

「GeoFEASによる地盤解析で 気をつけていること」

-解析結果にたどり着くまでの道のりと解析例-

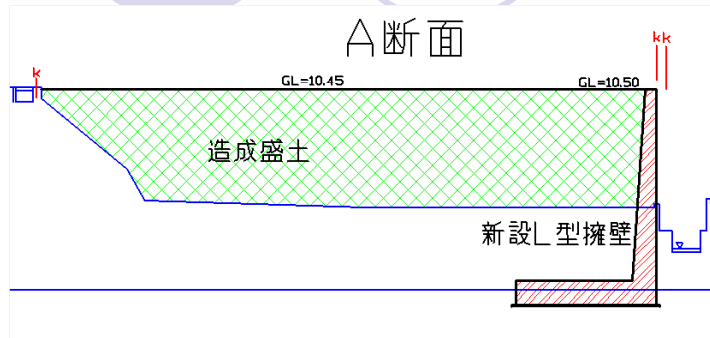


(株)ブルドジオテック / 花田俊弘
(技術士:建設/総合)

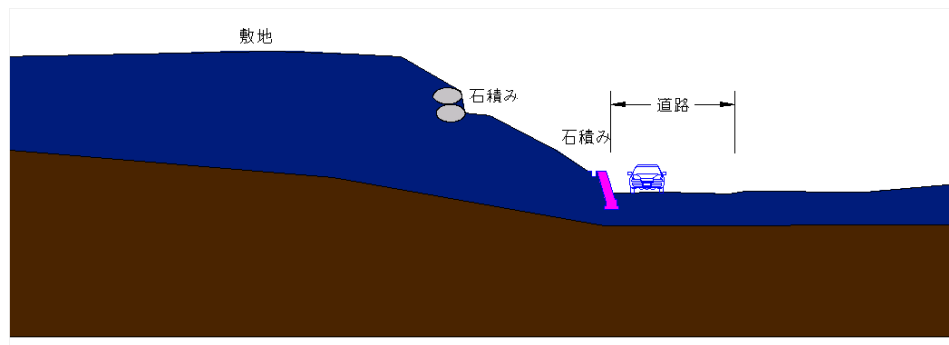
FEM解析作業と設計例を紹介



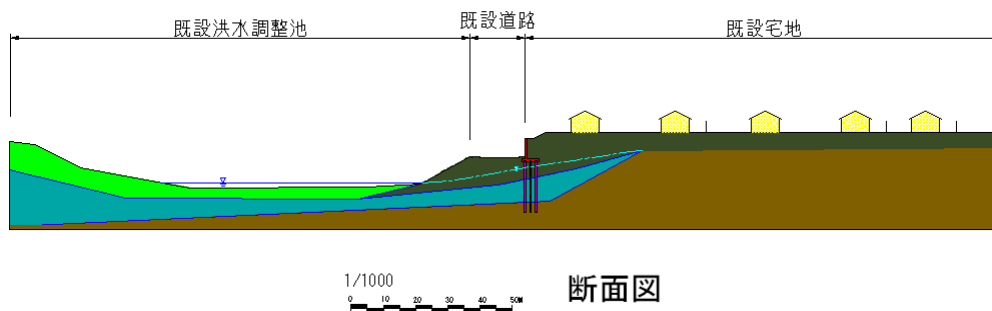
設計例 (GeoFEASによる解析)



L型擁壁(直接基礎)作用力問題
(土圧計算より19%大きい作用力)



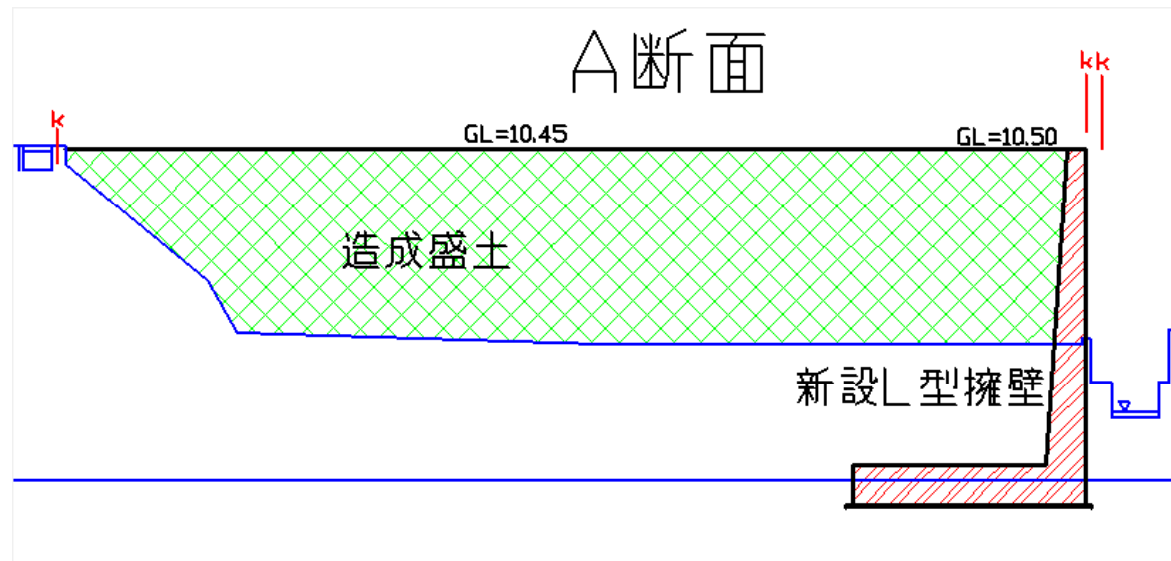
地山安定問題
(モデル化での注意)



L型擁壁の変位問題
(擁壁は後から作ると安全)

L型擁壁（直接基礎）作用力問題

（土圧計算より19%大きい作用力）

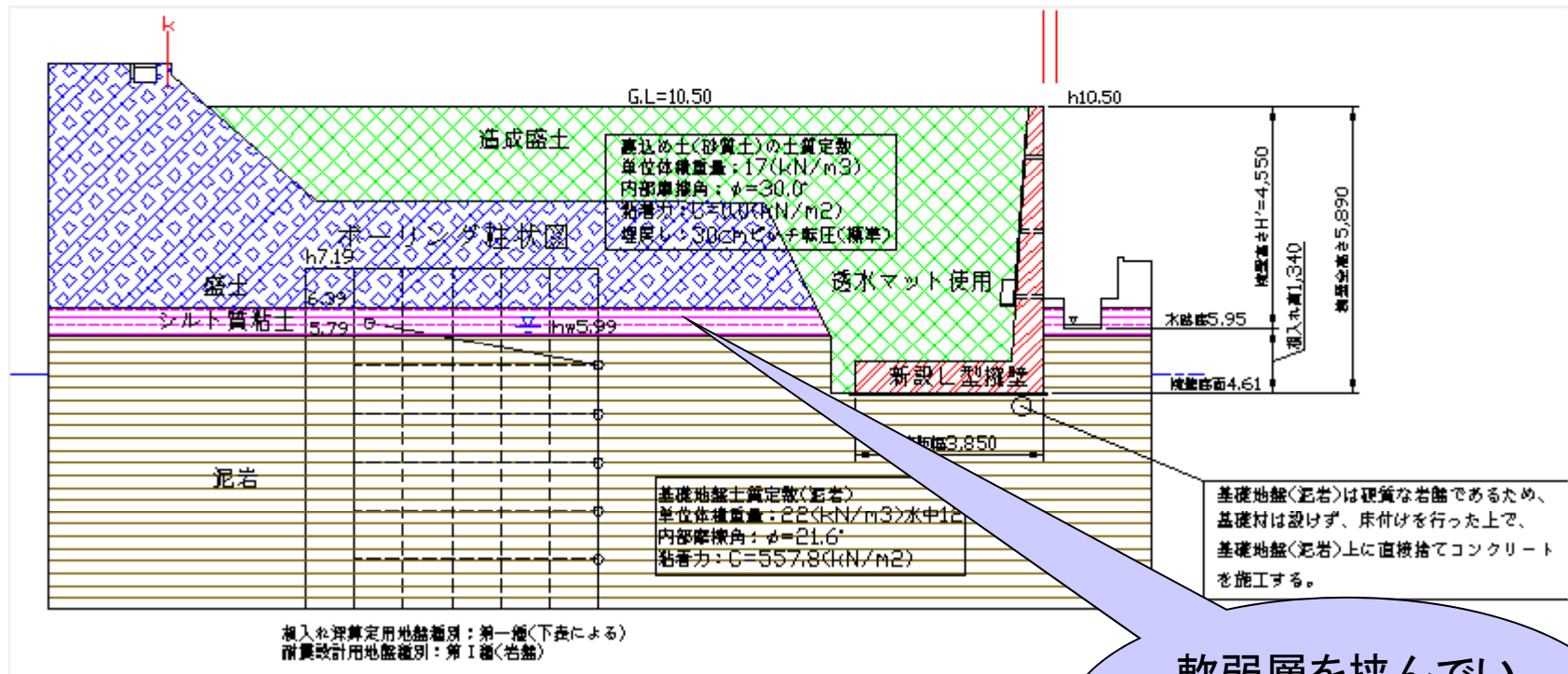


現場：福岡市南区の住宅地

道路より4m程度低い、すぐ横にため池



現場説明図



基礎は「岩盤」で良好なんですが..

土圧計算だけで大丈夫か？？？

20年近く安定しているから大丈夫！

周辺の地盤データ探そう！

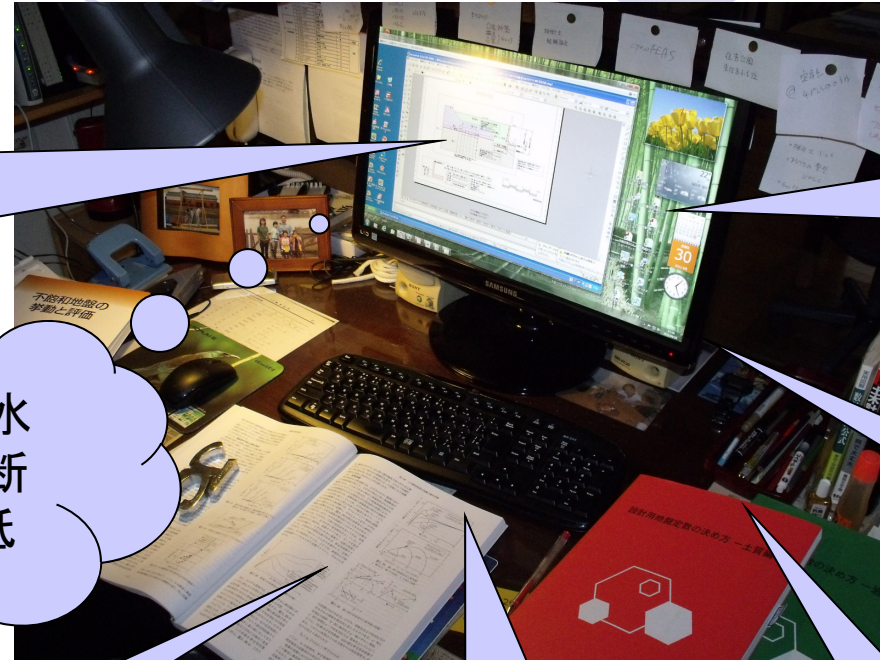
軟弱層が地下水の影響でせん断強度が著しく低下？

文献に参考になるような事例なし！

ため池の水位によって地下水位が上昇する！

近所の人に聞きに行こう！

円弧すべり計算では、問題なし！



FEM解析が結構役にたつ！「大地震時・変形応力算定」

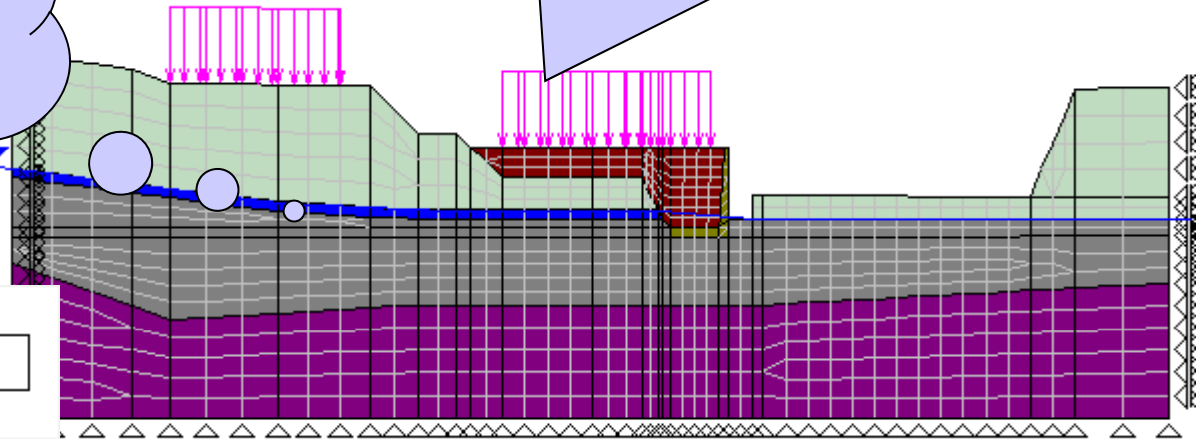
軟弱層が地下水の影響を受けた(C=0)時に大地震がきた状態を想定

GeoFEASの出番がやってきた

地震力（大地震・レベル2）

水平加速度 1.570 (m/s²)

(設計水平震度 = 0.16)

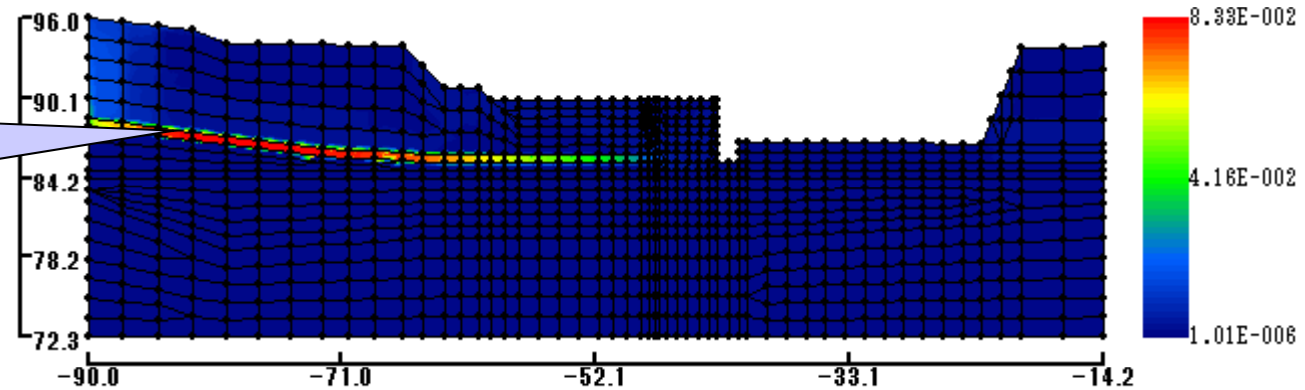


パラメータ（要素定数）

	名称	モデル	γ_s (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	C (kN/m ²)	ϕ (°)	ψ (°)
	擁壁く体	弾性	24.0	22668946	0.2			
	盛土	MC/DP	17.0	32200	0.3	0.00	30.0	30.0
	砂質土	MC/DP	18.0	43680	0.3	5.70	32.1	32.1
	シルト質土	MC/DP	16.2	1250	0.4	0.00	25.0	0.0
	風化泥岩	MC/DP	22.0	291200	0.33	557.8	21.6	0.0
	泥岩	弾性	22.0	291200	0.33	557.8	21.6	0.0

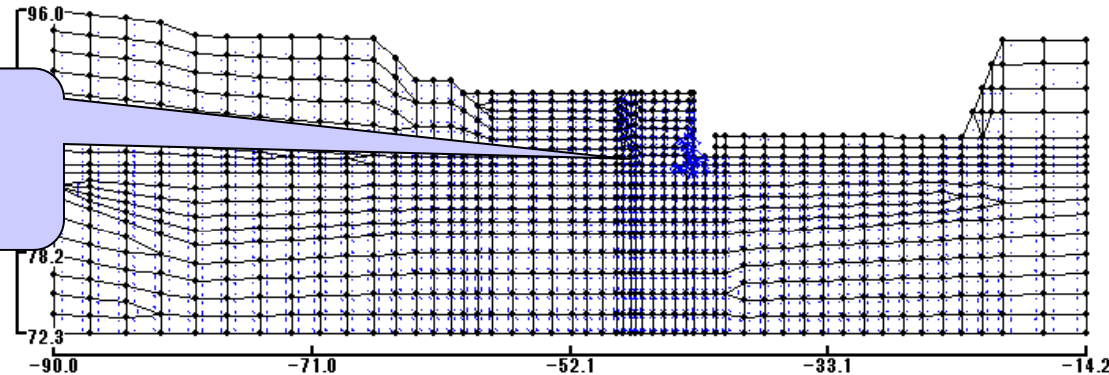
FEM解析(地盤弾塑性解析)の結果

軟弱層のひずみの影響！！



大地震時せん断ひずみ

擁壁の根元部！！
盛土の背部！！



大地震時主応力

結果を見て、この擁壁は大丈夫か??

軟弱層ですべてている

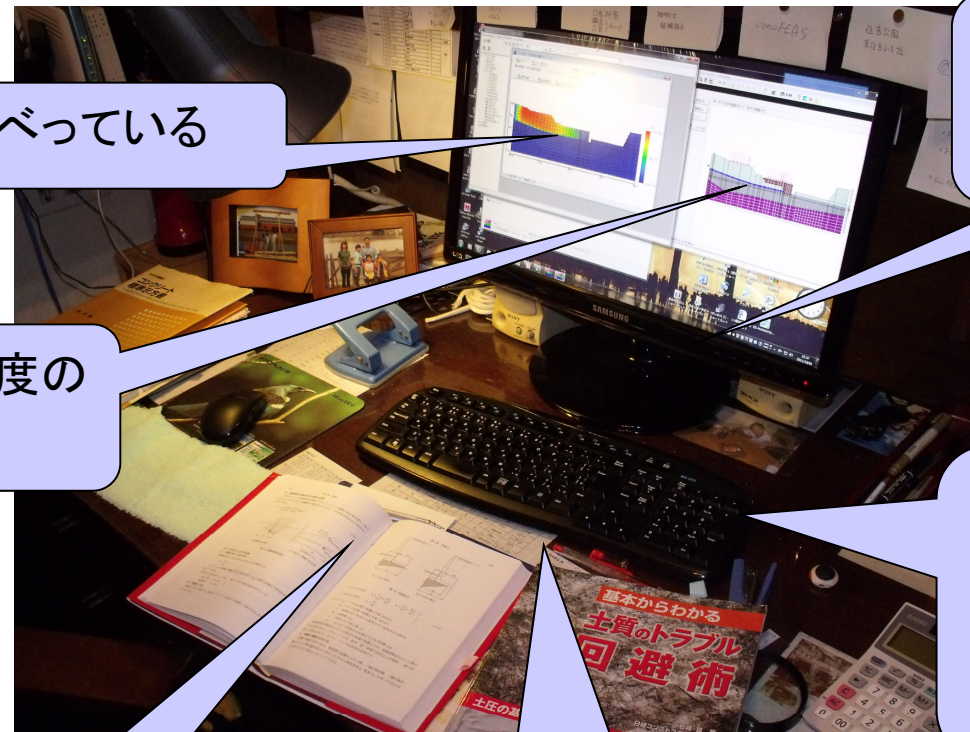
このFEM結果による作用Pは妥当?

擁壁にどの程度の作用力

注意!!!
FEM計算結果は絶対でない!! 定数やモデルにおかしいところは??

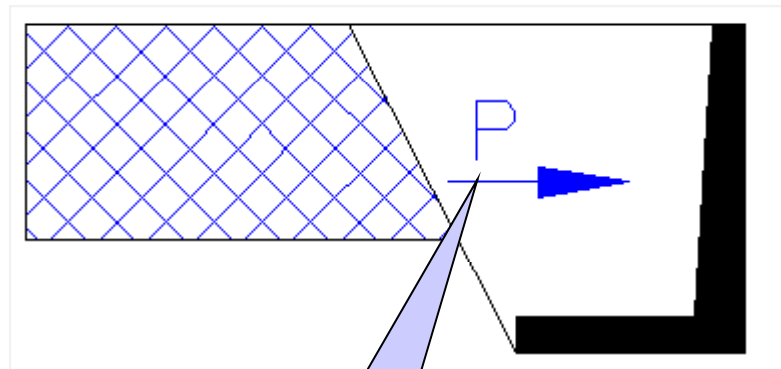
作用力Pは!

総合的に判断する!!



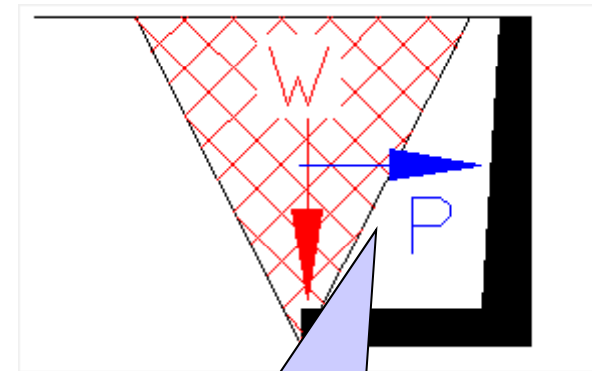
擁壁への作用力は！19%大きい

今回のFEM解析結果



1.19Pa

試行くさび法による土圧



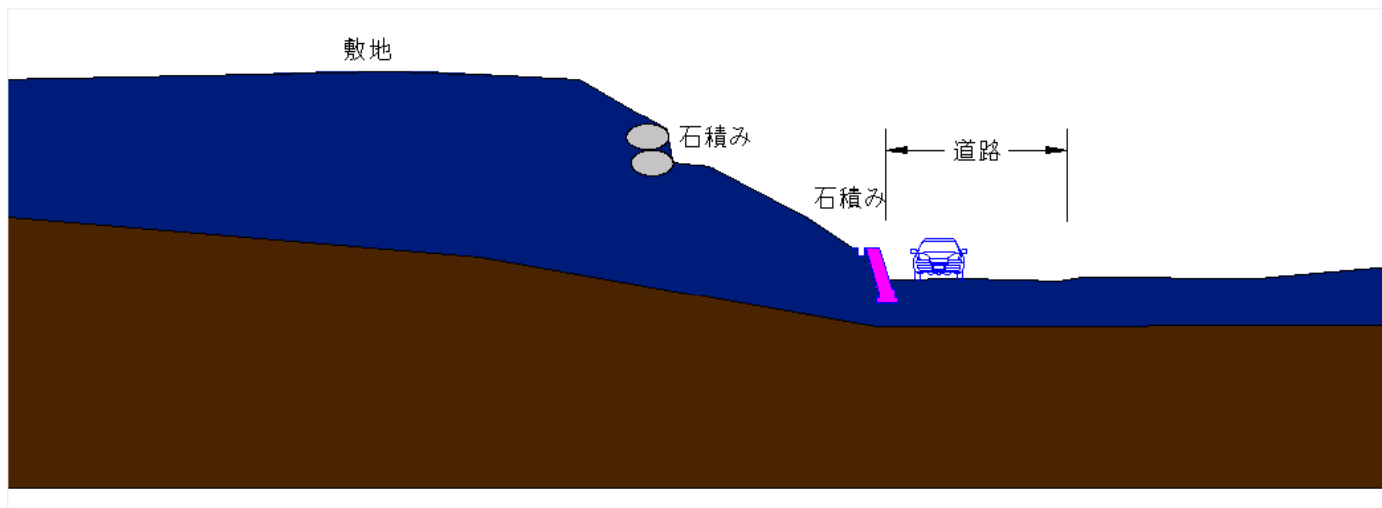
Pa(土圧力+慣性力)

結局本擁壁は、大地震時土圧1.19Paで設計した。

L型擁壁(直接基礎)作用力問題 (土圧計算より19%大きい作用力)



地山安定問題(モデル化に注意)



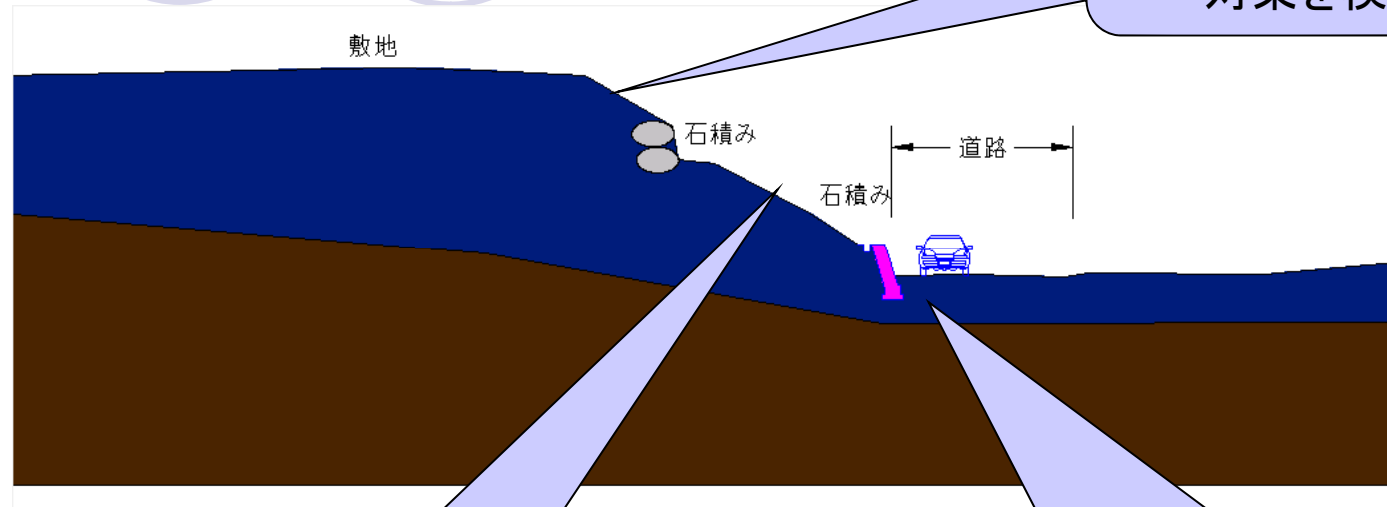
- * 地山の安定問題(安定性は確保されていた)
- * FEM解析時に、全然違った結果を出すことがある。
(分かって使わないと、大きな判断ミスにつながる)

現場：福岡市天神より車10分 住宅地
(歴史的な場所)



現場説明

地山の安定検討を実施して、危険であれば
対策を検討！



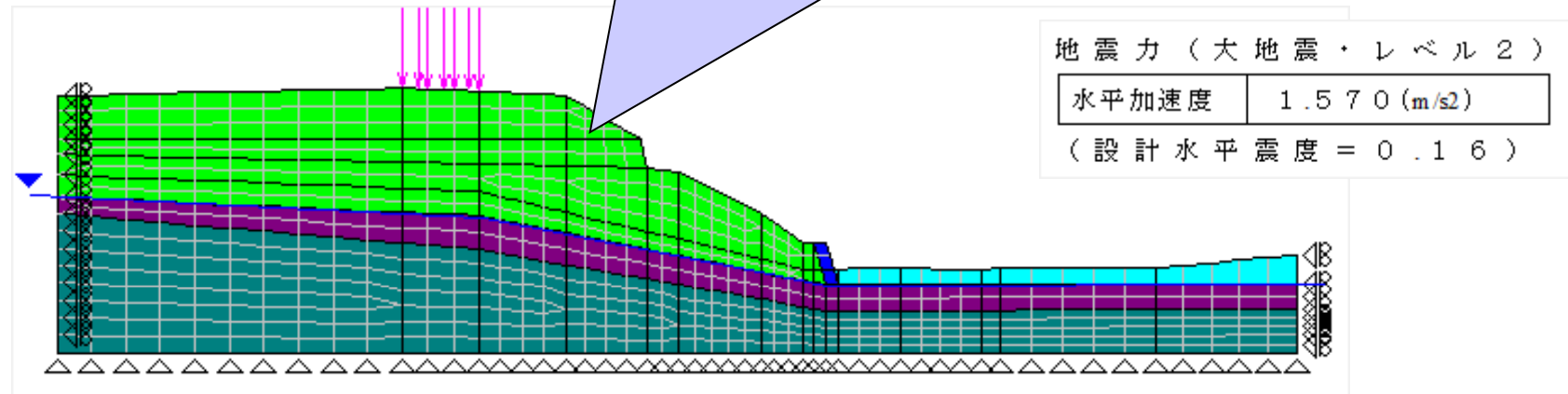
法面調査では、異常は見られなかったが、既存石積みが壊れかけている。



石積みに異常

“GeoFEAS”で地山安定解析を実施

「せん断強度低減法」で大地震時斜面安全率を計算

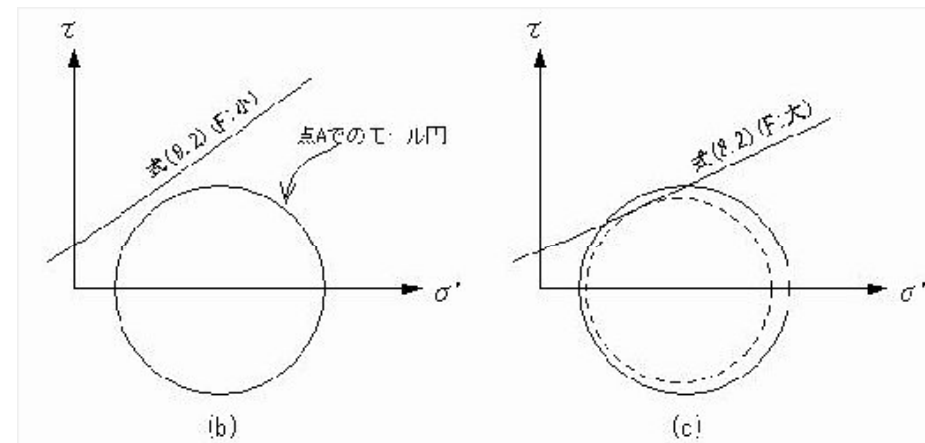
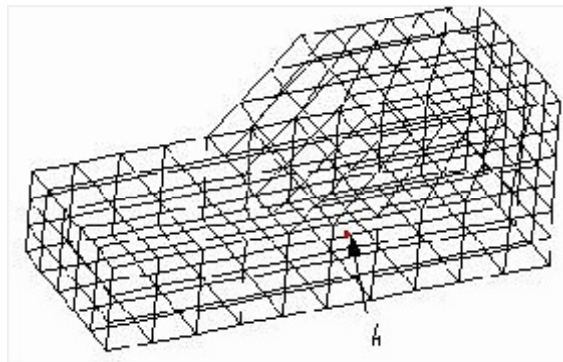


パラメータ（要素定数）

	名称	モデル	γ_s (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	C (kN/m ²)	ϕ (°)	ψ (°)
	石積み	弾性	23.0	20596000	0.2			
	シルト	MC/DP	16.6	45808	0.4	6.20	25.0	0.0
	砂質土	MC/DP	16.9	64092	0.3	2.70	31.0	31.0
	シルト混砂質土	MC/DP	17.1	94486	0.3	10.5	29.0	19.0
	軟岩	弾性	19.0	184800	0.33	301.1	19.1	0.0

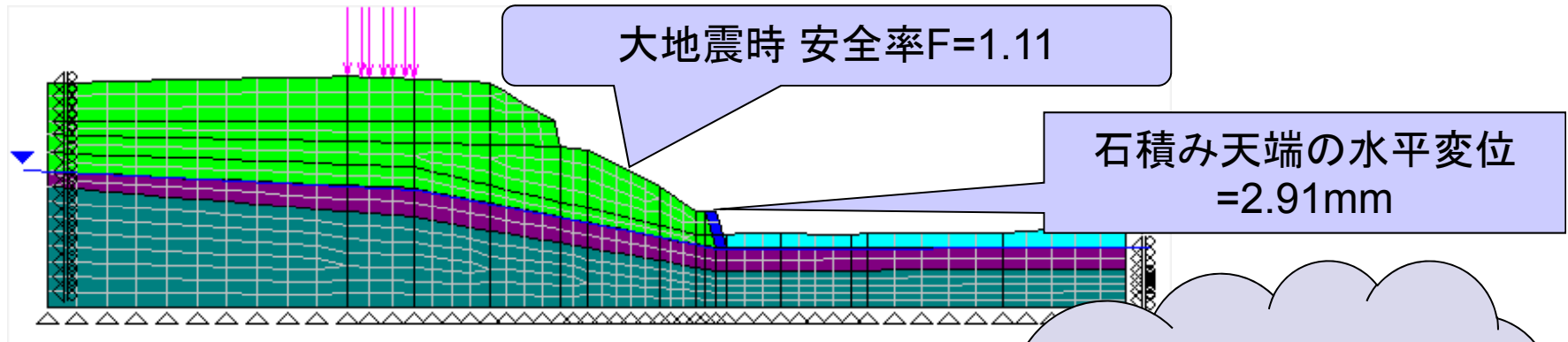
「せん断強度低減法」って何？(簡単に説明)

- 図のような斜面の安全率を考えた場合
- 仮想的に土のせん断強度を係数 F で割った形、すなわち、式のように表せると仮定する。
$$\tau = C' / F + \sigma' \tan \phi / F$$
- 最初の値を小さくすると、仮想的なせん断強度は大きくなるので点Aでの応力状態は弾性状態になる。次に F を段階的に大きくして行くと、ある F の値のときに式は点Aでのモール円と交差するようになる。このような応力状態は存在し得ないので、図の破線の円を示すようにモール円が仮想的なせん断強度線に接するよう応力補正を行う。さらに F を増加させて計算を行い、ある段階での弾塑性有限要素解析の反復計算が発散し、斜面が崩壊に至ったと判断されたときの F の値を斜面の全体安全率と定義する。

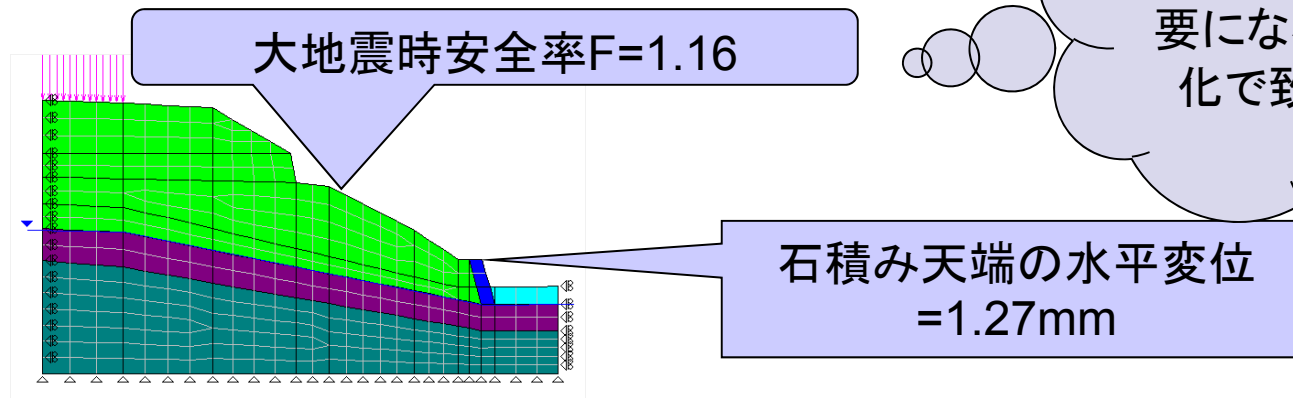


詳しくは「文献又はセミナーで」

解析モデルによる違い！！！！



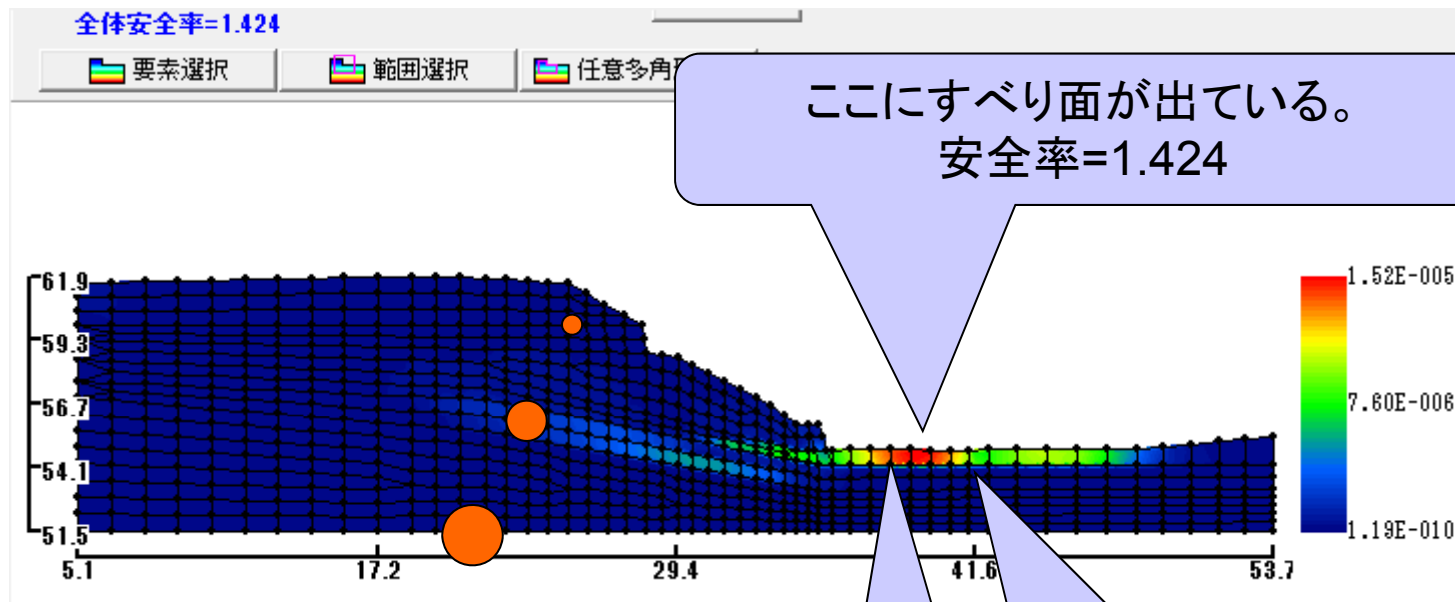
影響の及ぶ範囲として、通常は上図のようにモデル化する



静的FEMはこの程度だが、動的FEMでは境界条件が重要になる！！モデル化で致命傷になる場合も

円弧スベリの感覚で、スベリの及ぶ範囲のみを上図のようにモデル化した場合

要素構成モデルによる違い！！！！

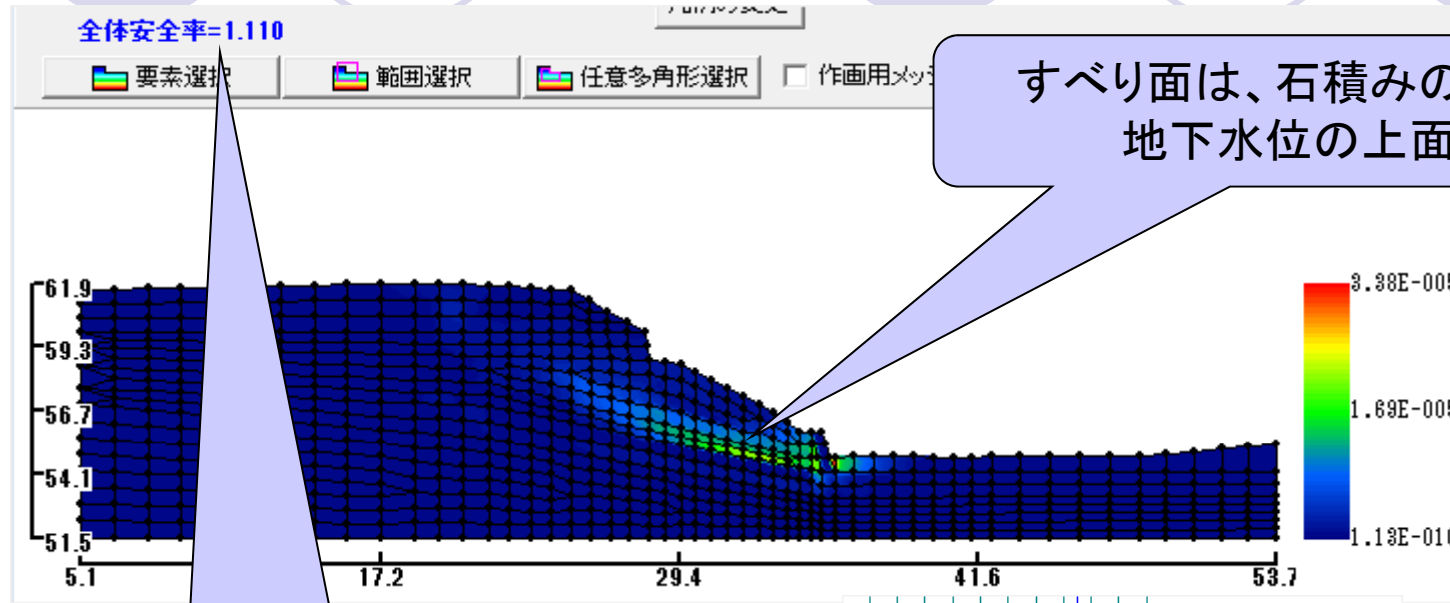


こんなことは、慣れるとすぐ解
るが、慣れていないと間違っ
てF=1.424としてしまう

下側地盤が田んぼなどではよくある

画面(赤い)部分のパラメータを1桁間
違っていた

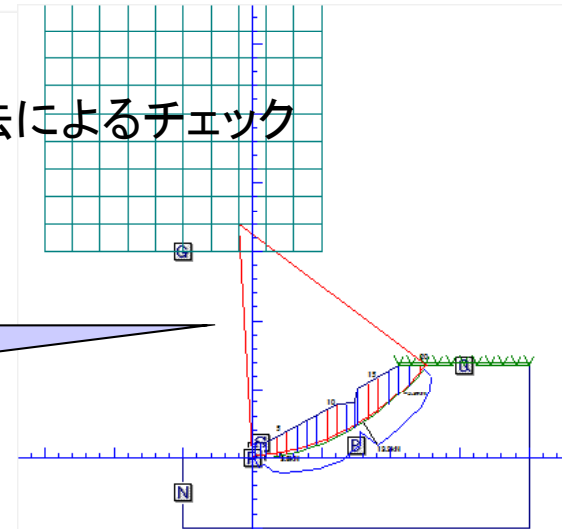
GeoFEASによる斜面安定解析結果



安全率 $F=1.110$

分割法によるチェック

分割法による計算では $F=1.12$



ここで、この法面は安全？



円弧すべり計算は
 $F=1.12$

逆解析での定
数と比べた
か？

モデルは適切
か？？？

境界条件の影響は
ないか？

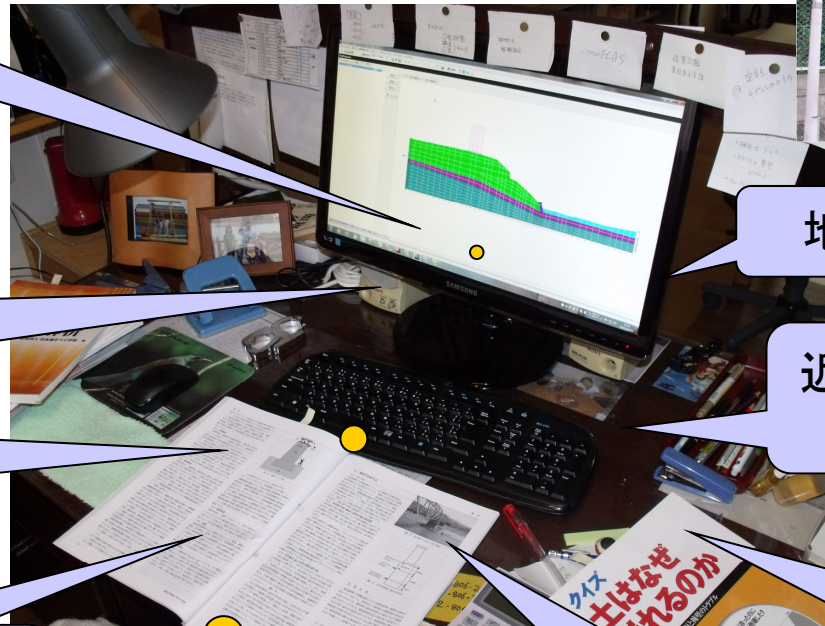
安全率 $F=1.11$ で安定していると
判断(大地震時)

地下水位の変動はあるか

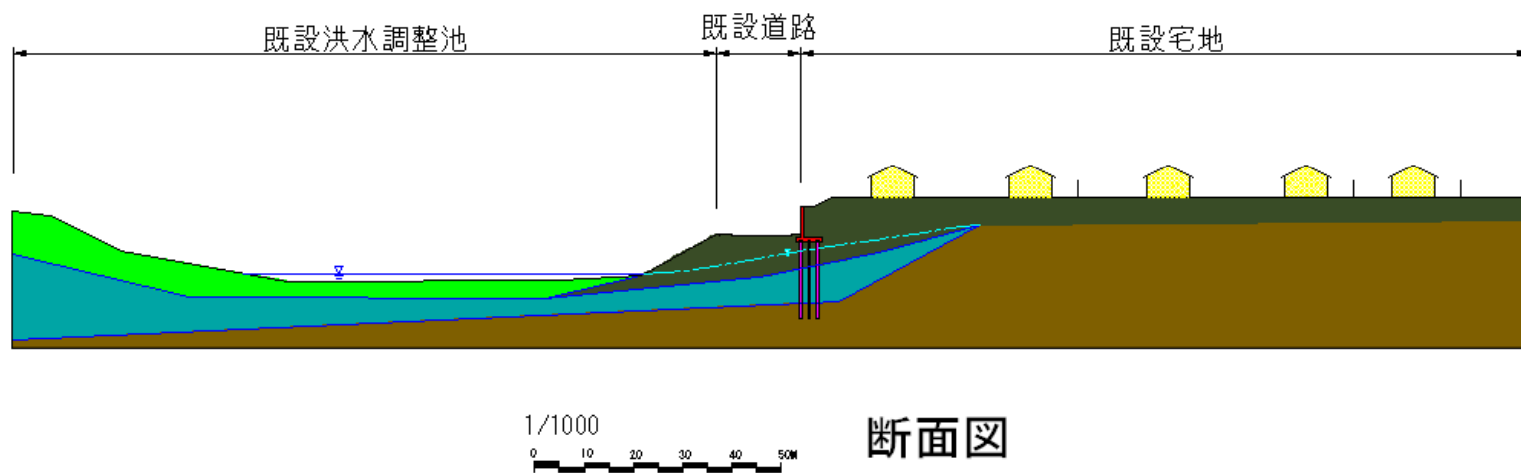
近隣のデータと遜色ない
か？

現場踏査の結果
は？？

パラメータは適切か？？？
極端に大きくないか、小さくないか
(常時は安定している)

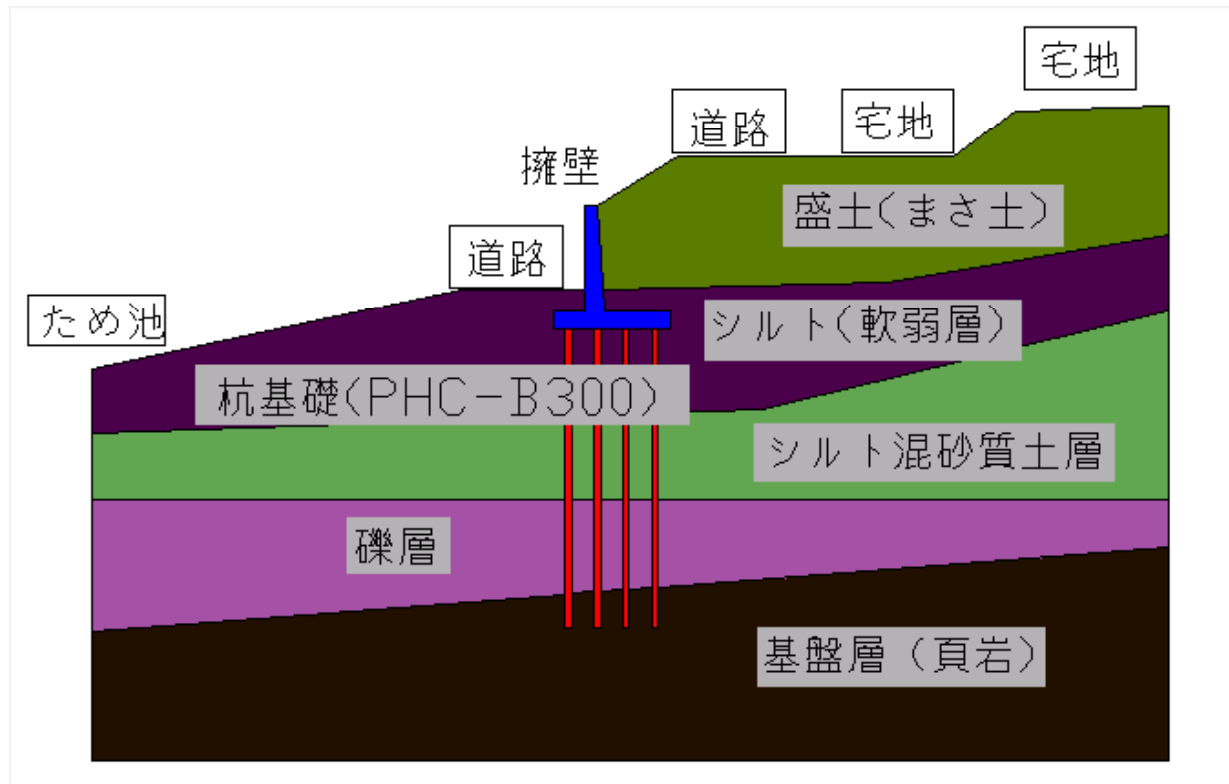


L型擁壁の変位問題（擁壁は後から作る）



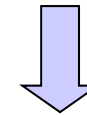
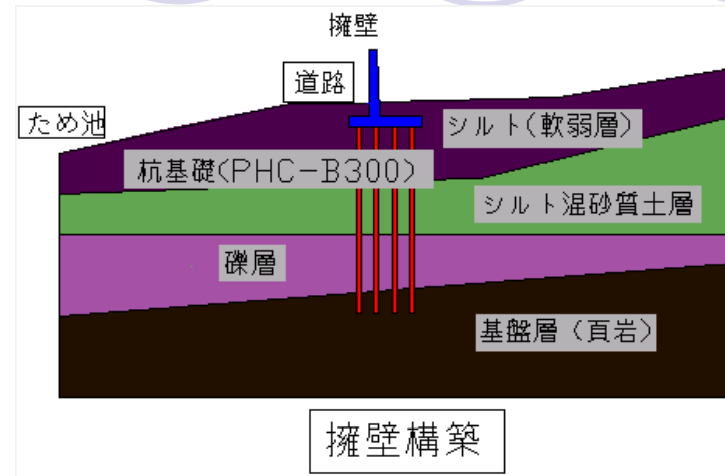
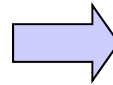
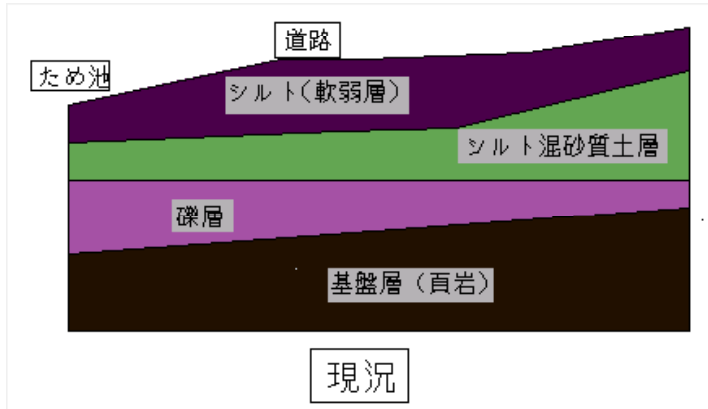
擁壁や橋台は盛土による変形が収束してから作ると、杭基礎は変形しない。

- * 軟弱地盤上に擁壁や橋台を建設する場合、地盤上に擁壁や橋台を施工して、その後に盛土していませんか？
- * 盛土施工後に、擁壁や橋台は動いていませんか？



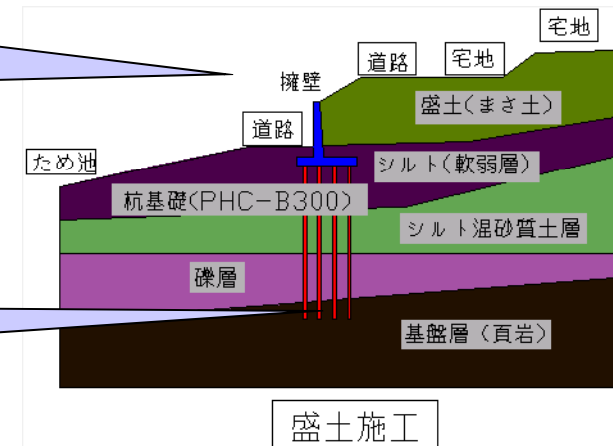
現場は、軟弱地盤上に杭基礎で8m擁壁を構築

擁壁や橋台を構築して、盛土する場合

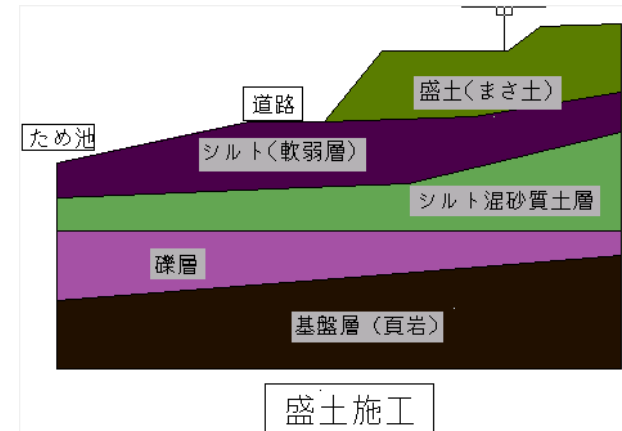
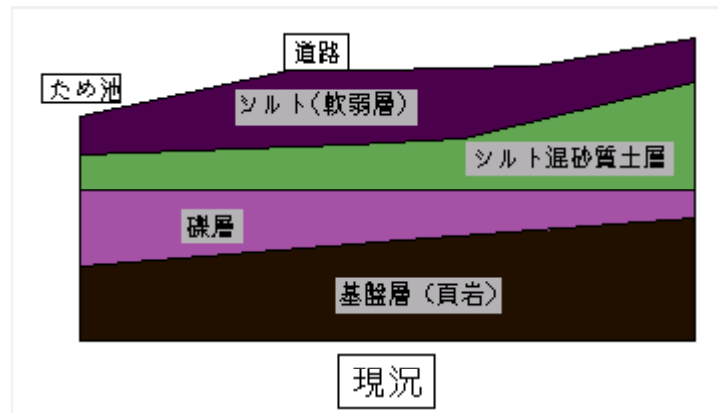


盛土の土圧の影響で、擁壁が移動する、杭基礎への応力が増加

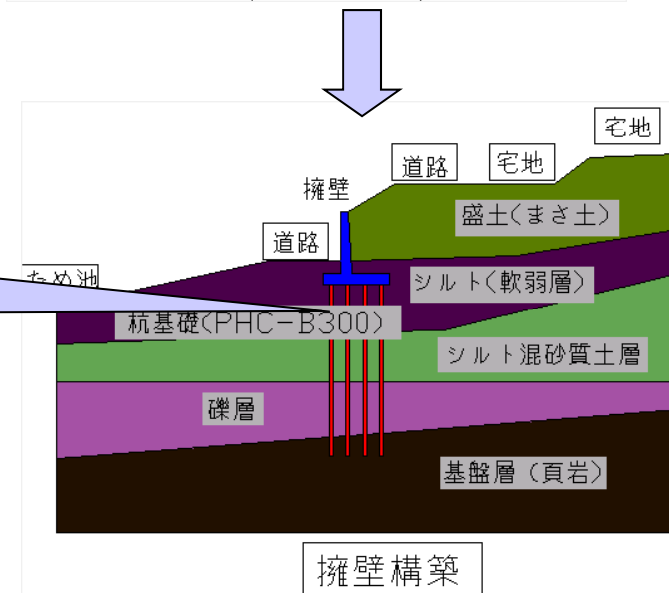
杭基礎に水平応力が掛かっている状態に大地震がきたら



先に盛土を施工して、擁壁や橋台を構築する場合

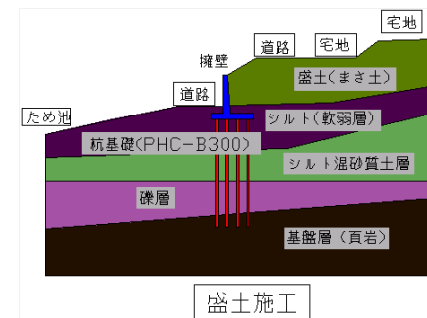
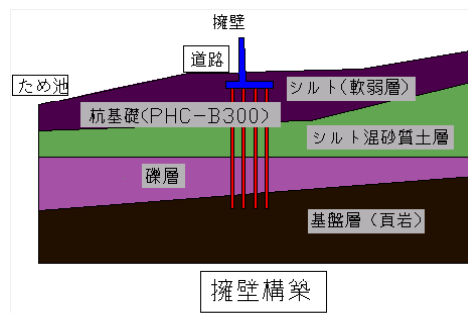
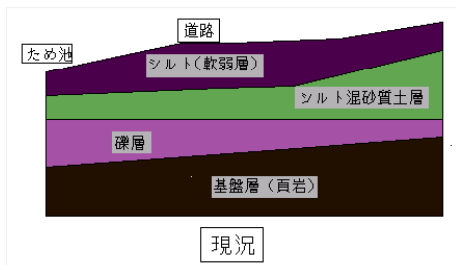


盛土の土圧の影響が少ないので、擁壁の移動量が少ない、杭基礎への応力が増加なし

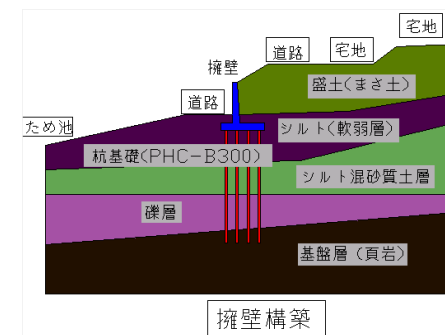
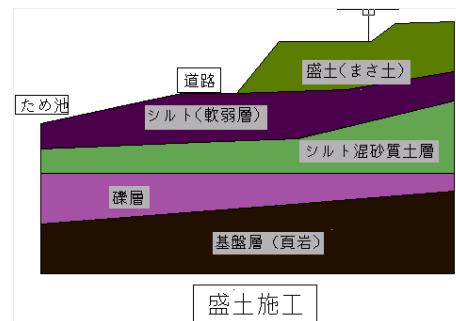
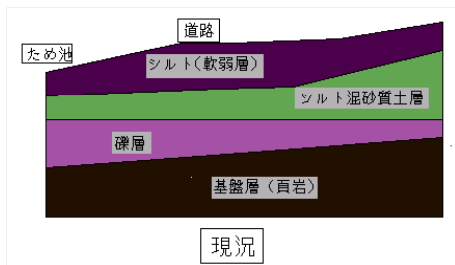


この状態をGeoFEASでステージ解析

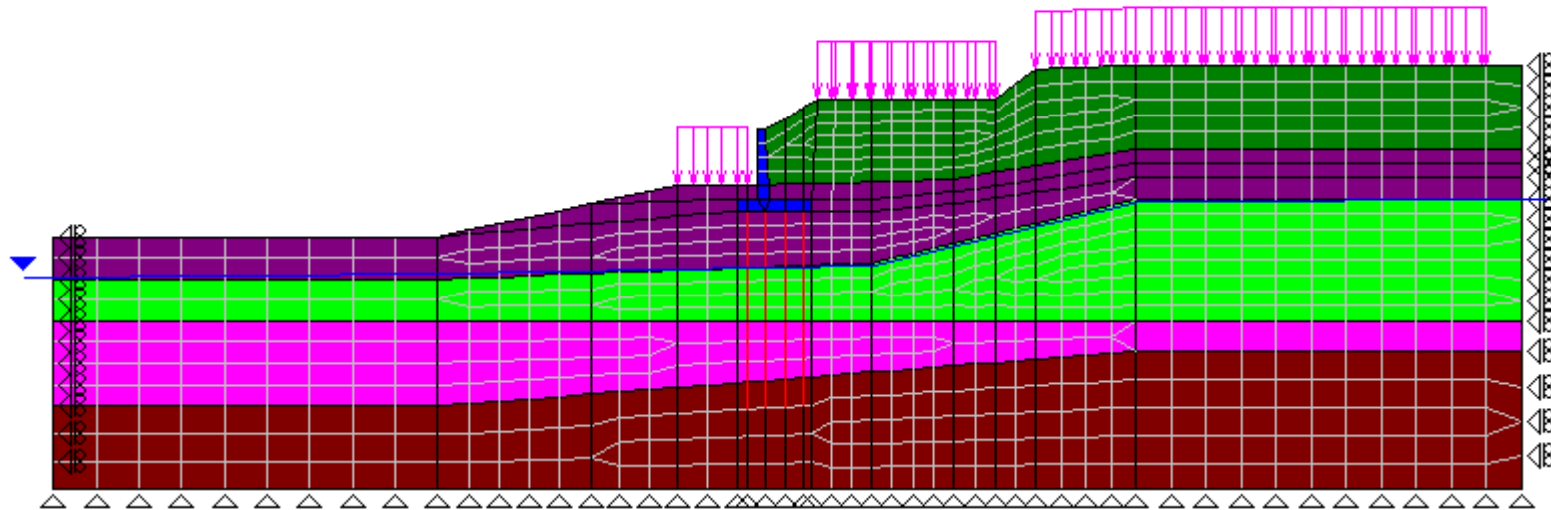
擁壁を先に構築



擁壁を後で構築



まず、全体モデル(常時)

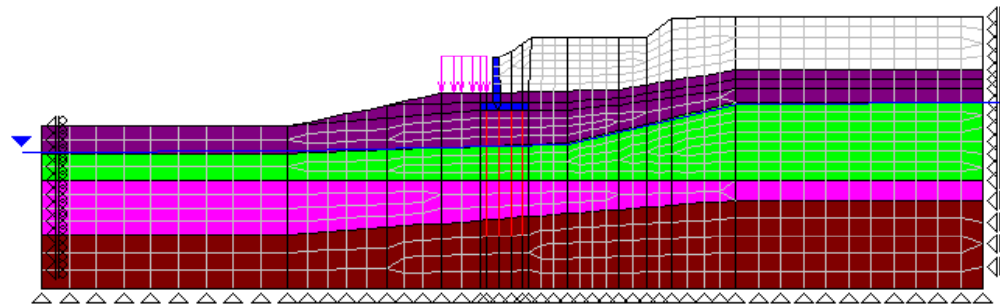


パラメータ (要素定数)

	名称	モデル	γ_s (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	C (kN/m ²)	ϕ (°)	ψ (°)
	擁壁	弾性	24.0	23608451	0.2			
	基礎杭 (PHC300)	弾性	24.5	392000000	0.2			
	盛土	MC/DP	17.0	33600	0.3	74.00	30.0	0.0
	シルト(軟弱層)	MC/DP	16.1	12000	0.4	33.10	25.0	0.0
	シルト混砂質土	MC/DP	17.8	71680	0.3	54.0	32.6	2.6
	礫	MC/DP	18.0	92680	0.3	101.0	36.4	6.4
	軟岩(頁岩)	MC/DP	19.0	246400	0.3	550.0	0.0	0.0

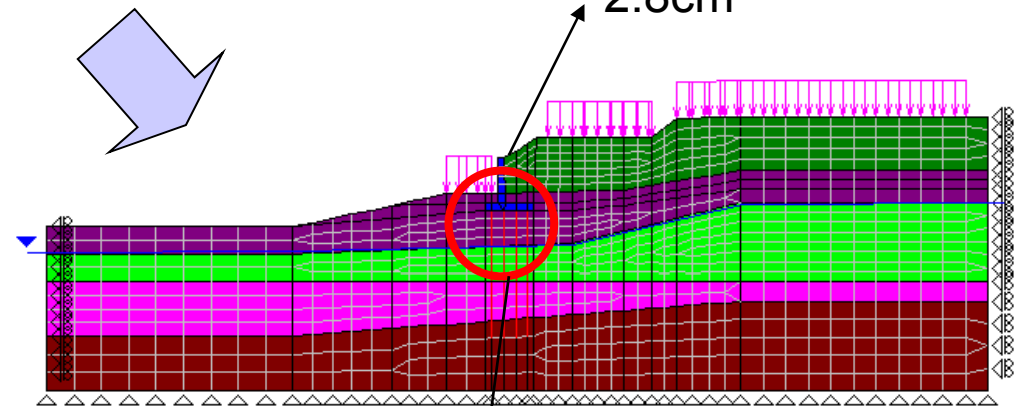
コンクリートは、比較のため弾性モデルとした

擁壁施工後、盛土する場合(常時)



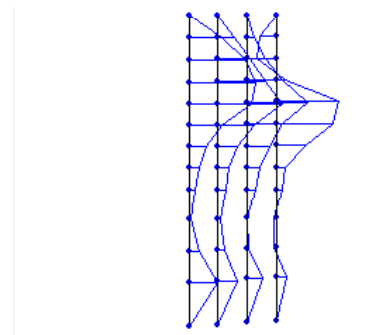
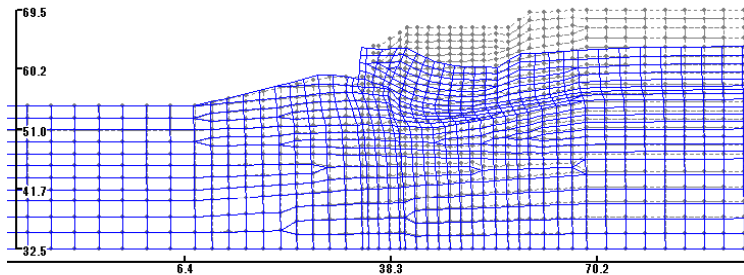
擁壁築造時

擁壁築造後盛土施工時



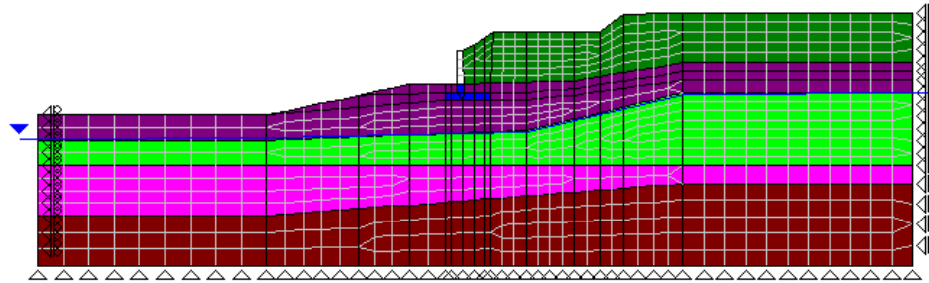
擁壁天端の水平変位
2.8cm

変形図X100



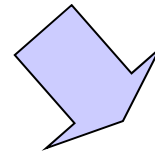
PHC杭のM=145.3(kN·m)

盛土後、擁壁施工する場合(常時)

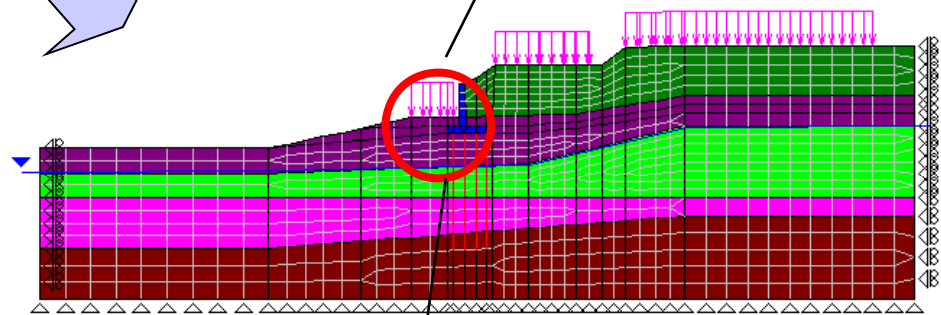


盛土施工時

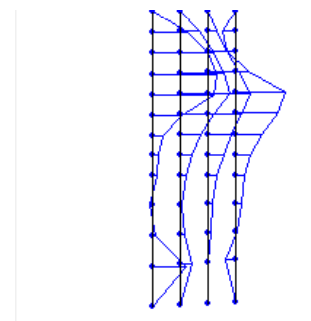
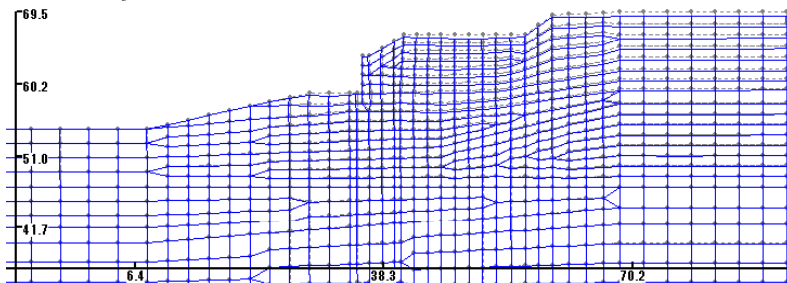
盛土施工後擁壁築造時



擁壁天端の水平変位
0.2cm



変形図X100



PHC杭のM=8.009(kN·m)

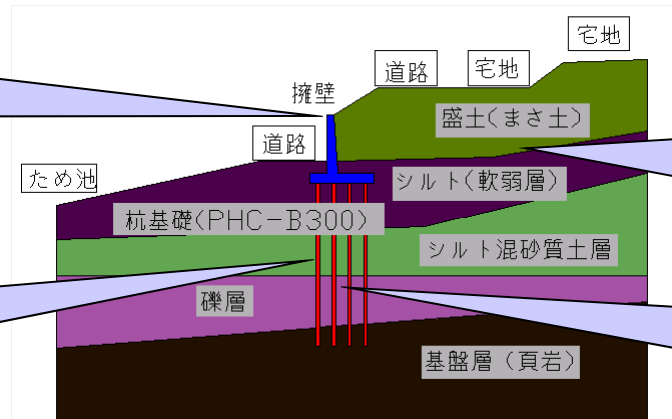
* 軟弱地盤上に擁壁や橋台を建設する場合、地盤上に擁壁や橋台を施工して、その後に盛土していませんか？

擁壁を後で作る方が、
擁壁の変位は1/10

擁壁を後で作る方が、
杭のMは1/18

軟弱地盤上での施工では、
擁壁を後から作る

抑止杭のような
作用力も受けている



比較

ケース	完成時の擁壁天端の水平変位	基礎杭のモーメント (MAX)
擁壁を構築した後に盛土を施工する場合	2.8 cm	145.3 kN・m
盛土を施工した後に擁壁を構築する場合	0.2 cm	8.0 kN・m

* 注意：比較のため、基礎杭PHCは弾性モデルとしている。
(設計・解析では、バイリニア又はトリリニアであるが)

* 軟弱地盤上に擁壁や橋台を建設する場合、地盤上に盛土を先に施工して、その後擁壁や橋台を構築する方が安全。

ここまでの「まとめ」

- ①地盤の複雑な変形や荷重の算定にGeoFEASは、結構使える。
- ②ただし、モデルや定数などの入力データが命なので、その影響や誤差、不確定さなどを十分考慮。
- ③構造物と地盤との相互影響の解析では、FEMは有効なツールである。が、あくまでもシミュレーションであって、“OK”か“NG”を判断してくれるような頭脳ではない。結果の取り扱いに経験は必要だが、それを理解の上であれば、活用範囲は大きい。
- ④結果の判断は自分でしなければならない。知識と経験が重要になる。(充実しているフォーラムエイトのセミナー等を活用する)

「ご静聴ありがとうございました」



(株)ブルドジオテク/ 花田俊弘
(技術士:建設/総合)