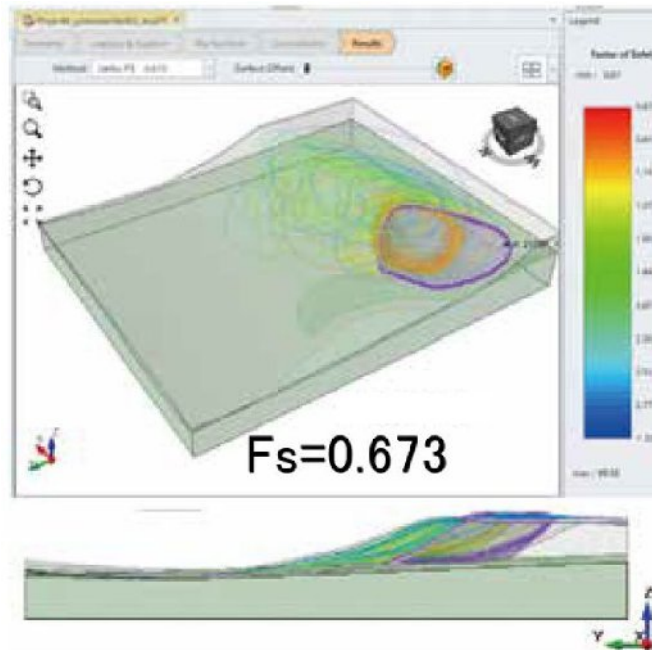
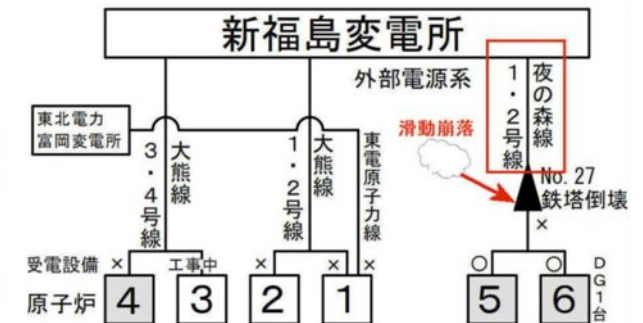


図6 3次元安定解析結果
Rocscience社のSLIDE3で計算した

過剰間隙水圧を考慮した3次元解析では、簡易モデルでも楕円弧計算モデルでも現象が再現できる



地震の強振動で、1~4号機の地上線は受電設備が壊れたが、5・6号機へ電力を供給する地上線(夜の森線)は生きていた。しかし、盛土の滑動崩落で鉄塔が倒壊された。その後津波がディーゼル発電機を襲った。

1. 地震で1~4号機の地上線壊れる
2. 5~6号の地上線は無事
3. 滑動崩落で5~6号地上線壊れる
4. 津波でディーゼル発電1台だけになる

【現象】福島第一原発 夜の森線No.27鉄塔

夜の森線No.27鉄塔（倒壊）

(双葉線No.2)



崩壊した盛土

この間
数秒～10秒

0. 盛土は上出来
1. 盛土が崩壊し
2. 斜面を流下し
3. 鉄塔に衝突し
4. 鉄塔を倒し
5. 地上給電が失われ
6. 全電源喪失となる



(C)GeoEye

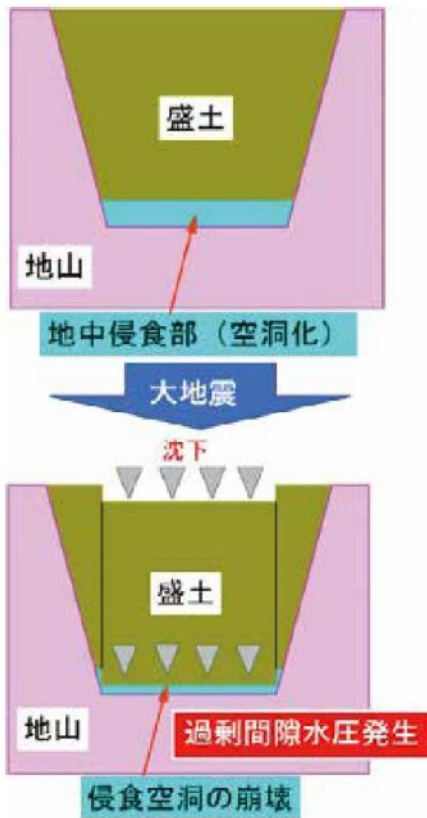


○齊藤国務大臣 私も、福島第一原発の土砂崩れによって鉄塔が崩壊して、いわゆる電源喪失になった、あれさえ立ってればきちっと電源が確保されたのという説明を、直後に私も訪問してお聞きしたがございます。
第208回国会 衆議院 国土交通委員会
第9号 令和4年4月13日

図4：盛土の崩壊状況写真（震災後に撮影；造成前の沢を重ね書き）

【発生原理】 宅地耐震化事業で考慮されなかった**過剰間隙水圧**

**自然の過剰間隙水圧消散工
= 地割れ・噴砂・噴水**



これが起きると変動が止まる

写真1 盛土と地山との境界の空洞
(2021年滋賀県湖西道路で釜井俊孝撮影)

図7 盛土の地震時地すべりの地中イメージ¹⁾

【宅地耐震化事業】

国の変動予測は過剰間隙水圧を考慮しない

- 大地震（震度6弱以上）が起きると例外なく発生
- ・地震時地すべりの発生率は40%前後
 - ・第二次スクリーニング完了箇所の危険判定率0.1%

滑動崩落実績（40%強）と変動予測結果（0.1%）の乖離

地震名	調査全盛土数	変動盛土数	変動率	記事
1995年兵庫県南部地震	299箇所	122箇所	40.8%	池埋め盛土は除外 震度6強地域では62.2% (箇所数)、68.2% (面積) が変動 (NPOデータ)
	2,239,001㎡	835,583㎡	37.3%※	
2004年新潟県中越地震	35箇所	22箇所	62.9%	高町団地 (地理院データ)
2007年新潟県中越沖地震	58箇所	21箇所	36.2%	柏崎市内 (地理院データ)
2011年東北地方太平洋沖地震	18箇所	11箇所	61.1%※	仙台市太白区緑が丘周辺 (釜井・太田調査)
	全1697盛土 3000㎡未満を含む (地理院データ)	宅地数単位 大規模盛土2521 (地すべり宅地5728)	1盛土10宅地とすると $5728 \div 16970 =$ 33.8%	
大地震による変動実績			平均43%	※印は集計から除外
宅地耐震化推進事業の第二次スクリーニング結果 大規模盛土変動予測ガイドラインに従った評価結果	51306箇所 第二スクリーニング後 5.5%→2822箇所	危険評価 4地区	$4(\text{危険}) \div 2822(\text{全}) =$ 0.14%	令和3年度末時点 国土交通省データ



本当は変動する危険性が高い盛土が、第二次スクリーニングによって「安全な盛土」と評価されて、社会の中に存在し続けている



この盛土が再評価されることはない→誤りがわかるのは変動したとき

【事例】 第二次スクリーニング結果の再評価

ある政令指定都市が実施した第二次スクリーニング結果を、情報公開請求し、側方抵抗モデルで検証してみたところ、6箇所中3箇所は滑動崩落の危険があることがわかった

表3 盛土安定度の再評価結果

盛土番号と型	第二次スクリーニング結果		側方抵抗モデルの評価結果	
	安全率	判定	安全率	判定
No.1 谷埋め型	3.90	○	1.34	○
No.2 谷埋め型	1.32	○	1.16	△
No.3 腹付け型	1.20	○	1.05	△
No.4 谷埋め型	1.28	○	0.93	×
No.5 腹付け型	2.54	○	0.59	×
No.6 谷埋め型	1.70	○	0.88	×

○：非変動判定，△：境界領域，×：変動判定

第二次スクリーニング：過剰間隙水圧なし、2次元法
側方抵抗モデル：過剰間隙水圧考慮、簡易3次元法

表4 各盛土の諸元情報¹⁵⁾

	D	θ	N値	γ	c	ϕ
No.1	10.8	5.0	2~3	14.3	83.5	12.8
No.2	10.0	8.6	1	16.3	38.0	14.4
No.3	8.90	11	2~3	14.2	30.7	18.5
No.4	7.20	15	0~2	17.6	29.4	19.6
No.5	2.80	24	7~12	18.5	30.0	15.0
No.6	6.95	7.6	0~3	18.0	57.5	18.8

D(m)：盛土厚さ， θ (°)：旧地盤の平均角度， γ (kN/m³)：盛土の単位体積重量，c (kN/m²)：盛土の粘着力， ϕ (°)：内部摩擦角
c・ ϕ は三軸圧縮試験結果

【裁判】 宅地盛土の被害に関する過去の判例

- **仙台高等裁判所平成12（2000）年10月25日判決**
1978（昭和53）年の**震度5**とされる**宮城県沖地震**により発生した敷地の崩落等に関する責任を認定しています。
- **福島地裁郡山支部平成29(2017)年4月21日判決** 『消費者のための欠陥住宅判例集』第8巻p.308-325
2011（平成23）年の**震度6強**の**東日本大震災**の揺れは、**誘因に過ぎない**。**根本的原因是な排水処理を怠ったこと**。



震度6強は不可抗力として免責されない

【盛土規制法】 盛土の安定に関する現状の問題

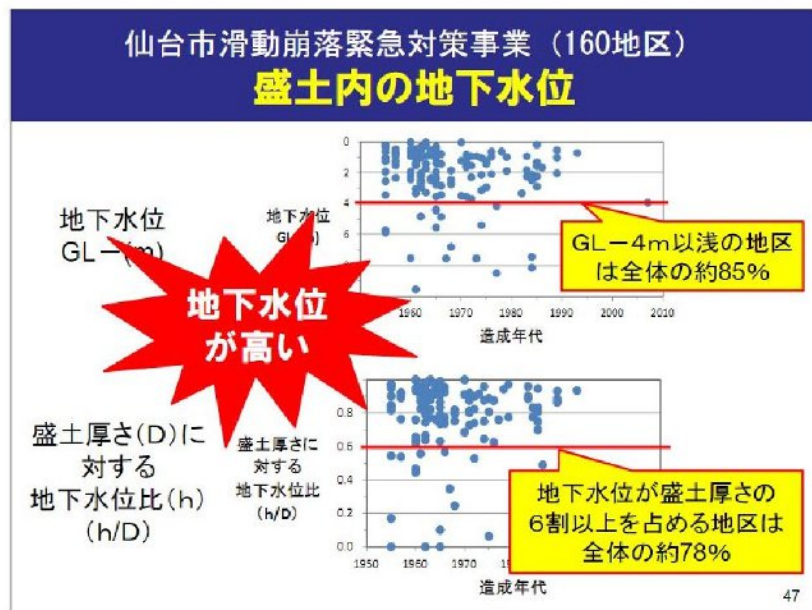


図 11 仙台市の盛土内地下水位¹⁸⁾
(佐藤真吾さんの資料)

工事中の排水と暗渠排水が同一系統だとこうなる



写真 6 中央排水工法で施工された盛土竣工直後の暗渠管の内部写真

盛土規制法（2023/5/26施行）で、新設盛土に関しては「盛土内に地下水が無いようにすること」及び「工事中の排水と、暗渠排水は別系統にすること」と改善された

ご清聴ありがとうございました