

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

2017.2.7

第1回 建設分野 技術講座

Global Leader in Providing Engineering Solutions & Services

MIDAS ITは世界の技術者を支援します



世界 構造解析分野市場占有率1位(midas Gen/iGen)
韓国 建築分野/土木分野/地盤分野CAEソフト占有率1位
中国 土木/地盤構造解析分野市場占有率1位 (midas Civil, midas GTS)

建設業界	No.1	現地法人	8
海外代理店	35	使用国	110

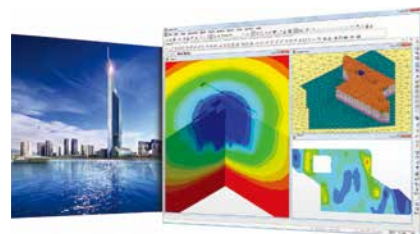
About MIDAS IT

MIDAS ITは、工学技術用ソフトウェア開発および普及、そして構造分野のエンジニアリングサービスとウェブビジネス統合ソリューションを提供する会社です。

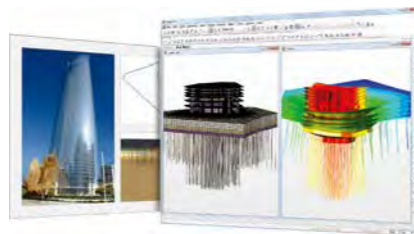
2000年9月に設立、現在は約600名のグローバル専門技術者が在籍し、日本、アメリカ、中国、インド、ロシア、イギリス、ドバイ、シンガポールの現地法人や35ヶ国の代理店など、全世界ネットワークを通し、110ヶ国に工学技術用ソフトウェアを販売する世界的な企業として成長しました。

また、技術者の皆様の技術力向上のために各分野別に技術講座を実施しており、今後もこのような技術講座を定期的に開催していきたいと考えております。

このようなセミナーに是非ともご参加頂けますようお願い申し上げます。



Dubai Tower



Palazzo Versace & D1 Tower



Odeon Tower

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

SESSION 1. 技術講座 3-154

土構造物の実務的な安定解析における諸課題
 東京大学 龍岡 文夫 名誉教授、複合技術研究所 DUTTINE, Antoine

SESSION 2. 解析事例紹介 155-172

FEM解析を取込んだ CIM事例 - GTS NXを活用した CIMモデル
 株式会社フジタ 建設本部土木 EC 設計部 徳永 高志 様

SESSION 3. プログラム紹介 173-201

MIDASプログラム機能紹介
 株式会社マイダスアイティジャパン

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

土構造物の実務的な安定解析における諸課題
東京大学 龍岡 文夫 名誉教授、複合技術研究所 DUTTINE, Antoine

2017年2月7日
MIDAS Geotech Seminar

土構造物の実務的な安定解析 における諸課題

東京理科大学土木工学科
龍岡文夫
複合技術研究所
DUTTINE, Antoine

前回：土の締固めの原理・方法と設計への反映(本日のテーマ)

安定な土構造物の建設には、乾燥重量と含水比に加えて飽和度を管理した締固めが合理的である。ここでは、この新しい締固め管理法の原理と方法を説明する。締固めの良否とともに、粒径に応じて厚くなるせん断層の発達に伴うひずみ軟化、強度・剛性の異方性、三軸・平面ひずみ圧縮等での強度の関係、排水・非排水強度の関係等を考慮して安定解析に適切に反映することが重要である。この課題を、地震時土圧、基礎支持力、斜面安定を例として説明する。

今回：土構造物の実務的な安定解析における諸課題

斜面のスライス法による円弧すべり安定解析は、古典的な土質力学のテーマであり、今更議論の余地はないと通常考えられている。しかし、実務では依然重要であるにも関わらず、設計指針類・教科書等でスライス間土圧、間隙水圧・浸透圧・斜面に作用する水圧、地震力、飽和土の排水条件、非排水繰返し載荷への非排水強度の影響等の取り扱い法が異なる式が示されていて、しかも、その相違の説明が十分ではない。今回、この問題を統一的に説明をして適切に対処する方法を提示する。また、円弧すべり安定解析に基づくNewmark法による剛体すべり変位解析と準静的非線形FEM解析による連続体としての残留変形解析を説明し、飽和土では非排水繰返し載荷と締固めの影響を適切に考慮することが重要であることを説明する。

1. 藤沼ダムの事例

2. 円弧すべり安定解析法の理論的基礎と実施に当たっての留意事項

- 2-1. 混乱した現状
- 2-2. 円弧すべり安定解析の基礎
- 2-3. Fellenius法とは
- 2-4. 地下水位・浸潤面と自由水位の考慮

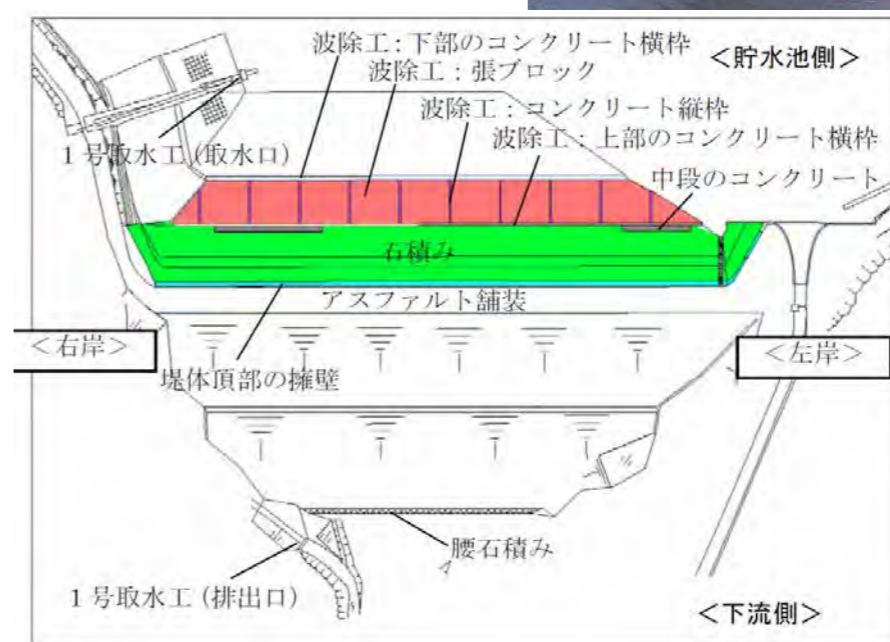
- ・浸透流がない場合
- ・定常浸透流がある場合

- 2-5. 地震力の取り扱い
- 2-6. 異なる設計指針等での排水状態での安全率の式の比較

3. Newark-D法と劣化剛性FEMによる盛土の地震時残留変形解析

- 3-1. Newmark法の経緯
- 3-2. 飽和土の非排水せん断強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮したNewmark-D法による剛体すべり解析
- 3-3. 飽和土の非排水せん断剛性・強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮した準静的非線形FEMによる残留変形解析

破堤前



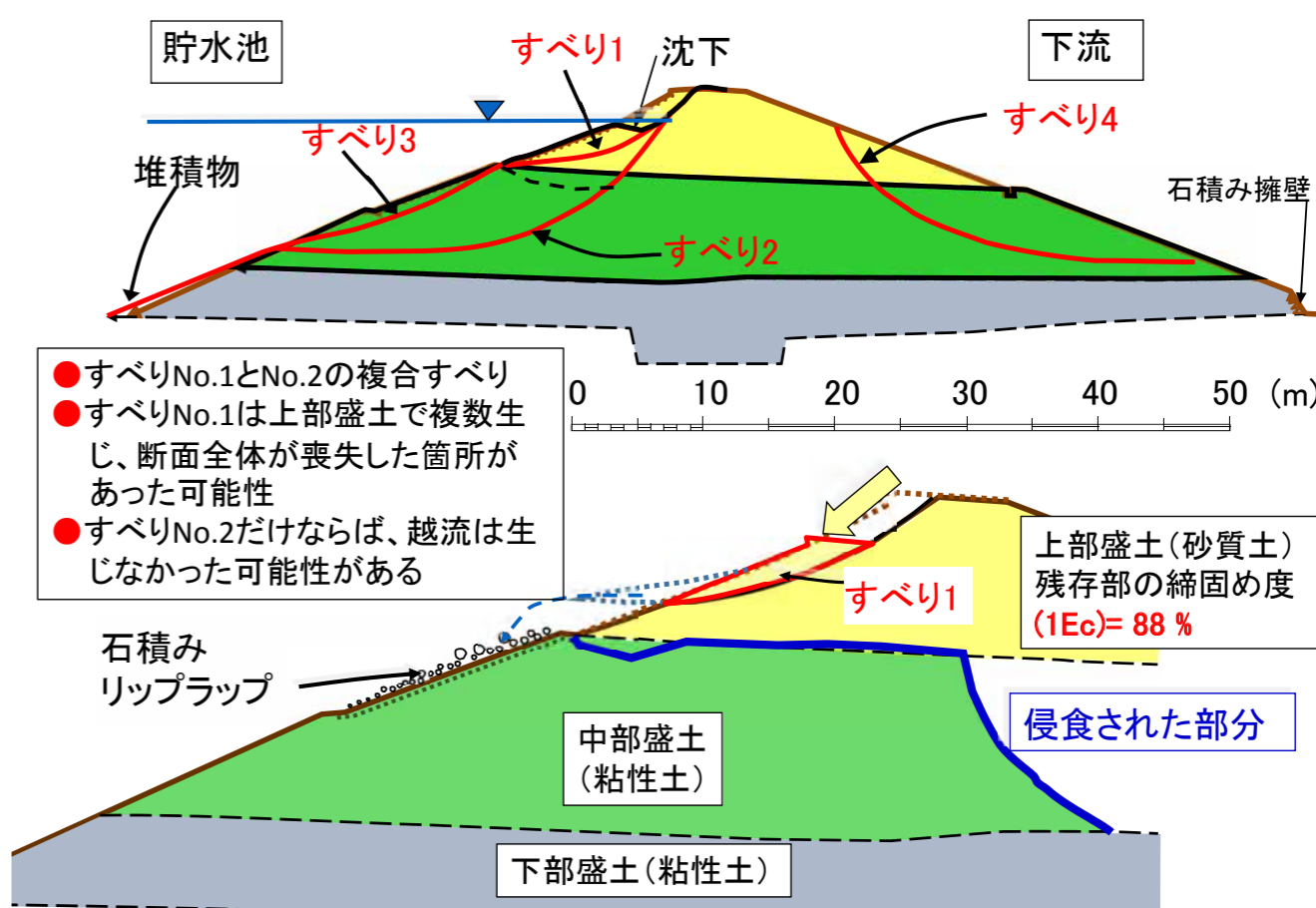
2011東日本大震災 福島県の藤沼本堤

- 農業用灌漑ため池のアースフィルダム(H= 18.5 m; L= 133.2 m、中央・表面遮水壁は無い)
- 着工1937年4月; 第二次世界大戦で中断; 竣工1949年10月.
- 越流による破堤のため、死者7、行方不明1
- 福島県のため池総数 3,000*. 約750が被災 (* 全国で250,000)

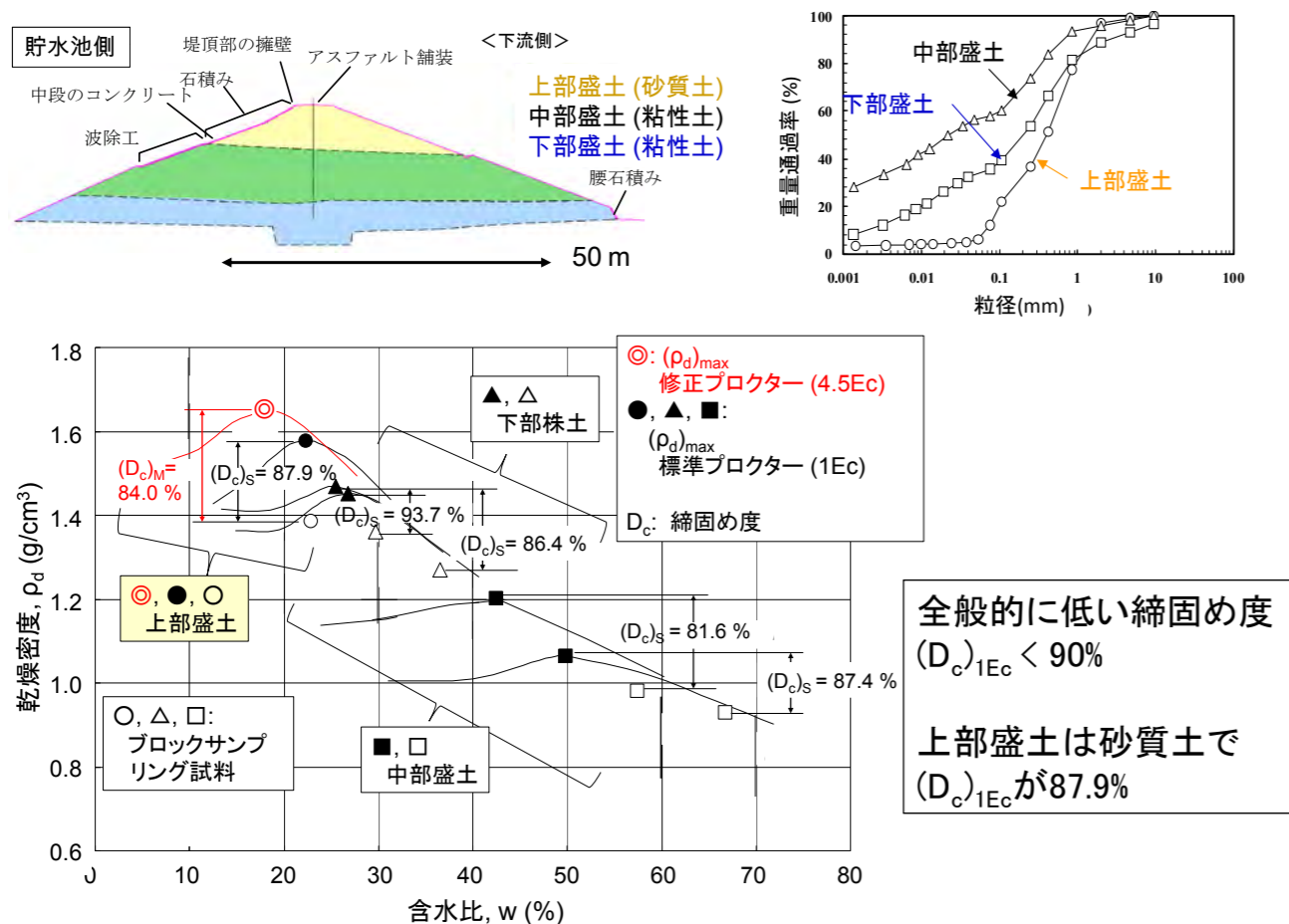


(福島県提供)

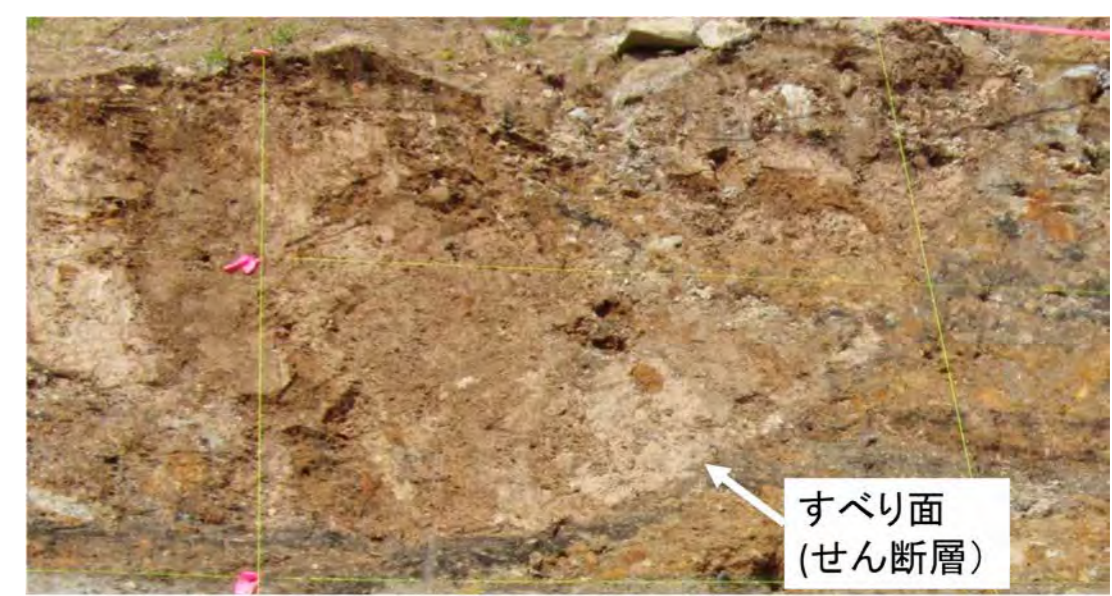
藤沼ダム: 推定されたすべりNo.1 ~No. 4(生起順)



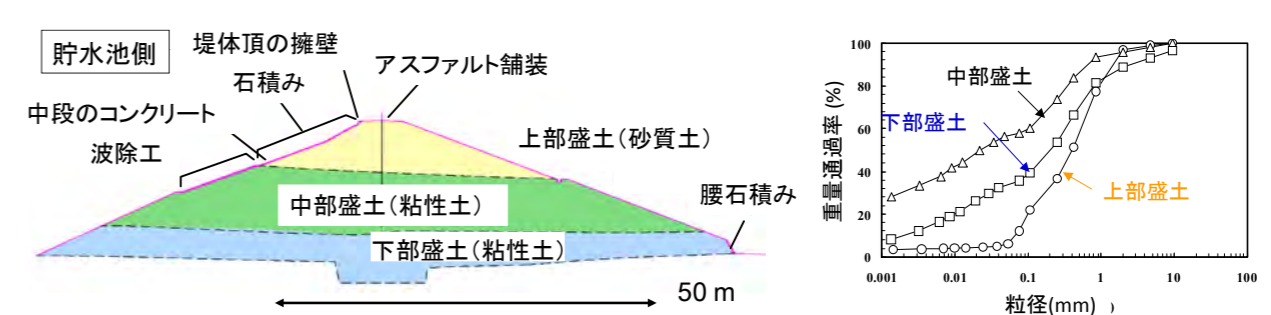
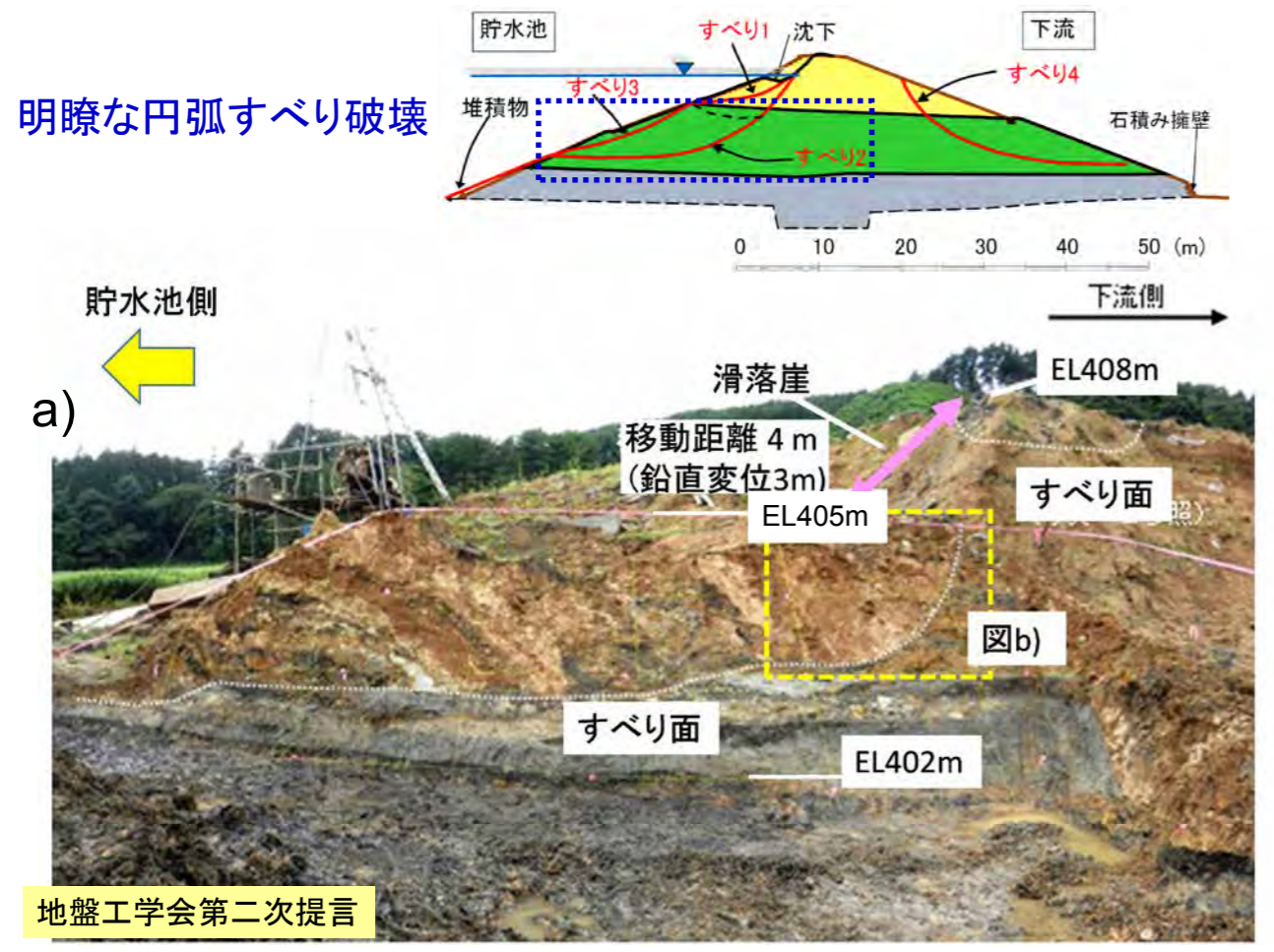
- すべりNo.1とNo.2の複合すべり
- すべりNo.1は上部盛土で複数生じ、断面全体が喪失した箇所があった可能性
- すべりNo.2だけならば、越流は生じなかった可能性がある



明瞭な円弧すべり破壊



明瞭な円弧すべり破壊



■ 崩壊の原因 (推定):

- 1) 全般的に締固め度が非常に低い (近代的締固め基準がなく、近代的締固め機械もなく締固めエネルギーが不十分)
- 2) 上部盛土は、戦後の最も劣悪な条件の下で建設
 - a) 透水しやすく、侵食されやすい、締固め不足の場合は非排水繰返し載荷によって著しく弱化しやすい砂質土を使用
 - b) 締固め度が特に低い
 ⇒ 崩壊が上部盛土の一部で開始 ⇒ 越流しやすい状況となった
 一部での越流開始後、早い速度で侵食が進展 ⇒ 破堤

■ このような耐震診断・耐震補強が必要なため池は、全国で一万を超える！

Tanaka, T., Tatsuoka, F., Mohri, Y. (2012): Earthquake Induced Failure of Fujinuma Dam, *Proc. Int. Symp. on Dams for a Changing World, Kyoto*, June 5, Vol. 6, pp.47-52.

藤沼ダム：強化復旧工事は2014年度から開始

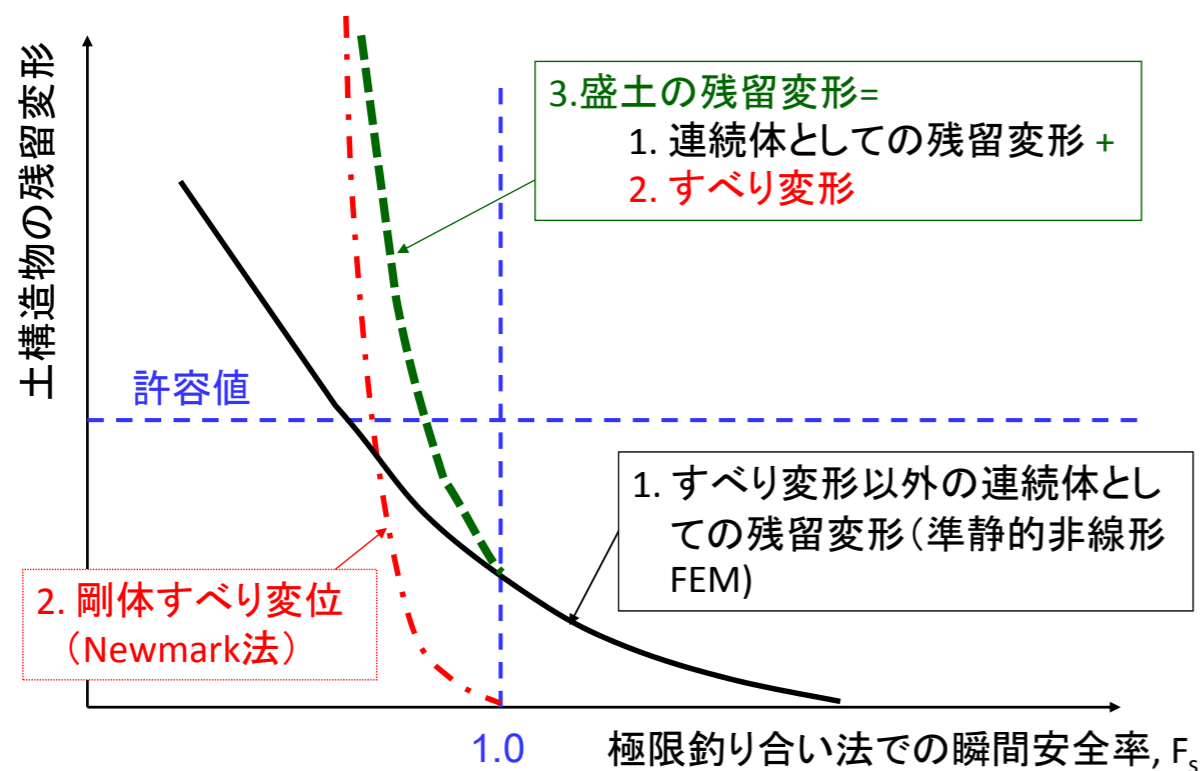
- 設計条件：崩壊した堤体よりも遥かに安定であり、2011年東日本大震災と同じレベルの地震動を受けても確実に安定であること*を示す必要がある ⇒ ①盛土材の選択、②十分な締固めが必須

従来の慣用耐震設計:

設計せん断応力(τ_w)_d: $k_h=0.15$ (レベルI設計地震動)
 設計せん断強度(τ_f)_d: $1Ec$ での D_c の管理値90%で含水比 $>>w_{opt}$ での排水強度 → 円弧すべり解析による安全率 $F_s \geq 1.2$ を確認

- この設計法では、実際の流動的な大崩壊は説明できない!
 また、復興する堤体がレベル2設計地震動に対して非常に安定であることを示すことができない!
- ⇒ 旧堤体の崩壊を説明した上で、上記*を示せる解析法が必要
- ①飽和部分では非排水せん断挙動であり、②非排水繰返し载荷によって強度と剛性は経時的に劣化することを考慮する必要がある。
- ⇒ **Newmark法(全応力法に基づく)**によるすべり変位解析と**準静的FEM残留変形解析**による残留変形解析と両解析結果の統合

実務的な耐震診断：Newmark-D法とFEMの組み合わせ



- 藤沼ダムの事例
- 円弧すべり安定解析法の理論的基礎と実施に当たっての留意事項
 - 混乱した現状
 - 円弧すべり安定解析の基礎
 - Fellenius法とは
 - 地下水位・浸潤面と自由水位の考慮
 - 浸透流がない場合
 - 定常浸透流がある場合
 - 地震力の取り扱い
 - 異なる設計指針等での排水状態での安全率の式の比較
- Newark-D法と劣化剛性FEMによる盛土の地震時残留変形解析
 - Newmark法の経緯
 - 飽和土の非排水せん断強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮したNewmark-D法による剛体すべり解析
 - 飽和土の非排水せん断剛性・強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮した準静的非線形FEMによる残留変形解析

13

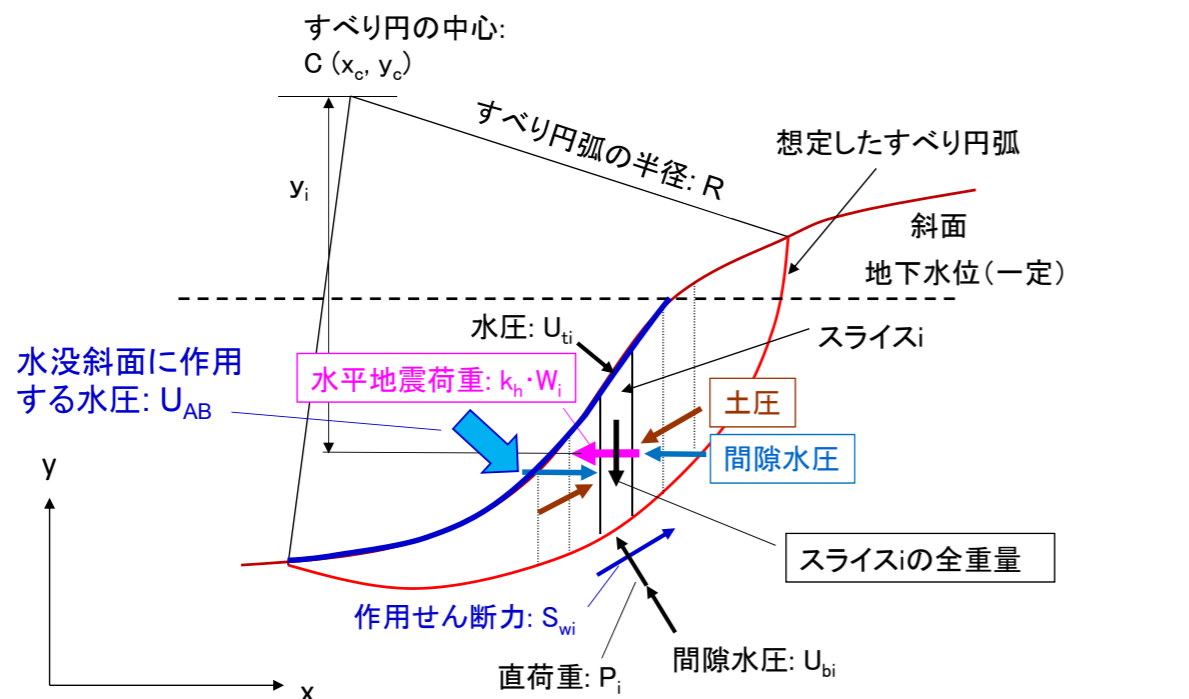
我が国の設計指針等における斜面の円弧すべり極限釣り合い法による常時と地震時安定解析で用いられている安全率を求める諸式の総括

注

- この式の背景は、雑誌基礎工の記事に説明してある。
- この内容は、順次修正、追加される。

14

部分的に水没しているが浸透流がなく外荷重 $Q_i=0$ の斜面を対象として比較

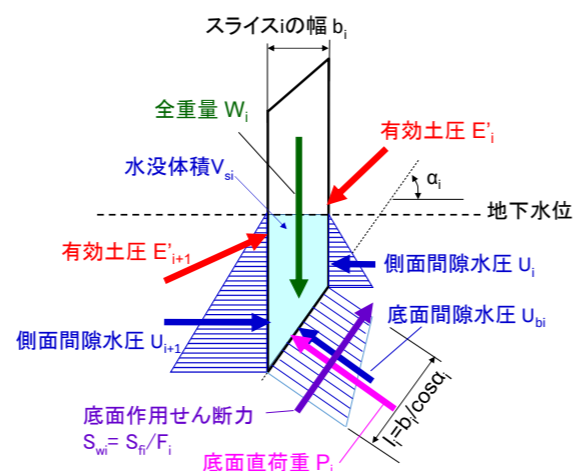


殆どの指針類はFellenius法に基づいている→Fellenius法による式に限定して比較 → 各種要因について異なる仮定 → 異なる式

青字a)の項目が合理的な仮定

- 1)スライス底面の有効直荷重 P'_i を求める際のスライス間の有効土圧に関する仮定
- a)スライス両側面での有効土圧の合力は、スライス底面に平行
- b)スライス両側面での有効土圧のそれぞれがスライス底面に平行
- c)スライス間の有効土圧と間隙水圧を無視する

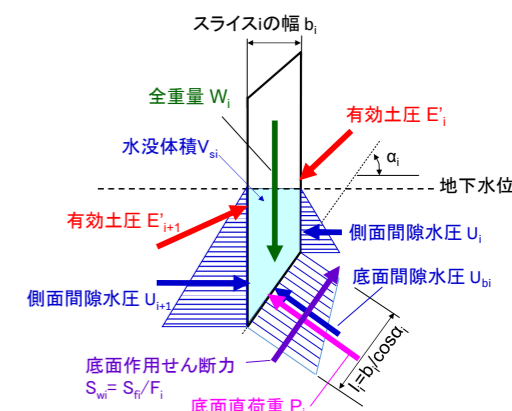
■地下水位により上のすべり土塊では、これらの仮定での P'_i は同じである。しかし、b)では隣り合うスライス間の土圧に矛盾が生じ、c)では浸透力・地震荷重等の各種要因の P'_i に対する影響を力の多角形に基づいて算定することが出来なくなる。



青字a)の項目が合理的な仮定

2)スライスの鉛直側面での間隙水圧の作用方向:

- a)水平(力学的に正しい):
いわゆる修正Fellenius法
- b)無視 または スライス底面に平行(力学的に不合理で、スライス底面が急勾配になるほど $P'_i < 0$ となる): 古典的なFellenius法

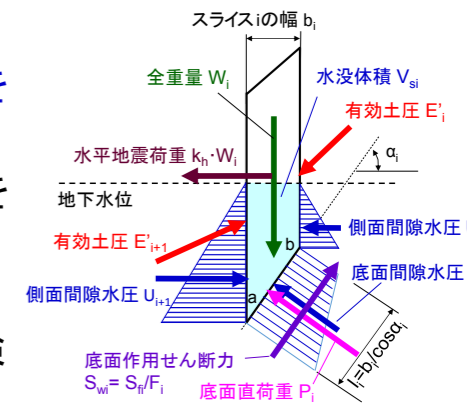


3)滑動moment M_d を計算する時の部分的/完全水没スライスの自重と斜面に作用する水圧 U_{AB} の考慮法:

- a)「有効重量 W'_i を用いて U_{AB} は用いない方法」と「全重量 W_i と U_{AB} を用いる方法」: 両者は等価であり、力学的に正しい
- b)「 W_i を用いて U_{AB} を考慮しない」方法。
 - 1)盛土内の地下水位が存在しない場合は正解
 - 2)地下水位が高いが浸透流が無い場合は力学的に不合理で安全側 完全に水没して浸透流が無い斜面では安全率を約1/2に過小評価
 - 3)浸潤面が高く斜面下方に向かう浸透流があるが斜面に水圧が作用していない斜面に対しては、実務的にほぼ妥当な近似法

4)水平地震荷重の考慮の有無とその作用位置:

- a) $k_h \cdot W_i$ はスライスの重心に作用するとして M_d を算定(力学的に正しい)
- b) $k_h \cdot W_i$ はスライスの底面に作用するとして M_d を算定(力学的に不合理)
- c)地震荷重によって生じる Δu は考慮するが k_h は考慮しない(地震動終了直後の安定性を検討していることになる)
- d)耐震設計をせず常時の排水条件($k_h=0$ & $\Delta u=0$)での安定性だけを確認



5)飽和土の地震時の排水条件:

- a)飽和土に対して非排水条件
 - a1) 全応力法に基づき、非排水繰返し載荷による低下を考慮した非排水せん断強度
 - a2) Δu 法によって非排水せん断強度を算定
Newmark法に適用する場合は k_h による M_d を考慮する必要がある
- b)常に排水条件と仮定
緩い土では危険側、密な土では安全側の仮定

各種設計指針等でのFellenius法による安全率計算式の設定条件

解析法	滑動モーメント M_s の影響要因			抵抗モーメント M_r の影響要因(スライス底面有効直荷重 P_i の計算式)								備考
	常時の自重	地震荷重(水平)	$k_n \cdot W_i$ 載荷位置	スライス側面での常時及び地震時土圧	スライス側面での常時間隙水圧 U_s	浸潤面の位置	浸透力	地震時に排水状態の場合のせん断強度	飽和土の地震時せん断強度			
									排水せん断強度	非排水せん断強度		
Newmark-S	W_i もしくは $W_i & U_{AB}$	$k_n \cdot W_i$	スライス重心	スライス底面に平行 ¹⁾	水平に作用 ²⁾	考慮	上流側斜面では無視	$k_n \cdot W_i$ により P_i は減少	左に同じ	1)Fellenius法での仮定 2)スライスの有効重量 W'_i から P_i を計算、力学的に合理的		
Newmark-D												
国土省河川管理施設等構造令、河川砂防技術基準フィルダム対象	W_i もしくは $W_i & U_{AB}$	$k_n \cdot W_i$	スライス底面 ³⁾	スライス底面に平行	水平に作用 ²⁾	考慮	考慮?	$k_n \cdot W_i$ により P_i は減少	左に同じ	3)見掛け上、 M_s を過大評価 4)飽和土の地震時非排水強度を、緩い土では過大評価、密な土では過小評価		
フィルダム耐震設計指針平成3年5月			スライス重心									
土地改良事業計画設計基準平成15年4月	W_i もしくは $W_i & U_{AB}$	$k_n \cdot W_i$	スライス底面	スライス底面に平行	水平に作用 ²⁾	考慮	考慮?	$k_n \cdot W_i$ により P_i は減少	左に同じ	5) $CU(c', \phi)$ 或いは $CD(c_u, \phi_u)$ 6)非排水状態で地震荷重の影響を考慮する意味が不明		
土地改良事業設計指針「ため池整備」平成27年5月1日	$W_i & U_{AB}$	$k_n \cdot W_i$	記述なし	記述なし	記述なし	考慮	考慮?	記述なし	砂質土は $CD(c_u, \phi_u)$ 、粘性土 $CU(c', \phi')$	全体として詳細は不明。おそらく、上記基準と同様であろう。		

19

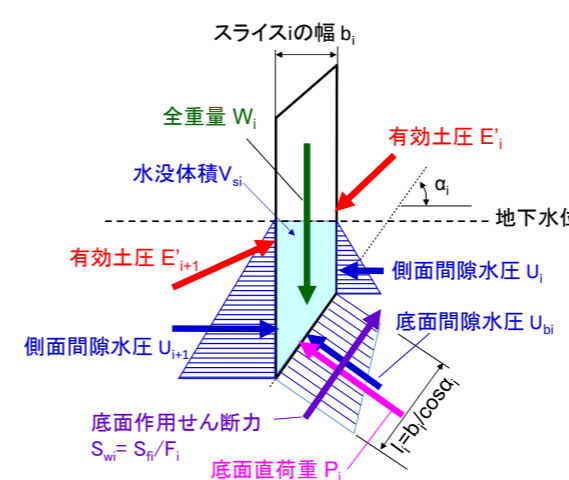
解析法	滑動モーメント M_s の影響要因			抵抗モーメント M_r の影響要因(スライス底面有効直荷重 P_i の影響要因)								備考
	常時の自重	地震荷重(水平)	$k_n \cdot W_i$ 載荷位置	スライス側面での常時及び地震時土圧	スライス側面での常時間隙水圧 U_s	浸潤面の位置	浸透力	地震時に排水状態の場合のせん断強度	飽和土の地震時せん断強度			
									排水せん断強度	非排水せん断強度		
道路土工、切土・斜面安定工指針(平成21年度版)	$W_i (U_{AB})$ に関する注記なし	考慮しない ¹²⁾		スライス底面に平行	水平に作用	考慮(暗黙的)	無視	$k_n \cdot W_i$ による P_i の減少は考慮しない ¹³⁾		13)そもそも、耐震設計を行わない		
Newmark- Δu 法 河川堤防の指針に準拠した場合	$W_i (U_{AB})$ に関する注記なし	$k_n \cdot W_i$ ¹⁴⁾	スライス重心	スライス底面に平行	水平に作用	考慮	無視		スライス側面で ΔU は水平 ¹⁵⁾	14) ΔU と $k_n \cdot W_i$ を同時に考慮 15)非排水繰返し三軸試験で各繰返しサイクルでの Δu の最大値から求めた値		
Newmark- Δu 法 自重による M_s に関して正しい方法	W_i もしくは $W_i & U_{AB}$	$k_n \cdot W_i$ ¹⁴⁾	スライス重心	スライス底面に平行	水平に作用	考慮	無視		スライス側面で ΔU は水平 ¹⁵⁾			
宅地防災研究会(2000):改訂版宅地防災マニュアルの解説 [1]、平成12年5月	$W_i (U_{AB})$ に関する注記なし	$k_n \cdot W_i$	スライス重心	スライス底面に平行	水平に作用 ¹⁶⁾	考慮(暗黙的)	無視	$k_n \cdot W_i$ により P_i は減少	左に同じ	16)原理的に異なった複数の式が示されている 17) P_i を過小評価、 M_r を過小評価		

21

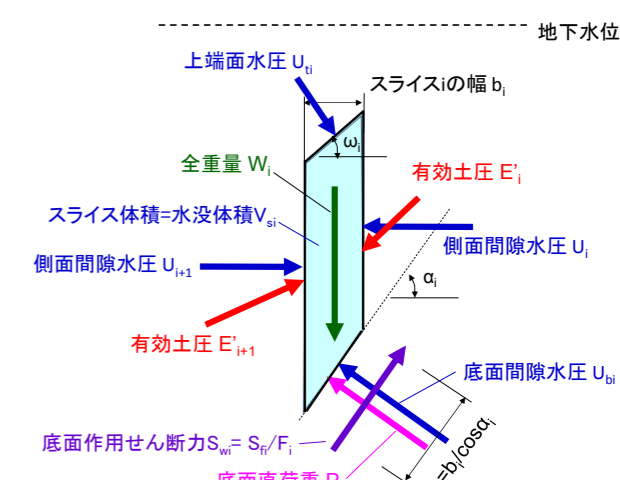
各種設計指針等での安全率計算式を統一した表現にするための定義

スライスの自重の定義:
 ①全重量 W_i : スライスが地下水位の上か、部分的あるいは完全に水没しているにかかわらず、全単位体積重量 γ_{total} (飽和あるいは不飽和)を用いて計算した重量
 ②有効重量 W'_i =全重量 W_i -浮力 W_{bi} : 地下水位の上では γ_{total} を、地下水位より下では水中重量 γ' を用いて計算した重量、 浮力 $W_{bi}=V_{si} \cdot \gamma_w$

部分的に水没しているスライス



完全に水没しているスライス



22

各種設計指針等での安全率計算式を統一した表現にするための定義

浸透流がない斜面での滑動モーメント M_d (両者は同じ内容):

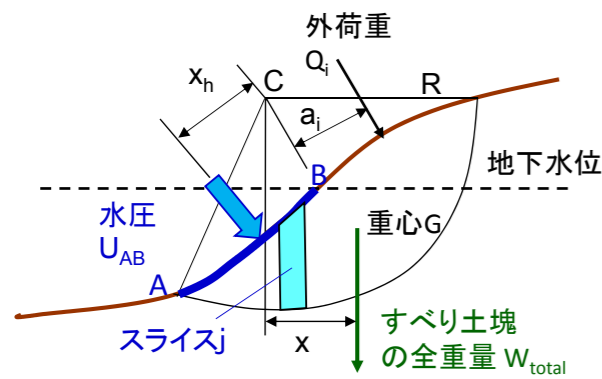
■有効応力的表現: $M_d = \Sigma(R \cdot W'_i \cdot \sin \alpha_i) = W'_{total} \cdot x'$ (1)

■全応力的表現: $M_d = \Sigma(R \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w = W_{total} \cdot x - M_w$ ($M_w = U_{AB} \cdot x_h$) (2)

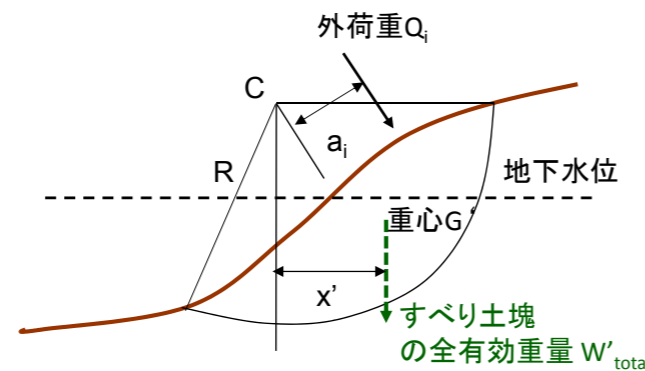
式2の根拠

- ① $M_w = U_{AB} \cdot x_h$ は完全水没スライスの上端に作用する水圧による M_d の合計。
- ② 隣り合うスライスの側面の間隙水圧による M_d はキャンセルされて M_d を生じない。
- ③ スライス底面に作用する間隙水圧は M_d を生じない。

a) 全応力的表示



b) 有効応力的表示



各種設計指針等での安全率計算式

解析法	安全率 $F_s = \text{Min}(F_{global})$ の F_{global} の内容 ($Q_i = 0$ の場合)		備考
	初期状態(常時)	地震時(排水条件、もしくは非排水条件)	
Newmark-S	$\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R}$	排水条件: y_i は $k_h \cdot W_i$ の円弧中心までの腕の長さ $\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W'_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$	
Newmark-D	あるいは、 $\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W_i - W_b) \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R}$ W_b はスライスに作用する浮力 $=u_i \cdot b_i$ 分母では、有効重量 $W'_i = \text{全重量} W_i - \text{浮力} W_b$ を用いている。これは W_i と外水圧 U_{AB} を用いた式と等価である。	非排水条件: $\tau_{f,u}$ は、全応力法で求めた劣化を考慮した非排水せん断強度 $\frac{\sum [\tau_{f,u}]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$	
国土省河川管理施設等構造令、河川砂防技術基準(フィルダムが対象)		飽和しているかどうかに関わらず全て排水条件: $\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W'_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot \cos \alpha_i)}$	
フィルダム耐震設計指針平成3年5月		Newmark-S法とおなじ 飽和しているかどうかに関わらず全て排水条件: $\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W'_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$	
土地改良事業計画設計基準平成15年4月		飽和しているかどうかに関わらず全て排水条件: $\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W'_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot \cos \alpha_i)}$	国土省と同じ
土地改良事業設計指針「ため池整備」平成27年5月1日	明確な記述がない	明確な記述がない	

解析法	安全率 $F_s = \text{Min}(F_{global})$ の F_{global} の内容 ($Q_i = 0$ の場合)		備考
	初期状態(常時)	地震時(排水条件、もしくは非排水条件)	
鉄道構造物等設計標準・同解説平成19年1月	$\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i)}$ あるいは、 $\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W_i - W_b) \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i)}$	飽和しているかどうかに関わらず全て排水条件: $\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W'_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$	Newmark-S法と同じ
河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)平成24年2月		排水条件: $\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W'_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$ 非排水条件: 地震荷重による ΔU_{bi} は考慮するが $k_h \cdot W_i$ は考慮しない(地震動終了時が対象) $\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + \{W_i - (U_{bi} + \Delta U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i\} \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i)}$ この式は部分的に水没したスライスが対象であり、完全水没したスライスに対しては書き直す必要がある。	上と同じ式 所謂 Δu 法
道路土工盛土工指針(平成22年4月)		飽和しているかどうかに関わらず全て排水条件: $\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W'_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$	それぞれの式を適用する条件は、上の表を参照
道路土工軟弱地盤対策指針(平成24年8月)		非排水条件: 地震荷重による ΔU_{bi} は考慮するが $k_h \cdot W_i$ は考慮しない $\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + \{W_i - (U_{bi} + \Delta U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i\} \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i)}$	指針では式は示されていない。文章から解釈。
道路土工、切土・斜面安定工指針(平成21年度版)		排水条件: 地震力による ΔU_{bi} と $k_h \cdot W_i$ を考慮しない $\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i)}$	常時に対する式と同じ

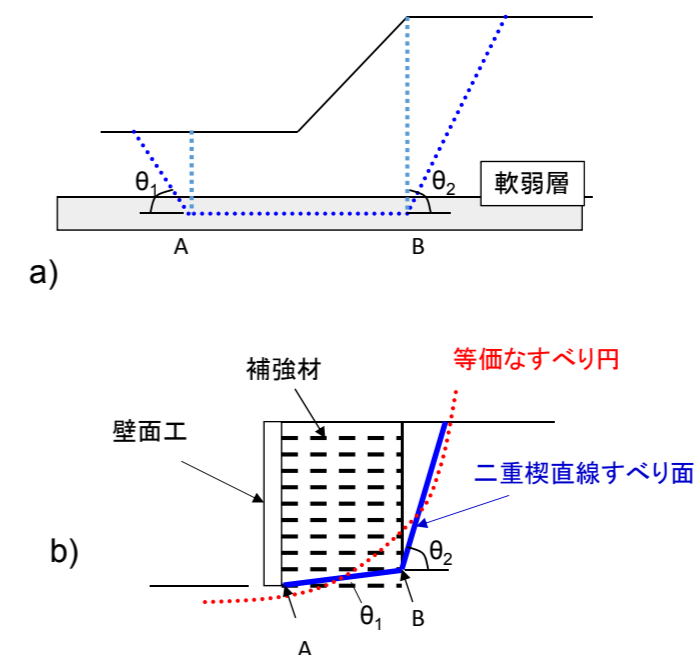
解析法	安全率 $F_s = \text{Min}(F_{global})$ の F_{global} の内容 ($Q_i = 0$ の場合)		備考
	初期状態	地震時(排水条件、もしくは非排水条件)	
Newmark- Δu 法	$\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W_i - U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i)}$	非排水条件: 地震荷重による ΔU_{bi} と $k_h \cdot W_i$ を同時に考慮 $\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + \{W_i - (U_{bi} + \Delta U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i\} \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$	式の形は要確認
河川堤防の指針に準拠して Δu とともに地震荷重を考慮した場合	分母に W_i を用いて U_{AB} による抵抗モーメントが含まれていない。従って、 $U_{AB} > 0$ の斜面に対しては M_d を過大評価。しかし、 $U_{AB} = 0$ の斜面では、分子で浸透力の影響で考慮した実用的な近似式	分母に W_i を用いて U_{AB} による抵抗モーメントが含まれていない。従って、 $U_{AB} > 0$ の斜面に対しては M_d を過大評価。しかし、 $U_{AB} = 0$ の斜面では、分子で浸透力の影響で考慮した実用的な近似式	
Newmark- Δu 法 自重による M_d に関して正しい方法	$\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R}$	$\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + \{W_i - (U_{bi} + \Delta U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i\} \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$	
港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成19年7日)	$\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i)}$	記述がない。	簡易 Bishop法も併記されている
宅地防災マニュアルの解説(平成10年3月)	$\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W'_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi}) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i)}$	飽和しているかどうかに関わらず全て排水条件: 分子が異なる二つの式が示されている $\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi}) - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$ $\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W'_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$	所謂有効応力法の場合

1. 藤沼ダムの事例
2. 円弧すべり安定解析法の理論的基礎と実施に当たっての留意事項
 - 2-1. 混乱した現状
 - 2-2. 円弧すべり安定解析の基礎
 - 2-3. Fellenius法とは
 - 2-4. 地下水位・浸潤面と自由水位の考慮
 - ・浸透流がない場合
 - ・定常浸透流がある場合
 - 2-5. 地震力の取り扱い
 - 2-6. 異なる設計指針等での排水状態での安全率の式の比較
3. Newark-D法と劣化剛性FEMによる盛土の地震時残留変形解析
 - 3-1. Newmark法の経緯
 - 3-2. 飽和土の非排水せん断強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮したNewmark-D法による剛体すべり解析
 - 3-3. 飽和土の非排水せん断剛性・強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮した準静的非線形FEMによる残留変形解析

27

複合直線すべり面の例:

- a) 水平軟弱薄層が存在する場合
- b) 強度が明確に異なる領域で構成されている場合: 例) 補強土擁壁

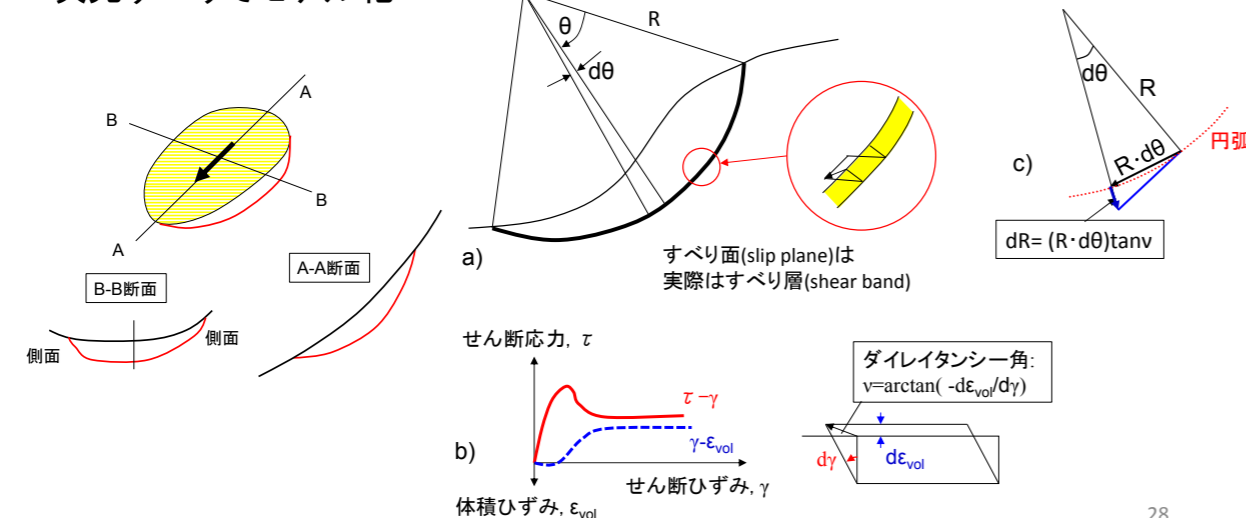


29

スライス法の構造 (step 1→step 4⑦):

- 1) すべり土塊の形状に関する仮定: 二次元
- 2) すべり面の形状に関する仮定: 円弧
- 3) 試行すべり面の仮定

三次元的すべりを
二次元すべりでモデル化



28

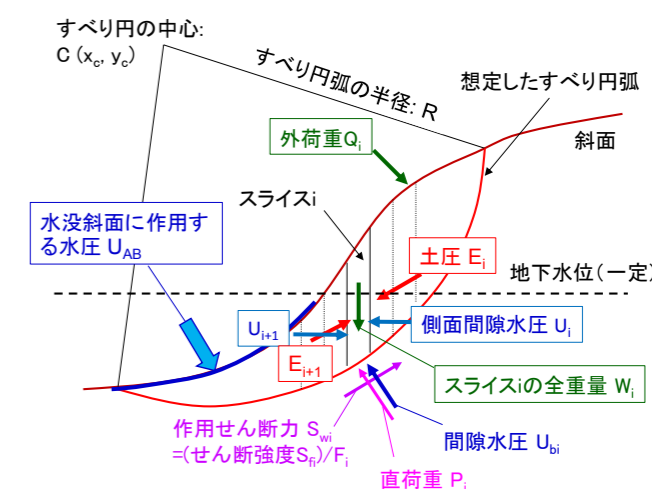
4) スライス法による円弧すべり極限釣り合い解析

- ① 試行すべり円弧に囲まれたすべり土塊を n 個の鉛直 slice に分割
- ② 円弧すべり安定解析での最も基本的な概念は、個々のスライスで定義される「土のせん断破壊に対する局所的安全率」:

$$F_i = \frac{\tau_{fi}}{\tau_{wi}}$$

τ_{wi} : 作用せん断応力

$$\tau_{fi} = c'_i + (\sigma_{ni} - u_i) \cdot \tan\phi'_i$$



30

4) 円弧すべりでの極限釣り合い解析

③すべり土塊全体の試行すべり面の中心Cの周りの抵抗モーメント M_r の滑動モーメント M_d に対する比で定義した全体安全率 F_{global} は、

$$F_{global} = \frac{M_r}{M_d} = \frac{\sum \{R \cdot (\tau_{fi} \cdot l_i)\}}{\sum \{R \cdot (\tau_{wi} \cdot l_i)\}} \quad F_{global} = \frac{M_r / R}{M_d / R} = \frac{\sum (\tau_{fi} \cdot l_i)}{\sum (\tau_{wi} \cdot l_i)} = \frac{\sum (F_i \cdot \tau_{wi} \cdot l_i)}{\sum (\tau_{wi} \cdot l_i)}$$

④実際のすべり破壊は、必ず進行的。しかし、スライスNo. 1から最終スライスNo. nまで F_i が全て等しいと仮定すると(即ち、破壊は進行的ではないと仮定すると)、個々のスライスに対する $F_i = \tau_{fi} / \tau_{wi}$ とすべり土塊全体に対する F_{global} は同じになる。

$F_1 = F_2 = F_3 = \dots = F_i = \dots = F_n = F$ とすると、

$$\rightarrow F_{global} = \frac{\sum (F_i \cdot \tau_{wi} \cdot l_i)}{\sum (\tau_{wi} \cdot l_i)} = \frac{\sum (F \cdot \tau_{wi} \cdot l_i)}{\sum (\tau_{wi} \cdot l_i)} = \frac{F \cdot \sum (\tau_{wi} \cdot l_i)}{\sum (\tau_{wi} \cdot l_i)} = F$$

F_{global} と $F_1 = F_2 = F_3 = \dots = F_i = \dots = F_n = F$ が一致する

31

4) ④実際は、すべり破壊が進行的で、

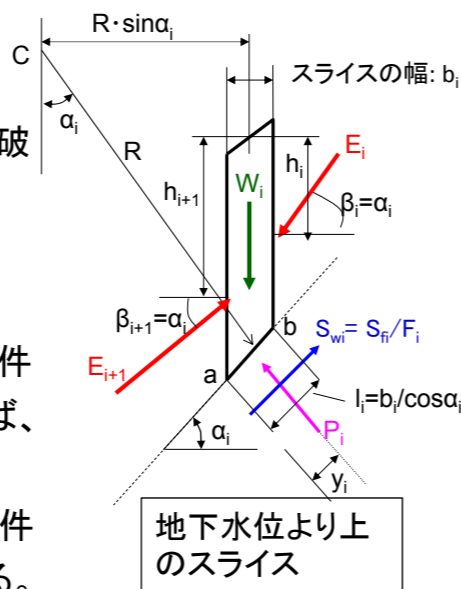
$F_{global} \neq F_1 \neq F_2 \neq F_3 \neq \dots \neq F_i$

→通常用いている安全率の基本的な定義は、進行性破壊の有無にかかわらず成り立つ以下の式:

$$F_{global} = \frac{M_r}{[M_d]_{Sw}} = \frac{R \cdot \sum (\tau_{fi} \cdot l_i)}{R \cdot \sum (\tau_{wi} \cdot l_i)} = \frac{R \cdot \sum (S_{fi})}{R \cdot \sum (S_{wi})} = \frac{\sum (S_{fi})}{\sum (S_{wi})}$$

(1)全てのスライスで P_i が力とモーメントの釣り合いの条件を満たし、せん断強度 $S_{fi} = C'_i + P'_i \cdot \tan \phi'$ が正しければ、 M_r は正解である。

(2)全てのスライスで S_{wi} が力とモーメントの釣り合いの条件を満たしていれば、 $[M_d]_{Sw} = R \cdot \sum (\tau_{wi} \cdot l_i)$ は正解である。



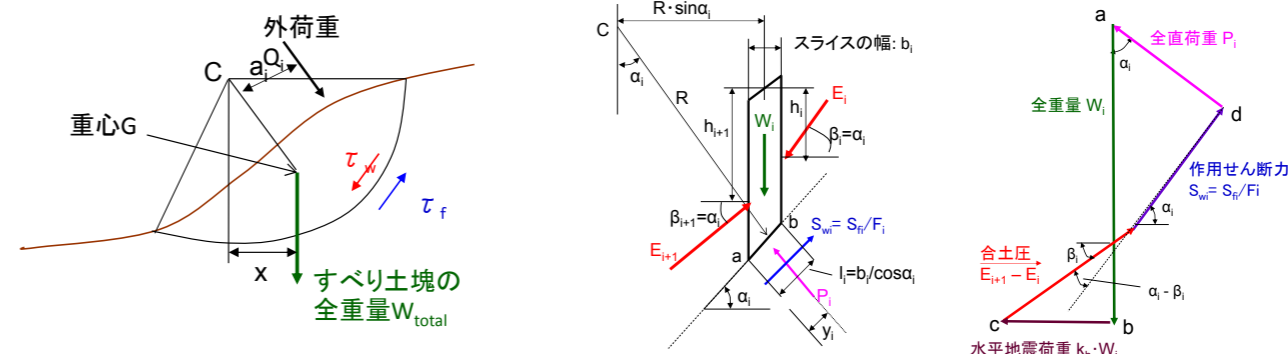
しかし、(1)が厳密に成り立つ実用的解法はない。Fellenius法では、 M_r は近似解。また、(2)で言う正解の $[M_d]_{Sw}$ を求めるのは厳密法でも困難。Fellenius法では、近似値。従って、Fellenius法を含めて通常はスライス自重 W_i 等、地震荷重等による $[M_d]_{direct}$ を求めている。正しく求めた $[M_d]_{direct}$ は、正解の $[M_d]_{Sw}$ と等しい。ただし、 W_i と W_i を混用するなど $[M_d]_{direct}$ の算定を間違えている場合がある。これらは、後で詳しく説明。

4) ⑤ 滑動モーメント M_d を求める:

(1) $[M_d]_{Sw} = R \cdot \sum (\tau_{wi} \cdot l_i) = R \cdot \sum (S_{wi})$ (M_d の本来の定義)

(2) $[M_d]_{direct} = R \cdot \sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + \sum (Q_i \cdot a_i) = W_{total} \cdot x + \sum (Q_i \cdot a_i)$

隣り合うスライスの側面の土圧による滑動モーメントは打消し合い、スライス底面に作用する直荷重 P_i による滑動モーメントはゼロ → 両者は(2)式には表れない。



すべり土塊に作用する滑動モーメント M_d (地震力、浸透力が無い場合)

地下水位よりも上のスライスiの幾何学条件と荷重条件(外荷重、地震力が無い場合)

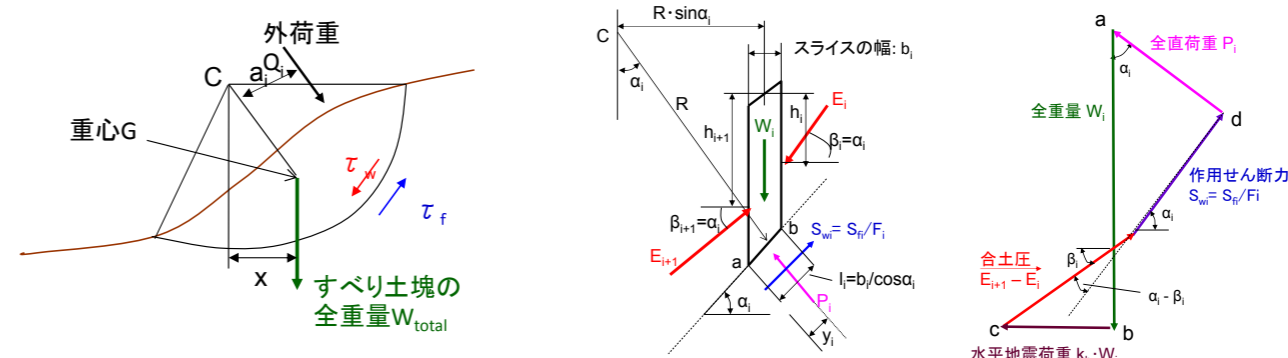
全てのスライスで S_{wi} と他の荷重・力の成分との間で力とモーメントの釣り合いの条件が満たされていれば、正しく計算された(1)と(2)は同じ結果。

4) ⑤ 滑動モーメント M_d を求める:

(1) $[M_d]_{Sw} = R \cdot \sum (\tau_{wi} \cdot l_i) = R \cdot \sum (S_{wi})$ (M_d の本来の定義)

(2) $[M_d]_{direct} = R \cdot \sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + \sum (Q_i \cdot a_i) = W_{total} \cdot x + \sum (Q_i \cdot a_i)$

(2)式は、スライス間の土圧の大きさ、方向、位置に関する仮定が異なるFellenius法、Bishop法、Janbu法などに共通して、正解である。通常は、(2)式を用いている。しかし、フィルダム、ため池堤体では、地震時に対して(1)に基づく近似解を用いている(水平地震荷重をスライス底面に加えていることと等価)。(2)式による M_d よりも大きくなる(後述)



すべり土塊に作用する滑動モーメント M_d (地震力、透水力が無い場合)

地下水位よりも上のスライスiの幾何学条件と荷重条件(外荷重、地震力が無い場合)

4) ⑥ 抵抗モーメント M_r を求める:

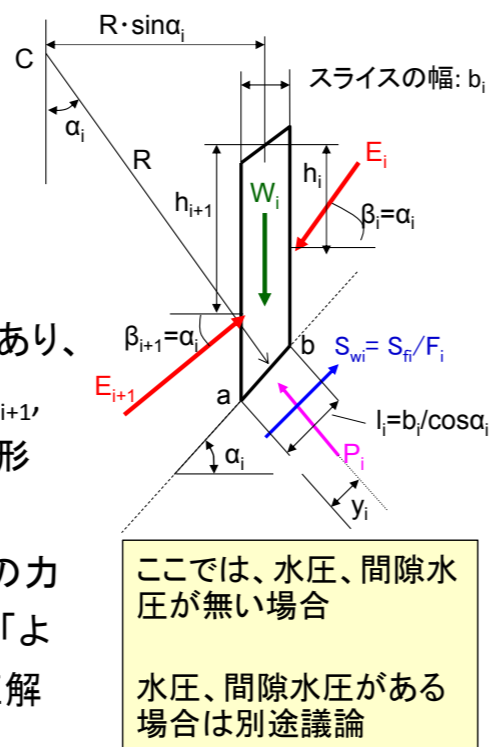
$$F_{global} = \frac{\sum \{R \cdot S_{fi}\}}{M_d} = \frac{\sum \{R \cdot (c_{fi} \cdot l_i + P_i \cdot \tan \phi_i)\}}{M_d}$$

$$S_{fi} = \tau_{fi} \cdot l_i = c_i \cdot l_i + P_i \cdot \tan \phi_i$$

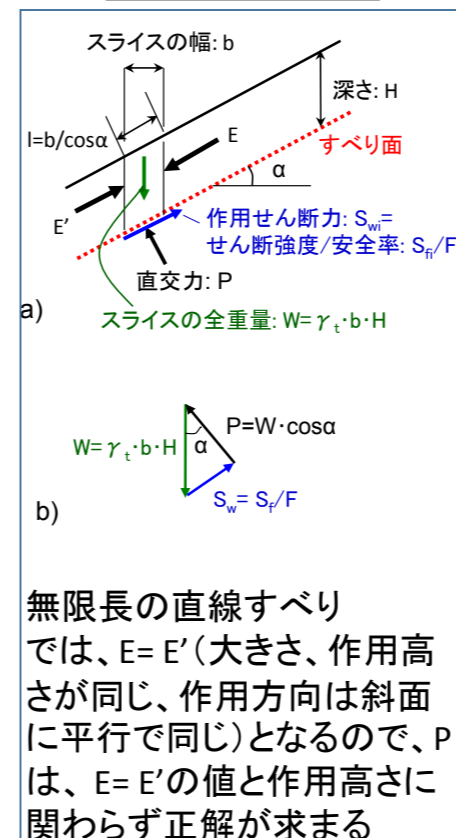
スライス底面での直荷重 P_i は、高度な不静定力であり、その大きさと作用位置 y_i は、スライス側面土圧 E_i, E_{i+1} の大きさ、方向と位置(h_i, h_{i+1})だけではなく土の変形特性の関数。

⇒スライスに作用する荷重・力の水平・鉛直方向の力の釣合いとモーメントの釣合いの厳密な解析で「よしましな解」が得られるが、この解析だけでは正解は求まらない。

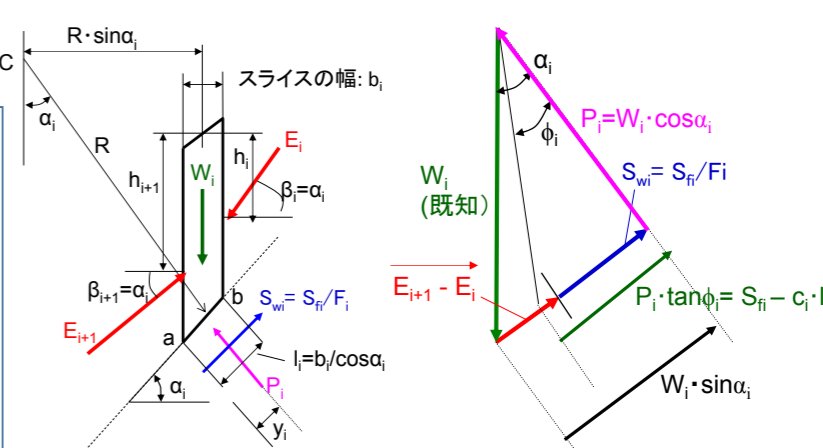
ただし、無限長の直線すべりでは、 P_i の正解は求まる。Fellenius法では、これと同様な状態を想定している。



水圧、間隙水圧が無い場合



無限長の直線すべりでは、 $E = E'$ (大きさ、作用高さが同じ、作用方向は斜面に平行で同じ)となるので、 P は、 $E = E'$ の値と作用高さに関わらず正解が求まる



Fellenius法: 「スライスi側面の土圧 E_i と E_{i+1} の大きさ、方向と作用位置は不明で良いが、「これらのベクトル和 $\overline{E_{i+1} - E_i}$ の作用方向はスライスの底と平行」と仮定すれば、上図に示す力の多角形から、スライス底面での直荷重は、
 $P_i = W_i \cdot \cos \alpha_i$ と求まる。

1. 藤沼ダムの事例

2. 円弧すべり安定解析法の理論的基礎と実施に当たっての留意事項

2-1. 混乱した現状

2-2. 円弧すべり安定解析の基礎

2-3. Fellenius法とは

2-4. 地下水位・浸潤面と自由水位の考慮

- ・浸透流がない場合
- ・定常浸透流がある場合

2-5. 地震力の取り扱い

2-6. 異なる設計指針等での排水状態での安全率の式の比較

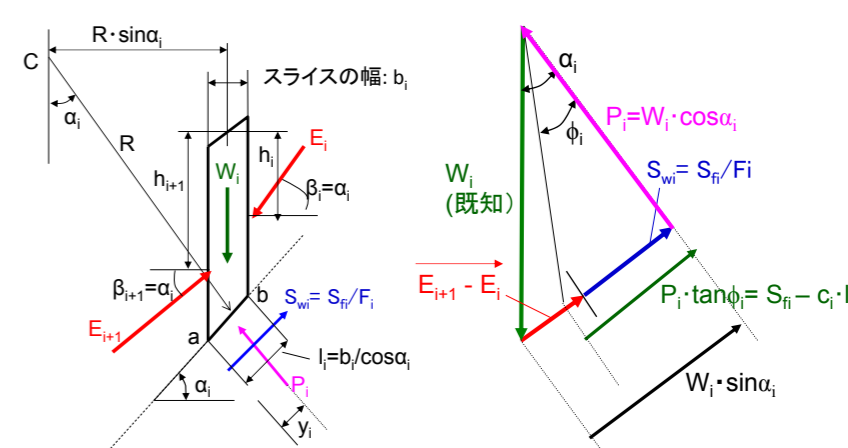
3. Newark-D法と劣化剛性FEMによる盛土の地震時残留変形解析

3-1. Newark法の経緯

3-2. 飽和土の非排水せん断強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮したNewark-D法による剛体すべり解析

3-3. 飽和土の非排水せん断剛性・強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮した準静的非線形FEMによる残留変形解析

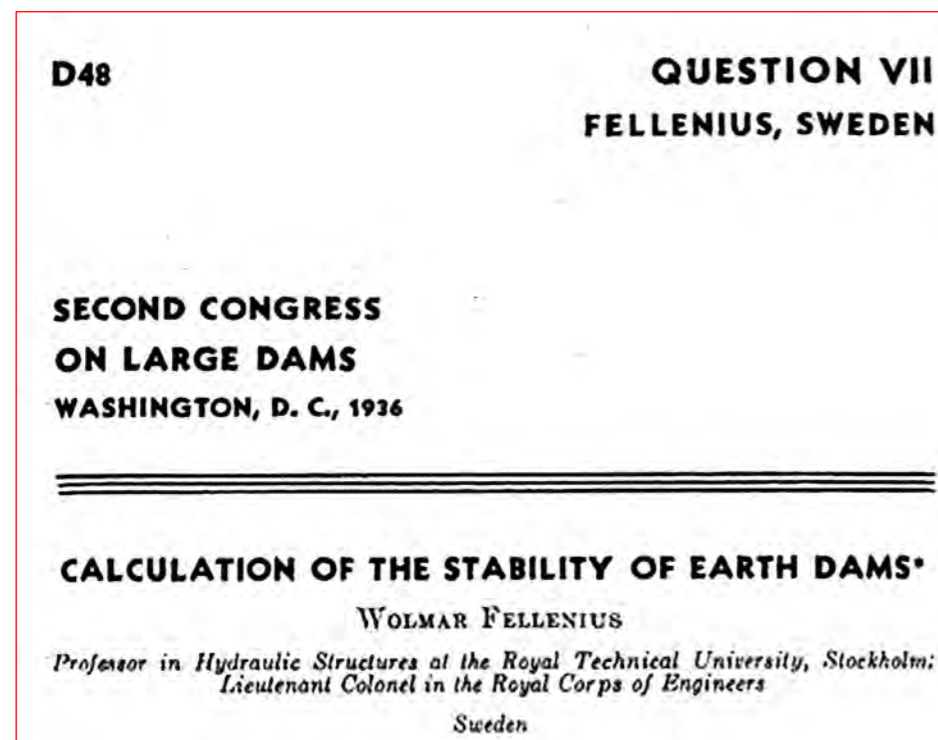
水圧、間隙水圧が無い場合



■「各スライスの両側面に作用する土圧 E_{i+1} と E_i の夫々はスライス底面に平行」と仮定すると、同じ鉛直面で相隣り合うスライスに作用する土圧の間で矛盾が生じる。Fellenius法では、上記の力学的に許容できない仮定は必要ない。また、この仮定*による土圧は各スライスで力とモーメントの釣り合いを満足していないかも知れないが、その検討はしない。

■Original Fellenius法はOrdinary-Method-of-Slicesとも呼ばれていて、この方法では「スライス間の土圧を無視して P_i を求める」と説明されている。この方法でも、 $P_i = W_i \cdot \cos \alpha_i$ が得られる。しかし、スライス間の土圧を無視した方法では、スライス間の鉛直面に作用する間隙水圧、スライスに作用する浸透力、地震荷重等を考慮した上に示すような力の多角形を描くことができず、これらの要因を適切に考慮して P_i を求めることはできなくなる。

Fellenius自身は、「スライス間力を無視して P_i を求める」とは言っていない。
この課題は、より一般的に正確に議論している。



39

The loci and the directions of the forces working in the surfaces between the different elements are not previously known, but in drawing the plan of forces and the line polygon one may, within given limits, make certain assumptions concerning them. If the calculation is based upon reasonably similar assumptions it will not influence the result to any great extent.

「スライス間の鉛直側面に作用する力の位置と方向は未知であるが、力の多角形の図を作成する際に、この点に対して一定の限界内で適切な仮定をすることができる。類似な仮定に基づけば、その仮定の仕方は解析結果に大きくは影響しないであろう」

Fig. 5(次頁)に示す力の多角形でも、スライス間力を考慮している。

→図-2, 3参照

ただし、図-1に示されている力の多角形では、スライス両側面に作用する土圧及びそれらの合力の方向はスライス底面に平行には描かれていない。

40

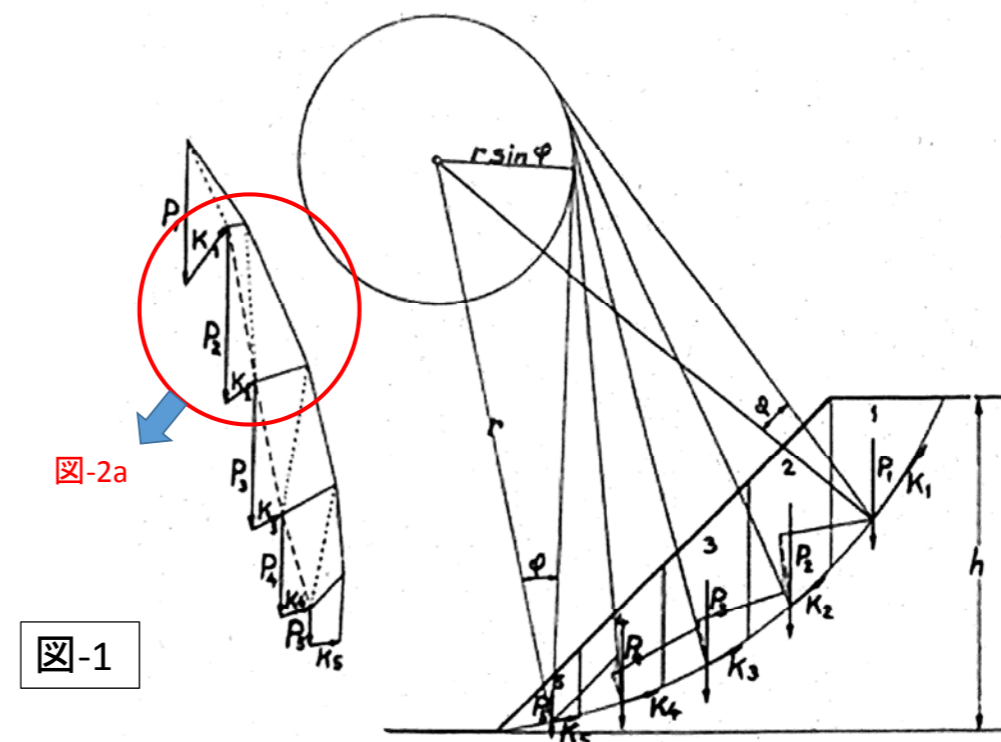


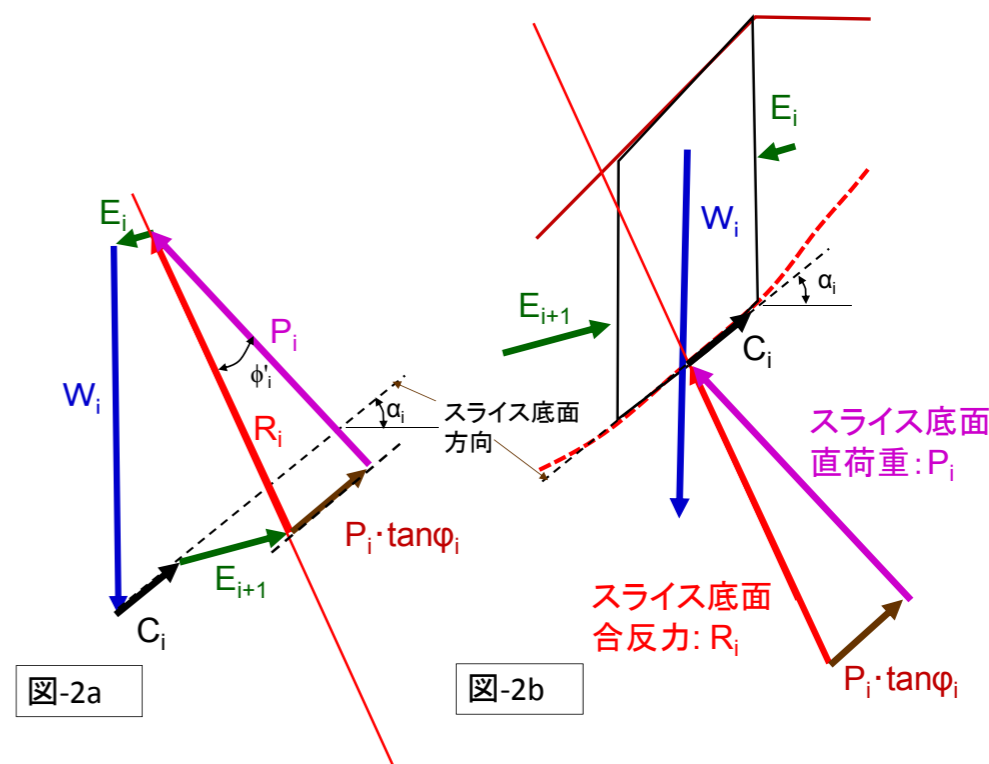
FIGURE 5.—Stability of slope; friction and cohesion, curved sliding surface through the toe of the slope. — Stabilité du talus, frottement et cohésion, surfaces cylindriques de glissement traversant la base du talus. — Stabilité einer Böschung; Reibung und Kohäsion, krumme Gleitfläche durch den Fusspunkt der Böschung. — Estabilidad del talud, rozamiento y cohesión, superficies cilíndricas de deslizamiento que atraviesan la base del talud.

41

これは、安全率 $F_s = 1.0$ の状態の考察である。

図-1を分析すると、図-2になる。力の多角形は正しく成立している。

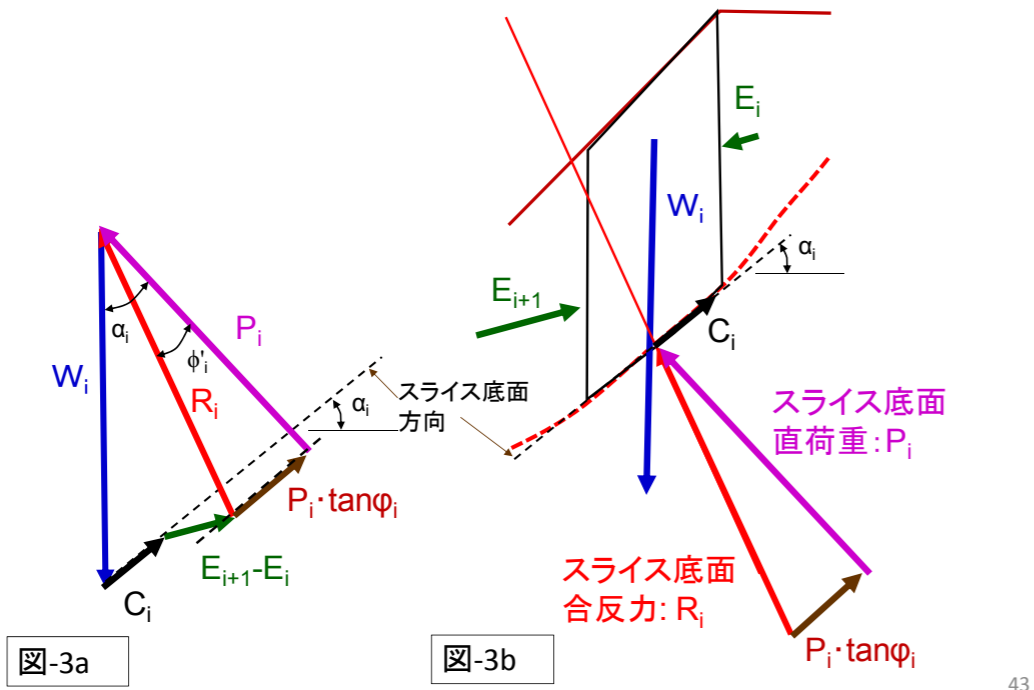
図-2aには、図-1に描かれていない P_i と $N_i \cdot \tan \phi_i$ のベクトルを描いている。



42

図-2bを書き換えると図-3aになる
 ⇒スライス側面の土圧の合力 $E_{i+1} - E_i$ の方向はスライス底面に平行ではない！

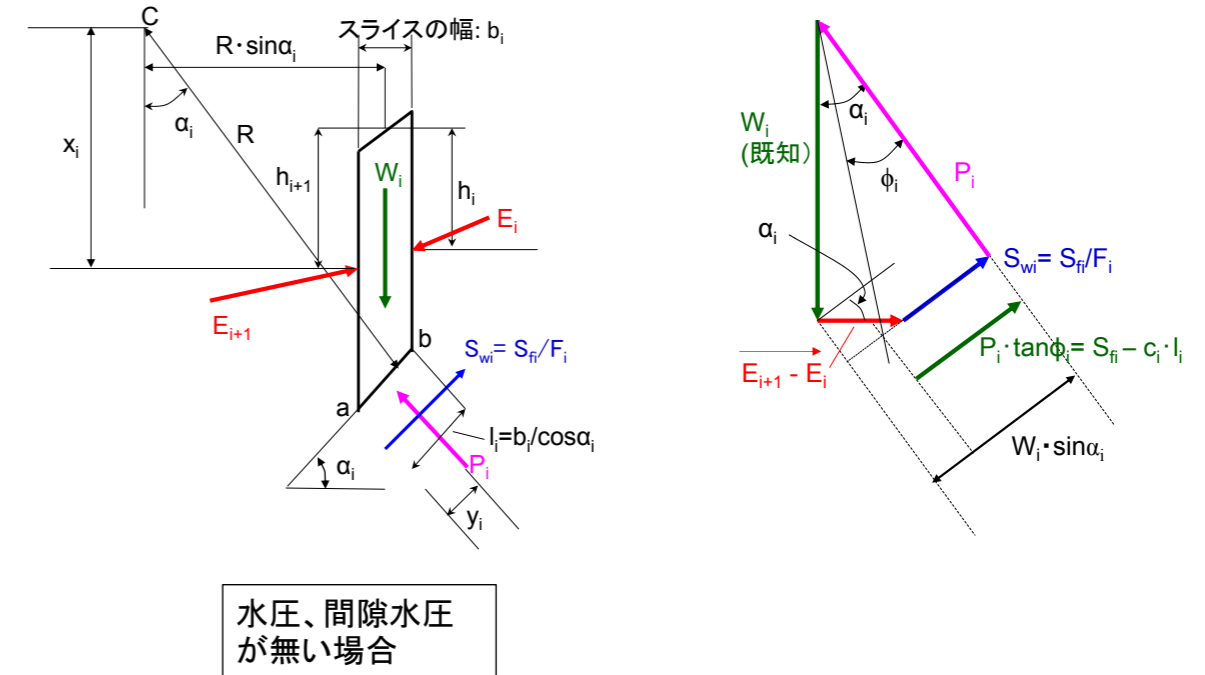
Felleniusは、かなり一般的なスライスでの力学的状態をキチンと考えていたことが分かる。



43

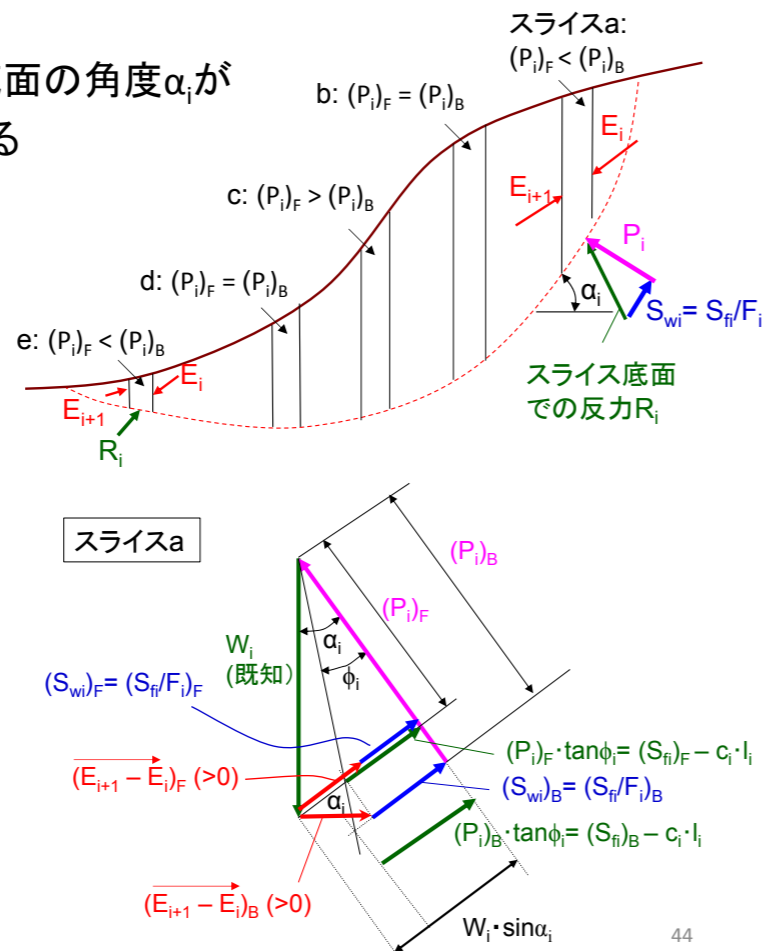
簡易Bishop法:

スライスの両側面に作用する土圧の合ベクトルの方向は水平
 この仮定では、角度 α_i が大きいほど P_i を過大評価する



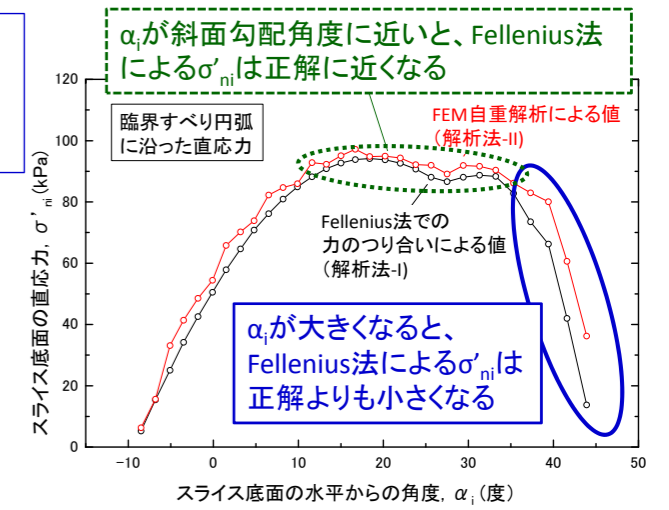
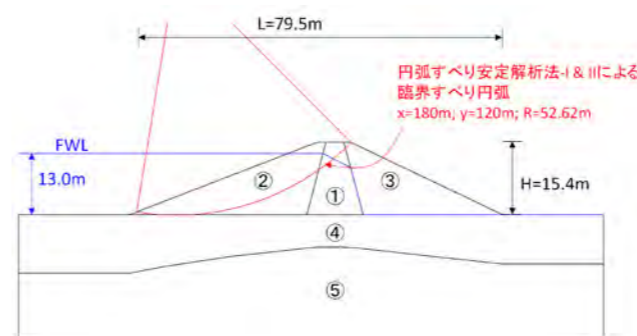
45

Fellenius法では、スライス底面の角度 α_i が大きいほど P_i を過小評価する



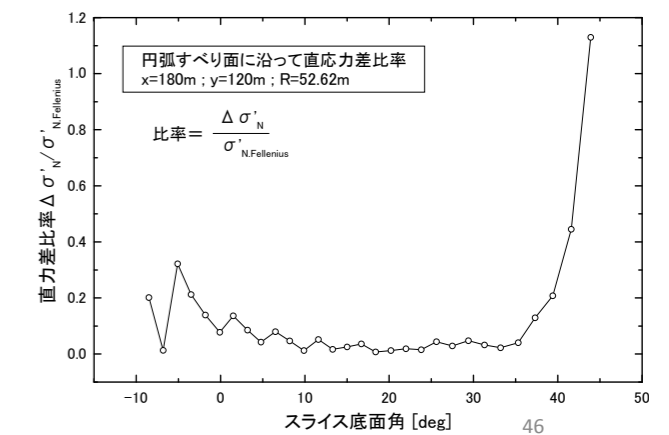
44

臨界すべり円弧に沿った、Fellenius法とFEM自重解析によるスライス底面での直応力 σ'_{ni} の比較

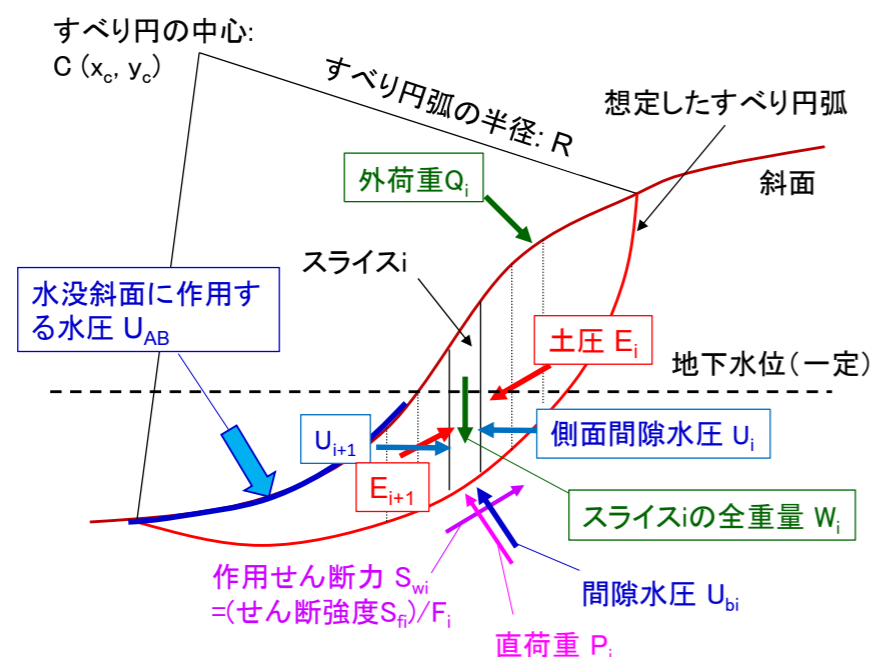


	円弧すべり解析法-I (P_i はFellenius法による力のつり合い式による値)	円弧すべり解析法-II (P_i はFEM自重解析による値)
安全率 F_s ($k_h = 0$)	2.068	2.168
降伏震度 k_{hy}	0.146	0.159

↑ やや安全側



- 4) ⑦ 試行すべり円弧の中心位置Cの座標と半径Rを変化させて、安全率 F_{global} の最小値 F_s を求める。



Fellenius法の特徴のまとめ

各スライス側面の土圧の大きさ、方向と作用位置は探索しないが、「**合土圧の作用方向はスライスの底と平行**」と仮定して、スライス底面での直荷重を水圧と間隙水圧がない場合は $P_i = W_i \cdot \cos \alpha_i$ と求める。その結果、① c' が大きくなりすべり面が深くなるほど、② α_i が斜面勾配角よりも大きくなるほど、③ k_h が大きくなるほど、実際の P_i を過小評価する傾向になる。

この誤差は安全側である。逆に、① c' が小さくすべり面が浅いほど、② α_i が斜面勾配角と類似なほど、③ k_h が小さいほど誤差は小さくなる。

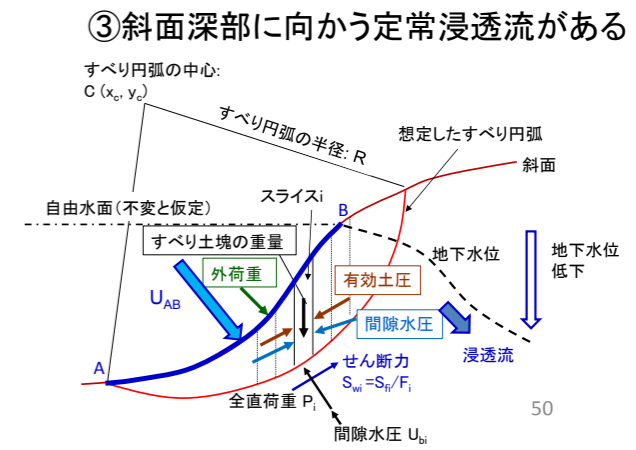
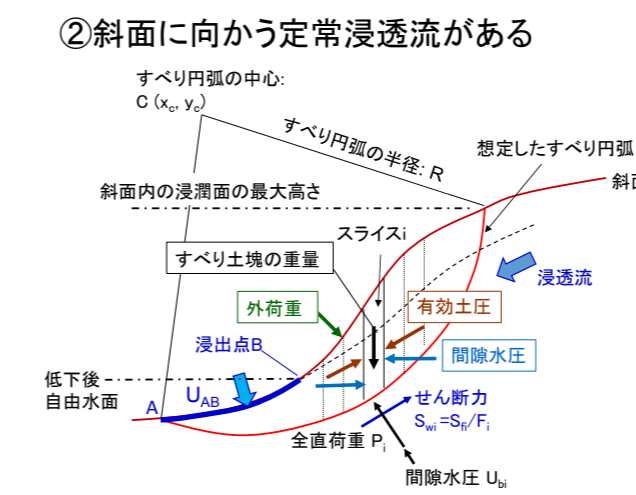
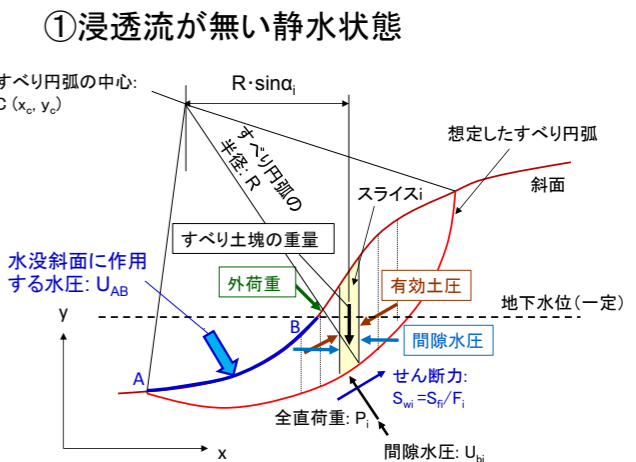
また、上記の仮定に基づくと、定常浸透流、外荷重、地震荷重の影響と、今回は検討結果を示さないが引張り補強の影響を式で直接明示できて、厳密法と比較すると、これらの要因と安全率の関係が理解しやすい、と言う大きな利点がある。

従って、わが国の設計指針類の殆どがFellenius法を採用していることは合理的である。しかし、留意すべき諸点がある。

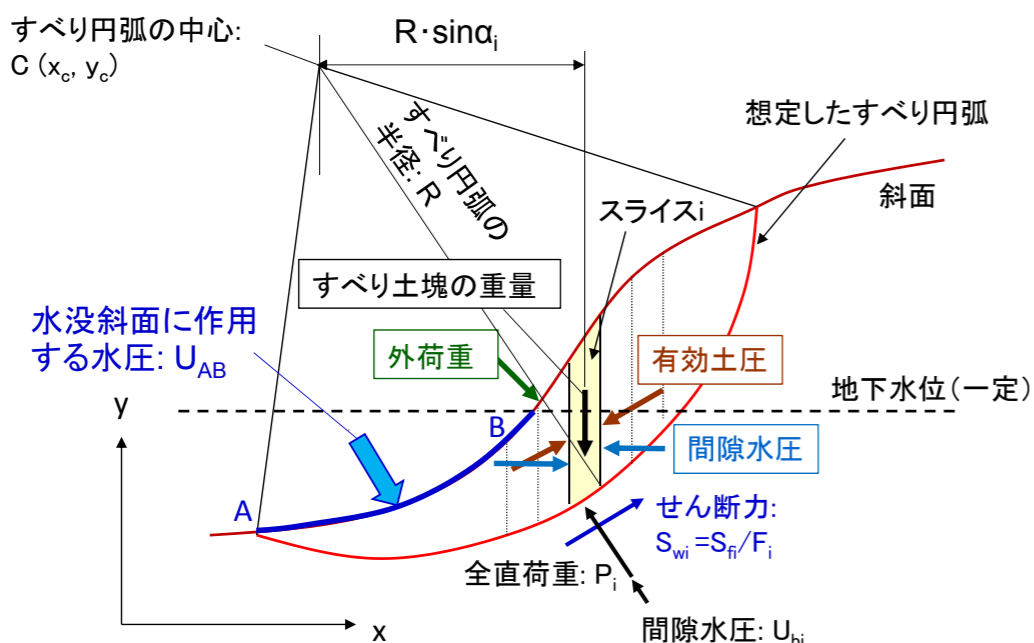
1. 藤沼ダムの事例
2. 円弧すべり安定解析法の理論的基礎と実施に当たっての留意事項
 - 2-1. 混乱した現状
 - 2-2. 円弧すべり安定解析の基礎
 - 2-3. Fellenius法とは
 - 2-4. 地下水位・浸潤面と自由水位の考慮
 - ・浸透流がない場合
 - ・定常浸透流がある場合
 - 2-5. 地震力の取り扱い
 - 2-6. 異なる設計指針等での排水状態での安全率の式の比較
3. Newark-D法と劣化剛性FEMによる盛土の地震時残留変形解析
 - 3-1. Newmark法の経緯
 - 3-2. 飽和土の非排水せん断強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮したNewmark-D法による剛体すべり解析
 - 3-3. 飽和土の非排水せん断剛性・強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮した準静的非線形FEMによる残留変形解析

斜面内に地下水位が存在する次の三つのケースを検討

- ①浸透流が無い静水状態
- ②斜面に向かう定常浸透流がある場合
- ③斜面深部に向かう定常浸透流がある場合



①地下水位が存在するが、浸透流がない静水状態の斜面での水圧と間隙水圧の取り扱い



51

$P'_i = P_i - U_{bi}$
 この式は有効応力の原理を表していて常に正しいが、
 U_{bi} が正しくても、 P_i が間違っていると間違った P'_i の値を得てしまう

⇒スライス両側面での間隙水圧の作用方向に関して二つの方法
 この二つの方法は、異なる P_i の値を与える

- PWP-a: スライス両側面での間隙水圧の方向は水平: 力学的に正しい
 この仮定に基づくFellenius法は、修正Fellenius法と呼ばれている
 ほとんどの設計指針で採用されている
- PWP-b: スライス両側面での間隙水圧を無視
 あるいは、その方向はスライス底面に平行
 多くの教科書で、Fellenius法、あるいはOrdinary-method-of-slices
 での仮定と説明されている。しかし、力学的に不合理であり、実
 務的には過度に安全側の結果となる場合がある

53

抵抗モーメント M_r を求める場合での間隙水圧の取り扱い:

地下水位が存在するが浸透流がない斜面で、地震力が作用していない常時において、スライス i の底面に作用する有効直荷重は...

$$P'_i = \sigma'_{ni} \cdot l_i$$

σ'_{ni} はスライス底面に作用する有効直応力の平均値、 l_i はスライス底面の長さ
 応力と力で表した排水せん断強度は、

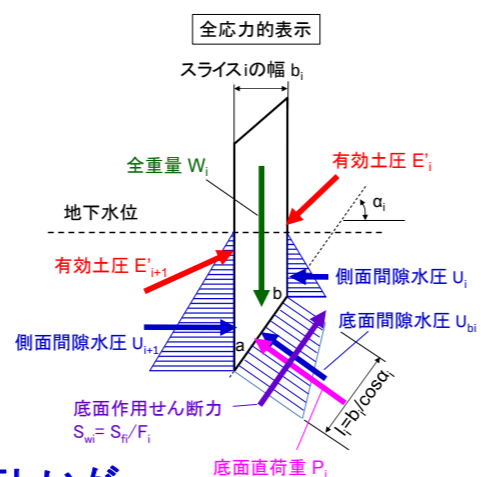
$$\tau_{fd,i} = c'_i + \sigma'_{ni} \cdot \tan \phi'_i$$

$$S_{fd,i} = C'_i + P'_i \cdot \tan \phi'_i$$

c'_i は有効応力での粘着力係数、 $C'_i = c'_i \cdot l_i$
 ϕ'_i は有効応力での内部摩擦角
 P'_i はせん断強度が発揮されている時の値
 で次式によって求まる

$$P'_i = P_i - U_{bi}$$

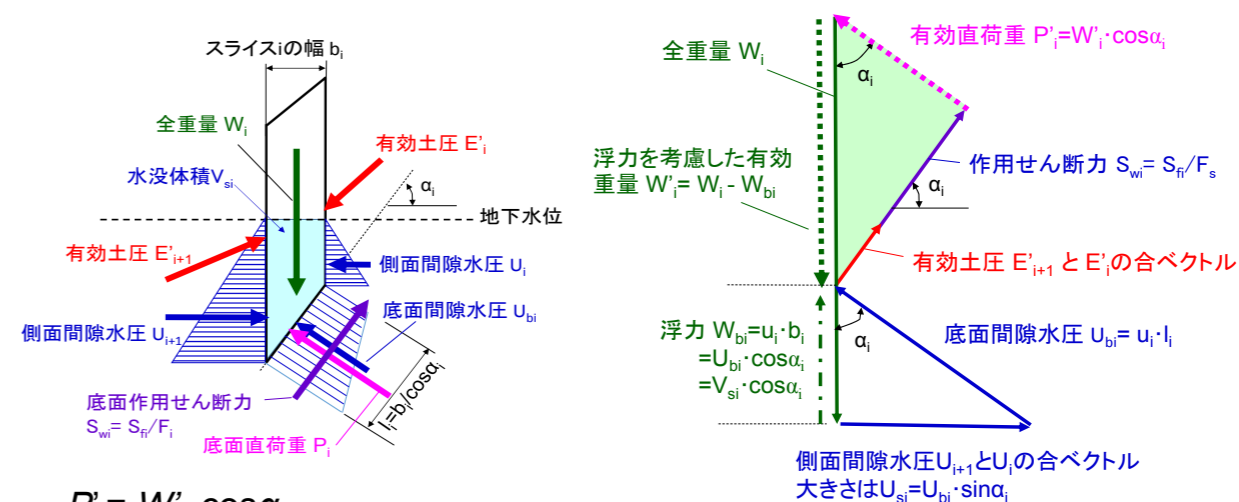
この式は有効応力の原理を表していて常に正しいが、
 U_{bi} が正しくても、 P_i が間違っていると間違った P'_i の値を得てしまう



52

- スライス側面での有効土圧の合ベクトルの作用方向はスライス底面に平行
- スライス側面での間隙水圧の方向が正しく水平
 (修正Fellenius法と呼ばれている方法)

⇒部分的に水没したスライス i に作用する力の多角形:



$$P'_i = W'_i \cdot \cos \alpha_i$$

$$\text{スライス}i\text{の有効重量} W'_i = \text{全重量} W_i - \text{浮力} W_{bi} (= V_{si} \cdot \gamma_w = u_i \cdot b_i)$$

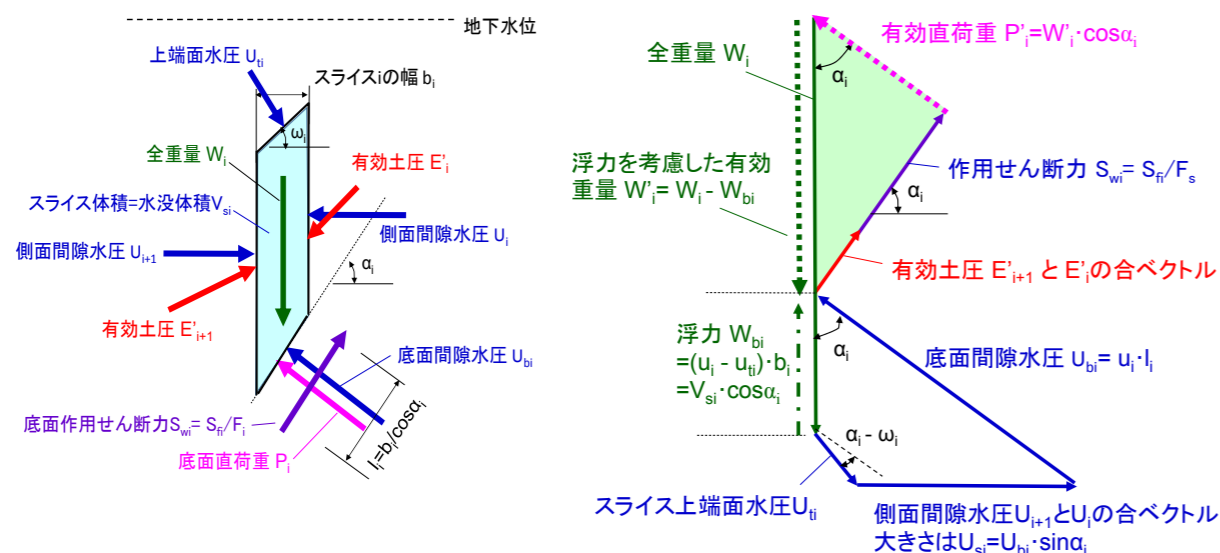
$$P'_i = (W_i - W_{bi}) \cdot \cos \alpha_i = (W_i - u_i \cdot b_i) \cdot \cos \alpha_i$$

$$= (W_i - u_i \cdot l_i \cdot \cos \alpha_i) \cdot \cos \alpha_i = W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi} \cdot \cos^2 \alpha_i$$

54

- ・スライス側面での有効土圧の合ベクトルの作用方向はスライス底面に平行
 - ・スライス側面での間隙水圧の方向が正しく水平
- (修正Fellenius法と呼ばれている方法)

⇒完全に水没したスライス*i*に作用する力の多角形:



$$P'_i = W'_i \cdot \cos \alpha_i$$

スライス*i*の有効重量 $W'_i = \text{全重量 } W_i - \text{浮力 } W_{bi} (= V_{si} \cdot \gamma_w = u_i \cdot b_i)$

この式は、部分的あるいは完全に水没したスライスに共通に成り立つ

55

殆どの指針類では、修正Fellenius法を用いている。

●フィルダム(国土省、農林水産省)

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_{fi} \cdot l_i + W'_i \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i)}$$

●道路・鉄道盛土、河川堤防、港湾土構造物

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_{fi} \cdot l_i + W_i \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i)}$$

分母で有効重量 W'_i ではなく全重量 W_i を用いることによる問題は、後ほど説明する

56

●Newmark-S, D法

●フィルダム(国土省、農林水産省)

- 建設省河川局開発課監修・(財)国土開発技術センター発行(1991): フィルダムの耐震設計指針(案)、平成3年6月、2.地震時安定性の検討、2.4安定計算、7~9頁式(2)~(6)
- 社団法人日本河川協会編(2014): 改訂新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説、設計編[1]: 建設省河川局監修、技報堂出版、平成26年3月3日(改訂版新刷版第16刷)、第2章ダム設計、6.3堤体の設計、6.3.1すべり破壊に対する安全性、224-228頁に示されている諸式、(注)第1刷は昭和60年(1985年)10月31日
- 農林水産省農村振興局(2003): 土地改良事業計画設計基準、設計「ダム」一技術書(フィルダム編、平成15年4月、第9章フィルダムの設計、II-102頁式(9.1.6-1))

●道路盛土・河川堤防、鉄道盛土、港湾構造物、宅造盛土:

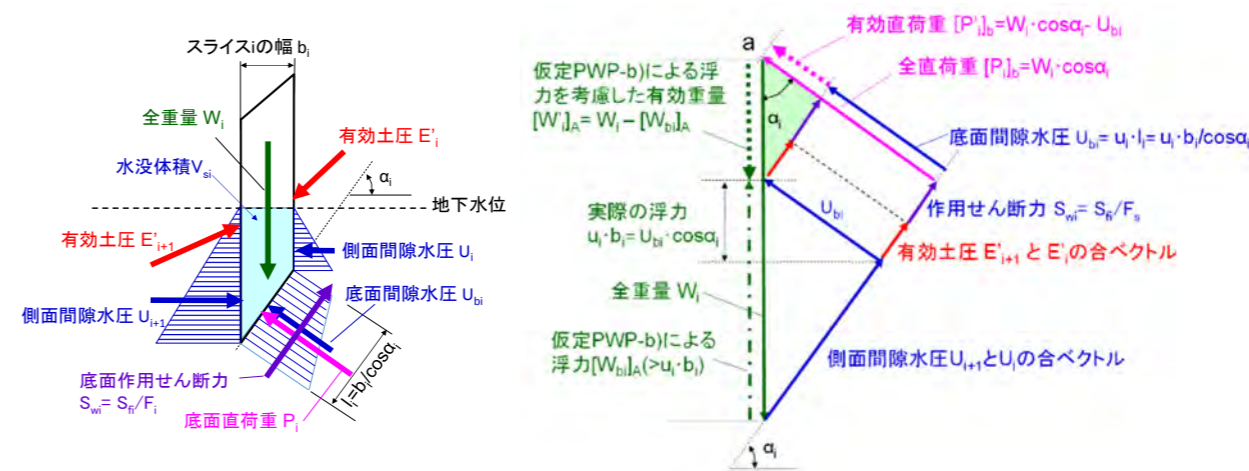
- (監修)建設省建設経済局民間宅地指導室(編集)宅地防災研究会(2000): 改訂版宅地防災マニュアルの解説 [I]、平成12年5月10日4版、(株)ぎょうせい、VI.盛土、VI.3.盛土のり面の安定性の検討、121頁(式VI.3-1)。
- (公益社団法人)日本道路協会(2010): 道路土工、盛土工指針(平成22年度版)、平成22年4月、第4章設計、4-3-2常時の作用に対する盛土の安定性の照査、108-115頁、111頁式(解4-1)
- (公益社団法人)日本道路協会(2012): 道路土工、軟弱地盤対策工指針(平成24年度版)、平成24年8月、第5章軟弱地盤上の土工構造物の設計、5-4常時の作用に対する安定性の照査、145-151頁、149頁式(解5-15)
- (公益社団法人)日本道路協会(2009): 道路土工、切土工・斜面安定工指針(平成21年度版)、平成21年6月、第8章のり面保護工、8-4-2構造物公の設計・施工、(9)地山補強土工、296-300頁、297頁式(参8-6)
- (財)国土開発技術センター(2009): 河川土工マニュアル、平成21年4月、第3章河川土工の設計、3)安定計算法、85頁式(3-4)
- (財)国土技術研究センター(2012): 河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)、平成24年2月、第4章浸透に対する堤防の構造検討、4.3.3照査の方法、48頁に示されている式
- (社)日本港湾協会・国土交通省港湾局監修(2007): 港湾の施設の技術上の基準・同解説(下巻)、平成19年7月、3斜面の安定、3.2安定性の検討、668頁式(3.2.1)
- 国土交通省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編(2007): 平成25年改訂版鉄道構造物等設計標準・同解説、土構造物、平成19年1月、(株)丸善出版、3章盛土、3.1.2盛土の性能照査法、66頁式(解3.1.1)

57

- ・スライス側面での有効土圧の合ベクトルの作用方向はスライス底面に平行
- ・スライス側面での間隙水圧は無視 ⇒ これは「その作用方向はスライス底面に平行」と仮定していることと等価

(元々Fellenius法, Ordinary-method-of-slicesと呼ばれている方法)

⇒部分的に水没したスライス*i*に作用する力の多角形(間違っている):



$P'_i = [P]_b - U_{bi} \rightarrow$ 正しい形式の式

$[P]_b = W_i \cdot \cos \alpha_i \rightarrow$ 間違っている

$[P]_{i,b} = W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi} = (W_i - W_{bi} / \cos^2 \alpha_i) \cdot \cos \alpha_i \rightarrow$ 間違っている

58

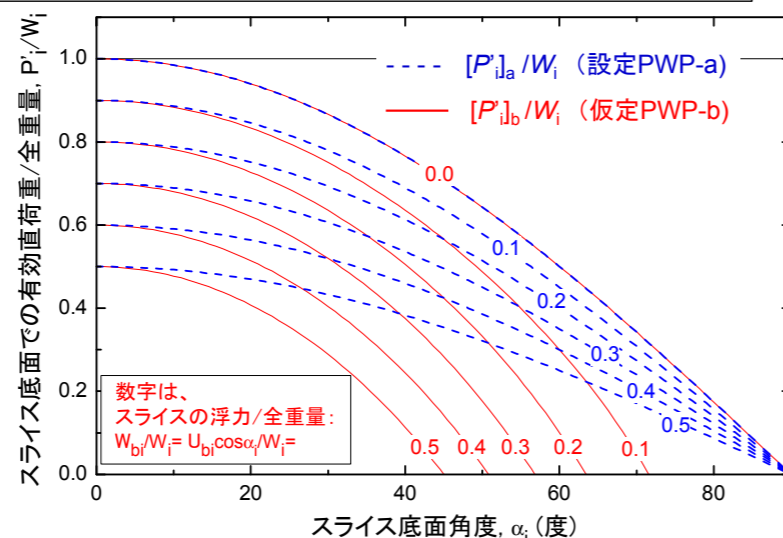
W_{bi}/W_i をパラメータとした、PWP-a, PWP-bでの P'_i/W_i と α_i の関係
 $W_{bi}/W_i = 0.5$ はスライス全体が地下水位以下の場合

PWP-a: 修正Fellenius

$$\frac{[P'_i]_a}{W_i} = \left[1 - \frac{W_{bi}}{W_i} \right] \cdot \cos \alpha_i$$

PWP-b: 元々のFellenius

$$\frac{[P'_i]_b}{W_i} = \left[1 - \frac{W_{bi}}{W_i} \frac{1}{\cos^2 \alpha_i} \right] \cdot \cos \alpha_i$$



- $\alpha_i \rightarrow 90^\circ$ でも $[P'_i]_a$ は常に正であり $\alpha_i = 90^\circ$ で0に収束
 ⇒PWP-aが実務で用いられている
- α_i 大 → $[P'_i]_b$ は $[P'_i]_a$ に対して急減、容易に負になる。
 この傾向は、 W_{bi}/W_i が大きくなると急激に強くなる
 ⇒PWP-bは力学的に不合理で、過度に安全側になる場合がある

方法b(スライス側面での間隙水圧の作用方向はスライス底面に平行と仮定)は、現在でも多くの教科書等で紹介されている

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_{fi} \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi}) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i)}$$

もしくは、

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_{fi} \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi}) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R}$$

注: この式は部分的に水没したスライスだけに適用できる。全重量 W_i と浮力 W_{bi} を用いた次式が一般的条件に対して適用できる。

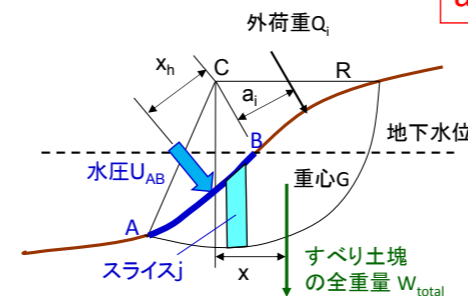
$$F_{global} = \frac{\sum [c'_{fi} \cdot l_i + (W_i - W_{bi} / \cos^2 \alpha_i) \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R}$$

例)

- かなり多くの教科書
 - 土質工学ハンドブック(1982年)
 - (監修)建設省建設経済局民間宅地指導室(編集)宅地防災研究会(2000): 改訂版宅地防災マニュアルの解説[1]、平成12年5月10日4版、(株)ぎょうせい、第VI章盛土、VI.3. 盛土のり面の安定性の検討、121頁、(式VI. 3-1)。
- なお、分母で有効重量 W'_i ではなく全重量 W_i を用いている問題は、次に説明する

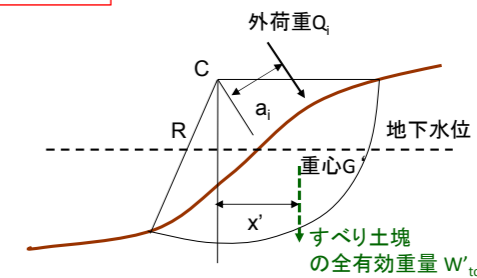
滑動モーメント M_d を求める場合での水圧と間隙水圧の取り扱い:

a) 全応力的表示



a)とb)は、同じ結果

b) 有効応力的表示



$$\begin{aligned} [M_d]_{direct} &= R \cdot \sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + \sum (Q_i \cdot a_i) - M_w \\ &= W_{total} \cdot x + \sum (Q_i \cdot a_i) - M_w \\ M_w &= U_{AB} \cdot x_h \end{aligned}$$

- M_w : 自由水位以下の斜面A-B間に作用している水圧の合計 U_{AB} による滑動モーメント M_d の減少分
- ・すべり土塊に作用する浮力による M_d の減少に相当する

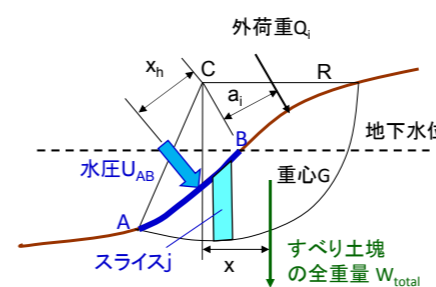
$$\begin{aligned} [M_d]_{direct} &= W'_{total} \cdot x' + \sum (Q_i \cdot a_i) \\ &= R \cdot \sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + \sum (Q_i \cdot a_i) \\ W'_i &= W_i - W_{bi} \end{aligned}$$

- W_{bi} : スライスに作用する浮力
- 鉛直浸透流が無い場合は部分的に水没したスライスでは、

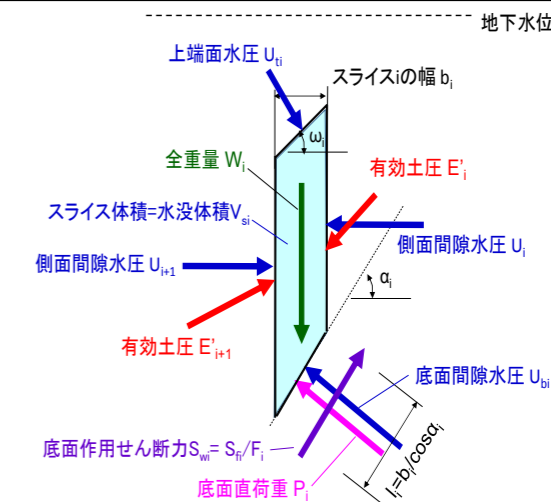
$$\text{浮力 } W_{bi} (= V_{si} \cdot \gamma_w) = U_{bi} \cdot \cos \alpha_i$$

61

a) 全応力的表示



$$\begin{aligned} [M_d]_{direct} &= R \cdot \sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + \sum (Q_i \cdot a_i) - M_w \\ &= W_{total} \cdot x + \sum (Q_i \cdot a_i) - M_w \end{aligned}$$



W_{total} は、すべり土塊の全重量。 W_i は、各スライスの全重量で、 $R \cdot \sin \alpha_i$ はその腕の長さ。
 [各スライスに作用している M_d を發揮する力、水圧、間隙水圧の項目を積分すると...]:

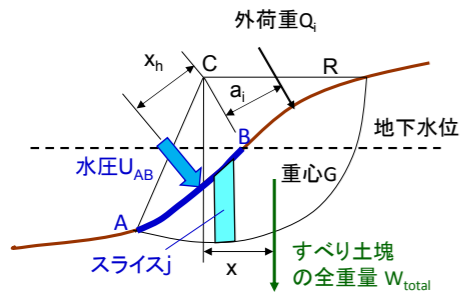
- ①モーメント $M_w = U_{AB} \cdot x_h$; U_{AB} は完全に水没したスライス上端面に作用する水圧の総和=自由水位以下の斜面部A~B間に作用している水圧 U_{ti} の総和
- ②相隣り合うスライス間の鉛直面に作用する間隙水圧と有効土圧による転倒モーメントは打ち消し合う
- ③スライス底面に作用する間隙水圧と土圧は転倒モーメントを發揮しない
- ④ $R \cdot \sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) = W_{total} \cdot x$

M_w は M_d を減少させる。これは、スライス土塊に作用する浮力による M_d の減少分を意味する。

実務では、 M_d はこの全応力的表示の式を用いて計算している場合が多い

62

静水状態に対する修正Fellenius法での F_{global} の正解は・・・



$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i] + \sum (Q_i \cdot a_i)}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i)}$$

$$= \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i] + \sum (Q_i \cdot a_i)}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R}$$

フィルダム (国土省、農林水産省)
 - 建設省河川局開発課監修・財国土開発技術センター発行(1991): フィルダムの耐震設計指針(案)、平成3年6月、2.地震時安定性の検討、2.4安定計算、7~9頁式(2)~(6)
 - 社団法人日本河川協会編(2014): 改訂新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説、設計編[1]: 建設省河川局監修、技報堂出版、平成26年3月3日(改訂版新刷版第16刷)、第2章ダム設計、6.3堤体の設計、6.3.1すべり破壊に対する安全性、224-228頁に示されている諸式、(注)第1刷は昭和60年(1985年)10月31日
 - 農林水産省農村振興局(2003): 土地改良事業計画設計基準、設計「ダム」一技術書(フィルダム編、平成15年4月、第9章フィルダムの設計、II-102頁式(9.1.6-1))

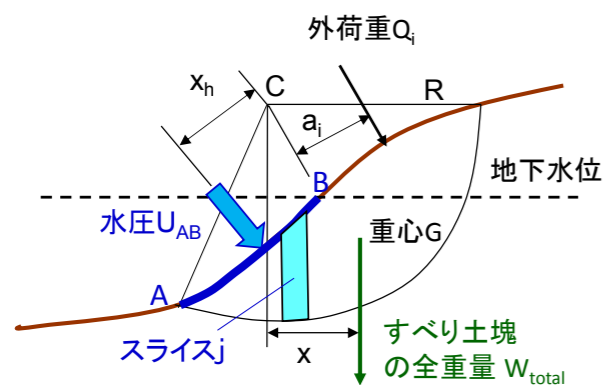
道路盛土・河川堤防、鉄道盛土、港湾構造物、宅造盛土:

- (監修)建設省建設経済局民間宅地指導室(編集)宅地防災研究会(2000): 改訂版宅地防災マニュアルの解説[1]、平成12年5月10日4版、(株)ぎょうせい、VI.盛土、VI.3.盛土のり面の安定性の検討、121頁(式VI.3-1)。
- (公益社団法人)日本道路協会(2010): 道路土工、盛土工指針(平成22年度版)、平成22年4月、第4章設計、4-3-2常時の作用に対する盛土の安定性の照査、108-115頁、111頁式(解4-1)
- (公益社団法人)日本道路協会(2012): 道路土工、軟弱地盤対策工指針(平成24年度版)、平成24年8月、第5章軟弱地盤上の土工構造物の設計、5-4常時の作用に対する安定性の照査、145-151頁、149頁式(解5-15)
- (公益社団法人)日本道路協会(2009): 道路土工、切土工・斜面安定工指針(平成21年度版)、平成21年6月、第8章のり面保護工、8-4-2構造物公の設計・施工、(9)地山補強土工、296-300頁、297頁式(参8-6)
- (財)国土開発技術研究センター(2009): 河川土工マニュアル、平成21年4月、第3章河川土工の設計、3)安定計算法、85頁式(3-4)
- (財)国土技術研究センター(2012): 河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)、平成24年2月、第4章浸透に対する堤防の構造検討、4.3.3照査の方法、48頁に示されている式
- (社)日本港湾協会・国土交通省港湾局監修(2007): 港湾の施設の技術上の基準・同解説(下巻)、平成19年7月、3)斜面の安定、3.2安定性の検討、668頁式(3.2.1)
- 国土交通省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編(2007): 平成25年改編鉄道構造物等設計標準・同解説、土構造物、平成19年1月、(株)丸善出版、3)盛土、3.1.2盛土の性能照査法、66頁式(解3.1.1)

所が、道路・鉄道・河川堤防・港湾構造物等の指針では、分母に M_w が含まれていない下の式が示されている

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i] + \sum (Q_i \cdot a_i)}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i)}$$

この式を、下図のような $M_w > 0$ の斜面に適用すれば、 M_d を過大評価して安全率を過小評価する

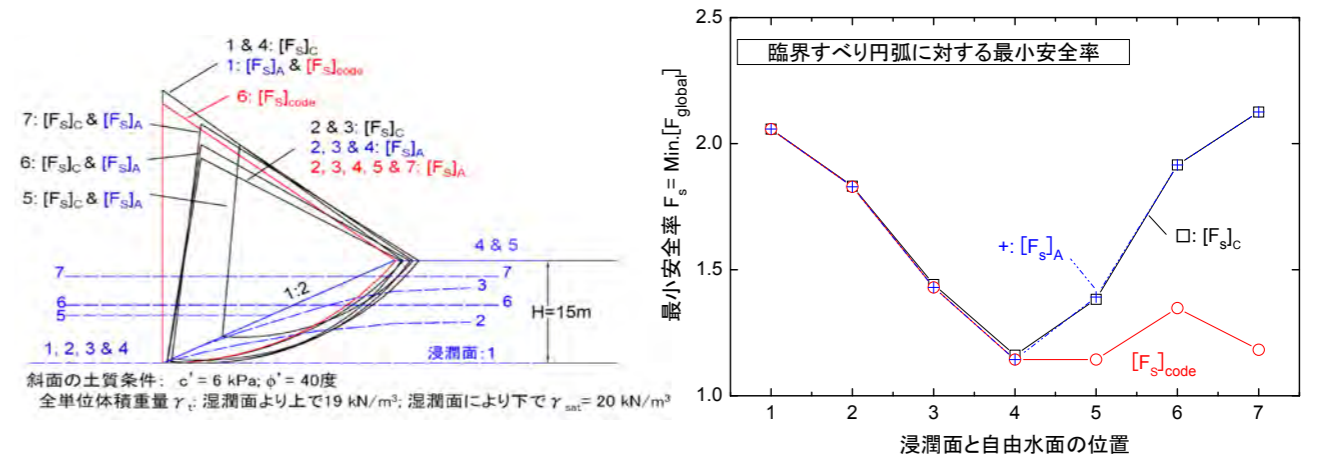


道路・鉄道・河川堤防・港湾構造物等の指針では、分母に M_w が含まれていない下の式が示されている

$$[F_{global}]_{code} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i] + \sum (Q_i \cdot a_i)}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i)}$$

この式は、

- ・下図での $M_w > 0$ であるケース5, 6, 7に適用すれば、安全率を過小評価
 - ・ただし、すべり土塊が地下水位よりも上に位置するケース1と $M_w = 0$ の状態
- で定常浸透力があるケース2, 3, 4に対して適用できる実用的な近似式(次に説明)

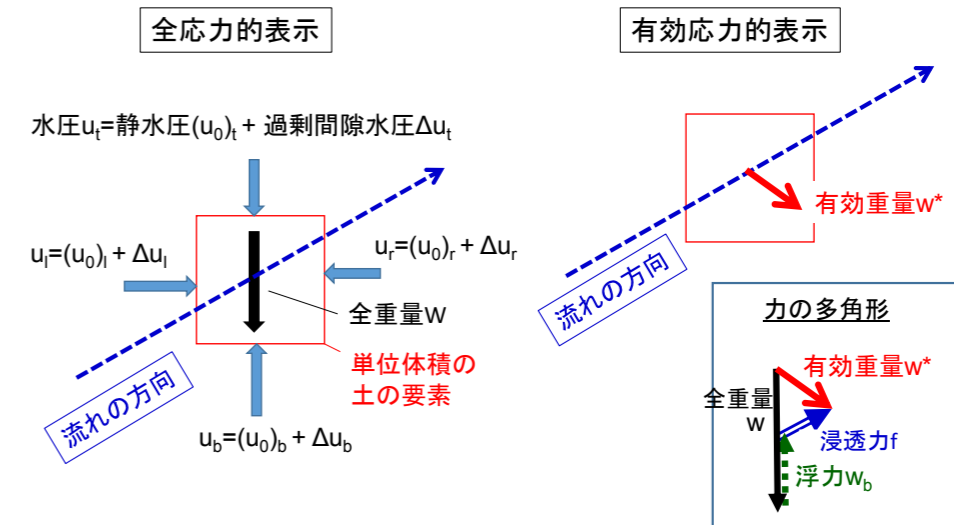
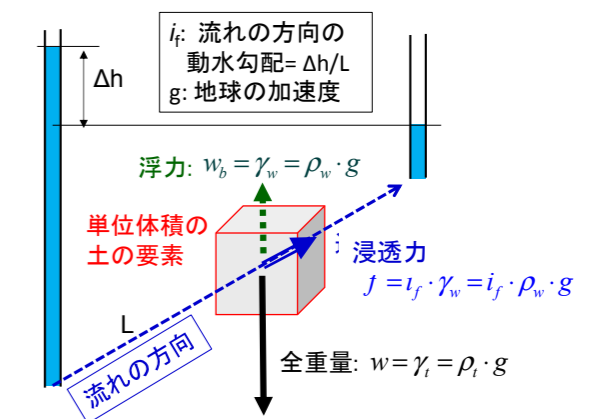


1. 藤沼ダムの事例
2. 円弧すべり安定解析法の理論的基礎と実施に当たっての留意事項
 - 2-1. 混乱した現状
 - 2-2. 円弧すべり安定解析の基礎
 - 2-3. Fellenius法とは
 - 2-4. 地下水位・浸潤面と自由水位の考慮
 - ・浸透流がない場合
 - ・定常浸透流がある場合
 - 2-5. 地震力の取り扱い
 - 2-6. 異なる設計指針等での排水状態での安全率の式の比較
3. Newark-D法と劣化剛性FEMによる盛土の地震時残留変形解析
 - 3-1. Newmark法の経緯
 - 3-2. 飽和土の非排水せん断強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮したNewmark-D法による剛体すべり解析
 - 3-3. 飽和土の非排水せん断剛性・強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮した準静的非線形FEMによる残留変形解析

67

単位体積の土要素に作用する力・応力の二つの表現方法:

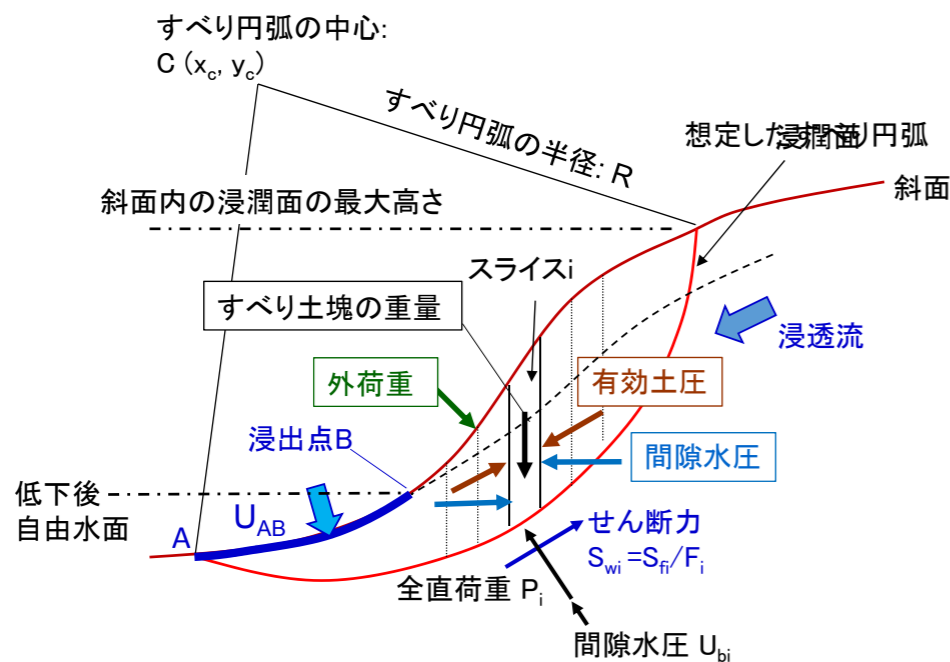
- 全応力的表示
 - 全重量 W と間隙水圧 u
- 有効応力的表示
 - 三種類の体積力
 - 全重量 W , 浮力 W_b , 流線方向の浸透力 f (合計として有効重量 W^*)



69

②斜面下方に向かう定常浸透流が存在する斜面で常時の場合

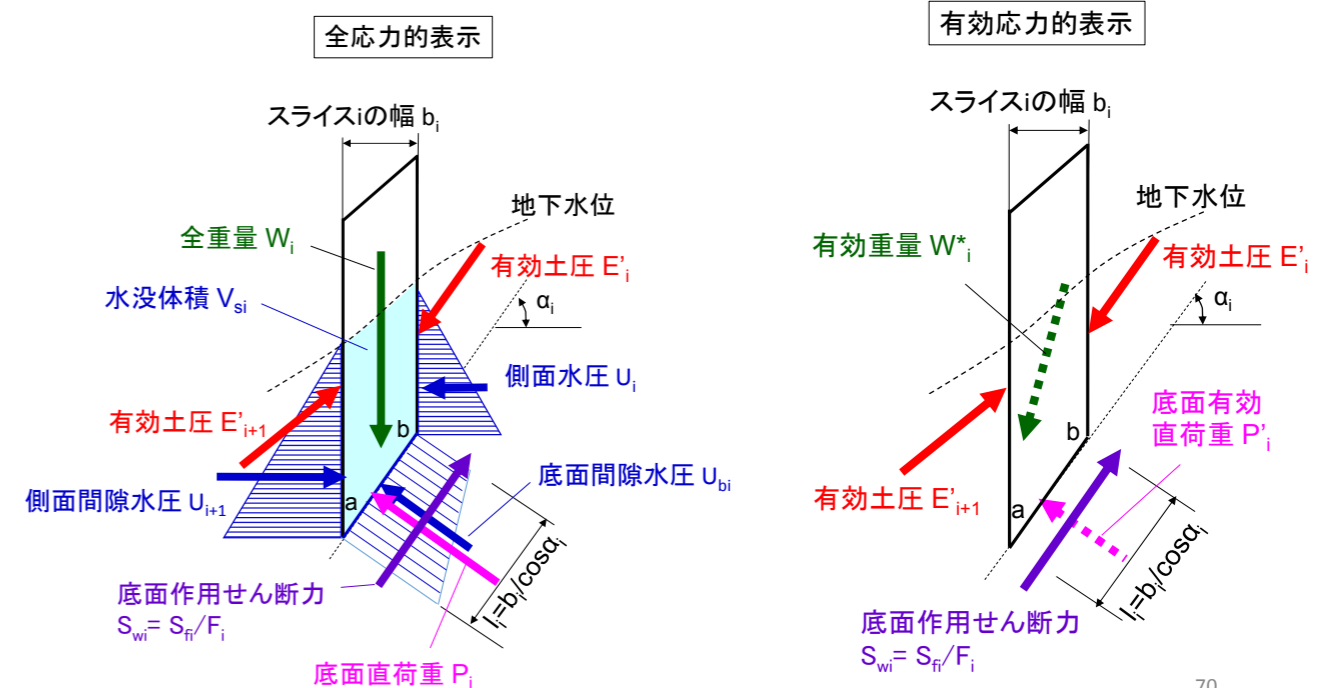
背後からの地下水・表面水の供給が多い沢部盛土、豪雨時等に斜面内の地下水位が高くなった盛土、洪水時の堤防の川裏側の斜面、急激に貯水位が低下したフィルダム上流側法面では、斜面に向かう浸透流が生じる ⇒ 崩壊例が多い



68

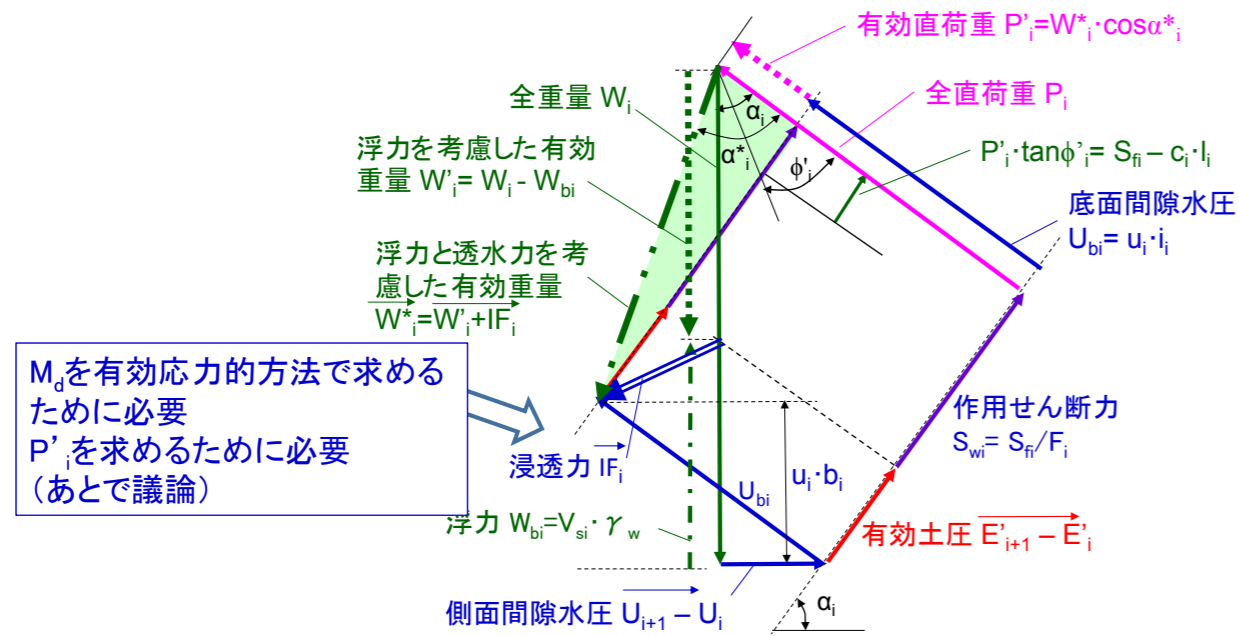
スライス法でのスライスに作用する力・応力・水圧・間隙水圧の二つの表現方法:

- 全応力的表示:
 - 全重量 W_i , 間隙水圧 U_{bi} , U_i & U_{i+1} , 有効土圧 E'_i & E'_{i+1} , せん断力 S_{wi} , 全直荷重 P_i
- 有効応力的表示: 有効重量 W^*_i , 有効土圧 E'_i & E'_{i+1} , せん断力 S_{wi} , 有効直荷重 P'_i



70

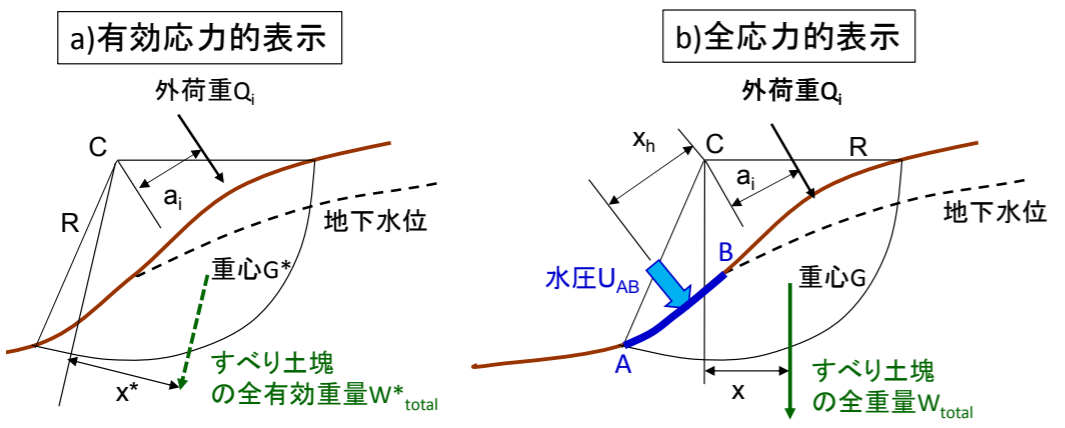
●有効応力的表示: 有効重量 W_i^* 、有効土圧 E_i & E_{i+1} 、せん断力 S_{wi} 、有効直荷重 P'_i



$$F_{global} = \frac{\sum [c'_{fi} \cdot l_i + W_i^* \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w} \quad (M_w = U_{AB} \cdot x_h)$$

しかし、この式を用いるためには、浸透力を求めなければならない。実務では面倒

浸透流が存在する場合での常時での滑動モーメント M_d (両者同じ結果)



$$[M_d]_{direct} = \sum [R \cdot (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + IF_i \cdot z_i] + \sum (Q_i \cdot a_i) = W^*_{total} \cdot x^* + \sum (Q_i \cdot a_i)$$

斜面前の自由水位の低下
・浸透力 $IF_i \cdot z_i$ の増加 $\Rightarrow M_d$ 増加

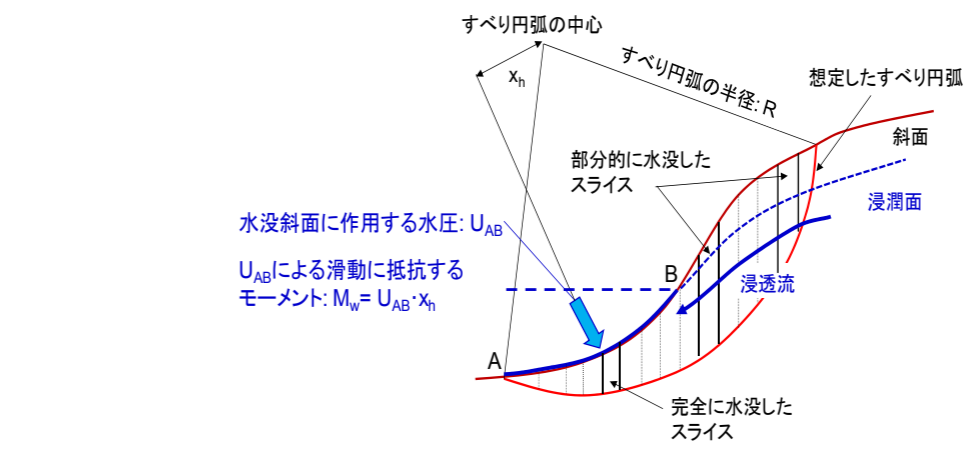
$$[M_d]_{direct} = R \cdot \sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + \sum (Q_i \cdot a_i) - M_w = W_{total} \cdot x + \sum (Q_i \cdot a_i) - M_w$$

$$M_w = U_{AB} \cdot x_h$$

斜面前の自由水位の低下
・ M_w の減少 $\Rightarrow M_d$ 増加

実務では、全応力的表示で M_d を計算:
浸透力を求めなくても、地下水位・浸潤面の位置が分かれば計算できるから

定常浸透流がある状態に対する修正Fellenius法での F_{global} の正解は...



M_r : 有効応力的表示
 M_d : 全応力的表示

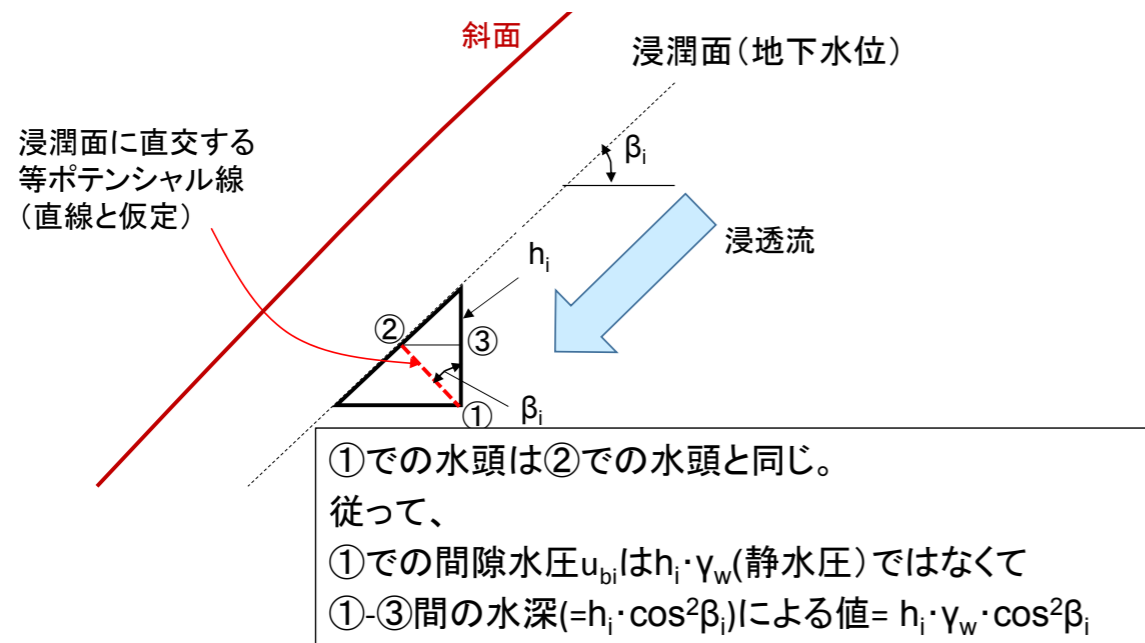
$$F_{global} = \frac{\sum [c'_{fi} \cdot l_i + W_i^* \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R} \quad (M_w = U_{AB} \cdot x_h)$$

M_r : 有効応力的表示 (実用的な近似式)
 M_d : 全応力的表示

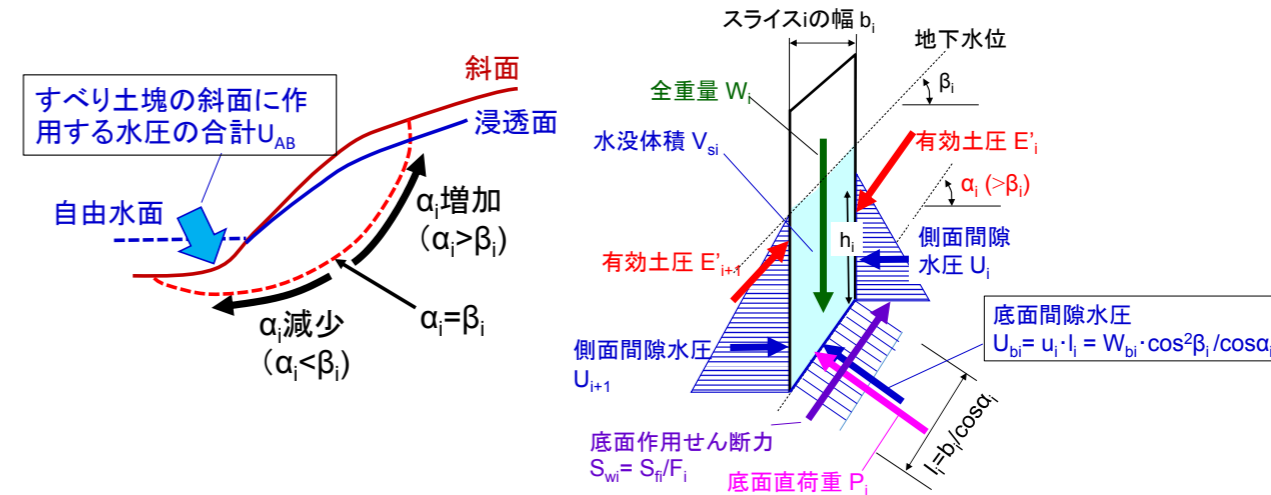
$$F_{global} = \frac{\sum [c'_{fi} \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R}$$

この式の説明は次頁以降

浸透流がある斜面内の間隙水圧

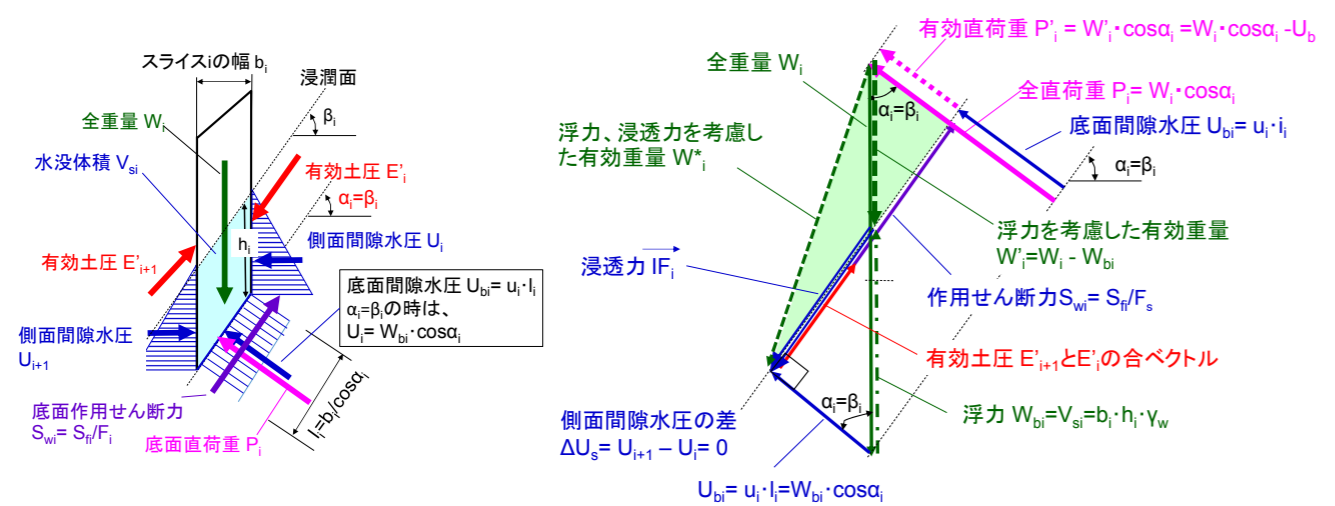


しかし、通常は殆どのスライスの底面の方向は浸透流の方向と異なる ($\alpha_i \neq \beta_i$)



今、スライスの条件(基本的形状、土質等)と浸透流の状態が固定された状態 (β_i 一定) で、 α_i が変化するとする
等ポテンシャル線は直線であると仮定する

長大斜面内の長さ・深さ方向に一様な定常浸透流のように、①斜面内で等ポテンシャル面が直線で、かつ②スライス底面が浸潤面方向に平行 ($\alpha_i = \beta_i$) である場合:



この場合は、スライス両側面での間隙水圧の差 $\Delta U_s = 0$ なので、

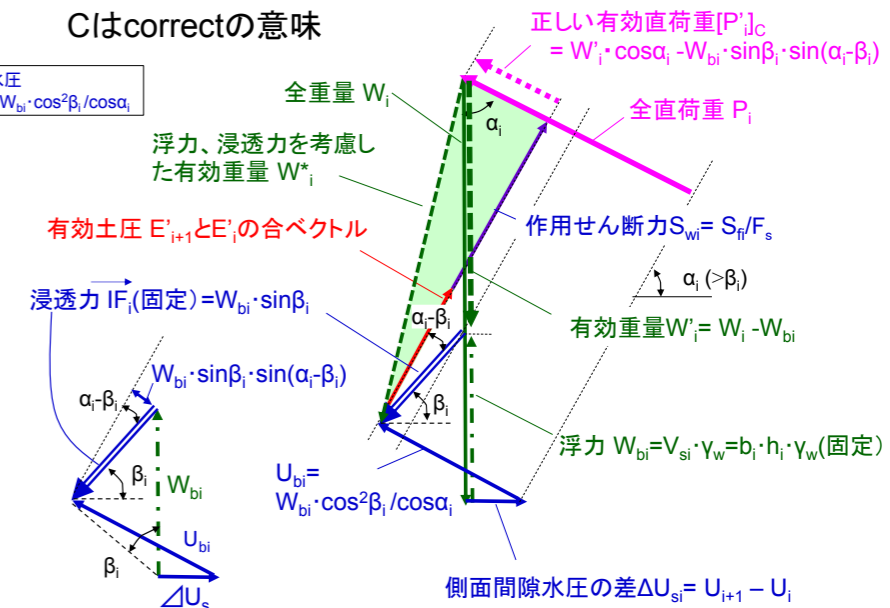
$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi}) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w}$$

ただし、 $U_{bi} \neq h_i \cdot \gamma_w$ (静水圧) $\cdot l_i$; $U_{bi} = h_i \cdot \gamma_w$ (静水圧) $\cdot l_i \cdot \cos^2 \alpha_i$ である!!
静水状態に対して「スライス間隙水圧の作用方向はスライス底面に平行」と間違っ
て仮定した場合の式と同じ形の式 混乱しやすい

$\alpha_i \neq \beta_i$ の場合でのスライス底面の有効直荷重

$$[P'_i]_C = W'_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} \cdot \sin \beta_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta_i) = W_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} \cdot \{ \cos \alpha_i + \sin \beta_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta_i) \}$$

Cはcorrectの意味



$$[F_{global}]_C = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + [W_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} \cdot \{ \cos \alpha_i + \sin \beta_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta_i) \}] \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R}$$

$$[F_{global}]_C = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + [W_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} \cdot \{\cos \alpha_i + \sin \beta_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta_i)\}] \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R}$$

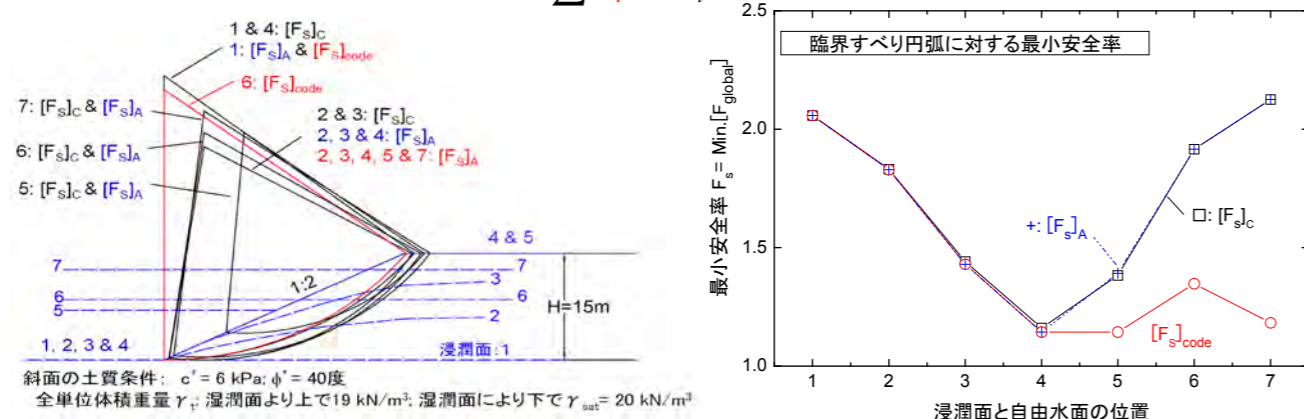
この式は、下図でのケース1~7の全てに適用できる

- ・ $\beta_i = 0$ ならば、静水状態に対する式aになる。
- ・ $\alpha_i - \beta_i = 0$ ならば、一般斜面に対する実用的な近似式aになる(この検討は次頁)。

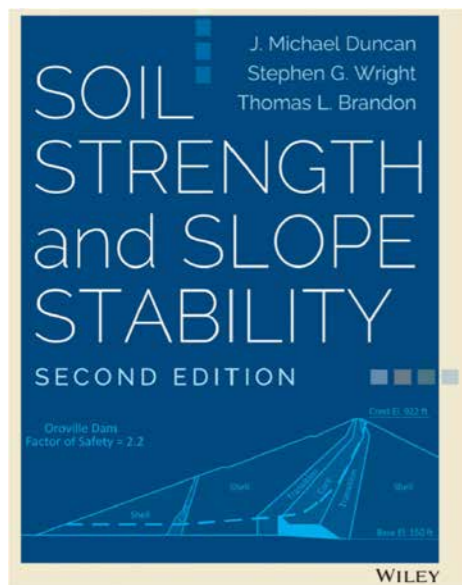
$$[F_{global}]_A = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R} \quad (a)$$

- ・ 道路、鉄道、河川、港湾の指針類とDuncanの教科書では式aで $M_w = 0$ とした式bが示されている。この式は、 $M_w = 0$ のケース1~4には実用的な近似式として適用できるしかし、 $M_w > 0$ のケース5~7では安全率を過小評価

$$[F_{global}]_{code} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i)} \quad (b)$$



米国で最も実務家が参照しているtext book!



$$F = \frac{\sum [c' \Delta \ell + (W \cos \alpha - u \Delta \ell \cos^2 \alpha) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (6.59)$$

u は、浸透圧を考慮した正しい間隙水圧ではなく、水浸に比例した静水圧であり、この式は、

$$[F_{global}]_{code} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W_i - W_{bi}) \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i)} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i)}$$

と同じ内容!

- しかし、浸透流のある斜面で、(6.59)式は
- ①分子が、何故浸透圧の影響が見掛け上含まれていないこの形で良いのか、説明がない!
- ②分母で、何故全重量, W , で良いのか、説明がない!
 前面に自由水位がある斜面に機械的に適用すれば、安全率を過小評価する

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + P'_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R}$$

次の三つの仮定で得られる「 $\alpha_i \neq \beta_i$ の時の P'_i の値」を比較する:

- ① $\alpha_i \neq \beta_i$ のスライスでも妥当な仮定:

$$[P'_i]_C = W'_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} \cdot \sin \beta_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta_i)$$

- ② 全てのスライスで $\alpha_i = \beta_i$ と仮定 (道路、鉄道、港湾等の指針類、Duncan et al.):

$$[P'_i]_{W'} = W'_i \cdot \cos \alpha_i = W_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} \cdot \cos \alpha_i$$

- ③ $\alpha_i \neq \beta_i$ の全てのスライスでも、スライスの鉛直側面での間隙水圧の差はゼロと仮定した場合 (U_{bi} は浸透圧の影響を考慮した正しい間隙水圧)

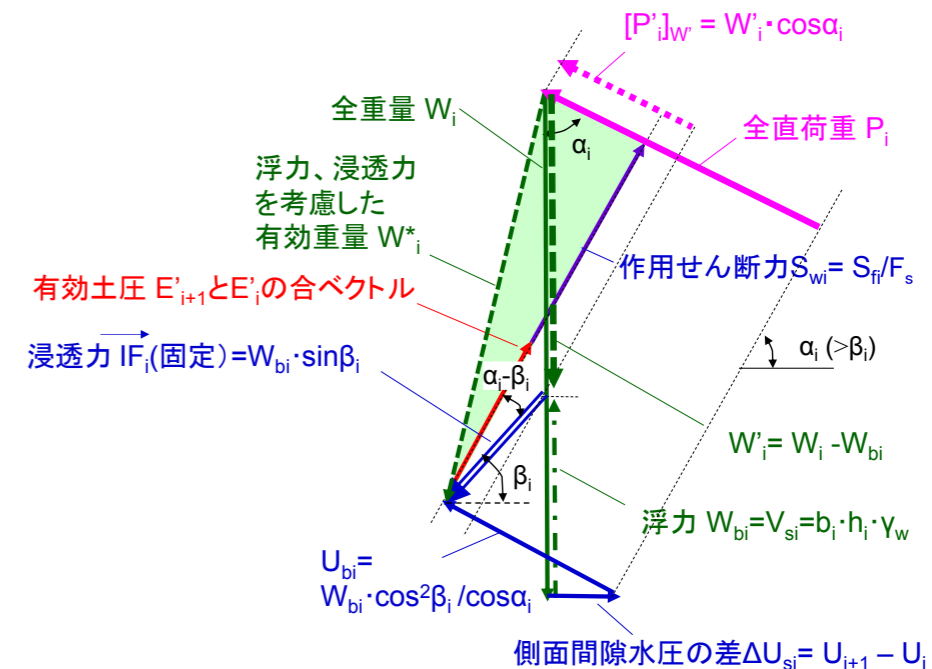
$$[P'_i]_{Ub} = W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi} = W_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} \cdot \frac{\cos^2 \beta_i}{\cos \alpha_i}$$

- ② 全てのスライスで $\alpha_i = \beta_i$ と仮定:

$$[F_{global}]_A = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w}$$

Aはapproximatedの意味
この式は、実用的な近似式

$$[P'_i]_{W'} = W'_i \cdot \cos \alpha_i = W_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} \cdot \cos \alpha_i$$

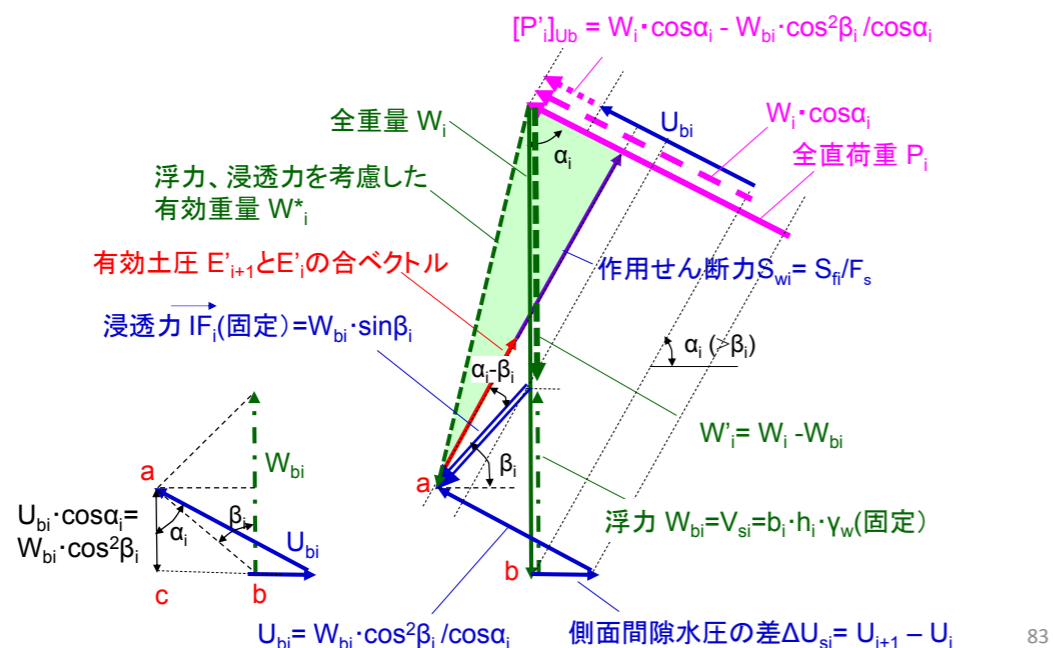


③ $\alpha_i \neq \beta_i$ の全てのスライスでも、スライスの鉛直側面での間隙水圧の差はゼロと仮定した場合

$$[F_{global}]_{Ub} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi}) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w}$$

$$[P'_i]_{Ub} = W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi} = W_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} \cdot \frac{\cos^2 \beta_i}{\cos \alpha_i}$$

cはcorrectの意味



83

次の三つの仮定で得られる「 $\alpha_i \neq \beta_i$ の時の P'_i/W_i の値の比較をする:

① $\alpha_i \neq \beta_i$ のスライスでも妥当な仮定:

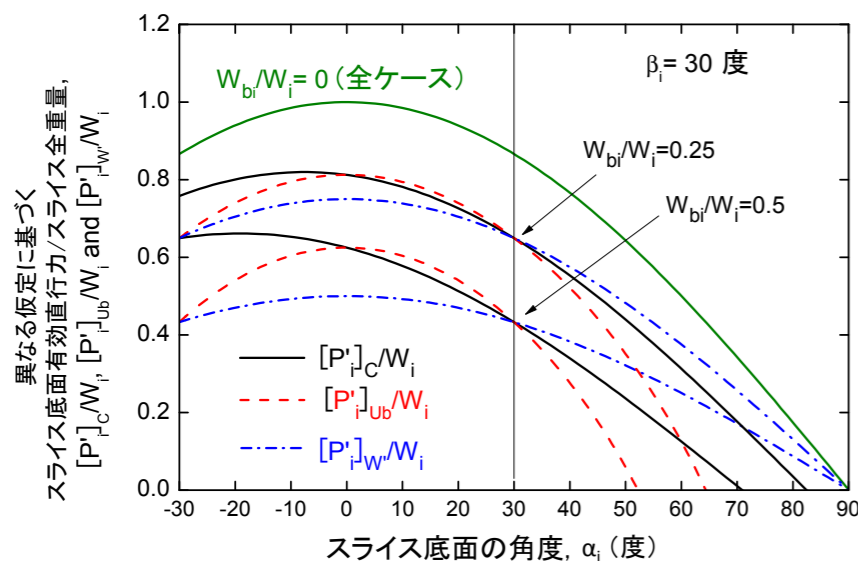
$$\frac{[P'_i]_C}{W_i} = \cos \alpha_i - \frac{W_{bi}}{W_i} \cdot \{\cos \alpha_i + \sin \beta_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta_i)\}$$

② 全てのスライスで $\alpha_i = \beta_i$ と仮定:

$$\frac{[P'_i]_{W'}}{W_i} = \cos \alpha_i - \frac{W_{bi}}{W_i} \cdot \cos \alpha_i$$

③ $\alpha_i \neq \beta_i$ の全てのスライスでも、スライスの鉛直側面の間隙水圧の差はゼロと仮定:

$$\frac{[P'_i]_{Ub}}{W_i} = \cos \alpha_i - \frac{U_{bi}}{W_i} = \cos \alpha_i - \frac{W_{bi}}{W_i} \cdot \frac{\cos^2 \beta_i}{\cos \alpha_i}$$

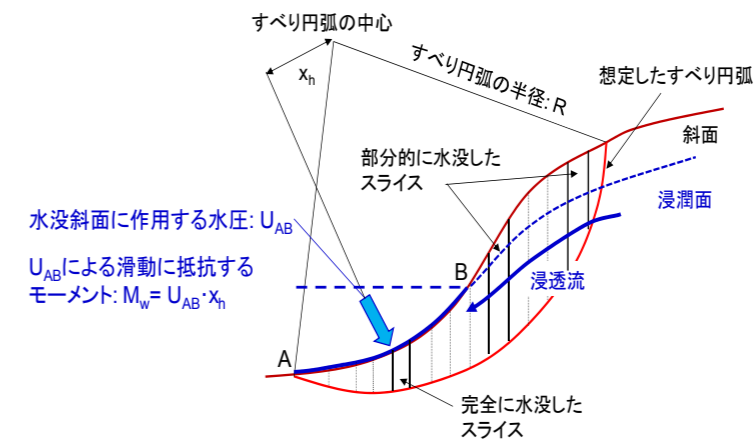


$[P'_i]_{W'}$ と $[P'_i]_{Ub}$ の平均は、いずれも $[P'_i]_C$ の平均に近くなりうる

しかし、全体的には、 $[P'_i]_{W'}$ の方が $[P'_i]_C$ に近い値を保っていて、 α_i が大きくなっても負にならない

84

定常浸透流がある状態に対する修正Fellenius法での F_{global} の正解は...



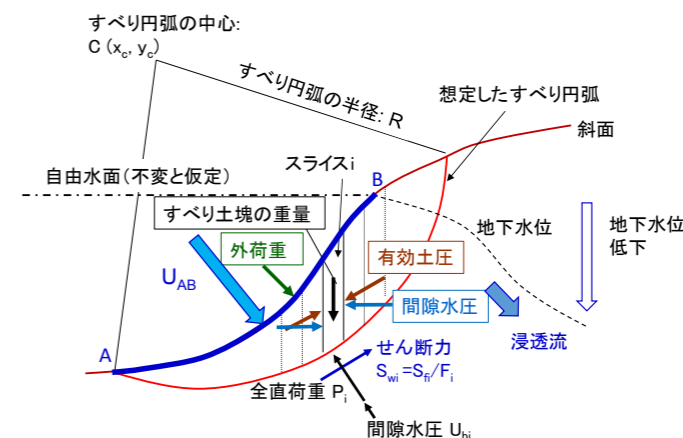
一般的条件で成り立つ式:

$$[F_{global}]_C = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + [W_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} \cdot \{\cos \alpha_i + \sin \beta_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta_i)\}] \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R}$$

実用的な近似式: $F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R}$

85

③ 深部に向かう浸透流が存在する斜面での常時の場合



全応力的表示(実務で用いられている)

$$[M_d]_{direct} = R \cdot \sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + \sum (Q_i \cdot a_i) - M_w$$

$$= W_{total} \cdot x + \sum (Q_i \cdot a_i) - M_w$$

$$M_w = U_{AB} \cdot x_h$$

斜面深部で地下水位が低下すると、
 ・ W_i 若干減少→ M_d は若干減少
 ・ U_{AB} が不変ならば M_w は不変

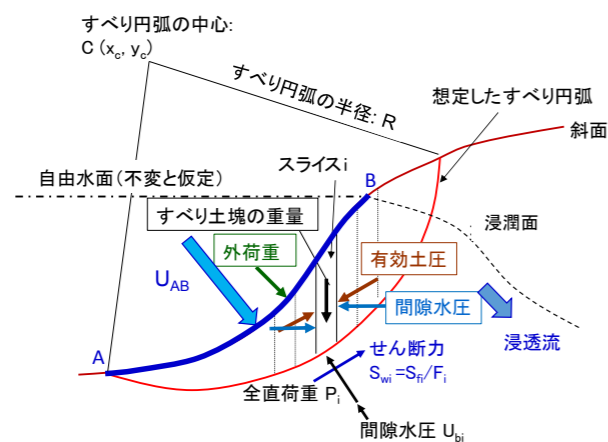
有効応力的表示

$$[M_d]_{direct} = \sum [R \cdot (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + IF_i \cdot z_i] + \sum (Q_i \cdot a_i)$$

$$= W'_{total} \cdot x^* + \sum (Q_i \cdot a_i)$$

斜面深部で地下水位が低下すると、
 ・ W'_i 若干増加→ M_d は若干増加
 ・ $IF_i \cdot z_i$ 減少→ M_d は減少
 (通常、この影響の方が大きい)

③ 深部に向かう浸透流が存在する斜面での常時の場合



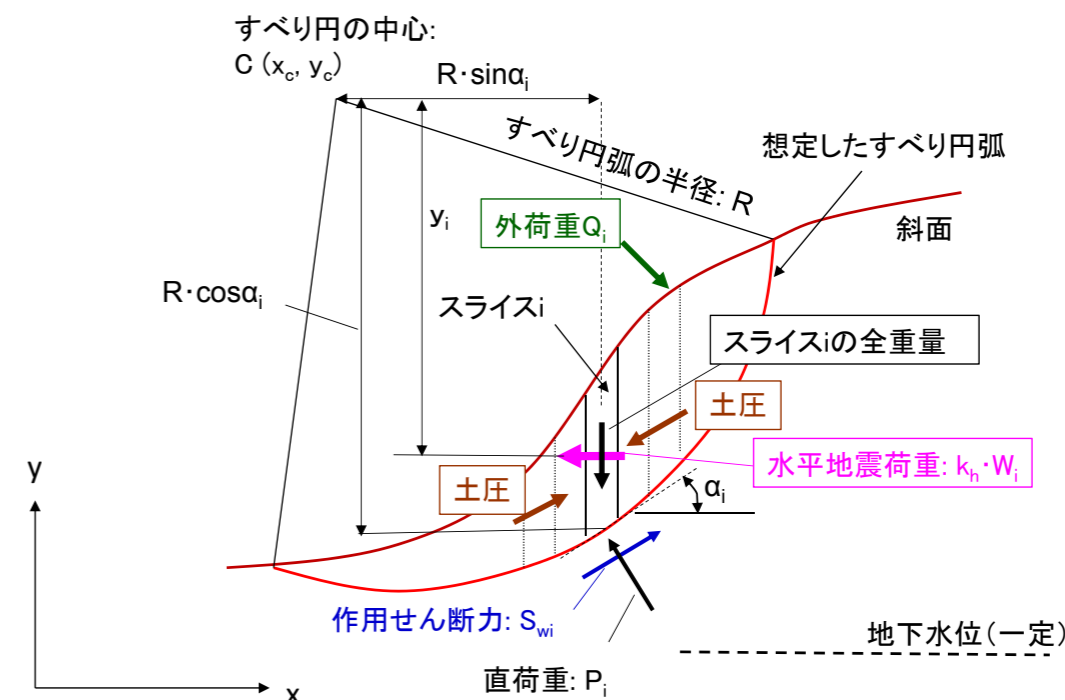
一般的条件で成り立つ式:

$$[F_{global}]_C = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + [W_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} \cdot \{\cos \alpha_i + \sin \beta_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta_i)\}] \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R}$$

実用的な近似式:
$$[F_{global}]_A = \frac{\sum [c'_{fi} \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w}$$

何れも、斜面に沿って下方に浸透流がある場合の式と同じ形式
ただし、 W_i, W'_i は浸潤面の位置の影響を受ける:

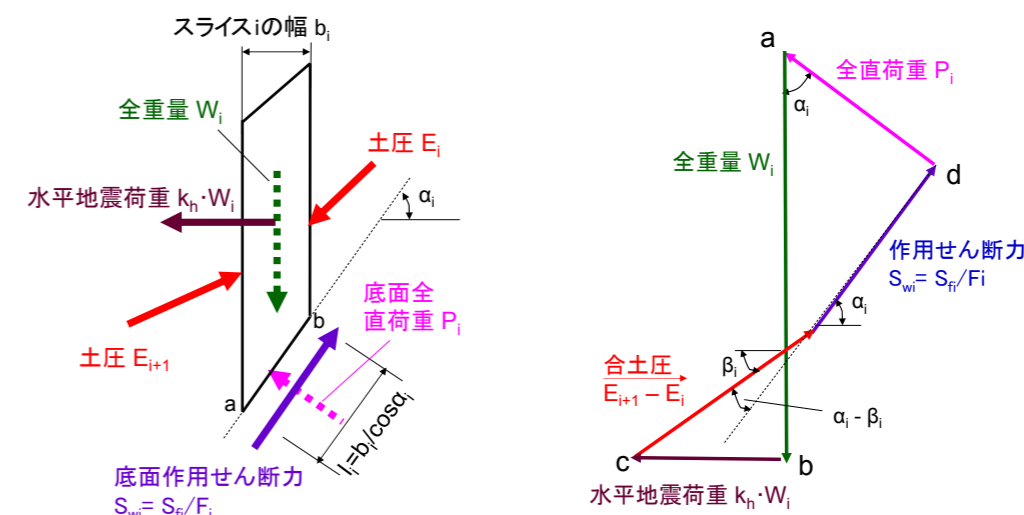
スライス重心に作用する水平地震荷重の影響
(まず、斜面内に地下水位が無い場合で検討)



1. 藤沼ダムの事例
2. 円弧すべり安定解析法の理論的基礎と実施に当たっての留意事項
 - 2-1. 混乱した現状
 - 2-2. 円弧すべり安定解析の基礎
 - 2-3. Fellenius法とは
 - 2-4. 地下水位・浸潤面と自由水位の考慮
 - ・浸透流がない場合
 - ・定常浸透流がある場合
 - 2-5. 地震力の取り扱い
 - 2-6. 異なる設計指針等での排水状態での安全率の式の比較
3. Newark-D法と劣化剛性FEMによる盛土の地震時残留変形解析
 - 3-1. Newark法の経緯
 - 3-2. 飽和土の非排水せん断強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮したNewmark-D法による剛体すべり解析
 - 3-3. 飽和土の非排水せん断剛性・強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮した準静的非線形FEMによる残留変形解析

地下水位より上にあるすべり土塊に対する外向き地震荷重 k_h の影響

それぞれのスライスの両側面での土圧の大きさ、作用方向と作用位置が、カ・モーメントの釣り合い条件を満たしている場合



スライス間の土圧の大きさ・方向・位置に関係なく、
力学的正解の滑動モーメントは次式で求めることができる。

$$[M_d]_{direct} = R \cdot \sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i)$$

一方、 S_{wi} 方向の力の釣合から、

$$S_{wi} = W'_i \cdot \sin \alpha_i + k_h W_i \cdot \cos \alpha_i - \Delta E_i \cdot \cos(\alpha_i - \beta_i)$$

それぞれのスライスで力とモーメントの釣り合いが満たされている場合、 M_d を元々の定義に従って S_{wi} を用いて求めると、

$$[M_d]_{Sw} = R \cdot \sum(S_{wi})$$

$$= R \cdot \sum(W'_i \cdot \sin \alpha_i) + R \cdot k_h \cdot \sum(W_i \cdot \cos \alpha_i) - R \cdot \sum[\Delta E_i \cdot \cos(\alpha_i - \beta_i)]$$

それぞれのスライスで S_{wi} が力とモーメントの釣り合いの条件を満たしていれば、

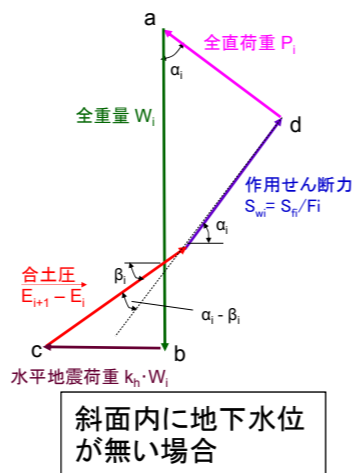
$$[M_d]_{Sw} = [M_d]_{direct} [= R \cdot \sum(W'_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum(W_i \cdot y_i)]$$

⇒ $[M_d]_{Sw}$ と $[M_d]_{direct}$ の式を比較すると、 $y_i > R \cdot \cos \alpha_i$ なので、

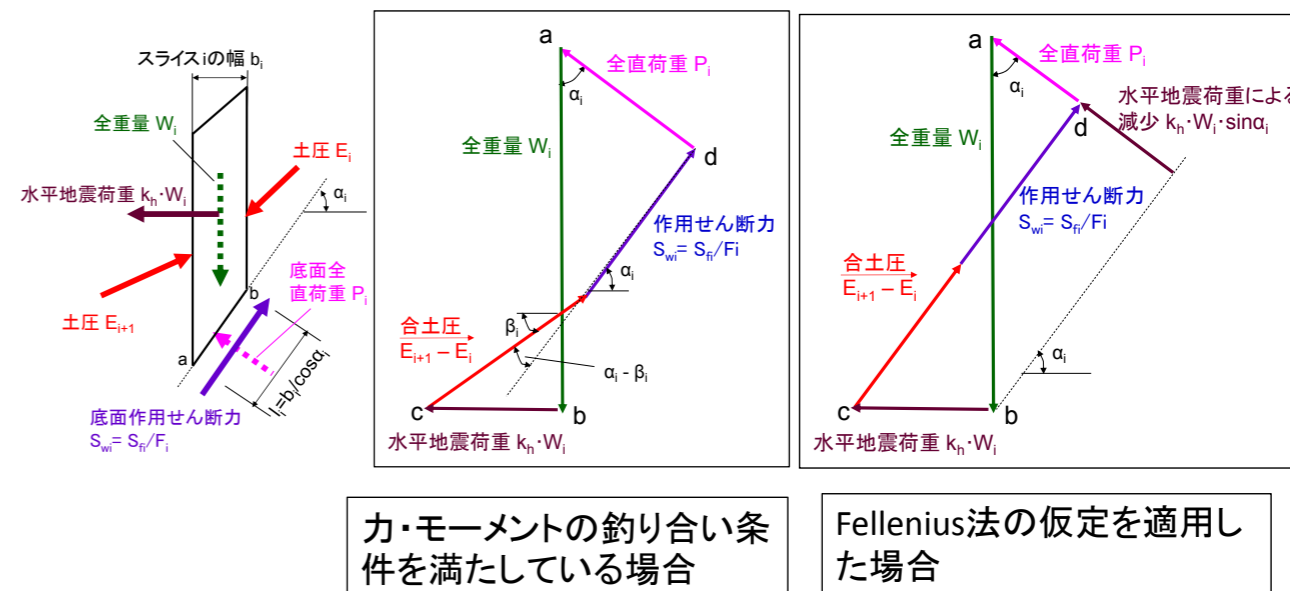
$$R \cdot \sum[\Delta E_i \cdot \cos(\alpha_i - \beta_i)] > 0$$

ただし、 $k_h=0$ の時は、 $[M_d]_{direct} = [M_d]_{Sw} = R \cdot \sum(W'_i \cdot \sin \alpha_i)$

つまり、 $R \cdot \sum[\Delta E_i \cdot \cos(\alpha_i - \beta_i)] = 0$



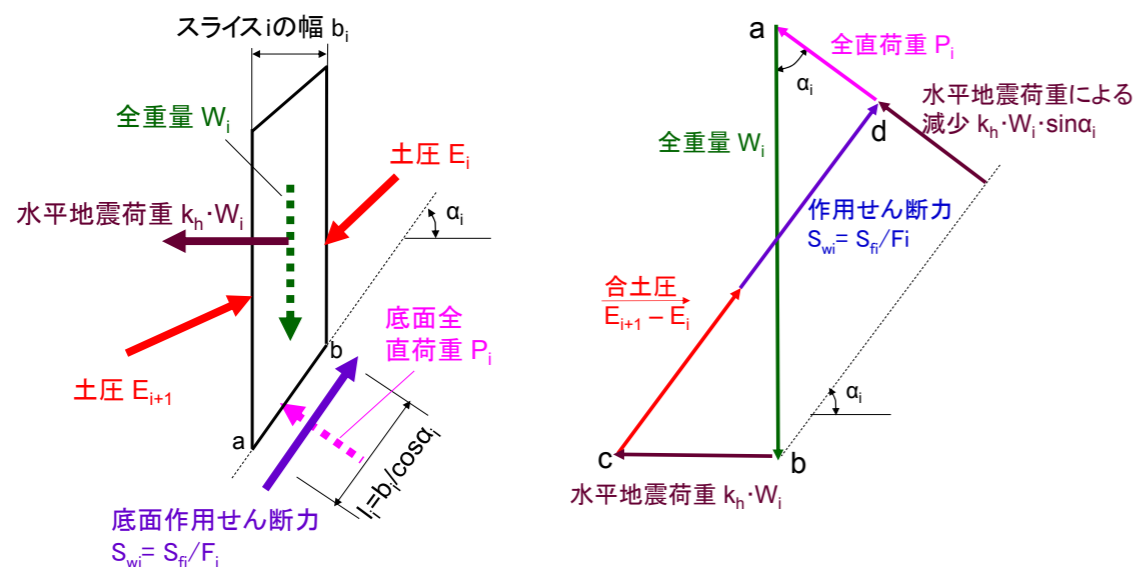
地下水位より上にあるすべり土塊に対する外向き地震荷重 k_h の影響



スライスiの両側面での土圧の合ベクトルの方向は、水平地震荷重が大きくなるほどスライス底面方向から水平方向にづれる
⇒Fellenius法は、 k_h が大きくなるほど P_i を過小評価

Fellenius法を適用した場合、地下水位より上にあるすべり土塊に対する外向き地震荷重 k_h の影響

地震荷重が作用しても、スライスiの両側面での土圧の合ベクトルは、その作用方向はスライス底面に平行であると仮定している。この場合、力・モーメントの釣り合い条件を満たしていない



力学的正解の滑動モーメントは、

$$[M_d]_{direct} = R \cdot \sum(W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum(W_i \cdot y_i)$$

Fellenius法を適用すると、 S_{wi} 方向の力の釣合から

$$[M_d]_{Sw} = R \cdot \sum(S_{wi})$$

$$= R \cdot \sum(W_i \cdot \sin \alpha_i) + R \cdot k_h \cdot \sum(W_i \cdot \cos \alpha_i) - R \cdot \sum[\Delta E_i]$$

Fellenius法を適用する場合、 S_{wi} は正解ではないので $[M_d]_{Sw} = R \cdot \sum(S_{wi})$ は正解ではなくなる。しかし、通常は転倒モーメントとして正解の $[M_d]_{direct}$ を用いている。つまり、 $F_{global} = M_r/M_d$ において、
・ M_d は正解の正しい S_{wi} に基づいている $[M_d]_{direct}$ を用いているが、
・ M_r は力の釣り合い条件を満たしていない S_{wi} に基づいている。

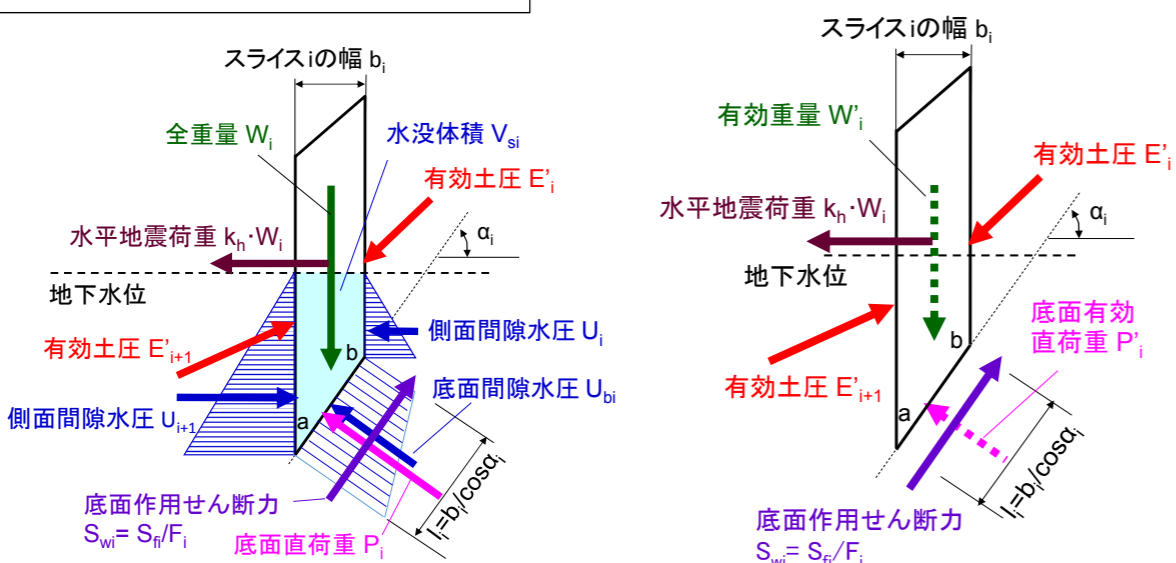
水平地震荷重はスライス重心に作用しているので、Fellenius法としても解は：

$$F_{global} = \frac{R \cdot \sum[c'_f \cdot l_i + (W_i \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{R \cdot \sum(W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum(W_i \cdot y_i)}$$

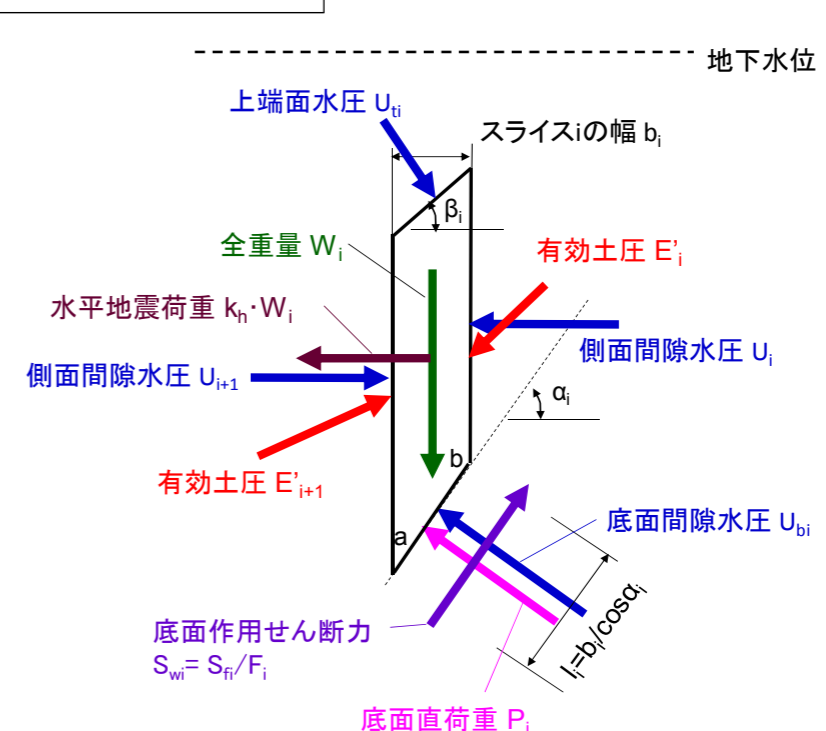
地下水位があるが浸透流がない場合でのP'_iに対する外向きk_hの影響

地下水位があるが浸透流がない場合でのP'_iに対する外向きk_hの影響

部分的に水没したスライス



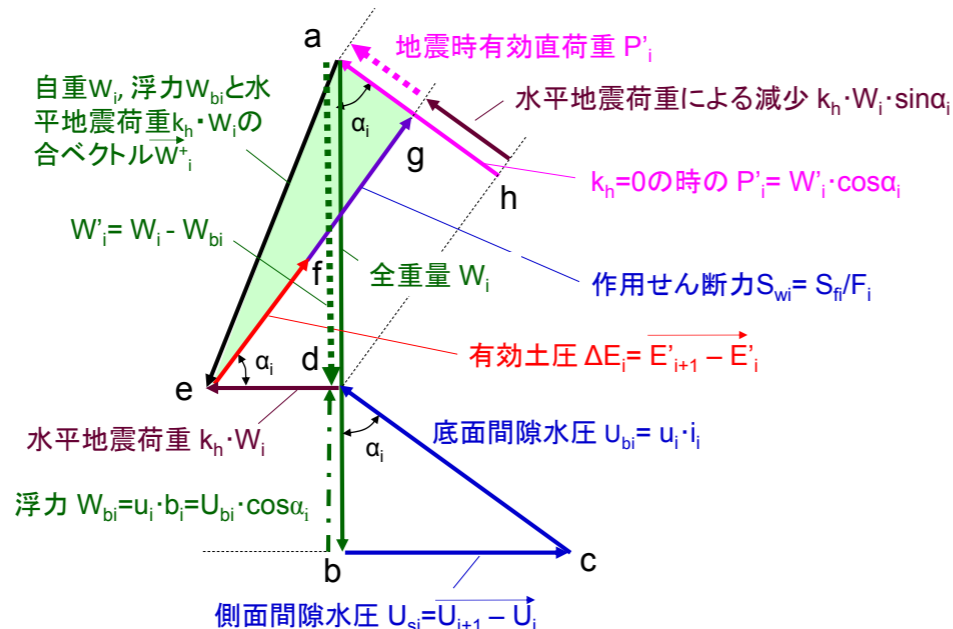
完全に水没したスライス



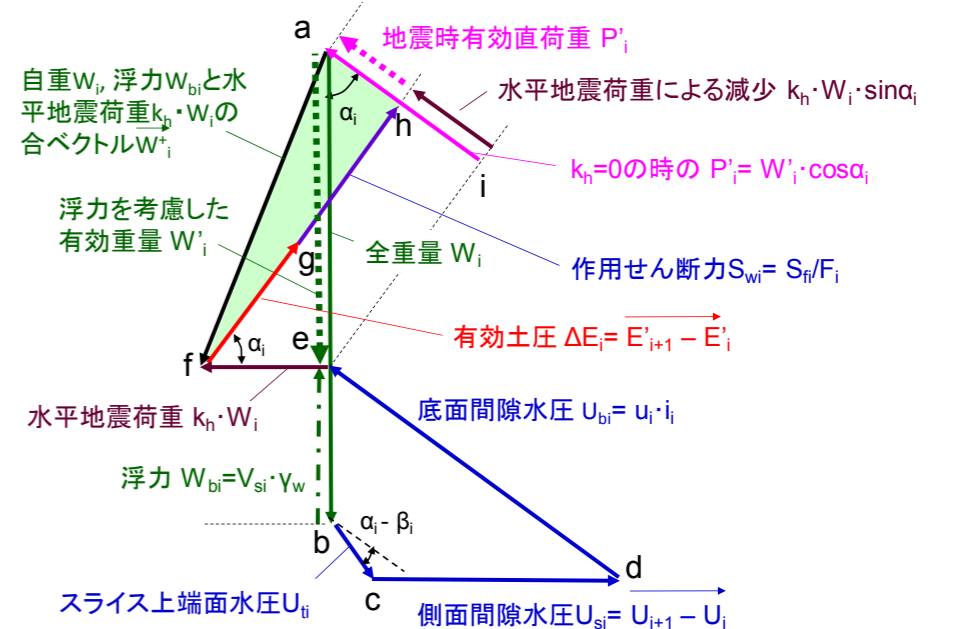
排水状態で浸透流がない場合(修正Fellenius法)

排水状態で浸透流がない場合(修正Fellenius法)

部分的に水没したスライス



完全に水没したスライス



$$P'_i = (W_i - U_{bi} \cdot \cos \alpha_i) \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i$$

$$= (W_i - W_{bi}) \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i$$

$$= W'_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i$$

P'_iは、 $-k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i$ によって減少

$$P'_i = (W_i - W_{bi}) \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i$$

$$= W'_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i$$

P'_iは、 $-k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i$ によって減少

この式は、水没してないスライス、部分的・完全に水没したスライスに対して共通

力学的正解の滑動モーメントは、

$$(1) [M_d]_{direct} = R \cdot \sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i) \\ = R \cdot \sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i)$$

⇒地下水位があり静水状態の斜面に対してFellenius法を適用した場合の正解は、

$$[F_{global}]_{direct} = \frac{R \cdot \sum [c'_{fi} \cdot l_i + (W'_i \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{R \cdot \sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i)} \\ = \frac{R \cdot \sum [c'_{fi} \cdot l_i + (W'_i \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{R \cdot \sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i)}$$

Newmark-S, D法
 フィルダム(国土省)
 - 建設省河川局開発課監修・財国土開発技術センター発行(1991): フィルダムの耐震設計指針(案)、平成3年6月、2.地震時安定性の検討、2.4安定計算、7~9頁式(2)~(6)

力学的正解の滑動モーメントは、

$$(1) [M_d]_{direct} = R \cdot \sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i)$$

力・モーメントの釣り合いを満たした S_{wi} に基づくと、

$$(2) [M_d]_{Sw} = R \cdot \sum (S_{wi}) = R \cdot \sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + R \cdot k_h \cdot \sum (W_i \cdot \cos \alpha_i) - R \cdot \sum [\Delta E_i \cdot \cos(\alpha_i - \beta_i)]$$

修正Fellenius法では、

$$(2') [M_d]_{Sw} = R \cdot \sum (S_{wi}) = R \cdot \sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + R \cdot k_h \cdot \sum (W_i \cdot \cos \alpha_i) - R \cdot \sum [\Delta E_i]$$

ここで、(2), (2')式で $R \cdot \sum [\Delta E_i \cdot \cos(\alpha_i - \beta_i)] = 0$, $R \cdot \sum [\Delta E_i] = 0$ を仮定すると、

$$\Rightarrow (3) [M_d]_{Sw.app} = R \cdot \sum (S_{wi})_{app} = R \cdot \sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + R \cdot k_h \cdot \sum (W_i \cdot \cos \alpha_i)$$

常に、[(3)による $[M_d]_{Sw.app}$] > [(1)による $[M_d]_{direct}$]

(3)式に基づくと、修正Fellenius法では、

$$[F_{global}]_{Sw.app} = \frac{R \cdot \sum [c'_{fi} \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{R \cdot \sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + R \cdot k_h \cdot \sum (W_i \cdot \cos \alpha_i)}$$

$$[F_{global}]_{direct} = \frac{R \cdot \sum [c'_{fi} \cdot l_i + (W'_i \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{R \cdot \sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i)}$$

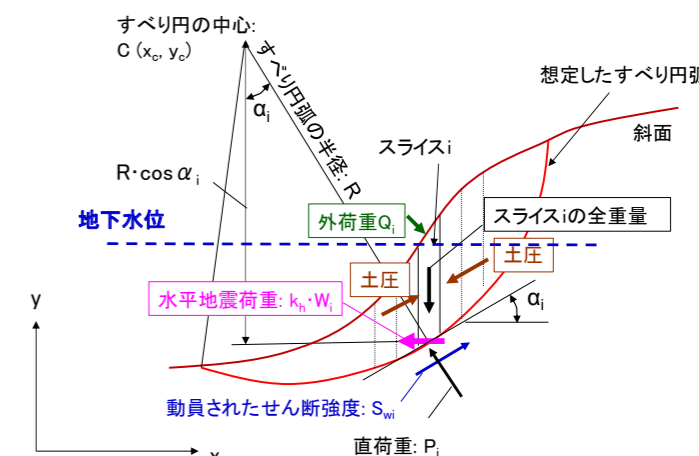
よりも常に小さい安全率

斜面内に地下水位が存在する静水の場合

$$[F_{global}]_{Sw.app} = \frac{R \cdot \sum [c'_{fi} \cdot l_i + (W'_i \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{R \cdot \sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + R \cdot k_h \cdot \sum (W_i \cdot \cos \alpha_i)} \\ = \frac{\sum [c'_{fi} \cdot l_i + (W'_i \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot \cos \alpha_i)}$$

この式は、「スライス底面に水平地震荷重が作用する」と仮定していることなる

→フィルダムの実務設計で広く用いられているが、力学的に合理性がなく、常に M_d を過大評価して F_{global} を過小評価

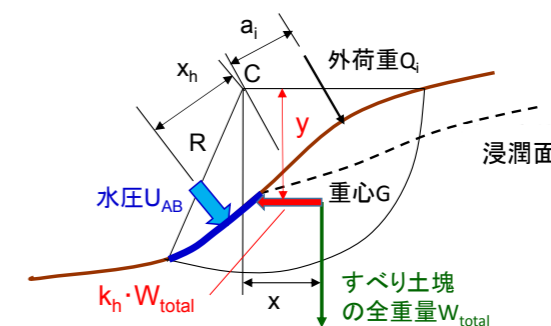


フィルダム(国土省、農林水産省)

- 社団法人日本河川協会編(2014): 改訂新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説、設計編[1]: 建設省河川局監修、技報堂出版、平成26年3月3日(改訂版新刷版第16刷)、第2章ダム設計、6.3堤体の設計、6.3.1すべり破壊に対する安全性、224-228頁に示されている諸式、(注)第1刷は昭和60年(1985年)10月31日
- 農林水産省農村振興局(2003); 土地改良事業計画設計基準、設計「ダム」-技術書(フィルダム編、平成15年4月、第9章フィルダムの設計、II-102頁式(9.1.6-1)

斜面下方に向かう浸透流と水平地震荷重がある排水状態の斜面

全応力法的な表現での M_d

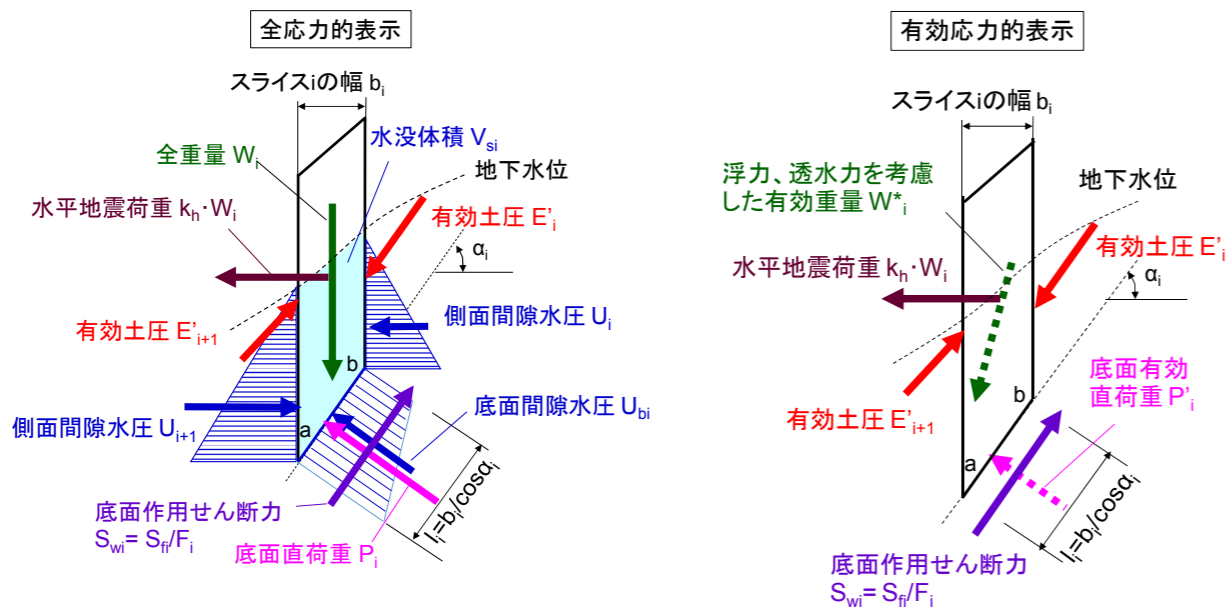


$$[M_d]_{direct} = R \cdot \sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i) + \sum (Q_i \cdot a_i) \\ = W_{total} \cdot x + k_h \cdot W_{total} \cdot y + \sum (Q_i \cdot a_i) - M_w \\ M_w = U_{AB} \cdot x_h$$

- 斜面下方に向かう浸透流がある状態で水平地震荷重を受けると M_d は更に増加
- U_{AB} が小さくなれば、 M_d は更に増加

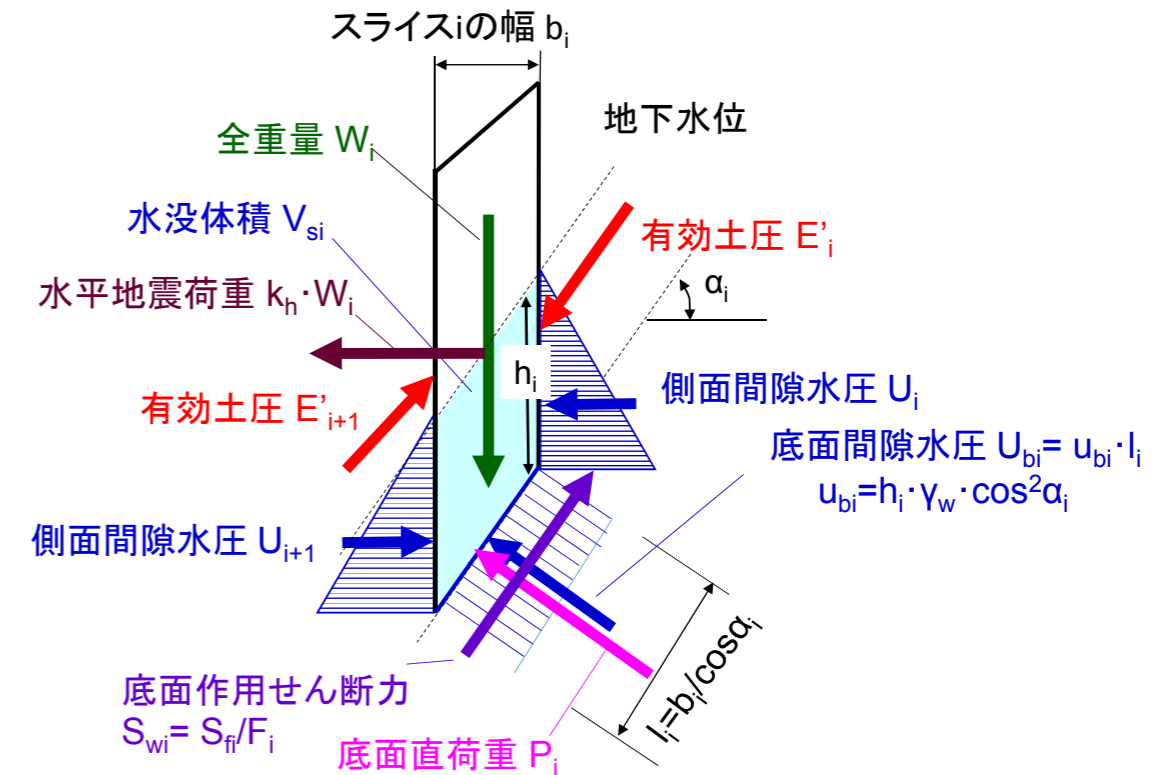
斜面下方に向かう浸透流と水平地震荷重がある排水状態の斜面

P'_i に対する外向き k_h の影響



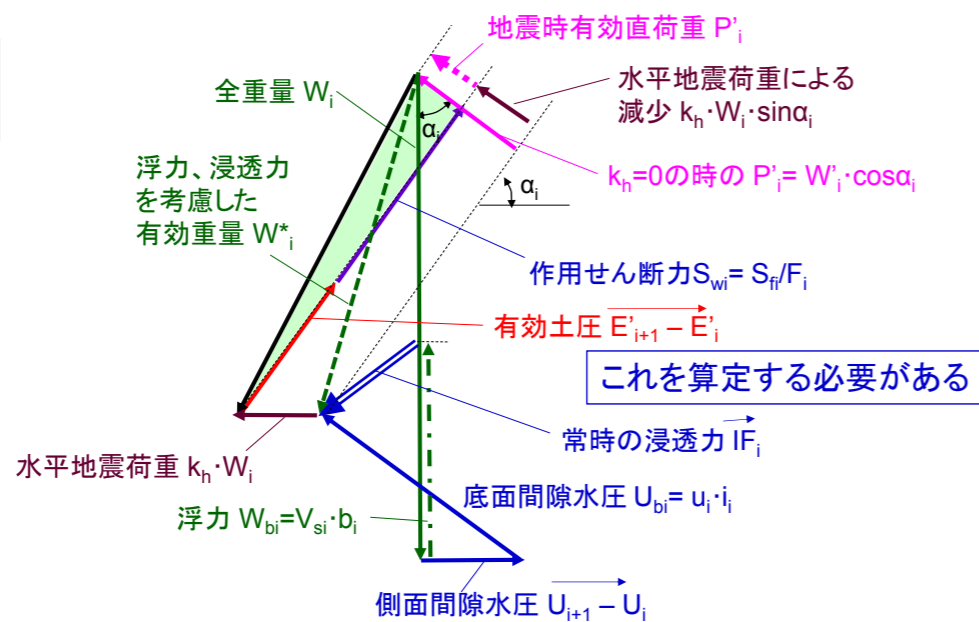
103

長大斜面のように、浸透流の方向がスライス底面に平行な場合に水平地震荷重が加わった場合は……



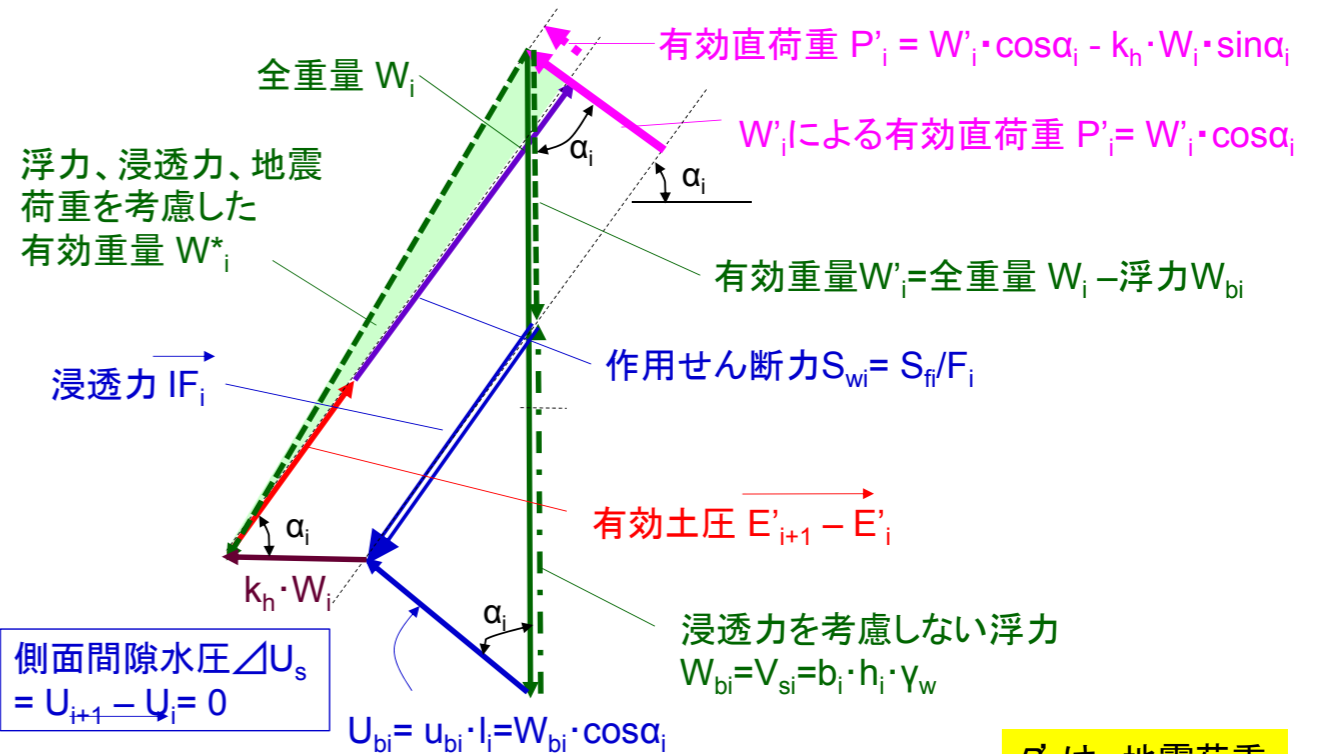
斜面下方に向かう浸透流と水平地震荷重がある排水状態の斜面

部分的に水没したスライス



- ・フィルダム上流斜面で貯水位が急低下した場合、
 - ・地下水位が、山間部の沢部の盛土で常に高い場合、豪雨で上昇した場合
 - P'_i は、地震荷重に加えて浸透力によって二重に減少
 - M_d は大きく増加している
- 地震時の安定性は著しく減少

104



$$[F_{global}]_{direct} = \frac{R \cdot \sum [c'_{fi} \cdot l_i + (W'_i \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{R \cdot \sum (W'_i \sin \alpha_i) - M_w + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i)}$$

この式は、通常の斜面での円弧すべりに対する実用的な近似式

P'_i は、地震荷重に加えて浸透力によって二重に減少

次の実用的な近似式が斜面の耐震設計で用いられている

$$[F_{global}]_{direct} = \frac{R \cdot \sum [c'_{fi} \cdot l_i + (W'_i \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{R \cdot \sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i)}$$

- 国土交通省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編(2007): 平成25年改編鉄道構造物等設計標準・同解説、土構造物、平成19年1月、(株)丸善出版、3章盛土、3.1.2盛土の性能照査法、66頁式(解3.1.1)
- (監修)建設省建設経済局民間宅地指導室(編集)宅地防災研究会(2000): 改訂版宅地防災マニュアルの解説[]、平成12年5月10日4版、(株)ぎょうせい、VI.盛土、VI.3. 盛土のり面の安定性の検討、宅造盛土、132頁式-②。
- (公益社団法人)日本道路協会(2010): 道路土工、盛土工指針(平成22年度版)、平成22年4月、第4章設計、4-3-4地震動の作用に対する盛土の安定性の照査、(2)、(3)地震動の作用に対する盛土の安定性の照査の方法、124頁式(解4-2)
- (公益社団法人)日本道路協会(2012): 道路土工、軟弱地盤対策工指針(平成24年度版)、平成24年8月、第5章軟弱地盤上の土工構造物の設計、5-6地震動の作用に対する安定性の照査、(2)地震時安定性照査の方法、2)地震動の作用に対する照査の方法、170頁式(解5-35)
- (財)国土技術研究センター(2012): 河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)、平成24年2月、第6章地震に対する堤防の構造検討101-117頁、108頁に示す式

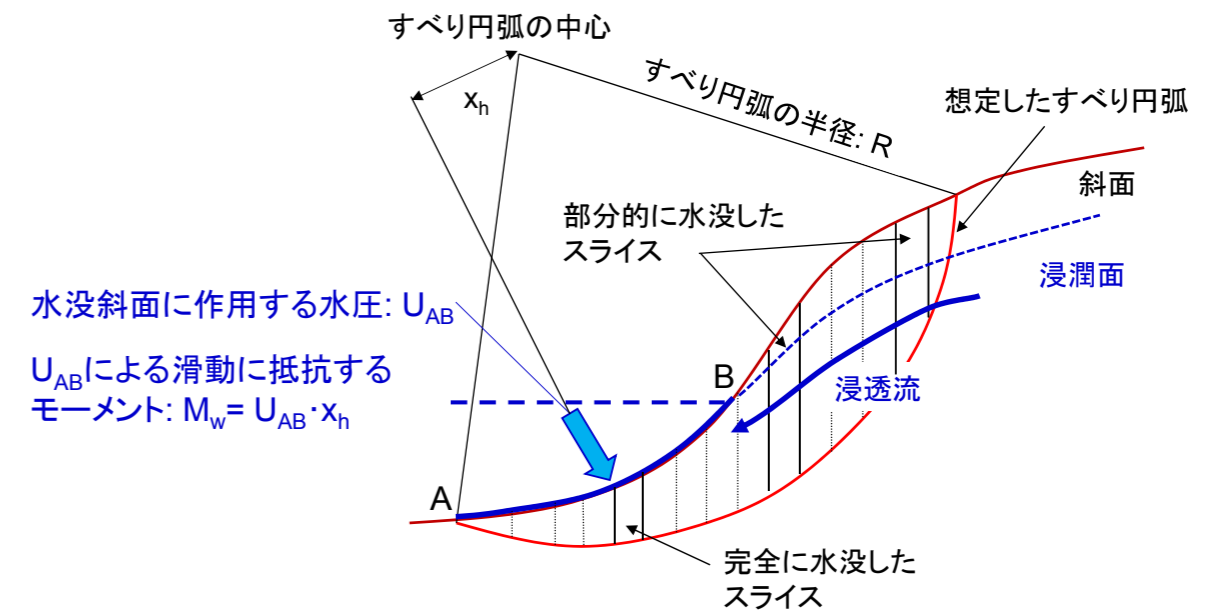
この式では、

- ①水平地震荷重は正しくスライス重心に作用しているが、
 - ② M_d を $M_w=0$ として求めている。
- このため、以下に示すようにこの式の適用にはいくつかの注意が必要である。

107

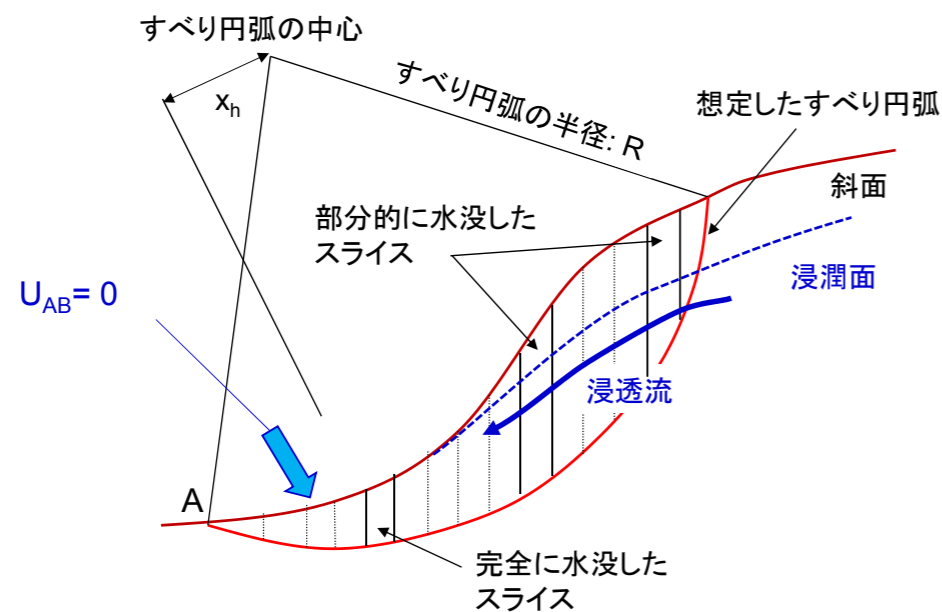
$$[F_{global}]_{direct} = \frac{R \cdot \sum [c'_{fi} \cdot l_i + (W'_i \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{R \cdot \sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i)}$$

$M_w > 0$ で浸透流のある斜面の耐震性を過小評価する

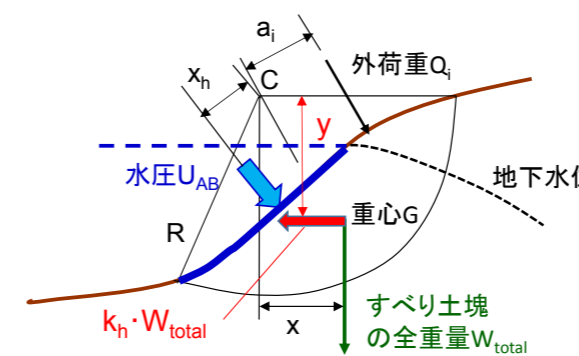


$$[F_{global}]_{direct} = \frac{R \cdot \sum [c'_{fi} \cdot l_i + (W'_i \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{R \cdot \sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i)}$$

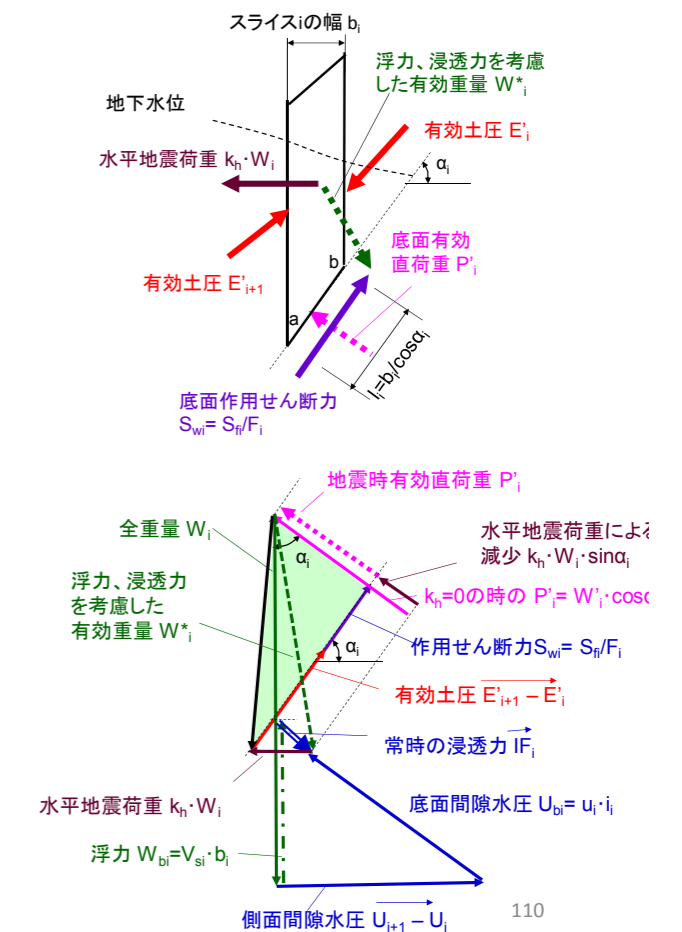
$M_w=0$ で浸透流のある斜面に対しては、浸潤面の位置を適切に設定すれば、実用的な近似式



斜面深部に向かう浸透流と水平地震荷重がある排水状態の斜面



フィルダム上流斜面で下流に向かって浸潤面が低下している場合などで、 U_{AB} が変わらない場合:
 ■ P_i は、地震荷重で減少するが、浸透力によって増加
 ■ M_d は、地震荷重によって増加するが、浸透流によって γ_t が減少した分だけ減少
 ⇒浸透流によって安全率は増加

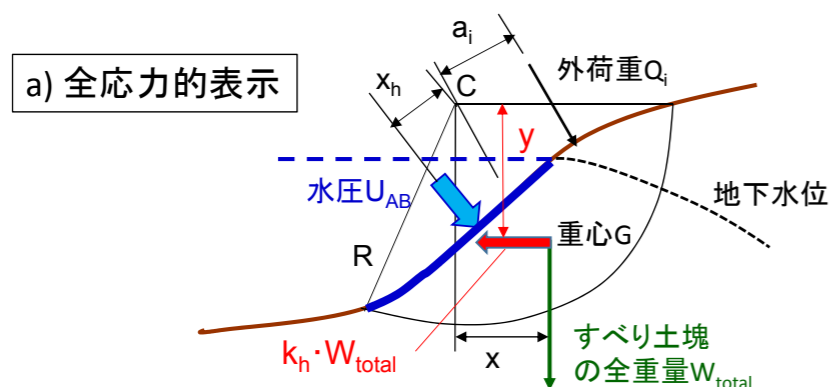


実用的な近似として:

■ M_r は浸透力によって増加する。
無視⇒安全側 (必要ならば考慮することはできる)

■ M_d は、浸潤面の位置を求めて次式(正解)を適用

$$[M_d]_{direct} = R \cdot \sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i) + \sum (Q_i \cdot a_i) \\ = W_{total} \cdot x + k_h \cdot W_{total} \cdot y + \sum (Q_i \cdot a_i) - U_{AB} \cdot x_h$$



111

1. 藤沼ダムの事例 2. 円弧すべり安定解析法の理論的基礎と実施に当たっての留意事項

- 2-1. 混乱した現状
 - 2-2. 円弧すべり安定解析の基礎
 - 2-3. Fellenius法とは
 - 2-4. 地下水位・浸潤面と自由水位の考慮
 - ・浸透流がない場合
 - ・定常浸透流がある場合
 - 2-5. 地震力の取り扱い
 - 2-6. 異なる設計指針等での排水状態での安全率の式の比較
- ### 3. Newark-D法と劣化剛性FEMによる盛土の地震時残留変形解析
- 3-1. Newmark法の経緯
 - 3-2. 飽和土の非排水せん断強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮したNewmark-D法による剛体すべり解析
 - 3-3. 飽和土の非排水せん断剛性・強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮した準静的非線形FEMによる残留変形解析

113

地震時に飽和土が非排水状態の場合

1) 飽和した斜面は、粒径が小さく排水距離が長いほど、地震時に非排水条件あるいはそれに近い条件になりやすい。

その場合、排水条件と仮定して安定解析をすると、

・緩い土では M_r を過大評価して危険側、密な土では M_r を過小評価して安全側となり、全体としては締固めの影響を過小評価

2) 非排水条件で解析する場合での飽和土の非排水せん断強度 $s_{f,u}$ の算定法:

・全応力法で非排水繰返し载荷による低下を考慮(Newmark-D法):

・ Δu 法: $\tau_{f,u} = c' + (\sigma'_0 - \Delta u) \cdot \tan \phi'$ (正確な Δu の推定が必要! 難しいが!)

⇒ 締め固まった盛土では Δu を過大評価して安全率を過小評価する傾向
従って、実務では地震荷重は加えない Δu 法を適用されている

$\Delta u > 0$ と地震荷重を同時に考慮する方法でないと、

⇒ 締め固まった盛土では、地震時に最小となる安全探索できない

Newmark法に適用できない (これらは後ほど説明)

112

Fellenius法による排水状態に対する安定計算の 各種指針等での式の比較

1. 異なる仮定の総括

2. 異なる式のまとめ

3. 解析条件

4. 安全率とNewmark法による剛体すべり変位の比較

114

1.異なる仮定の総括-1

青印が適切な設定・仮定 (PWP-a等の記号は次頁以降で表示)

- 1) P'_i を求める時のスライス側面での間隙水圧の作用方向:
 - **PWP-a**: 水平(力学的に正しい)
 - **PWP-b**: スライス側面での間隙水圧を無視、あるいは、スライス底面に平行(力学的に不合理で、斜面が急勾配になるほど安全側)
- 2) 滑動moment M_d を計算する時のスライスの自重と外水圧 U_{AB} の考慮:
 - **W-a**: 「有効重量 W'_i を用いて浸透力を考慮する」方法と「全重量 W_i を用いて U_{AB} を考慮する」方法。両者は同じ結果となり、力学的に正しい
 - **W-b**: 「 W_i を用いて U_{AB} を考慮しない」方法。
 - 1) 盛土内に地下水位がない場合は正解
 - 2) 地下水位は高い静水状態の場合は力学的に不合理で確実に安全側、完全水没斜面では過度に安全側
 - 3) 地下水位が高く斜面に向かう浸透流がある場合に対しては、実務的にほぼ妥当な近似式を定式化できる

115

Fellenius法による排水状態に対する安定計算の各種指針等での式の比較

1.異なる仮定の総括

2.異なる式のまとめ

3.解析条件

4.安全率とNewmark法による剛体すべり変位の比較

117

1.異なる仮定の総括-2

- 3) 水平地震荷重の考慮とその作用位置:
 - **HSL-a**: 水平地震力がスライス重心に作用
 - **HSL-b**: 水平地震力はスライスの底面に作用(力学的に不合理、常に安全側)
 - **HSL-c**: 非排水状態での飽和土での地震荷重による Δu は考慮するが地震力は考慮しない(地震動終了時が対象; 正確な Δu の推定が難しい)
 - **HSL-d**: 耐震設計をせず常時の排水状態での検討 ($\Delta u = 0, k_h = 0$)
- 4) 飽和土の地震時の排水条件:
 - **US-a1**: 非排水として、全応力法で非排水繰返し载荷による劣化を考慮
 - **US-a2**: 非排水として、 Δu 法によって非排水せん断強度を算定。正しい Δu を推定できれば、US-a1と同じ結果が得られる。しかし、実際にはこの方法で地震時と地震直後での非排水せん断強度を適切に推定することは難しい。
 - **US-b**: 飽和土でも排水条件とする(緩い土では危険側、密な土では安全側)

(非排水せん断強度を用いる安定解析は、次章で扱う)

116

浸透流がない静水状態の斜面の常時(初期状態)での各種安全率の式

記号	スライス側面での間隙水圧作用方向	M_d の計算での水没スライスの自重	F_{global} の式
PWP-a/W-a Newmark-S & D	水平 (注1)	有効重量 $W'_i =$ 全重量 $W_i -$ 浮力 W_{bi} (注2)	$\frac{\sum [c'_{fi} \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w}$
PWP-b/W-a	スライス底面に平行	有効重量 $W'_i =$ 全重量 $W_i -$ 浮力 W_{bi}	$\frac{\sum [c'_{fi} \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} / \cos \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w}$ $\frac{\sum [c'_{fi} \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi}) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w}$
PWP-a/W-b	水平	全重量 W_i	$\frac{\sum [c'_{fi} \cdot l_i + W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i)}$
PWP-b/W-b	スライス底面に平行	全重量 W_i	$\frac{\sum [c'_{fi} \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} / \cos \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i)}$ $\frac{\sum [c'_{fi} \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi}) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i)}$

注1) 浸透流がある斜面では、 P'_i に対する浸透力の影響を考慮する必要がある

注2)

浸透流がない斜面では、「有効重量 W' を用いる方法」は「全重量 W を用いて M_w を考慮する方法」と等価
浸透流がある斜面では、「 W を用いて浸透力を考慮する方法」は「 W を用いて M_w を考慮する方法」と等価

浸透流がない斜面(排水条件)の地震時での安全率の各種の式

	スライス側面での間隙水圧作用方向	M_d の計算での水没スライスの自重	水平地震荷重の考慮とその作用位置	F_{global} の式
PWP-a/W-a/HSL-a (注3) Newmark-O (完全塑性) Newmark-S (ひずみ軟化)	水平 (注1)	有効重量 $W'_i = W_i - W_{bi}$ (注2)	スライスの重心	$\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W'_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$
PWP-a/W-b/HSL-a	水平	全重量 W_i	スライスの重心	$\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$
PWP-b/W-b/HSL-a (注3)	スライス底面に平行	全重量 W_i	スライスの重心	$\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + \{ (W_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} / \cos \alpha_i) - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i \} \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$ $\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + \{ (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi}) - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i \} \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$
PWP-a/W-a/HSL-b (注3)	平行	有効重量 $W'_i = W_i - W_{bi}$	スライスの底面	$\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W'_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w + k_h \cdot \sum (W_i \cdot \cos \alpha_i)}$

注3): 地震時に飽和土が非排水状態になる場合にこれらの式を用いる場合は、これらの式の記号の末尾に/US-bを追加する

119

121

Fellenius法による排水状態に対する安定計算の各種指針等での式の比較

1.異なる仮定の総括

2.異なる式のまとめ

3.解析条件

4.安全率とNewmark法による剛体すべり量の比較

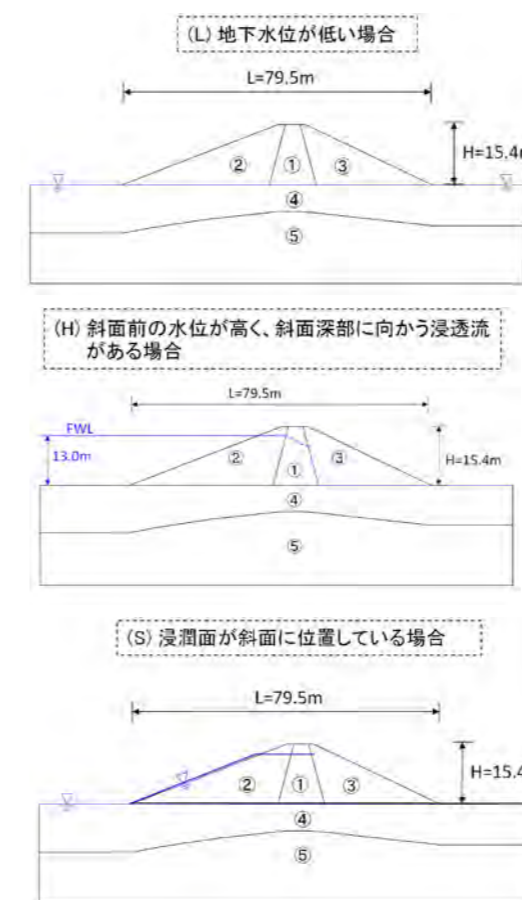
浸透流がない斜面(非排水条件)の地震時での安全率の各種の式

	スライス側面での間隙水圧作用方向	M_d の計算での水没スライスの自重	水平地震荷重の考慮とその作用位置	F_{global} の式
PWP-a/W-a/HSL-a /US-a1 Newmark-D	水平 (注1)	有効重量 $W'_i = W_i - W_{bi}$ (注2)	スライスの重心	$\frac{\sum [\tau_{fs}]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$
PWP-a/W-b/HSL-c /US-a2	水平	全重量 W_i	地震荷重を考慮しない	$\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + \{ [W_i - (U_{bi} + \Delta U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i] \cdot \cos \alpha_i \} \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i)}$ (注4)
PWP-a/W-b/HSL-a /US-a2 Newmark法に適用するための式(河川土工指針から展開)	水平	全重量 W_i	スライスの重心	$\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + \{ [W_i - (U_{bi} + \Delta U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i] \cdot \cos \alpha_i \} \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$ (注4)
PWP-a/W-a/HSL-a /US-a2 Newmark法に適用するための式	水平	有効重量 W'_i	スライスの重心	$\frac{\sum [c'_i \cdot l_i + \{ [W_i - (U_{bi} + \Delta U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i] \cdot \cos \alpha_i \} \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$

注4): この式は部分的に水没したスライスが対象であり、完全水没したスライスに対しては書き直す必要がある

120

三つの対象断面



二つの物性値

$c=0, \phi > 0$ の堤体

地層番号	地層名	湿潤密度 γ_t (kN/m ³)	飽和密度 γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kPa)	Φ' (deg)
①	コア	19.0	20.0	0	50
②③	ランダム	19.0	20.0	0	50
④	地盤(N値20)	21.0	21.0	37.5	31.5
⑤	地盤(N値50)	21.0	21.0	1000	31.5

$c > 0, \phi > 0$ の堤体

地層番号	地層名	湿潤密度 γ_t (kN/m ³)	飽和密度 γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kPa)	Φ' (deg)
①	コア	19.0	20.0	20	30
②③	ランダム	19.0	20.0	20	30
④	地盤(N値20)	21.0	21.0	37.5	31.5
⑤	地盤(N値50)	21.0	21.0	1000	31.5

排水条件での安全率の検討

- 1) P' を求める時のスライス側面での間隙水圧の作用方向:
 - PWP-a: 水平(力学的に正しい)
 - PWP-b: 無視、あるいはスライス底面に平行(力学的に不合理)
- 2) 滑動moment M_w を計算する時のスライスの自重と外水圧 U_{AB} の考慮:
 - W-a: W_i を用いて M_w を考慮。力学的に正しい
 - W-b: 「 W_i を用いて M_w を考慮しない」方法。
- 3) 水平地震荷重の考慮とその作用位置:
 - HSL-a: 水平地震力がスライス重心に作用
 - HSL-b: 水平地震力はスライスの底面に作用(力学的に不合理、常に安全側)

PWP-a/W-a/HSL-a
近年のフィルダム

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)} \quad (32)$$

PWP-a/W-a/HSL-b
フィルダムとため池堤体の
の従来からの実務設計

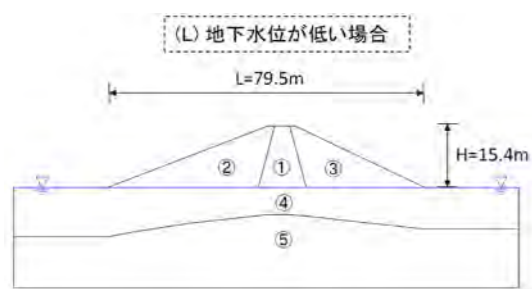
$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot \cos \alpha_i)} \quad (33)$$

PWP-a/W-b/HSL-a
鉄道・宅造・道路盛土、河川堤防

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)} \quad (34)$$

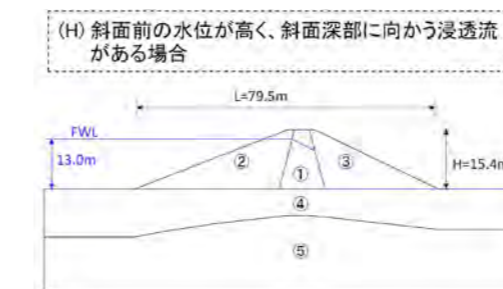
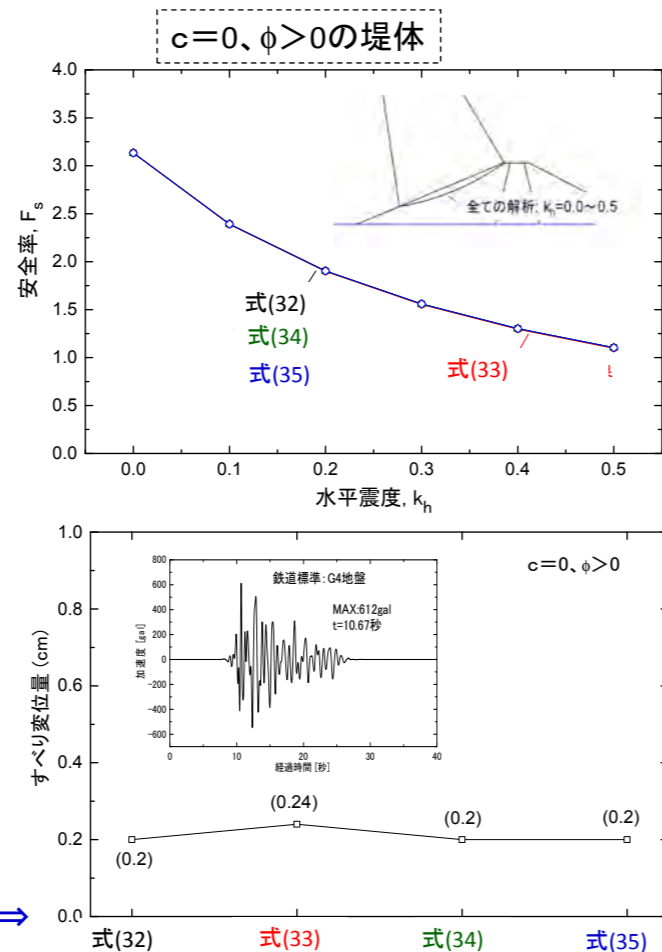
PWP-b(U_{bi} は静水圧)
/W-b/HSL-a 多くの教科書

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + \{ (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi}) - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i \} \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)} \quad (35)$$

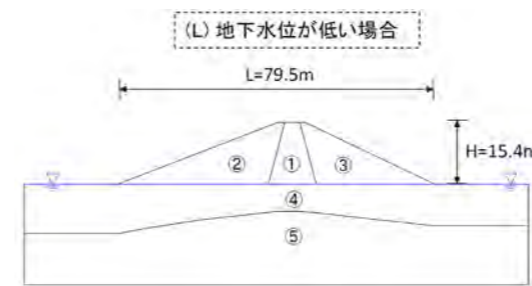
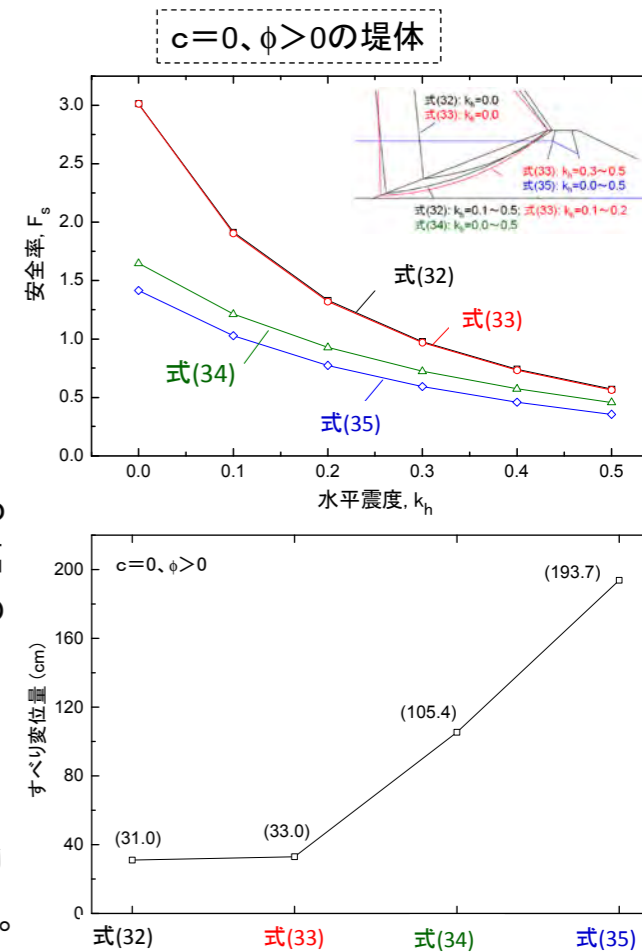


- 四つの式による臨界円は同一
- 間隙水圧と斜面に作用する水圧の影響がないので、 $k_h \cdot W_i$ を各スライスの重心に加えている式(32), (34), (35)による F_s は同一。
- 「 $k_h \cdot W_i$ を各スライスの底面に加えている式(33)による F_s 」と上記の F_s との差は、臨界すべり円弧が浅く y_i/R が1.0に近いために非常に小さい。
- 式(33)によるすべり量は、他の三つの式よりも若干大きい。

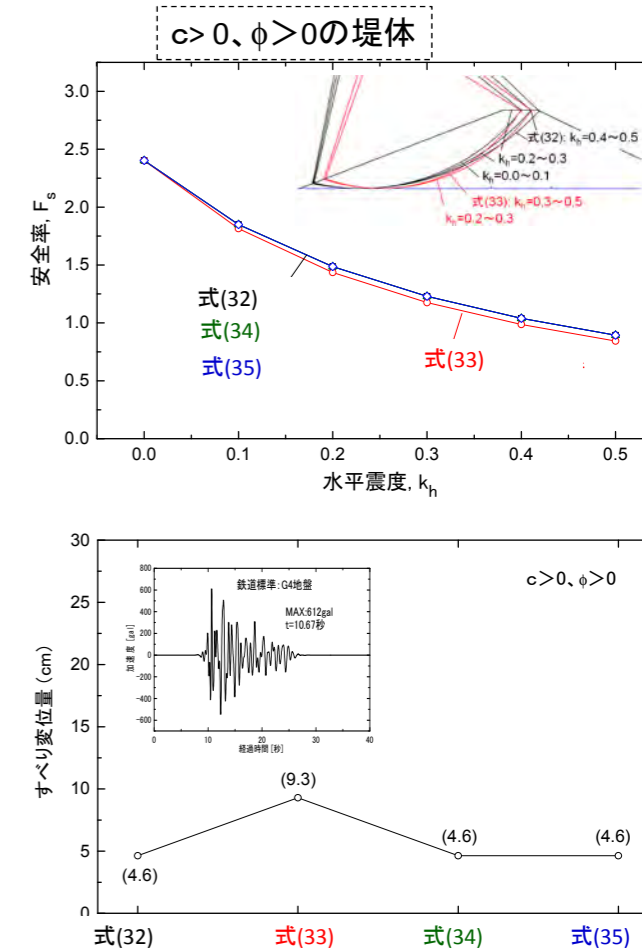
Newmark-O法による剛体すべり変位⇒



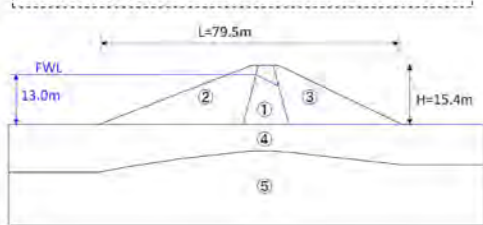
- 最も合理的な式(32): 地下水位が低い場合よりも、 k_h の増加による F_s の低下が大きい。
- 「 $k_h \cdot W_i$ を各スライスの底面に加えている式(33)による F_s 」と上記の F_s との差は、臨界すべり円弧が浅く y_i/R が1.0に近いために非常に小さい。
- M_w を無視した式(34)による F_s は式(32)による値から半減、すべり変位は急増(不合理な結果)。
- 式(35)による F_s は更に小さくなり、すべり量は更に大きい(非常に不合理な結果)。



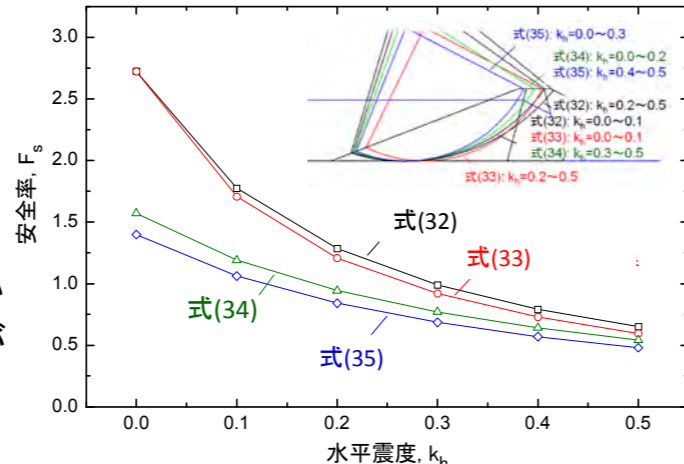
- 間隙水圧と斜面に作用する水圧の影響がないので、 $k_h \cdot W_i$ を各スライスの重心に加えている式(32), (34), (35)による F_s は同一
- y_i/R が1.0よりも若干小さくなるので、「 $k_h \cdot W_i$ を各スライスの底面に加えている式(33)による F_s 」は上記の F_s よりも若干小さくなる。
- 式(33)によるすべり量は、他の三つの式よりもかなり大きい。



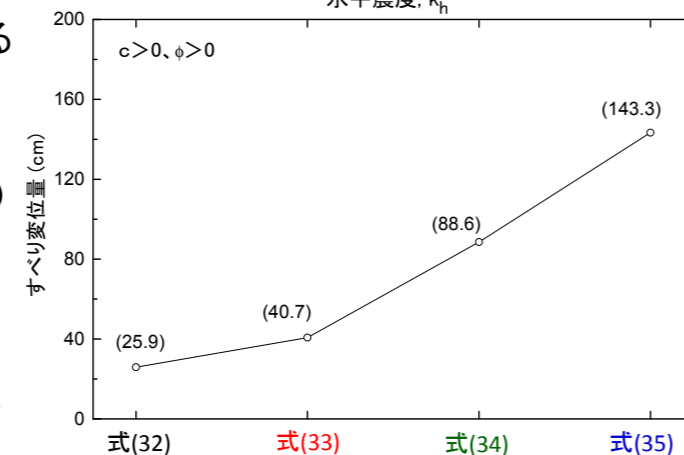
(H) 斜面前の水位が高く、斜面深部に向かう浸透流がある場合



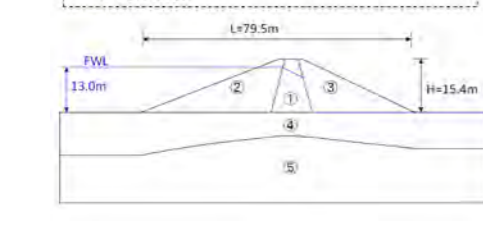
$c > 0, \phi > 0$ の堤体



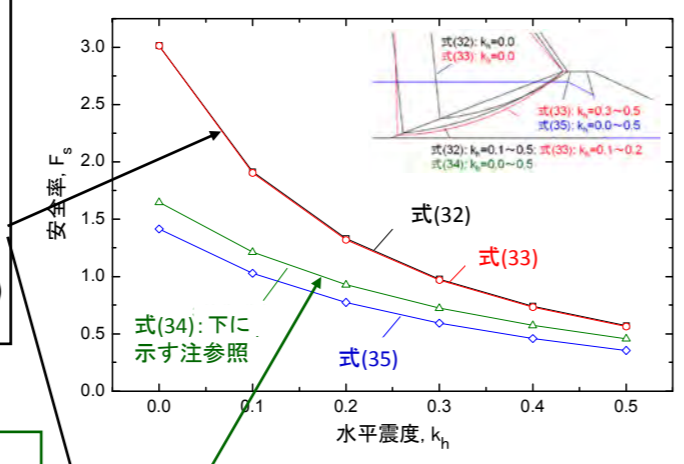
- 最も合理的な式(32): 地下水位が低い場合よりも、 k_h の増加による F_s の低下が大きい。
- y_i/R が1.0よりも若干小さくなるので、「 $k_h \cdot W_i$ 」を各スライスの底面に加えている式(33)による F_s は上記の F_s よりも若干小さくなる。
- M_w を無視した式(34)による F_s は式(32)による値から半減、すべり変位は急増(不合理な結果)。
- 式(35)による F_s は更に小さく、すべり量は更に大きい(非常に不合理な結果)。



(H) 斜面前の水位が高く、斜面深部に向かう浸透流がある場合



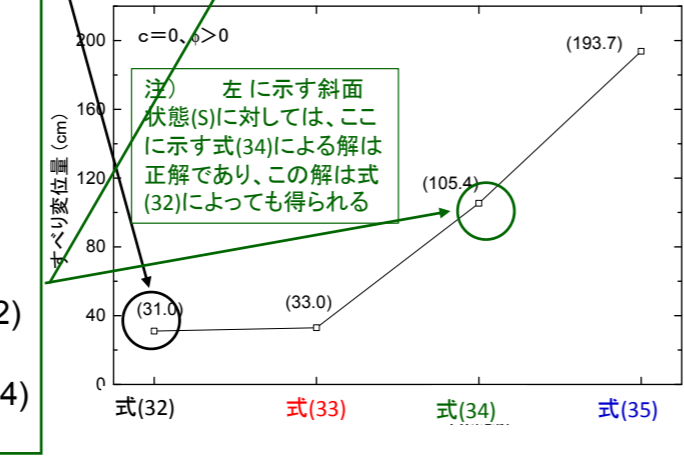
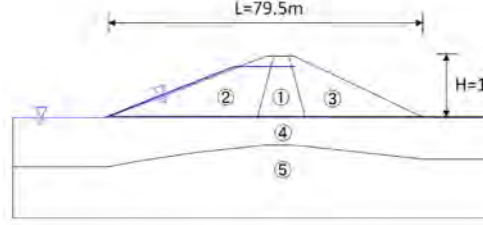
$c = 0, \phi > 0$ の堤体



$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W'_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)} \quad (32)$$

安全率は半減

(S) 浸潤面が斜面に位置している場合

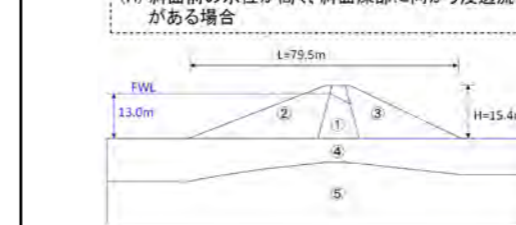


$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W'_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)} \quad (32)$$

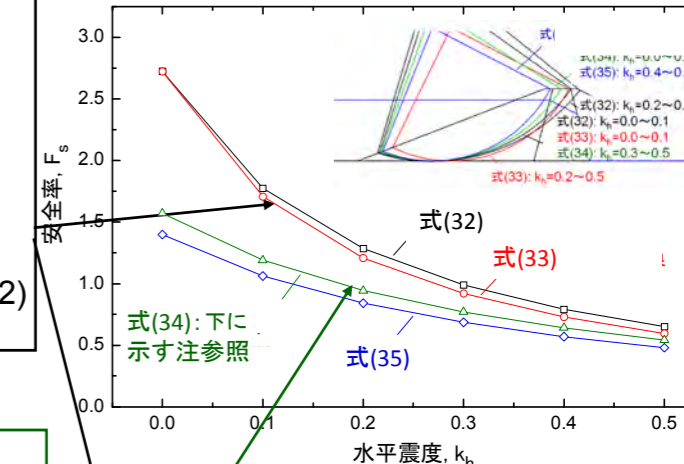
$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W'_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)} \quad (34)$$

注) 左に示す斜面状態(S)に対しては、ここに示す式(34)による解は正解であり、この解は式(32)によっても得られる

(H) 斜面前の水位が高く、斜面深部に向かう浸透流がある場合



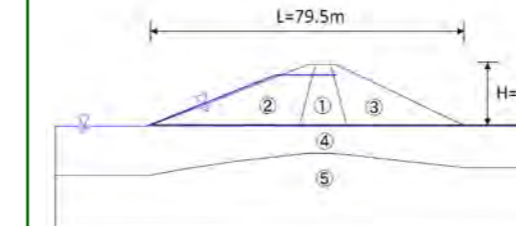
$c > 0, \phi > 0$ の堤体



$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W'_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)} \quad (32)$$

安全率は半減

(S) 浸潤面が斜面に位置している場合



$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W'_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)} \quad (32)$$

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W'_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)} \quad (34)$$

注) 左に示す斜面状態(S)に対しては、ここに示す式(34)による解は正解の近似値であり、この解は式(32)によっても得られる

- 注: それぞれの設計指針での安定解析法の妥当性は、
- ① 採用された仮定が適切かどうかを、同一条件で計算された安全率を比較するなどして検討するとともに、
 - ② 以下の諸要因を適切に考慮しているか、総合的に検討する必要がある。

- a) 土のせん断強度の決定法、
- ・ 締固め度の評価
 - ・ 三軸試験、平面ひずみ圧縮試験、一面せん断試験
 - ・ 異方性
 - ・ 破壊の進行性、粒径効果
 - ・ その他

- b) 設計震度(あるいは設計入力地震動)
c) 許容最低安全率(あるいは許容最大変位)

②については、別途議論する必要がある。

現状では、

A) 従来の設計法:

- ①レベル1の設計地震動相当の低い k_h +
- ②締固めた盛土では過小評価された排水せん断強度 +
- ③適切な(不合理さをできるだけ排除した)式による安定解析 +
- ④計算された F_s > 設定された許容最低安全率

での判定と

B) 新しい設計法:

- ①レベル2の設計地震動 +
- ②実際の締固め度と排水条件等を考慮した現実的なせん断強度 +
- ③適切な(不合理さをできるだけ排除した)式による安定解析 +
- ④「Newmark法で計算した残留変形」プラス「非排水繰返し载荷による応力・ひずみ関係の劣化を考慮した準静的非線形FEMによる残留変形」の算定と、その値と許容残留変形の比較

での判定、

を組み合わせるのが適切であろう。

131

1. 藤沼ダムの事例

2. 円弧すべり安定解析法の理論的基礎と実施に当たっての留意事項

2-1. 混乱した現状

2-2. 円弧すべり安定解析の基礎

2-3. Fellenius法とは

2-4. 地下水位・浸潤面と自由水位の考慮

- ・浸透流がない場合
- ・定常浸透流がある場合

2-5. 地震力の取り扱い

2-6. 異なる設計指針等での排水状態での安全率の式の比較

3. Newark-D法と劣化剛性FEMによる盛土の地震時残留変形解析

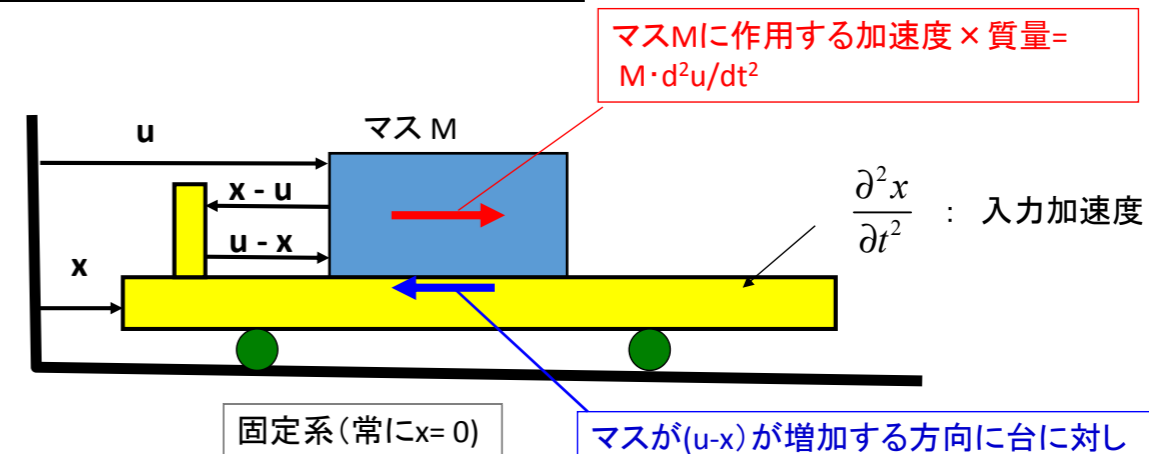
3-1. Newmark法の経緯

3-2. 飽和土の非排水せん断強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮したNewmark-D法による剛体すべり解析

3-3. 飽和土の非排水せん断剛性・強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮した準静的非線形FEMによる残留変形解析

132

Newmark法による剛体間のすべり



滑っていない状態での力の釣合い式:

$$R(= M \cdot g \cdot \tan \varphi_{\mu}) > M \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

滑り出した後の力の釣合い式:

$$R(= M \cdot g \cdot \tan \varphi_{\mu}) = M \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

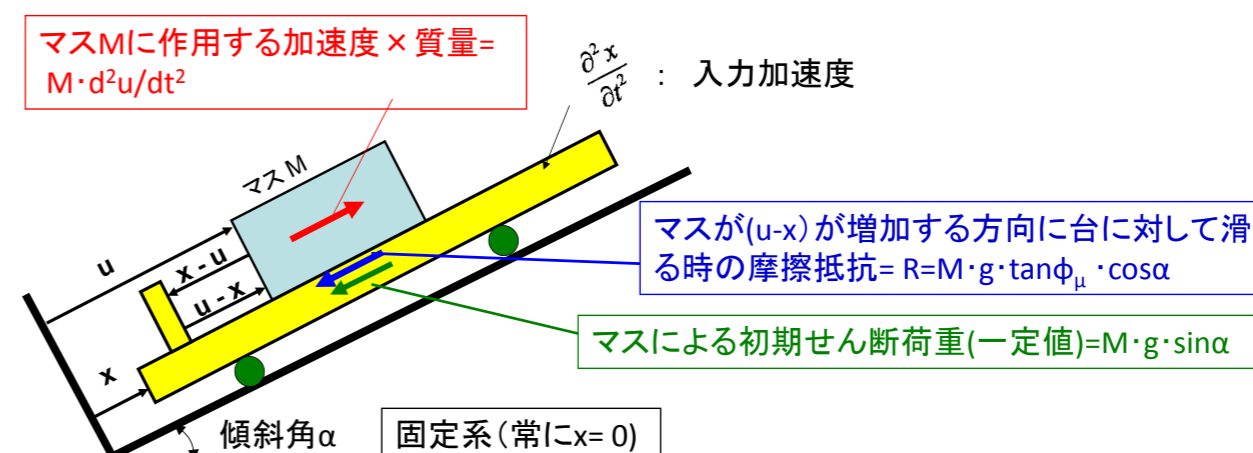
$$M \cdot g \cdot \tan \varphi_{\mu} + M \cdot \frac{\partial^2 (x-u)}{\partial t^2} = M \cdot \frac{\partial^2 x}{\partial t^2}$$

摩擦抵抗 すべりによる慣性抵抗 動的入力荷重

$$\tan \varphi_{\mu} \cdot g + \frac{\partial^2 (x-u)}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 x}{\partial t^2}$$

⇒すべり量(x-u)を求める

Newmark法による斜面上の剛体間のすべり(円弧すべりに対応)



滑っていない状態での力の釣合い式:

$$R(= M \cdot g \cdot \tan \varphi_{\mu} \cdot \cos \alpha) > M \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + M \cdot g \cdot \sin \alpha$$

滑り出した後の力の釣合い式:

$$R(= M \cdot g \cdot \tan \varphi_{\mu} \cdot \cos \alpha) = M \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + M \cdot g \cdot \sin \alpha$$

$$M \cdot g \cdot \tan \varphi_{\mu} \cdot \cos \alpha + M \cdot \frac{\partial^2 (x-u)}{\partial t^2} = M \cdot \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} + M \cdot g \cdot \sin \alpha$$

摩擦抵抗 すべりによる慣性抵抗 動的入力荷重と初期せん断荷重

$$\tan \varphi_{\mu} \cdot g \cdot \cos \alpha + \frac{\partial^2 (x-u)}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} + g \cdot \sin \alpha$$

⇒すべり量(x-u)を求める

円弧すべりの場合の運動方程式:

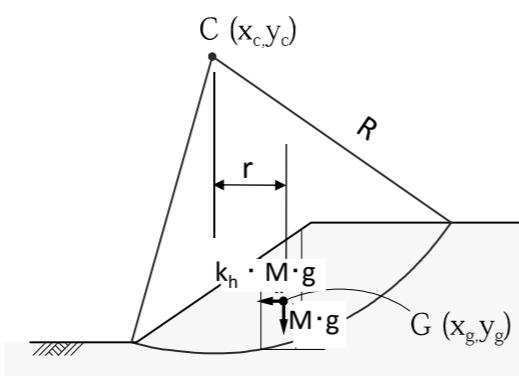
抵抗モーメント

$$M_r = \sum \{R \cdot (\tau_{fi} \cdot l_i)\}$$

$$\tau_{fi} = c_i + \sigma_{n,i} \cdot \tan \phi_i$$

滑動モーメント

$$M \cdot g \cdot r + M \cdot R_G \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

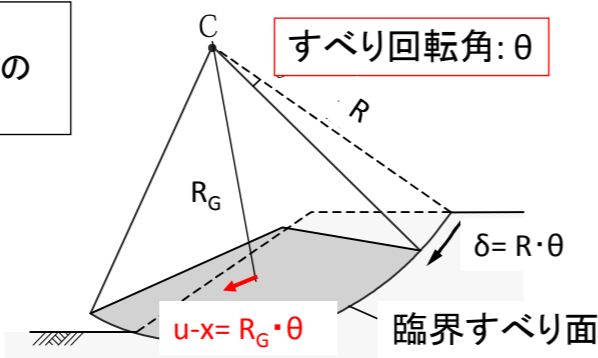


スライス法

uは、すべり土塊の重心での回転方向の変位
 $u-x = R_G \cdot \theta$ は、すべり土塊の重心での回転方向のすべり土塊と周辺地盤との相対変位

$F_s > 1.0$ で滑り出していない時:

$$M_r > M \cdot g \cdot r + M \cdot R_G \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$



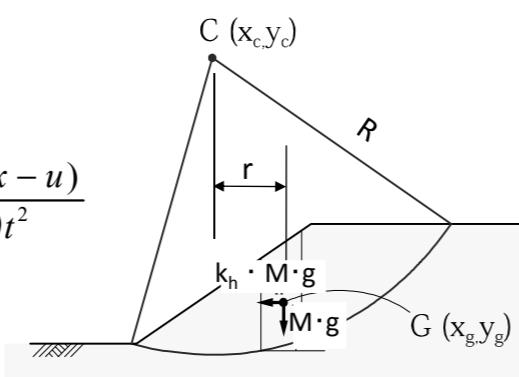
スライス法

$F_s = 1.0$ で滑り出した時:

$$M_r = M \cdot g \cdot r + M \cdot R_G \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

$$= M \cdot g \cdot r + M \cdot R_G \cdot \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} - M \cdot R_G \cdot \frac{\partial^2 (x-u)}{\partial t^2}$$

$$= M_d - M \cdot R_G \cdot \frac{\partial^2 (x-u)}{\partial t^2}$$



スライス法

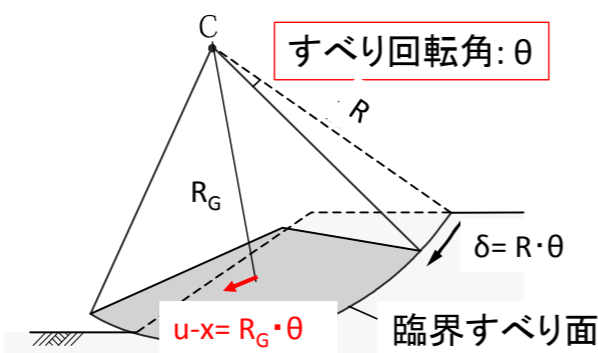
M_d は、滑り土塊のマスMに作用する重力の加速度gと地震による入力加速度 dx^2/dt^2 によって生じる静的+動的滑動モーメント。

また、

$$M \cdot R_G \cdot \frac{\partial^2 (x-u)}{\partial t^2} = M \cdot (R_G)^2 \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2}$$

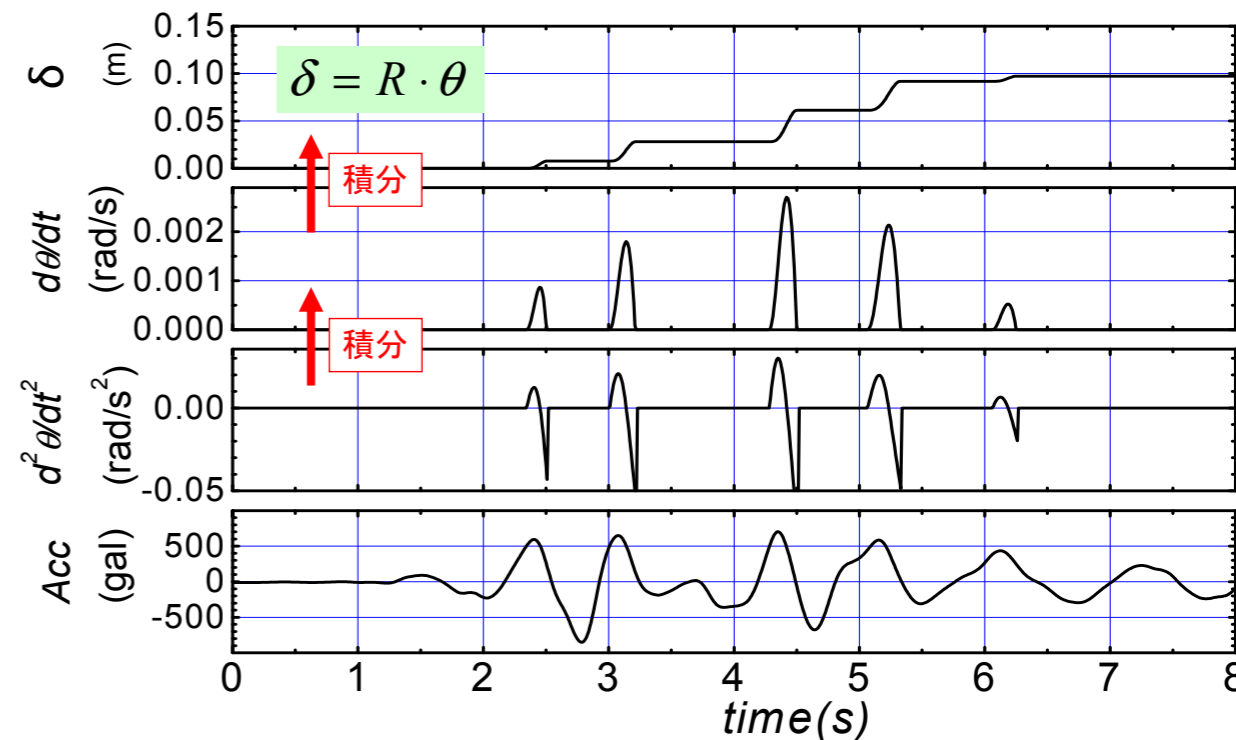
であるので、

$$M_r + M \cdot (R_G)^2 \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = M_d$$



すべり回転角: θ

すべり回転角: θ



$$M \cdot (R_G)^2 \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = M_d - M_r$$

⇒すべり量(x-u)=R \cdot \thetaを求める

$$\ddot{\theta} = \frac{M_d - M_r}{M \cdot (R_G)^2}$$

Newmark法の経緯

①従来の実務での盛土の地震時のすべり安定解析:

レベル1設計地震動相当の水平震度 k_h (例えば0.15)に対する極限つり合い法によるすべり安全率が所定の値(例えば1.2)以上であることを確認

②1995年兵庫県南部地震⇒レベル2設計地震動に対する安定解析の導入:

残留すべり変形が許容値以下ならば、計算された安全率 < 1.0 を許容

同時に、土のせん断強度を現実的な値とする必要

従来: ϕ_{res} 程度 ⇒ 締固めが良ければ、 $\phi_{peak} + \phi_{res}$

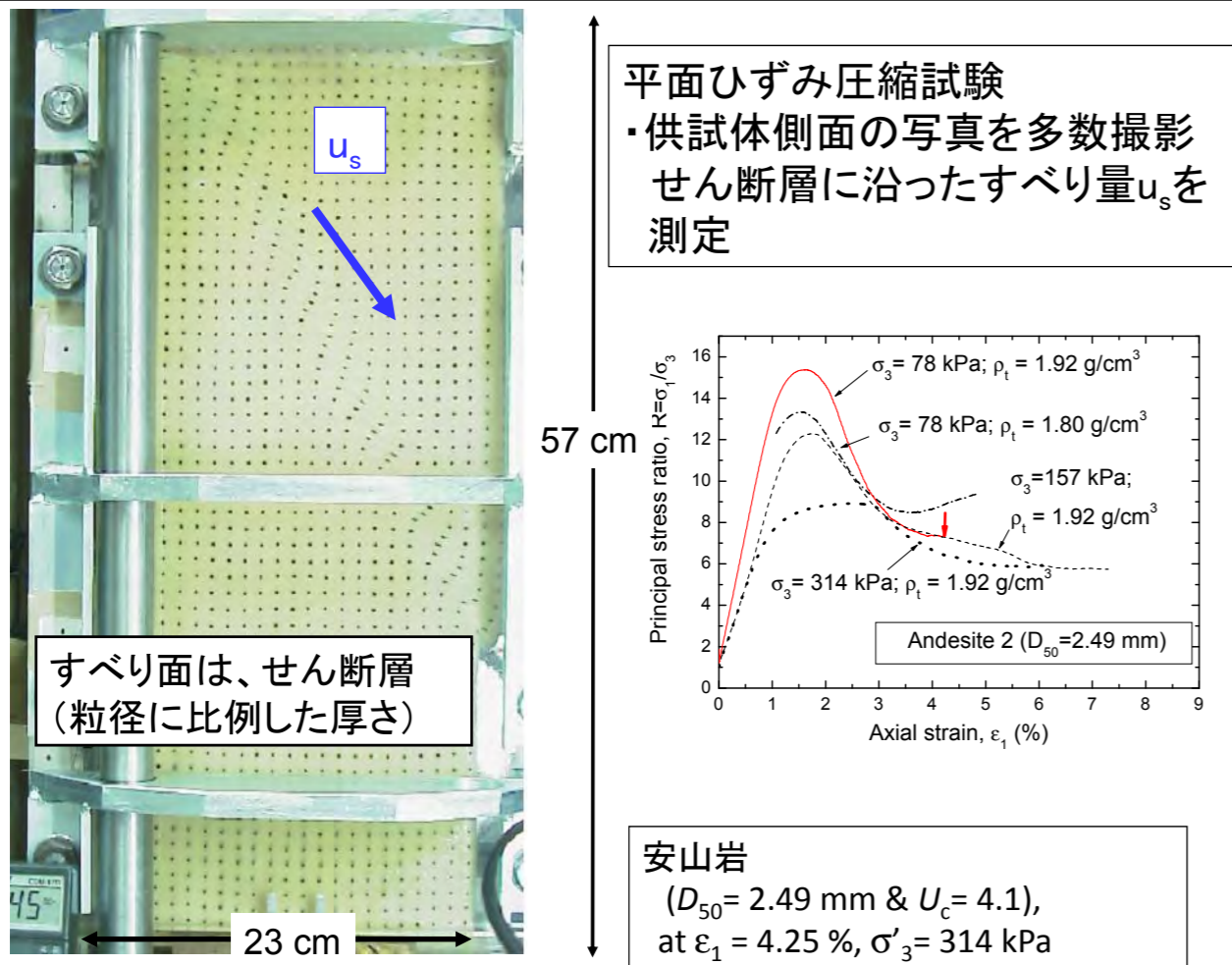
⇒排水条件でのひずみ軟化を考慮したNewmark-S法

③従来から課題であったが、2011年東日本大震災で重要な課題と再認識:

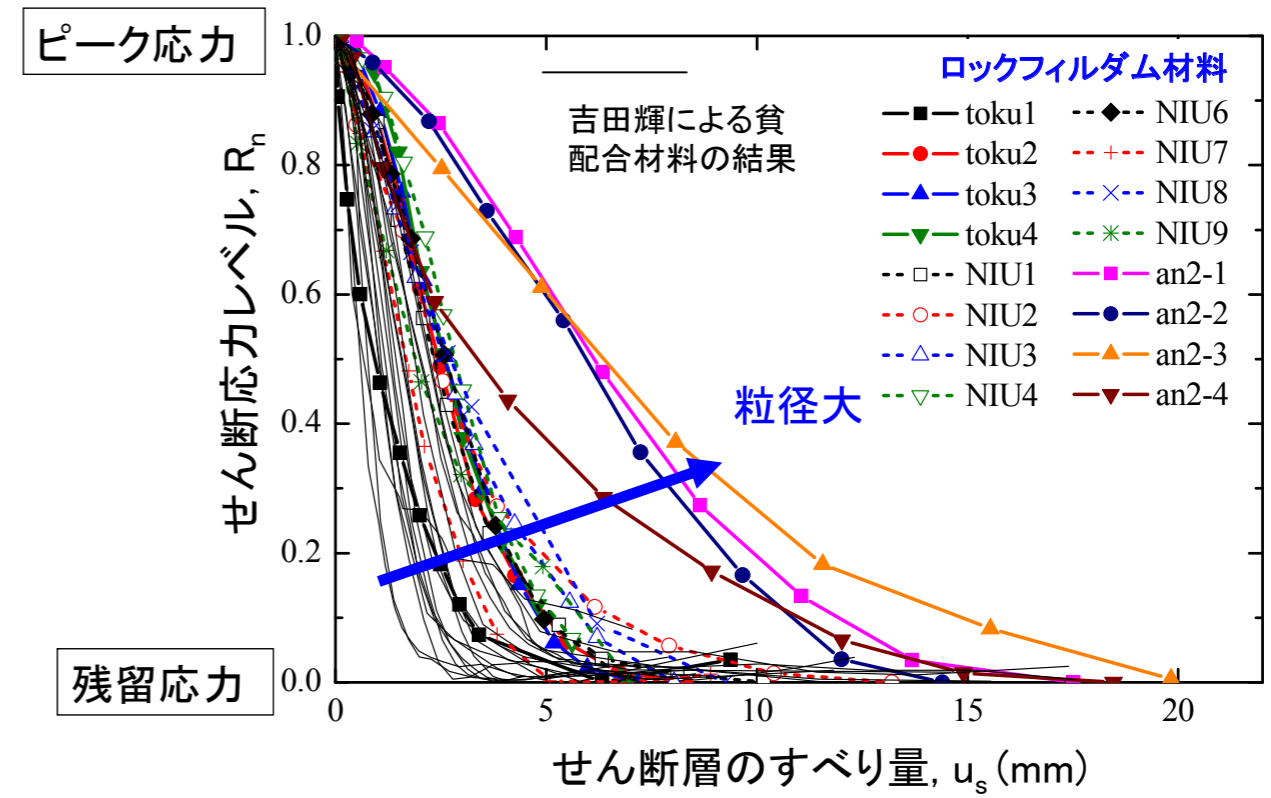
・非排水飽和条件の盛土・地盤: 良い締固め ⇒ 高い安定性。

一方、低い締固め⇒非排水繰返し载荷による強度低下による流動すべり

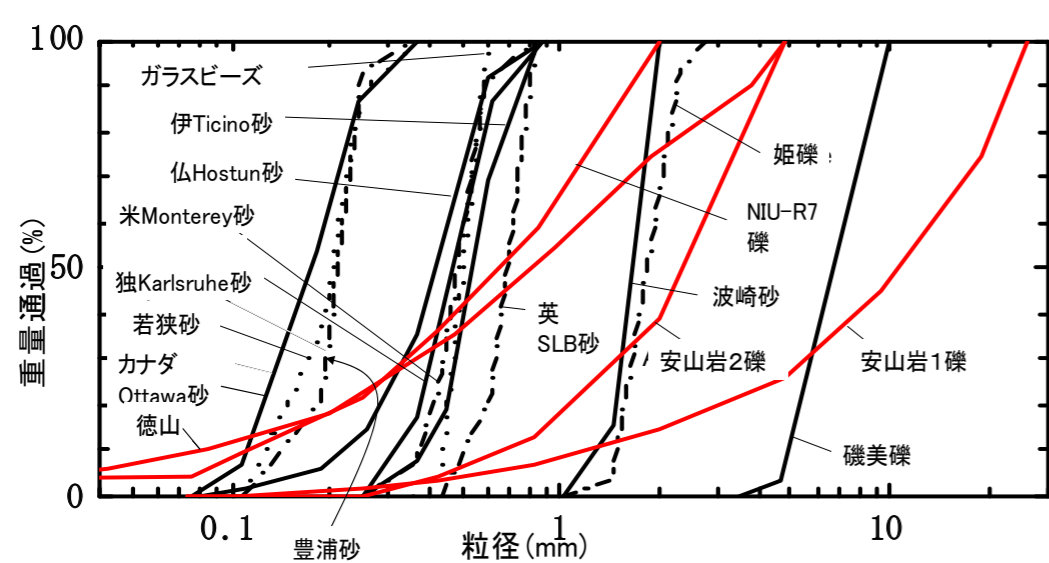
これらの現象を再現できて締固めの影響を鋭敏に反映できるように、Newmark法を改良する必要⇒ では、どのように?



実験で得られた全ての $R_n - u_s$ 関係のまとめ



広い範囲の粒径 D_{50} と均等係数 U_c の砂礫の平面ひずみ圧縮試験



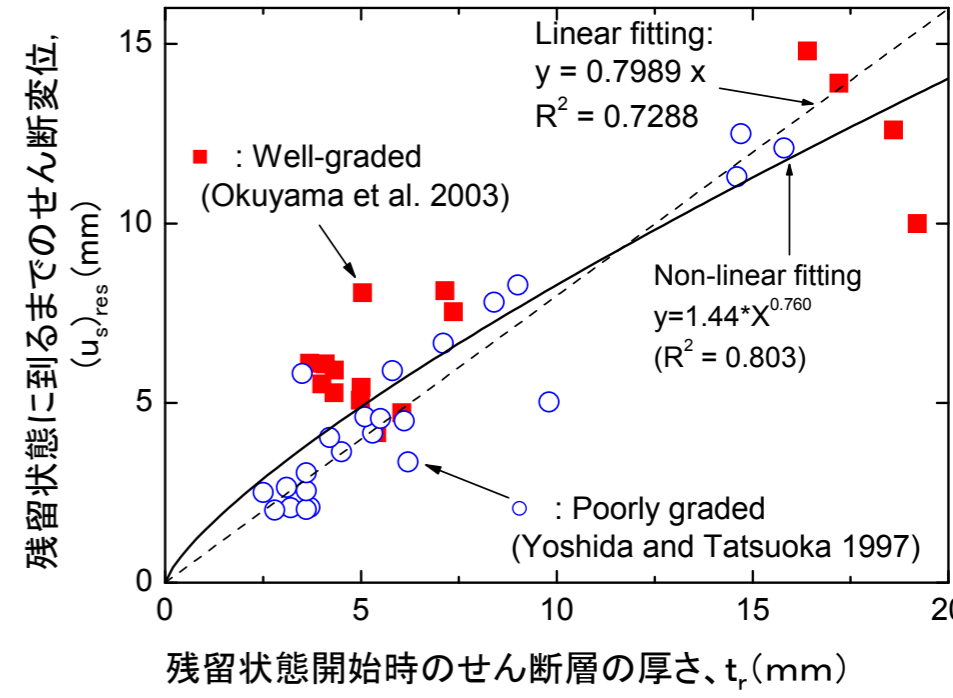
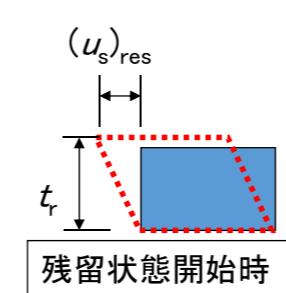
Yoshida, T. and Tatsuoka, F. (1997), "Deformation property of shear band in sand subjected to plane strain compression and its relation to particle characteristics", *Proc. 14th ICSMFE, Hamburg*, Vol. 1, pp.237-240.

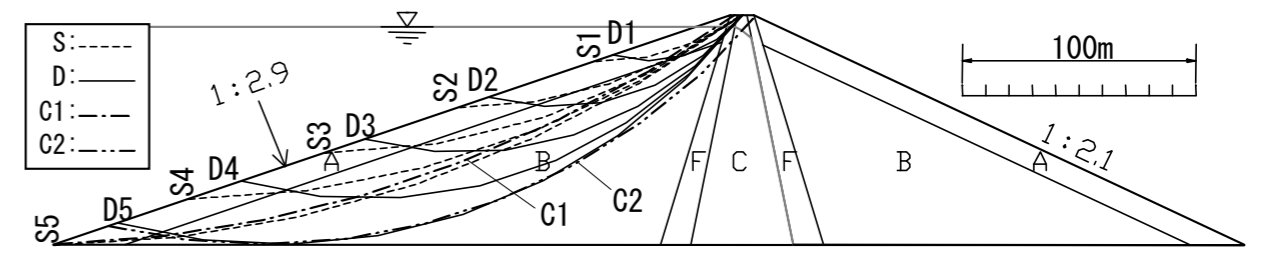
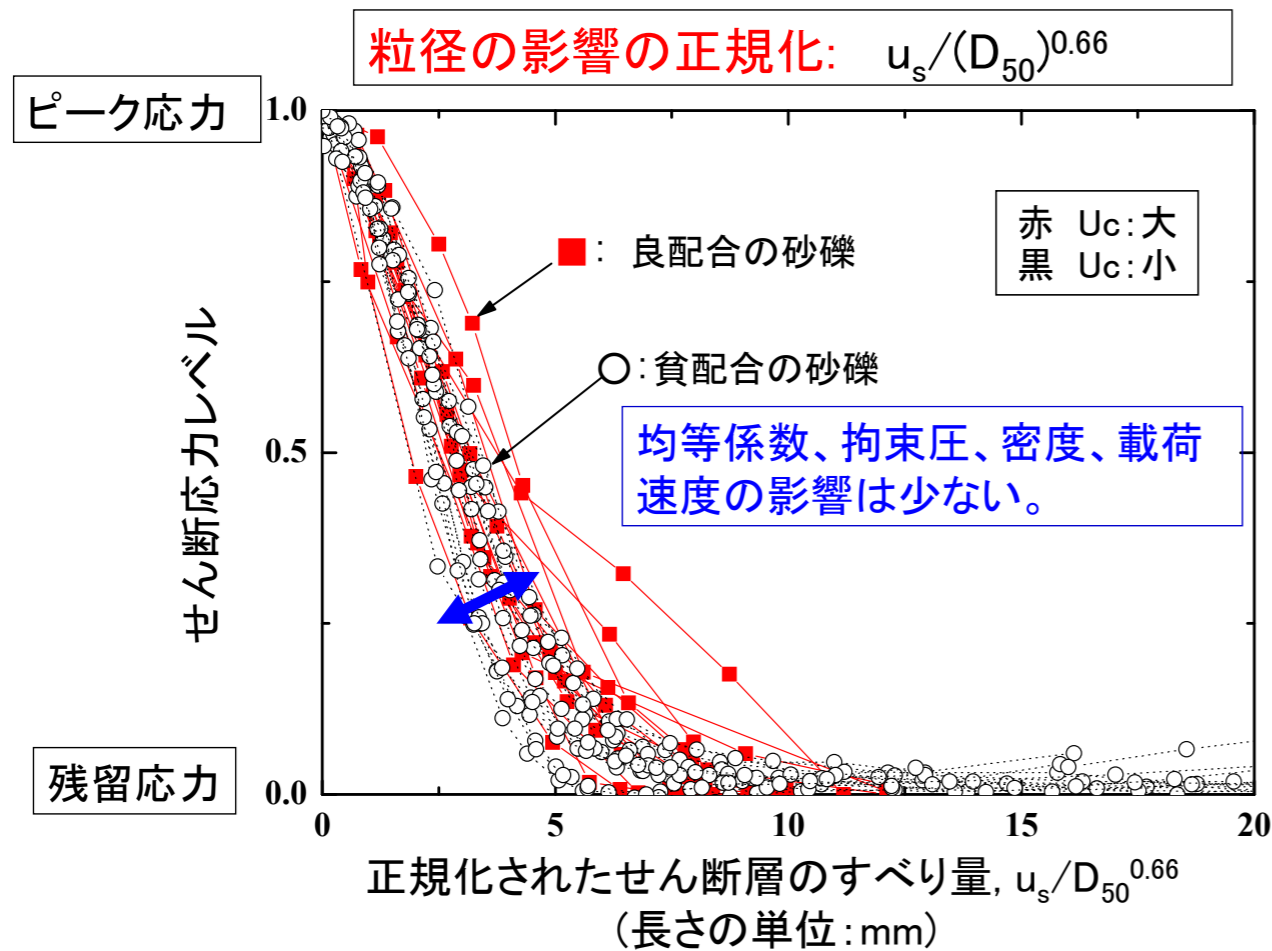
Okuyama, Y., Yoshida, T., Tatsuoka, F., Koseki, J., Uchimura, T., Sato, N., and Oie, M. (2003): Shear banding characteristics of granular materials and particle size effects on the seismic stability of earth structures, *Proc. 3rd Int. Sym. on Deformation Characteristics of Geomaterials*, IS Lyon 03 (Di Benedetto et al. eds.), Balkema, September, 2003, pp.607-616.

龍岡文夫・菊池喜昭: 基礎の設計—やさしい基礎知識第14回—: 2.1.7 砂礫のせん断強度、2.1.7.4 ひずみ軟化過程 (2003)、基礎工月3号、94-99頁

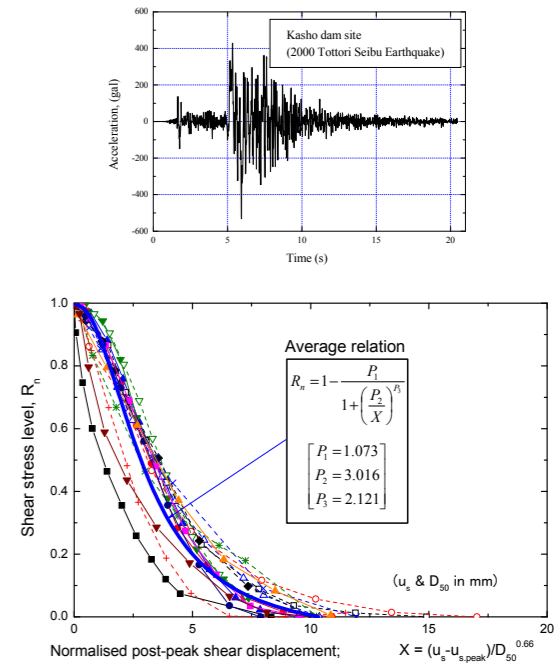
残留状態に至るまでのせん断変形 $(u_s)_{res}$ は粒径 D_{50} の増加に伴って増加!
 その理由は、

- ① t_r (残留状態開始時のせん断層の厚さ) は D_{50} にほぼ比例:
- ② $(u_s)_{res} / t_r$ 「残留状態開始時のせん断層内のせん断ひずみ」は t_r に依らないで100%程度

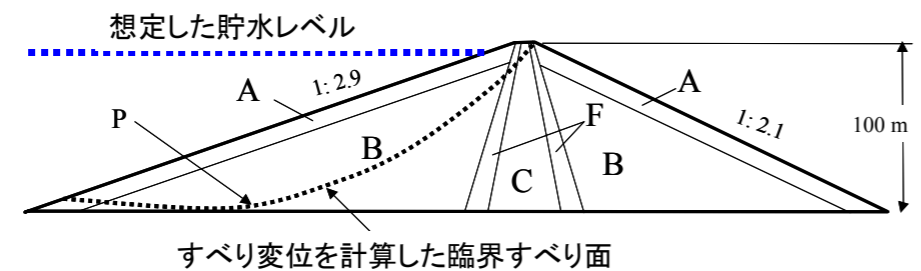




- 地震応答解析(簡易法では、これを実施しないで、応答倍率=1.0とする)
- 等価線形化法による応答解析による入力地震動を用いて極限釣合安定解析
- 初めて安全率が1.0になるすべり面を捜す(以降、このすべりはこの面に固定されると仮定する、ひずみ軟化体ならば合理的)
- 修正Newmark法により、粒径により軟化速度が異なる応力レベル~すべり量関係を用いてすべり面に沿ったすべり量を計算



計算例



想定したロックフィルダム

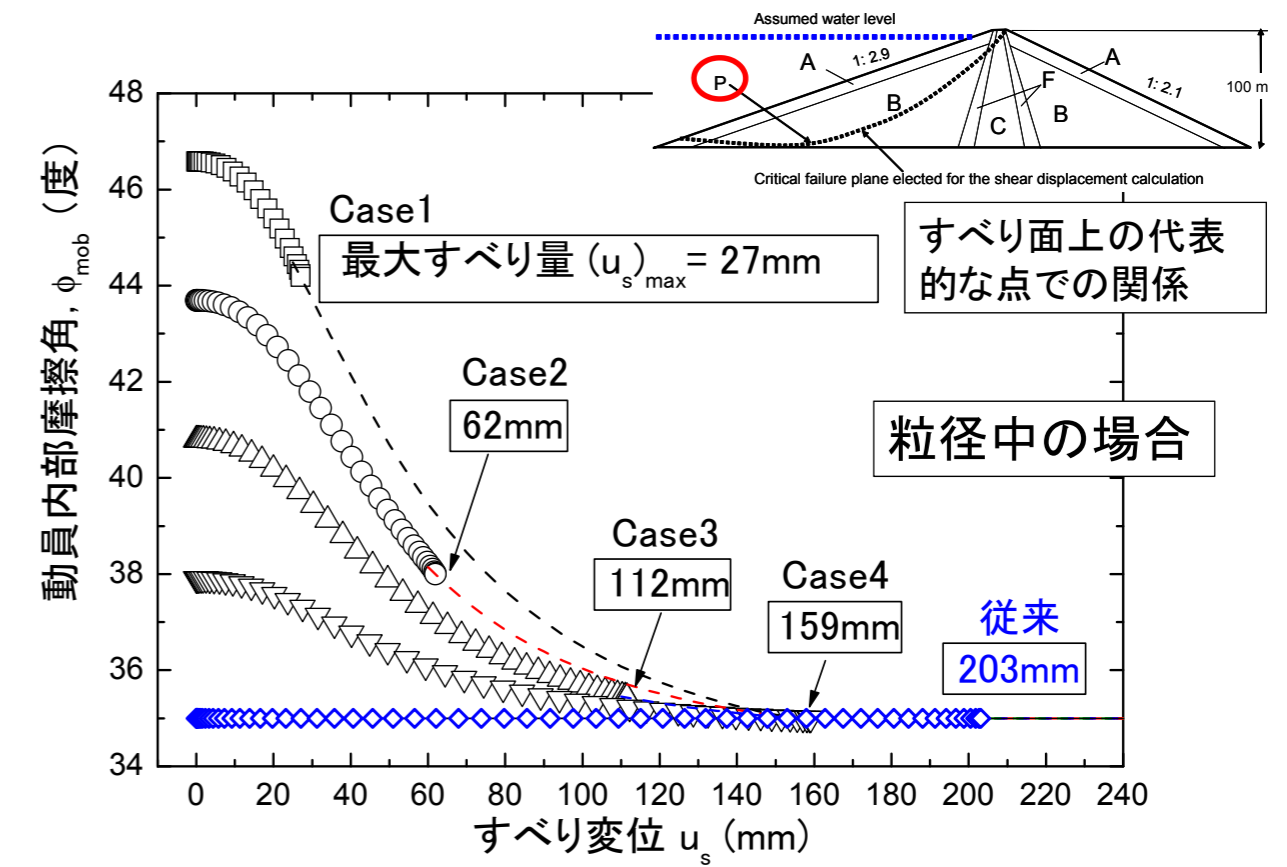
従来の設計法としてrock zones A & B とfilter zoneでは $\phi = \phi_{res} = 35^\circ$ を想定

$$\phi(peak) = \phi'_{max} - \alpha \cdot \log(\sigma'_n / \sigma'_0) \quad , \quad \sigma'_0 = 29.4kPa$$

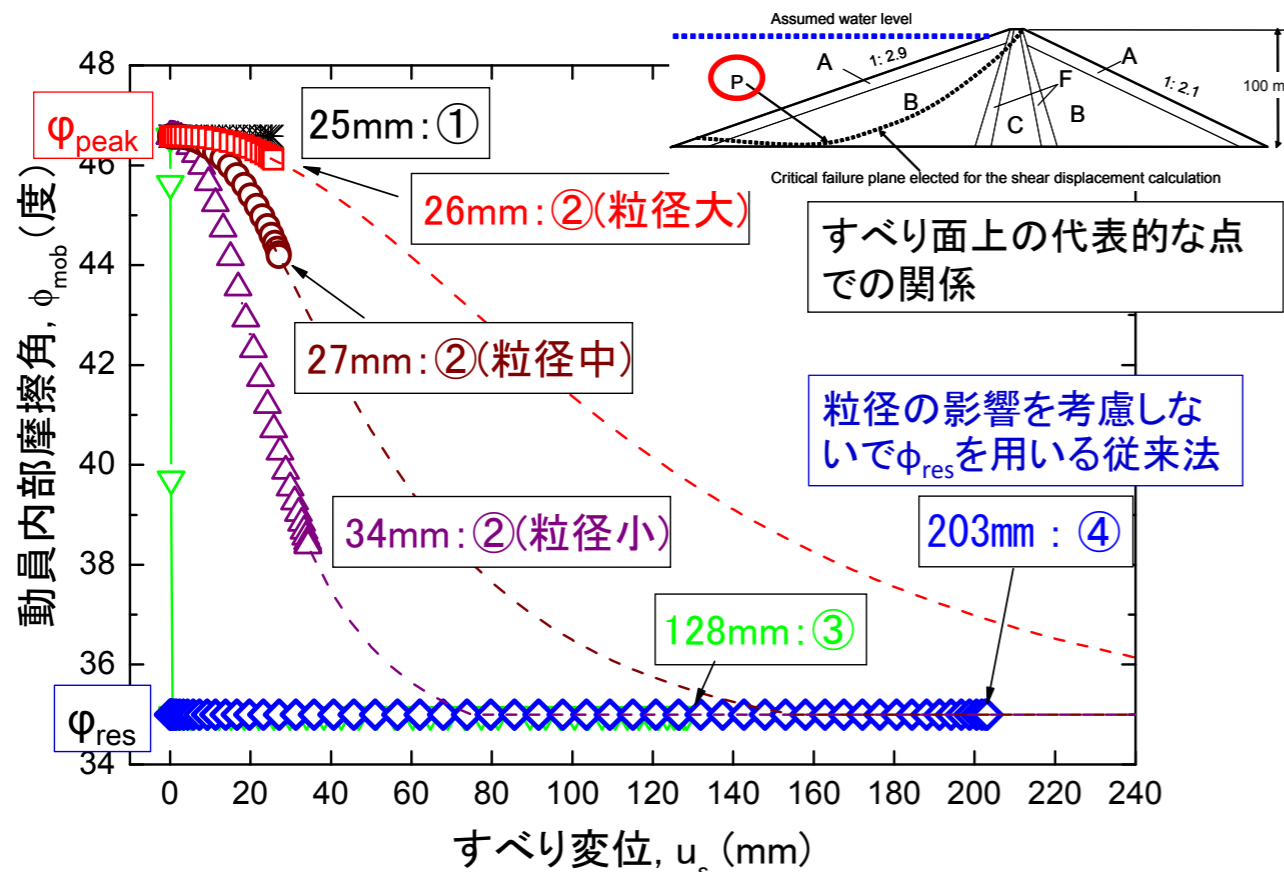
Zone name	ρ_t (g/cm ³)		ϕ'_{max} (deg.)				D_{50} (mm)		
	Moist	Saturated	()内は α (度)				C	M	F
Rock A	2.13	2.34	62.1 (10.3)	55.3 (5.15)	48.6 (5.15)	41.8 (2.57)	200	60	20
Rock B	2.033	2.21	57.7 (6.88)	46.4 (4.59)	46.4 (4.59)	40.7 (2.29)			
Filter	2.06	2.23	46.5 (2.79)	40.8 (1.40)	40.8 (1.40)	37.9 (0.70)	80	25	10
Core	1.99	2.06	$\phi'_{max} = \phi'_{res} = 34.5$ deg.						

Case 1: 最も現実的な値

Newmark-S法によるすべり変位に対する締固め度の影響



Newmark-S法によるすべり変位に対する粒径の影響

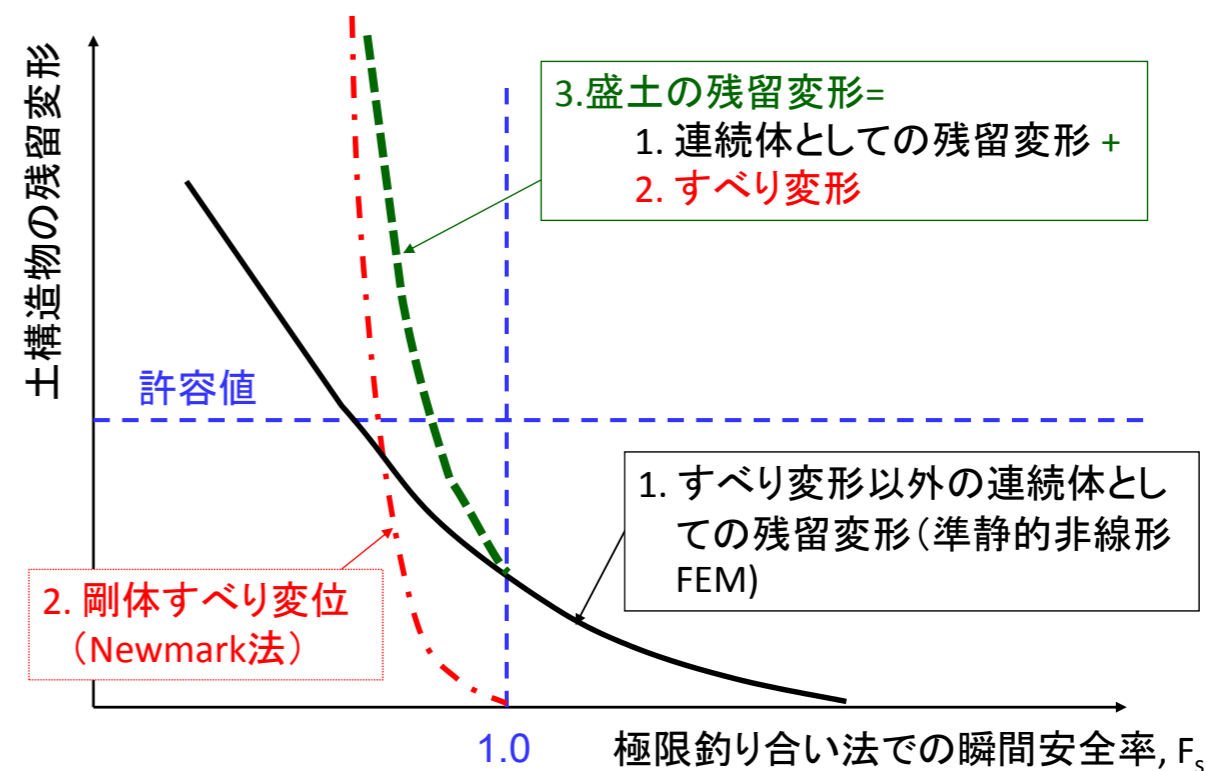


Newmark法の経緯

- ①従来の実務での盛土の地震時のすべり安定解析:
レベル1設計地震動相当の水平震度 k_h (例えば0.15) に対する極限つり合い法によるすべり安全率が所定の値 (例えば1.2) 以上であることを確認
- ②1995年兵庫県南部地震⇒レベル2設計地震動に対する安定解析の導入:
残留すべり変形が許容値以下ならば、計算された安全率 < 1.0 を許容
同時に、土のせん断強度を現実的な値とする必要
従来: ϕ_{res} 程度 ⇒ 締固めが良ければ、 $\phi_{peak} + \phi_{res}$
⇒排水条件でのひずみ軟化を考慮したNewmark-S法
- ③従来から課題であったが、2011年東日本大震災で重要な課題と再認識:
・非排水飽和条件の盛土・地盤: 良い締固め ⇒ 高い安定性。
一方、低い締固め⇒非排水繰返し载荷による強度低下による流動すべり

これらの現象を再現できて締固めの影響を鋭敏に反映できるように、Newmark法を改良する必要⇒ では、どのように？

実務的な耐震診断: Newmark-D法とFEMの組み合わせ



飽和した領域を持つ盛土の地震時残留変位・変形 =

①すべり土塊と支持土塊は剛体であるとしたすべり

+

②剛体すべり以外の連続体的残留変形

151

飽和した領域を持つ盛土の地震時残留変位・変形 =

①すべり土塊と支持土塊は剛体であるとしたすべり
(Newmark法による)

+

②剛体すべり以外の連続体的残留変形

152

地震時に飽和土が非排水状態の場合

1) 飽和した斜面は、粒径が小さく排水距離が長いほど、地震時に非排水条件あるいはそれに近い条件になりやすい。

その場合、排水条件と仮定して安定解析をすると、
・緩い土では M_r を過大評価して危険側、密な土では M_r を過小評価して安全側となり、全体としては締固めの影響を過小評価

2) 非排水条件で解析する場合での飽和土の非排水せん断強度 $s_{f,u}$ の算定法:

- ・ Δu 法: $\tau_{f,u} = c' + (\sigma'_0 - \Delta u) \cdot \tan \phi'$ (正確な Δu の推定が必要！難しいが！)
⇒締固まった盛土では Δu を過大評価して安全率を過小評価する傾向
従って、実務では地震荷重は加えない Δu 法を適用されている
 $\Delta u > 0$ と地震荷重を同時に考慮する方法でないと、
⇒締め固まった盛土では、地震時に最小となる安全探索できない
Newmark法に適用できない
- ・全応力法で非排水繰返し载荷による低下を考慮(Newmark-D法)

153

地震時に飽和土が非排水状態の場合

1) 飽和した斜面は、粒径が小さく排水距離が長いほど、地震時に非排水条件あるいはそれに近い条件になりやすい。

その場合、排水条件と仮定して安定解析をすると、
・緩い土では M_r を過大評価して危険側、密な土では M_r を過小評価して安全側となり、全体としては締固めの影響を過小評価

2) 非排水条件で解析する場合での飽和土の非排水せん断強度 $s_{f,u}$ の算定法:

- ・ Δu 法: $\tau_{f,u} = c' + (\sigma'_0 - \Delta u) \cdot \tan \phi'$ (正確な Δu の推定が必要！難しいが！)
⇒締固まった盛土では Δu を過大評価して安全率を過小評価する傾向
従って、実務では地震荷重は加えない Δu 法を適用されている
 $\Delta u > 0$ と地震荷重を同時に考慮する方法でないと、
⇒締め固まった盛土では、地震時に最小となる安全探索できない
Newmark法に適用できない
- ・全応力法で非排水繰返し载荷による低下を考慮(Newmark-D法)

154

Δu法； 道路盛土、河川堤防の設計指針で示されている式：

$$(a) \quad F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + \{ [W_i - (U_{bi} + \Delta U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i] \cdot \cos \alpha_i \} \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i)}$$

- (監修)建設省建設経済局民間宅地指導室(編集)宅地防災研究会(2000): 改訂版宅地防災マニュアルの解説[I]、平成12年5月10日4版、(株)ぎょうせい、第VI章盛土、VI.3. 盛土のり面の安定性の検討、VI.盛土、VI.3.盛土のり面の安定性の検討、5. 地震時の安定性の検討認、124頁(式VI. 3-4)
- (財)国土技術研究センター(2012): 河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)、平成24年2月、第6章地震に対する堤防の構造検討101-117頁、107頁に示す
- (公益社団法人)日本道路協会(2012): 道路土工、軟弱地盤対策工指針(平成24年度版)、平成24年8月、第5章軟弱地盤上の土工構造物の設計、5-6地震動の作用に対する安定性の照査、(2)地震時安定性照査の方法、2)地震動の作用に対する照査の方法、172頁式(参5-10)

■ (a)式の分子は、案外複雑な内容を持つ：

U_{bi} は浸透圧を考慮しない静水圧(浸透流がある場合でも)

ΔU_{bi} は、地震荷重による過剰間隙水圧

・静水圧と同様に水深に比例すると仮定(説明は次頁)

・この値を正しく算定するのは非常に難しい(後述)

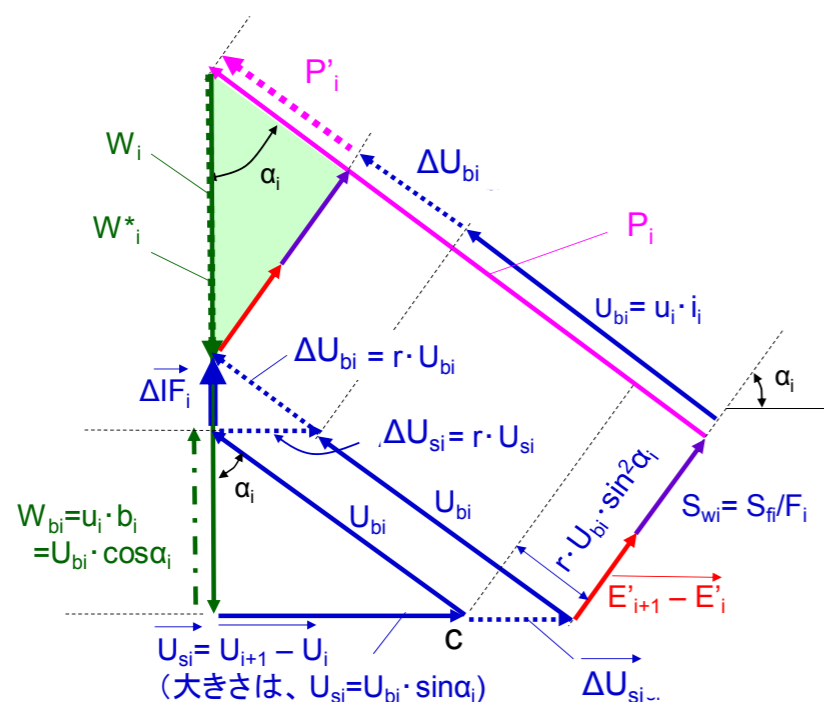
この式は、部分的に水没しているスライスに適用できる。しかし、完全に水没したスライスに対しては、書き変える必要がある。

155

地震荷重による過剰間隙水圧 ΔU_{bi} は、常時の静水圧 U_{bi} と同様に深さに比例すると仮定 $\Rightarrow \Delta U_{bi}$ は U_{bi} に比例し $\Delta U_{bi}/U_{bi}=r$ (定数)と仮定すると

\Rightarrow 地震時に上方に向かう浸透流が発生すると仮定していることになる。

$$P'_i = [W_i - (U_{bi} + \Delta U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i] \cdot \cos \alpha_i = W_i \cdot \cos \alpha_i - (U_{bi} + \Delta U_{bi}) \cdot \cos^2 \alpha_i$$



156

Δu法； 道路盛土、河川堤防の設計指針で示されている式：

$$(a) \quad F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + \{ [W_i - (U_{bi} + \Delta U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i] \cdot \cos \alpha_i \} \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i)}$$

- 分母に地震荷重 $k_h \cdot W_i$ が含まれていない。→地震終了直後の安全率を求めている ΔU_{bi} が最大値となっている地震終了直後の安全率が地震中の値よりも必ず小さければ妥当(緩い飽和土が比較的小さい地震荷重によって液状化する場合)
- ・しかし、一定程度以上締め固まった地盤・盛土に強い地震動が加わった場合は、地震中に k_h と Δu によって安全率が最小値となる可能性

■(a)式は地震荷重の項を含まないので、所定の地震動履歴全体に適用して Newmark法によってすべり計算を行うことはできない。その計算できるように、上の式を修正すると...

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + \{ [W_i - (U_{bi} + \Delta U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i] \cdot \cos \alpha_i \} \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$$

■加えて、分母に M_w が含まれていない問題がある(次頁)

157

Δu法； 道路盛土、河川堤防の設計指針で示されている式：

$$(a) \quad F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + \{ [W_i - (U_{bi} + \Delta U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i] \cdot \cos \alpha_i \} \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i)}$$

■分母：全重量 W_i を用いていて、 M_w が含まれていない

→ $M_w=0$ の斜面に対しては妥当な近似

$M_w>0$ の斜面に対して適用すると、 M_d を過大評価、安全率を過小評価

Δu法として、より合理的な式は、

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + \{ [W_i - (U_{bi} + \Delta U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i] \cdot \cos \alpha_i \} \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$$

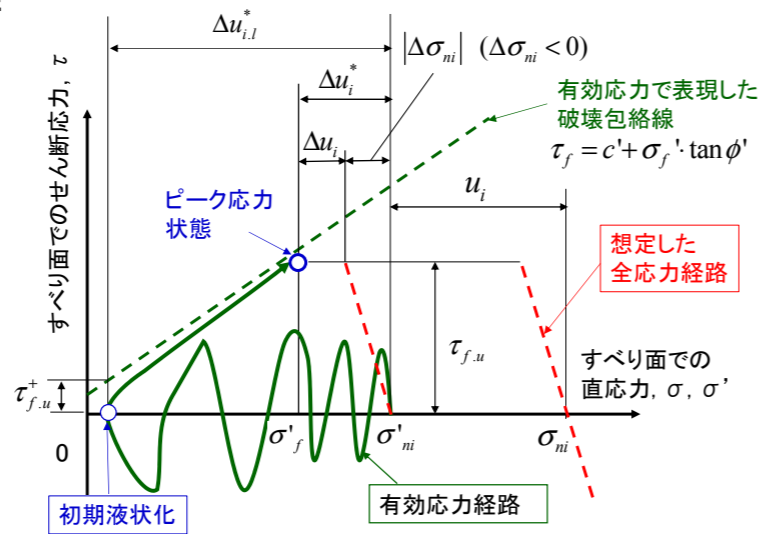
■まとめ：(a)式では、耐震性の

- ① $M_w=0$ としていることによる過小評価の可能性、
- ② $k_h=0$ としていることによる過大評価、
- ③ ΔU_{bi} の過大評価による過小評価の可能性(次頁以降で説明)

がある。

158

飽和土の非排水繰返し载荷



有効応力法 (いわゆる Δu法)

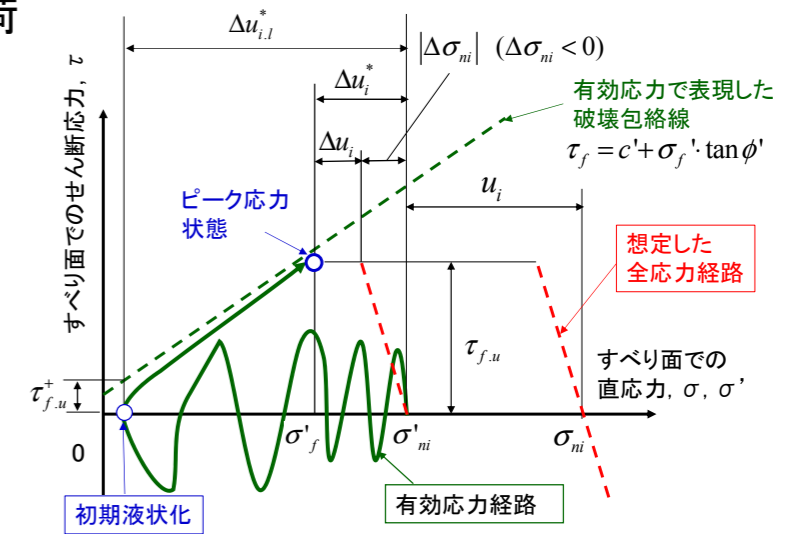
$$\tau_{f,u} = c' + \sigma'_f \cdot \tan \phi'$$

$$\sigma'_f = \sigma'_{ni} + \Delta\sigma_{ni} - \Delta u_i = \sigma'_{ni} - \Delta u_i^* = (\sigma_{ni} - u_i) - \Delta u_i^*$$

理論的に正しいが、円弧すべり安定計算に適用する場合は、以下に示す二つの問題①、②に注意する必要がある

159

飽和土の非排水繰返し载荷



問題② [影響が大きい]:

非排水せん断強度 $\tau_{f,u}$ の発揮時における過剰間隙水圧 Δu_i^* の値は、ある程度以上締め固まった土では、ダイレイタンシーによって、直前のせん断応力 $\tau = 0$ の状態での値 $\Delta u_{i,1}^*$ よりも大きく減少している

- Δu_i^* を「非排水繰返し三軸試験で測定された Δu の時刻歴での上包絡線」から算定すると、「初期液状化時で $\tau = 0$ の時の過剰間隙水圧 $\Delta u_{i,1}^*$ 」になる
- $\Delta u_i^* = \Delta u_{i,1}^*$ とした場合、非排水せん断強度 $= \tau_{f,u}^*$ (非常に小さくなり、締め固まった土の実際の値を著しく過小評価) (次頁以降、実例で説明)

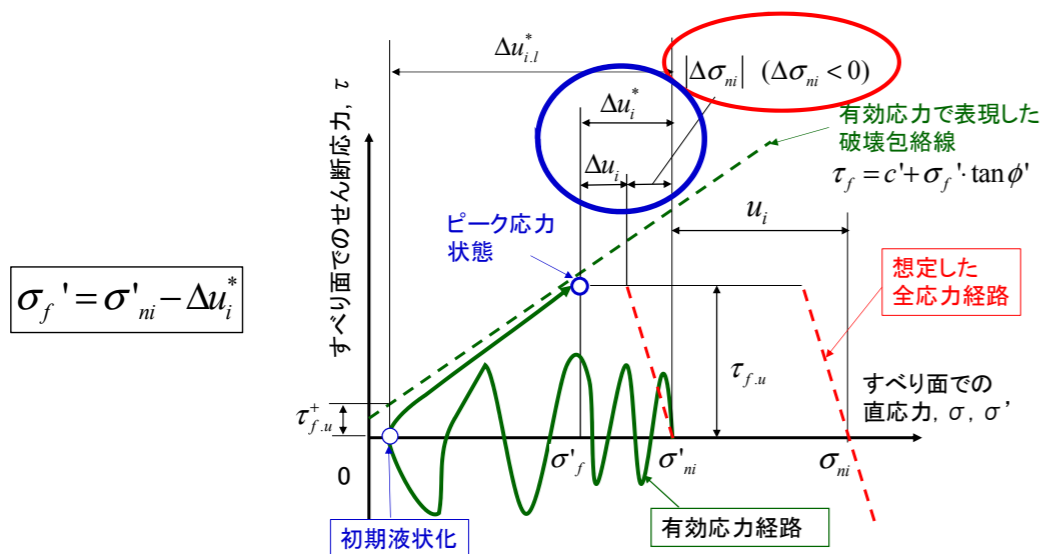
161

問題①: 地震荷重 k_h と過剰間隙水圧 Δu を同時に考慮する場合での課題

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_{fi} \cdot l_i + \{ [W_i - (U_{bi} + \Delta U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i] \cdot \cos \alpha_i \} \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$$

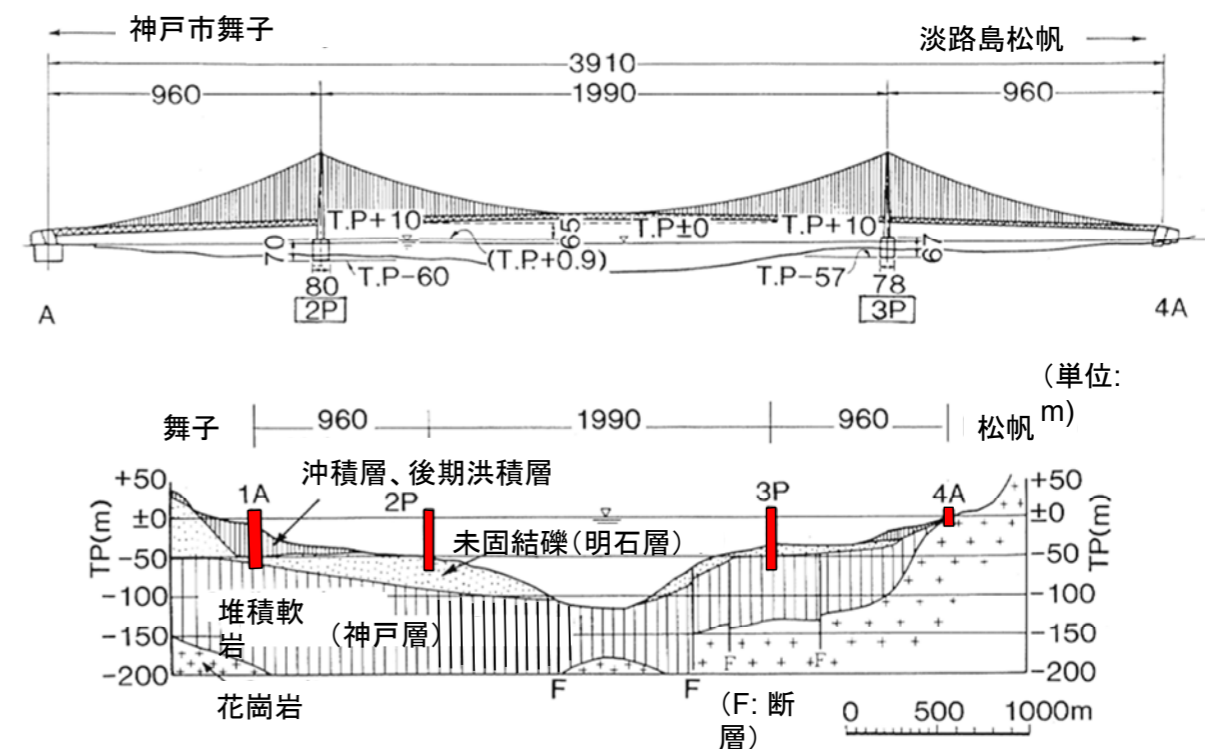
水平震度 k_h によりスライス底面での拘束圧は減少: $\Delta \sigma_{ni} = -k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i / l_i$
しかし、上の式の分子ではこの影響を考慮していない

⇒ $\Delta u_i = \Delta u_i^*$ 従って、 $\Delta U_{bi} = \Delta u_i^* \cdot l_i$ とする必要がある

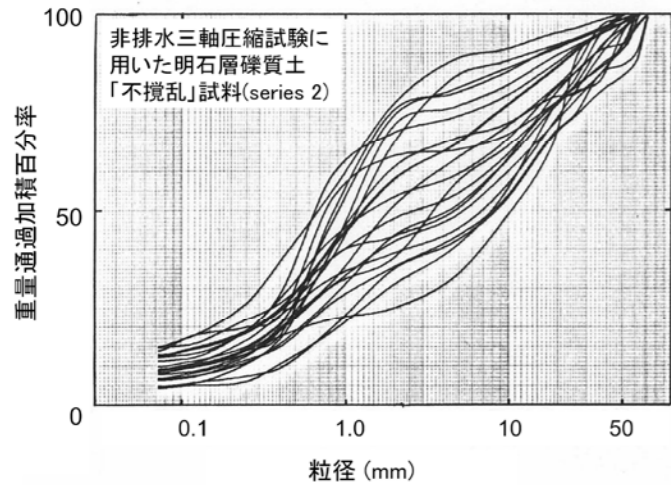


160

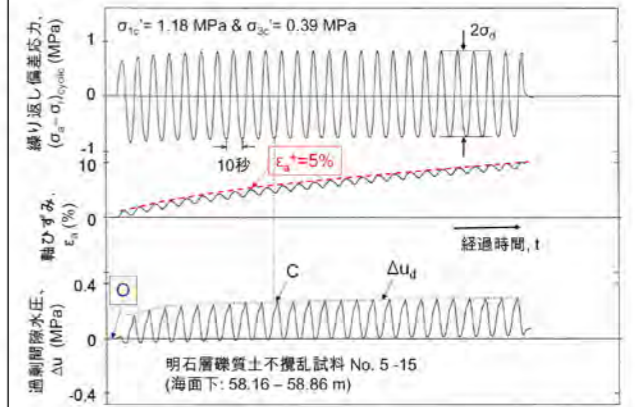
明石海峡大橋の2Pの基礎地盤明石層の非排水三軸試験



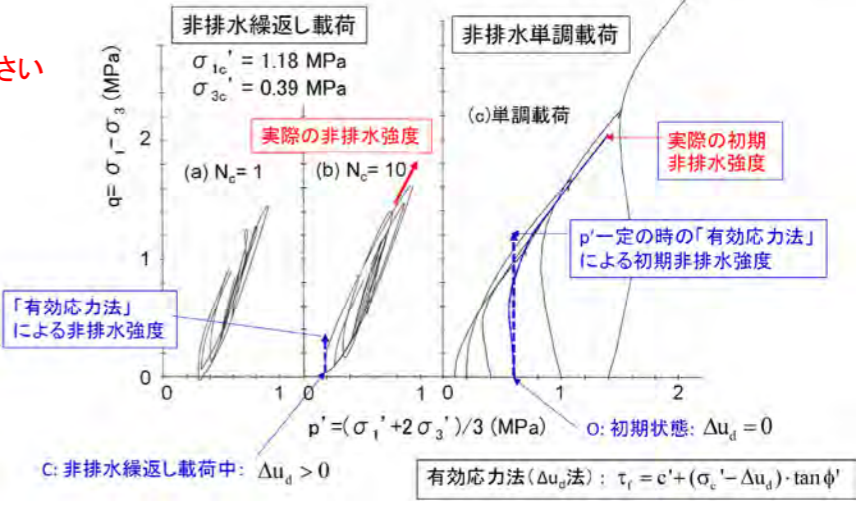
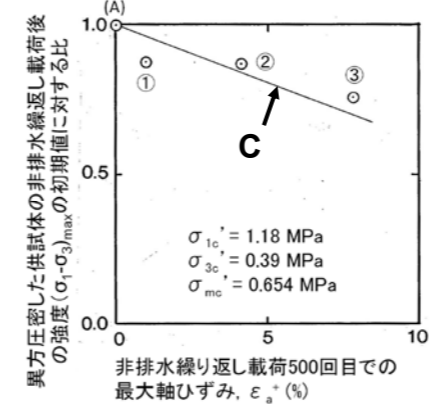
明石海峡大橋2P基礎地盤の明石層(密な礫質土)の不攪乱試料の大型三軸試験(直径30 cm, 高さ60 cm)



点O: 非排水繰返し载荷開始時
 $\Delta u_i^* = \Delta u_d = 0$
 点C: 点C: $N_c = 10$ 終了後で軸ひずみは5%を超えている; $\Delta u_i^* = \Delta u_d$ は、かなり大きくなっている
 いずれの状態でも、密な土であるため、有効応力法(Δu 法)による非排水せん断強度は**実際の値**をかなり過小評価



実際の、点Cでの強度低下率は小さい

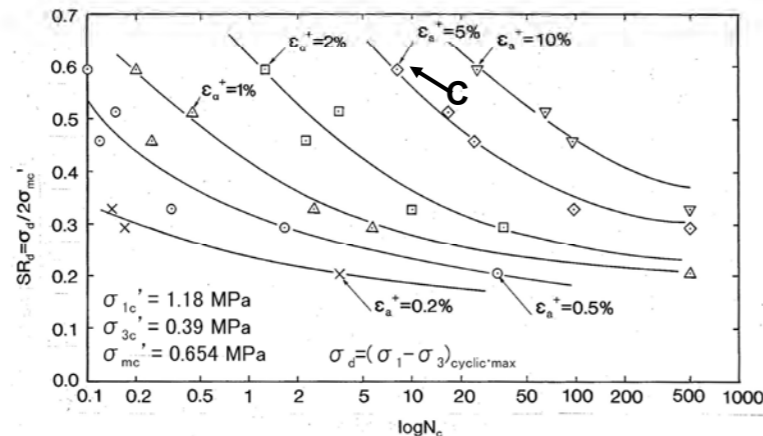
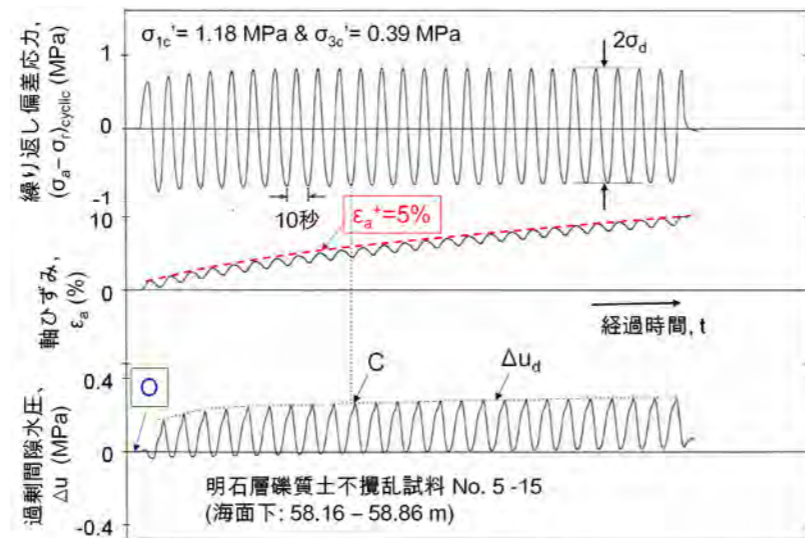


明石層礫質土の「不攪乱」試料の異方圧密供試体の非排水繰返し三軸試験

Δu_i^* は、通常「 $\Delta u_d \sim t$ 関係の上方包絡線」から算定する

点O: 非排水繰返し载荷開始時
 $\Delta u_i^* = \Delta u_d = 0$

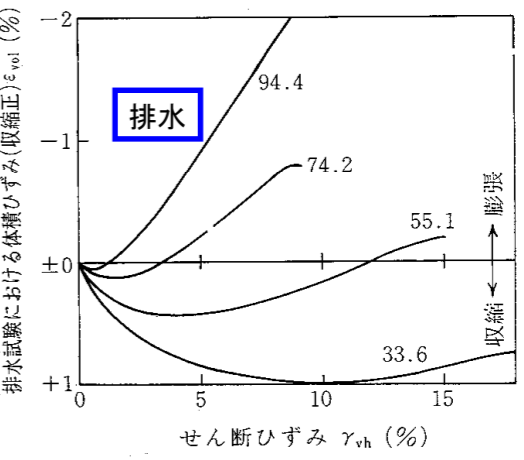
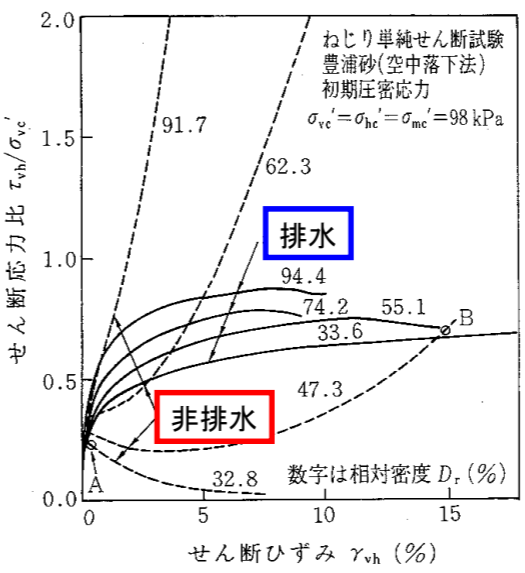
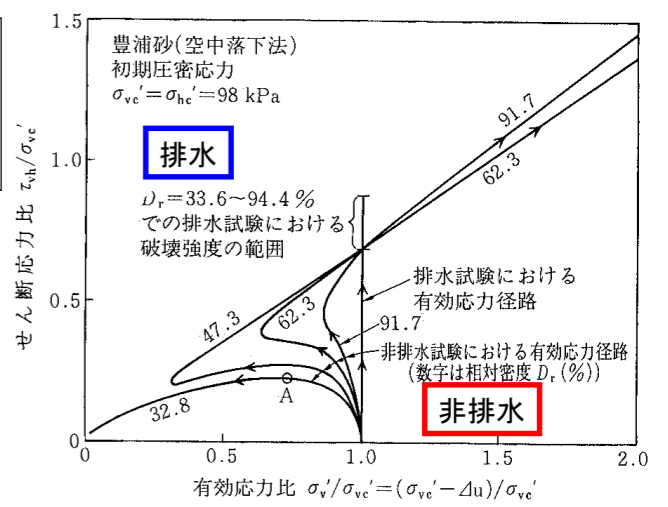
点C: $N_c = 10$ 終了後で軸ひずみは5%を超えている
 $\Delta u_i^* = \Delta u_d$ は、かなり大きくなっている



等方圧縮された飽和豊浦砂の一定拘束圧での純せん断(ねじりせん断試験) 排水と非排水

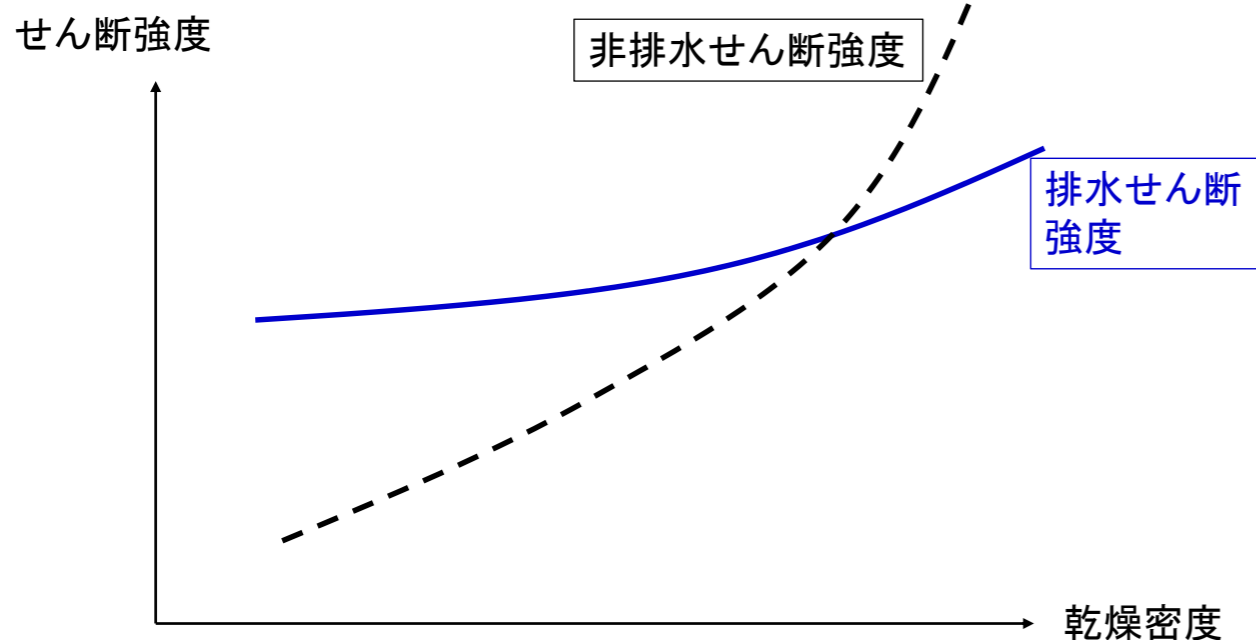
p' 一定の排水せん断でも著しい体積変化! 密度により著しく異なる

体積一定の非排水せん断では p' が著しく変化 \Rightarrow 密度によって著しい強度差

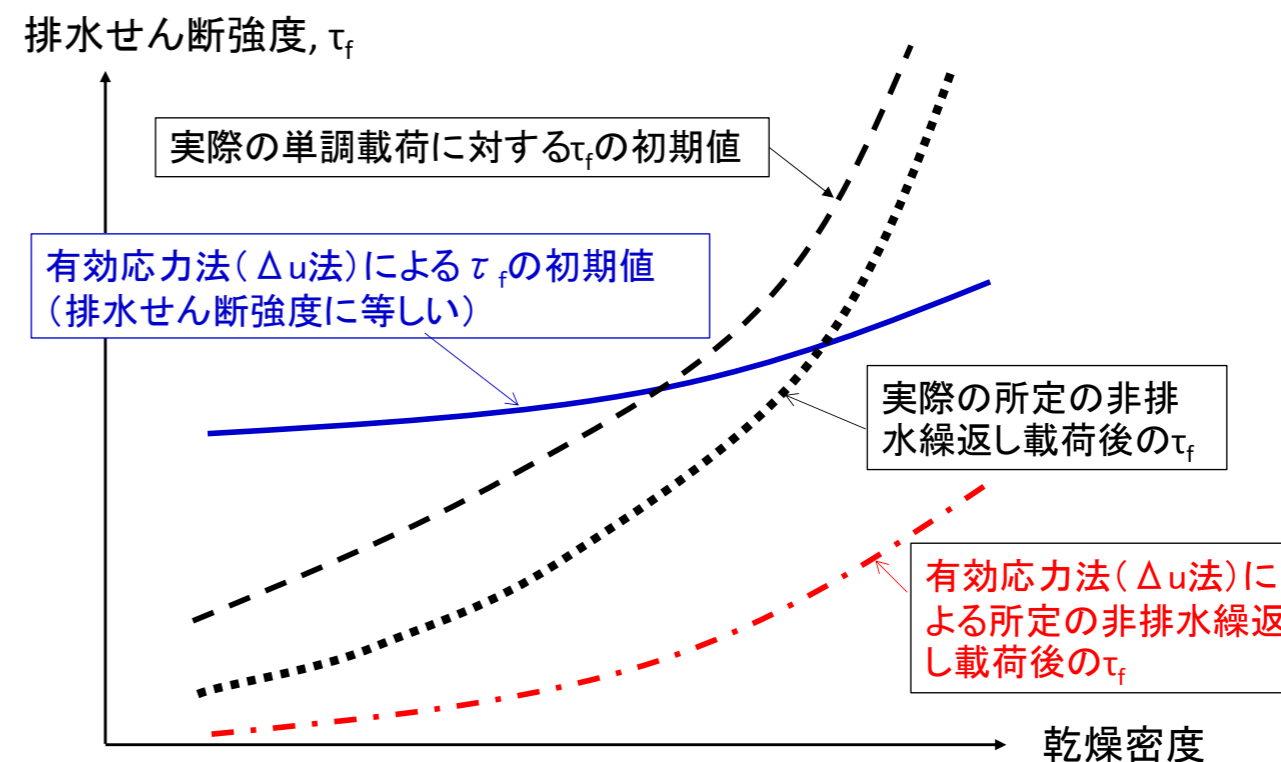


龍岡 文夫・毛利 栄征(2015):地盤工学・技術ノート第22回, 盛土の地震時残留すべり計算②, 雑誌基礎工4月号

飽和土では、非排水せん断強度の方が排水強度よりも締固め効果ははるかに大きい
 しかし、この事実は従来の設計では十分に考慮されていない場合が多い

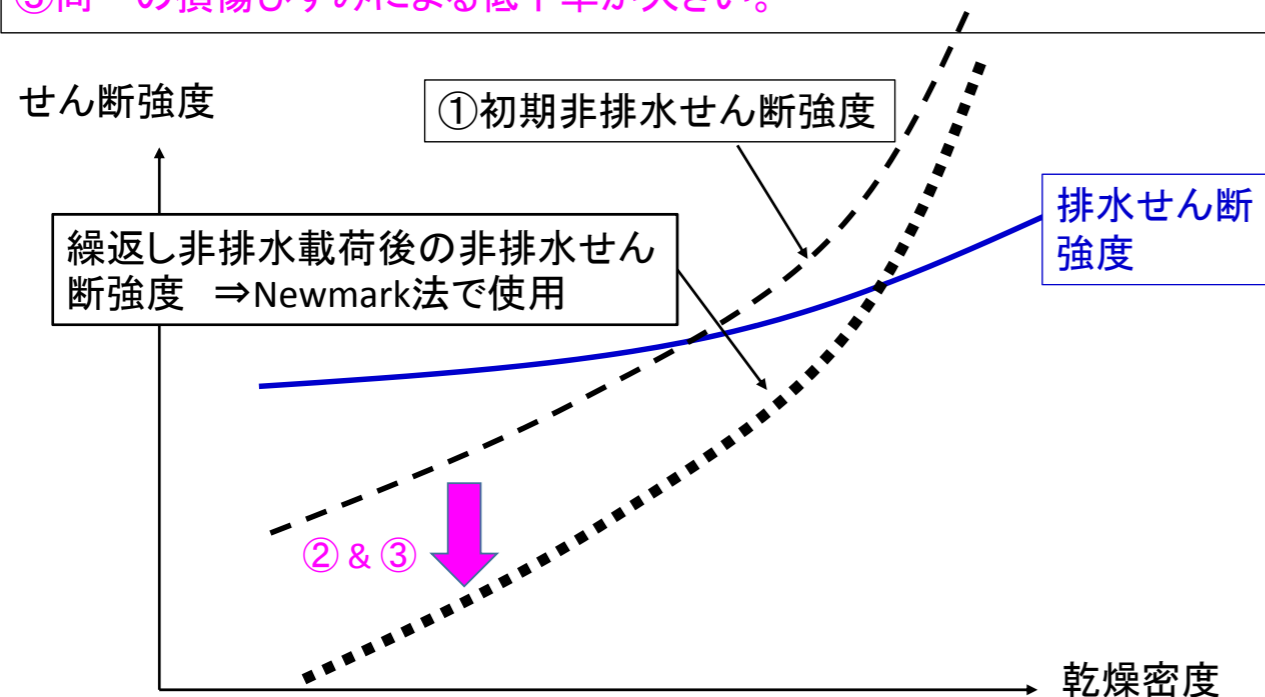


飽和土の有効応力法 (Δu 法) による非排水せん断強度と実際の値との関係の模式図



非排水繰返し载荷後の非排水せん断強度に対する締固めの三重の効果
 緩詰めになるほど、

- ①初期非排水せん断強度は大きく低下、排水せん断強度よりも低くなる。
- ②非排水繰返し载荷で生じる損傷ひずみが大きくなり、
- ③同一の損傷ひずみによる低下率が大きい。



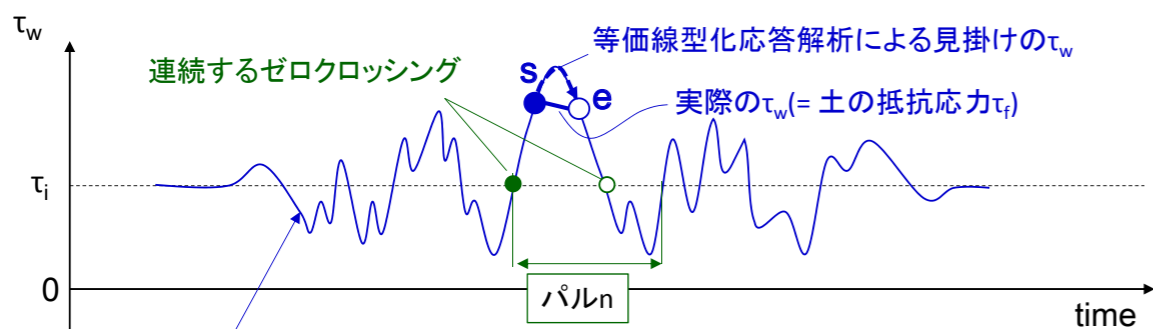
地震時に飽和土が非排水状態の場合

- 1) 飽和した斜面は、粒径が小さく排水距離が長いほど、地震時に非排水条件あるいはそれに近い条件になりやすい。

その場合、排水条件と仮定して安定解析をすると、
 ・緩い土では M_r を過大評価して危険側、密な土では M_r を過小評価して安全側となり、全体としては締固めの影響を過小評価

- 2) 非排水条件で解析する場合での飽和土の非排水せん断強度 $s_{f,u}$ の算定法:
 - ・ Δu 法: $\tau_{f,u} = c' + (\sigma'_0 - \Delta u) \cdot \tan \phi'$ (正確な Δu の推定が必要! 難しいが!)
 ⇒ 締固まった盛土では Δu を過大評価して安全率を過小評価する傾向
 従って、実務では地震荷重は加えない Δu 法を適用されている
 $\Delta u > 0$ と地震荷重を同時に考慮する方法でない、
 ⇒ 締め固まった盛土では、地震時に最小となる安全探索できない
 Newmark法に適用できない
 - ・ 全応力法で非排水繰返し载荷による低下を考慮 (Newmark-D法)

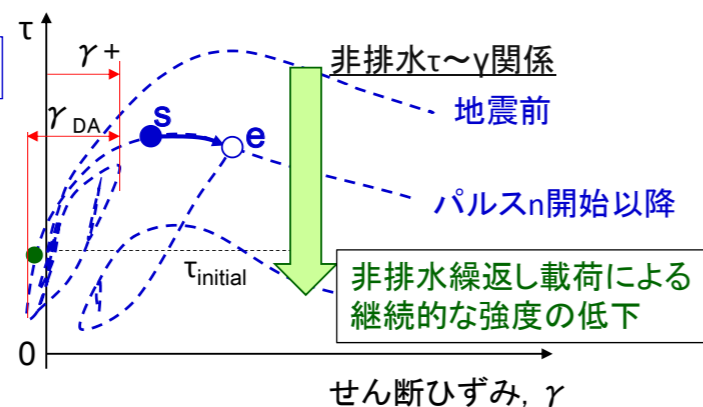
Newmark-D法で用いる「飽和土の非排水繰返し载荷で低下してゆく非排水せん断強度」の求め方



応答解析による作用せん断応力τ_wの不規則な時刻歴

土の実際のτ~γ関係

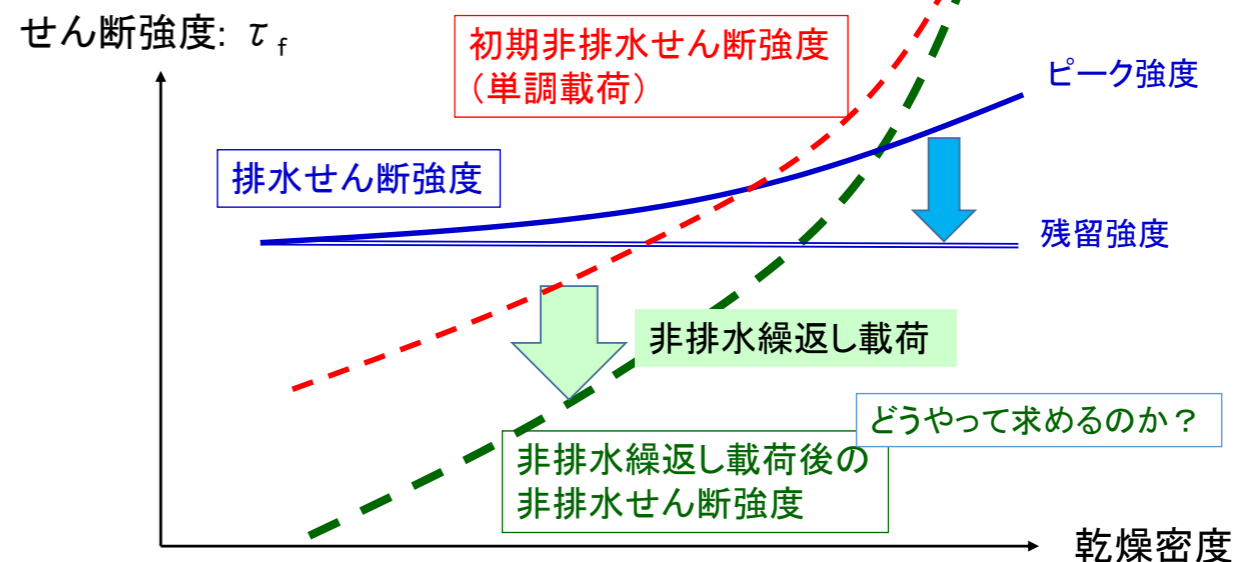
すべりが生じる全てのパルスに対してすべりs→eを求め、積分する



龍岡文夫・毛利栄征・デュッティン、アントワン・矢崎澄雄・上野和弘(2015):地盤工学・技術ノート第26回, 盛土の地震時残留すべり計算⑥、雑誌基礎工8月号

Newmark-D法での全応力法による土のせん断強度:

- 1)排水せん断強度は、ピーク値から残留強度に低下
- 2)非排水せん断強度は、非排水繰返し载荷で低下してゆく
 - ・初期非排水強度
 - ・非排水繰返し载荷でひずみが発生することによって、非排水せん断強度は低下する ⇒ 締固めの効果は非常に大きい



全応力法で非排水繰返し载荷による低下を考慮(Newmark-D法):

$$F_{global} = \frac{\sum [\tau_{f,u}]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)}$$

τ_{f,u} = 飽和土の地震時非排水せん断強度

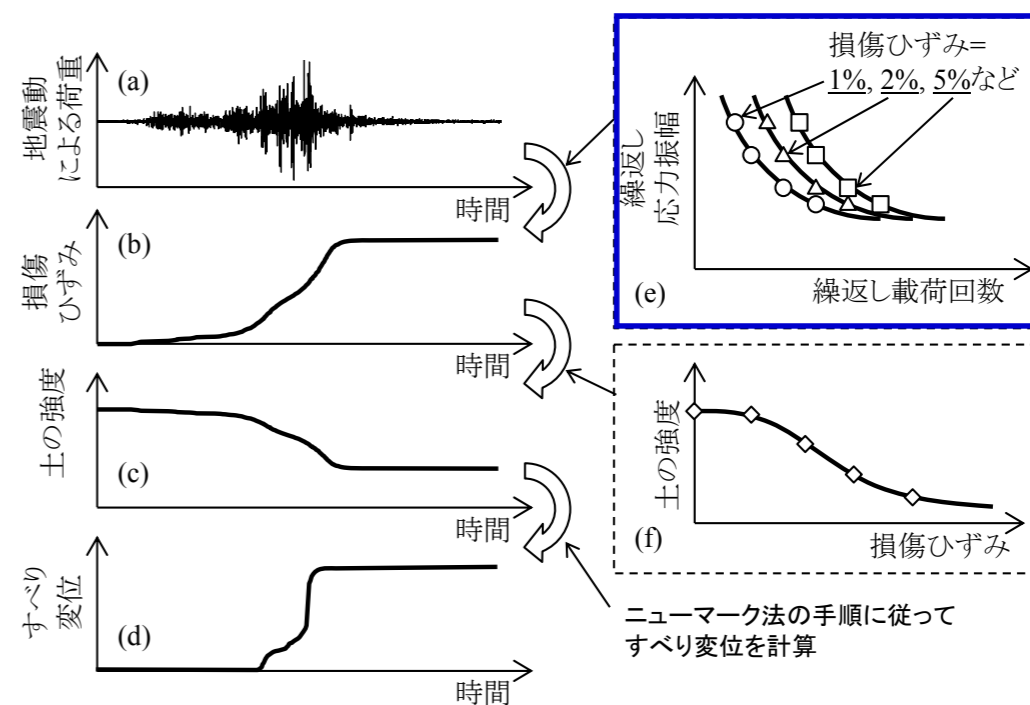
全応力法では、初期有効応力状態の関数とした上で地震荷重による非排水繰返し载荷による劣化を考慮

k_h · W_i = (スライスiの平均応答水平加速度/g) · W_iの時刻歴
gは地球の加速度

⇒安全率の時刻歴を求める。

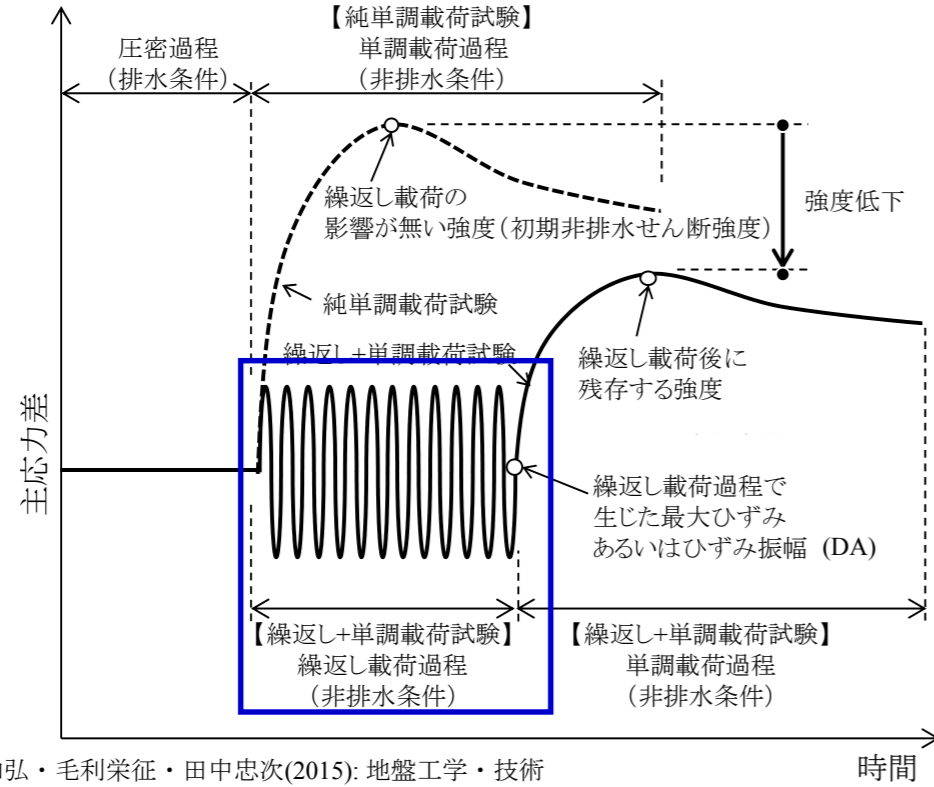
⇒残留すべり変位の時刻歴を求める。

修正ニューマーク-D法によるすべり変位解析における室内せん断試験の役割



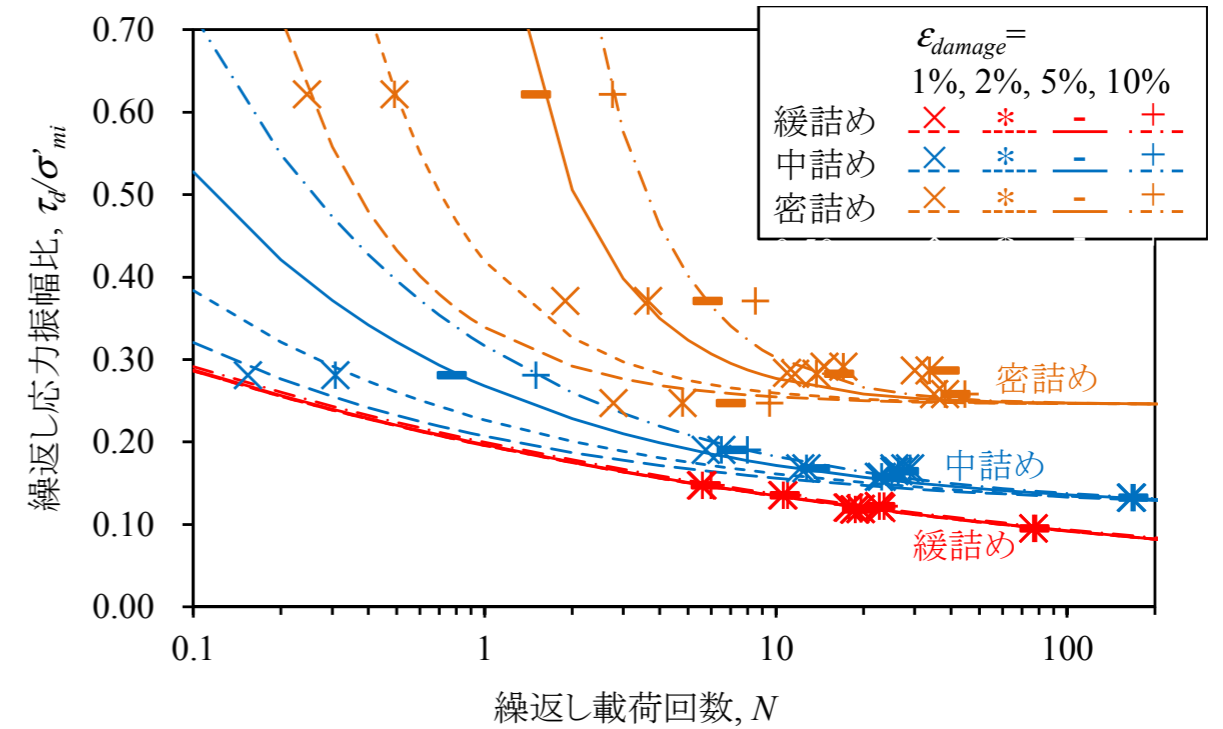
龍岡文夫・上野和弘・毛利栄征・田中忠次(2015):地盤工学・技術ノート第27回, 盛土の地震時残留すべり計算⑦、雑誌基礎工9月号

単調載荷試験および繰返し+単調載荷試験による非排水条件での応力～ひずみ関係の模式図



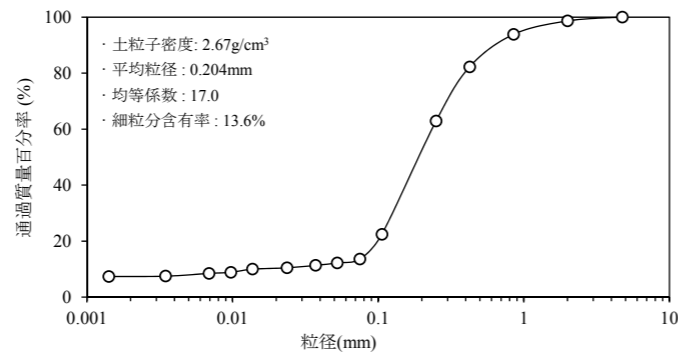
龍岡文夫・上野和弘・毛利栄征・田中忠次(2015): 地盤工学・技術ノート第27回, 盛土の地震時残留すべり計算⑦、雑誌基礎工9月号

鉾田砂の繰返し非排水強度特性 (緩詰め, 中詰め, 密詰め)

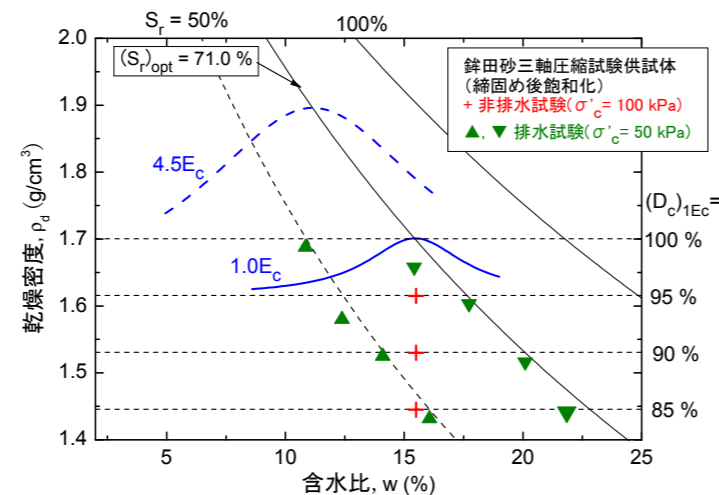


鉾田砂での実験例

粒度分布

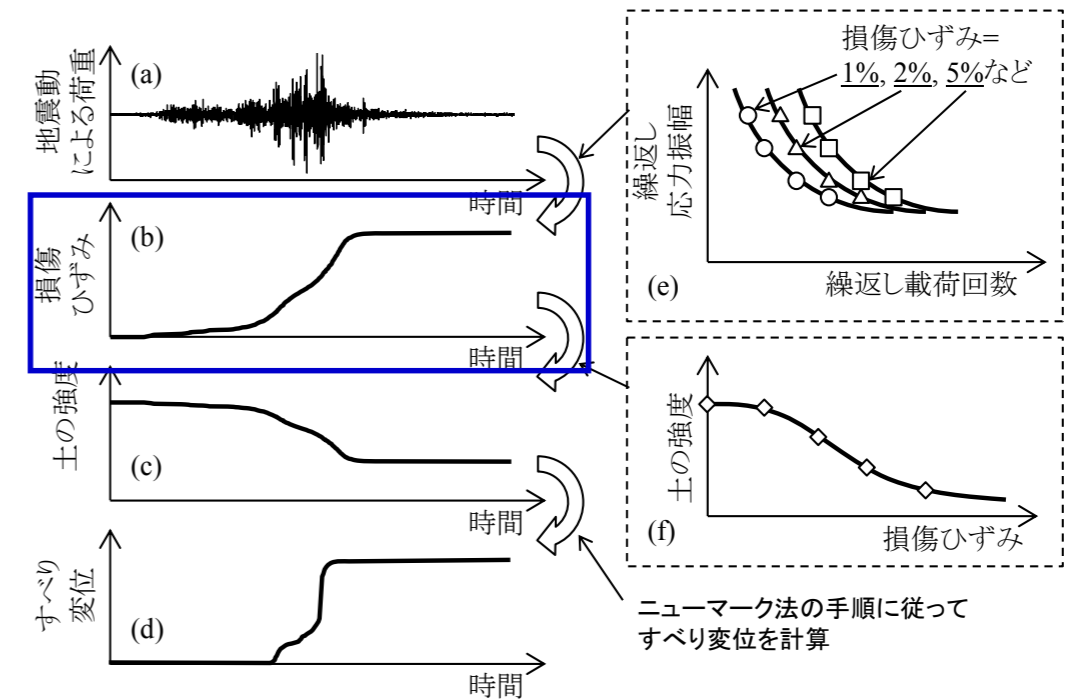


締固め曲線と三軸試験供試体の締固め状態



龍岡文夫・上野和弘・毛利栄征(2015): 地盤工学・技術ノート第27回, 盛土の地震時残留すべり計算⑦、雑誌基礎工9月号、79-82頁。

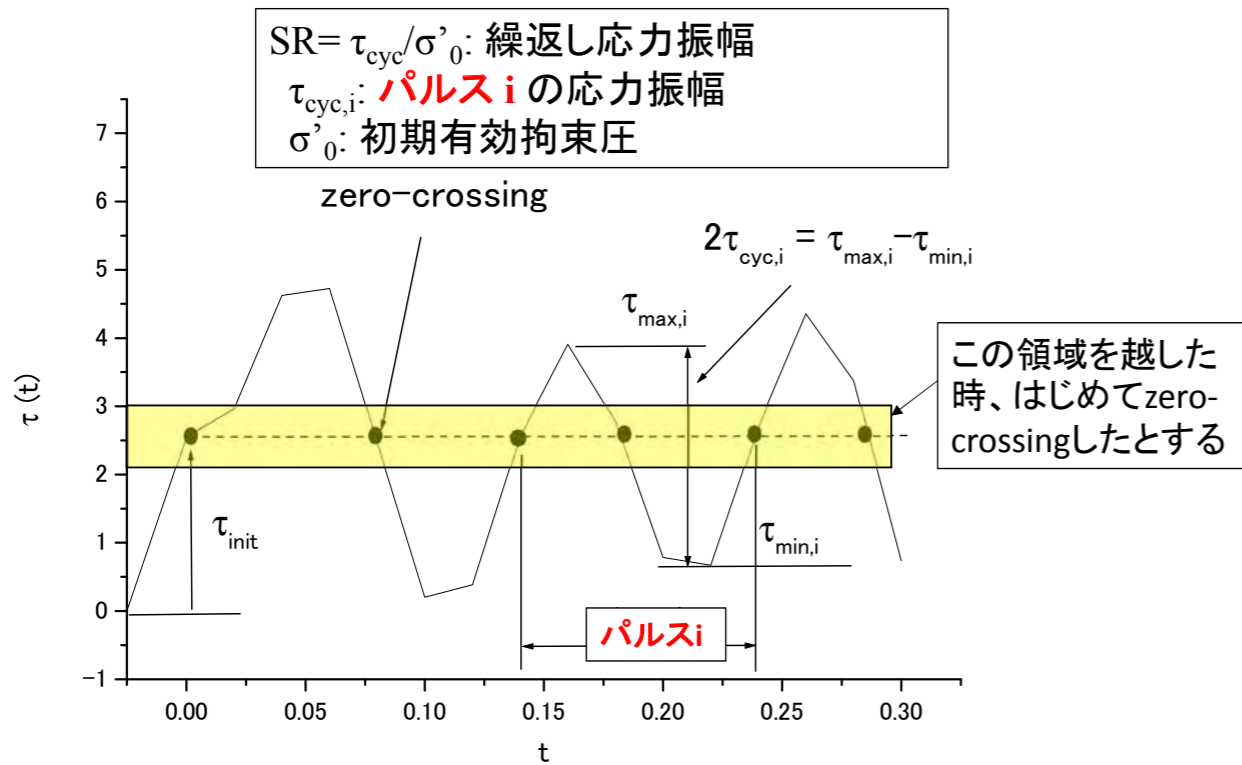
修正ニューマーク-D法によるすべり変位解析における室内せん断試験の役割



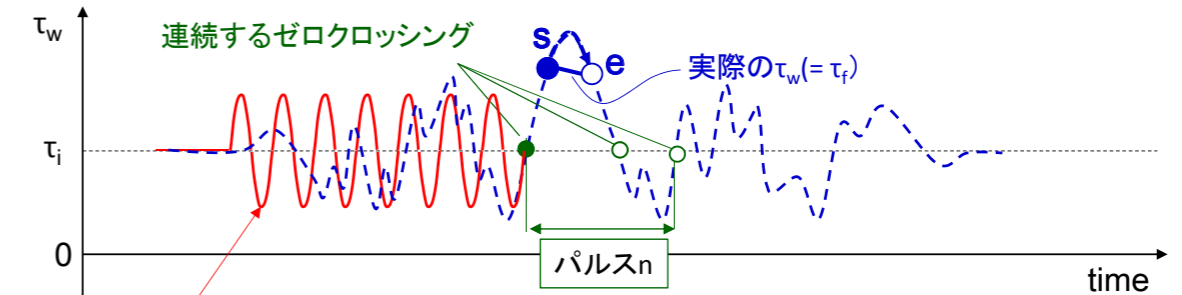
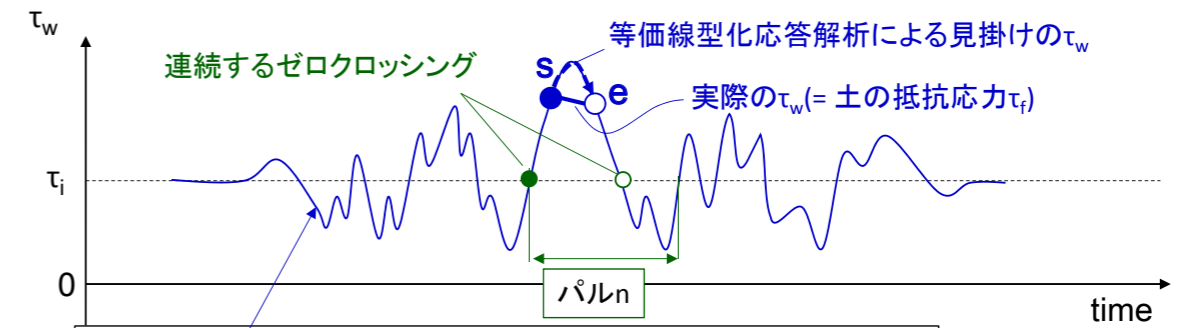
龍岡文夫・上野和弘・毛利栄征・田中忠次(2015): 地盤工学・技術ノート第27回, 盛土の地震時残留すべり計算⑦、雑誌基礎工9月号

累積損傷度理論 (Cumulative damage theory)

まず、不規則荷重をパルスの集合体に置き換える

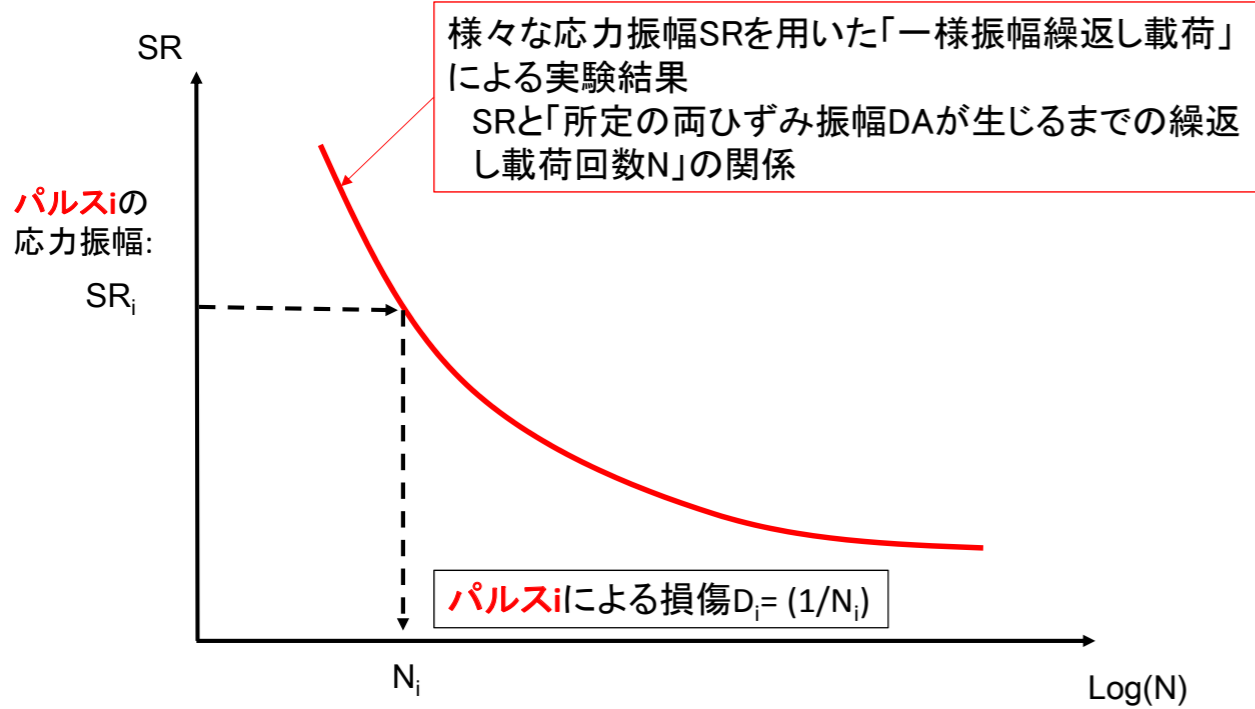


Newmark-D法で用いる「非排水繰返し载荷で低下してゆく飽和土の非排水せん断強度」の求め方



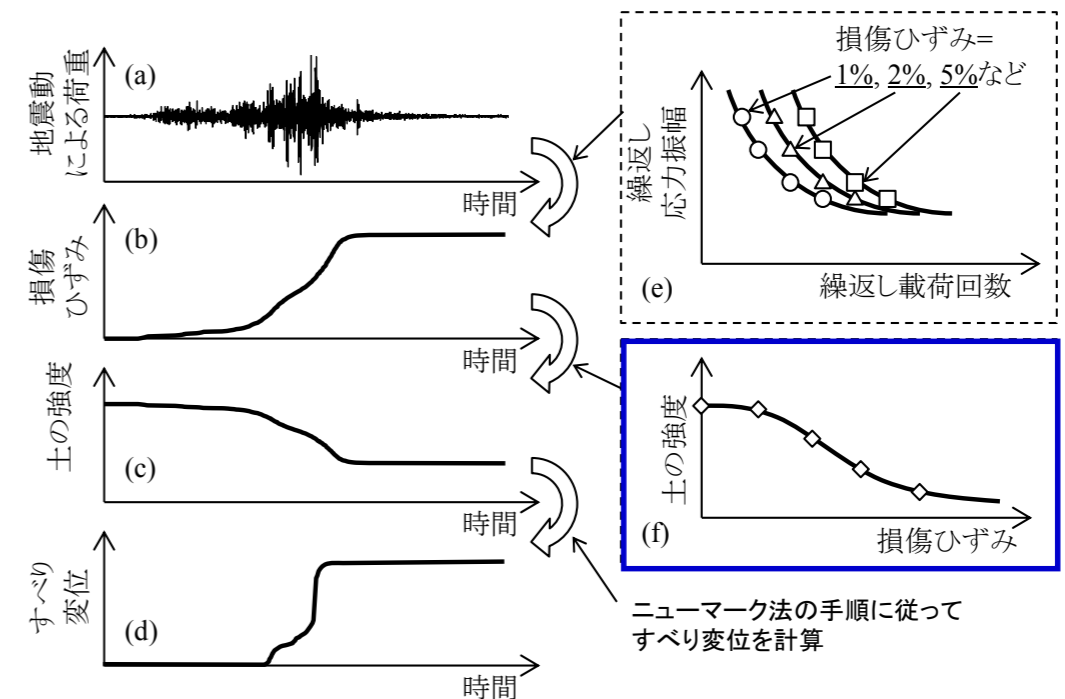
累積損傷度理論による「パルスnより前の不規則荷重」に等価な一様規則荷重

修正ニューマーク-D法によるすべり変位解析における室内せん断試験の役割

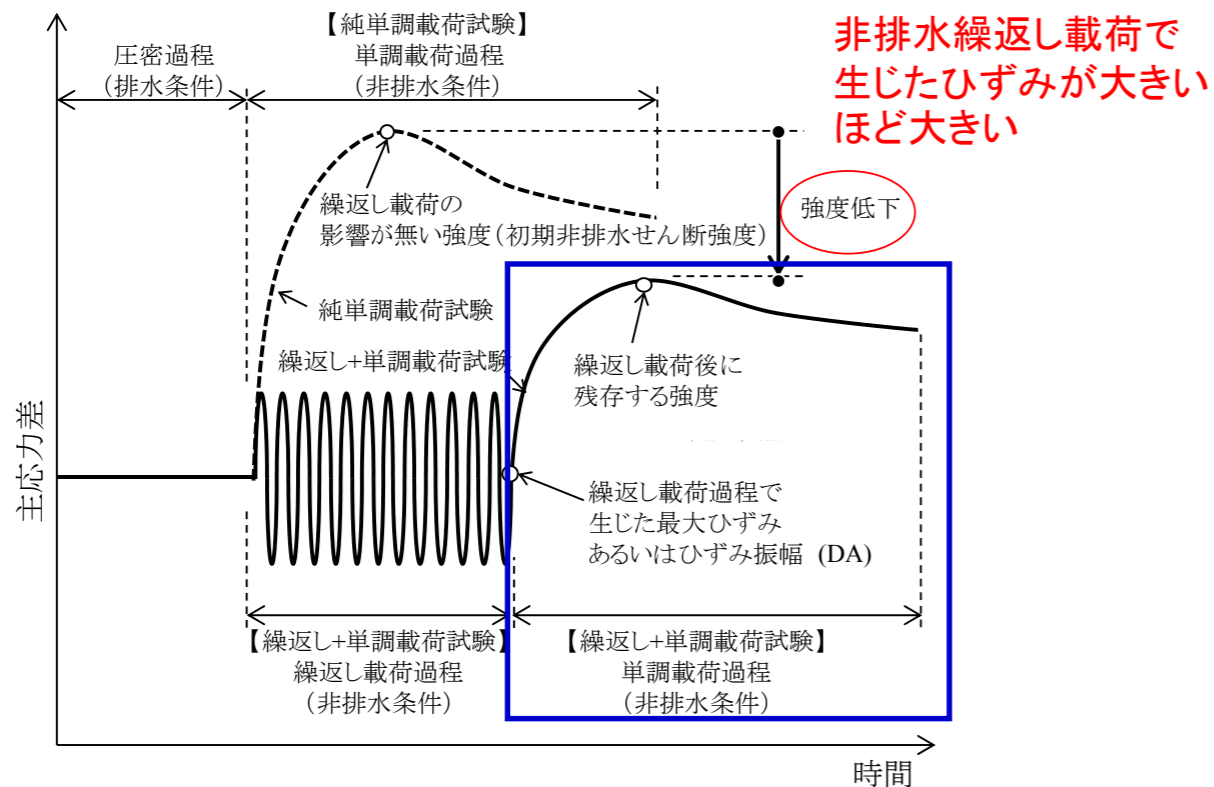


最初のパルスからパルスi=n終了点までに生じた全損傷を、 $D = \sum(1/N_i)$ とする
パルスnでDが1.0になればひずみDAが生じる、とする。

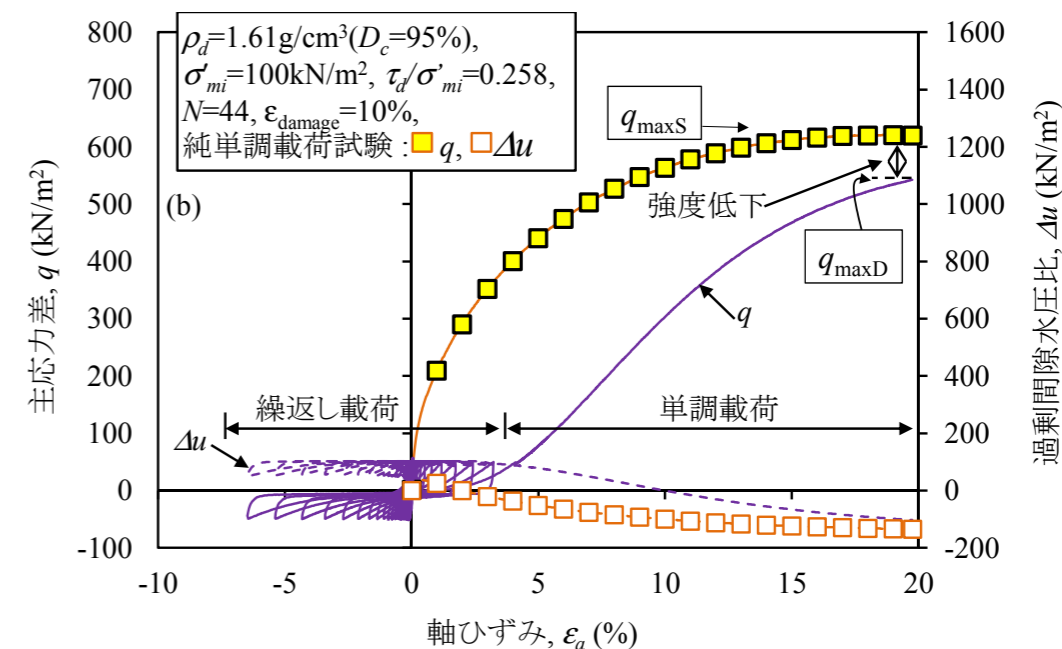
任意の不規則荷重を、同じDAを発生する等価な「振幅SR、繰返し载荷回数Nの規則荷重」の置き換えられる



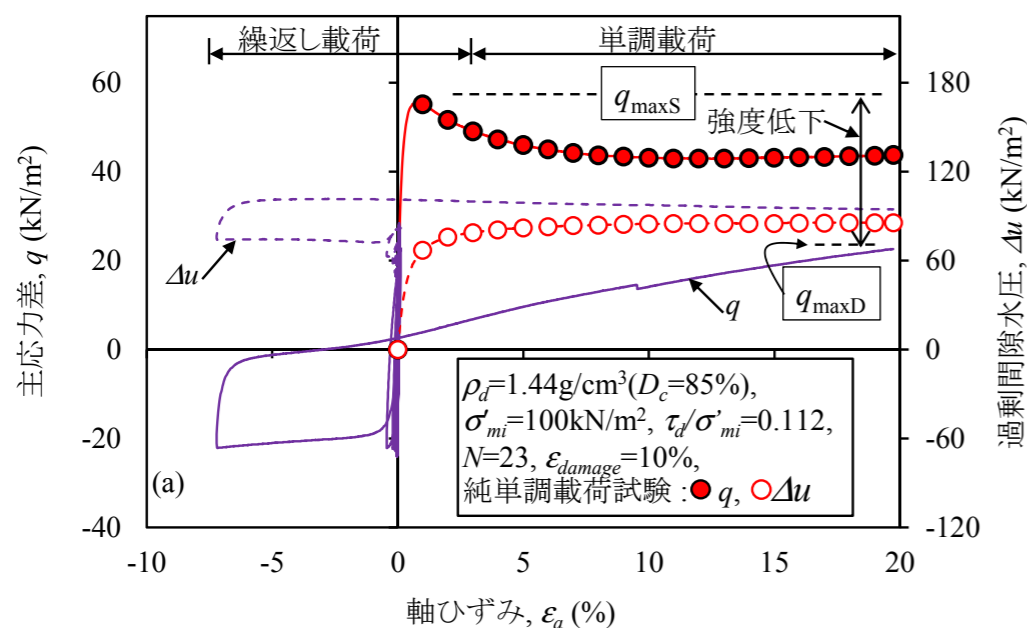
単調載荷試験および繰返し+単調載荷試験による非排水条件での応力～ひずみ関係の模式図



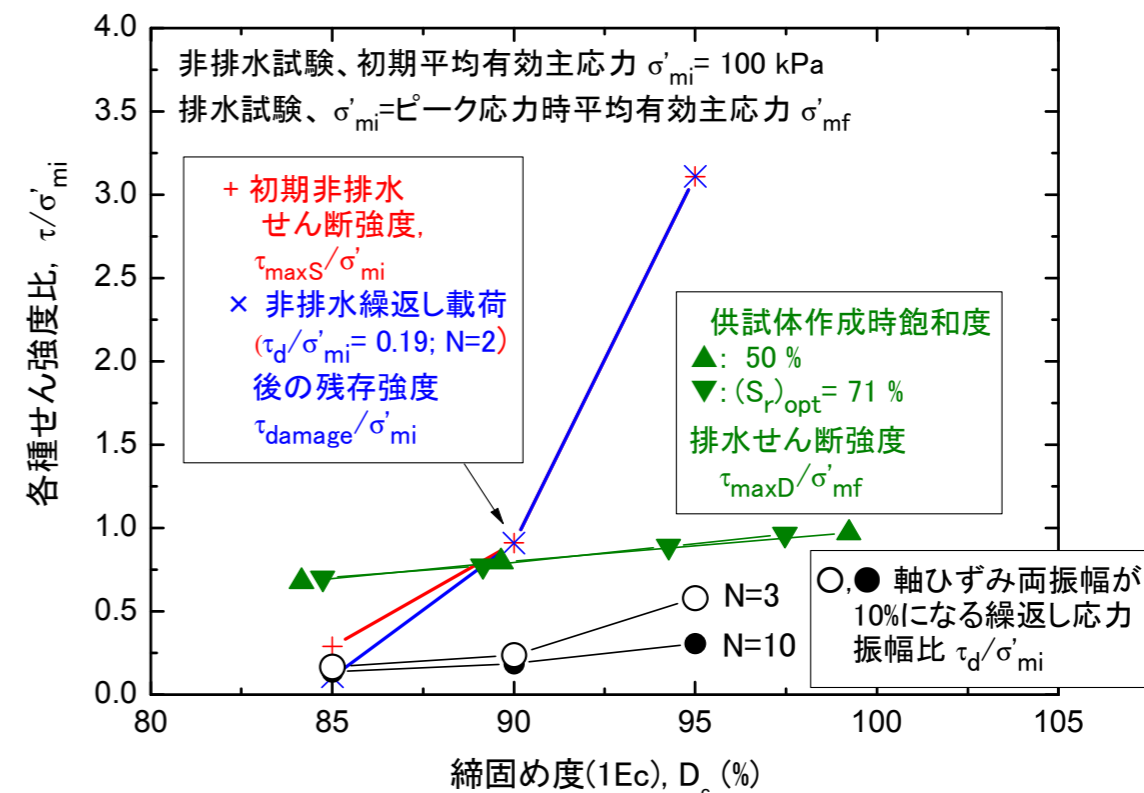
銻田砂の非排水繰返し載荷前後の主応力差～軸ひずみ関係 密詰め ($D_c=95\%$)



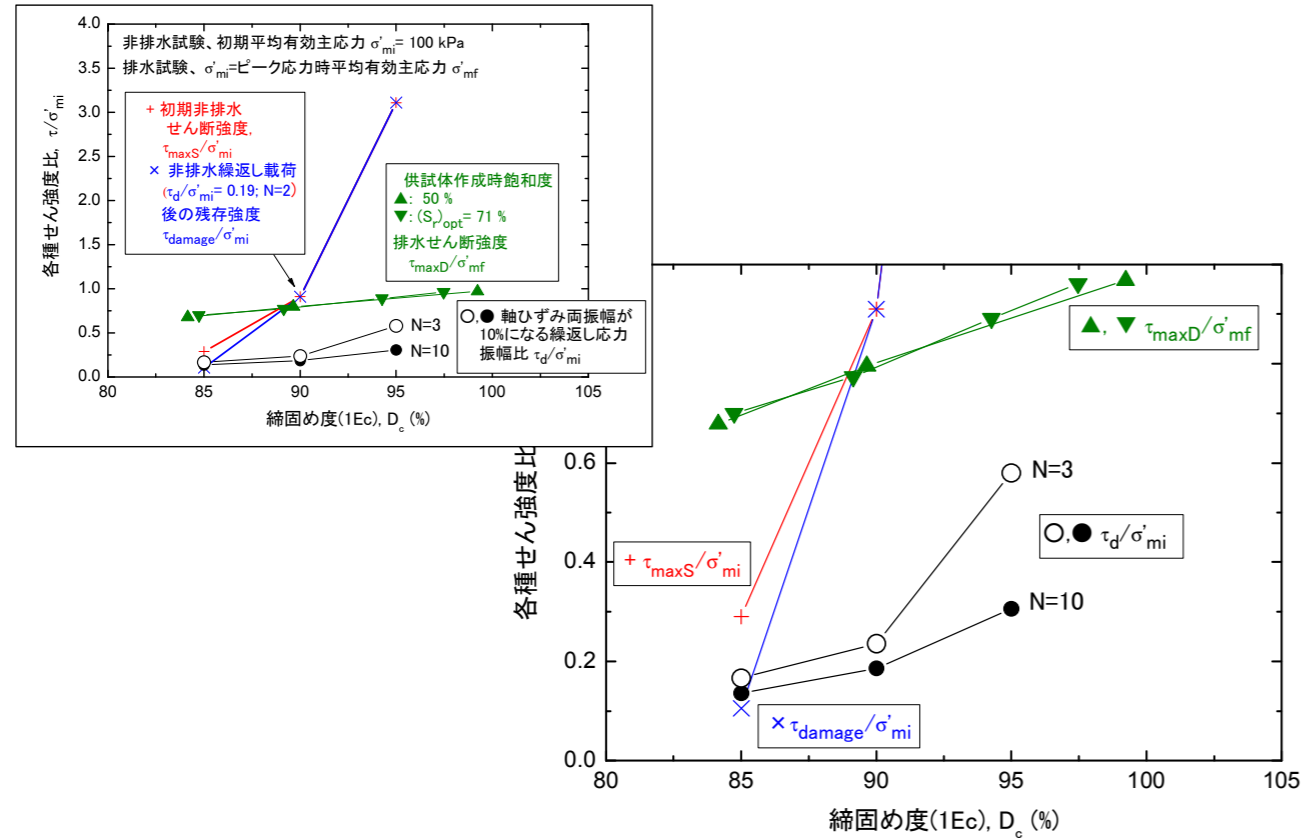
銻田砂の非排水繰返し載荷前後の主応力差～軸ひずみ関係 緩詰め ($D_c=85\%$)



銻田砂の非排水繰返し強度、初期非排水せん断強度と非排水繰返し載荷を受けた後の残存非排水せん断強度と締固め度の関係

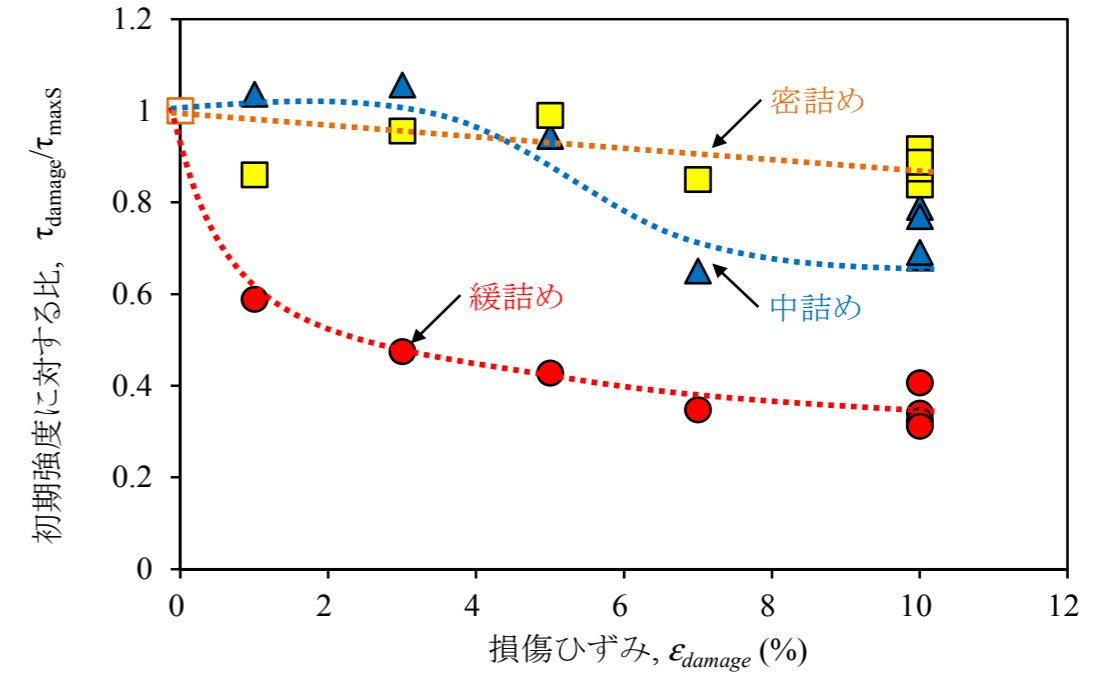


銚田砂の非排水繰返し強度、初期非排水せん断強度と非排水繰返し
 载荷を受けた後の残存非排水せん断強度と締固め度の関係

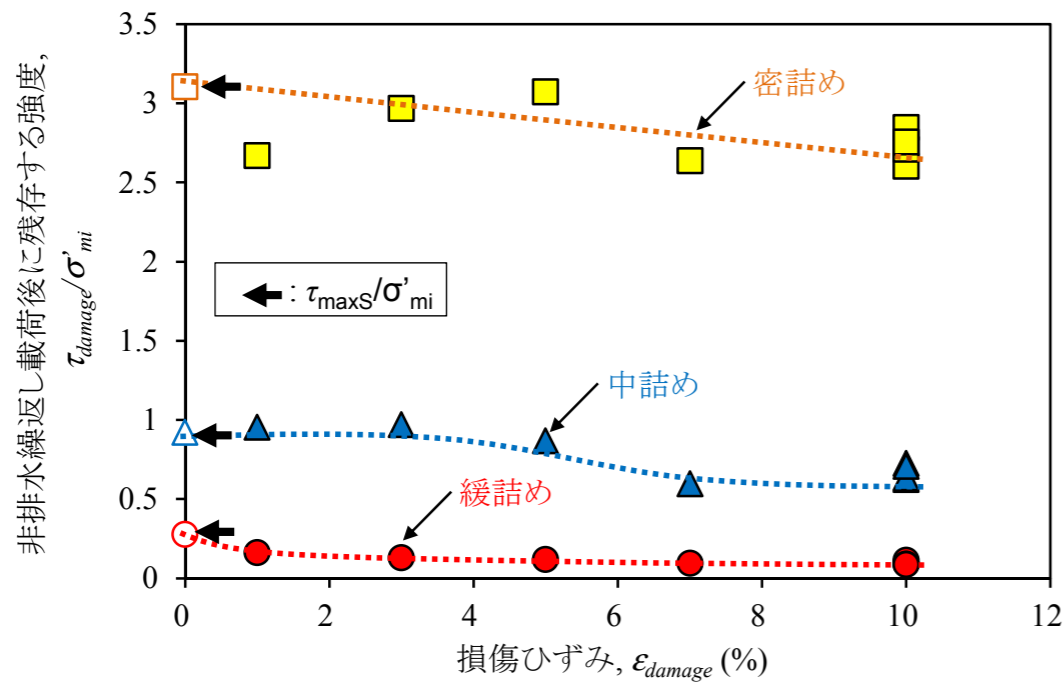


銚田砂の非排水繰返し载荷による強度低下特性
 (緩詰め, 中詰め, 密詰め)

■ 緩詰めでは、低下率が大い

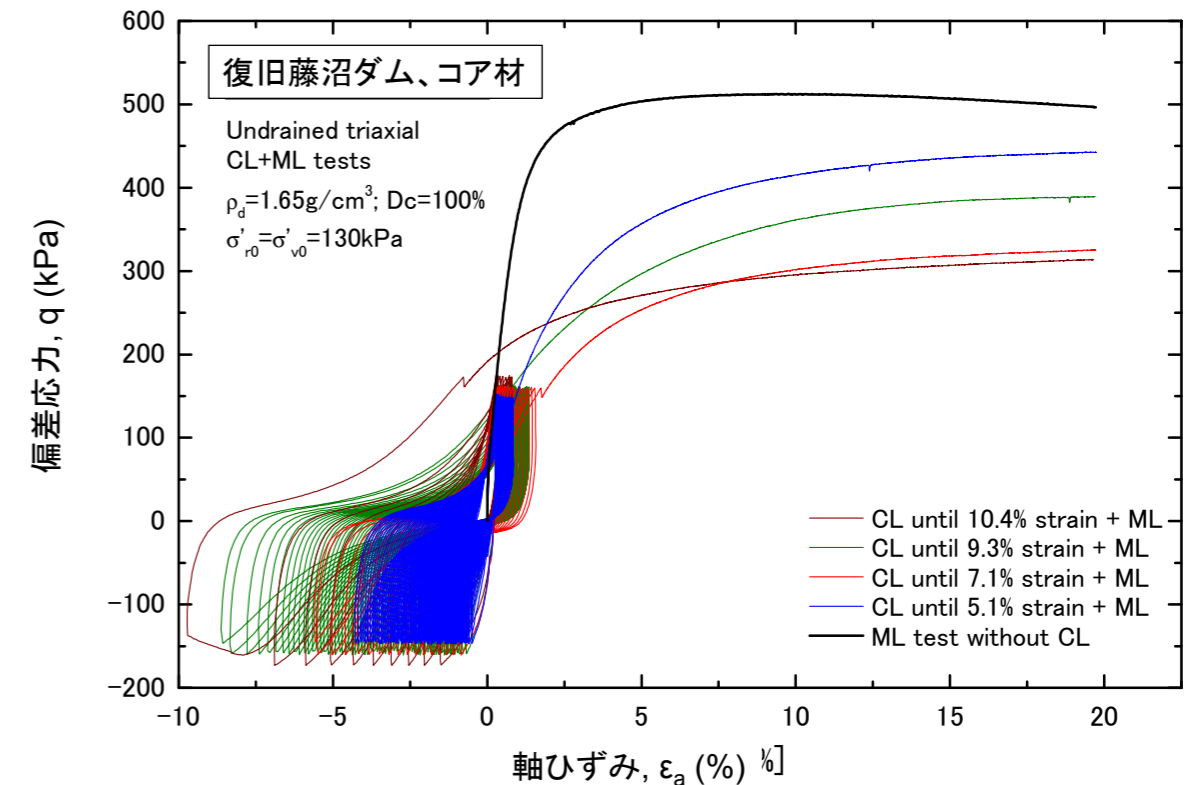


銚田砂の非排水繰返し载荷による強度低下特性
 (緩詰め, 中詰め, 密詰め)

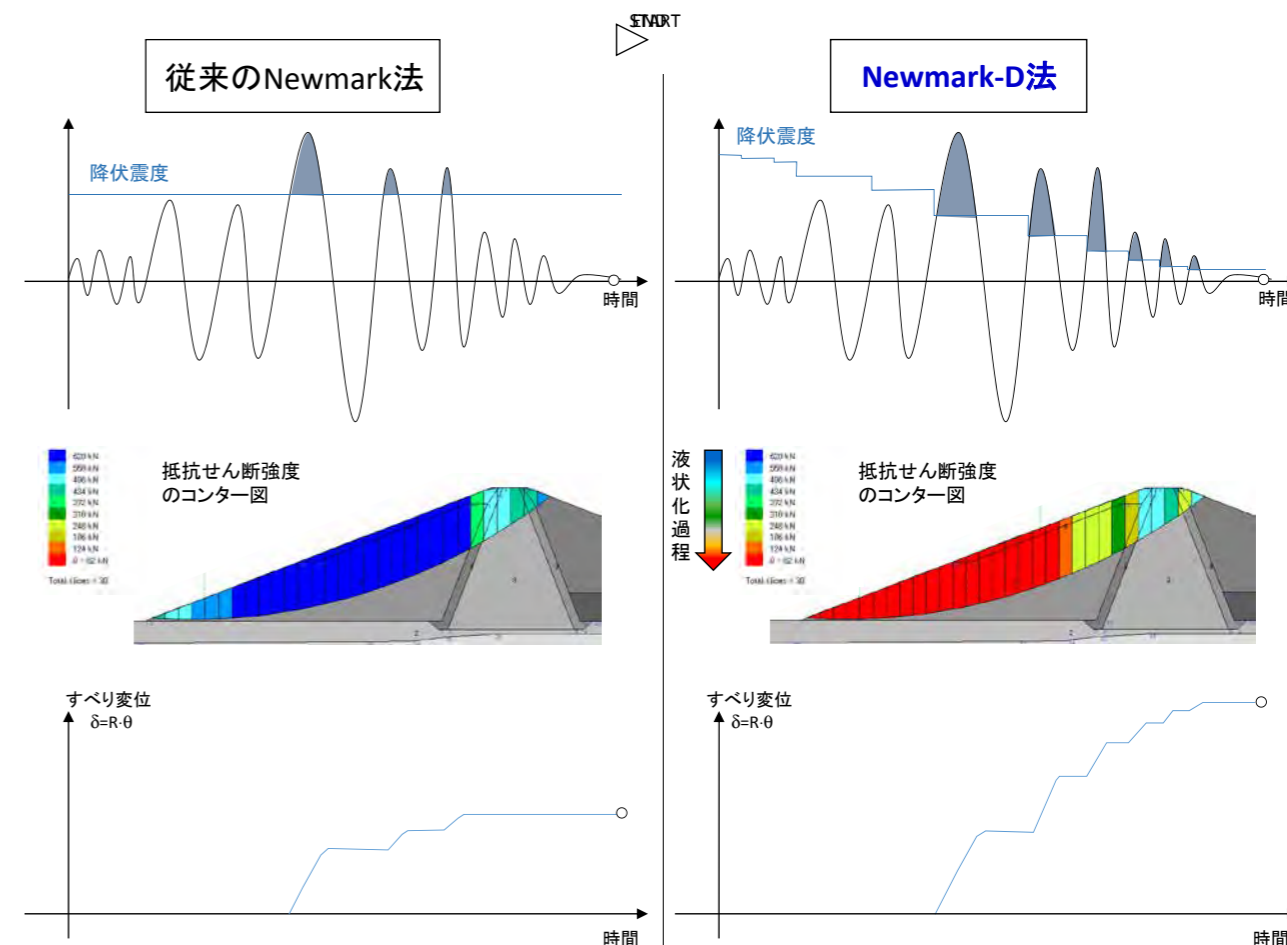
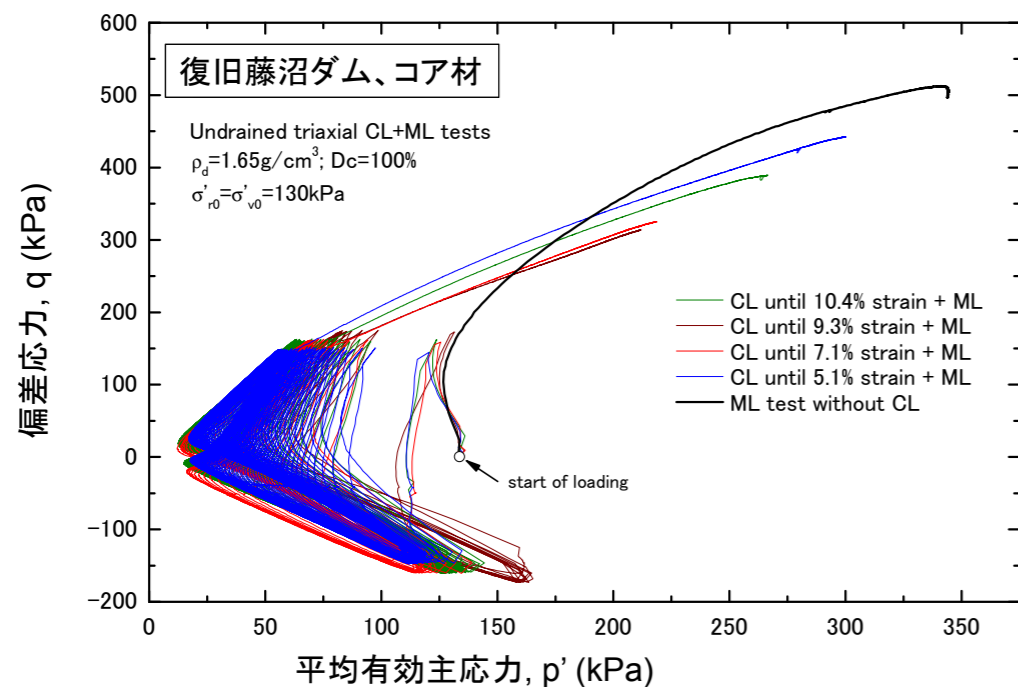


復旧した藤沼ダムでの実験例:

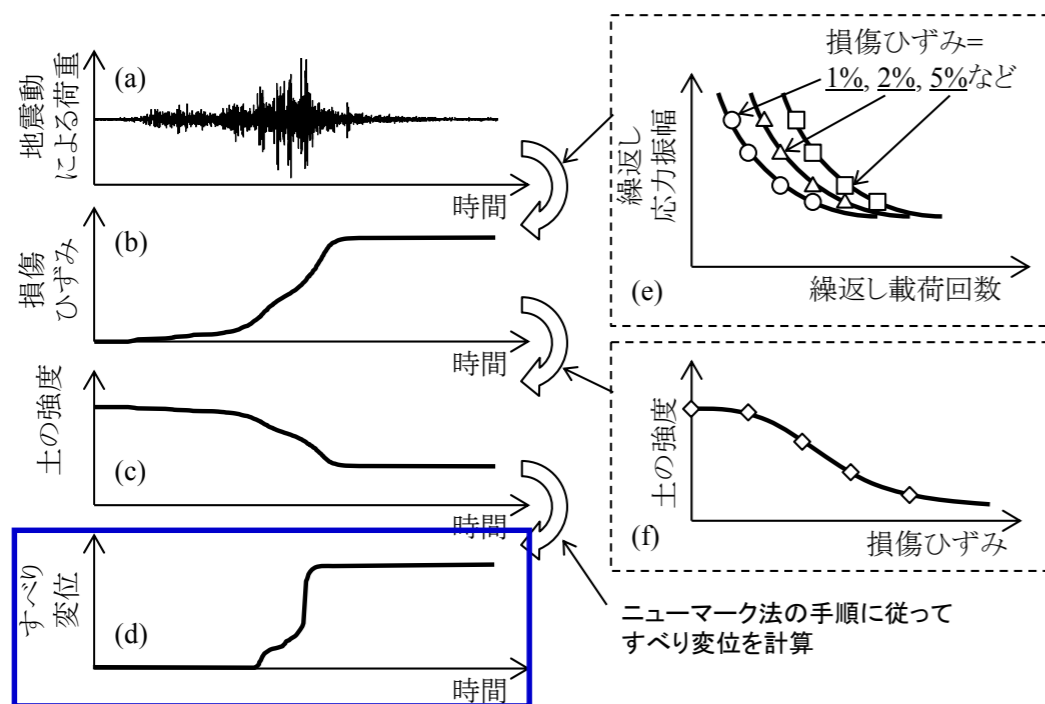
非排水繰返し载荷で発生したひずみが大いほど、引き続く単調载荷非排水载荷での強度は低下している



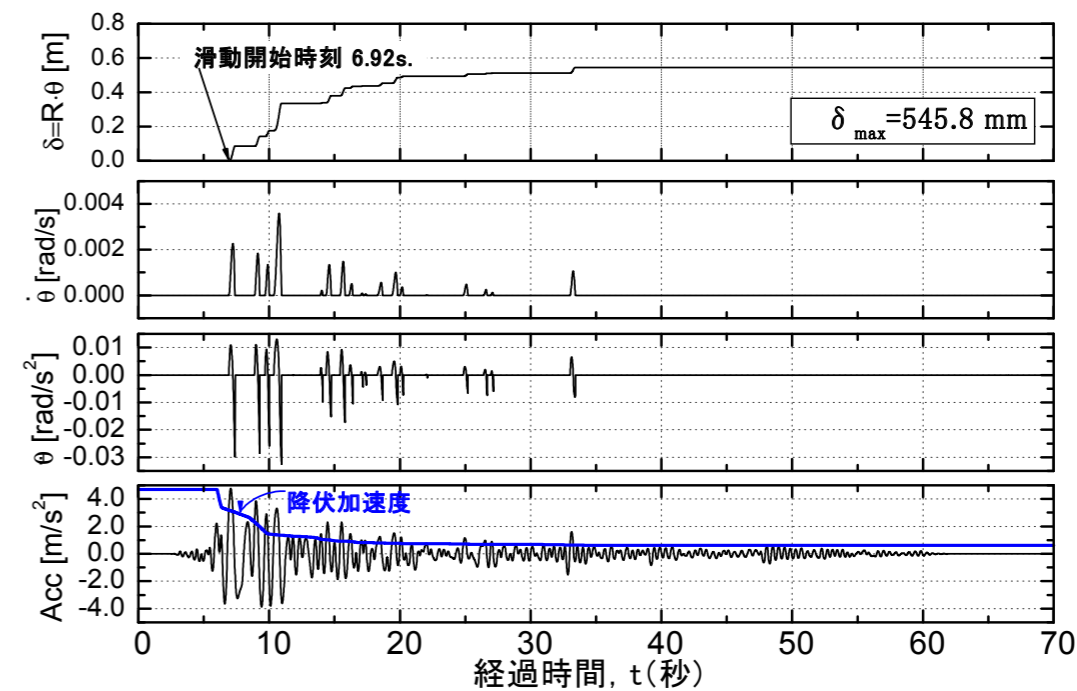
非排水繰返し载荷で発生したひずみが多いほど、ピーク応力状態での p' は小さい $\Rightarrow p'$ の初期値と間隙比だけでは、非排水繰返し载荷を受けたあとの非排水せん断強度は予測できない \Rightarrow これを説明する構成モデルは単純ではない(ここで説明する方法ではこの問題は回避)



修正ニューマーク-D法によるすべり変位解析における室内せん断試験の役割

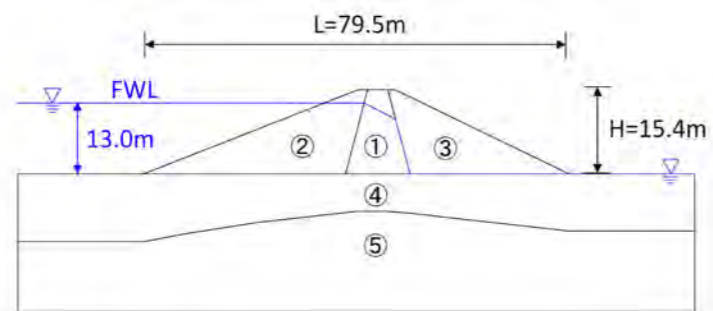


修正Newmarkによる藤沼ダム本堤のすべり計算



非排水繰返し载荷の影響を考慮することによって、はじめて藤沼ダムの崩壊が説明できる

解析事例での締固め度の影響の検討



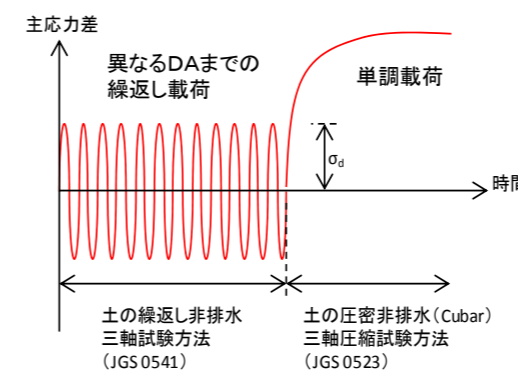
⇒ 異なる締固め度 $D_c=85\%; 90\%; 95\%$ (標準プロクターによる)を想定

各強度試験に基づいて設定した解析に用いる土質特性

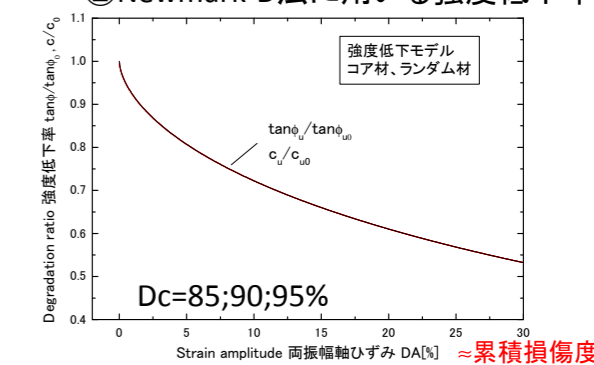
地層	No.名称	D_c	単位体積重量 (kN/m ³)		排水せん断強度		非排水せん断強度	
			湿潤 γ_t	飽和 γ_{sat}	c' (kPa)	ϕ' (度)	c_{u0} (kPa)	ϕ_{u0} (度)
① コア		95%	18.5	19.6	15	22	30	20
②③ ランダム			18.0	19.6	1	50	45	20
① コア		90%	18.0	19.1	12	19	18	13
②③ ランダム			17.0	19.1	7	40	15	20
① コア		85%	16.5	18.5	10	15	15	10
②③ ランダム			16.0	18.5	5	35	4	30
④ 地盤	N20		17.0	17.4	37	31.5	37	31.5

195

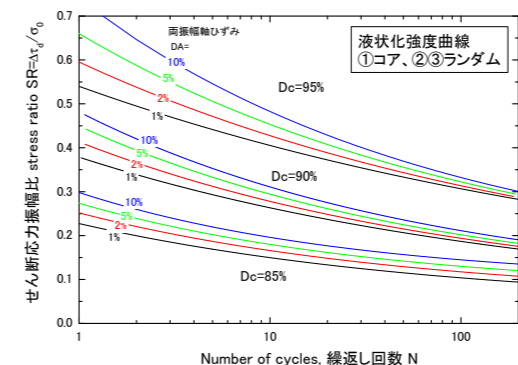
解析事例 ⇒ 非排水繰返し载荷試験から求めた物性値



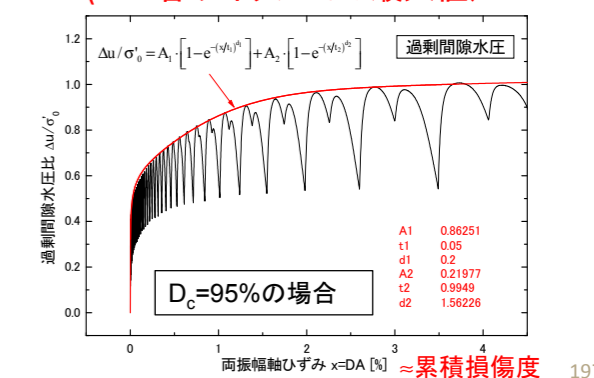
② Newmark-D法に用いる強度低下率



① 繰返し強度曲線

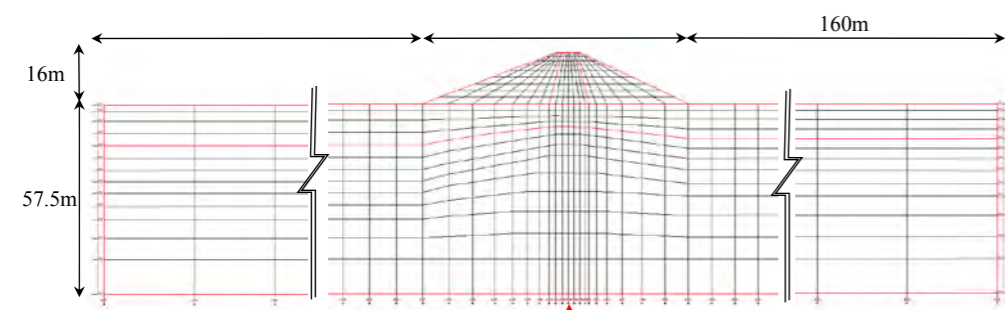


③ Δu法に用いる過剰間隙水圧比 (Δu=各サイクルでの最大値)

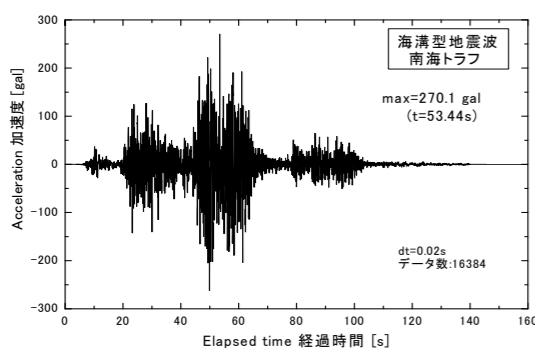


197

解析事例 ⇒ 動的応答解析 (等価線形法)

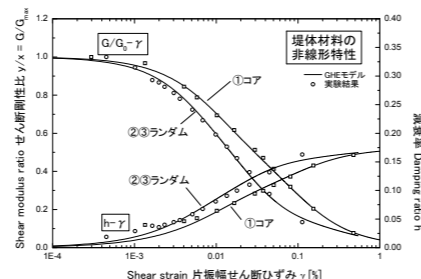


入力地震波



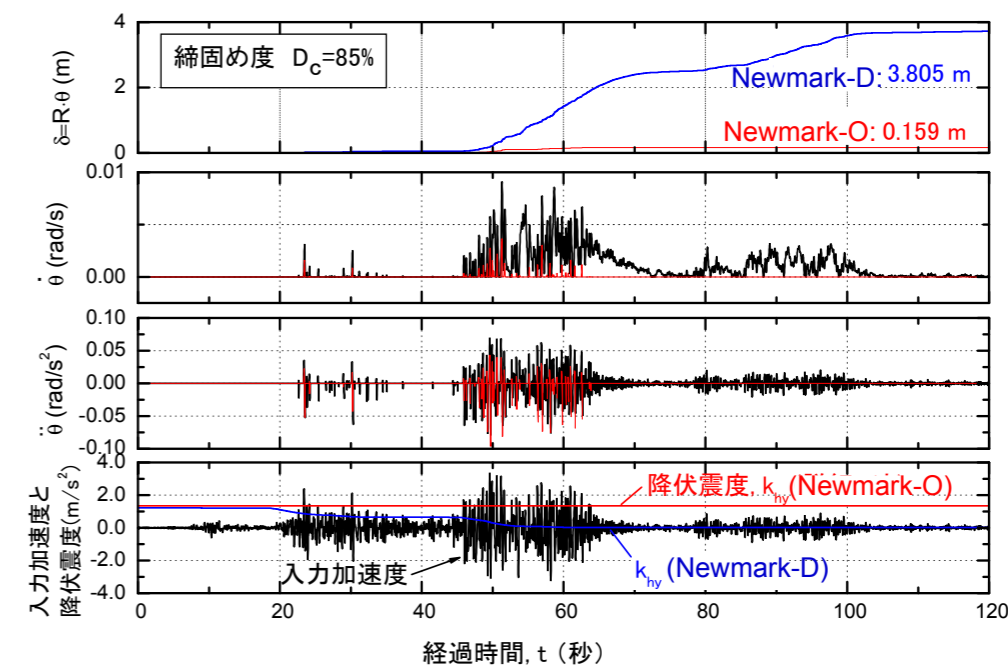
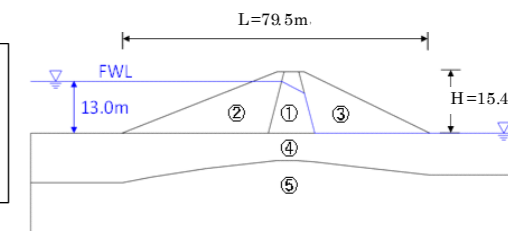
FEM応答解析に用いる物性値 $D_c=95\%$

地層名	湿潤重量 γ_t [kN/m ³]	初期せん断剛性 G_0 [MPa]	減衰係数 h [%]	ポアソン比 ν
コア (飽和)	19.1	150.0	非線形特性参照	0.3
ランダム1 (飽和)	19.1	300.0	非線形特性参照	0.3
ランダム2 (不飽和)	17.0	300.0	非線形特性参照	0.3
基礎N20 (飽和)	17.4	150.0	3.0	0.45
基礎N50 (飽和)	17.4	370.0	3.0	0.45



196

Newmark-O法: 一定の排水強度
Newmark-D法: 非排水繰返し载荷による強度低下を考慮した非排水強度



解析結果

Newmark-O法

- ・排水強度を用いているため、締固め度が低いほど、すべり変位を著しく過小評価

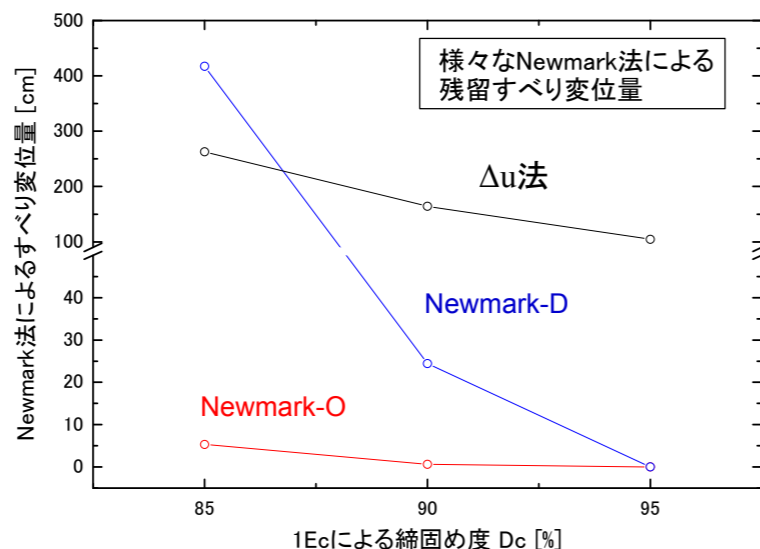
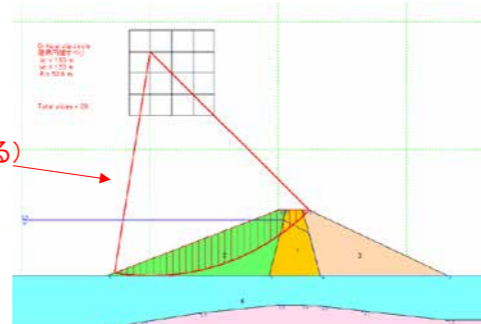
Newmark-D:

- ・非排水せん断強度
- ・非排水繰返し载荷の影響は、締固め度が低下するほど大 ⇒ 締固めの効果を正に評価

有効応力法(Δu法)

- ・非排水せん断強度
- ・締固め度が高くなるほど、すべり変位を著しく過大評価 ⇒ 締固めの効果を評価できない (適切な耐震設計が困難になる)

変位量が最大となる円弧すべり (ケースによって異なる)



199

飽和した領域を持つ盛土の地震時残留変位・変形 =

①すべり土塊と支持土塊は剛体であるとしたすべり

+

②剛体すべり以外の連続体的残留変形 (準静的*非線形FEM解析による)

準静的FEM解析は、自重と地震荷重を考慮した静的FEM解析を意味する

201

1. 藤沼ダムの事例
2. 円弧すべり安定解析法の理論的基礎と実施に当たっての留意事項
 - 2-1. 混乱した現状
 - 2-2. 円弧すべり安定解析の基礎
 - 2-3. Fellenius法とは
 - 2-4. 地下水位・浸潤面と自由水位の考慮
 - ・浸透流がない場合
 - ・定常浸透流がある場合
 - 2-5. 地震力の取り扱い
 - 2-6. 異なる設計指針等での排水状態での安全率の式の比較
3. Newark-D法と劣化剛性FEMによる盛土の地震時残留変形解析
 - 3-1. Newmark法の経緯
 - 3-2. 飽和土の非排水せん断強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮したNewmark-D法による剛体すべり解析
 - 3-3. 飽和土の非排水せん断剛性・強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮した準静的非線形FEMによる残留変形解析

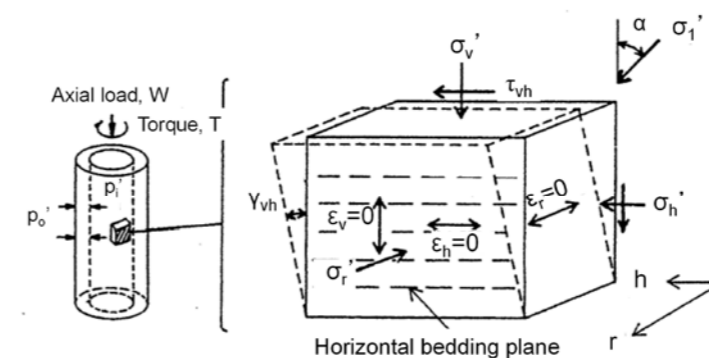
200

中空ねじりせん断試験による飽和豊浦砂の地震波による不規則繰返し荷重を用いた単純せん断条件での非排水繰返し载荷

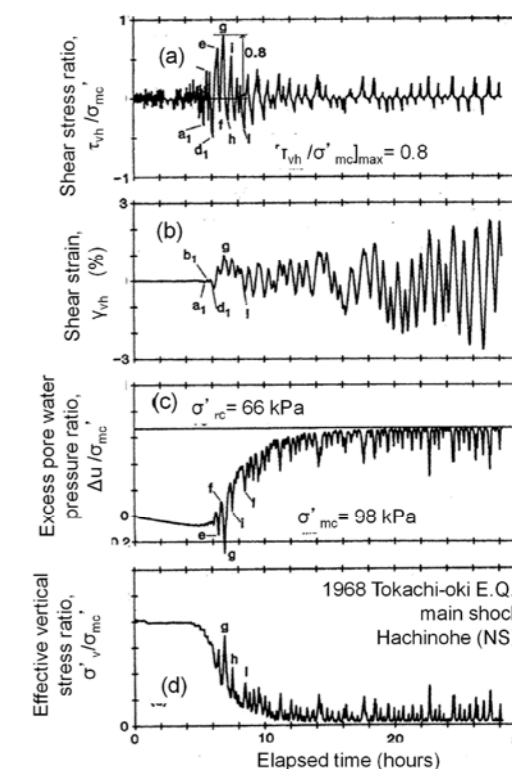
実際の地震動荷重： 応力制御

この実験： 測定精度を確保するために

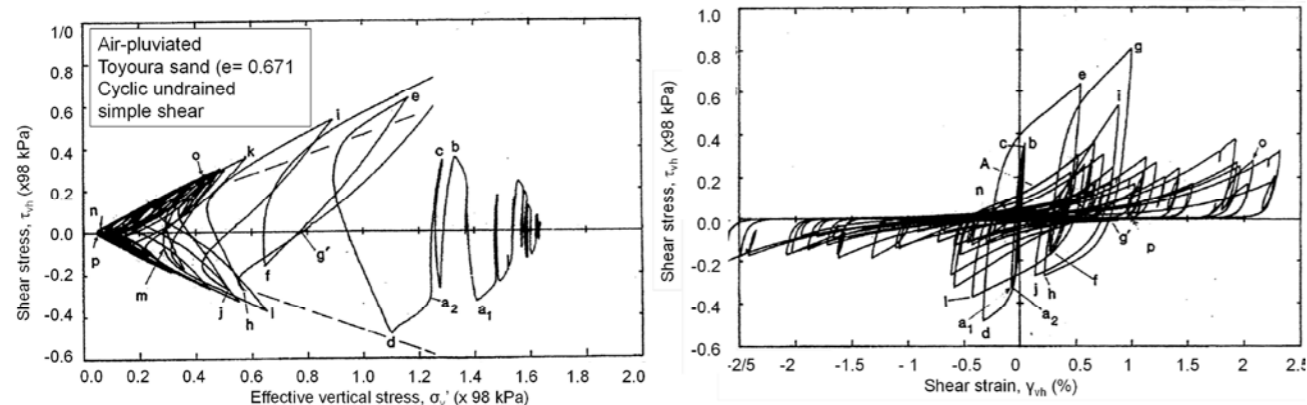
ひずみ速度一定



密詰め

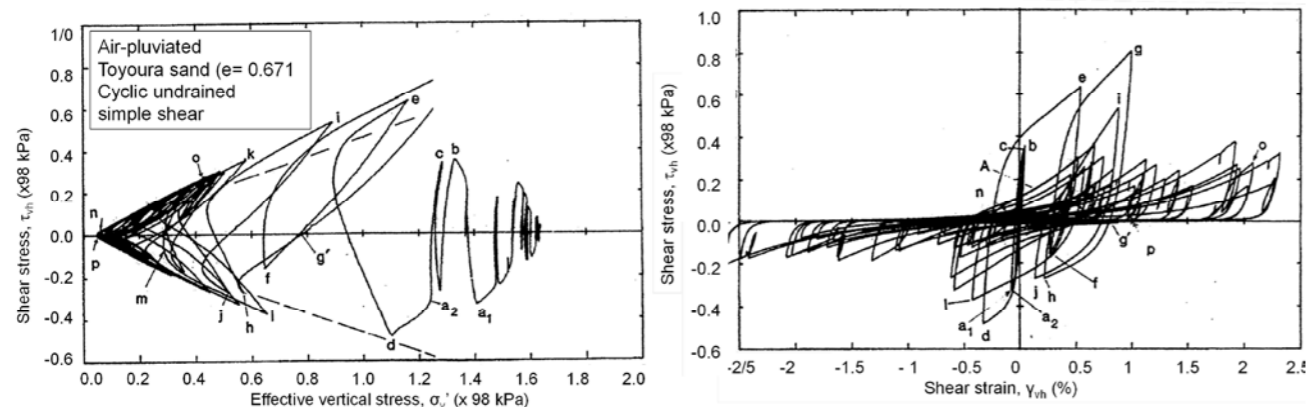


Pradhan, Tej B.S., Tatsuoka, F. and Sato, Y. (1988), "Undrained stress strain behavior of sand subjected to earthquake wave loading", Proc. of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.3, pp.267-272.

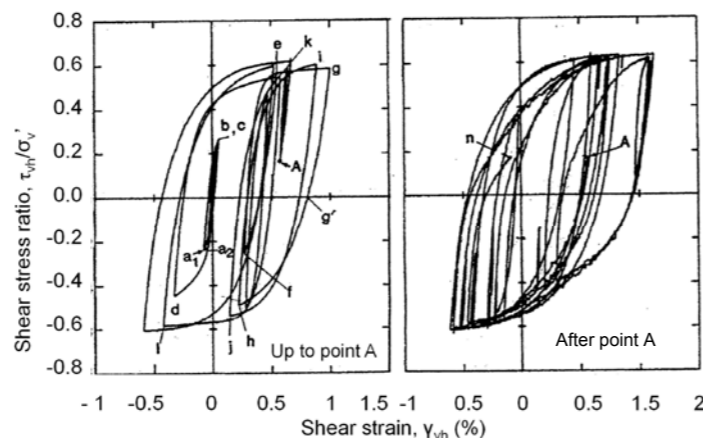


非常に複雑な $\tau_{vh} - \gamma_{vh}$ 関係!
直接構成モデルで再現するのは困難

203



非常に複雑な $\tau_{vh} - \gamma_{vh}$ 関係!
⇒ $\tau_{vh}/\sigma'_v - \gamma_{vh}$ 関係は、非常に明快な弾塑性特性を示す
⇒ τ_{vh}/σ'_v が従前の最大値を超えたら明確な降伏が開始し、現在のピーク応力状態でのひずみ γ_{vh} は、従前の繰返し荷重履歴に関係なくなる



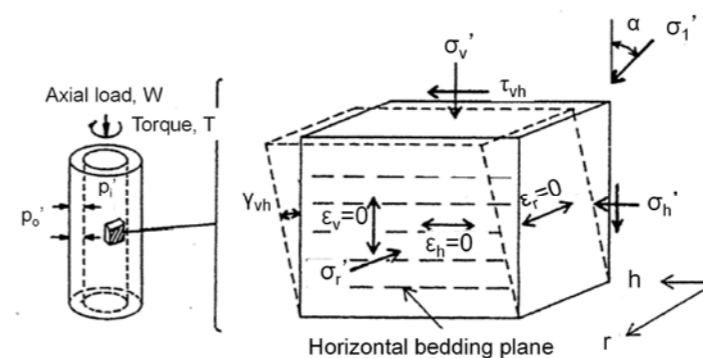
204

中空ねじりせん断試験による飽和豊浦砂の地震波による不規則繰返し荷重を用いた単純せん断条件での非排水繰返し載荷

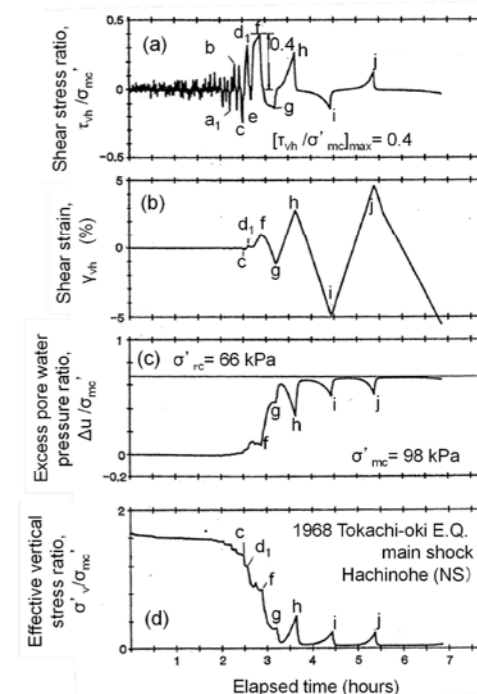
実際の地震動荷重： 応力制御

この実験： 測定精度を確保するために

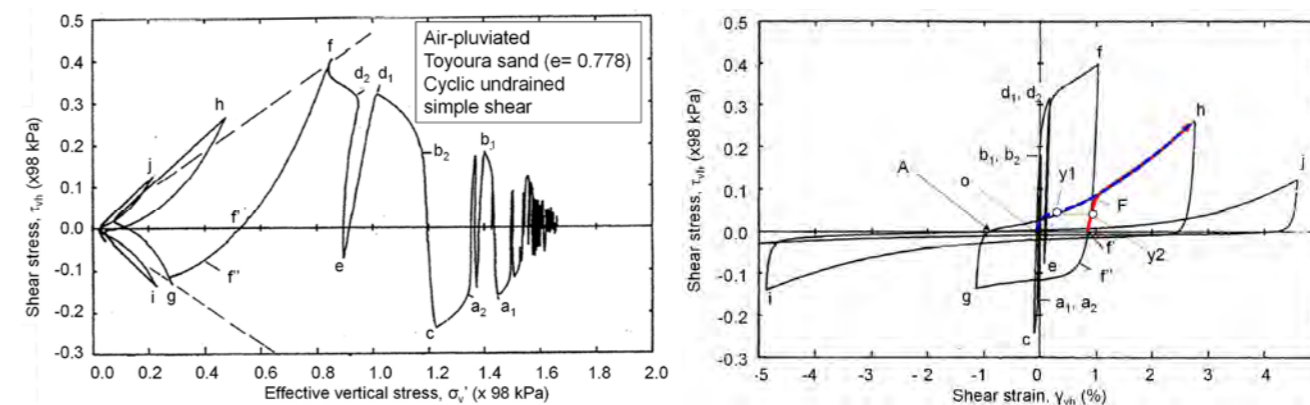
ひずみ速度一定



緩詰め

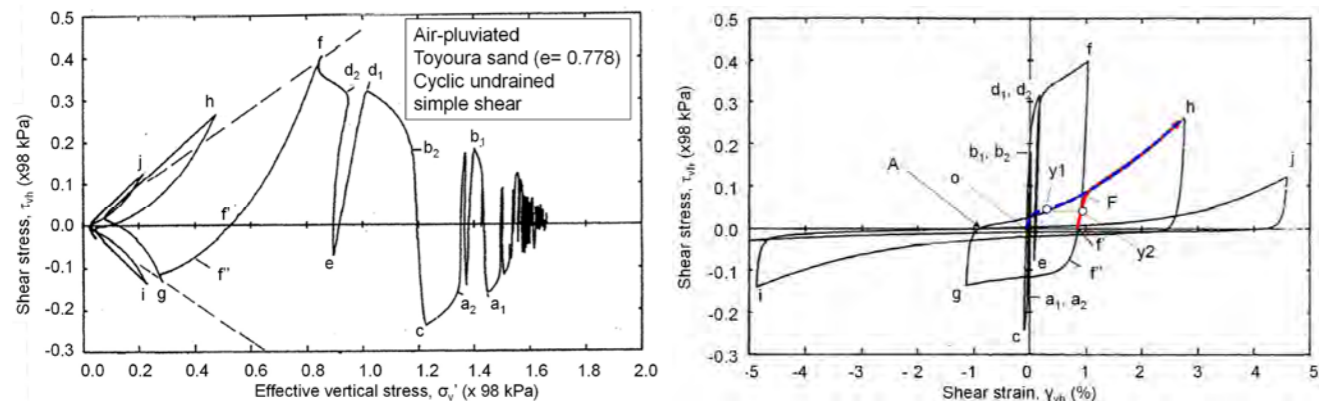


Pradhan, Tej B.S., Tatsuoka, F. and Sato, Y. (1988), "Undrained stress strain behavior of sand subjected to earthquake wave loading", *Proc. of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol.3, pp.267-272.

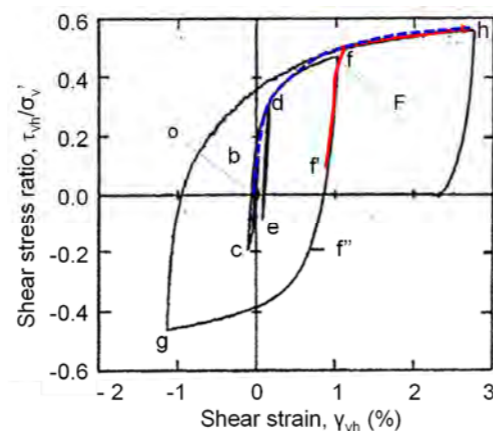


非常に複雑な $\tau_{vh} - \gamma_{vh}$ 関係!
直接構成モデルで再現するのは困難

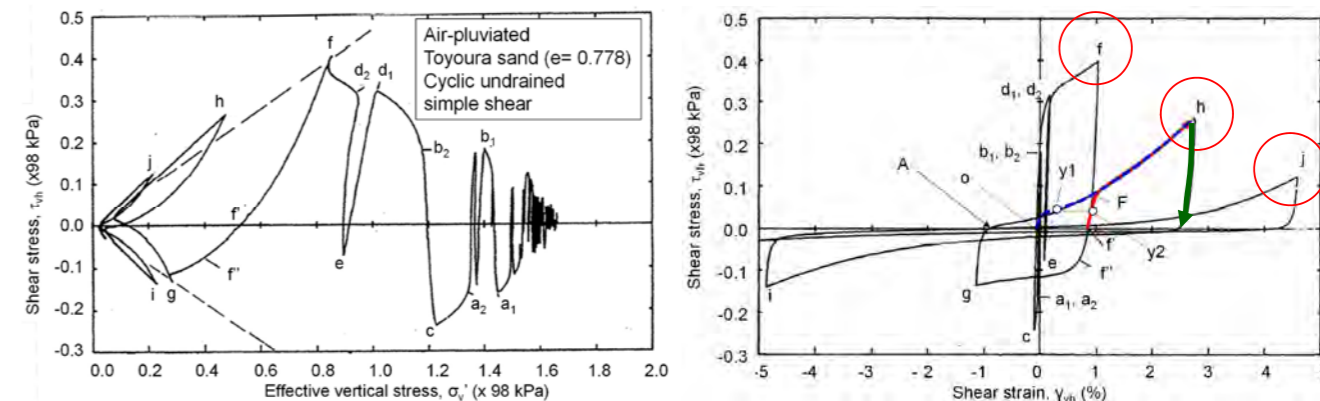
206



非常に複雑な $\tau_{vh} - \gamma_{vh}$ 関係！
 $\Rightarrow \tau_{vh}/\sigma'_v - \gamma_{vh}$ 関係は、非常に明快な弾塑性特性を示す
 $\Rightarrow \tau_{vh}/\sigma'_v$ が従前の最大値を超えたら明確な降伏が開始し、現在のピーク応力状態 (例、point h) でのひずみ γ_{vh} は、降伏前の荷履歴 $f \rightarrow y2 \rightarrow F$ 、および、それまでの繰返し荷履歴に関係なくなる

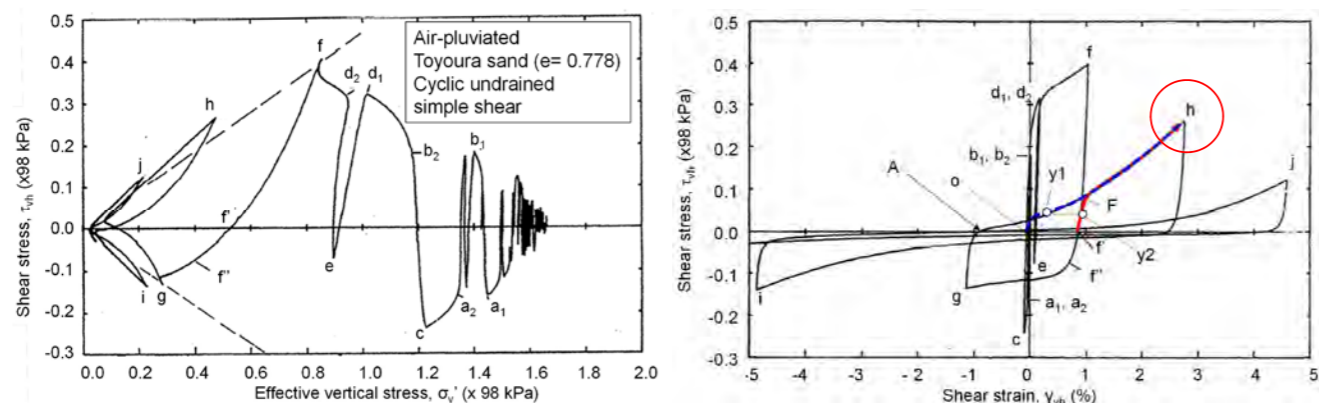


207

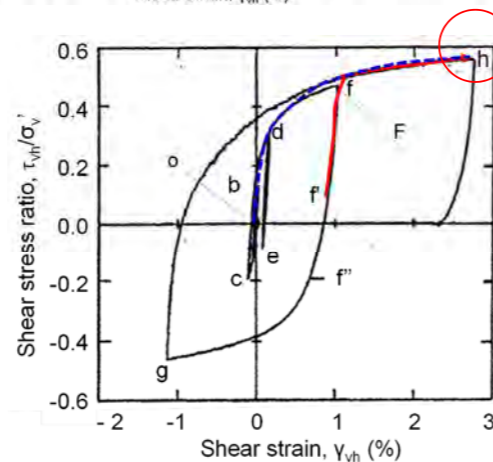


降伏後に発揮された τ_{vh}/σ'_v がピークになっている点でのひずみ γ_{vh} は、除荷後の残留ひずみと見なして良い

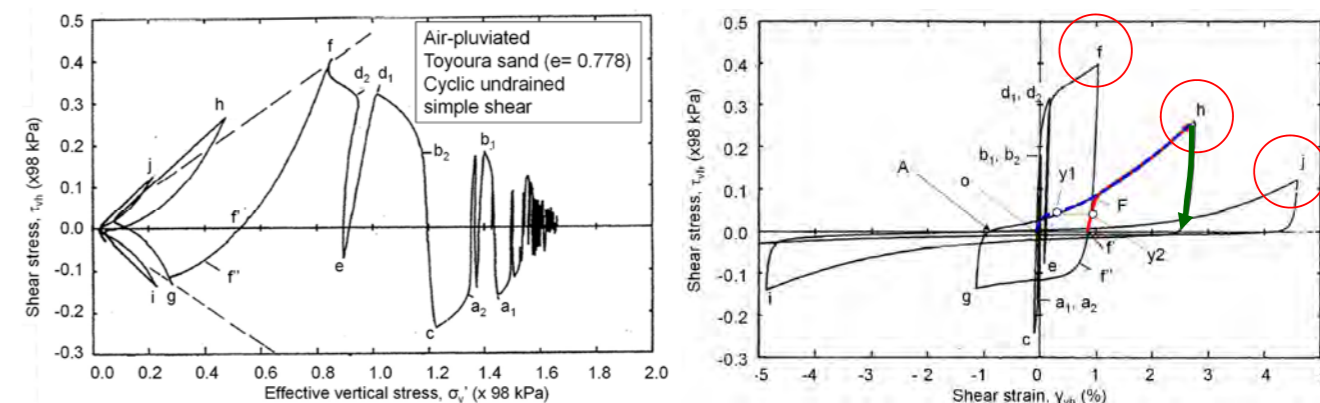
209



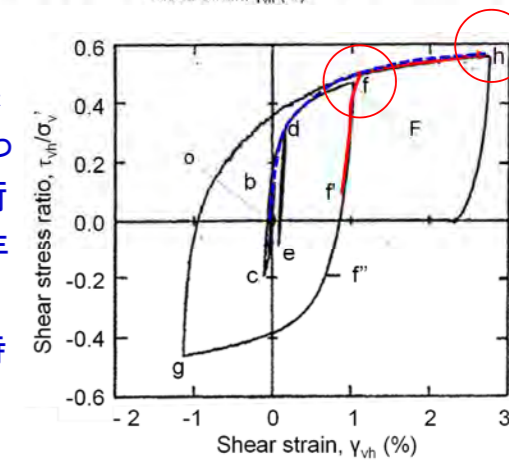
\Rightarrow 現在 (例えば point h) のひずみ γ_{vh} は、降伏前の荷履歴 $f \rightarrow y2 \rightarrow F$ 、および、それまでの繰返し荷履歴に関係なくなる
 \Rightarrow 現在 (例えば point h) のひずみ γ_{vh} は、原点からの単調荷での $\tau_{vh} - \gamma_{vh}$ 関係 $o \rightarrow y1 \rightarrow F \rightarrow h$ に現在の τ_{vh} の値を代入すれば求まる



208

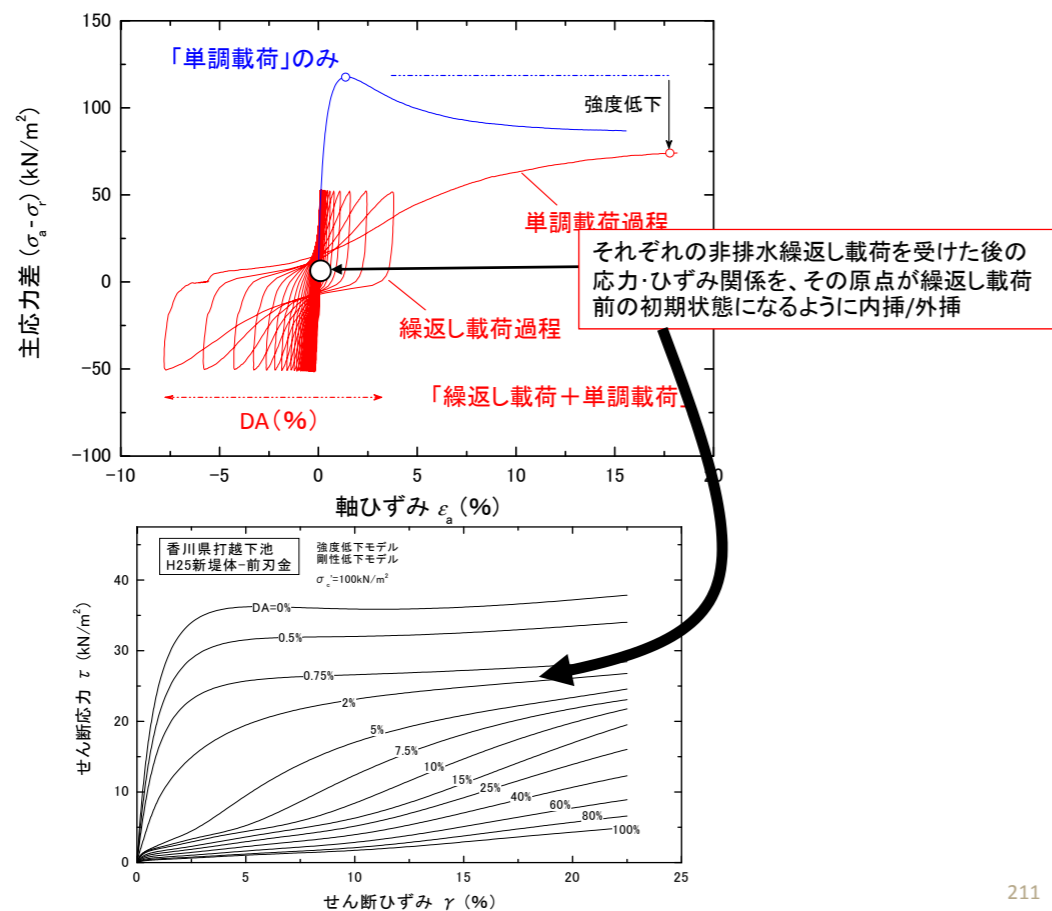


- 仮に、地震荷重によるせん断応力 τ_{vh} の時刻歴が求まっていれば、それぞれのピーク応力状態の土構造物の変形は、非排水繰返し荷によって劣化してゆく「それぞれの原点 o から単調荷による $\tau_{vh} - \gamma_{vh}$ 関係」を用いた一連の準静的非線形 FEM 解析によって求まる
- 全応力法での非線形 FEM 解析で得られた τ_{vh} の時刻歴は、通常は設計では安全側：ある程度規模以上の土構造物の初期固有周期は、通常地震動の卓越固有周期よりも長いから

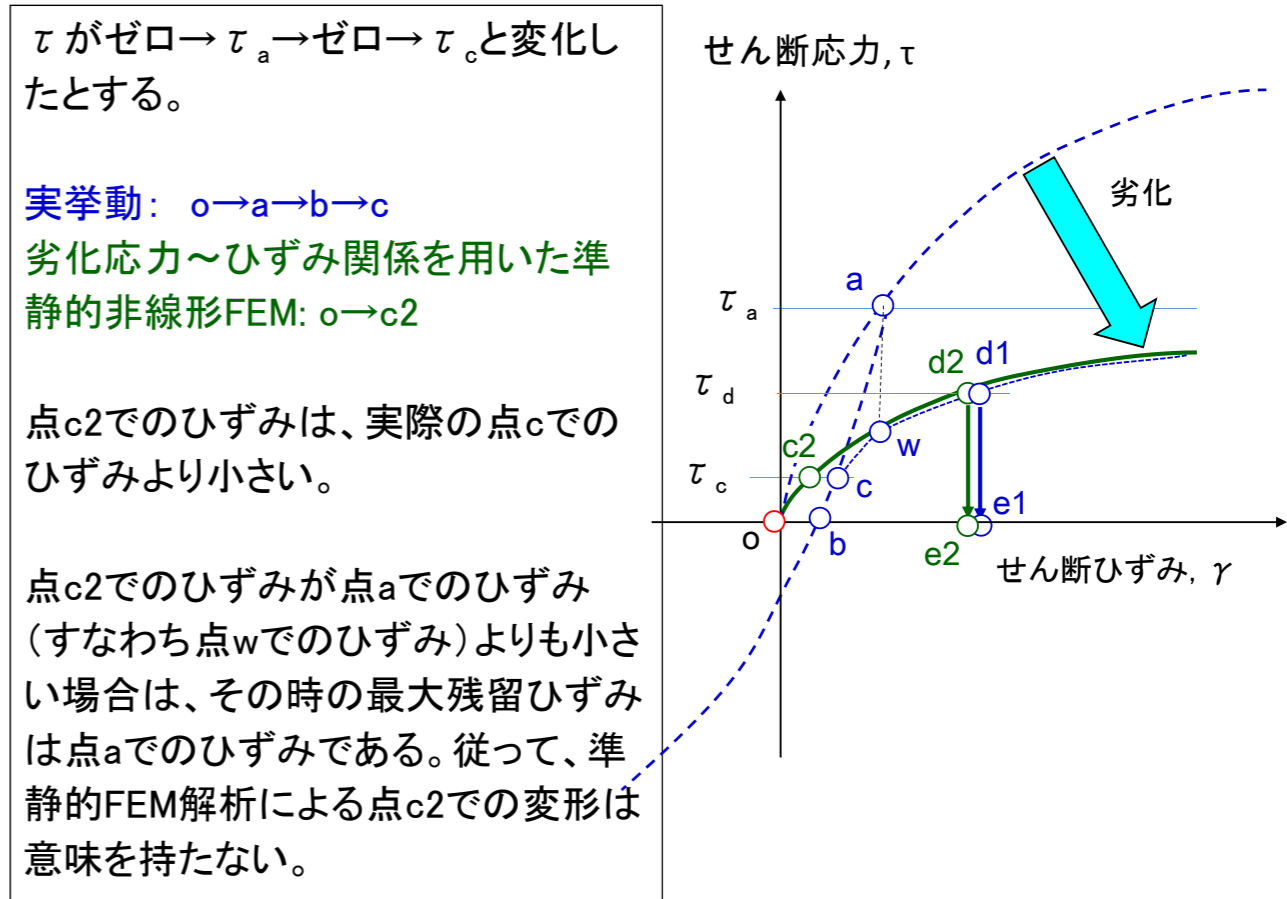


210

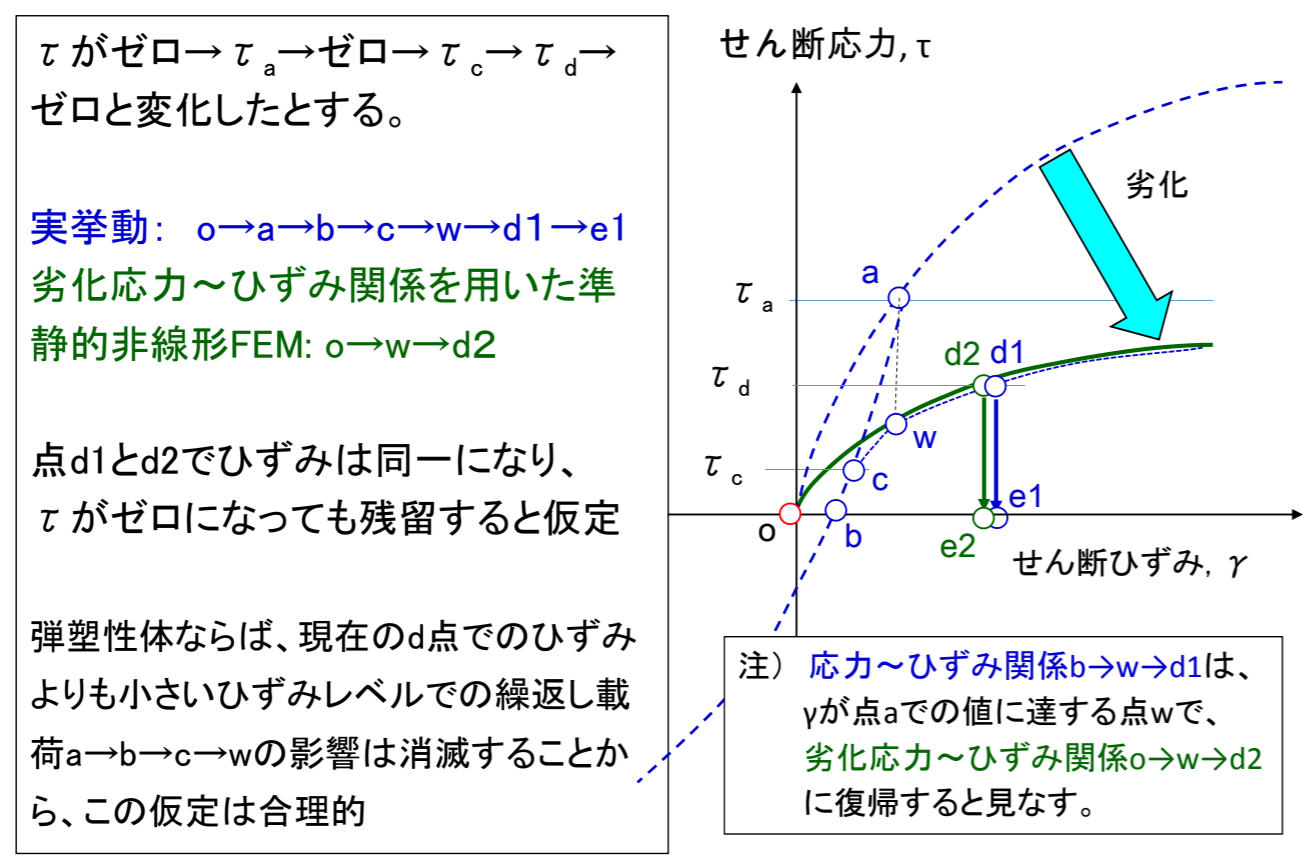
非排水繰返し载荷によって劣化してゆく応力~ひずみ関係を求めた例



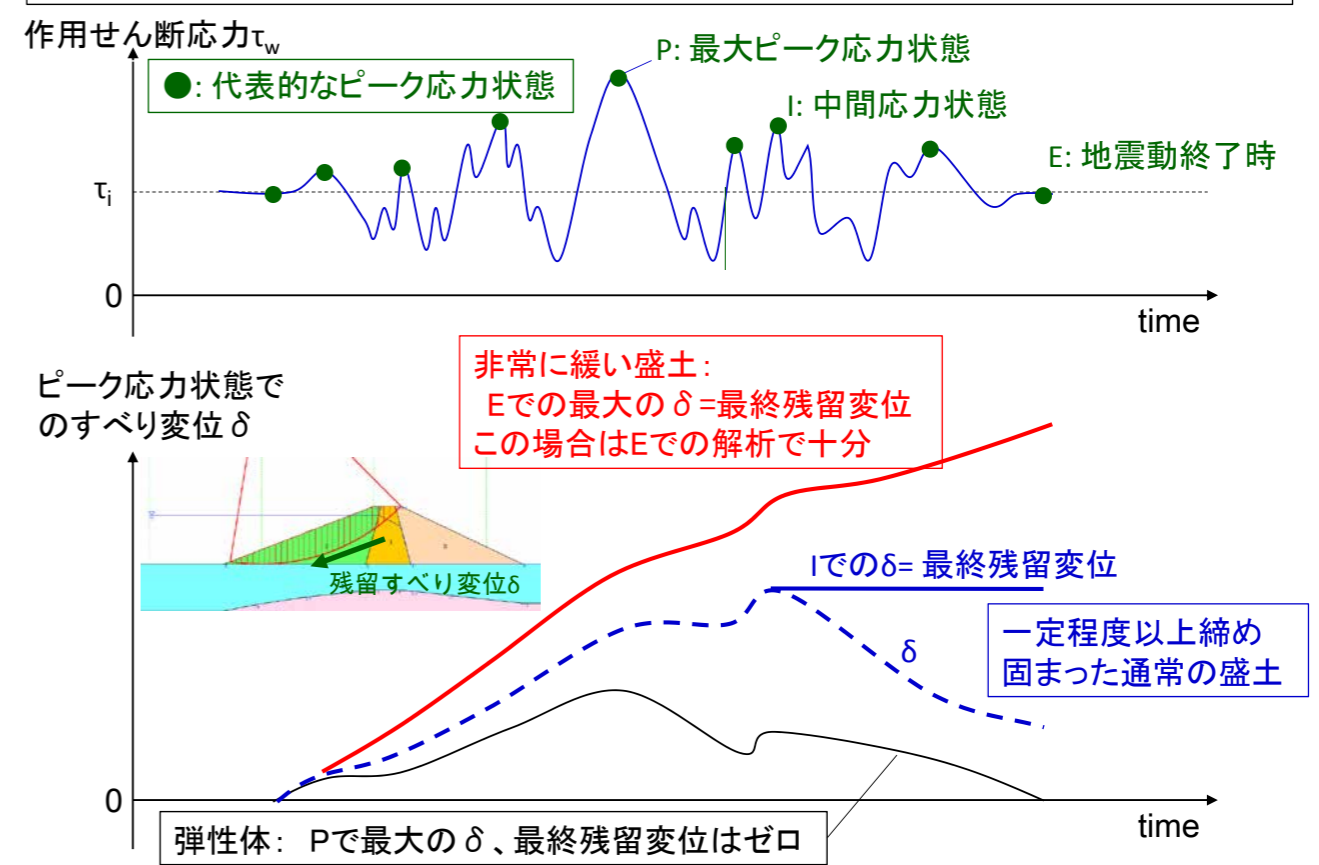
劣化してゆく応力~ひずみ関係を用いるFEM解析と実挙動の関係



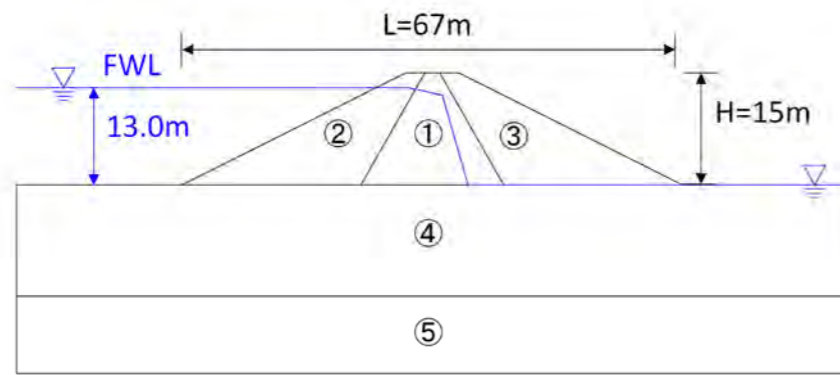
劣化してゆく応力~ひずみ関係を用いるFEM解析と実挙動の関係



非排水繰返し载荷によって劣化してゆく応力~ひずみ関係を用いる準静的非線形FEM解析による残留変形



解析事例

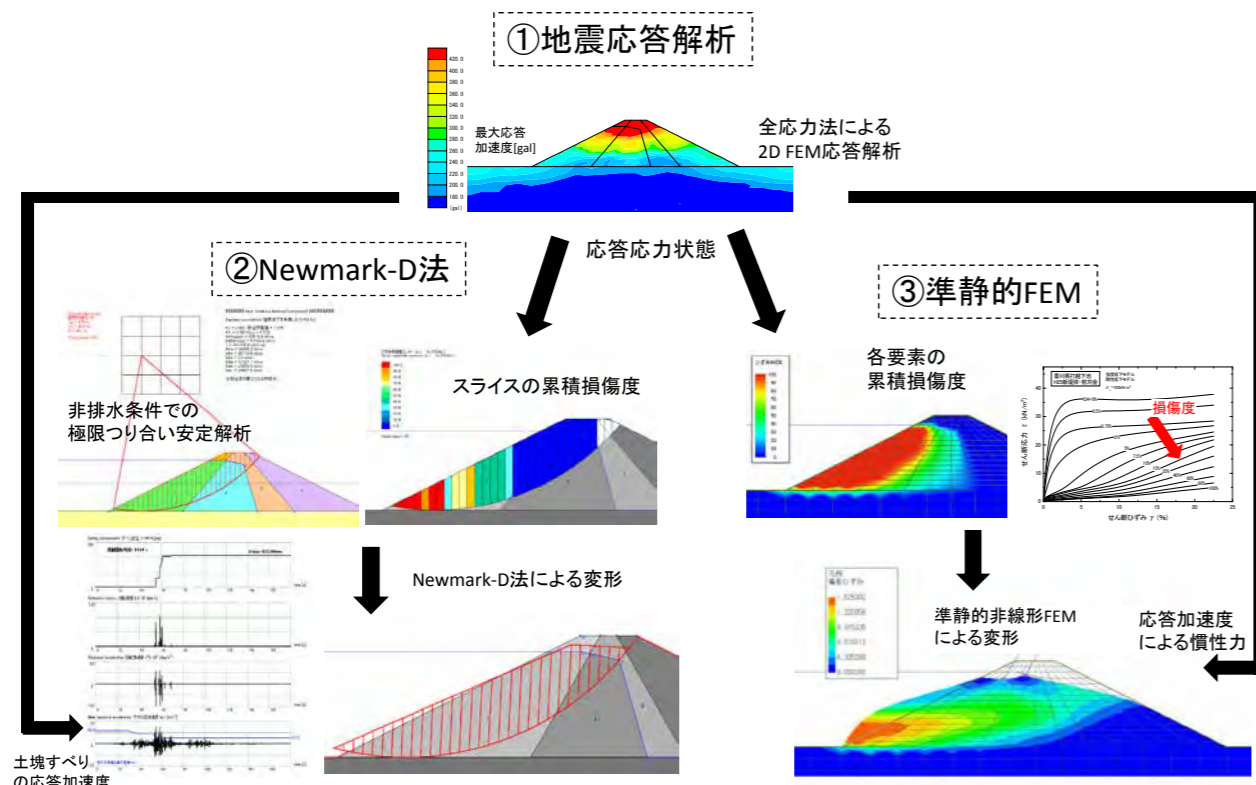


地層	Dc (%)	γ_t (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C_{u0} (kPa)	Φ_{u0} (°)	G_0 (MPa)	Poisson ν	間隙率 n
①	95	18.2	19.8	45	20	60	0.3	0.402
②	90	17.2	19.2	15	25	52.5	0.3	0.433
③	85	16.3	18.7	4	32	42.5	0.3	0.465
④	--	21.0	21.0	37	31.5	120	0.45	--
⑤	--	21.0	21.0	37	31.5	180	0.45	--

⇒ 単純化した新設ダム の例 (断面は福島県藤沼ダム副堤、堤体材料は銚田砂*)

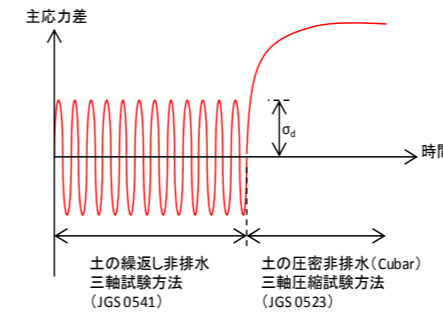
*上野ら(2014): 飽和度の非排水繰返し載荷による強度低下率に対する締固め度の影響、第49回地盤工学研究会発表会、北九州、1395-1396. 215
龍岡ら(2015): 第27回盛土の地震時残留すべり計算⑦、基礎工2015.09、79-83

- ①地震応答解析(非線形性を考慮した等価線形法、地震中に劣化しない等価剛性)
- ②Newmark-D法解析(地震中に劣化するせん断強度に基づく)
- ③準静的非線形FEM解析(地震中に劣化する非線形応力~ひずみ関係に基づく)



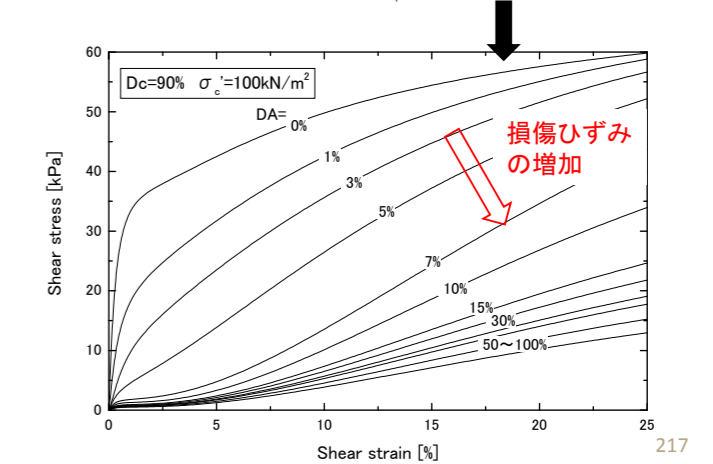
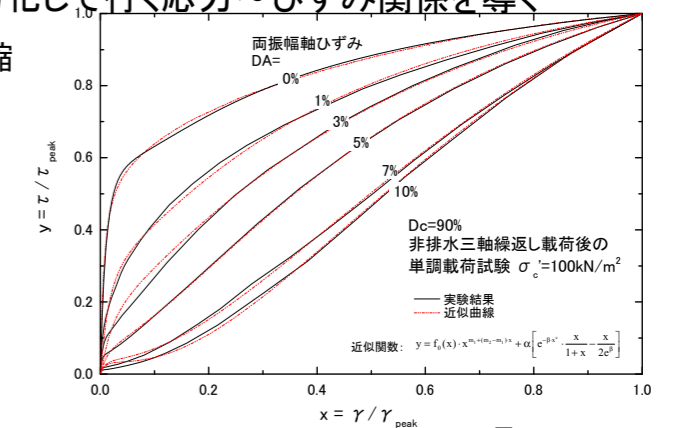
③ 準静的非線形FEM:
非排水繰返し載荷によって劣化して行く応力~ひずみ関係を導く

・非排水繰返し載荷後の非排水三軸圧縮 (Newmark法解析のために実施済)

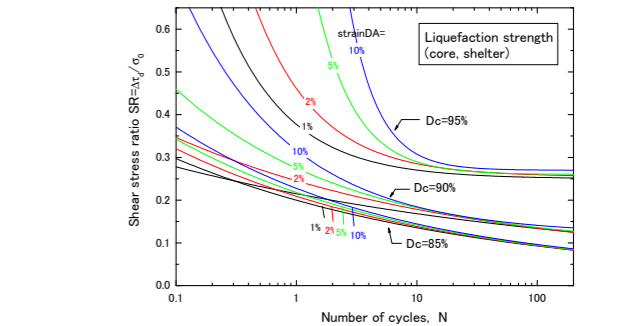
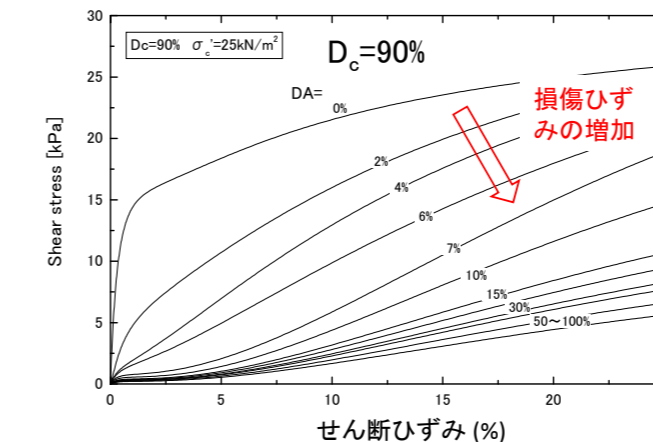
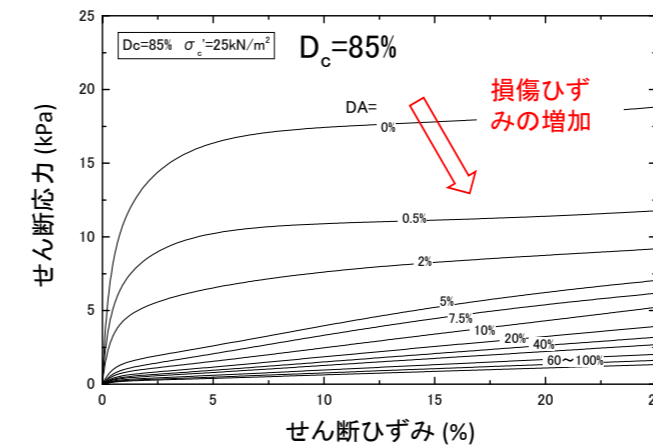


$$y = f_0(x) \cdot x^{m_1 + (m_2 - m_1) \cdot x} + a \left[e^{-b \cdot x^c} \cdot \frac{x}{1+x} - \frac{x}{2e^b} \right]$$

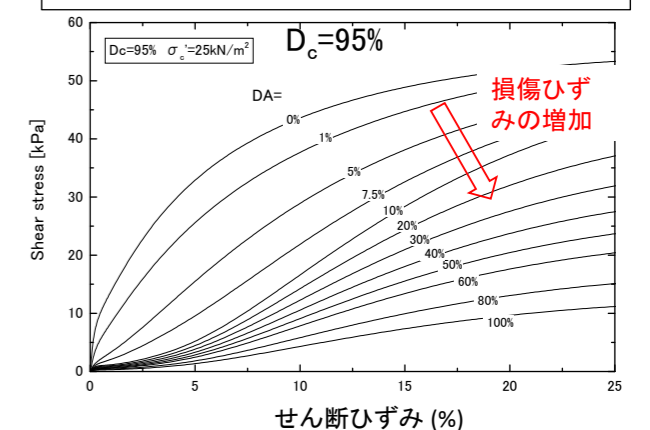
- ・ $y = \tau / \tau_{peak}$, $x = \gamma / \gamma_{peak}$: 正規化された応力とひずみ
- ・ $f_0(x)$: 基本となる一般双曲線法によるDA=0の時のy-x関係
- ・ τ_{peak} : Newmark D法による値と同じ

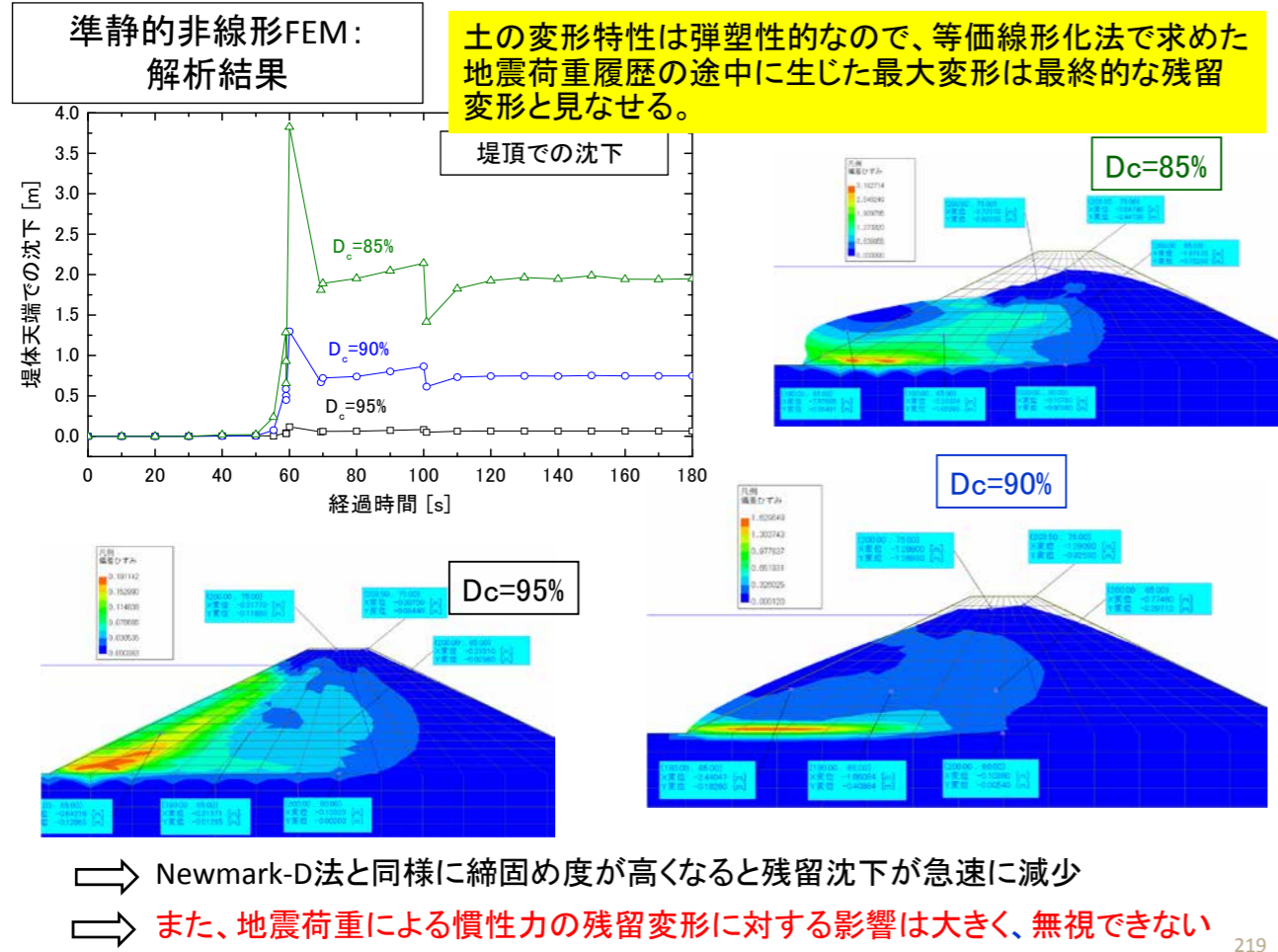


異なる締固め度での劣化応力~ひずみ関係の例



D_cが大きいくほど、初期非排水強度・剛性は大きくDAは小さいので、非排水繰返し載荷後も高い強度・剛性を維持



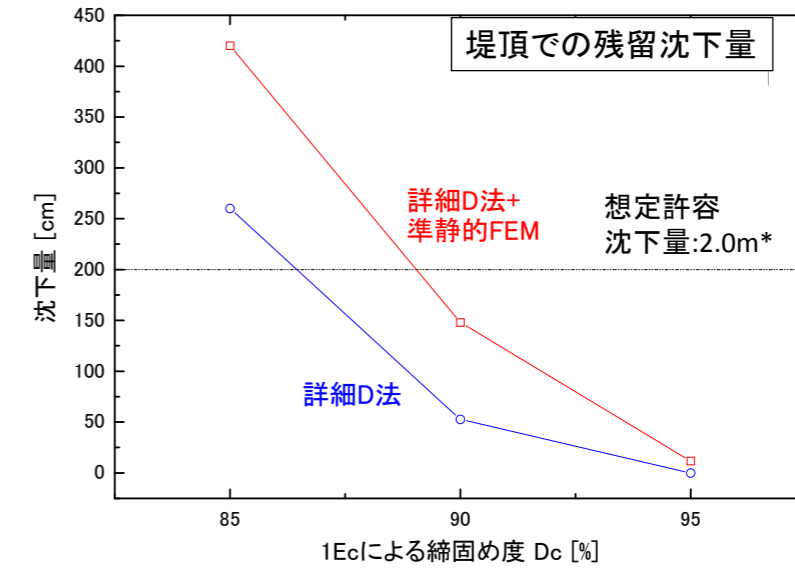
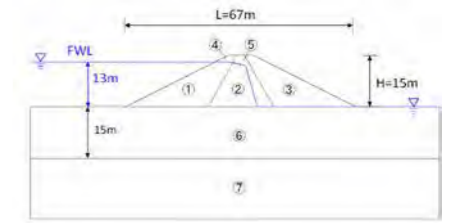


219

詳細ニューマークD法と準静的非線形FEMによる解析結果

同じ枠組み(累積損傷理論)で定式化した非排水繰返し荷重による剛性・強度の低下を考慮したNewmark-D法と準静的非線形FEMによる変位・変形の合算

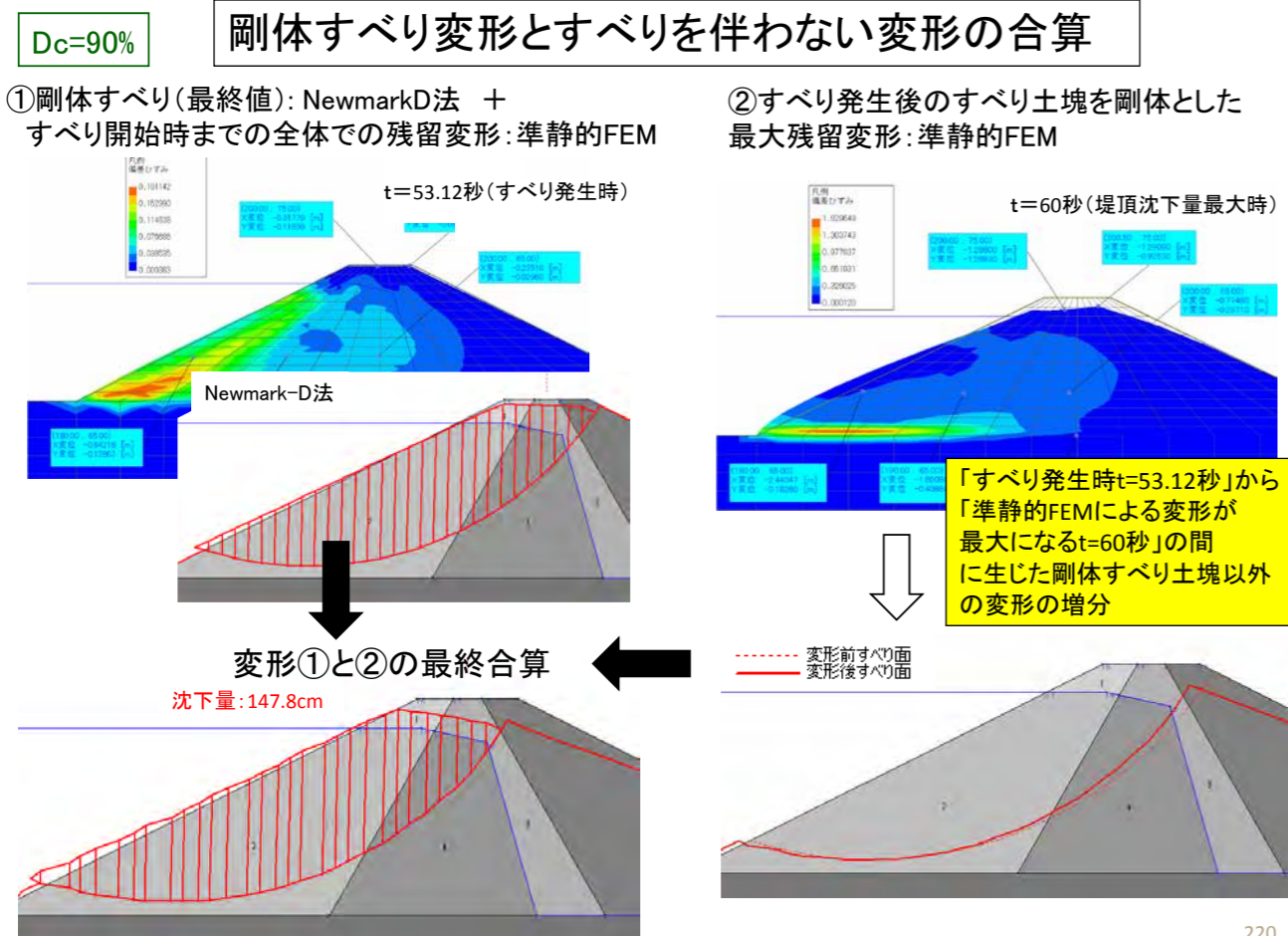
● 締固めの影響は非常に大きい



*堤頂高さと常時満水位との差

Duttine et al., (2016): 非排水繰返し荷重による土の剛性・強度の劣化を考慮したNewmark法と準静的FEMによる盛土の残留変形解析、第51回地盤工学研究発表会、岡山

221



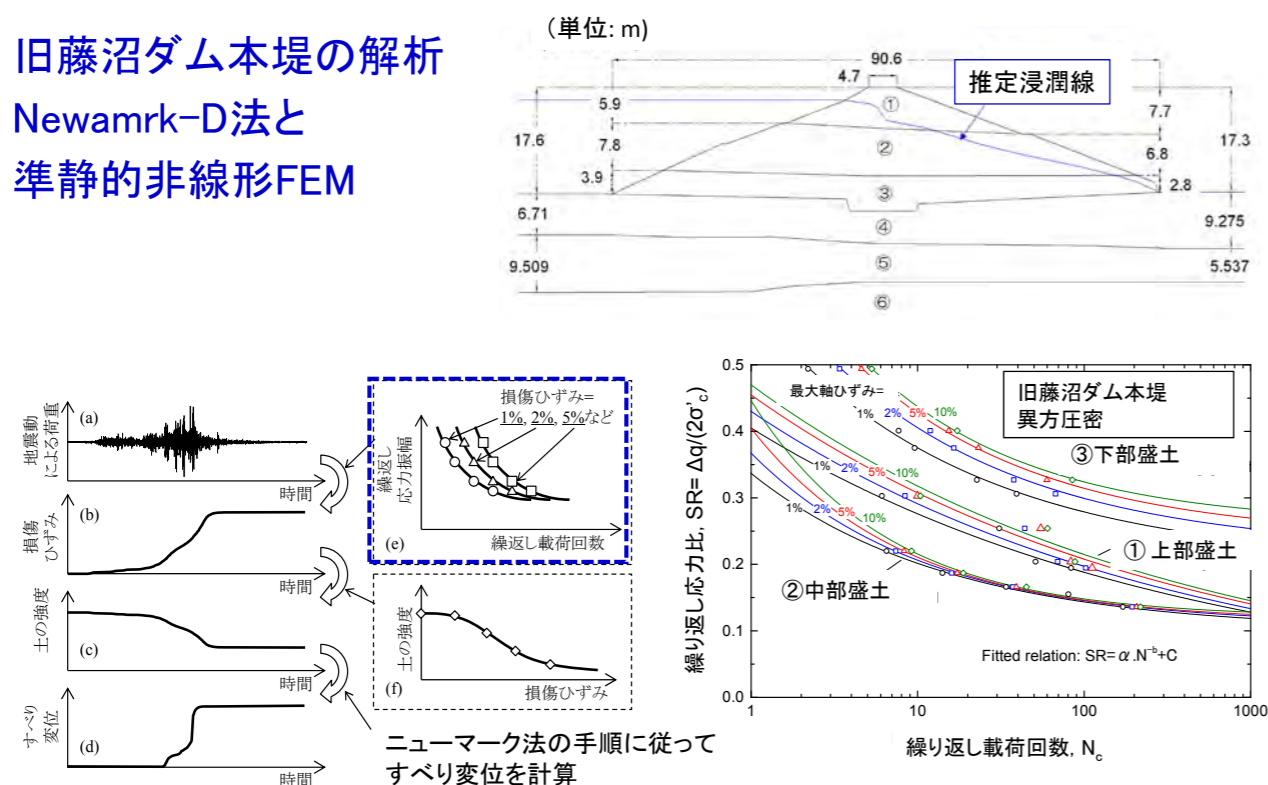
220

藤沼ダムの解析

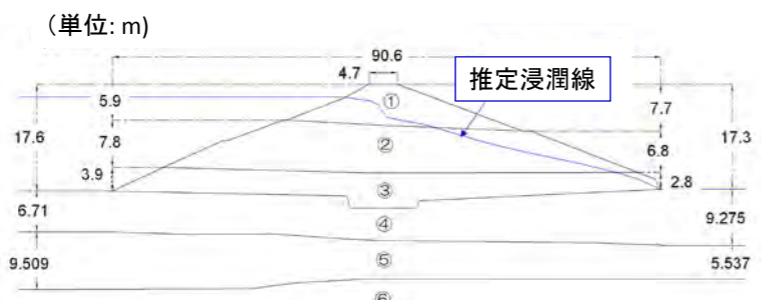
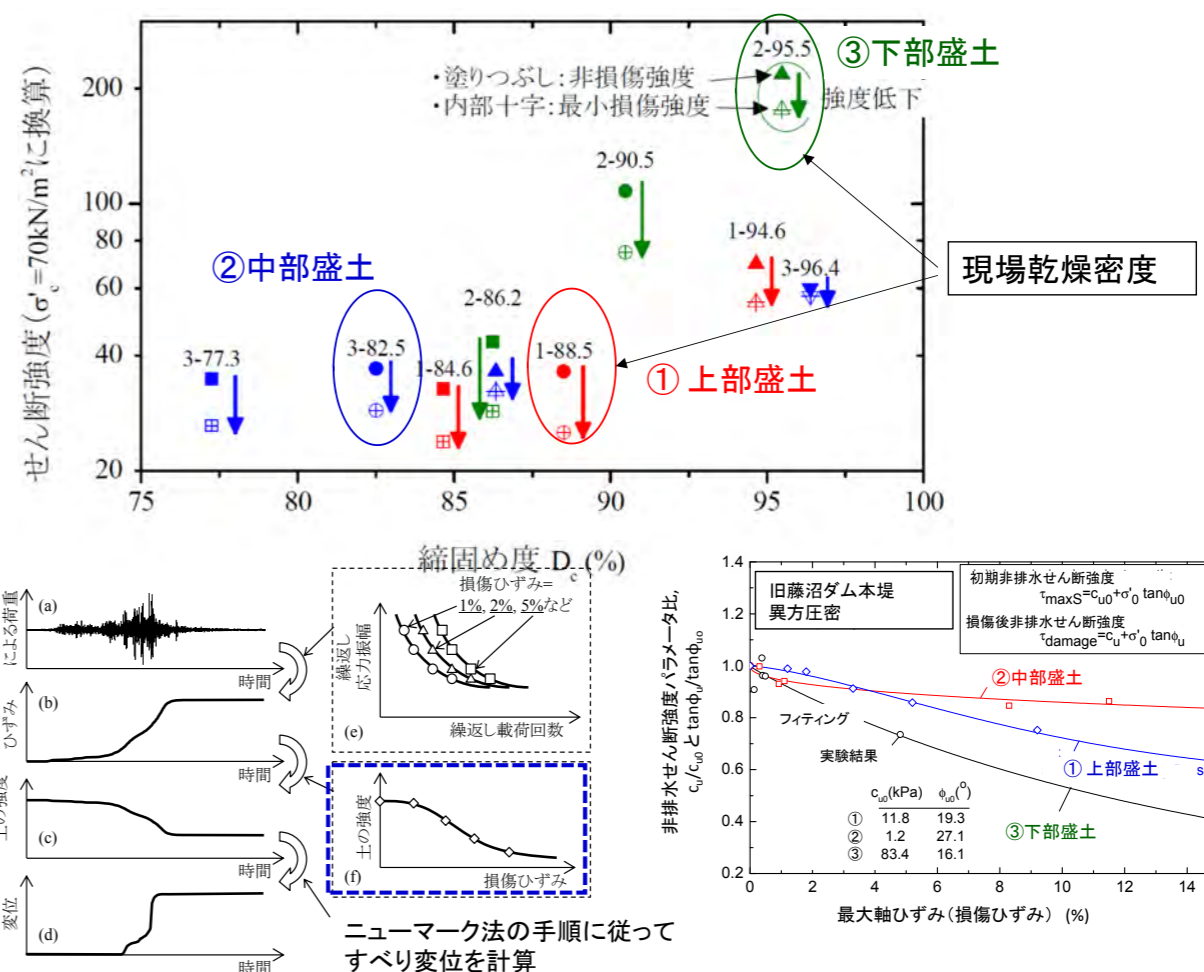
崩壊した本堤の解析

復旧のための設計段階の解析

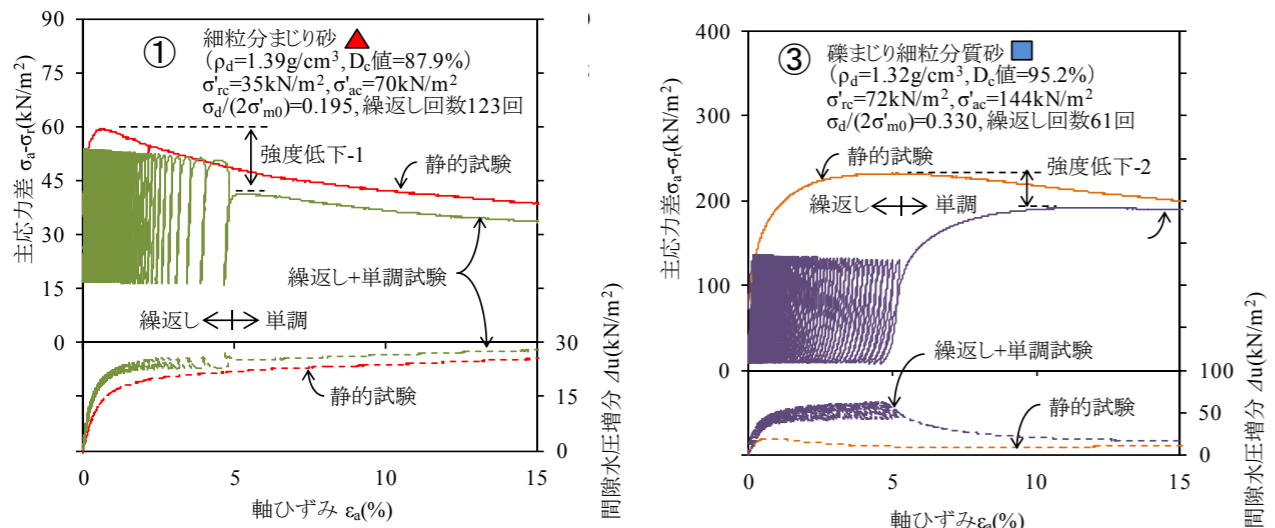
旧藤沼ダム本堤の解析
Newmark-D法と
準静的非線形FEM



上野和広, 毛利栄征, 田中忠次, 龍岡文夫(2013): ため池堤体土の非排水繰返し载荷の伴う強度低下特性, 第48回地盤工学研究発表会, 富山.
上野和広, 毛利栄征, 田中忠次, 龍岡文夫(2014): 飽和土の非排水繰返し载荷による強度低下に対する締固め度の影響, 第49回地盤工学研究発表会, 北九州.

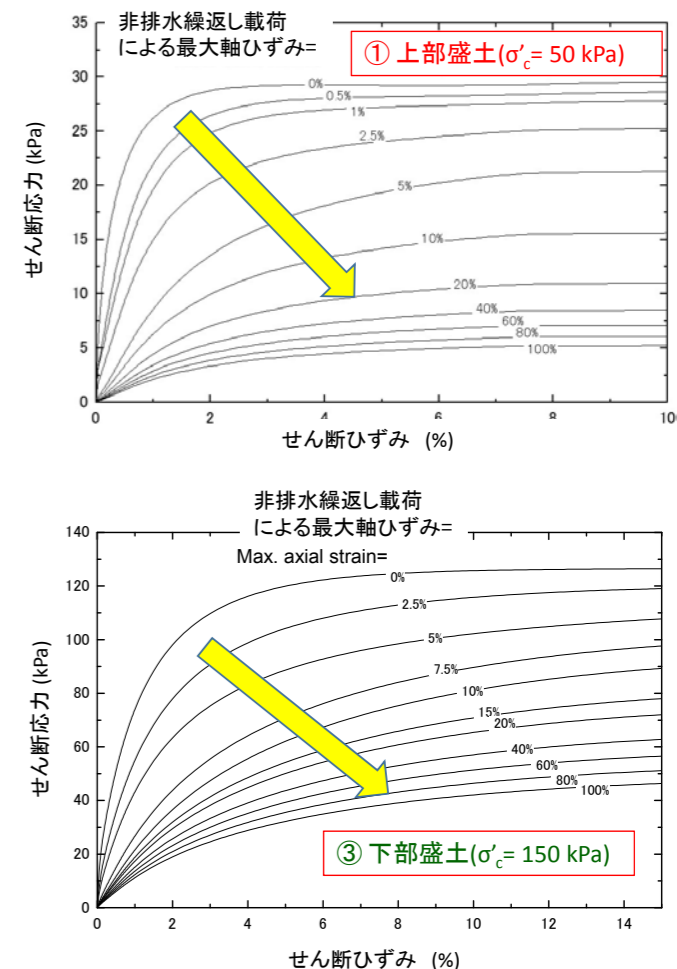


非排水繰返し载荷による非排水せん断強度の低下の実験例

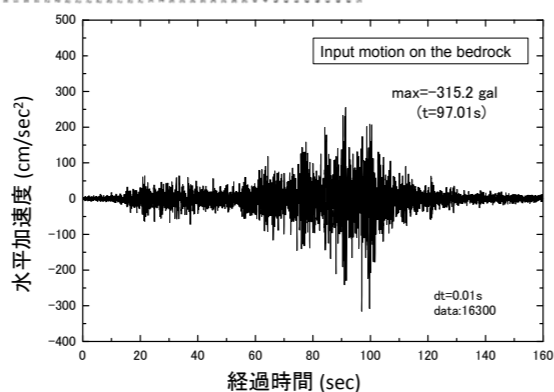
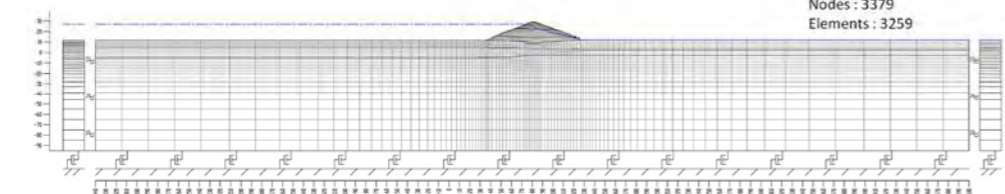
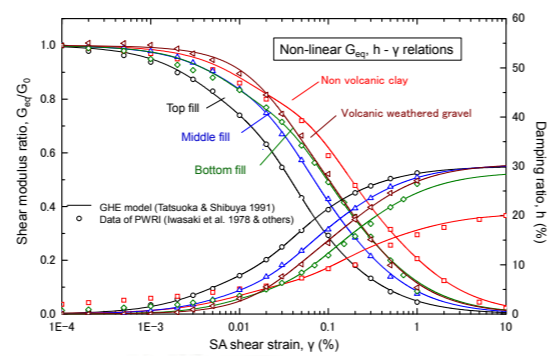
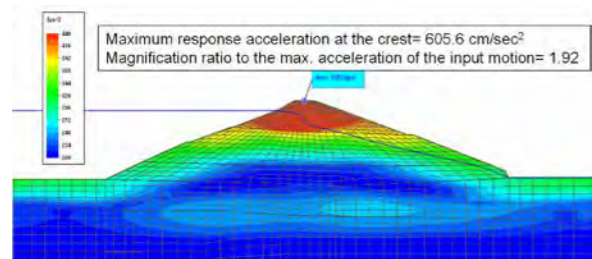


旧藤沼ダム堤体材料の
非排水せん断強度:

非排水繰返し载荷による劣化してゆく応力~ひずみ関係
→準静的非線形FEMによる剛体すべり変位を含まない残留変形の算定に用いる

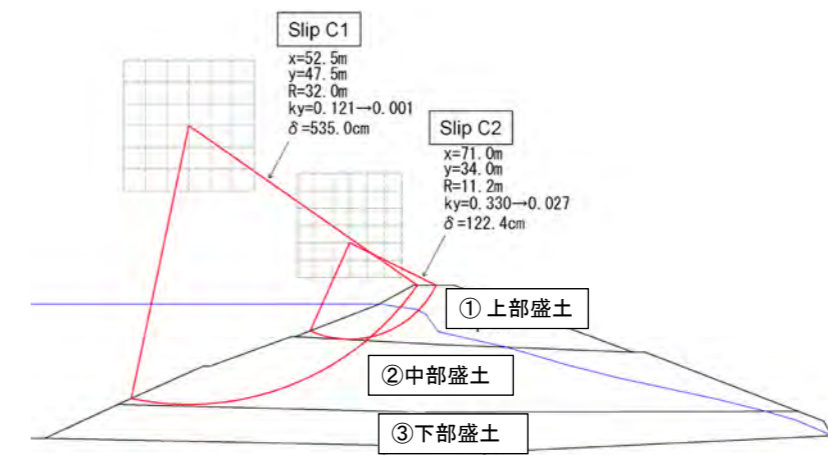


旧藤沼ダム等価線形FEM応答解析

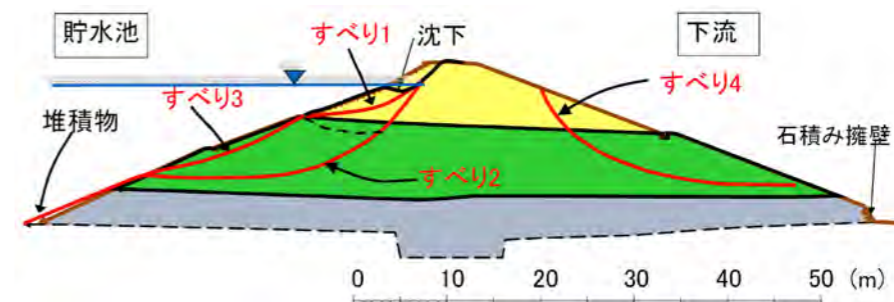


2011年東日本大震災時に藤沼ダム北東3 kmの長沼で観測された地表水平加速度記録を基盤入力に変換
●レベル2設計地震動と見なす

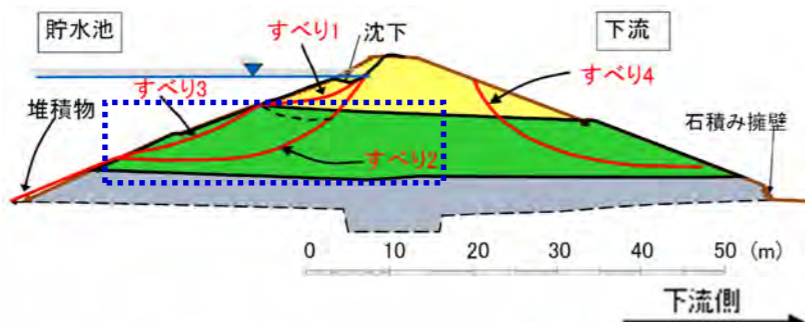
旧藤沼ダム本堤：等価線形FEM応答解析によって得られた地震時応力に基づく円弧滑り安定解析による二つの臨界すべり面 →実際のすべり面に類似



実際のすべり面



明瞭な円弧すべり破壊

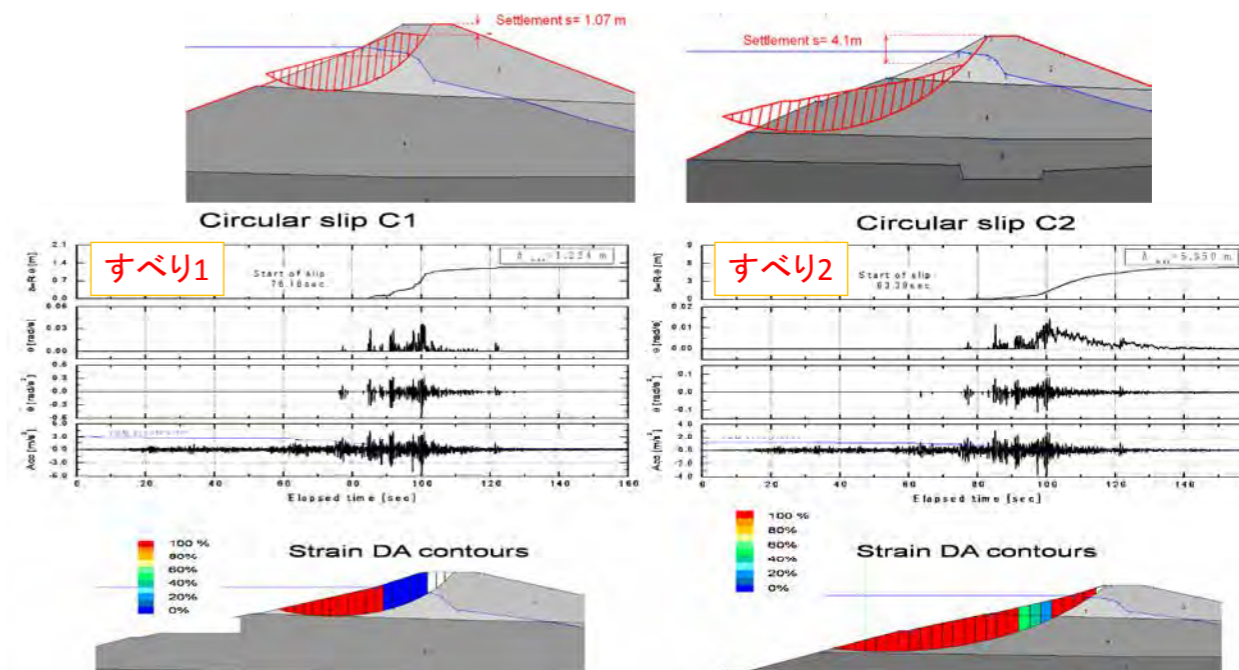
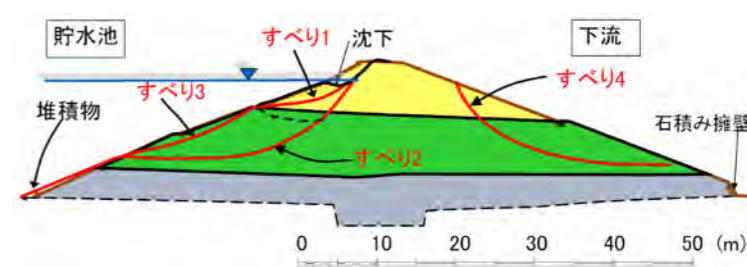


貯水池側



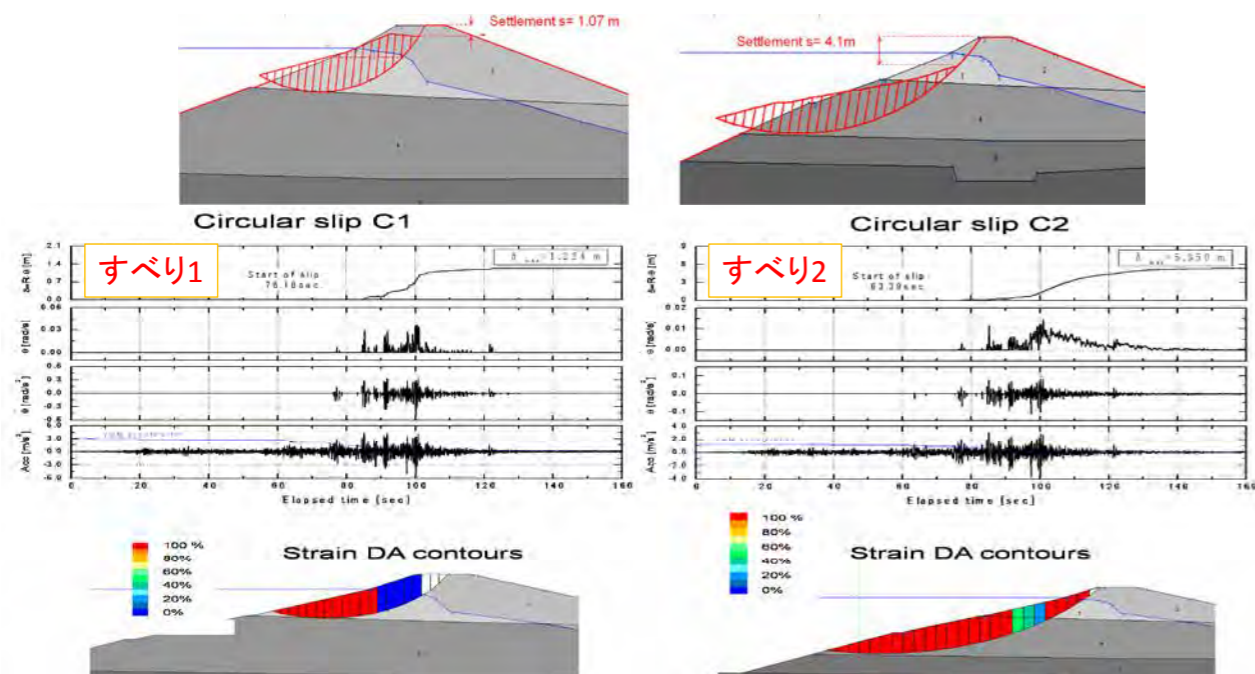
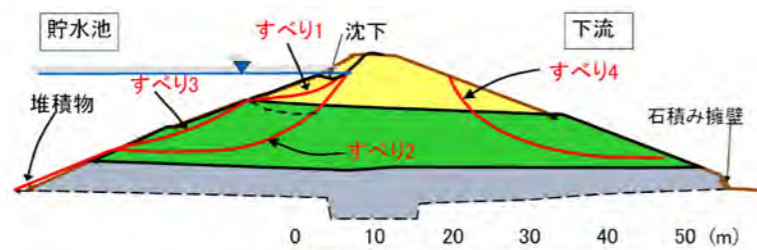
地盤工学会第二次提言

- 非排水繰返し载荷による劣化のために最大加速度時(t=97.01秒)の後ですべりは継続
- 最終的な天端沈下量 (5.35 m と 1.224 m): 非常に大きい

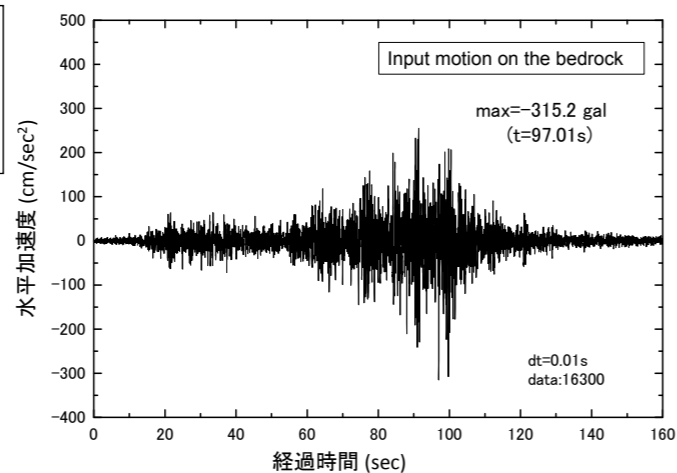
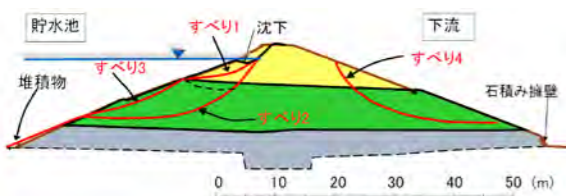


Newmark-D法

非排水繰返し载荷の影響を考慮することによって、はじめて藤沼ダムの崩壊が説明できた

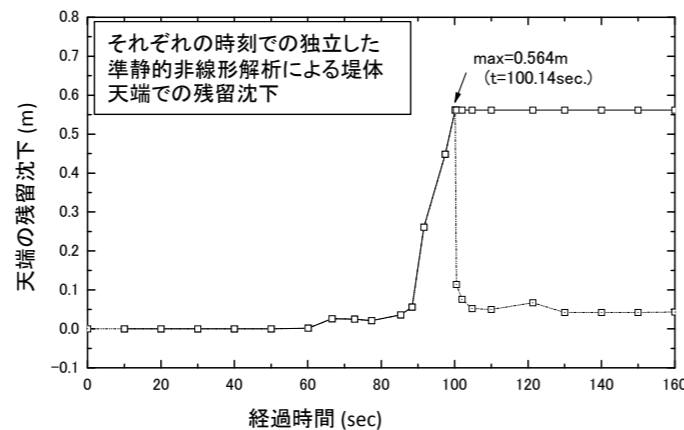


旧藤沼ダム本堤の非排水繰返し载荷による非排水強度・剛性の劣化を考慮した準静的非排水FEM



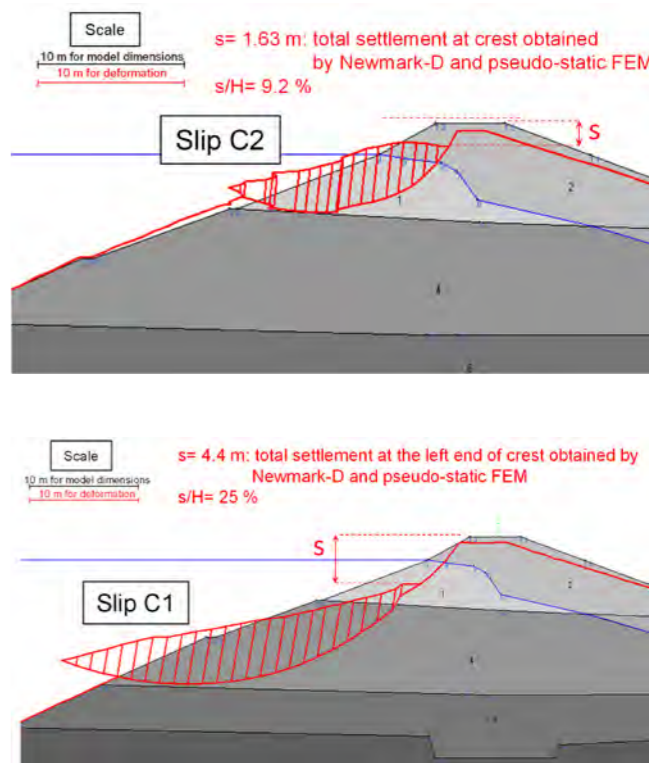
最大の残留変形(t= 100.14 s):

- 非排水繰返し载荷による非排水応力～ひずみ関係の劣化のために、最大加速度(t= 97.01 s)の後に生じる
- この最大残留変形から剛体すべりによる残留変形による分を差し引いてから、円弧すべりによる残留変形と合計する→最終的な残留変形



旧藤沼ダムの最終残留変形

すべりC1とC2が独立に生じた場合

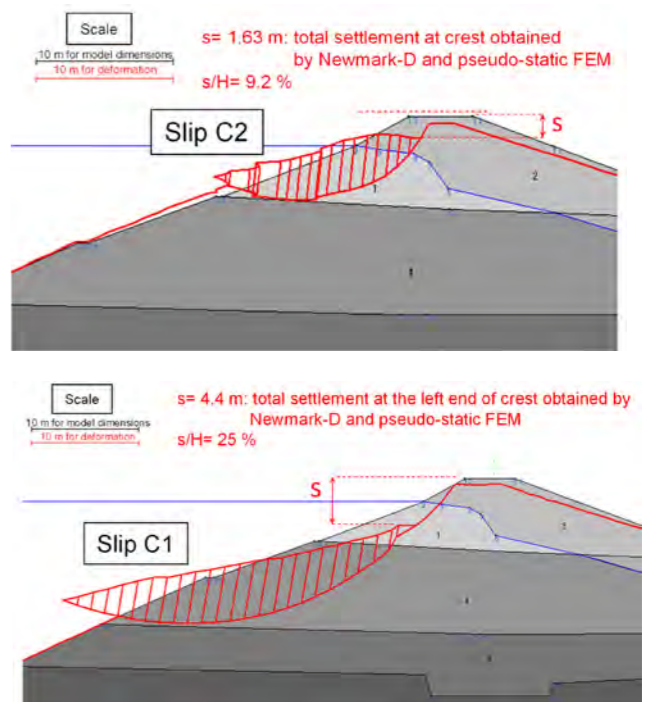
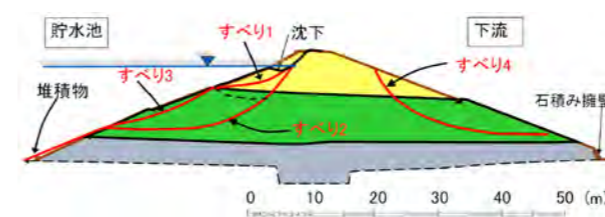


以下の二種類の残留変形の合計:

- 1) Newmark-D法による最終残留変形
- 2) 準静的非線形FEM解析による最終残留変形、以下の合計
 - 2a) 円弧すべりが開始するまでに堤体全体で生じた最大残留変形
 - 2b) 円弧すべりが開始した後にすべり面より下の領域で生じた最大残留変形

旧藤沼ダムの最終残留変形

すべりC1とC2が独立に生じた場合



実際には、すべりC1とC2の両方が生じた→残留天端沈下量は次の二者の合計

(**5.57 m**):

- すべりC1による”すべり変形”と”C1が生じた場合のFEM解析による残留変形”の合計(= 4.4 m)
- すべりC2による残留変形 (= 1.07 m)

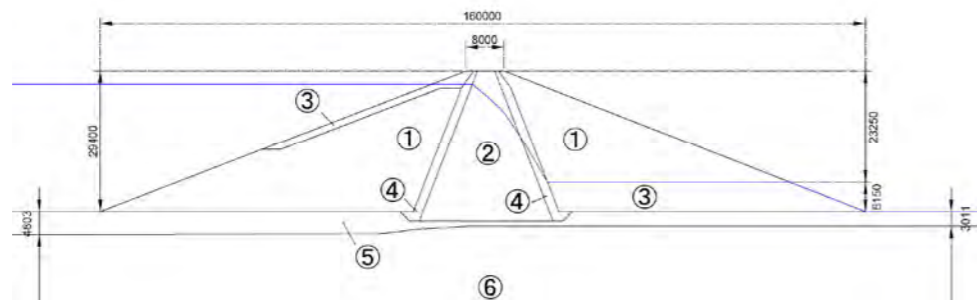
5.57 m: 実際の流動的崩壊と整合

藤沼ダムの解析

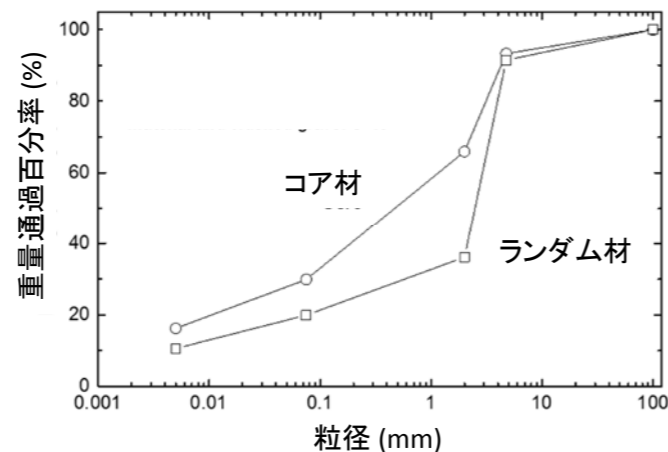
崩壊した本堤の解析

復旧のための設計段階の解析

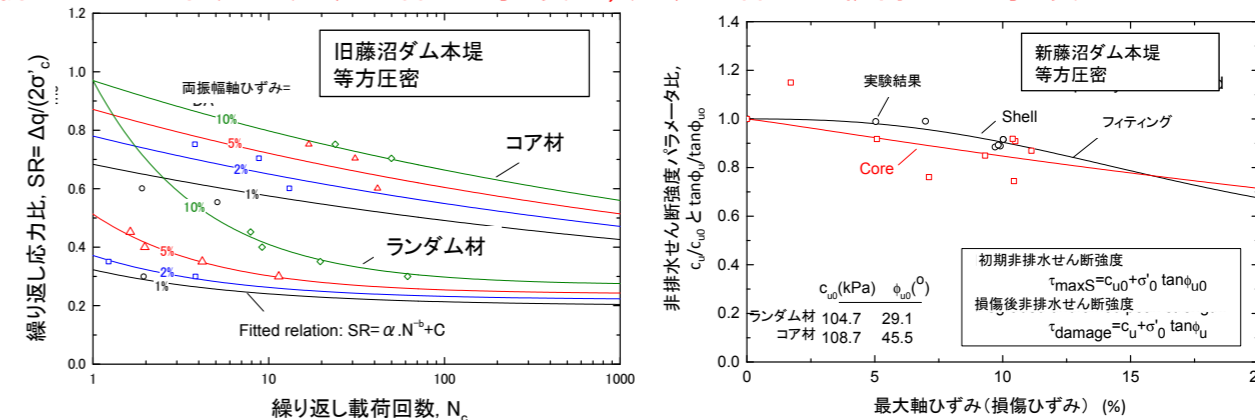
新藤沼ダム本堤の解析: Newmark-D法



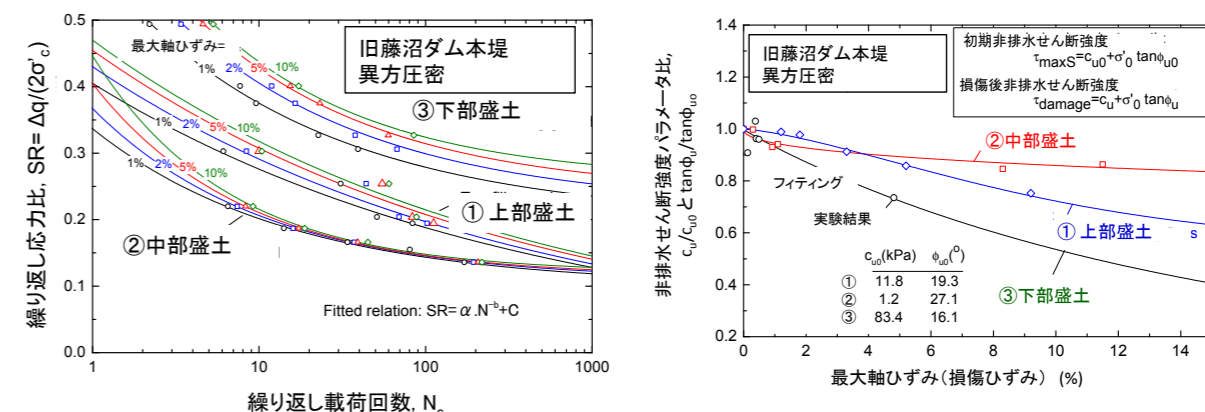
設計段階で想定した盛土材料
(実際の工事での盛土材料は若干異なる)



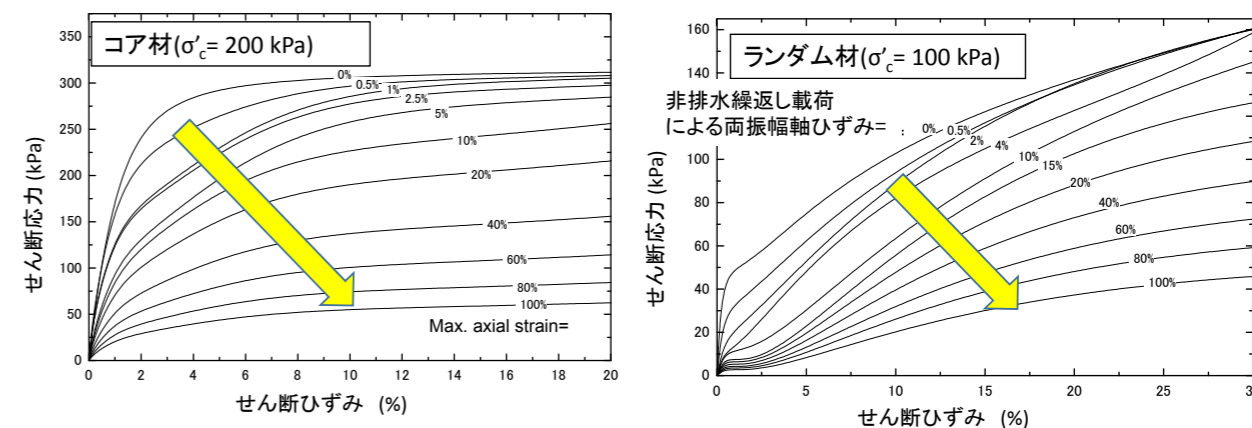
新藤沼ダム本堤: 非排水繰返し強度大, 非排水繰返し载荷による強度低下率小



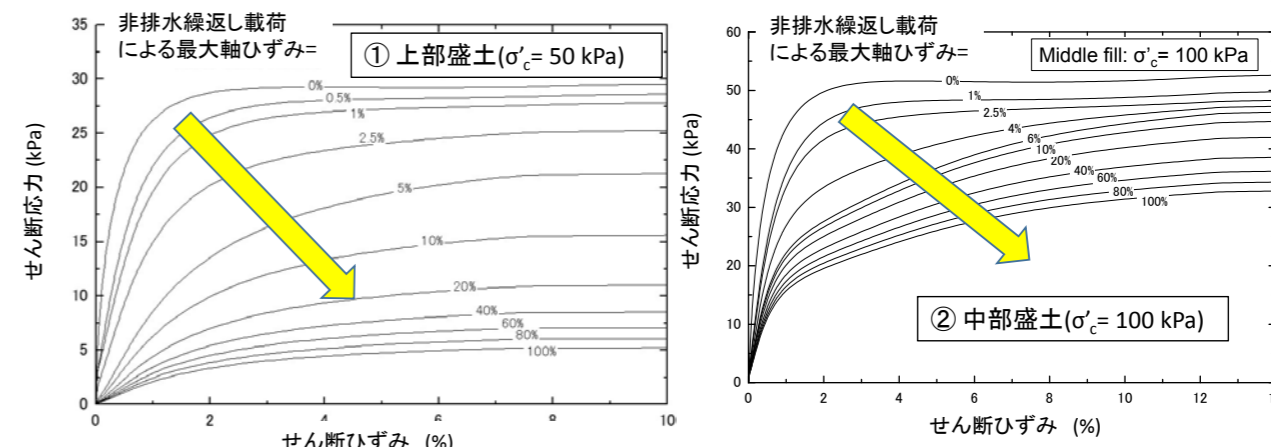
旧藤沼ダム本堤: 非排水繰返し強度小, 非排水繰返し载荷による強度低下率大



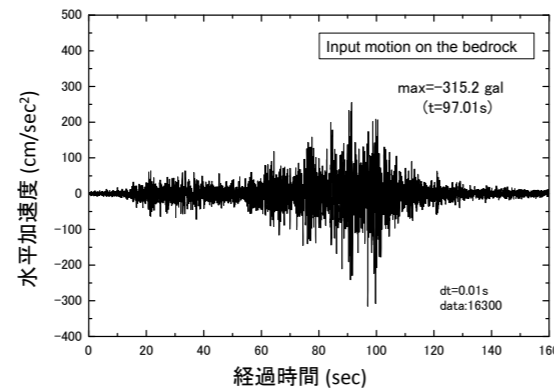
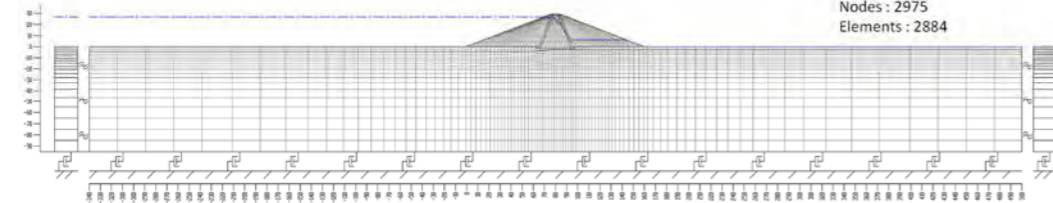
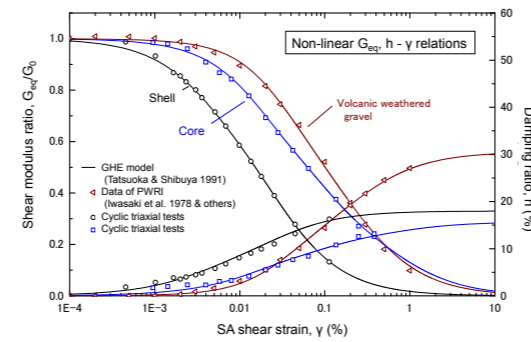
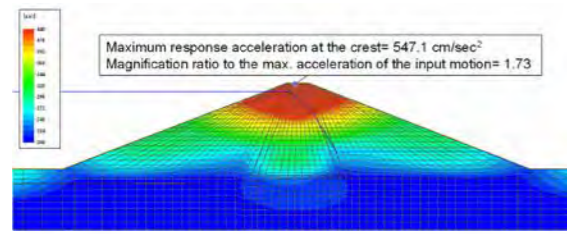
新藤沼ダム本堤: 初期非排水せん断強度大



旧藤沼ダム本堤: 初期非排水せん断強度小

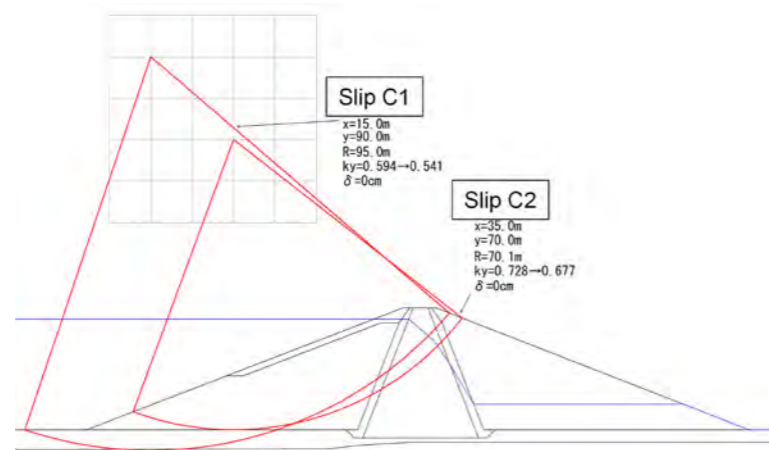


新藤沼ダム等価線形FEM応答解析



2011年東日本大震災時に藤沼ダム北東3 kmの長沼で観測された地表水平加速度記録を基盤入力に変換
●レベル2設計地震動と見なす

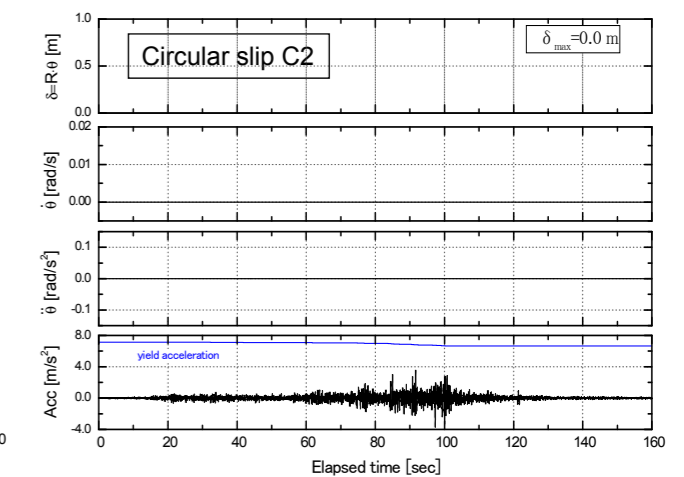
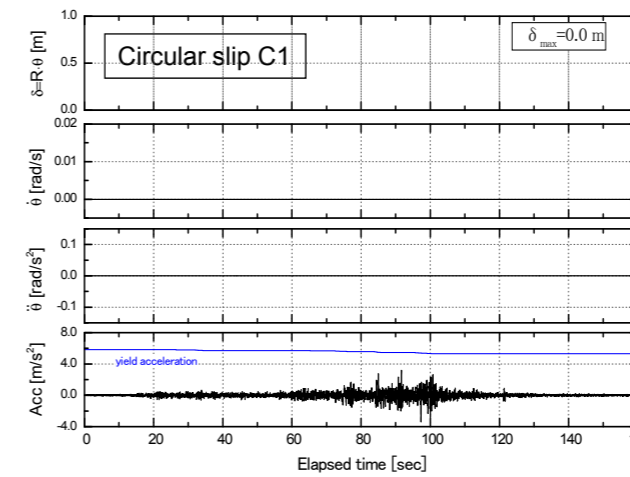
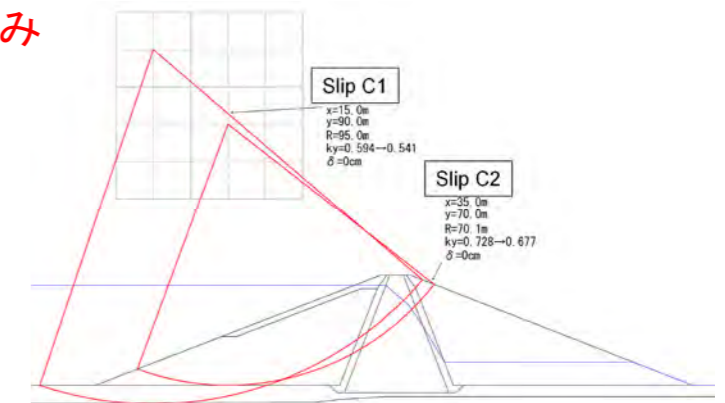
新藤沼ダム本堤：等価線形FEM応答解析によって得られた地震時応力に基づく円弧滑り安定解析による二つの臨界すべり面



すべりC1: 降伏震度 k_{hy} は初期値(0.594)から最終値 (0.541)に低下、しかし入力荷重よりも高い値を維持
すべりC2: 降伏震度 k_{hy} は初期値(0.728)から最終値 (0.677)に低下、しかし入力荷重よりも高い値を維持
→ いずれのすべりも生じない

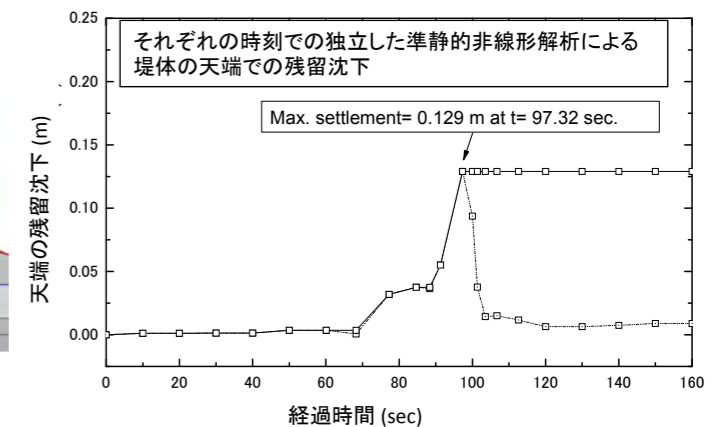
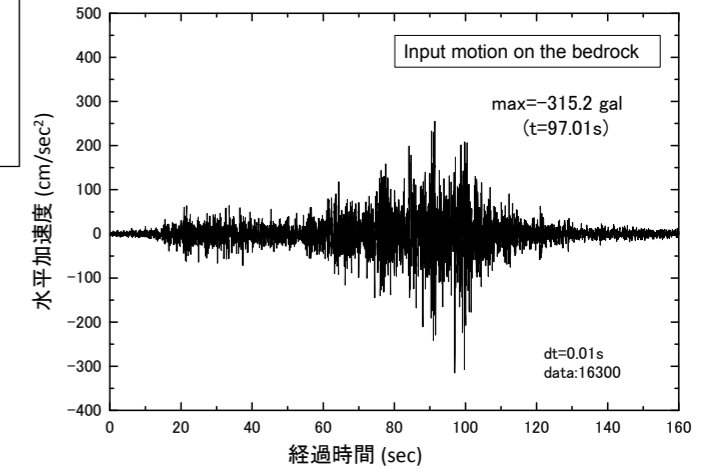
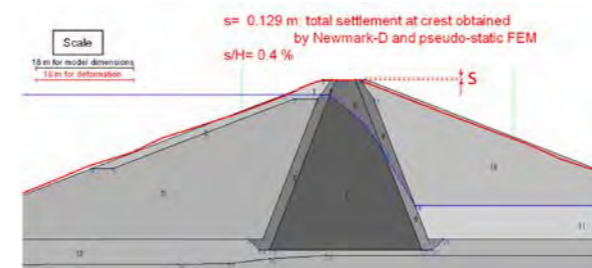
Newmark-D法による残留ひずみ

■ すべりは生じない



新藤沼ダム本堤の非排水繰返し載荷による非排水強度・剛性の劣化を考慮した準静的非排水FEM

堤体天端の残留沈下：
十分に小さい



1. 藤沼ダムの事例
2. 円弧すべり安定解析法の理論的基礎と実施に当たっての留意事項
 - 2-1. 混乱した現状
 - 2-2. 円弧すべり安定解析の基礎
 - 2-3. Fellenius法とは
 - 2-4. 地下水位・浸潤面と自由水位の考慮
 - ・浸透流がない場合
 - ・定常浸透流がある場合
 - 2-5. 地震力の取り扱い
 - 2-6. 異なる設計指針等での排水状態での安全率の式の比較
3. Newmark-D法と劣化剛性FEMによる盛土の地震時残留変形解析
 - 3-1. Newmark法の経緯
 - 3-2. 飽和土の非排水せん断強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮したNewmark-D法による剛体すべり解析
 - 3-3. 飽和土の非排水せん断剛性・強度の非排水繰返し载荷による劣化を考慮した準静的非線形FEMによる残留変形解析

243

土構造物の実務的な安定解析における諸課題(続き)

また、円弧すべり安定解析に基づくNewmark法による剛体すべり変位解析と準静的非線形FEM解析による連続体としての残留変形解析を説明した。実際の残留変位・変形は、両者による残留変位・変形を適宜合算して求める。

これらの方法は、地盤材料の変形・強度特性に関する特定の構成モデルに依拠しないで、できる限り一般的な力学の枠組みに従って構築されている。

飽和土では非排水繰返し载荷と締固めの影響を適切に考慮することが重要であることを説明した。

土構造物の実務的な安定解析における諸課題

斜面のスライス法による円弧すべり安定解析は、古典的な土質力学のテーマであり、今更議論の余地はないと通常考えられている。

しかし、実務では依然重要であるにも関わらず、設計指針類・教科書等で

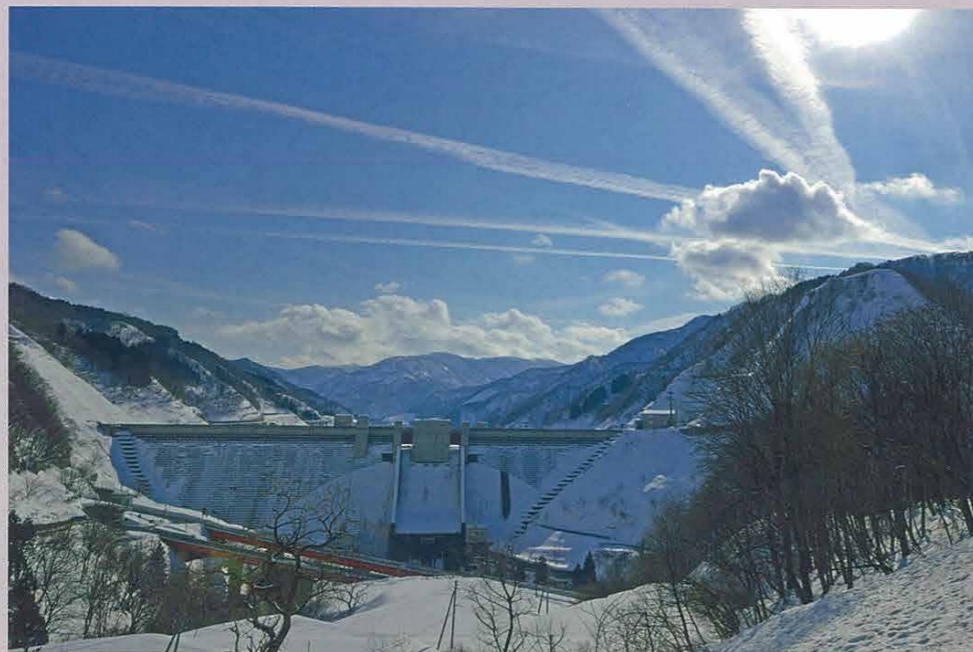
- ①スライス間土圧、
- ②スライスの上端面、鉛直境界面、底面に作用する間隙水圧、スライスに作用する浸透圧、斜面に作用する水圧、
- ③地震力、
- ④飽和土の排水条件、
- ④非排水繰返し载荷への非排水強度の影響等の取り扱い法が異なる式が示されている。しかも、その相違の説明が十分ではない。

今回、これらの問題を修正Fellenius法の枠組みで統一的に説明をして、適切に対処する方法を提示した

ダム技術

Engineering for Dams

JANUARY 2017 No.364 1



【論 説】

スライス法による円弧すべり斜面安定解析における諸留意点

東京大学、東京理科大学工学部 龍岡 文夫*
(株)複合技術研究所解析技術部 デュッティン・アントワン**

キーワード 安全率・円弧すべり・斜面安定解析・地震荷重・浸透流・スライス法・フェレンニウス法

1. はじめに

スライス法による斜面の円弧すべり安定解析法は古典土質力学の主要テーマの一つであり、「既に確立して今更新しい議論の余地はない」と一般に思われている。しかし、実務で用いられているすべり安全率の式は、フィルダム・ため池堤体、道路・鉄道・宅造盛土、河川・海岸堤防、港湾での水中盛土、自然斜面等の対象斜面が異なり所掌機関が異なると多種多様に異なっていて、機械的にこれらの式を適用すると適切な解析結果が得られないことがある。たとえば、フィルダム・ため池堤体の上流側斜面を対象とした場合は斜面前方の自由水面の存在が前提である式が示されている。一方、道路・鉄道・宅造盛土を対象とした場合は法面前方に自由水面が存在しないことを前提とした式が示されている。両者の式では、滑動モーメントの求め方が異なっている。また、スライス間の土圧の取り扱い方や斜面内の浸透流の影響の取り扱い方など、それぞれの式の前提・適用条件の説明が不十分な場合もある。さらに、スライス間の間隙水圧の取り扱い方や水平地震力の作用位置などに関して不合理な式が示されている教科書・指針類もある。これらのため、かなり混乱した状態のように見受けられる。この問題は、古くはSeedら¹⁾が指摘しているが、今日でも十分に解決されていないようである。

本報文では、様々な指針類・教科書等で示されている異なる式の背景・特徴と適用法の説明を試みる。なお、これらの詳細は他文献²⁾に示した。

2. 円弧すべり安定解析法での異なる仮定・設定

我が国の指針類に示されている式は殆ど「いわゆる

Fellenius 法」に基づいているので、この方法に限定して検討する。しかし、それらの式でも下で説明するように異なる仮定・設定が用いられている。以下、静水状態で常時の斜面（図-1）を基本にして説明するが、浸透流がある場合、水平地震力が作用する場合についても順次説明する。

極限つり合い法による斜面の安定解析における最も基本的な安全率は、すべり面の各場所での土のせん断強度に関する局所安全率：

$$F_i = \frac{\text{土のせん断強度 } \tau_{ni}}{\text{土に作用するせん断応力 } \tau_{wi}} \quad (1)$$

である。「すべり面に沿って土のピーク強度が同時に発揮されない」と言う意味での破壊の進行性を無視してすべり面に沿って F_i が一定であると仮定すれば、 F_i は次式で定義するすべり土塊全体のモーメントに関する安全率 F_{global} に等しい。

$$F_{global} = \frac{\text{すべり面に沿った総抵抗モーメント } M_r}{\text{すべり土塊全体の滑動モーメント } M_d} = \frac{R \cdot \sum (S_{ni})}{R \cdot \sum (S_{wi})} = \frac{\sum (S_{ni})}{\sum (S_{wi})} = \frac{\sum (\tau_{ni} \cdot l_i)}{\sum (\tau_{wi} \cdot l_i)} \quad (2)$$

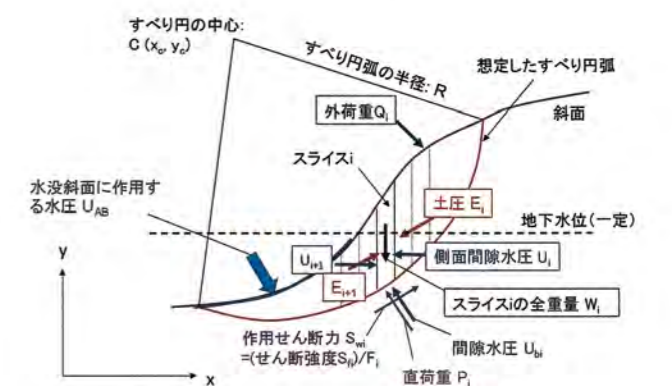


図-1 静水状態で常時の斜面の模式図

* 東京大学名誉教授、東京理科大学嘱託教授
** Ph.D. 博士（工学）、(株)複合技術研究所解析技術部長

S_{wi} は長さ l_i のスライス底面に作用するせん断力、 S_n はスライス底面で発揮できるせん断強度：

$$S_n = \tau_n \cdot l_i = c'_i \cdot l_i + P'_i \cdot \tan \phi'_i \quad (3)$$

である。 c'_i と ϕ'_i は、破壊包絡線を直線と仮定したモール・クーロンの破壊規準に基づく有効応力表示での粘着力係数と内部摩擦角である。 P'_i は、スライス底面に作用する有効直荷重であり、 P_i (全直荷重) - U_{bi} (スライス底面に作用する間隙水圧) である。本報文では破壊の進行性を考慮した安定解析法は議論しない。しかし、実際のすべり破壊は程度の差はあれ進行的であり、すべり面に沿って F_i は変化する。その場合でも、それぞれのスライスでの破壊の進行性を考慮した S_n を用いれば式(2)はすべり土塊全体のすべり安定性を表現している。したがって、以下では式(2)を円弧すべり安全率を定義する基本的な式として用いる。 F_{global} の極小値が、対象斜面の安全率 F_s である。

式(2)を適用する際に異なる仮定・設定が用いられている。これらの項目をまとめると、以下のようになる。

- ・式(3)でのスライス底面に作用する有効直荷重 P'_i は、全直荷重 P_i と間隙水圧 U_{bi} が正しければ、 $P'_i = P_i - U_{bi}$ によって正しい値が得られる。しかし、スライス間の鉛直側面に作用する全土圧を E_i と E_{i+1} 、間隙水圧を U_i と U_{i+1} とすると、 P'_i あるいは P_i を計算する時の、①有効土圧 $E'_i = E_i - U_i$ と $E'_{i+1} = E_{i+1} - U_{i+1}$ に関する仮定と② U_i と U_{i+1} に関する設定法が異なる場合がある。
- ・すべり土塊の滑動モーメント M_d を求める際の、①部分的及び完全に水没したスライスの自重と、②すべり土塊の斜面部に作用する水圧 U_{AB} の考慮の方法が異なる場合がある。
- ・式(3)での P'_i を求める時の斜面内の浸透流の影響を考慮する方法が異なる場合がある。
- ・地震時のすべり土塊の抵抗モーメント M_r を求める際の、飽和土の排水条件の設定・仮定とせん断強度の求め方が異なる場合がある。
- ・地震時安定解析において、 M_r と M_d を求める際の各スライスに作用する水平地震荷重の考慮の有無とその作用位置の設定・仮定が異なる場合がある。

3. スライス鉛直側面に作用する有効土圧と間隙水圧に関する仮定・設定

式(3)での P'_i は高度な不静定力であり、実際の値は力のつり合いを厳密に解析しただけは求まらない。

Fellenius 法と呼ばれる方法では、この難問に対処するために、各スライスの両側面に作用する有効土圧 (= 全土圧 - 間隙水圧) E'_i と E'_{i+1} の作用方向に関して、次の三つの仮定・方法が用いられてきて、これらが「Fellenius 法の仮定」と説明されてきた。

EP-a) スライス i の両鉛直側面に作用する有効土圧 E'_i と E'_{i+1} のそれぞれの方向はスライス i の底面に平行ではないが、両者の合ベクトルの方向はスライス底面に平行と仮定する。また、相隣り合うスライス間の境界には、大きさと方向が同一であるが向きが逆である土圧が作用しているとする。これらの仮定は、Fellenius 法を適切に用いるために必要で根幹的な仮定である。この場合、 P'_i の値を求めるための繰り返し計算が不要となる。本報文では、この設定に基づいて各スライスに作用する力の多角形を浸透流、外荷重や地震力などの影響を取り入れて描くことによって P'_i を求める式を導いている。

EP-b) E'_i と E'_{i+1} のそれぞれがスライス i の底面に平行と仮定する。結果として、それぞれのスライスで EP-a) に基づく場合と同じ P'_i の値が求まる。しかし、この仮定に基づくと、底面の方向が異なる相隣り合うスライス間の境界鉛直側面において左右のスライスに作用する土圧の方向が異なることになる。この状態は、力学的に許容できない。

EP-c) E'_i と E'_{i+1} を無視して P'_i を求める。しかし、このように設定するとスライスに作用する間隙水圧・水圧、浮力・浸透力、外荷重や地震力などの影響を力の多角形に基づいて考慮して P'_i を算定することができなくなる。

なお、Fellenius⁴⁾ は、仮定 EP-a), b), c) に基づいて斜面の円弧すべり安定性を説明することはしておらず、スライス間の土圧を一般的な状態で考慮して力の多角形を作成することによって解析している。その際、*"The loci and the directions of the forces working in the surfaces between the different elements are not previously known, but in drawing the plan of forces and the line polygon, one may, within given limits, make certain assumptions concerning them. If the calculation is based upon reasonably similar assumptions, it will not influence the result to any great extent"* 「スライス間の鉛直側面に作用する力の位置と方向は未知であるが、力の多角形の図を作成する際に、この点に対して一定の限界内で適切な仮定をすることができる。類似な仮定に基づけば、その仮定の仕方は解析結果に大きくは影響しないであろう」と述べている。仮定 EP-a) は、ここで言う *"reasonably similar assumptions"* の一つであり合

理的な仮定と見なすことが出来る。仮定 EP-a) による誤差については、後ほど議論する。

仮定 EP-a) に基づく Fellenius 法の他にも、① E'_i と E'_{i+1} の合ベクトルの作用方向が各スライス上端面と底面の方向の平均と仮定する方法 (Seed ら³⁾)、② E'_i と E'_{i+1} の作用方法が水平とする方法 (簡易 Bishop 法) が提案されてきた。また、③力のつり合いの厳密な解析で P'_i の値を求める方法がスライス法による安定解析の主要な研究課題となった (Bishop 法, Janbu 法など)。これらの、①~③の方法では P'_i の値を求めるためには繰り返し計算が必要となる。

次に、 $P'_i = P_i - U_{bi}$ を求める際のスライスの鉛直側面に作用する間隙水圧 U_i と U_{i+1} の方向に関しては、次の二つの仮定・設定が用いられてきた。

PWP-a) 水平とする。これは力学的に正しい。

PWP-b) U_i と U_{i+1} を無視する。あるいは、 U_i と U_{i+1} の作用方向はスライス底面に平行と仮定する。これら設

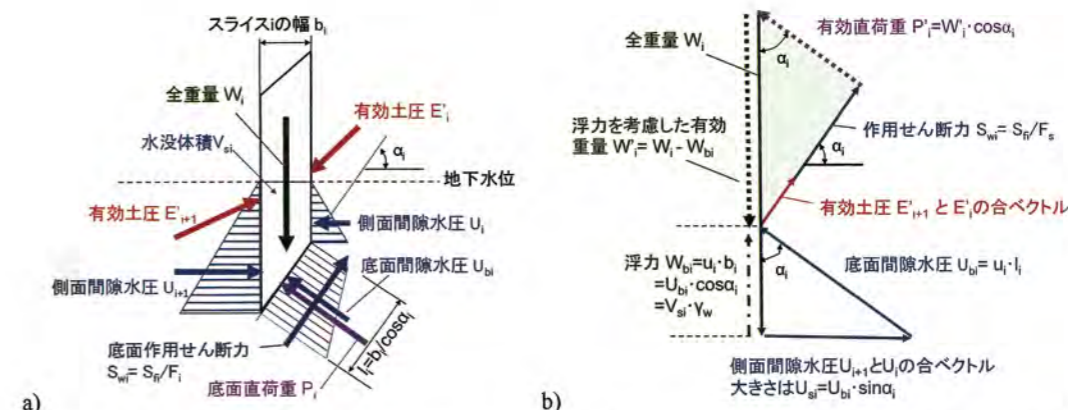


図-2 浸透流がない常時の斜面内の部分的に水没したスライスで側面での間隙水圧は水平に作用するとした場合 (修正 Fellenius 法) : a) 荷重・力の状態 ; b) 力の多角形

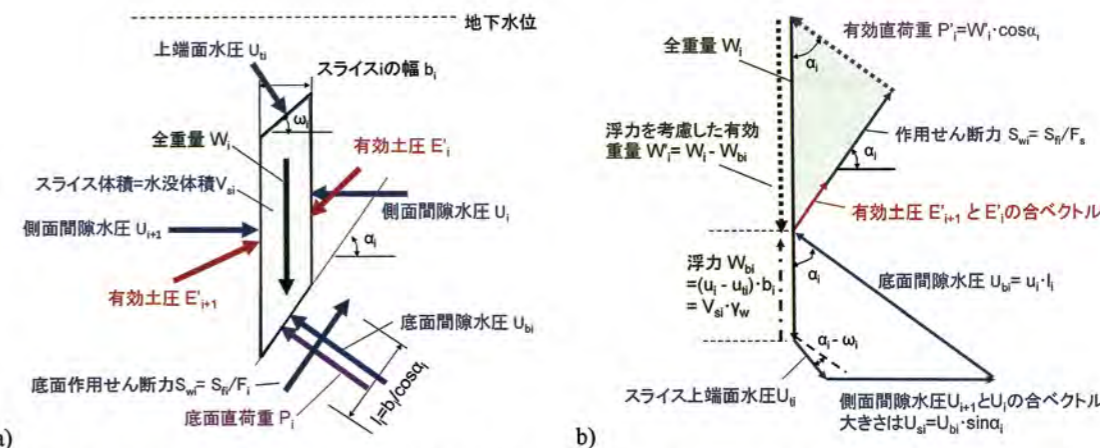


図-3 浸透流がない常時の斜面内の完全に水没したスライスで側面での間隙水圧は水平に作用するとした場合 (修正 Fellenius 法) : a) 荷重・力の状態 ; b) 力の多角形

定・仮定は同じ意味を持ち、また力学的に不合理である。

なお、上記で EP-a) と PWP-a) での添え字-a) は合理的な仮定・設定を意味していて、以下でも同様な意味を持っている。一方、EP-b), EP-c) と PWP-b) での添え字 b), c) は (および下記では d) の添え字も) 本質的に不合理であるか注意が必要な仮定・設定を意味している。

まず、静水状態で外荷重がない常時の場合を検討する。図-2, 3 に、この場合での EP-a) と PWP-a) の仮定・設定に基づく部分的及び完全に水没したスライスに作用する荷重・力の成分と力の多角形を示す。いずれの場合でも、 P'_i は有効応力の表現の次式によって求まる。

$$P'_i = W'_i \cdot \cos \alpha_i \quad (4)$$

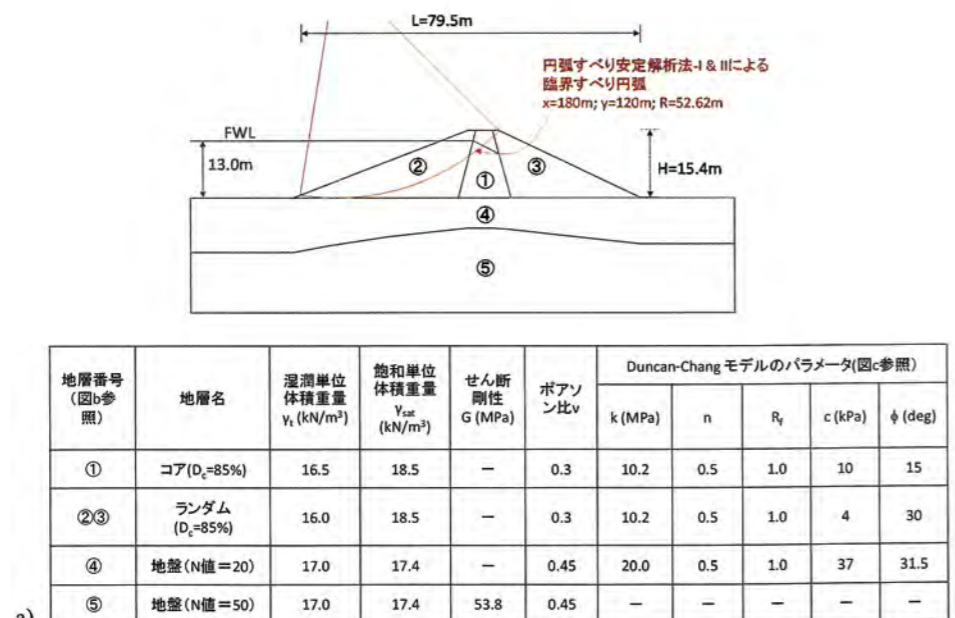
ここで、有効重量 W'_i = 全重量 W_i - 浮力 W_{bi} であり、

$W_{bi} = V_{si} \cdot \gamma_w = u_i \cdot b_i$ (V_{si} は水没体積, u_i はスライス底面に作用する間隙水圧, b_i はスライスの幅)である。スライス底面に作用する合計間隙水圧を $U_{bi} = u_i \cdot l_i$ (l_i はスライス底面の長さ)とすると, 部分的に水没したスライス(図-2)では $W_{bi} = u_i \cdot b_i = U_{bi} \cdot \cos \alpha_i$ となっているので, 式(4)を全応力的表現に変えると次式となる。

$$P'_i = (W_i - U_{bi} \cdot \cos \alpha_i) \cdot \cos \alpha_i \quad (5)$$

式(4)は, 式(5)を包含している。式(4), (5)における P'_i の誤差は, 設定EP-a)が実際とは異なるほど, つまり E'_i と E'_{i+1} の合ベクトルの実際の作用方向がスライス底面の方向からずれるほど大きくなる。しかし, この要因だけによる誤差は以下に示すように通常安全側であり, かつ大きくはない。EP-a)およびPWP-a)の設定に基づく Fellenius法を「修正 Fellenius法」と呼んでおり, 我が国の殆どの設計指針類で採用されている。「修正」と呼ぶ理由は, 後で説明する。

図-4aに, ため池堤体の解析モデルと式(4)に基づいて P'_i を算定する修正 Fellenius法によって得られた臨界すべり円弧を示す。臨界すべり円弧に沿って各スライス底面での有効直応力 $\sigma'_{ni} = P'_i/l_i$ を求めた(解析法-I)。安全率は, 後ほど示す式(13)で求めた。また, $\sigma'_{ni} = P'_i/l_i$ の値を図-4bに示す非線形 FEM 自重解析によって求めた(解析法-II)。図-5a, bに示すように, 二つの解析法による σ'_{ni} の値は全体的にはかなり類似である。しかし, すべり円弧の上端に近づきスライス底面角度 α_i が大きくなるにつれて, 式(4)(解析法-I)による σ'_{ni} の方が FEM 解析(解析法-II)による値よりも明確に小さくなっている。このため, 臨界すべり円弧(図-4a)に対する常時 ($k_h=0$)の安全率 F_s は, 解析法-Iによる $\sigma'_{ni} = P'_i/l_i$ の値を用いた安定解析による値の方が解析法-IIによる $\sigma'_{ni} = P'_i/l_i$ を用いた安定解析による値よりも若干小さくなっている(表-1)。解析法-IIによる $\sigma'_{ni} = P'_i/l_i$ の値の方が実際に近いと考えられる



$$E_t = k \left(\frac{\sigma_m}{P_s} \right)^n (1-r)^2 \quad ; \quad r = \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cdot \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}$$

$$\nu_t = \frac{1}{2} \frac{E_t}{6K_t} \quad ; \quad K_t = \frac{k (\sigma_m / P_s)^n}{3(1-2\nu)}$$

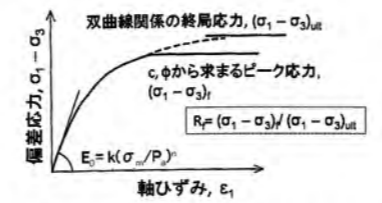


図-4 ため池堤体の常時と地震時安定解析の例: a) 解析モデル (D_cは標準プロクターによる); b) 非線形 FEM 自重解析のメッシュ; c) Duncan-Chang モデル

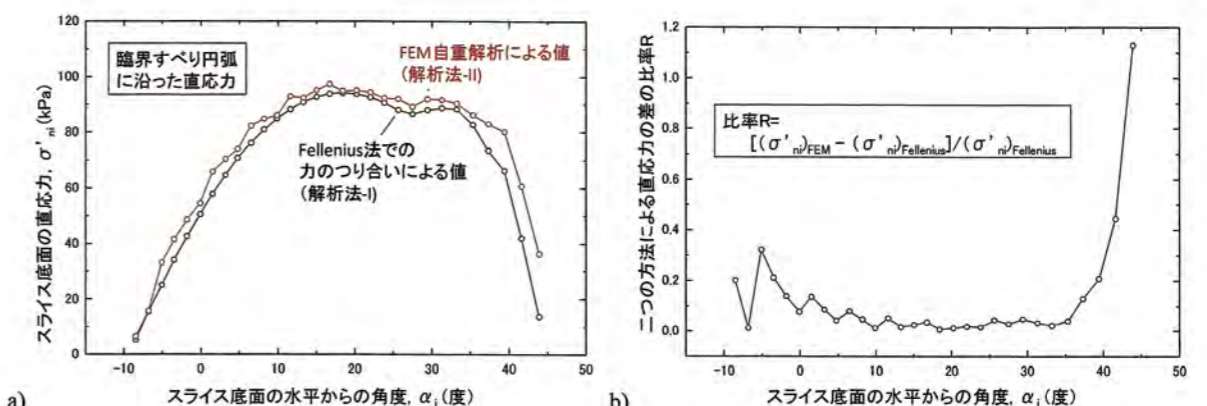


図-5 図-4aに示す臨界すべり円弧に沿った修正 Fellenius法と FEM 自重解析によるスライス底面での有効直応力 σ'_{ni} の比較

表-1 修正 Fellenius法と FEM 解析による常時安全率と地震時降伏震度

	P'_i は式(4)による修正 Fellenius法(解析法-I)	P'_i は FEM 自重解析による円弧すべり解析(解析法-II)
常時 ($k_h=0$) の安全率 F_s	2.068	2.168
地震時降伏震度 k_{hy}	0.146	0.159

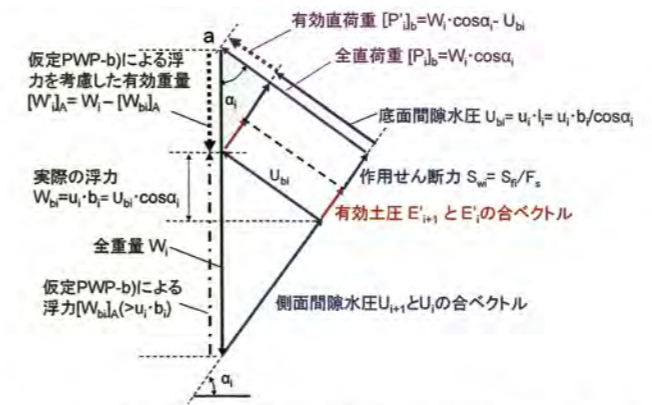


図-6 浸透流がない常時の斜面内の部分的に水没したスライスでの仮定 PWP-b)に基づくスライスiでの力の多角形

解と言われている方法でも, 殆どの場合他にも土のせん断強度での等方・完全塑性など多くの仮定を用いている。これらのことを考えると, 修正 Fellenius法の上記の誤差だけを殊更問題にするのはバランスを欠くことになる。したがって, 現在の段階では修正 Fellenius法は実用的な近似解法と言える。ただし, 以下に示すように, 仮定 EP-a) 以外ではできるだけ合理的な設定・仮定を行うことが前提である。

修正 Fellenius法による式(5)による P'_i を $[P'_i]_a$ と記して全重量 W_i に対する比を求めると,

$$\frac{[P'_i]_a}{W_i} = \left[1 - \frac{W_{bi}}{W_i} \right] \cdot \cos \alpha_i \quad (6)$$

となる。一方, スライス側面での土圧の作用方向に関しては設定 EP-a)に基づくが, 「スライス側面に作用する間隙水圧 U_i と U_{i+1} は無視する, あるいはその方向はスライス底面に平行」と言う仮定 PWP-b)に基づくとき力の多角形は図-6に示すようになり, U_i と U_{i+1} は P'_i の作用方向の力のつり合いには無関係になる。したがって, 部分的に水没している外荷重がないスライスでの P'_i を $[P'_i]_b$ と書くと,

$$[P'_i]_b = W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i = W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi} = (W_i - W_{bi} / \cos^2 \alpha_i) \cdot \cos \alpha_i \quad (7)$$

となる。式(7)に基づく安定解析法は元々 Fellenius法あるいは Ordinary Method of Slices (一般分割法)

ので, これらのことは, α_i が大きくなるにつれて E'_i と E'_{i+1} の合ベクトルの方向はスライス底面よりも水平の方向にずれてきて仮定 EP-a)による誤差が大きくなることを示している。また, 後ほど示す式(32)に基づいて排水状態を仮定して地震安定解析を行い, $F_s=1.0$ となる降伏水平震度 k_{hy} を求めた(表-1)。解析法-Iでは, 常時と地震時での臨界すべり円弧は実質同一であった。 k_{hy} も, 解析法-Iの方が解析法-IIよりも若干小さくなるが, 差は小さい。

以上のことから, 式(4)に基づく修正 Fellenius法は通常はやや安全側の安全率を与える解法と言える。また, スライス法による円弧すべり安定解析法では, 厳密

とも呼ばれていて、多くの教科書で紹介されている。しかし、仮定 PWP-b) は力学的に誤謬であり、下に示すように、 $[P'_i]_b$ には「 W_{bi} が大きくなるほど、スライス底面が急勾配になると容易に負になる」と言う本質的欠陥がある。すなわち、式 (7) による $[P'_i]_b$ の W_i に対する比を求めると、

$$\frac{[P'_i]_b}{W_i} = \left[1 - \frac{W_{bi}}{W_i} \frac{1}{\cos^2 \alpha_i} \right] \cdot \cos \alpha_i \quad (8)$$

となる。図-7 に、 $[P'_i]_a/W_i$ (式 (6)) 及び $[P'_i]_b/W_i$ (式 (8)) とスライス底面角 α_i の関係をスライスに作用する浮力の全重量に対する比 $W_{bi}/W_i = (U_{bi} \cdot \cos \alpha_i) / W_i$ をパラメータとして示す。 $W_{bi}/W_i = 0$ はスライスが地下水位より上にある場合であり、0.5 は飽和单位体積重量が 2.0 gf/cm^3 の時にスライスが完全に水没している場合である。図-7 に示す結果は、完全に水没して上端面に水圧が作用しているスライスにも適用できる。図-7 を見ると、 α_i の増加に伴い $[P'_i]_a/W_i$ は小さくなるが、 $\alpha_i < 90$ 度では常に $[P'_i]_a > 0$ である。一方、 $[P'_i]_b/W_i$ はスライスが水没して W_{bi}/W_i が大きくなると、 α_i の増加に伴い急速に小さくなり $[P'_i]_b/W_i$ と差が広がり容易に負の値になる。この不合理さのために、式 (7) は実務では殆ど使われていない。

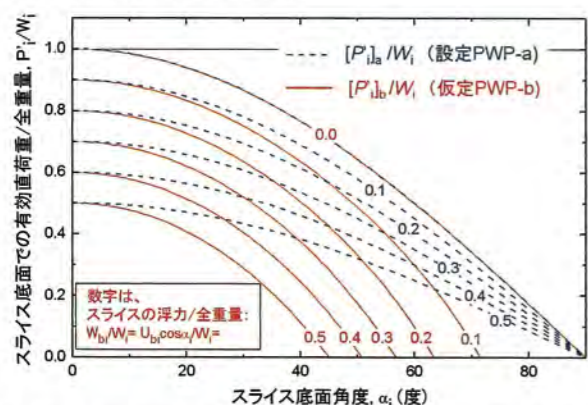


図-7 設定 PWP-a) と仮定 PWP-b) に基づいた P'_i/W_i と α_i の関係の比較

なお、「簡易 Bishop 法あるいは Bishop 法などの厳密解と比較すると Fellenius 法は誤差が大きすぎる」と言う意見がある (例えば、文献 16 の 93 頁)。しかし、その場合の Fellenius 法は仮定 PWP-b) (式 (7)) に基づいている方法を指している、仮定 EP-a) だけによって生じる誤差を問題にしている訳ではないようである。

4. 滑動モーメント M_d を計算する時のスライス自重と斜面に作用する水圧 U_{AB} の取り扱い方

図-8 を参照して、次の二つの方法が用いられている。
W-a) 「有効重量 W'_i = 全重量 W_i - 浮力 W_{bi} を用いて、すべり土塊の斜面部に作用する水圧 U_{AB} を考慮しない」有効応力的法と「 W_i を用いると同時に U_{AB} を考慮する」全応力的方法。両者は等価であり、力学的に正しい結果が得られる。しかし、後者の方が実用的である。
W-b) W_i を用いるが U_{AB} を考慮しない方法。 $U_{AB} > 0$ の場合は M_d を過大評価することになる。

まず、設定 W-a) の意味を説明する。EP-a) の設定に基づいている修正 Fellenius 法では、図-2b、3 に示すようなそれぞれのスライスでの力の多角形から求めた P'_i がすべり土塊全体での力とモーメントのつり合いを満足している保証はない。したがって、算定された各スライスの底面に作用するせん断力 $S_{wi} = (c'_i \cdot l_i + P'_i \cdot \tan \phi'_i) / F_s$ は近似値と言える。つまり、(2) 式における $R \cdot \Sigma(S_{wi})$ は滑動モーメント M_d の近似値である。一方、 S_{wi} が他の力の成分と力とモーメントの釣り合いを満足している場合、 S_{wi} によるすべり土塊の中心 C 周りのモーメント $R \cdot S_{wi}$ は他の荷重成分によるモーメントと等しい。すなわち、静水状態の常時で次式が成り立つ。

$$R \cdot S_{wi} = W'_i \cdot R \cdot \sin \alpha_i + \text{「} E'_{i+1} \text{と} E'_i \text{によるモーメント」} + \text{「} P'_i \text{によるモーメント」} + \text{「外荷重によるモーメント } Q_i \cdot a_i \text{」} \quad (9)$$

Q_i は斜面に作用する外荷重、 a_i は Q_i の腕の長さである。

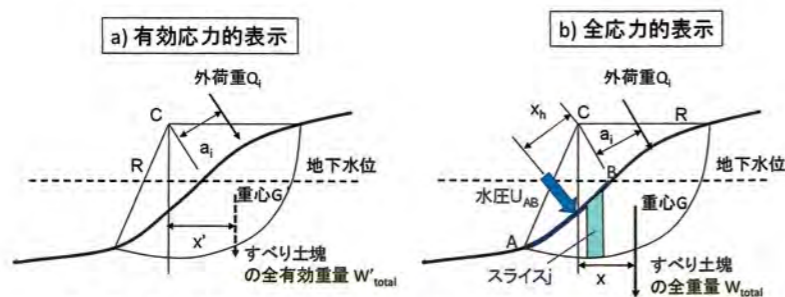


図-8 静水状態の常時でのすべり土塊に作用する滑動モーメント M_d

ダム技術 No.364 (2017. 1)

ここで、「個々のスライスの両側面に作用する有効土圧 E'_i と E'_{i+1} はすべり土塊内の内力であり、隣り合うスライス間の共通の E'_i と E'_{i+1} の大きさ・方向・位置は同じであるが向きは反対である」ことを前提にしている限り、それぞれの大きさ・方向・作用位置に関わらず、つまり修正 Fellenius 法及び Bishop 法や Janbu 法などの他の厳密な方法で共通して、 E'_i と E'_{i+1} は不明でも隣同士のスライスの E'_i と E'_{i+1} によるモーメントはキャンセルされて式 (9) の右辺第二項のすべり土塊全体での合計はゼロになる。また、 P'_i はすべり円弧の中心 C に向かって作用しているのでモーメントを発生せず、右辺第三項はゼロである。したがって、全てのスライスで式 (9) が成り立っていれば、次式が得られる。

$$M_d = R \cdot \Sigma(S_{wi}) = W'_{total} \cdot x' + \Sigma(Q_i \cdot a_i) = R \cdot \Sigma(W'_i \cdot \sin \alpha_i) + \Sigma(Q_i \cdot a_i) \quad (10)$$

図 8a を参照して、 W'_{total} はすべり土塊の有効重量、 x' はその腕の長さである。つまり、修正 Fellenius 法では P'_i は近似解であり抵抗モーメント M_r は近似解となるが、式 (10) によって求めた M_d は正解である。

実務では、 M_d を図-8b に示す全応力的な考え方による次式によって求めているが、下で説明するようにこの式は式 (10) と等価である。

$$M_d = W_{total} \cdot x + \Sigma(Q_i \cdot a_i) - M_w = \Sigma(W_i \cdot R \cdot \sin \alpha_i) + \Sigma(Q_i \cdot a_i) - M_w \quad (11)$$

W_{total} は浮力を考慮しないすべり土塊の全重量で、 x は腕の長さである。 W_i は各スライスの全重量で、 $R \cdot \sin \alpha_i$ はその腕の長さである。ここで、図-8b に示すスライス j のように完全に水没したスライスでは、スライス上端面に作用する水圧を考慮する必要がある。 U_{AB} は自由水位以下の斜面部 A~B 間に作用しているこのような水圧の総和であり、 x_h はすべり円弧の中心 C に対する U_{AB} の腕の長さである。モーメント $M_w = U_{AB} \cdot x_h$ は M_d を減

小さめるが、これは式 (10) での有効重量 W'_i に内包されているスライスに作用する浮力による M_d の減少分を意味する。したがって、式 (11) は式 (10) と同じ結果となる。なお、道路・鉄道・宅造盛土の設計指針類では、式 (11) で M_w の項が含まれていない式が示されている。それらの式は、 $M_w > 0$ の場合に適用できない。この問題は次章で議論する。

浸透流がある場合 (図-9a) の M_d は、静水時の値から変化していて、有効応力的表現では次式によって求まる。

$$M_d = W'_{total} \cdot x' + \Sigma(Q_i \cdot a_i) = \Sigma\{R \cdot (W'_i \cdot \sin \alpha_i) + IF_i \cdot z_i\} + \Sigma(Q_i \cdot a_i) \quad (12)$$

IF_i はスライス i に作用する浸透力の大きさ、 z_i はすべり円弧の中心 C に対する腕の長さである。各スライスでの IF_i はスライスの上端面、両側面、底面に作用する水圧・間隙水圧によって生じるものであり、 IF_i の値はこれらの水圧・間隙水圧の値から求めることができる。各スライスの上端面に作用する水圧による転倒モーメントは M_w に集約され、相隣り合うスライス間の鉛直面に作用する間隙水圧による転倒モーメントは打ち消し合い、スライス底面に作用する水圧は転倒モーメントを發揮しないので、式 (12) による結果は全応力的表現 (図-9b) である式 (11) による結果と同じになる。ただし、浸透流がない場合と同じく式 (11) を適用するが、浸透面の位置が静水時と異なるのでスライス重量 W_i の値は変化し、斜面前の自由水位が変化すれば M_w の値が変化する。詳細は文献²⁾の連載 35 回参照されたい。実務では、式 (11) が用いられている場合が多い。

5. 斜面内に浸透流がある場合での P'_i の求め方

次の二つの設定法がある。

- SF-a-1) P'_i に対する浸透流の影響を直接考慮する。
- SF-a-2) P'_i に対する浸透流の影響を近似的な方法で考

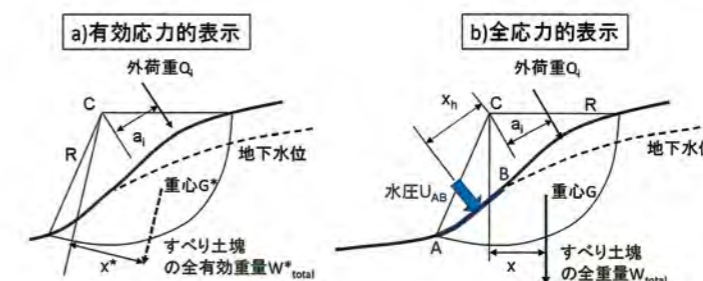


図-9 浸透流がある状態の常時でのすべり土塊に作用する滑動モーメント M_d の説明

ダム技術 No.364 (2017. 1)

慮する。この方法によっても、実用的な結果が得られる。

以下説明するように、これらの設定にはいくつか注意を要する点がある。

上記を説明するために、各種の設計指針類・教科書などに示されている様々な安全率 $F_{global} = M_r/M_d$ の式をまとめ、これらの式を図-10a, 11a に示す地下水位・浸潤面の位置と斜面前の自由水位が異なるが外荷重 Q_i が無い斜面に適用する時の課題を検討する。図-10b, 11b に示す解析結果は後に説明する。まず、図-10a, 11a で常時の排水状態で浸透流がない状態 1, 6, 7 を検討する。状態 1 は、地下水位が低い状態である。状態 6, 7 は地下水位が高いが静水状態であり、フィルダムとため池堤体の上流側斜面を対象として斜面深部に向かう浸透流の影響を無視した場合である。これらの状態に対して、式(4)と式(11)から修正 Fellenius 法による次

式が得られる。

$$F_{global} = \frac{R \cdot \sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{R \cdot \sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R} \quad (13)$$

$W'_i = W_i - W_{bi}$, $W_{bi} = V_{si} \cdot \gamma_w$ (V_{si} はスライス i の水没体積) である。地下水位より上に位置するスライスでは $W_{bi} = 0$ で $W'_i = W_i$ 、部分的に水没したスライス (図-2) では $W_{bi} = u_i \cdot b_i = U_{bi} \cdot \cos \alpha_i$ である。

一方、間違った仮定である PWP-b) (スライス側面での間隙水圧の作用方向はスライス底面に平行) に基づくと、部分的に水没したスライスに対して次式が得られる。

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi}) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R} \quad (14)$$

部分的に水没しているスライスでは $W_{bi} = U_{bi} \cdot \cos \alpha_i$ であるので、式(14)は、

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} / \cos \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R} \quad (15)$$

となる。式(15)は、地下水位よりも上に位置するスライスと部分的および完全に水没したスライスに適用される。式(14)は、いくつかの教科書・書籍で紹介されている。しかし、3章で説明したように式(14), (15)の分子は静水状態に対しては力学的に不合理である。

一方、図-10a, 11a に示す状態 2, 3, 4, 5 では、斜面前方の自由水位は斜面内の浸潤面よりも低く斜面の下方に向かう浸透流がある。これは、沢部・谷地などの支持地盤や背後斜面からの地下水・表面水の供給が多い集水地形に建設された道路・鉄道・宅地盛土、豪雨時などに斜面内の地下水位が高くなった盛土、洪水時の川裏側の堤防法面、急激に貯水位が低下したフィルダム・ため池堤体の上流側斜面、遮水壁がないなど遮水性が悪い均一型のフィルダム・ため池堤体の下流側斜面の状態である。既存の盛土の点検作業では、このような状態の斜面の安定性が問題となる。これらの状態の盛土ですべりが生じる例が多く、この場合の斜面の安定解析は重要な課題である。以下、この場合での P'_i の求め方を検討する。多くの教科書と道路・鉄道・河川堤防・港湾構造物・宅造盛土などの設計指針類では、式(13)の分母で $M_w = 0$ とした次式が示されている⁵⁻¹¹⁾。

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i)} \quad (16a)$$

あるいは、完全に水没したスライスがないことを前提とした式として、次式が示されている。

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W_i - U_{bi} \cdot \cos \alpha_i) \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i)} \quad (16b)$$

なお、文献 12) ~ 15) ではこれらの式に水平震度の影響を取り入れた式が示されている。式(16a)は、図-10a, 11a に示す地下水位が低い 1 の状態に適用できる。状態 6, 7 に対しては、分子は浸透流がない静水状態に適切であるので適用できるが、 $U_{AB} > 0$ であるので分母が適用できず、適用するためには分母で W_i を W'_i とする必要がある。例えば、完全に水没したスライスでは W_i は W'_i の約 2 倍になるから、静水状態ですべり土塊

が殆ど水没している状態 7 では $c'_i = 0$ ならば安全率が実際の値のほぼ半分になる。また、浸透流があり $U_{AB} > 0$ である状態 5 にも適用できない。

一方、式(16a)の分母は土塊の斜面部に作用する水圧 $U_{AB} = 0$ となっている状態 2, 3, 4 に適用できる。また、これらの状態では浸透流があるが、以下で説明するようにこの状態に対して式(16a)の分子は実用的な近似となっている。したがって、式(16a)は状態 2, 3, 4 に適用できる実用的な近似式である。

なお、米国等で実務家に広く参照されている Duncan らの教科書¹⁶⁾でも、式(16b)が示されていて状態 3, 4 に対する計算例が紹介されている。しかし、式(16b)の根拠や適用条件の説明がないため、この式が一般的状態に適用できる式と誤解される虞がある。また、式(16b)は次の点で問題があり、用いない方が良い。まず、分母は $U_{AB} > 0$ である状態に適用できないため、一般性に欠ける。また、分子は完全に水没したスライスを含む土塊には適用できない。さらに、静水状態においては、部分的に水没しているスライスでは、分子の $U_{bi} \cdot \cos \alpha_i = u_i \cdot l_i \cdot \cos \alpha_i = u_i \cdot b_i$ は、スライス底面で間隙水圧 $u_i = h_i \cdot \gamma_w$ (h_i はスライス内の水深) を用いると $b_i \cdot h_i \cdot \gamma_w = W_{bi}$ となり、 $W_i - U_{bi} \cdot \cos \alpha_i$ は式(16a)の分子での有効重量 $W'_i = W_i - W_{bi}$ と一致する。すなわち、式(16b)は式(16a)に包含されている。浸透流が存在する場合においても、以下で説明するように、 $W_i - U_{bi} \cdot \cos \alpha_i$ は u_i として静水圧 $h_i \cdot \gamma_w$ を用いて計算する必要がある。間隙水圧 u_i は浸透圧の影響を受けることによって静水圧 $h_i \cdot \gamma_w$ よりも小さくなっているため、その正しい $u_i (< h_i \cdot \gamma_w)$ を用いて計算すると P'_i を過大評価して安全率を過大評価することになる。

次に、斜面内に浸透流がある場合での P'_i の求め方を検討する。その結果に基づいて、式(16a), 式(16b)は上記のように適用条件に制限があるが、以下で説明す

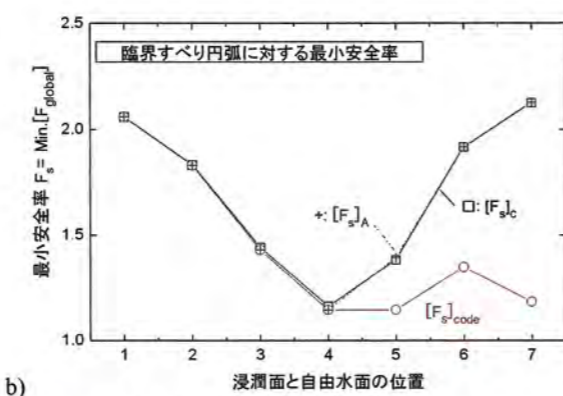
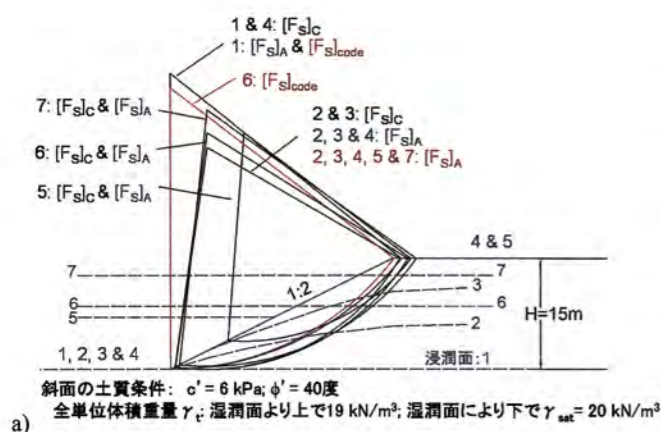


図-10 a) 地下水位・浸潤面の位置と斜面前の自由水位が異なる斜面における異なる計算法による臨界すべり円弧; b) 異なる計算法による臨界すべり円弧に対する安全率 F_s と浸潤面位置・自由水位の関係

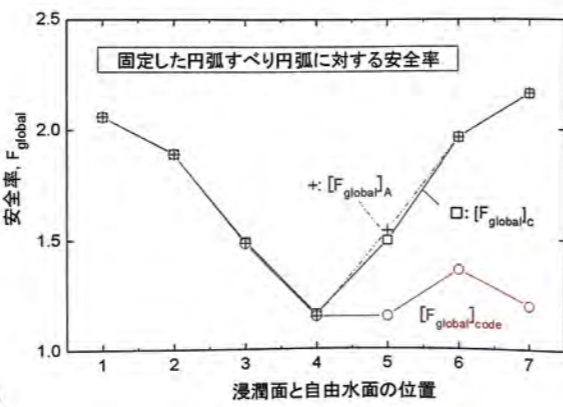
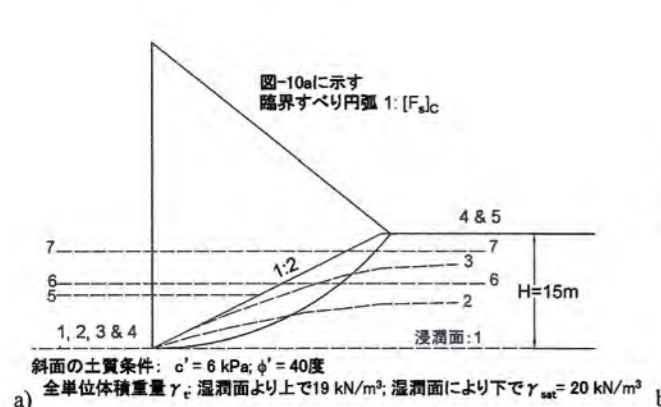


図-11 a) 地下水位・浸潤面の位置と斜面前の自由水位が異なる斜面における固定したすべり円弧; b) 固定したすべり円弧に対する異なる計算法による安全率 F_{global} と浸潤面位置・自由水位の関係

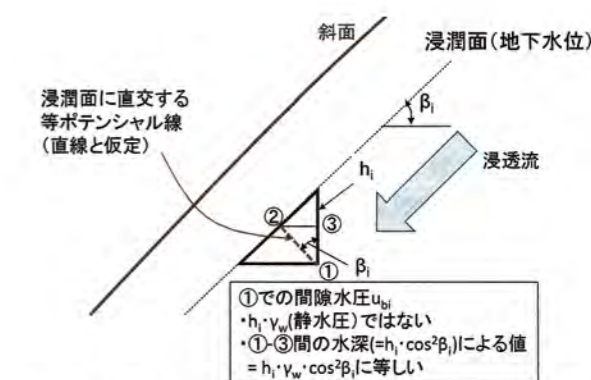


図-12 浸透流がある斜面内での間隙水圧分布の求め方

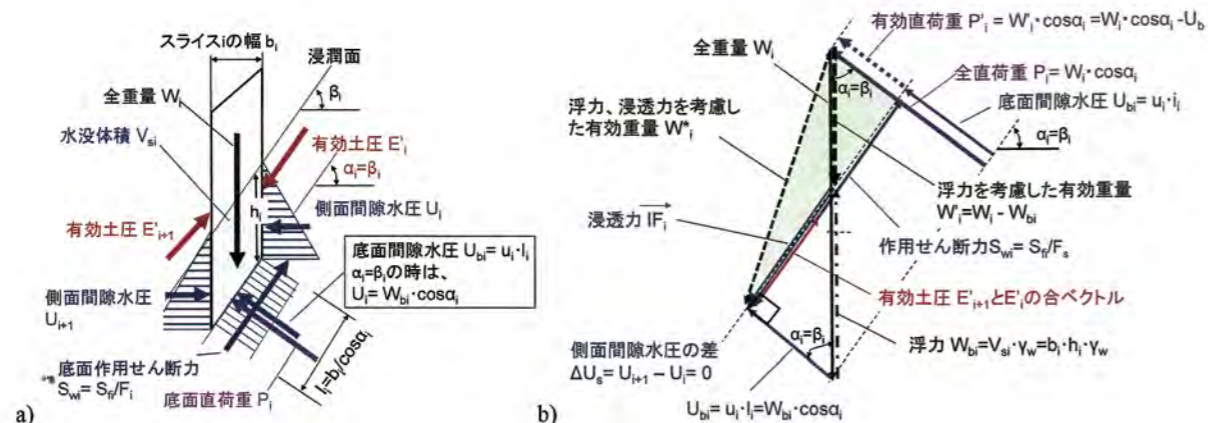


図-13 スライス底面が浸透流と平行なスライス ($\alpha_i = \beta_i$): a) 作用荷重・力の模式図; b) 力の多角形

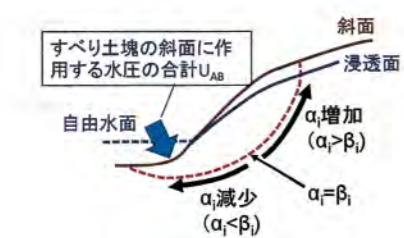


図-14 すべり円弧に沿った角度 α_i の変化

るように式 (13) は 1~7 の全ての状態に適用できる実用的な近似式であることを示す。図-12 は、定常浸透流がある斜面内の間隙水圧の状態を示す (文献¹⁷⁾, King¹⁸⁾)。浸潤面の直下では等ポテンシャル線は浸潤面に直交しているが、深くなるほどそうではなくなる可能性がある¹⁷⁾。今、浸潤面に近い領域での円弧すべりを対象にして、等ポテンシャル線は深さに関わらず浸潤面に直交し直線であると仮定する。浸潤面が水平からなす角度を β_i とする。図-13 に、長大直線斜面内の一様な定常浸透流のように、底面が浸潤面方向に平行で $\alpha_i = \beta_i$ であるスライスに作用する荷重・力の状態と力の多角形を示す。この場合、浸透力の方向はスライス底面に平行なので、 $W'_i = W_i - W_{bi}$ ($W_{bi} = V_{si} \cdot \gamma_w$) を有効重量として式 (4) ($P'_i = W'_i \cdot \cos \alpha_i$) が成り立つ。したがって、円弧すべりの場合でも仮に全てのスライスで $\alpha_i = \beta_i$ である場合は、状態 1~7 の全ての状態に対して式 (13) が適用できる。

なお、3章で説明したように、式 (14) は静水状態に対しては「スライス側面で間隙水圧はスライス底面に平行に作用する」と言う間違っただけの仮定 PWP-b) に基づいて、安全率を過小評価する。しかし、状態 2, 3, 4 のように斜面下方に向かう浸透流があるが完全に水没するスライスがない場合は、浸透流の影響を考慮した正

しい値の間隙水圧 U_{bi} を用いれば近似式として妥当である。すなわち、図-13a, b を参照して、 $\alpha_i = \beta_i$ であるスライスの両側面に水平に作用する間隙水圧は同じ大きさになり間隙水圧の差 $\Delta U_{si} = 0$ となって P'_i の大きさに影響しなくなり、式 (5) ($P'_i = W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi}$) が成り立つ。したがって、仮にすべり土塊の全てのスライスで $\alpha_i = \beta_i$ であれば、完全に水没したスライスがない斜面には式 (14) が適用できる。ただし、スライス底面での間隙水圧 U_{bi} は静水圧ではない。すなわち、図-12 における点①がスライス i の底面に位置するとすると、①での間隙水圧 u_i は $h_i \cdot \gamma_w$ (静水圧) ではない。 h_i は、点①の浸潤面からの鉛直深さである。点①と点②での水頭は同じなので、点①での間隙水圧は点①と点②の間の鉛直距離、すなわち点①の点③に対する水深による水圧 $h_i \cdot \cos^2 \beta_i \cdot \gamma_w$ に等しい。したがって、図-13b において、 $l_i = b_i / \cos \alpha_i$, $W_{bi} = h_i \cdot b_i \cdot \gamma_w$ であるので、 $U_{bi} = u_i \cdot l_i = h_i \cdot b_i \cdot \gamma_w \cdot \cos \alpha_i = W_{bi} \cdot \cos \alpha_i$ となる。つまり、式 (14) の分子での $P'_i = W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi}$ は、式 (13) の分子での $P'_i = W'_i \cdot \cos \alpha_i$ と同じである。すなわち、仮にすべり土塊のすべてのスライスで $\alpha_i = \beta_i$ であり全スライスが完全水没していない場合に対しては、正しい U_{bi} を用いた式 (14) は式 (13) と同義である。

しかし、実際には円弧すべり土塊の全スライスで $\alpha_i = \beta_i$ であることはなく、 α_i と β_i の関係は図-14 に示すように変化する。今、所定の斜面内で所定の定常浸透流が存在している状態で、任意のスライスの底面の角度 α_i が変化した時の P'_i の変化を考察する。図-15a, b は、すべり土塊内で等ポテンシャル面が直線と仮定した時の $\alpha_i > \beta_i$ となっているスライスでの力の状態と力の多角形である。図-15a に示すスライスは、 $\alpha_i = \beta_i$ の場合である図-13a に示すスライスの底面を角度 $\alpha_i - \beta_i$ だけ反時計回りに β_i 一定のまま回転させた結果である。

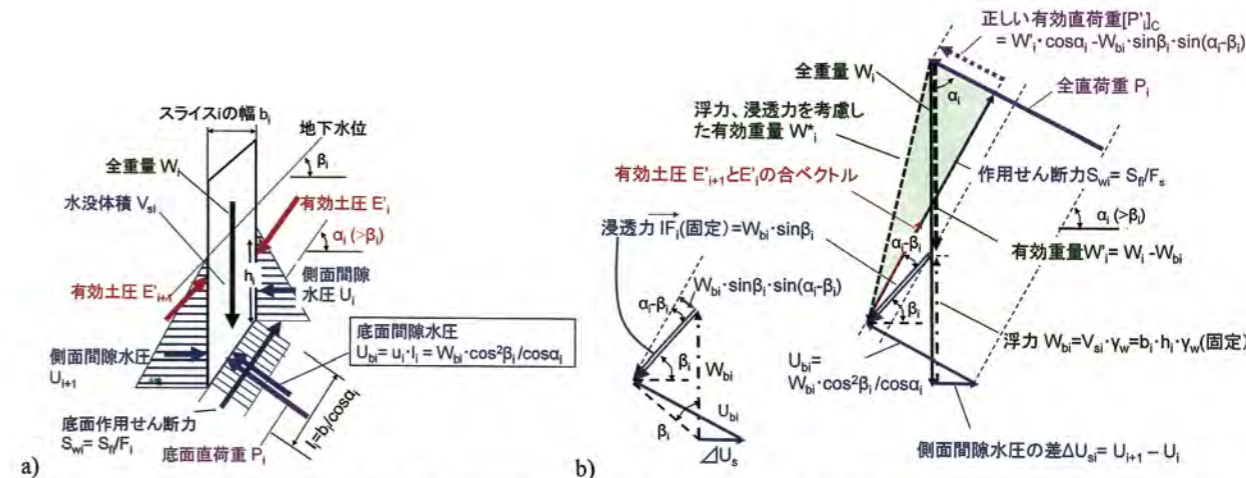


図-15 スライス底面が浸透流と平行でないスライス ($\alpha_i > \beta_i$): a) 作用荷重・力; b) 力の多角形

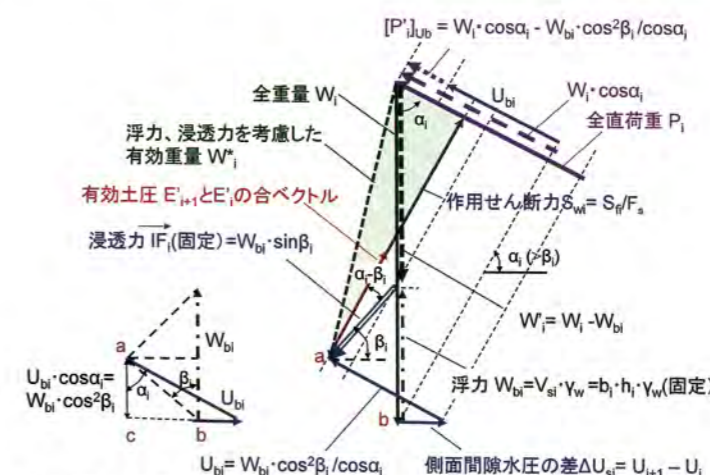


図-16 $\alpha_i > \beta_i$ の場合での $[F_{global}]_{Ub}$ (式 14) に対応するスライス底面有効直荷重 $[P']_{Ub}$

図-15b に示す力の多角形は、図-13b に示す力の多角形においてスライスの底面を角度 $\alpha_i - \beta_i$ だけ反時計回りに β_i 一定のまま回転させた結果である。図-13b を参照して、浸透力 I_{Fi} は $W_{bi} \cdot \sin \beta_i$ に等しい。したがって、図-15b を参照して、 I_{Fi} の P'_i 方向の成分は $I_{Fi} \cdot \sin(\alpha_i - \beta_i) = W_{bi} \cdot \sin \beta_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta_i)$ である。したがって、この場合の P'_i を $[P']_c$ と記すと次式となる。

$$[P']_c = W'_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} \cdot \sin \beta_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta_i) = W_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} \cdot \{\cos \alpha_i + \sin \beta_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta_i)\} \quad (17a)$$

$$\frac{[P']_c}{W_i} = \cos \alpha_i - \frac{W_{bi}}{W_i} \cdot \{\cos \alpha_i + \sin \beta_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta_i)\} \quad (17b)$$

これらの式は $\alpha_i < \beta_i$ の状態のスライスに対しても成り立つので、すべり土塊全体に適用できる安全率の式は、

$$[F_{global}]_c = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + \{W_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} \cdot \{\cos \alpha_i + \sin \beta_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta_i)\}\} \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R} \quad (18)$$

となる。式 (18) よりも厳密な解を得るには、浸透流解析を行い浸潤面の位置を求めた上で、それぞれのスライスの上端の水圧と両側面と底面に作用する間隙水圧を求めてスライス全重量、浮力と浸透力を求めて、スライスの力のつり合いから P'_i を求める必要がある。

一方、このような $\alpha_i \neq \beta_i$ の場合に対しても式 (14) を適用した場合は、次式で P'_i を求めていることになる。すなわち、図-16 の左下の図において、点 a~b 間の鉛直距離は点 a~c 間の長さ $U_{bi} \cdot \cos \alpha_i = W_{bi} \cdot \cos^2 \beta_i$ に等しいので、 $U_{bi} = W_{bi} \cdot \cos^2 \beta_i / \cos \alpha_i$ となり、次式が得られる。

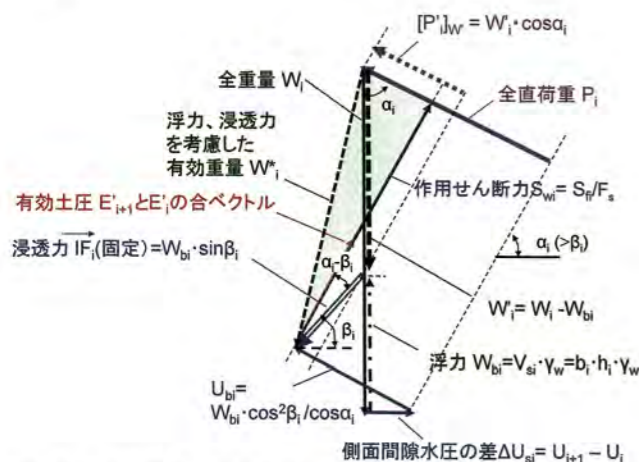


図-17 $\alpha_i > \beta_i$ の場合での $[F_{global}]_w'$ (式 13) に対応するスライス底面有効直荷重 $[P'_i]_{w''}$

$$[P'_i]_{w''} = W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi} = W_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} \cdot \frac{\cos^2 \beta_i}{\cos \alpha_i} \quad (19a)$$

$$\frac{[P'_i]_{w''}}{W_i} = \cos \alpha_i - \frac{W_{bi}}{W_i} \cdot \frac{\cos^2 \beta_i}{\cos \alpha_i} \quad (19b)$$

さらに、 $\alpha_i \neq \beta_i$ の場合にも式 (13) を適用した場合は図-17に示すようになり、次式で P'_i を求めていることになる。

$$[P'_i]_{w''} = W'_i \cdot \cos \alpha_i = W_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} \cdot \cos \alpha_i \quad (20a)$$

$$\frac{[P'_i]_{w''}}{W_i} = \cos \alpha_i - \frac{W_{bi}}{W_i} \cdot \cos \alpha_i \quad (20b)$$

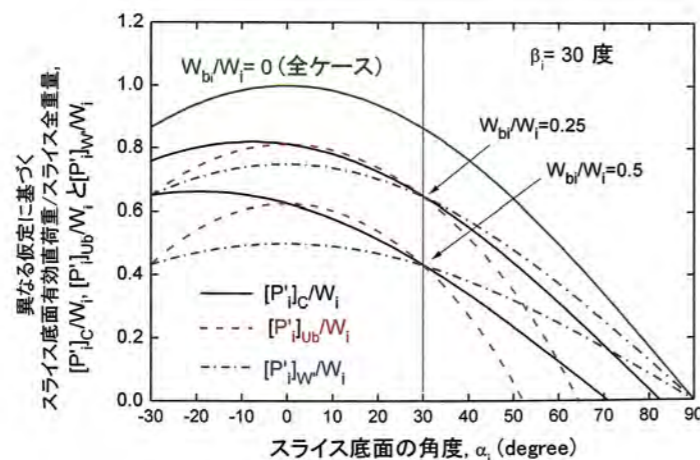


図-18 浸潤面の角度 $\beta_i = 30$ 度の場合での P'_i/W_i とスライス底面角度 α_i との関係

図-18に、 $\beta_i = 30$ 度の場合での P'_i/W_i とスライス底面角度 α_i の関係を示す。 $[P'_i]_c$ (式 (17)), $[P'_i]_{ub}$ (式 (19)), $[P'_i]_{w''}$ (式 (20)) の値は、スライス内に地下水位がない $W_{bi}/W_i = 0$ の場合は同一である。しかし、スライスが部分的に水没している $W_{bi}/W_i = 0.25$ の場合あるいはほぼ完全に水没している $W_{bi}/W_i = 0.5$ の場合は $\alpha_i \neq \beta_i$ の時異なる結果が得られる。それでも、図-14に示すようにすべり土塊が $\alpha_i < \beta_i$ の状態から $\alpha_i > \beta_i$ の状態までのスライスで構成されている場合は、 $[P'_i]_{ub}$ と $[P'_i]_{w''}$ のそれぞれの平均値は正しい値 $[P'_i]_c$ の平均値に近くなりうる。

以上から、浸透流が存在する斜面では、式 (13) と式 (14) はより厳密な式 (18) の実用的な近似式と見なせる。ただし、 $[P'_i]_{w''}$ (式 (20)) の方が $[P'_i]_{ub}$ (式 (19)) よりも $[P'_i]_c$ (式 (17)) に対する近似度が高く、また $[P'_i]_{ub}$ の値は $\alpha_i > \beta_i$ の状態では容易に負になり、また完全に水没したスライスには適用できない。したがって、式 (18) の実用的な近似式として式 (13) の方が式 (14) よりも一般性がある。

以上の検討に基づき、図-10a, 11aに示す斜面内の地下水位・浸潤面と斜面前の自由水位が異なる1~7の状態を設定して、図に示す土質条件で次の三つの式に基づく解析を行った。

式 (18) : 斜面内の地下水位・浸透流と斜面に作用する水圧が M_i と M_d に与える影響をできるだけ正確に考慮した式であり、これによる安全率を $[F_{global}]_c$ と表示する (Cはcorrectの意味)。

$$[F_{global}]_c = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + [W'_i \cdot \cos \alpha_i - W_{bi} \cdot (\cos \alpha_i + \sin \beta_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta_i))] \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R} \quad (18 : 再掲)$$

式 (13) : 全てのスライスで $\alpha_i = \beta_i$ であると仮定して式 (18) の分子を単純化した実用的な近似式であり、これによる安全率を $[F_{global}]_A$ と表示する (Aは, approximatedの意味)。

$$[F_{global}]_A = \frac{R \cdot \sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{R \cdot \sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R} \quad (13 : 再掲)$$

式 (16a) : 式 (13) の分母で $M_w = 0$ としている式であり、多くの教科書と道路・鉄道・河川堤防・港湾構造物・宅造盛土等の設計指針類⁵⁻¹⁵⁾で示されている式と同一の構造を持っている。式 (16a) による安全率を $[F_{global}]_{code}$ と表示する。

$$[F_{global}]_{code} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + W'_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W'_i \cdot \sin \alpha_i)} \quad (16a : 再掲)$$

W'_i は、地下水位 (浸潤面) より上では不飽和土の全単位体積重量 γ_i を用いて地下水位 (浸潤面) より下では有効単位体積重量 $\gamma' = \gamma_{sat}$ (飽和土の全単位体積重量) - γ_w を用いて求める。 W'_i は、完全に水没したようなスライスでは $V_i \cdot \gamma'$ である。 V_i はスライス i の体積である。完全に水没していないようなスライスでは $W'_i > V_i \cdot \gamma'$ であり、 $W'_i = V_i \cdot \gamma'$ とすると P'_i を過小評価する。なお、多くの設計指針類では式 (16a) ではなく式 (16b) が示されているが、上で説明したように式 (16b) はいくつかの問題があるので、以下で検討しない。

図-10a, bに状態1~7でのこれらの式によって計算した臨界すべり円弧の位置と安全率 $F_s = \text{Min.}[F_{global}]$ を、図-11bに図-11aに示す固定されたすべり円弧に対する安全率 F_{global} を示す。これらの解析では、浸潤面・地下水位よりも上でのサクシオンが土のせん断強度に与える影響は考慮していない。これらの解析結果から、以下のことが分かる。

- 1) 最も適切な式 (18) による安全率 $[F_{global}]_c$ と $[F_s]_c$ には、以下の傾向が見られる。
 - a) すべり土塊内に地下水位が存在しない状態1から2→3→4のように斜面前の自由水位が上昇することなく斜面内で浸潤面が上昇すると、安全率は大きく低下する。浸潤面が斜面天端まで上昇して斜面とも一致した状態4での安全率は、

状態1での値から半減している。これは、斜面内で浸潤面が上昇して W'_i が減少して M_i が減少すると同時に W_i が増加して M_d が増加したためである。この結果は、豪雨時に盛土内の浸潤面が上昇すると安全率は低下し、豊富な地下水・表面水のため浸潤面が高くなっている斜面では恒常的に安全率が低いことを示している。

- b) 状態5を状態4と比較すると、斜面前の自由水位の上昇によって M_d が減少して安全率が上昇している。
- c) 状態6を状態5と比較すると、浸潤面が低下して M_i が増加すると同時に斜面前の自由水位が上昇して M_d が減少したことにより、安全率が大きく増加している。
- d) 状態7を状態6と比較すると、浸潤面が上昇して M_i が低下しているが斜面前の自由水位が上昇して M_d が減少することの影響の方が大きいので、安全率は増加している。
- e) 7→3の状態変化のように斜面内に高い浸潤面を残したまま斜面前の自由水位が低下すると、安全率は大きく低下する。これは、洪水後に河川水位が急低下した時の堤外地側の堤防斜面や貯水位が急低下した時のフィルダム・ため池堤体の上流側斜面の状況である。また、状態3は洪水時の堤防の堤内地側の堤防斜面や遮水・排水機能が十分でなく浸潤面が高い均一型のフィルダム・ため池堤体の下流側斜面の状況であり、状態7よりも安全率は著しく低い。状態3での安全率を上昇させるには、状態6のように斜面前の自由水位を上昇させることが一つの方法である (たとえば、河川堤防での月の輪工法)。恒久的対策としては、フィルダム・ため池堤体の場合は表面あるいは中央遮水壁や排水設備を設置して浸潤面を下げて、状態1や2のようにすることが効果的である。

- f) 1→6→7の状態変化での安全率の変化は小さい。これは、常時に排水状態を保った静水状態で地下水位と斜面前の自由水位が上昇しただけでは安全率は大きく変化しないことを示している。しかし、常時でも飽和領域が非排水状態で破壊に至る状況では、非排水強度が排水強度よりも小さくなる緩詰めの場合は地下水位の上昇によって不安定化する。地震時に飽和領域が非排水状態になり非排水繰返し載荷によって弱化する場合は、地下水の上昇による不安定化の度

合いは大きくなる。

- 2) 1~7の全ての状態に対して、式(13)による安全率 $[F_s]_A$ と $[F_{global}]_A$ は、式(18)による $[F_s]_C$ と $[F_{global}]_C$ のそれぞれとほとんど同じであり、式(13)は式(18)の実用的な近似式となっている。その理由を以下に列挙する。
 - a) すべり土塊内に地下水位が存在しない状態1では、浮力 $W_{bi}=0$ であるので式(13)は式(18)と同一になる。
 - b) 斜面内に浸透流がある状態2, 3, 4, 5では、図-18を参照して、 $\alpha_1 < \beta_1$ となっているすべり円弧の下部ではスライス底面での有効直荷重 $[P'_i]_A < [P'_i]_C$ となっているが $\alpha_1 > \beta_1$ となっているすべり円弧の上部では $[P'_i]_A > [P'_i]_C$ となっている。この解析では、すべり円弧全体でこの誤差が偶然的にほぼキャンセルされている。
 - c) 静水状態で $\beta_1=0$ である状態6と7では、式(13)は式(18)と同一になる。
- 3) $M_w=0$ である状態1, 2, 3, 4では、式(16a)による $[F_s]_{code}$ と $[F_{global}]_{code}$ は式(13)による $[F_s]_A$ と $[F_{global}]_A$ と一致する。しかし、 $M_w > 0$ である状態5, 6, 7では、 M_w が大きくなるほど式(16a)による $[F_s]_{code}$ と $[F_{global}]_{code}$ は式(13)による $[F_s]_A$ と $[F_{global}]_A$ よりも次第に小さくなる。特に、斜面全体がほぼ水没している状態7では、 $[F_s]_{code}$ は $[F_s]_A$ の半分程度しかない。以上をまとめると、以下ようになる。
 1. 式(14)は、適用条件に制限があり、式に用いる間隙水圧に注意が必要である。また、式(16a)はすべり土塊の斜面部に水圧が作用していない状態1, 2, 3, 4に対しては実用的な近似式であるが、しかし、すべり土塊の斜面部に水圧が作用している場合には適用できない。一方、式(13)は状態1~7の全てに対して実用的な近似式である。したがって、式(14)、式(16a)ではなく常に式(13)を用いるようにすべきであろう。
 2. 浸潤面の位置の影響をより正確に考慮しようとする場合は、式(13)ではなく式(18)を適用するのが良いであろう。
 3. 何れの場合でも、斜面内の浸潤面の位置を設定して各スライスの全重量 W_i と有効重量 $W'_i = W_i - W_{bi}$ を正確に求める必要がある。例えば、実際は1, 2, 3の状態に対して、スライス内の浸潤面の位置に関わらず W'_i を γ' を用いて計算し W_i を γ_{sat} を用いて計算すると状態4での安全率を求めることにな

り、安全率を過小評価する。特に、状態1に対してこのような計算をすると、安全率を大きく過小評価する。

6. 耐震設計における水平地震荷重の考慮

この課題に対して、以下のように異なった仮定・設定が用いられている。

HSL-a) 水平地震荷重 $k_h \cdot W_i$ はスライスの重心に作用するとする。この設定は力学的に正しい。

HSL-b) $k_h \cdot W_i$ はスライスの底面に作用すると仮定する。この仮定は力学的に不合理であり、常に安全側の結果を与える。

HSL-c) 非排水飽和土の地震時の非排水繰返し載荷に伴って生じる過剰間隙水圧 Δu による非排水せん断強度の低下は考慮するが、 $k_h \cdot W_i$ による M_d の増加は考慮しない (Δu 法)。この場合、正しい Δu の算定は困難であり、また地震荷重が作用している状態での安全率は求まらない。 Δu 法は、次章で非排水せん断強度の設定・仮定の課題と一緒に議論する。

HSL-d) 地震荷重を考慮せず排水状態の常時 ($k_h=0$ & $\Delta u=0$) での安定性だけを確認する。これは、耐震設計の一般的方針としては不合理である。

6.1. 設定 HSL-d) に基づく耐震設計不要論

実務では、自然・切土・盛土の斜面で地震時安定解析を行わない場合がある。その論拠として、「常時に対して適切に設計・施工した斜面は、一定の耐震性があることが経験的に知られている」と説明されることがある。しかし、この論拠が成り立つためには、評価された常時での安定性に一定の隠された余裕(冗長性)が含まれていることが必要である。その冗長性は、安定解析法が適切である場合は、通常以下の要因から成り立っている。

- 1) 殆どの斜面では、通常の状態ではサクシオンによる見かけの粘着力が作用している。しかし、通常的设计では豪雨・洪水・湛水等により斜面が湿潤化してサクシオンが失われることに備えて、これを無視、あるいは大幅に過小評価している。
- 2) 設計では、通常粘着力、内部摩擦角を一定程度過小評価している。
- 3) 常時での必要最小安全率が仮に1.2の場合、設計と施工が確実であれば、一定の地震動までは1.0以上の安全率を保つ。また、一定の残留変形が許容できれば、計算上では地震時に一時的に安全率が1.0を割る状態を許容できる。

要因1)に関しては、見かけの粘着力は湿潤化・飽和化によって容易に失われてしまう信頼性の低いものであ

るから、無条件にこれに頼る耐震設計は危険である。ただし、きちんとした排水工を設計・施工・維持管理できる保証がある場合は、そうでない場合と比較して評価する耐震性の差別化を図るうえで、安全側に設定した見かけの粘着力ならば使っても良いであろう。

要因2)による冗長性は、地震時でも一定程度確保すべきものであり、精査によってより高い値が確認できた場合にだけ、その値を用いて縮小できるものである。したがって、要因2)は耐震設計を実施しない論拠にはできない。

要因3)による冗長性があることは確かである。それでも、設計地震荷重に上限値を設定しないで「常時に対して設計・施工した斜面でも地震時に安定である」ということを一般の方針とするのは合理的ではない。例えば「常時に対する必要最小安全率を例えば1.2としておけばレベル2設計地震動に対する耐震設計をしたことになり」と一般化はできない。

そもそも、この論拠に無条件に従うと力学に従った設計体系は意味を失う。「盛土・地盤条件に特段の問題がなく、盛土の締固めと排水設備ときちんと実施することによって設計条件に対して余裕を持たせた場合は、必要最小安全率を例えば1.2としておけばレベル2設計地震動に対する耐震設計をしたと見なせる」ということを主張する場合は、少なくとも「この余裕を定量化して取り込んだレベル2設計地震動に対する安定計算」を実施して力学的に確認しておく必要がある。さらに、「地震時に斜面が崩壊することを許容して、迅速に復旧する方針」の方が合理的であるという主張もある。しかし、これも一般の方針とはできず、この方針は少なくとも崩壊したら社会的な影響が深刻となる重要な土構造物・自然斜面では合理的ではない。以上のことから、斜面の耐震性を確保するためには斜面の地震時安定解析をできるだけ実施することが必要であると言える。

6.2. 水平地震荷重の作用位置：設定 HSL-a) と b) について

図-19aに示すすべり土塊が地下水位よりも上にある場合で外向きの水平地震荷重 $k_h \cdot W_i$ が重心に作用しているスライス i の荷重・力の状態を、図-19bに示す。この場合、スライス i の底面での全直荷重 P_i は有効直荷重 P'_i に等しい。図-19cに、各スライスで力とモーメントの釣合いが満たされている場合での力の多角形を示す。スライス底面に直交する方向での力の釣合いから、

$$P_i = W_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i + \Delta E_i \cdot \tan(\alpha_i - \eta_i) \quad (21)$$

が得られる。 ΔE_i は、スライス側面に作用する土圧の合ベクトルの大きさである。地震時でも「スライス側面土圧の合ベクトルはスライス底面に平行」と言う Fellenius 法の仮定 EP-a) を適用すると $\alpha_i = \eta_i$ となり図-19dに示すように、

$$P_i = W_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i \quad (22)$$

となり、 ΔE_i に依存しない P_i が得られる。したがって、抵抗モーメント M_r は、

$$M_r = \sum [c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i] \quad (23)$$

となる。なお、角度 α_i が大きくなると実際は $k_h \cdot W_i$ によってスライス側面土圧の合ベクトルの方向はスライス底面の方向よりも水平に近づくために、式(22)は $k_h \cdot W_i$ が大きくなるほど P_i を過小評価する。

一方、滑動モーメント M_d は、式(2)で示すようにスライス底面に作用するせん断力 S_{wi} を用いた次式でも定義できる。

$$[M_d]_{sw} = R \cdot \sum (S_{wi}) \quad (24)$$

しかし、個々の各スライスで全ての作用荷重・力が鉛直・水平方向の力の釣合いとモーメントの釣合いの条件を満足する場合での S_{wi} を見つけ出すことは容易ではない。そこで、多くの場合は、全てのスライスにおいて S_{wi} と釣り合っている他の荷重・力によって生じる滑動モーメントを総計した $[M_d]_{direct}$ を求めている。すなわち、すべり土塊内に地下水位が存在しない状態でスライスの重心に $k_h \cdot W_i$ が作用している場合での $[M_d]_{direct}$ は、式(10)に $k_h \cdot W_i$ の項を加えた次式によって求めることができる。

$$[M_d]_{direct} = \sum (W_i \cdot R \cdot \sin \alpha_i) + \sum (k_h \cdot W_i \cdot y_i) = W_{total} \cdot x + k_h \cdot W_{total} \cdot y \quad (25)$$

式(25)では、議論を単純化するために $Q_i=0$ としている。 y_i はスライス i での重心からすべり円弧の中心 C までの鉛直距離(図-19a)、 y は全水平地震荷重 $k_h \cdot W_{total}$ が作用しているすべり土塊の重心 G のすべり円弧の中心 C までの鉛直距離である(図-20a)。式(25)は力学的に正しく、近年フィルダムの設計でも用いられている¹⁹⁾。この場合の安全率は、次式で求まる。

$$[F_{global}]_{direct} = \frac{M_r}{[M_d]_{direct}} = \frac{M_r / R}{[M_d]_{direct} / R} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)} \quad (26)$$

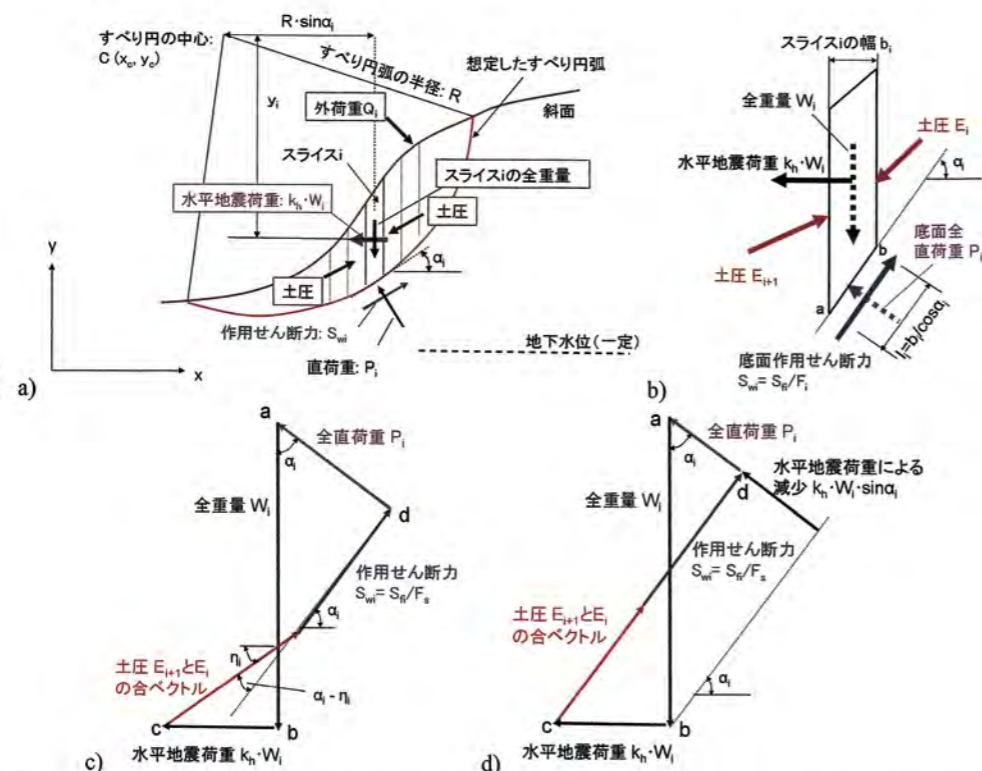


図-19 すべり土塊内に地下水位が無く $k_h \cdot W_i$ がスライス重心に作用して $Q_i=0$ の場合: a) 全体図; b) スライス i での作用荷重・応力; c) 力とモーメントの釣り合いが保たれている場合での力の多角形; d) Fellenius 法での力の多角形

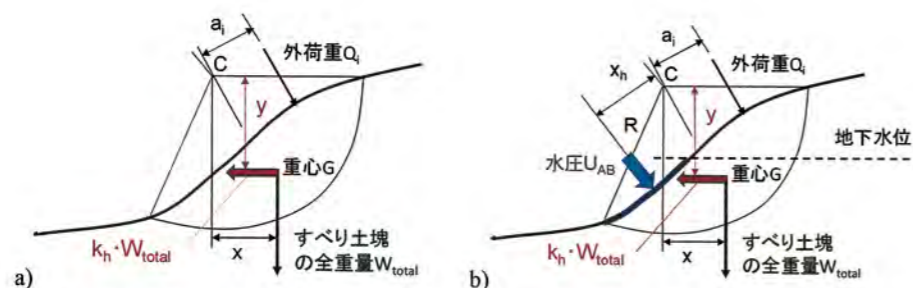


図-20 地震時の滑动モーメント M_d (全応力的表示): a) 地下水位が低い状態; b) 地下水位が高い静水状態

k_h によって $[M_d]_{direct}$ (式 (25)) は増加し M_i (式 (23)) は減少するので、排水状態の斜面の安定性は地震時に確実に低下する。

一方、全てのスライスで力とモーメントの釣り合いの条件を満たしている S_{wi} が図-19c に示す力の多角形でのスライス底面の方向の力の釣り合いから式 (27) によって求めたとする。

$$S_{wi} = W_i \cdot \sin \alpha_i + k_h \cdot W_i \cdot \cos \alpha_i - \Delta E_i \cdot \cos(\alpha_i - \eta_i) \quad (27)$$

この S_{wi} を用いて、滑动モーメント $[M_d]_{Sw}$ が次式によって求められる。

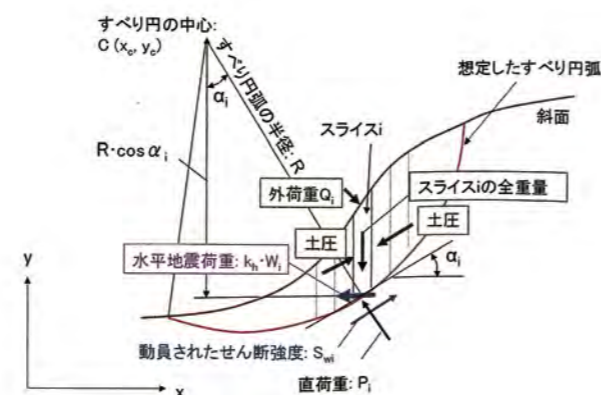


図-21 水平地震荷重が各スライス底面に作用すると仮定した場合

$$[M_d]_{Sw} = R \cdot \sum (S_{wi}) = R \cdot \sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + R \cdot \sum (k_h \cdot W_i \cdot \cos \alpha_i) - R \cdot \sum [\Delta E_i \cdot \cos(\alpha_i - \eta_i)] \quad (28)$$

$[M_d]_{Sw}$ (式 (28)) は、 $[M_d]_{direct}$ (式 (25)) と一致する。一方、式 (28) の右辺第二項は $\sum [(W_i \cdot k_h) \times (R \cdot \cos \alpha_i)]$ と書けるので、この項は図-21 に示すように水平地震荷重 $k_h \cdot W_i$ を各スライスの底面に作用させた時の滑动モーメントと同じである。このモーメントの腕の長さは $R \cdot \cos \alpha_i$ であり $[M_d]_{direct}$ (式 (25)) の右辺第二項のモーメントでの腕の長さ y_i (図-19a) よりも大きいので、式 (28) の右辺第二項の $R \cdot \sum [k_h \cdot W_i \cdot \cos \alpha_i]$ は $[M_d]_{direct}$ (式 (25)) の右辺第二項の $\sum [k_h \cdot W_i \cdot y_i]$ よりも大きい。したがって、式 (28) の右辺第三項の $[\sum E_i]$ 項は正の値となる。しかし、 $[M_d]_{Sw}$ (式 (28)) を計算するためには、力の釣り合い条件を満たす E_i と E_{i+1} の大きさと方向を求めて $[\sum E_i]$ 項を計算する必要がある。しかし、その計算は相当複雑である。そもそも、式 (25) によって $[M_d]_{direct}$ を計算すれば良いので、式 (28) を用いる利点はない。

一方、図-19d に示すように「 E_i と E_{i+1} の合ベクトルの方向はスライス底面に平行」と言う仮定 EP-a) に基づく Fellenius 法を適用して $\alpha_i = \eta_i$ と仮定すると、 $[\sum E_i]$ 項 $= R \cdot [\sum E_i]$ となるが、この値も安全率 F_s が求まる前は不明である。そこで、式 (28) で $[\sum E_i]$ 項 $= 0$ と仮定すると次式で滑动モーメントの近似値 $[M_d]_{Sw, app}$ が求まる。

$$[M_d]_{Sw, app} = R \cdot \sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + R \cdot \sum (k_h \cdot W_i \cdot \cos \alpha_i) \quad (29)$$

式 (29) は水平地震荷重 $k_h \cdot W_i$ をスライス底面に作用させて滑动モーメント M_d を求めていることを意味しており、これは物理的にあり得ない。また、 $[M_d]_{Sw, app}$ (式 (29)) は、力学的に正しい値である $[M_d]_{direct}$ (式 (25)) よりも常に大きい。この場合の安全率は、次式で求まる。

$$[F_{global}]_{Sw, app} = \frac{M_r / R}{[M_d]_{Sw, app} / R} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot \cos \alpha_i)} \quad (30)$$

フィルダムやため池堤体の従来からの実務的耐震設計では、式 (30) を用いている^{20,21)}。しかし、 $[F_{global}]_{Sw, app}$ (式 (30)) は、水平地震荷重の作用位置に関して力学的に正しい $[F_{global}]_{direct}$ (式 (26)) よりも常に小さい。

斜面内に地下水位・浸透流がある状態で地震力が加わる場合は、次章で議論する。

7. 地震時の飽和土のせん断強度

7.1. 地震時に排水状態を仮定した場合

地震時安定解析の諸式：飽和土でも地震時に排水状態を保つ場合がある。あるいは、実際には非排水状態に近いかも知れないが実務では排水状態を仮定する場合が少なくない。それらの場合、図-10a, 11a に示す斜面内の地下水位・浸潤面の状態と斜面前の自由水位が異なる 1~7 の全ての状態に対して適用できる式は、式 (18) にスライス重心に作用する水平地震荷重 $k_h \cdot W_i$ の影響を取り入れた次式である (図-22, 23, 24 参照)。

$$[F_{global}] = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W'_i \cdot \cos \alpha_i - W_i \cdot \cos \alpha_i + \sin \beta_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta_i)) - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i] \cdot \tan \phi'_i}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)} \quad (31)$$

$k_h \cdot W_i$ によって分母の M_d は増加し分子の M_i は減少して、安全率は低減する。

式 (31) において全スライスで $\alpha_i = \beta_i$ と仮定して $W'_i = W_i - W_{bi}$ とすることを考慮すると、次の実用的な近似式が得られる。

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W'_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)} \quad (32)$$

式 (32) は、近年フィルダムでも用いられている¹⁹⁾。一方、フィルダムとため池堤体の実務設計では、 $k_h \cdot W_i$ がスライス底面に作用するとして次式が従来から広く用いられている^{20,21)}。

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot \cos \alpha_i)} \quad (33)$$

式 (33) は、式 (32) と比較すると y_i/R が小さくなり k_h が大きくなるほど安全率が過小評価する。

一方、鉄道盛土¹²⁾、宅造盛土¹³⁾、道路盛土^{14,15)}、河川堤防²⁰⁾等の設計指針類では、式 (32) の分母で $M_w = 0$ とした次の形式の式が示されている。

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)} \quad (34)$$

式 (34) は、図-10a, 11a に示す状態 5, 6, 7 のようにすべり土塊の斜面部に水圧 U_{AB} が作用している場合では、 U_{AB} によるモーメント M_w が大きくなるほど安全率が過小評価する。また、これらの指針類^{12-15,22)}では式 (34) の分子でのスライスの有効重量 W'_i の項は $W_i - u_i \cdot b_i$ (u_i はスライス底面での間隙水圧、 b_i はスライスの幅) と書かれている。この $W_i - u_i \cdot b_i$ は元々有効重量 $W'_i = W_i - V_{si} \cdot \gamma_w$ を意味していて、これらの式は

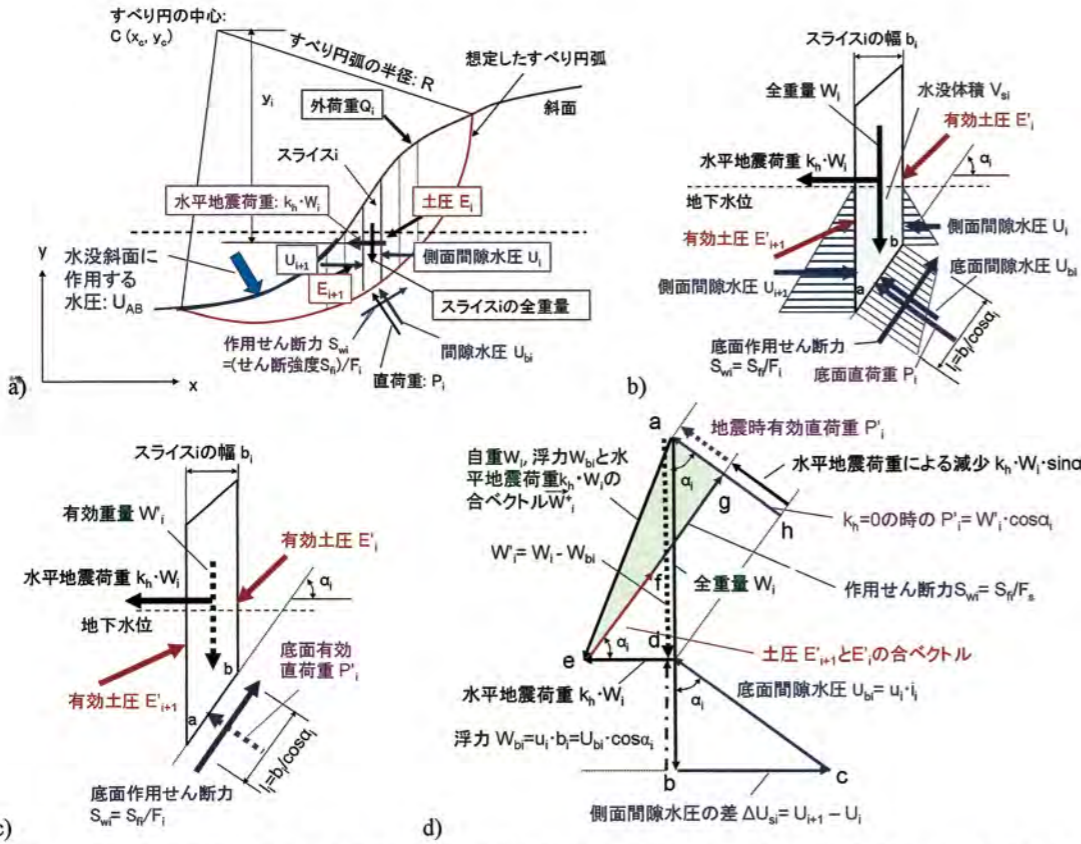


図-22 静水状態の斜面で $k_h \cdot W_i$ が重心に作用している部分的に水没したスライス: a) 全体図; b) $Q_i=0$ のスライス i での作用荷重・応力の全応力的表示; c) 有効応力の表示; d) 修正 Fellenius 法での力の多角形

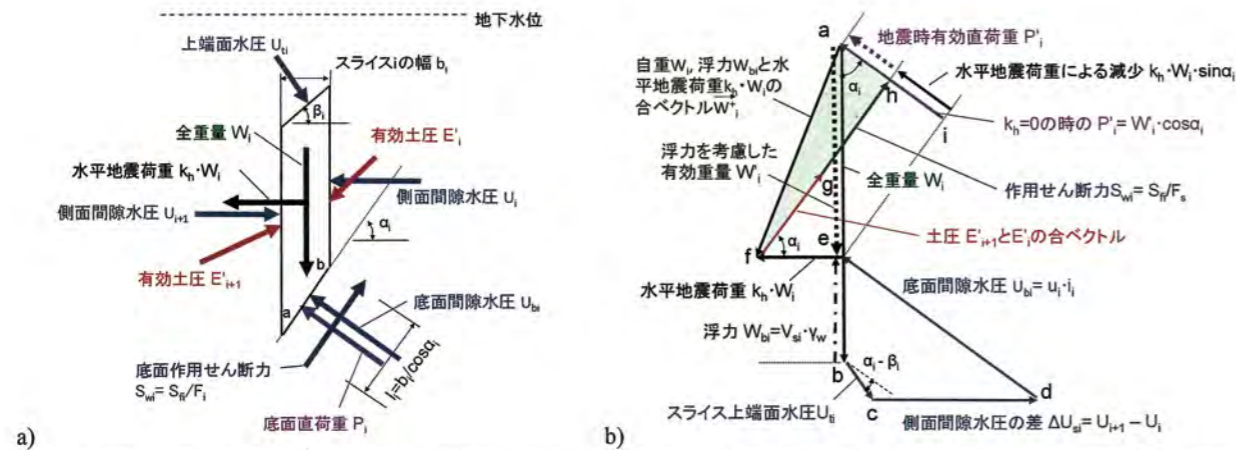


図-23 静水状態の斜面で $k_h \cdot W_i$ が重心に作用している完全に水没したスライス: a) $Q_i=0$ のスライス i での作用荷重・応力の全応力的表示; b) 修正 Fellenius 法での力の多角形

式 (34) に包含されている。したがって、浸透流がある場合には u_i は浸透圧の影響を考慮した正しい間隙水圧ではなく水深に比例した値を用いなければならない。しかも、項 $W_i - u_i \cdot b_i$ は完全水没したスライスには適用できない。以上のことから、以下では式 (34) を検討して、 $W_i - u_i \cdot b_i$ を用いた式は検討しない。

なお、式 (14) は多くの教科書に示されている常時に対する式である。この式で地震力を考慮すると、次式が得られる。

$$F_{global} = \frac{\sum [c' \cdot l_i + \{ (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi}) - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i \} \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)} \quad (35)$$

この式は、式 (34) と同様に U_{AB} によるモーメント M_w

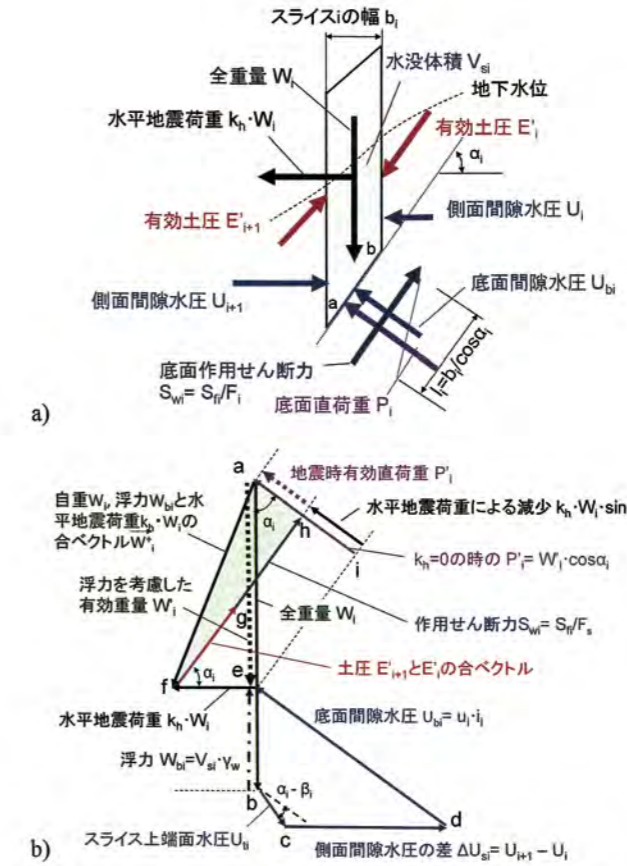


図-24 浸透流がある斜面で $k_h \cdot W_i$ が重心に作用している部分的に水没したスライス: a) $Q_i=0$ のスライス i での作用荷重・応力の全応力的表示; b) 修正 Fellenius 法での力の多角形

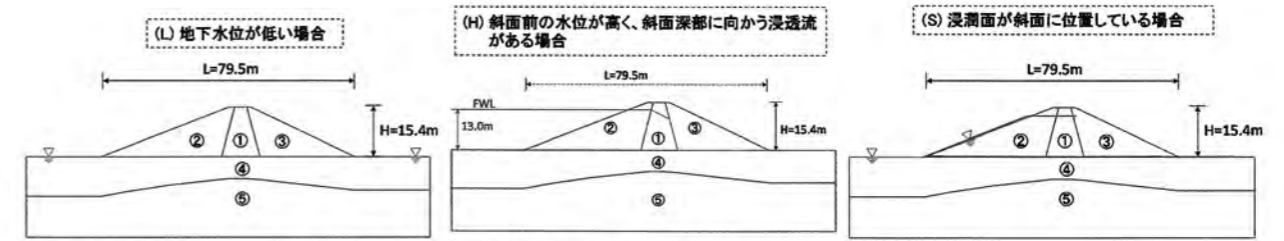


図-25 斜面前の水圧と斜面内の浸透流の条件が異なるため池堤体の例

が大きくなるほど安全率を過小評価する。また、分子での $U_{bi} = u_i \cdot l_i$ (l_i はスライス底面の長さ、図-24) はスライス底面に作用する総間隙水圧である。静水状態の斜面において、間隙水圧 u_i は部分的に水没したスライスではスライス底面での静水圧であり、完全に水没したスライスではスライスの高さに比例した静水圧の増分である。しかし、式 (14) に関連して説明したように、式 (35) は静水状態に対しては「スライス側面での間隙水圧はスライス底面に平行」と誤って仮定しているため、

スライス底面が急になるほど P'_i を過小評価して安全率を過小評価する。一方、斜面下方に向かう浸透流がある斜面に対しては、式 (14) に関連して説明したように、平均的に見てスライス底面は浸潤面に平行であると仮定すればスライス両側面に水平に作用する間隙水圧 U_i と U_{i+1} は大きさと方向が同じで向きが逆となるので、浸透流の影響を考慮した正しい $U_{bi} = u_i \cdot l_i$ を用いることによって式 (35) は式 (34) と類似の近似式になる。しかし、スライス底面での間隙水圧 u_i として上記の静水圧

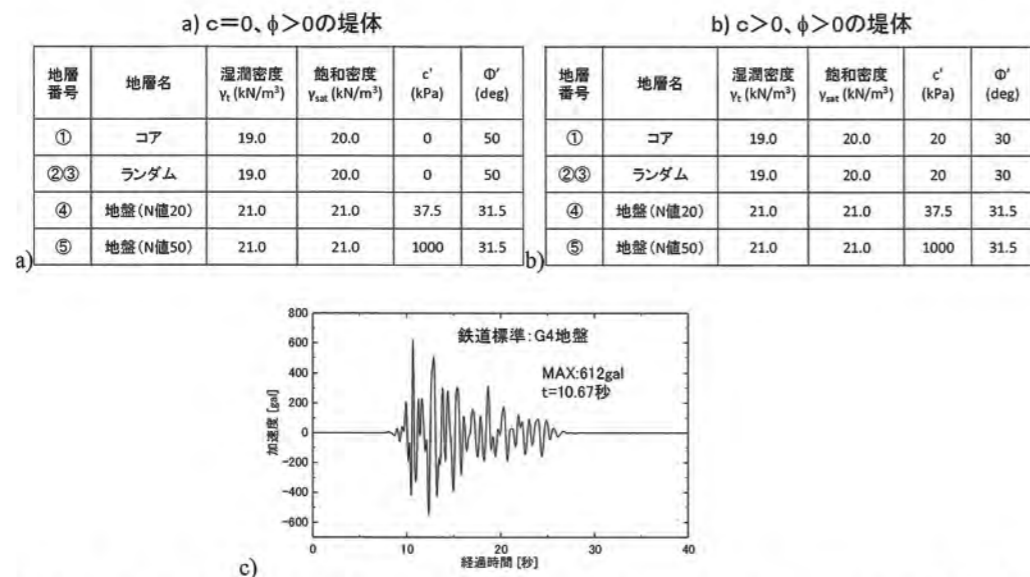


図-26 a), b) 図-25 に示す盛土構造物(ため池堤体)に想定した物性; c) Newmark-O法に用いた入力地震動²³⁾

を用いると $U_{bi} = u_i \cdot l_i$ を過大評価して $P'_i = W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{bi}$ を過小評価する。その結果、以下で示すように安全率を過小評価する。式(35)は以下で検討するが、この式には上で説明した問題があり実務では式(32)を用いた方がよい。

排水状態での地震時安全率の比較: 図-25に示すため池堤体が次の三つの状態にある場合での地震時安定性を解析した。(L)は、地下水位が低く堤体の底面に位置している状態である。(H)は、上流側に貯水されていて下流側に向かう浸透流がある場合である。ここに示す解析では、このような浸透流が上流側のり面の安定性に与える影響は小さいので無視した。(S)は、斜面の前に自由水面がないが堤体奥の浸潤面は(H)の場合と同じで高く斜面に沿って浸潤面が位置する場合である。図-26a, bに、想定した土の物性を示す。堤体材料として、粘着力係数 c' がゼロの場合と一定の値がある場合を想定した。図-26cに、等方剛完全塑性体を仮定したNewmark-O法(文献2)の連載32回)によって残留すべり変位を計算する際に用いた入力水平地震動²³⁾を示す。この場合、地震応答解析を実施せず、これをそのままNewmark法における入力加速度の時刻歴とした。式(32), (33), (34), (35)の四つ式による安全率 $F_s = \text{Min}[F_{global}]$ を計算した。式(35)での $U_{bi} = u_i \cdot l_i$ での u_i は、スライス上端面からスライス底面まで高さに比例した静水圧の増分とした。

図-27aに、 $c'=0, \phi>0$ で地下水位が低い(L)の

場合での臨界すべり円弧を示す。この場合は、四つの式による臨界円は同一となった。図-27bに四つの式による安全率 F_s と k_h の関係を示す。間隙水圧と斜面に作用する水圧の影響がないので、 $k_h \cdot W_i$ を各スライスの重心に加えている式(32), (34), (35)による結果は同一になる。これらの式による F_s と $k_h \cdot W_i$ を各スライスの底面に加えている式(33)による F_s との差は、臨界すべり円弧が浅く y_i/R が1.0に近いために非常に小さい。図-27cに、Newmark-O法で求めたすべり変位を示す。式(33)によるすべり量は、他の三つの式によるすべり量よりも若干大きい。

図-28に、 $c'>0, \phi>0$ であるが、図-27の場合と同様に(L)の場合での結果を示す。この場合も、式(32), (34), (35)による結果は同一になる。一方、 $c'>0$ の影響によって臨界円がやや深くなり y_i/R がやや小さくなる。このため、 $k_h \cdot W_i$ が大きくなるほど $k_h \cdot W_i$ が各スライスの底面に作用するとした式(33)による安全率は、 $k_h \cdot W_i$ がスライス重心に作用するとした他の三つの式による値よりも小さくなり、すべり変位も二倍程度大きくなる。

図-29は、 $c'=0, \phi>0$ で斜面内の地下水位と斜面前の自由水位が同様に高い位置にある(H)の場合である。 W'_i は、地下水位・浸潤面よりも下では有効単位体積重量 $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ を用いて、その上では湿潤重量 γ_t を用いて計算している。 W_i は、地下水位・浸潤面よりも下では γ_{sat} を用いて、その上では γ_t を用いて計算し

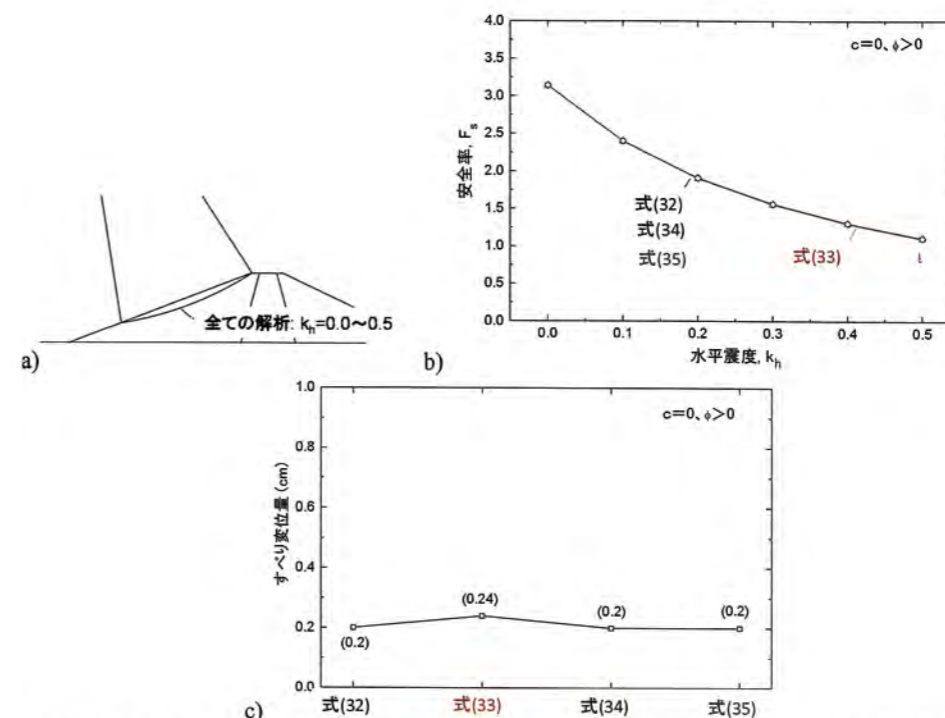


図-27 $c'=0, \phi'>0$ で(L)地下水位が低い場合での: a) 全ての場合で最小安全率を与える臨界すべり円弧; b) 安全率と水平震度の関係; c) 異なる安全率の式によるNewmark-O法による残留すべり変位

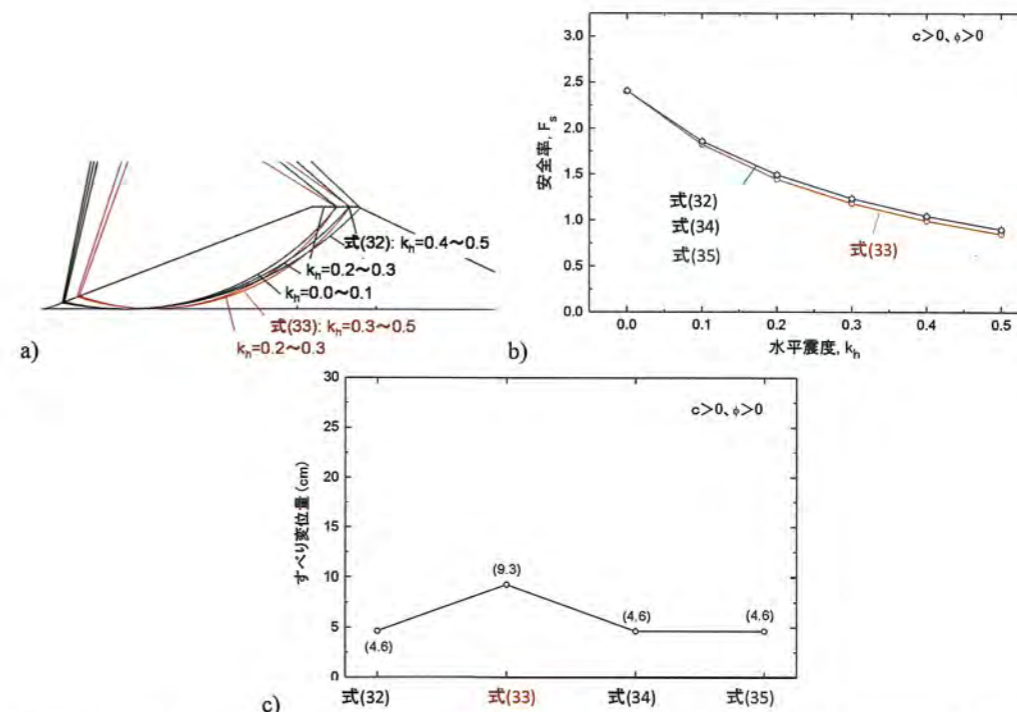


図-28 $c'>0, \phi'>0$ で(L)地下水位が低い場合での: a) 全ての場合で最小安全率を与える臨界すべり円弧; b) 安全率と水平震度の関係; c) 異なる安全率の式によるNewmark-O法による残留すべり変位

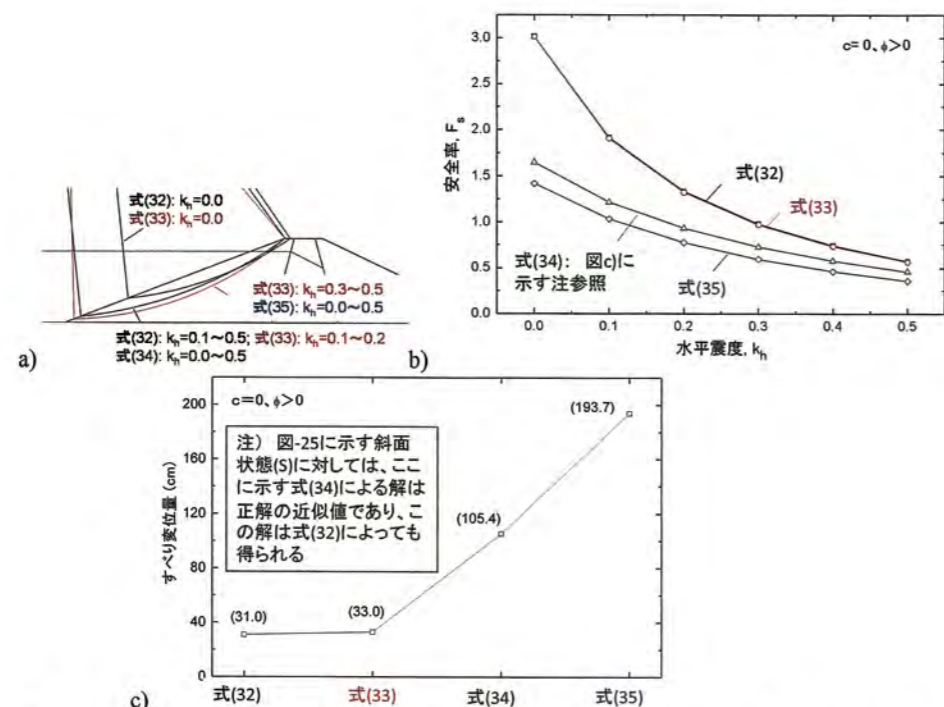


図-29 $c=0, \phi>0$ で (H) 斜面前の水位が高く斜面深部に向かう浸透流がある場合: a) それぞれの場合での最小安全率を与える臨界すべり円弧; b) 安全率と水平震度の関係; c) 異なる安全率の式による Newmark-O 法による残留すべり変位

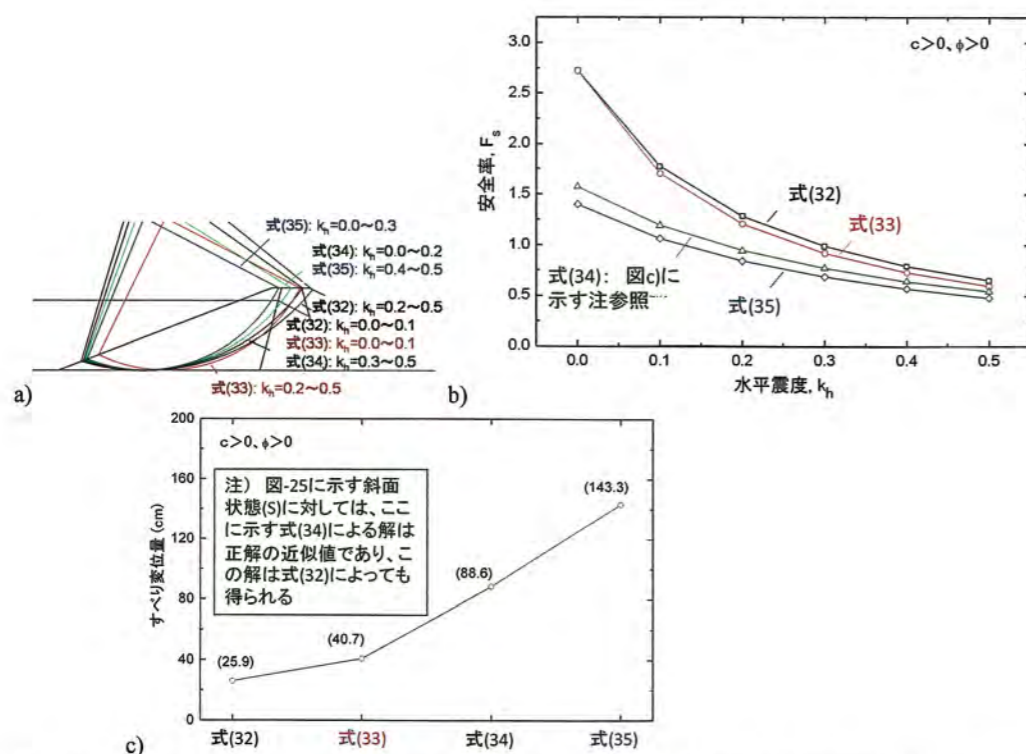


図-30 $c>0, \phi>0$ で (H) 斜面前の水位が高く斜面深部に向かう浸透流がある場合での: a) それぞれの場合での最小安全率を与える臨界すべり円弧; b) 安全率と水平震度の関係; c) 異なる安全率の式による Newmark-O 法による残留すべり変位

ている。この場合に対して最適な式である式 (32) に基づく結果を見ると、図-27 に示す (L) の場合よりも k_h の増加による F_s の低下率は大きくなっていて、地震時のすべり変位もかなり大きくなっている。この場合は、 k_h がスライス底面に作用するとして式 (33) に基づく結果は式 (32) に基づく結果と大差がない。一方、 M_w を無視した式 (34) に基づくと、 F_s は半減している。この F_s の値は、(H) の状態に対する安全率としては著しく過小評価された値であり、すべり変位量も著しく過大評価された値になる。

一方、図-25 に示す浸潤面が斜面に位置している斜面 (S) に対しては、ここに示す式 (34) に基づく F_s とすべり変位は解析的正解の近似値であり、これらの解は式 (32) によっても得られる。すなわち、これらの斜面 (S) に対する解は、貯水位が急速に降下した直後のフィルダム・ため池堤体の上流側斜面や遮水機能が低く浸潤面が高い均一型フィルダム・ため池堤体の下流側斜面、元々地下水位が低い降雨等で堤体内の地下水位が非常に高くなったり背後から常に地下水・表面水の供給があり浸潤面が非常に高い沢部の道路・鉄道・宅造盛土等の斜面に対する解である。これらの状態では、斜面の常時の安定性が低下していることに加えて地震荷重の増加によって安全率が著しく低下する。

また、図-29 に示す式 (35) による解も (H) の状態に対する解として見なすと、 M_w を無視しているため安全率を著しく過小評価している。この解を「斜面状態 (S) に対して計算した安全率」と見なした場合でも、斜面 (即ち浸潤面) からの深さに比例した間隙水圧 u_i を用いて $U_{bi} = u_i \cdot l_i$ を計算しているため、安全率は式 (34) による適切な値よりも小さくなっており、すべり変位は大きくなっている。

図-30 に、 $c>0, \phi>0$ で斜面 (H) の場合での結果を示す。この場合も最適な解は式 (32) による解であり、図-28 に示す (L) の場合よりも k_h の増加による F_s の低下率が大きくなっており、すべり変位も大きくなっている。この場合は、 k_h がスライス底面に作用するとして式 (33) に基づくと、式 (32) に基づく結果よりも k_h が大きくなるほど F_s は低くなり、すべり変位は大きくなる。また、ここに示す式 (34) による解は図-25 に示す斜面に (S) に対する解と適切であり、この解は式 (32) による解と同一である。しかし、式 (35) による F_s は式 (34) による適切な値よりも小さくなり、すべり変位は大きくなっている。

7.2. 地震時の飽和土の非排水せん断強度の設定

地震時に非排水状態になる飽和土のせん断強度に対し

ては、次の三つの設定・仮定が用いられている。US-a1) 非排水状態を想定して、全応力法に基づき非排水繰返し載荷による低下を考慮した非排水せん断強度を用いる。

US-a2) 非排水状態を想定して、 Δu 法によって非排水せん断強度を算定する。正しい Δu の値を推定できれば、全応力法と同じ結果が得られる。しかし、実際にはこの方法で地震時と地震直後での非排水せん断強度を適切に推定することは難しい。

US-b) 排水状態を想定する。この設定・仮定に基づいて地震時安全率を算定する式は上で議論した。しかし、この方法は緩い土では危険側に、非常に密な土では安全側になる傾向にある。すなわち、盛土・地盤内の飽和領域は、小粒径で排水距離が長いほど地震時に非排水条件になりやすい。その場合でも設定 US-b) のように排水状態を仮定して斜面の地震時安定性を評価すると、非排水せん断強度が排水せん断強度とは異なる値になることと非排水繰返し載荷によって非排水せん断強度が低下する現象を無視することになり、緩い土では危険側となる。一方非常に密な土では安全側となる傾向も出てきて、全体として地震時のせん断強度に対する締固めの影響を著しく過小評価する。

一方、 Δu 法と呼ばれている方法が実務で用いられてきている^{24,25)}。この方法では、飽和土の非排水せん断強度が非排水繰返し載荷によって過剰間隙水圧 Δu_i が発生して低下することは考慮するが地震荷重は考慮せず、次式によって安全率 F_s を求めている。

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + \{W_i - (U_{bi} + \Delta U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i\} \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i)} \quad (36)$$

U_{bi} は初期間隙水圧、 $\Delta U_{bi} = \Delta u_i \cdot l_i$ は地震荷重によって生じる過剰間隙水圧である。分母に地震荷重 $k_h \cdot W_i$ が含まれていないので、式 (36) は地震直後の F_s を求めていることになる。なお、式 (36) の分母には $-M_w/R$ が含まれていないが、この問題は式 (16a) に関連して議論したので、ここでは触れない。式 (36) のように、 $k_h \cdot W_i$ が F_s を低下させる効果を考慮しない方法が提案された背景は、以下のようなものであろう。式 (36) は、緩い飽和土が比較的小さい地震動で液状化しようとする場合のように、 ΔU_{bi} が最大値となっている地震終了直後の自重の作用の下における F_s が地震中に自重と地震荷重が作用している下での F_s よりも小さくなる場合には一定の合理性がある。一方、地震中の ΔU_{bi} の値と $k_h \cdot W_i$ を用いた次式によって F_s を求めたとする。

$$F_{global} = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + \{W_i - (U_{bi} + \Delta U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i\} \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)} \quad (37)$$

一定程度以上締め固まった地盤・盛土に強い地震動が加わった場合は、正しい $\Delta U_{bi} = \Delta u_i \cdot l_i$ を用いた式 (37) によって求めた安全率 F_s の地震時における最小値は式 (36) による F_s よりも小さくなる可能性が高くなり、この場合式 (36) は危険側の結果を与える。また、地震荷重の影響を受けている時の Δu_i の値は、実務では「非排水繰返し三軸試験で得られた各サイクルでの Δu の最大値の時刻歴」から求めている。そのようにして求めた Δu_i の値は、 Δu_i がほぼ初期有効拘束圧と等しくなる初期液化状態に近づく「地震中に各サイクルで作用せん断応力がほぼゼロになった時の過剰間隙水圧 Δu^* 」を意味する (参考文献 2) の連載 38 回の図-4.141 参照)。しかし、一定程度以上締め固まった土では、初期液化状態に至った後も地震荷重によってピーク強度状態に向かおうとすると Δu_i はダイレイタンス現象のために Δu^* よりも小さくなってゆく。このため、ある程度以上締め固まった土では、上記の Δu^* を用いた $\Delta U_{bi} = \Delta u_i \cdot l_i$ を式 (36) に代入すると非排水せん断強度がかなり低い値に過小評価されて地震直後の F_s がかなり低くなる。その結果、締め固めの効果がかなり過小評価されて、地盤・盛土を良く締め固めても地震時安定性が確保できなくなる、と言ったかなり非経済的で非現実的な結果が得られることになる。さらに、 $\Delta U_{bi} = \Delta u_i \cdot l_i$ を地震荷重も考慮した式 (37) に用いると、一定程度以上締め固まった地盤・盛土の地震時の F_s はさらに小さくなり、さらに非現実的な結果が得られる。つまり、

式 (36) を広い範囲の締め固め状態の土や多様な地震荷重に対して適切に適用することは難しいが、式 (37) を用いるとこの問題が更に拡大してしまう。

一方、全応力法に基づく次式は、図-10a, 11a に示す 1~7 の全ての状態に対して地震時に非排水条件になる飽和土に適用できる。

$$F_{global} = \frac{\sum [\tau_{f-u}]}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) - M_w / R + k_h \cdot \sum (W_i \cdot y_i / R)} \quad (38)$$

τ_{f-u} は飽和土の地震時非排水せん断強度であり、初期有効応力状態の関数とした上で地震荷重による非排水繰返し載荷による劣化を考慮して求める。 k_h は、すべり土塊に作用する平均応答水平加速度 / 地球の加速度である。

図-31 は、文献 2) で説明している Newmark 法によるすべり計算に用いる繰返し載荷過程での土のせん断強度の各種モデルの説明である。この図に示すのは、初期非排水せん断強度 (τ_f) が排水ピーク強度 τ_p よりも低くなる緩詰め土の場合である。密詰めの土では、 $(\tau_f)_0 > \tau_p$ となる。締め固め度が十分に高ければ、非排水繰返し載荷によって低下した非排水せん断強度 τ_f が排水ピーク強度 τ_p よりも高い値に維持されることもある。

(1) O 法は、排水状態に適用される。ピーク強度 τ_p に達した後にすべり変位 δ が増加しても一定のピーク強度が保たれる、と言う完全塑性を仮定している。これを、オリジナル (Original) の Newmark 法と呼ぶ。従来の設計では、排水状態での残留せん断強度 τ_r 程度の値を用いている。したがって、この方法では締め固めに伴ってピーク強度が増加する現象を考慮できないため、土構造物の耐震化に

極めて有効である土の締め固めの効果を適切に評価できない。

- (2) S 法では、排水せん断強度 τ_f がピーク強度に到達後にせん断層のすべり変位 δ に伴う体積膨張によって排水残留強度 τ_r に向かって低下して行くひずみ軟化 (strain-softening) 現象を考慮している。排水ピーク強度 τ_p は締め固めによって増加するので、S 法によって締め固めの効果を設計で一定程度取り入れることができる。応力レベル R_n とせん断層のすべり変位 δ の関係は粒径に依存し、粒子の平均粒径 D_{50} が大きいほどピーク応力状態 ($R_n = 1.0$) から残留応力状態 ($R_n = 0.0$) に達するまでに必要なすべり量 δ は大きくなる。このように締め固めと粒径の効果を反映した現実的なせん断強度を採用することによって、粒径の大きな盛土材を良く締め固めた土構造物の耐震性は高くなることを示すことができる。
- (3) D 法による飽和土の非排水せん断強度 τ_{f-u} は、式 (38) に用いる。地震時の τ_{f-u} の時刻歴は、地震荷重による非排水繰返し載荷によって生じるひずみが増加するにつれて劣化することを考慮して求める。D は損傷 (Damage) を意味する。D 法は、 τ_{f-u} に対する締め固めの効果が非常に大きいことを考慮できる。詳細は参考文献 2) で説明した。
- (4) SD 法は、非排水繰返し載荷を受けた後の非排水「 τ - γ 関係」がピーク強度発揮後にひずみ軟化する場合に対応するためのモデルである。このひずみ軟化の原因として、S 法で考慮したすべり変位 δ の増加に伴うひずみ軟化現象、長期異方圧密によって形成された構造が非排水繰返し載荷によって損傷して強度が低下する現象、緩詰めのため正の Δu の発生量が大きくて有効主応力比 σ'_1 / σ'_3 がピーク値に達する前に偏差応力 $\sigma'_1 - \sigma'_3$ がピーク値に達する現象などがある。

9. まとめ

以上示したように、実務では多様な条件の斜面に対して異なる仮定・設定に基づく多様な安全率の式が用いられている。しかも、仮定・設定の仕方によって計算した安全率 F_s が大幅に異なることが多い。この問題をさらに複雑にしているのは、それぞれの式の実務的な見地での妥当性は、安全率の計算値の大小だけではなく、以下の要因も考慮して総合的に判断する必要があるからである。

1) 解析に用いる土のせん断強度と実際の値との関係：

土のせん断強度は、締め固め状態、三軸試験・平面ひずみ圧縮試験や単純せん断・一面せん断試験などせん断試験法、せん断時の最大主応力の方向と堆積面の方向の関係の影響など構造異方性、ひずみ軟化特性と粒径などの影響を受ける。また、安全率 F_s は破壊の進行性などの影響を受ける。これらの要因の影響の大小によって、設定された土のせん断強度に基づいて計算された F_s に含まれる余裕 (冗長性) あるいは危険度の大小が異なることになる。

- 2) 解析に用いる設計震度 k_h と実際に想定される地震荷重との関係：解析に用いる土のせん断強度が過小評価されている場合は、 k_h の設計値を低くすることで結果がバランスするようになる。逆に、現実的なレベル 2 設計地震動を用いるのならば、過小評価しすぎた土のせん断強度を用いるとバランスが崩れてしまう。その場合は、より現実的で過度に過小評価されていないせん断強度を用いる必要がある。
- 3) 設定された許容最低安全率 (あるいは許容最大変位) の大きさ： k_h の設計値が低く設定されていて、しかも安全率で安定性を判断しており F_s の許容最低値が 1.0 などと低い値に設定されている場合は、解析に用いる土のせん断強度がかなり過小評価されていないと、バランスが取れないことになる。

レベル 2 設計地震動に対処し、異なる種類の土構造物の中で地震安定解析の一貫性を出来るだけ保つ一つの方法として、現状では以下の解析法を提案できる。

- ①地震荷重としては、現実的なレベル 2 設計地震動の加速度時刻歴を用いる。
- ②土の設計せん断強度での締め固め状態、異方性、三軸圧縮・平面ひずみ圧縮での相違の影響と破壊の進行性に関する各項目での単純化を伴う仮定による影響が、総合的に見てバランスするようにする。すなわち、広い締め固め状態にある地盤に適用できるように締め固め効果を適切に考慮した出来るだけ現実的な土のピークせん断強度を用いる。また、排水状態に対してはひずみ軟化現象を考慮する。非排水状態の飽和土では、非排水繰返し載荷による強度・剛性の劣化を考慮する。その際、締め固めの効果を反映する一方、適切に安全側となるピークせん断強度を設計値として採用する。つまり、平面ひずみ圧縮状態あるいはそれに近い状態であり鉛直方向に締め固めてあったり堆積面が水平である斜面に対して、軸圧縮方向が鉛直方向である三軸圧縮試験によって得られた結果を用いることになる場合が多い。この場合、平面ひずみ状態と三軸圧縮状態での強度の差と構造異方

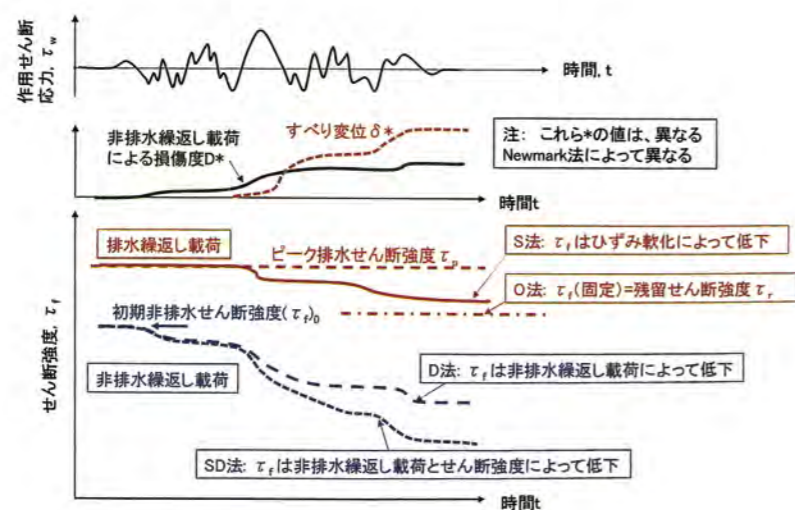


図-31 地震時の排水せん断強度と飽和土の非排水せん断強度に関する各種のモデル (緩詰め土の場合) (文献 2) の連載 26 回での図-4.55)

性の影響と破壊の進行性を考慮しないこと及びピークせん断強度の安全側の設定が、総合的にバランスするようにする。

- ③出来るだけ力学的に合理的で実現現象を反映した安全率の算定式を一貫して用いる。常時の排水状態に対しては式(13)あるいは浸透流の影響をより正確に表現した式(18)、地震時排水状態に対しては式(32)あるいは浸透流の影響をより正確に表現した式(31)、地震時非排水状態に対しては式(38)を用いるのが適切である。Newmark法などで斜面の残留変形を求める場合は、図-31を参照して適切なせん断強度モデルを採用する。計算された残留変形は、構造物の要求性能に従って設定された許容最大変位と比較する。

謝辞：東京コンサルタンツ（株）松尾修氏と東京大学社会基盤学科古関潤一教授には、本報文の原稿に目を通して頂き、内容にコメントを頂いた。末筆ながら感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Seed, H. B., Lee, K. L. and Idriss, I. M. (1969) : Analysis of Sheffield dam failure, Journal of SMF Div., Proc. of ASCE, Vol.95, No. SM6, Nov., pp.1543-1490.
- 2) 龍岡文夫・デュッティン, アントワン・矢崎澄雄・毛利栄征・上野和広 (2015~2016) : (連載) 地盤工学・技術ノート, 第21~42回盛土の地震時残留すべり計算①~②, 基礎工月 2015年3月号~2016年12月号。
- 3) Seed, H. B. (1966) : A method for earthquake resistant design of earth dams, Journal of SMF Div., Proc. of ASCE, Vol.92, No.SM1, Nov., pp.13-41.
- 4) Fellenius, W. (1936) : Calculation of the stability of earth dams, Transaction of the Second Congress on Large Dams, International Commission on Large Dams of the World Power Conference, Washington D. C., Vol.4, pp.445-462.
- 5) (監修) 建設省建設経済局民間宅地指導室 (編集) 宅地防災研究会 (2000) : 改訂版宅地防災マニュアルの解説 [I], 平成12年5月10日4版, (株)ぎょうせい, 第VI章盛土, VI. 3. 盛土のり面の安定性の検討, 121頁, (式VI. 3-1)。
- 6) (公益社団法人) 日本道路協会 (2010) : 道路土工, 盛土工指針 (平成22年度版), 平成22年4月, 第4章設計, 4-3-2常時の作用に対する盛土の安定性の照査, 108-115頁, 111頁式 (解4-1)
- 7) (公益社団法人) 日本道路協会 (2012) : 道路土工, 軟弱地盤対策工指針 (平成24年度版), 平成24年8月, 第5章軟弱地盤上の土工構造物の設計, 5-4常時の作用に対する安定性の照査, 145-151頁, 149頁式 (解5-15)
- 8) 公益社団法人 日本道路協会 (2009) : 道路土工, 切土工・斜面安定工指針 (平成21年度版), 平成21年6月, 第8章のり面保護工, 8-4-2構造物公の設計・施工, (9) 地山補強土工, 296-300頁, 297頁式 (参8-6)
- 9) (財) 国土開発技術研究センター (2009) : 河川土工マニュアル, 平成21年4月, 第3章河川土工の設計, 3) 安定計算法, 85頁式 (3-4)

- 10) (財) 国土技術研究センター (2012) : 河川堤防の構造検討の手引き (改訂版), 平成24年2月, 第4章浸透に対する堤防の構造検討, 4.3.3照査の方法, 48頁に示されている式
- 11) 社) 日本港湾協会・国土交通省港湾局監修 (2007) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (下巻), 平成19年7月, 3斜面の安定, 3.2安定性の検討, 668頁式 (3.2.1)
- 12) 国土交通省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編 (2013) : 平成25年改訂版鉄道構造物等設計標準・同解説, 土構造物, 平成25年7月, (株)丸善出版, 3章盛土, 3.1.2盛土の性能照査法, 66頁, 式 (解3.1.1)
- 13) (監修) 建設省建設経済局民間宅地指導室 (編集) 宅地防災研究会 (2000) : 改訂版宅地防災マニュアルの解説 [I], 平成12年5月10日4版, (株)ぎょうせい, VI. 盛土, VI. 3. 盛土のり面の安定性の検討, 宅造盛土, 132頁式②。
- 14) (公益社団法人) 日本道路協会 (2010) : 道路土工, 盛土工指針 (平成22年度版), 平成22年4月, 第4章設計, 4-3-4地震動の作用に対する盛土の安定性の照査, (2), (3) 地震動の作用に対する盛土の安定性の照査の方法, 124頁式 (解4-2)
- 15) (公益社団法人) 日本道路協会 (2012) : 道路土工, 軟弱地盤対策工指針 (平成24年度版), 平成24年8月, 第5章軟弱地盤上の土工構造物の設計, 5-6地震動の作用に対する安定性の照査, (2) 地震時安定性照査の方法, 2) 地震動の作用に対する照査の方法, 170頁式 (解5-35)
- 16) Duncan, J. M., Wright, S. G. and Brandon, T. L. (2014) : Soil strength and slope stability, second edition, Wiley, p.336.
- 17) 上記文献の119頁, Figure 6.38.
- 18) King, G. J. W. (1989) : Revision of effective-stress method of slices, *Géotechnique* 39, No.3, pp.497-502.
- 19) 建設省河川局開発課監修・(財) 国土開発技術センター発行 (1991) : フィルダムの耐震設計指針 (案), 平成3年6月, 2. 地震時安定性の検討, 2.4安定計算, 7~9頁式 (2) ~ (6)。
- 20) 社団法人日本河川協会編 (2014) : 改訂新版建設省河川砂防技術基準 (案) 同解説, 設計編 [1] : 建設省河川局監修, 技報堂出版, 平成26年3月3日 (改訂版新刷版第16刷), 第2章ダム設計, 6.3堤体の設計, 6.3.1すべり破壊に対する安全性, 224-228頁に示されている諸式, (注) 第1刷は昭和60年 (1985年) 10月31日
- 21) 農林水産省農村振興局 (2003) : 土地改良事業計画設計基準, 設計「ダム」一技術書 (フィルダム編, 平成15年4月, 第9章フィルダムの設計, II-102頁式 (9.1.6-1)
- 22) (財) 国土技術研究センター (2012) : 河川堤防の構造検討の手引き (改訂版), 平成24年2月, 第6章地震に対する堤防の構造検討 101-117頁, 108頁に示す式
- 23) 国土交通省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編 (2012) : 鉄道構造物等設計標準・同解説—耐震設計, 2012年9月
- 24) (財) 国土技術研究センター (2012) : 河川堤防の構造検討の手引き (改訂版), 平成24年2月, 第6章地震に対する堤防の構造検討 101-117頁, 107頁に示す式
- 25) (公益社団法人) 日本道路協会 (2012) : 道路土工, 軟弱地盤対策工指針 (平成24年度版), 平成24年8月, 第5章軟弱地盤上の土工構造物の設計, 5-6地震動の作用に対する安定性の照査, (2) 地震時安定性照査の方法, 2) 地震動の作用に対する照査の方法, 172頁式 (参5-10)
- 26) (監修) 建設省建設経済局民間宅地指導室 (編集) 宅地防災研究会 (2000) : 改訂版宅地防災マニュアルの解説 [I], 平成12年5月10日4版, (株)ぎょうせい, 第VI章盛土, VI. 3. 盛土のり面の安定性の検討, VI. 盛土, VI. 3. 盛土のり面の安定性の検討, 5. 地震時の安定性の検討認, 124頁 (式VI. 3-4)

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

FEM解析を取込んだ CIM事例
GTS-NXを活用した CIMモデル

株式会社フジタ 建設本部土木 EC 設計部 徳永 高志 様



FEM解析を取込んだCIM事例 ～GTS-NXを活用したCIMモデル～

2017年2月7日

株式会社フジタ
建設本部土木EC設計部
徳永 高志

Fujita Corporation

発表内容

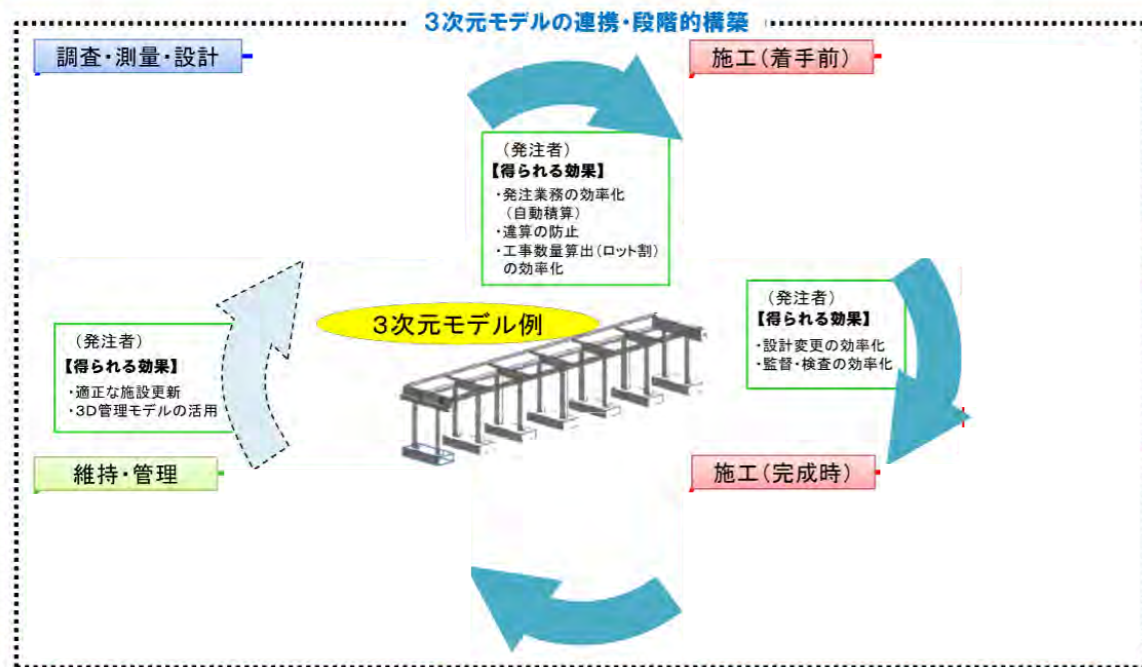
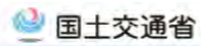
Fujita Corporation

1. CIMとは
- 2.トンネル3次元FEM解析の適用例
- 3.フジタの取組み
－ FEM解析結果のCIMへの活用 －
- 4.フジタのCIM事例

1. CIMとは

Fujita Corporation

CIMの概念



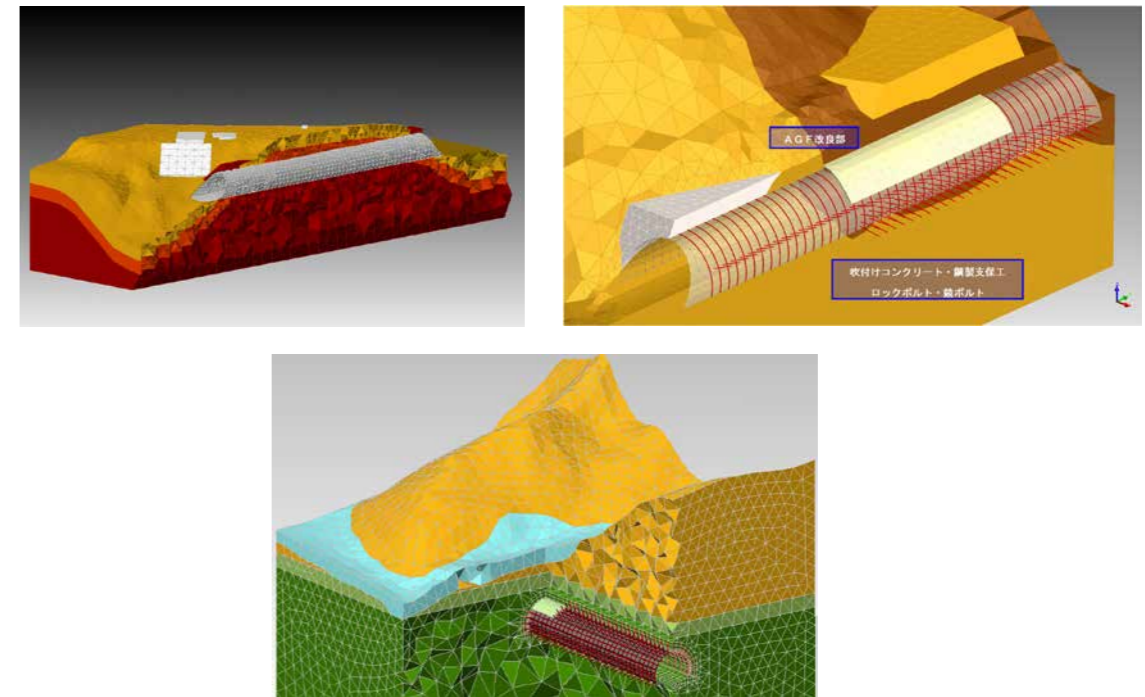
※国土交通省HPより抜粋

© 2013 Daiwa House Group All rights reserved. 2017年2月7日 midas IT Japan 2

2. トンネル3次元FEM解析事例

Fujita Corporation

3次元モデルによるトンネル数値解析 (GTS, GTS-NX)



© 2013 Daiwa House Group All rights reserved. 2017年2月7日 midas IT Japan 4

1. CIMとは

Fujita Corporation

具体的なCIMの特徴

- 見える化(可視化) : 協議資料など
- 情報の付加 : 設計情報・施工管理情報

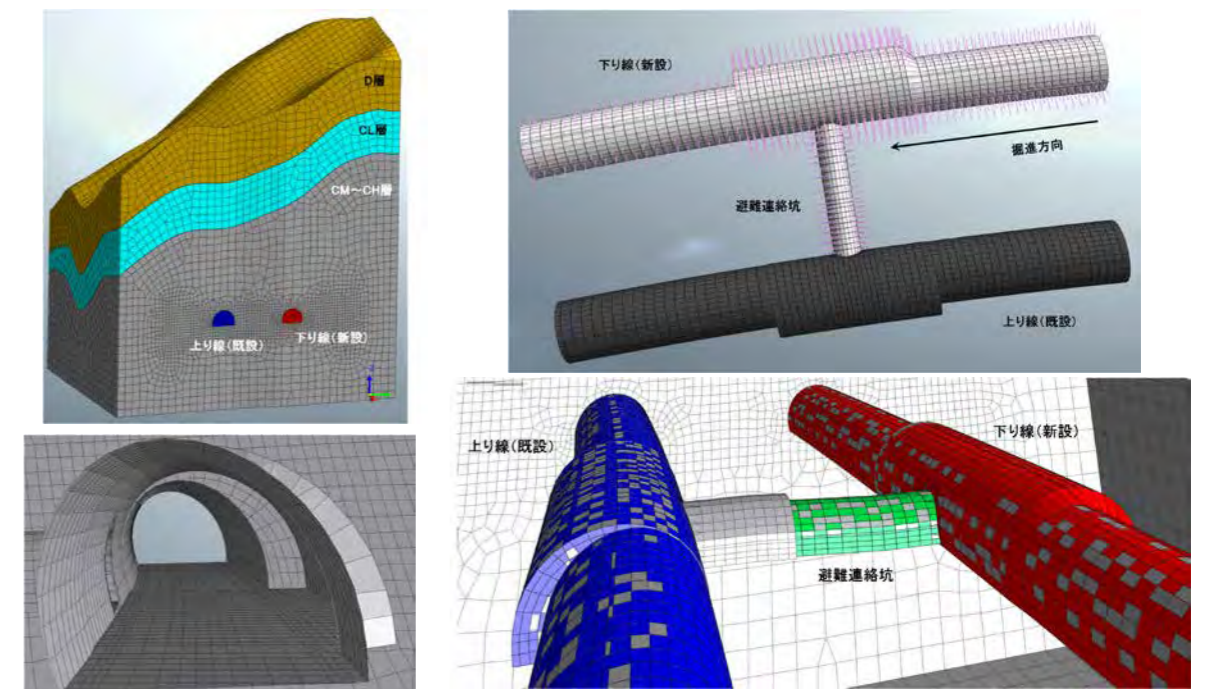
建設生産システムにおける
業務の効率化・高度化

© 2013 Daiwa House Group All rights reserved. 2017年2月7日 midas IT Japan 3

2. トンネル3次元FEM解析事例

Fujita Corporation

新設トンネルから 既設トンネルへの避難連絡坑の施工検討



© 2013 Daiwa House Group All rights reserved. 2017年2月7日 midas IT Japan 5

3.フジタの取組み - FEM解析結果のCIMへの活用 - Fujita Corporation

以前より3次元モデルによる数値解析を行っていた (GTS, GTS-NX)

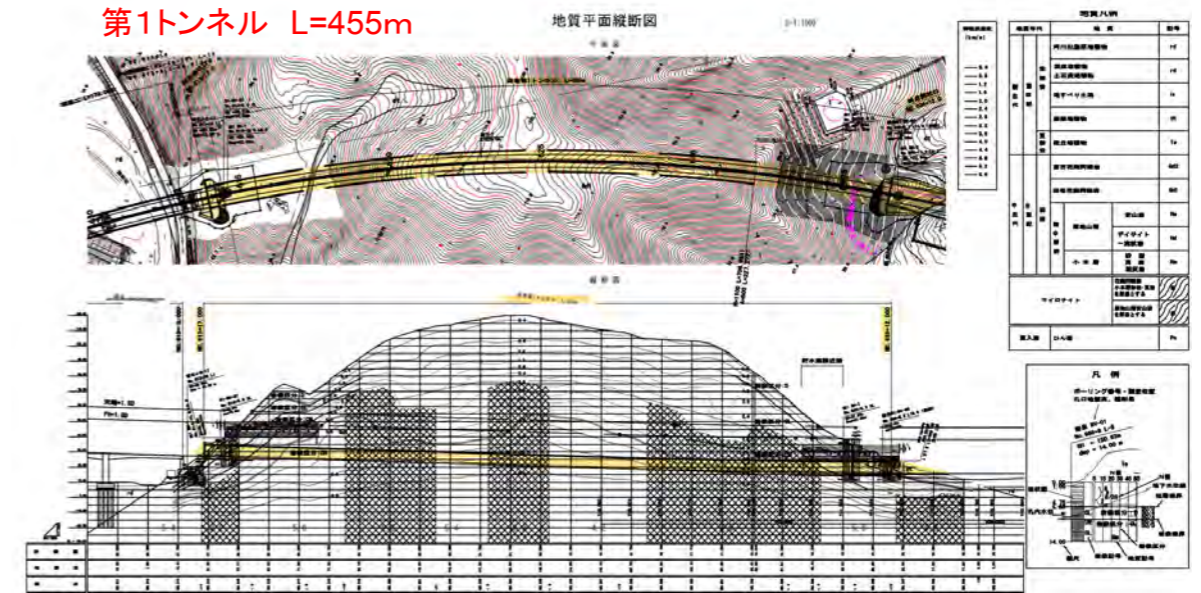
⇒ 数値解析で3次元モデルを作るのであれば、CIMモデルとうまく合体させて活用すれば？

【問題点】

- ・解析と同じように要素をCADで作成するのは困難。
- ・CADで作成した要素に認識できる番号(要素番号)を付与するのは困難。

3.フジタの取組み - FEM解析結果のCIMへの活用 - Fujita Corporation

地質縦断面図



3.フジタの取組み - FEM解析結果のCIMへの活用 - Fujita Corporation

以前より3次元モデルによる数値解析を行っていた (GTS, GTS-NX)

⇒ 数値解析で3次元モデルを作るのであれば、CIMモデルとうまく合体させて活用すれば？

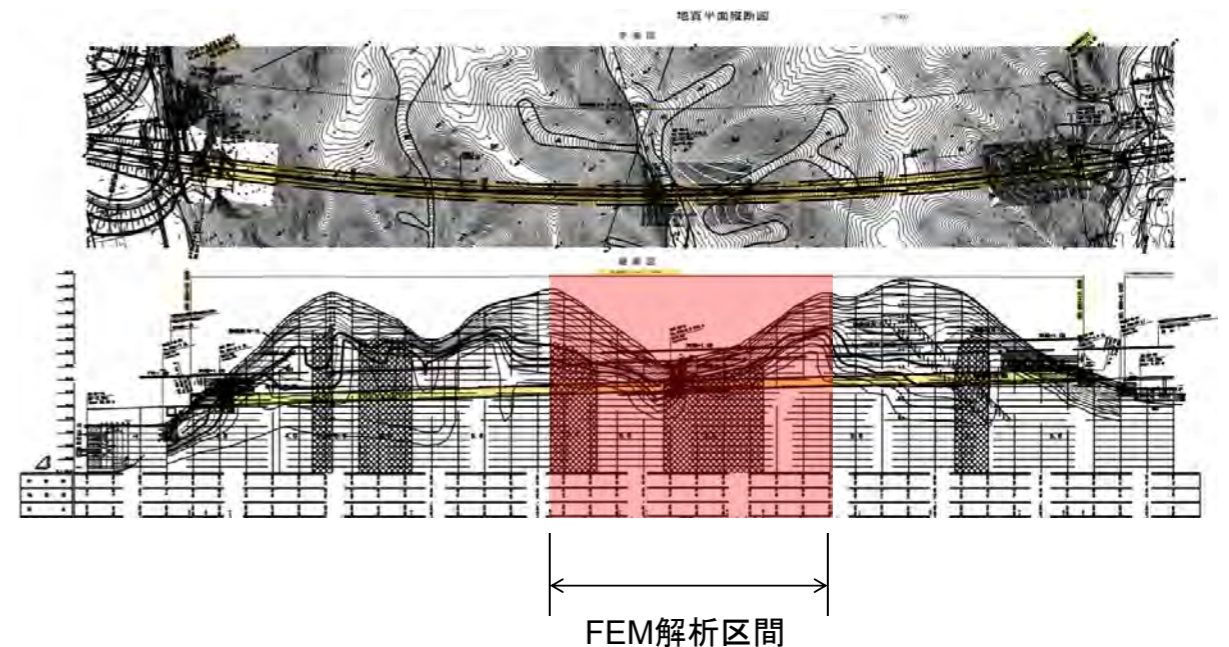
⇒ 解析ソフトでモデルを作成し、節点・要素データからAutoCADモデル自動生成・識別番号付与



- ・数値解析結果も含めた情報の一元化を可能に！
- ・数値解析ソフトをモデリングのツールに！

3.フジタの取組み - FEM解析結果のCIMへの活用 - Fujita Corporation

第2トンネル L=674m



3.フジタの取組み－ FEM解析結果のCIMへの活用 －

Fujita Corporation



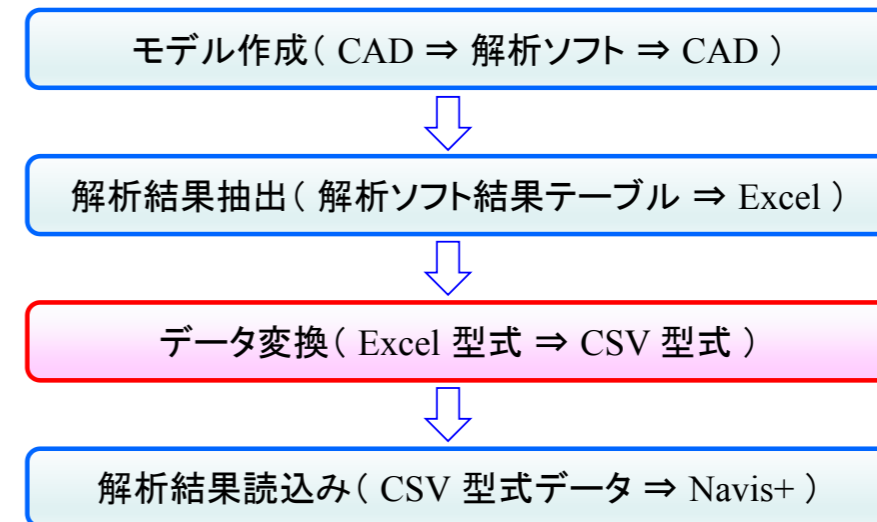
3.フジタの取組み－ FEM解析結果のCIMへの活用 －

Fujita Corporation

数値解析結果の取込み

・事前予測と実測値を比較しながら情報化施工

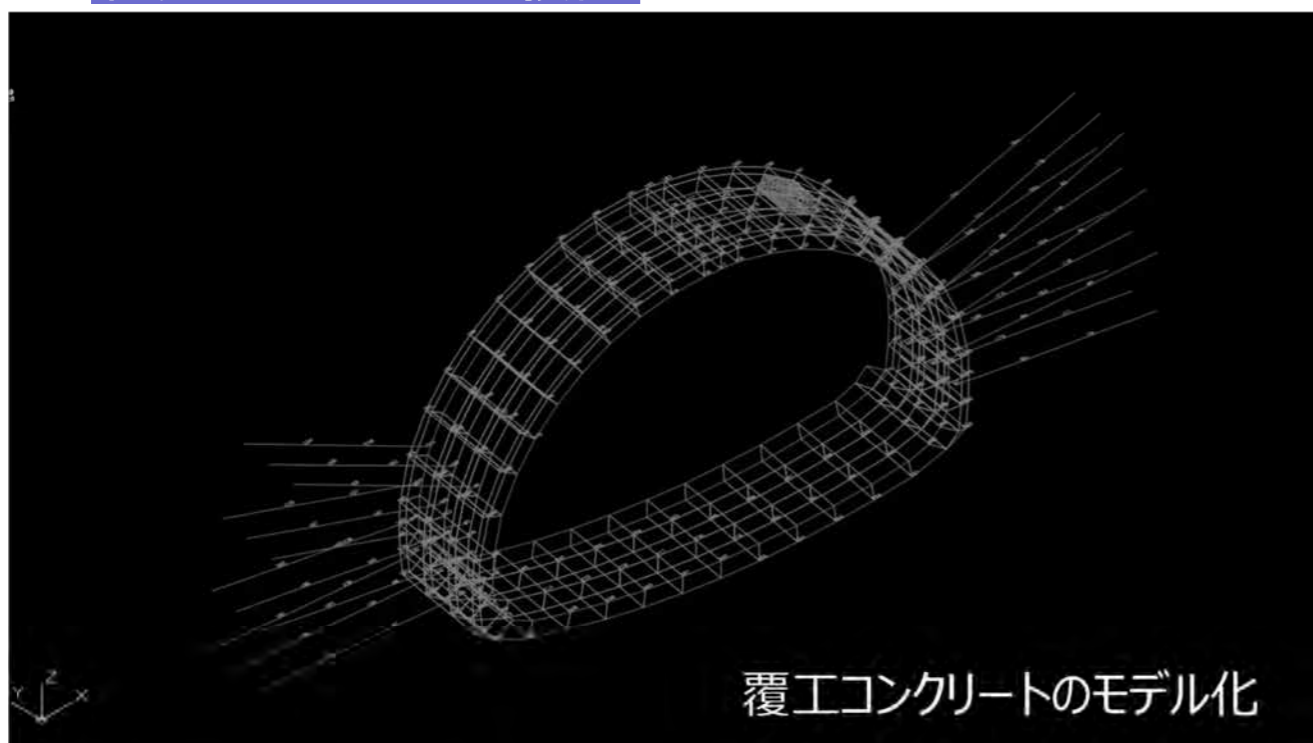
【取込み手順】



3.フジタの取組み－ FEM解析結果のCIMへの活用 －

Fujita Corporation

開発したモデリング技術



3.フジタの取組み－ FEM解析結果のCIMへの活用 －

Fujita Corporation

数値解析結果の取込み

・事前予測と実測値を比較しながら情報化施工

CSV型式データ例
数値解析結果
ロックボルト軸力

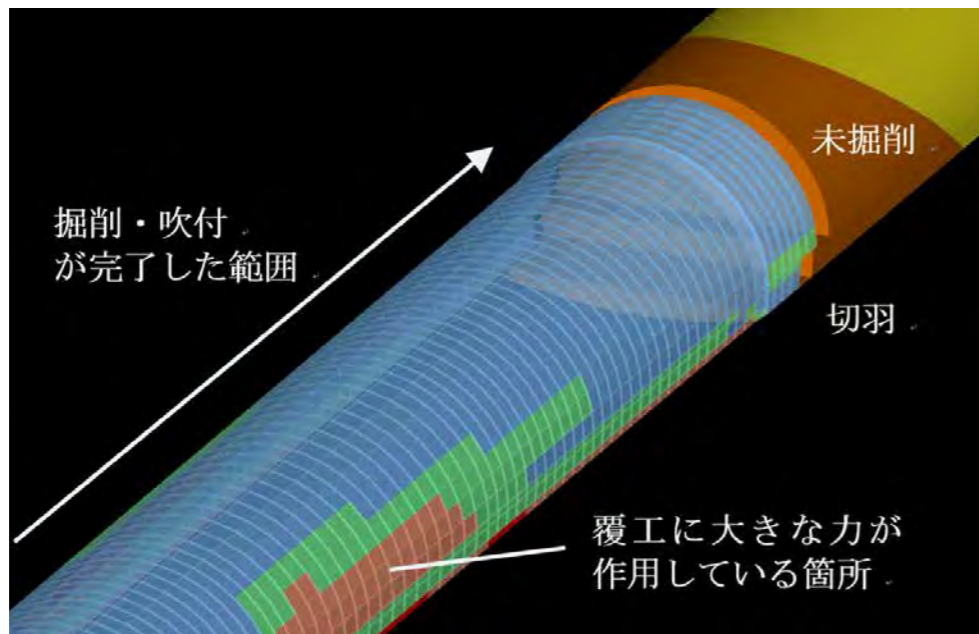
Attributes要素番号	測点	軸力_解析値 (kN)	許容耐力 (kN)	許容に対する割合 (%)	解析開始日	結果表示日	進捗状況	メッシュセット	最終建込Step
119059 No. 630+9.3	0	5.8552680	180	3.141810111	2016/10/17	2016/10/17	済	上半円外*10-004	S484
119060 No. 630+9.3	2	8.5274480	180	4.737471807	2016/10/17	2016/10/17	済	上半円外*10-004	S484
119061 No. 630+9.3	1	1.8391630	180	1.021757222	2016/10/17	2016/10/17	済	上半円外*10-004	S484
119062 No. 630+9.3	3	3.3882580	180	1.881254444	2016/10/17	2016/10/17	済	上半円外*10-004	S484
119063 No. 630+9.3	4	4.1621180	180	2.312238867	2016/10/17	2016/10/17	済	上半円外*10-004	S484
119064 No. 630+9.3	5	1.5488050	180	0.880336111	2016/10/17	2016/10/17	済	上半円外*10-004	S484
119065 No. 630+9.3	6	8.0984520	180	4.498985556	2016/10/17	2016/10/17	済	上半円外*10-004	S484

3.フジタの取組み - FEM解析結果のCIMへの活用 -

Fujita Corporation

数値解析結果の取込み

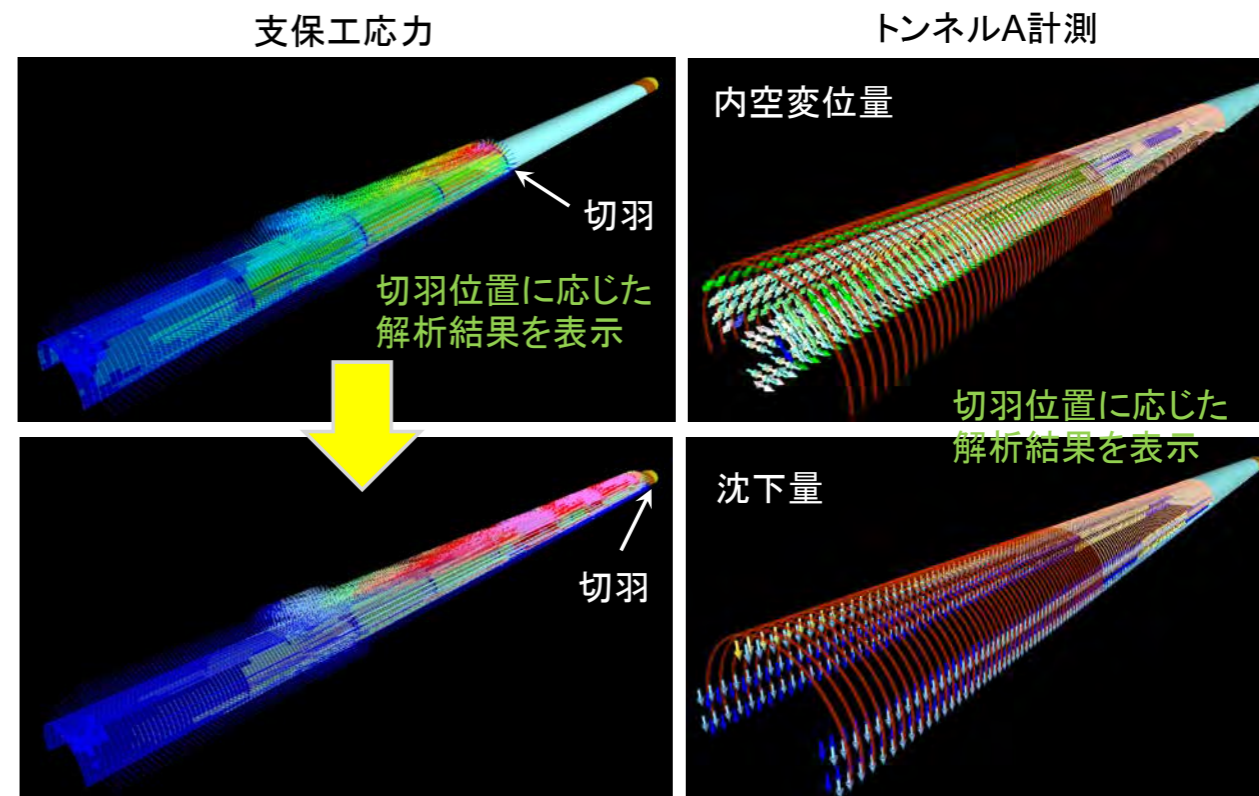
第1トンネル



3.フジタの取組み - FEM解析結果のCIMへの活用 -

Fujita Corporation

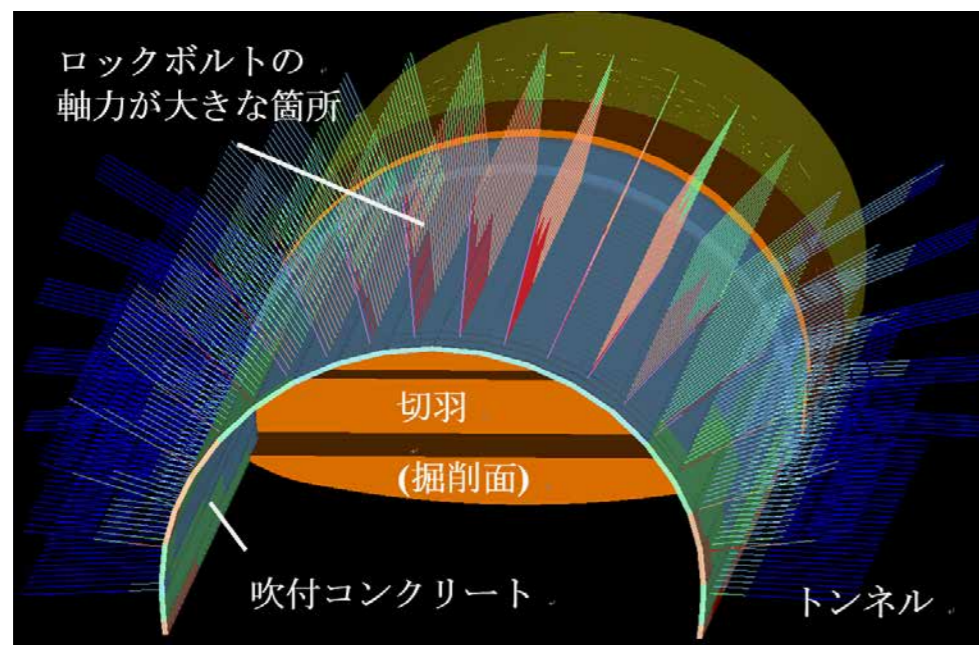
CIMモデルでの解析結果表示



3.フジタの取組み - FEM解析結果のCIMへの活用 -

Fujita Corporation

数値解析結果の取込み

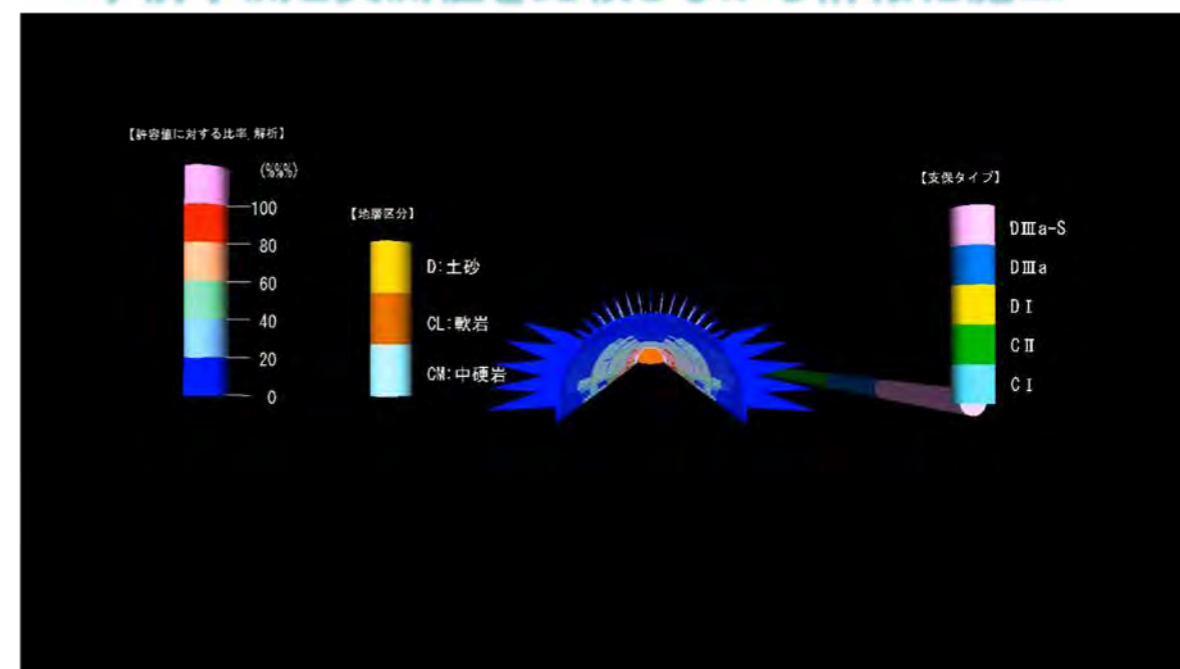


3.フジタの取組み - FEM解析結果のCIMへの活用 -

Fujita Corporation

数値解析結果の取込み

・事前予測と実測値を比較しながら情報化施工



3.フジタの取組み - FEM解析結果のCIMへの活用 -

Fujita Corporation

なぜ？GTS-NXか！！

・作成したCIMモデルの要素番号と
施工位置を関連付けるのは困難

⇒ メッシュセット内にある要素番号の
書出しが可能であるから！

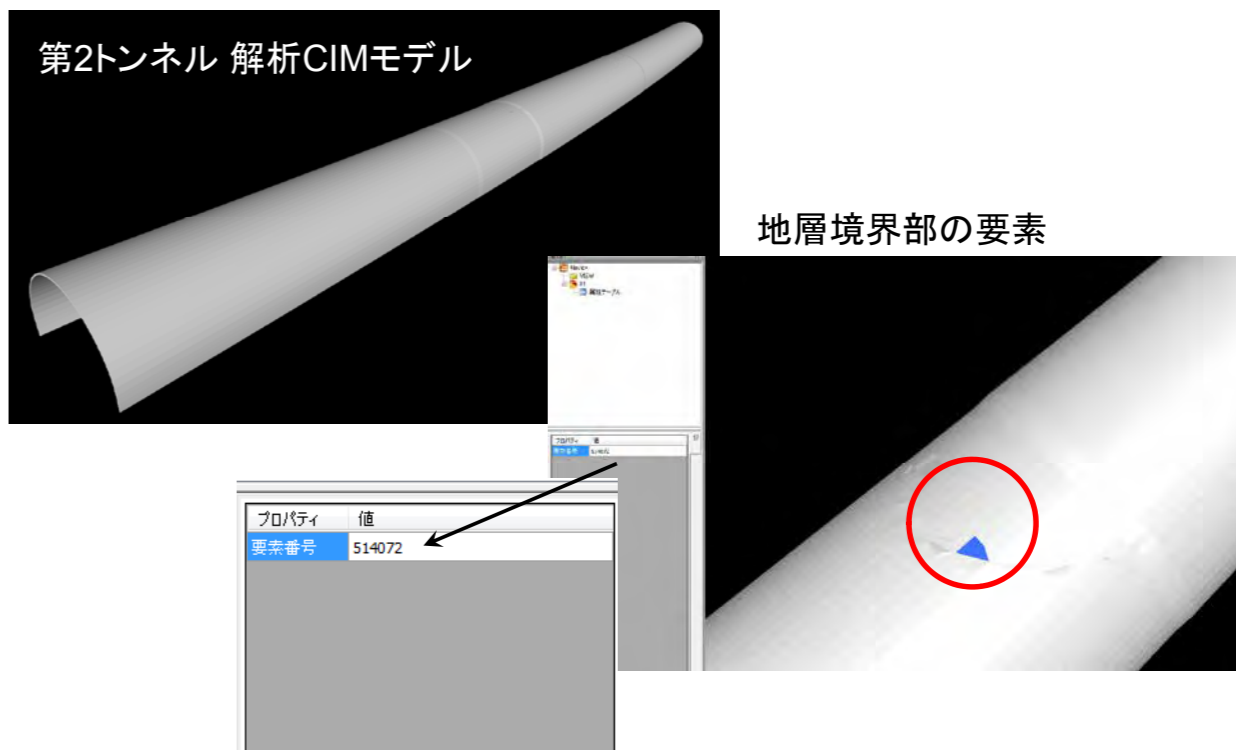
中立ファイル

266957, 266829, 266833, 266905, 266852, 266872, 267492, 267440
267550, 267614, 267233, 267183, 267282, 267332, 267384, 267044
267087, 267135, 265988, 267729, 265935, 265876, 265823, 265776
265709, 265647, 265593, 265546, 265498, 265448, 265396, 265353
265312, 265268, 265236, 265189, 265163, 265136, 265124, 265114
267665, 267609, 267546, 267491, 267437, 267379, 267324, 267270
267217, 267171, 267122, 267072, 267029, 266974, 266934, 266882
266830, 266823, 266803, 266780, . . .
MSET 8875, C上半吹付R-175, . . .
MSET 8875, 20, . . .
501225, 501226, 501227, 501228, 501229, 501230, 501231, 501232
501233, 501234, 501235, 501236, 501237, 501238, 501239, 501240
501241, 501242, 501243, 501244, . . .
MSET 8876, 04, . . .
267728, 269443, 267668, 266990, 266957, 266829, 266833, 266905
266852, 266872, 267492, 267440, 267550, 267614, 267233, 267183
267282, 267332, 267384, 267044, 267087, 267135, 269381, 268679
268637, 268508, 268514, 268587, 268529, 268551, 269186, 269141
269253, 269322, 268928, 268877, 268984, 269041, 269090, 268728
268789, 268832, 269444, 267729, 267665, 267609, 267546, 267491
267437, 267379, 267324, 267270, 267217, 267171, 267122, 267072
267029, 266974, 266934, 266882, 266856, 266823, 266803, 266796
269382, 269320, 269249, 269185, 269137, 269086, 269031, 268973
268921, 268864, 268819, 268771, 268714, 268660, 268609, 268565
268532, 268505, 268486, 268481, . . .
MSET 8876, C上半吹付R-176, . . .
MSET 8876, 20, . . .

3.フジタの取組み - FEM解析結果のCIMへの活用 -

Fujita Corporation

地層境界を考慮したFEM解析モデルからのモデリング

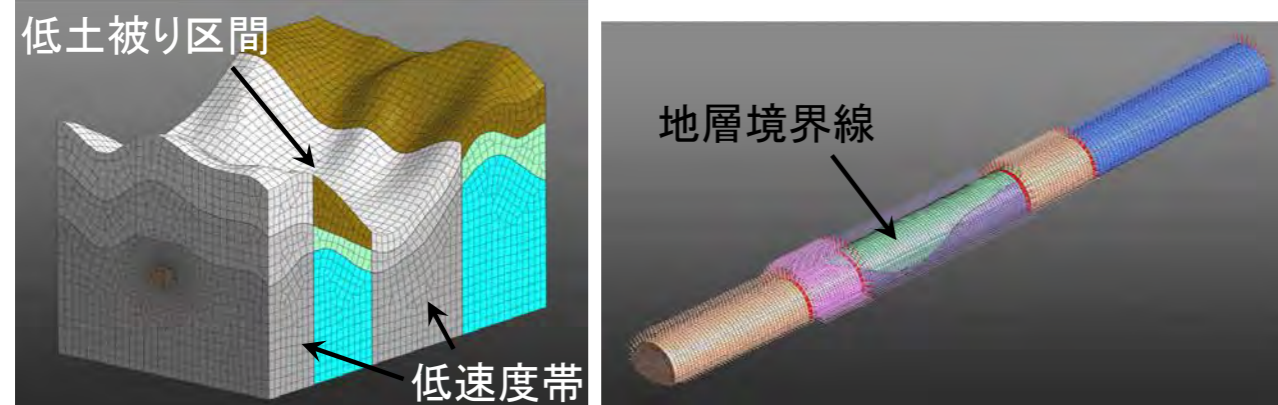


3.フジタの取組み - FEM解析結果のCIMへの活用 -

Fujita Corporation

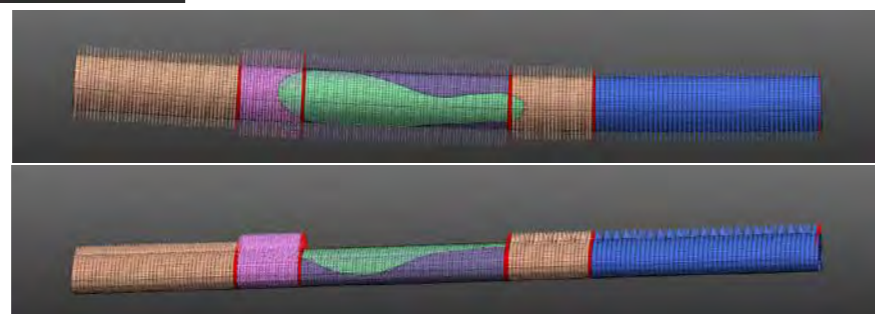
平面・縦断線形および地層境界を
考慮したFEM解析モデルのCIM適用

第2トンネル



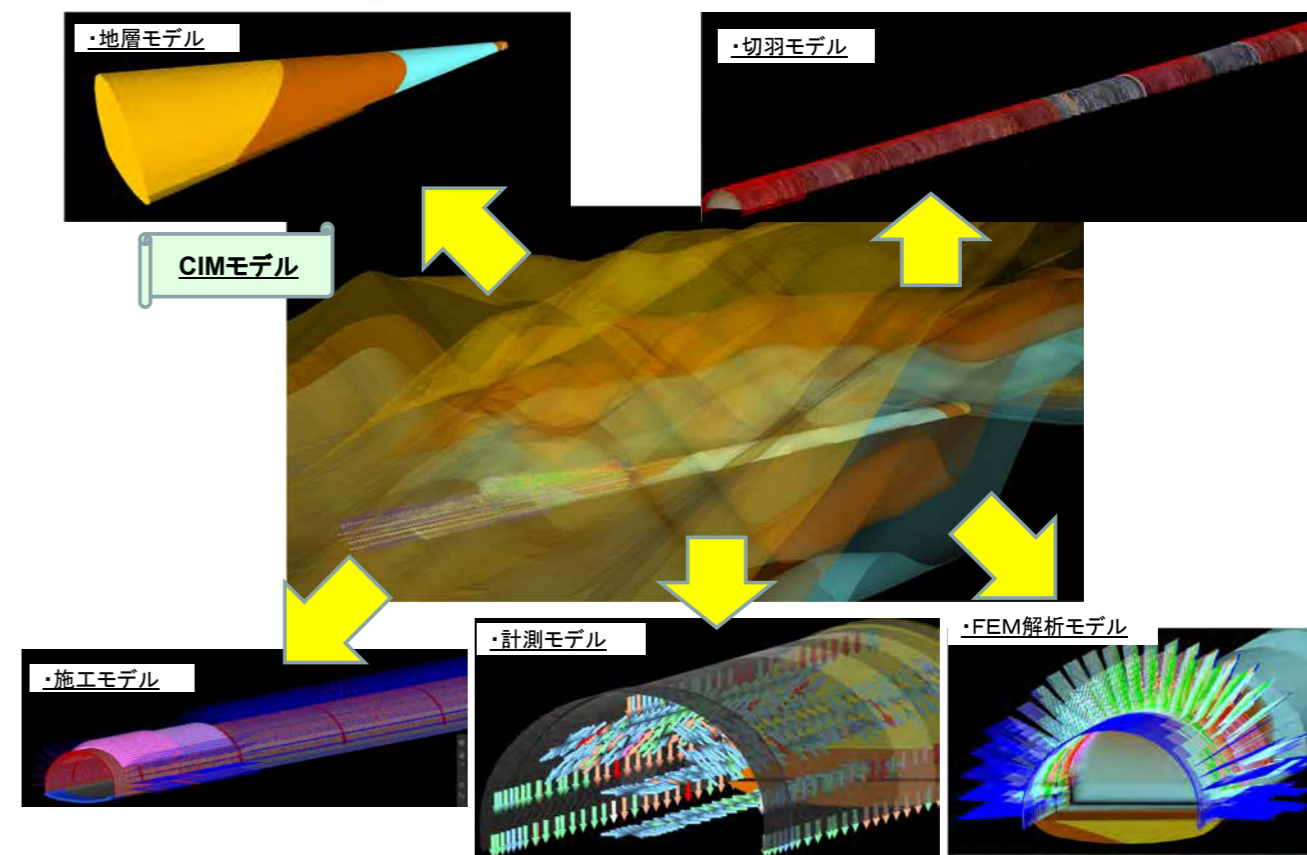
平面線形

縦断線形



4.フジタのCIM事例

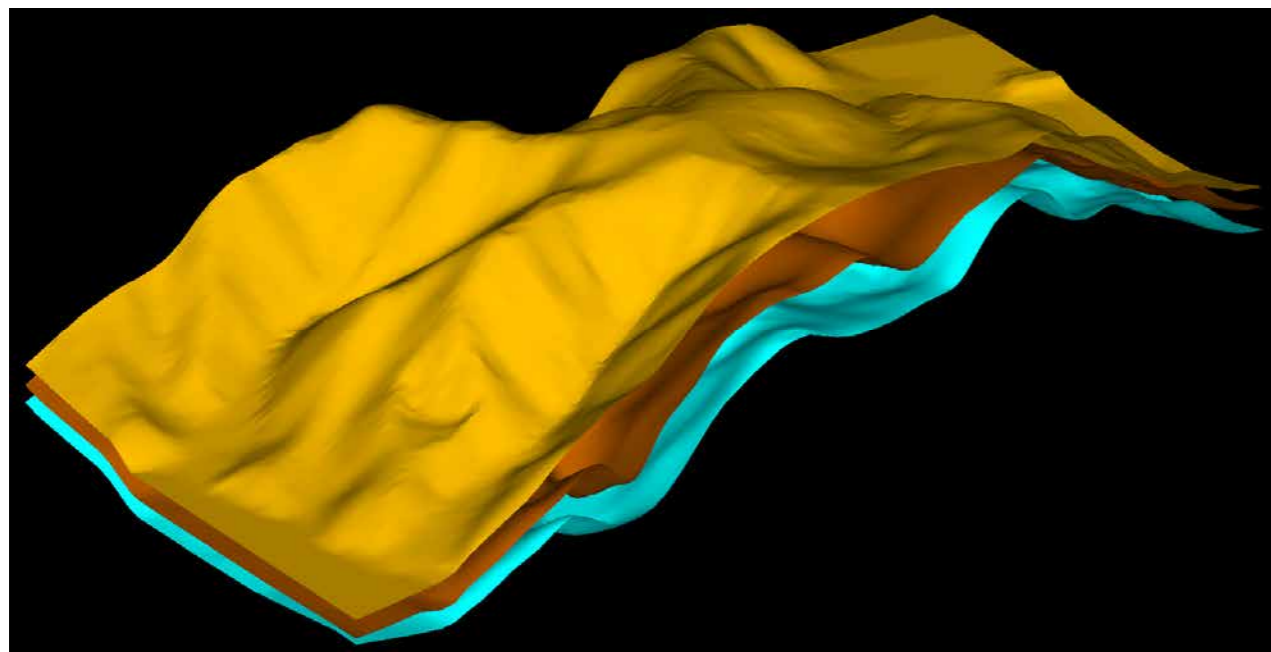
Fujita Corporation



4.フジタのCIM事例

Fujita Corporation

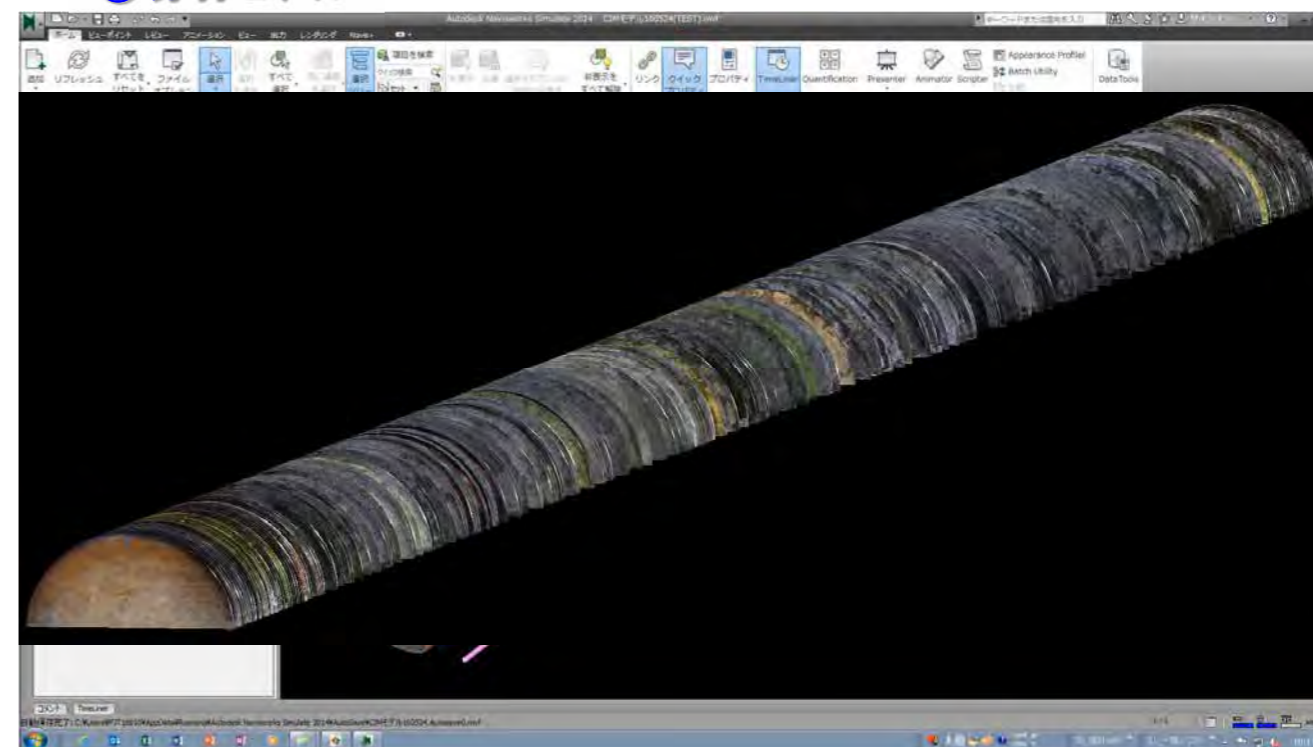
①地層モデル



4.フジタのCIM事例

Fujita Corporation

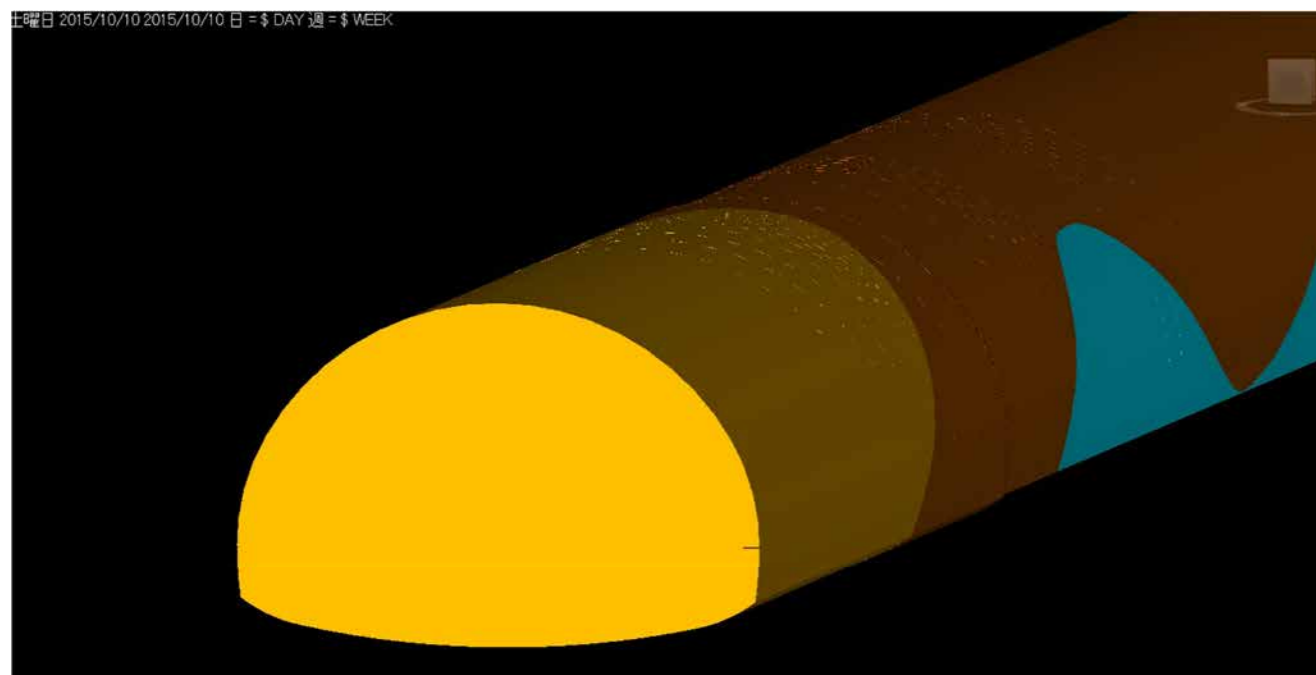
②切羽モデル



4.フジタのCIM事例

Fujita Corporation

①地層モデル



4.フジタのCIM事例

Fujita Corporation

③施工モデル

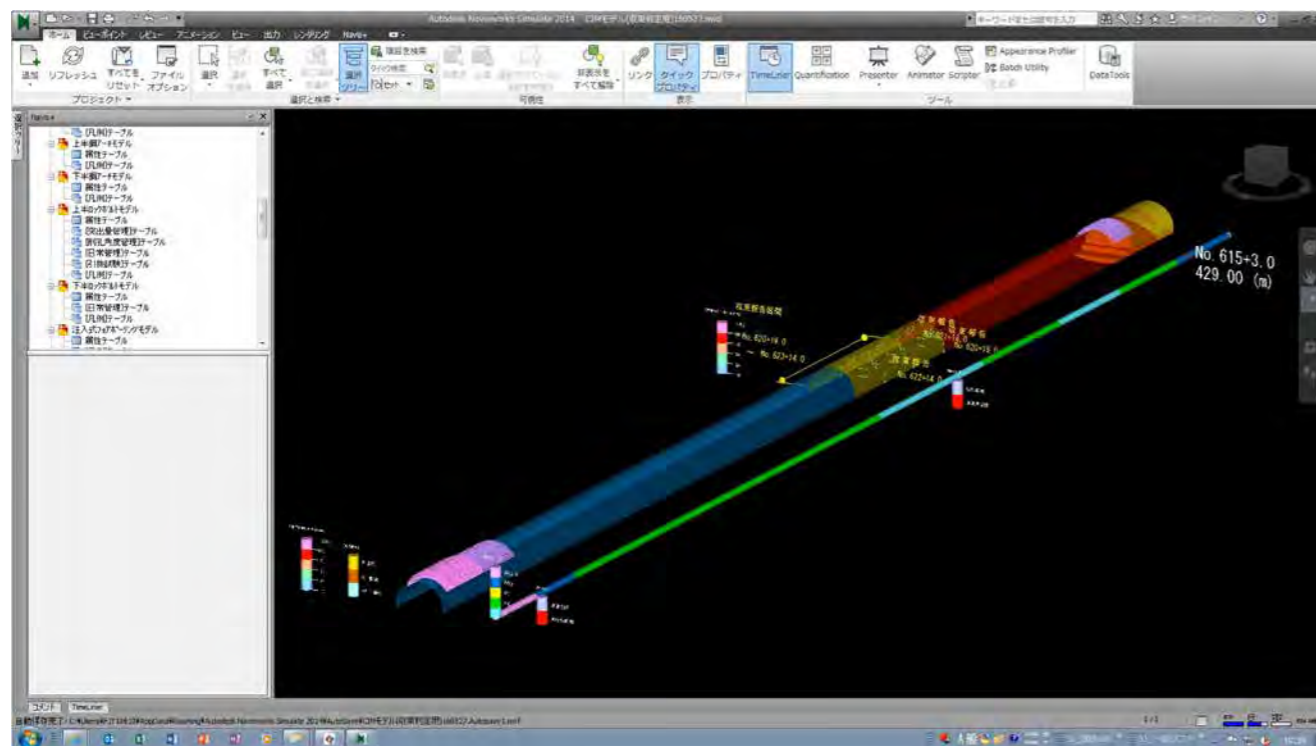


変位管理	切羽から距離	管理値Ⅰ～Ⅲ	測定値 (6測線)	管理値Ⅲに対する比率	収束判定
沈下管理	切羽から距離	管理値Ⅰ～Ⅲ	測定値 (6測線)	管理値Ⅲに対する比率	収束判定

4.フジタのCIM事例

Fujita Corporation

④計測モデル



© 2013 Daiwa House Group All rights reserved. 2017年2月7日 midas IT Japan 26

Fujita Corporation



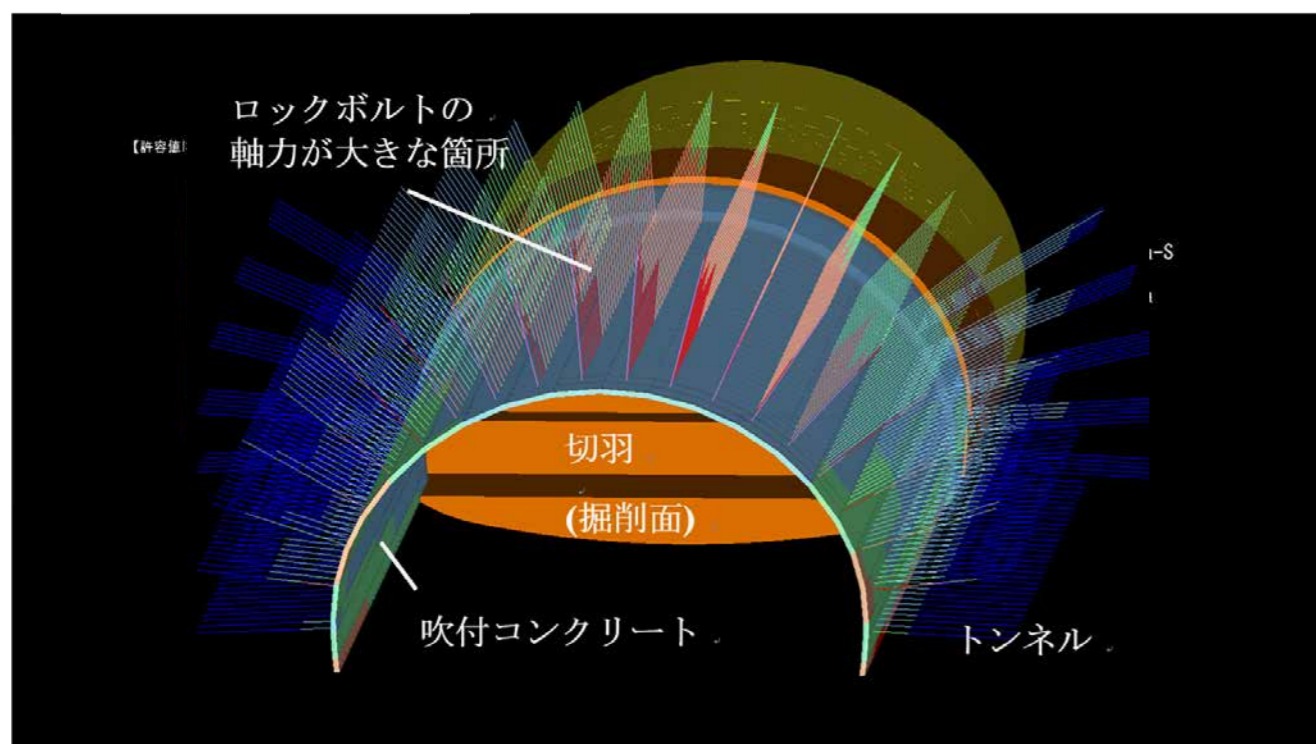
ご清聴ありがとうございました

www.fujita.co.jp

4.フジタのCIM事例

Fujita Corporation

⑤FEM解析モデル



© 2013 Daiwa House Group All rights reserved. 2017年2月7日 midas IT Japan 27

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

Midas プログラム機能紹介
株式会社マイダスイティジャパン

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

—
Midas プログラム機能紹介

株式会社マイダスアイティジャパン



AGGENDA

- 01 Midas製品群の紹介
- 02 SoilWorksシリーズ
- 03 SOLIFLUK FE
- 04 GTS NX

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

Midas製品群の紹介

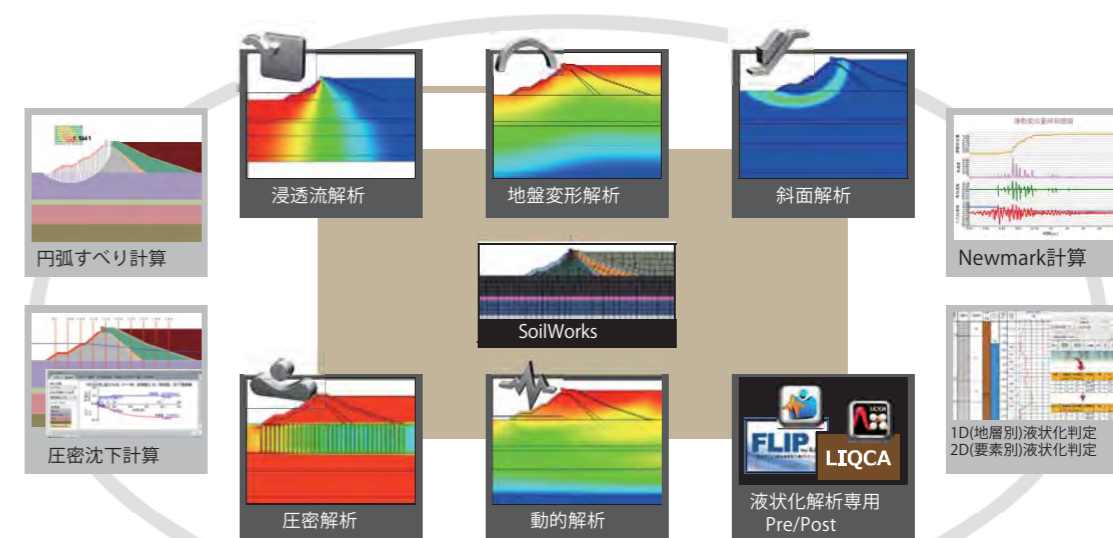
SoilWorks シリーズ

MIDAS Family Programs MIDAS 製品紹介

MIDAS Family Program は
最先端CAE(Computer Aided Engineering) ソリューションです。

建築 Building Engineering	土木 Bridge Engineering	地盤 Geotechnical Engineering	機械 Mechanical Engineering
 <p>midas iGen 建築分野の 汎用構造解析および 許容応力度計算</p> <p>midas eGen 保有耐力自動計算+構造計画/ 設計最適化システム CAD 基盤モデリング</p> <p>midas Drawing 世界初2次元情報CADプログラム 構造図自動生成</p>	 <p>midas Civil 土木分野の 汎用構造解析および 最適設計システム</p> <p>midas FEA 建設分野の 非線形解析および 詳細解析システム</p>	 <p>SoilWorks 2次元地盤汎用解析/設計 プログラム</p> <p>SoilWorks for FLIP 液状化解析プログラム FLIP用のプリ・ポスト</p> <p>SoilWorks for LIQCA 液状化解析プログラム LIQCA用のプリ・ポスト</p> <p>GTS NX 2次・3次元地盤汎用解析 プログラム</p> <p>SOLFLUK PE 河川運動の液状化 対策設計ソリューション</p>	 <p>midas NFX 機械分野の 汎用構造解析システム</p> <p>midas FX+ 有限要素解析汎用の プリ・ポスト処理プログラム</p>

SoilWorks



2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

CAD感覚のモデリング

- CAD機能：AutoCADと同じコマンドを使った形状作成**
 - Auto CADからCopy & Paste
 - Auto CAD同様のコマンド入力
 - Auto CAD同様の簡単な形状修正
- オートメッシュ**
 - エッジ/サーフェイスからの2Dメッシュ作成
自動で領域を定義、メッシュを生成

AutoCADで作成した複雑な2次元モデルに対して「ワンクリック」でメッシュ生成

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

SoilWorks

ニューマーク法を用いた計算例

地震応答解析(等価線形)

円弧内節点に対する等価加速度を求めて
入力加速度として使用

地震応答解析を用いたニューマーク法による残留変形量算定

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

CAD感覚のモデリング

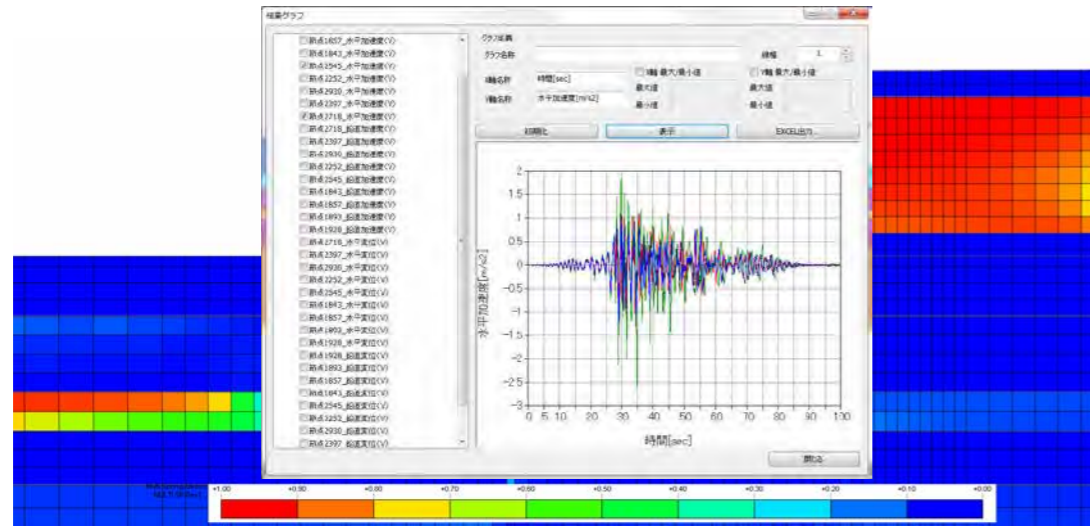
- マップドメッシュ**
 - 等分割数で分割
 - 規則性のある四辺形メッシュを生成
 - 節点を共有して複数領域にメッシュ生成
- 直交メッシュ**
 - 線で囲まれる領域を選択するだけで、格子状のメッシュを自動生成
 - 斜面地盤をモデリングする時に主に使用

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

SoilWorks for FLIP

SoilWorks for FLIPを用いたモデリング/解析例

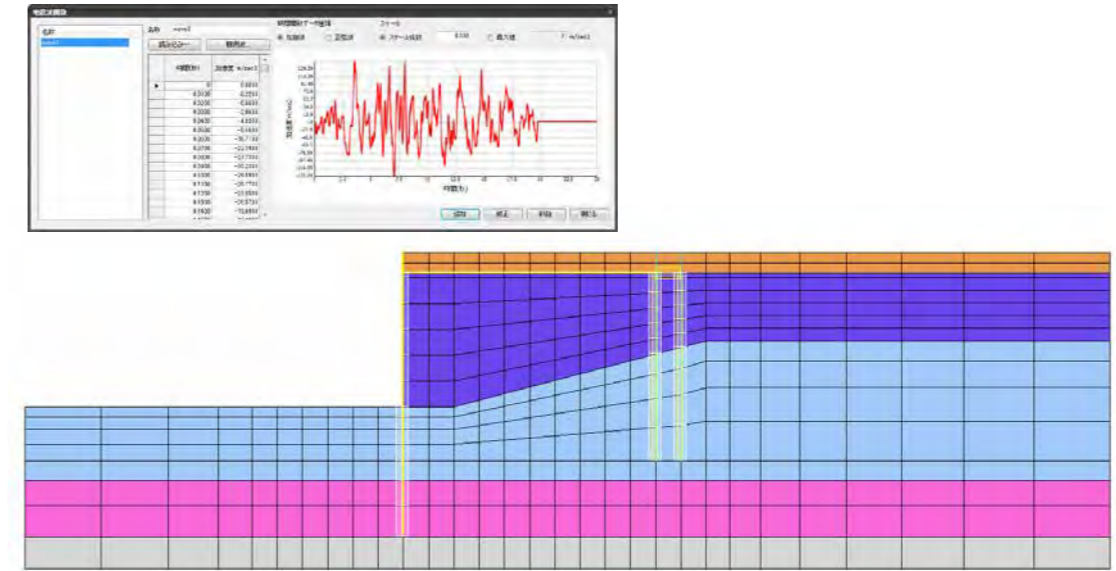
SoilWorks for FLIPを用いたモデリング/解析例



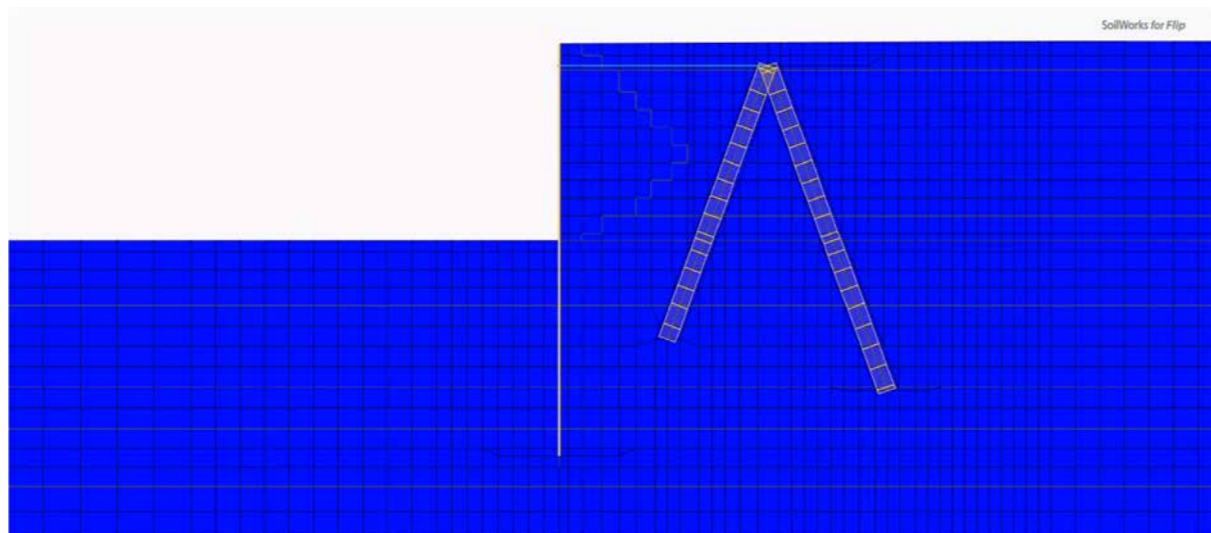
残留変形/過剰間隙水圧比コンター

SoilWorks for LIQCAを用いたモデリング/解析例

- 矢板モデルを用いた例



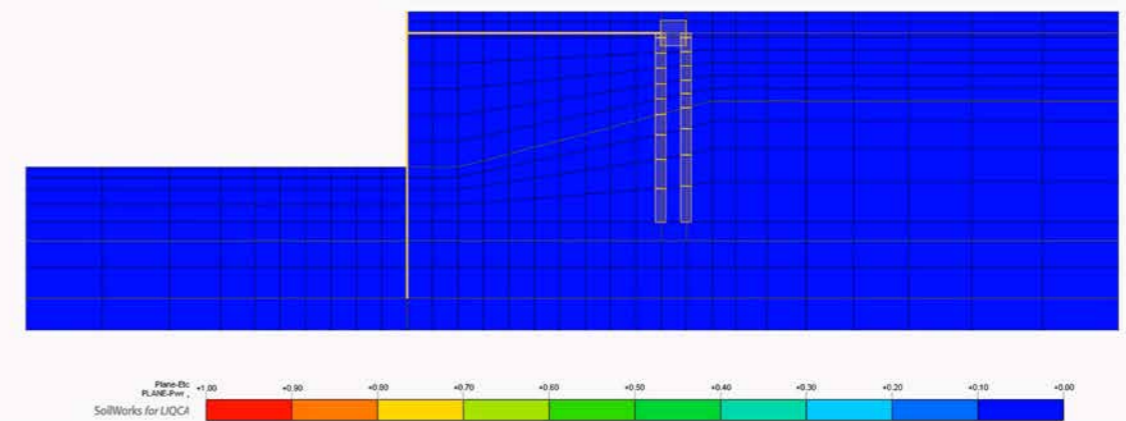
SoilWorks for FLIPを用いたモデリング/解析例



過剰間隙水圧比コンター+変形図アニメーション

SoilWorks for LIQCAを用いたモデリング/解析例

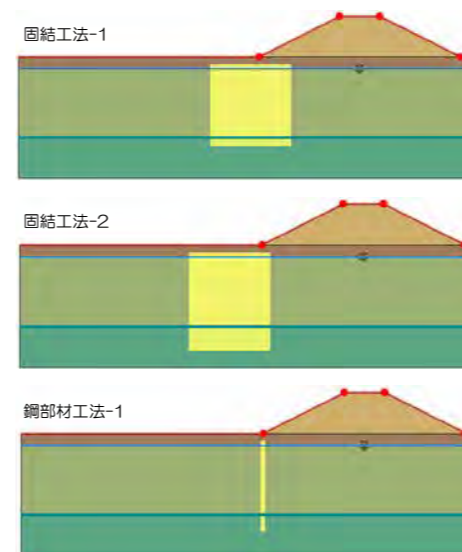
- 矢板モデルを用いた例



過剰間隙水圧比コンター+変形図アニメーション

SOLIFLUK PE

- 対策工の工法・種類、改良計画、諸元をパラメータとした解析
 - 単一工法に対して、改良範囲、諸元をパラメータとした設計
 - 複数工法(締固め、固結、鋼部材)をパラメータとした設計
 - 設計の要約結果で、全設計ケースに対する安全率結果を一括表示



対策工法・改良範囲のパラメータ設定

工法種類	結果種類	設計項目	60°工法	固結工法-1	固結工法-2	鋼部材工法-1	鋼部材工法-2
			安全率 F _s	安全率 F _s	安全率 F _s	安全率 F _s	安全率 F _s
鋼部材工法	改良率	改良率	0.87	1.57	1.40		
		安全率		1.81	2.14		
固結工法	改良率	改良率		1.81	1.94		
		安全率		2.87	3.02		
鋼部材使用工法	改良率	改良率		1.71	1.39		
		安全率			1.81	1.47	

対策工諸元設定の要約結果

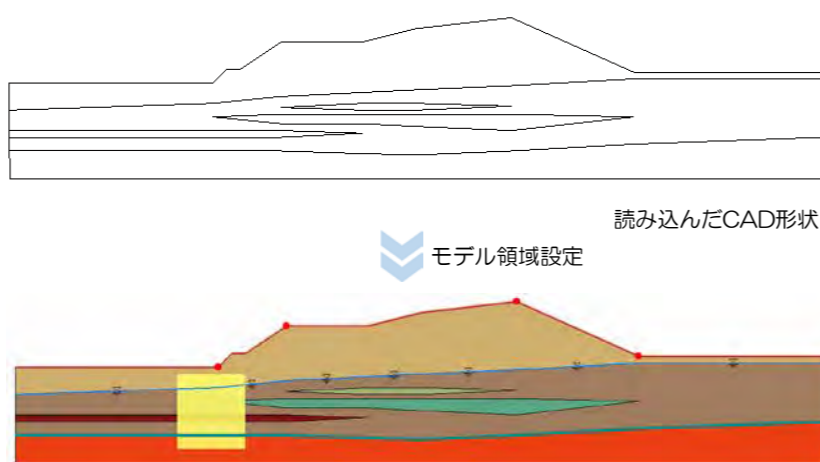
項目	値	単位	項目	値	単位
安全率	1.81		改良率	0.87	
改良率	0.87		安全率	1.81	

解析ケース別の詳細結果

- CAD機能：AutoCADと同じコマンドを使った形状作成
 - SoilWorksシリーズで定評のあった幾何形状(ジオメトリ)作成機能を継承

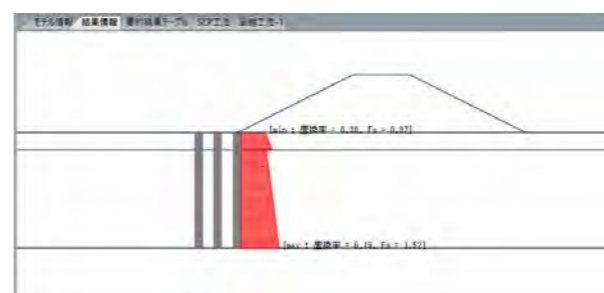


モデル領域設定

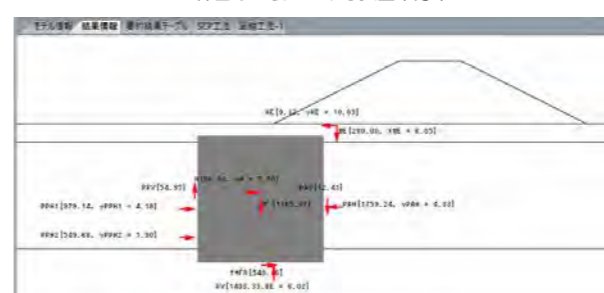


- 地表線、水位線、支持層線を指定
- 堤防領域より盛土の自重を自動計算
- 地層の領域(面)を自動生成

- 多様な結果出力
 - 安全率のグラフィック表示
 - EXCEL形式の設計計算書を提供



締固め工法における安全率分布



固結工法における支持力分布

設計計算書(Excel形式)

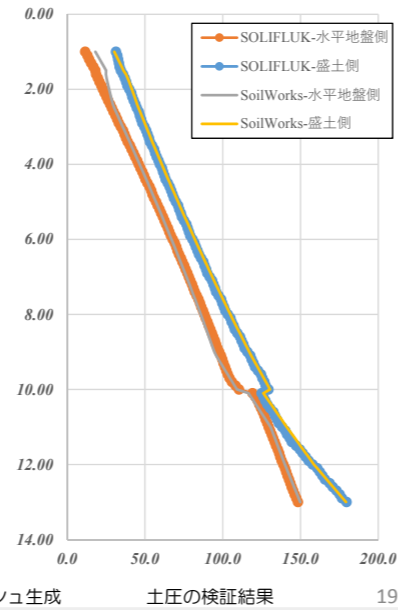
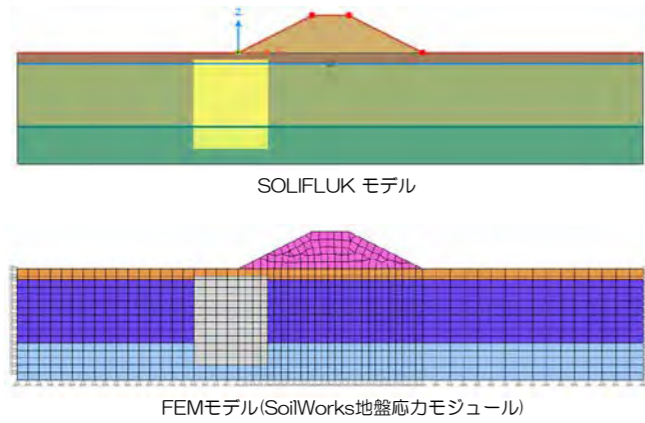
SOLIFLUK PEの機能

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

・高精度の計算手法

- ・ FEM地盤応力解析より土水圧を計算(固結工法、選択オプション)
 - プログラムの内部で自動的にメッシュを作成し、原地盤状態の地盤応力解析を実施して全応力成分の土圧を算定
 - 対策工の左右側面に作用する土圧を設計計算で使用する土圧に適用
- ・ FEM解析より鋼部材の変位と応力計算(鋼部材使用工法)
 - 鋼部材対策工を梁要素、支持端をピン支持、支持層を地盤ばねに自動変換
 - 多様な地盤状況においても正確に鋼部材の変位と応力が計算できる

■ 固結工法においてFEMで土圧を算定した例

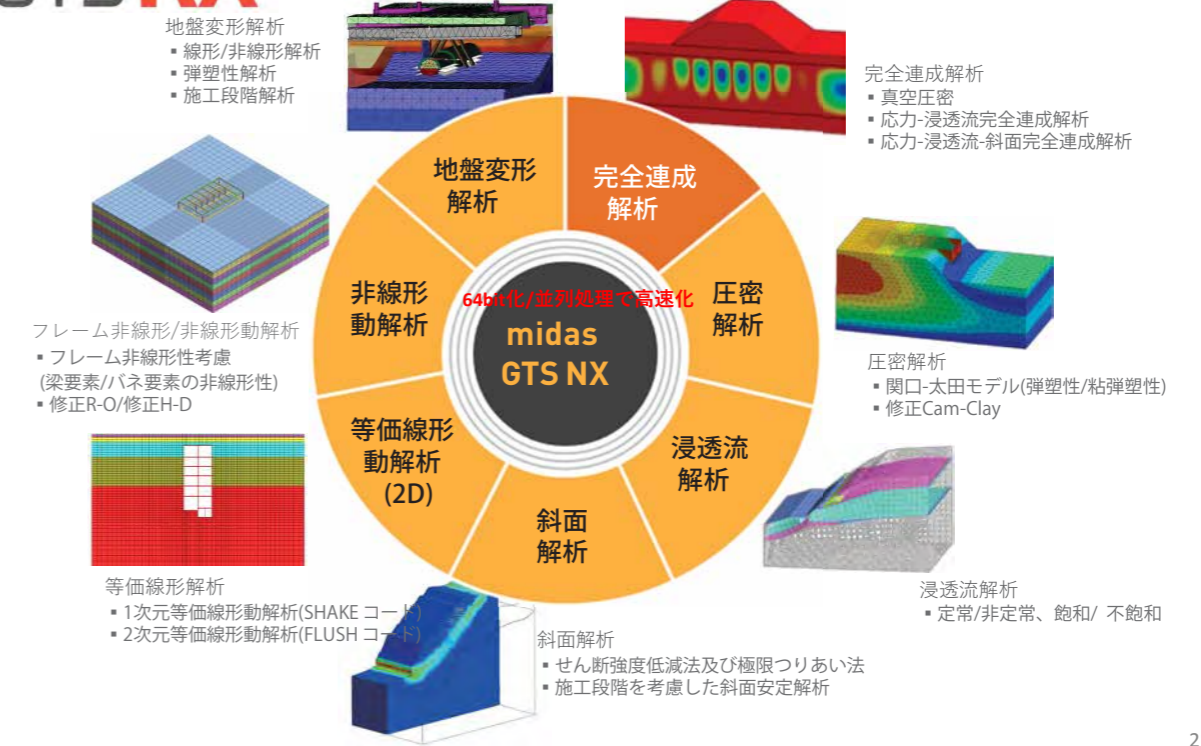


※ FEMモデルでは対策工側面位置での正確な土圧を算出するために、対策工の位置を考慮してメッシュ生成

2/3次元汎用構造・地盤解析ソリューション

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

GTS NX New eXperience of Geo-Technical analysis System



21

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

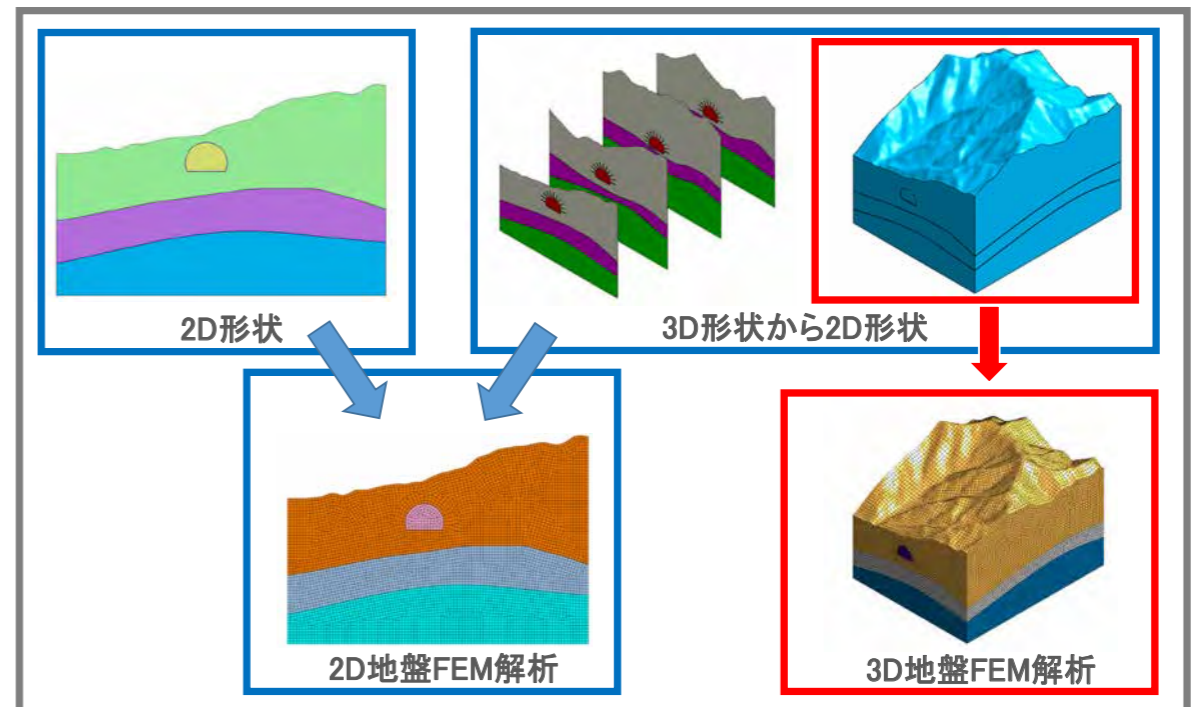
GTS NX

20

解析の次元の選択

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

次元を意識しないモデリング



22

メッシュモデリング - 高品質メッシュ

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

ハイブリッドメッシュ

4面体要素
ピラミッド要素 (6面体-4面体の連結)
6面体要素

- 6面体要素
- ピラミッド要素
- 4面体要素
- プリズム要素

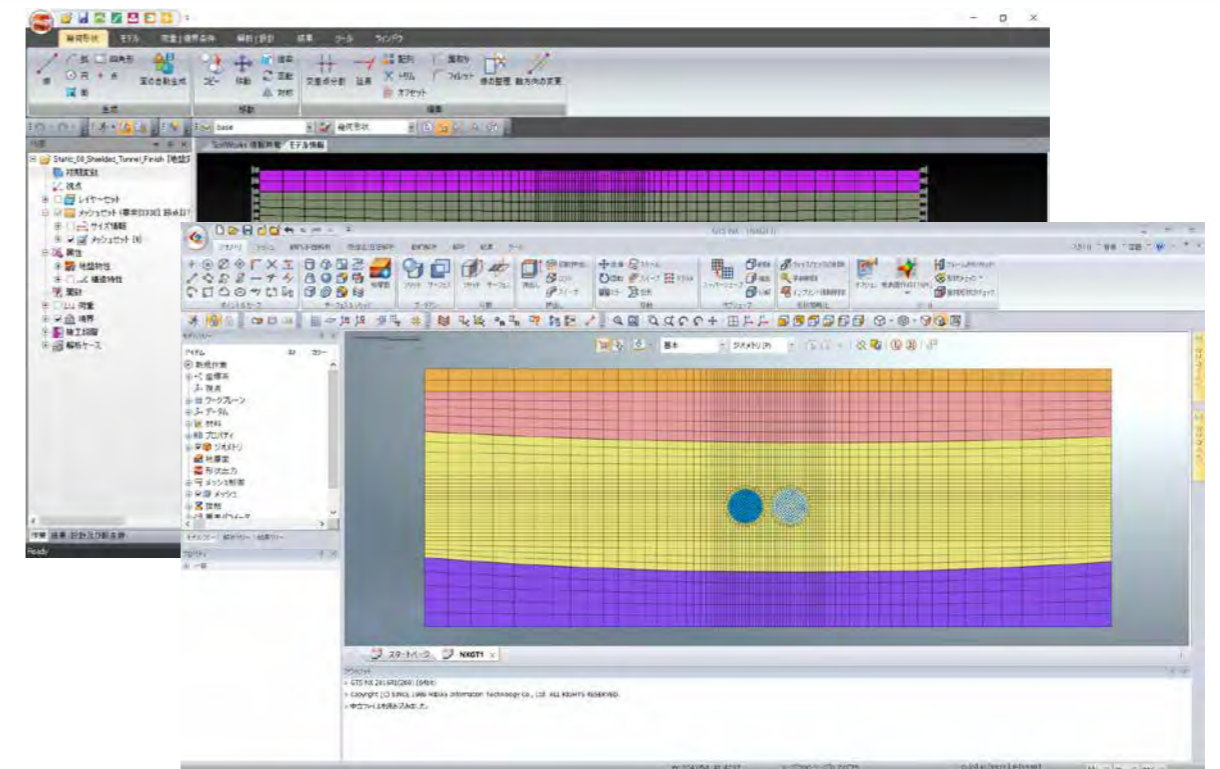
[ハイブリッドメッシュのメッシュ構成/分布]

4面体メッシュ(3角形表面) ハイブリッドメッシュ(4角形表面)

※要素座標系の変更なしに構造部材の断面力が確認できる

SoilWorksとの連携

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR



メッシュモデリング - メッシュ生成の高速化

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

並列処理+64ビット化

176秒	78%	↓	39秒
GTS			GTS NX
ソリッド	142個		
要素	195万個		
節点	34万個		

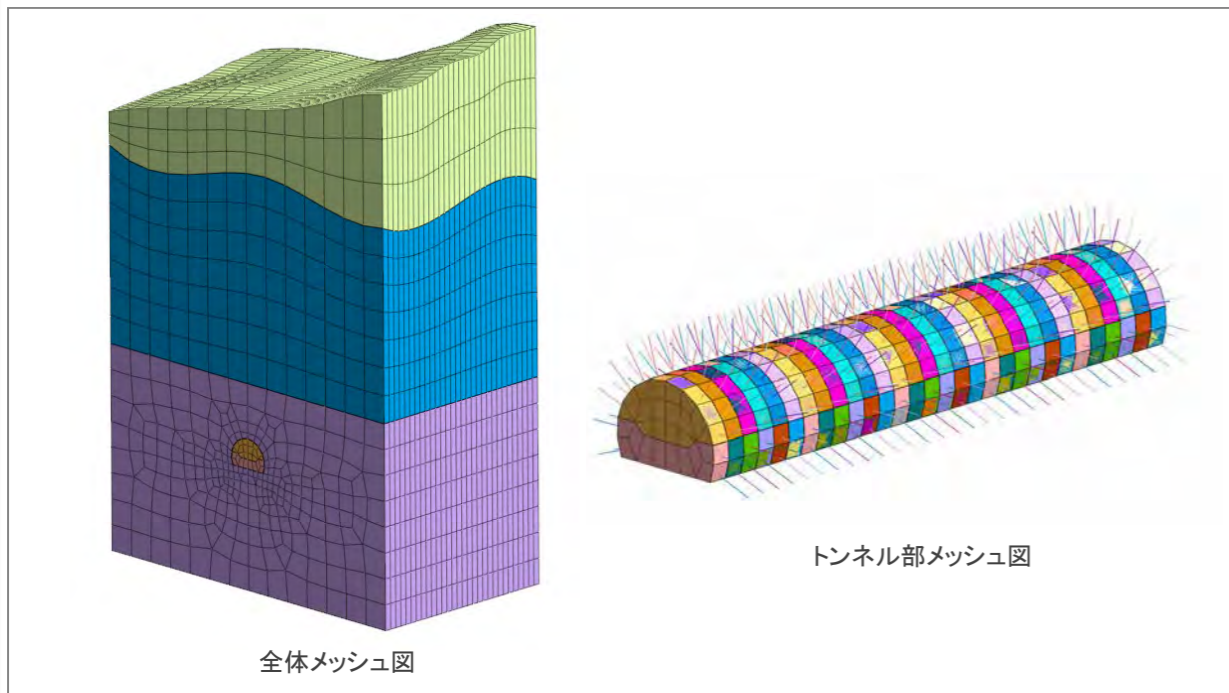
326.5秒	93%	↓	21.7秒
GTS			GTS NX
ソリッド	62個		
要素	11万個		
節点	16万個		

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

施工段階解析

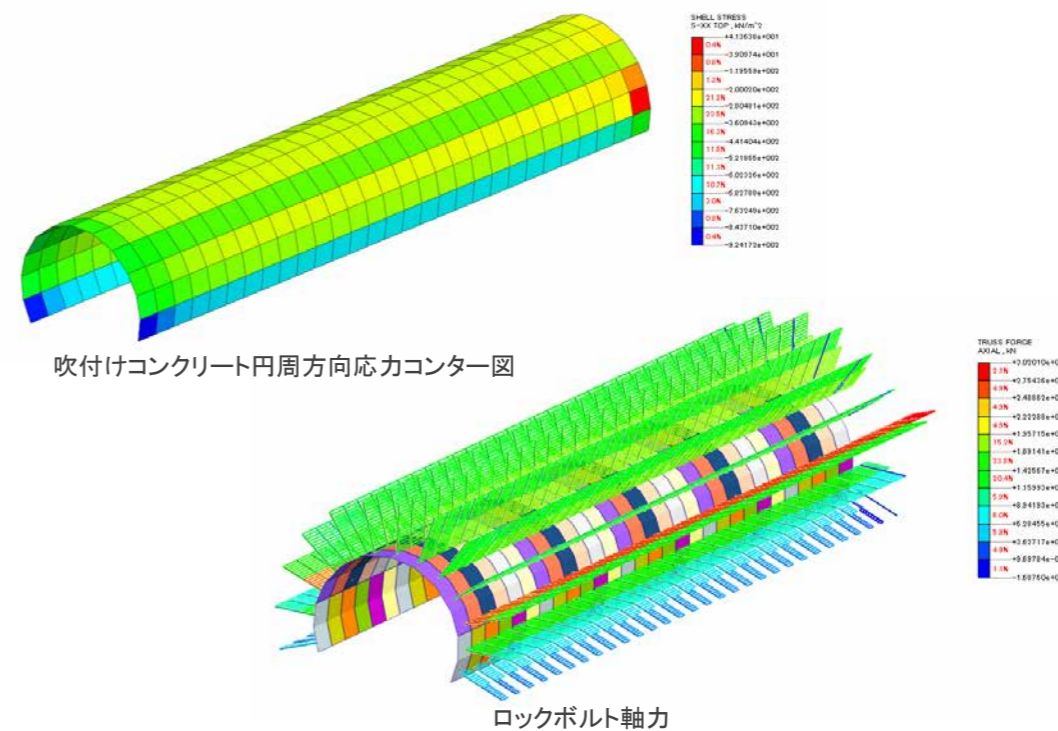
施工段階解析

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR



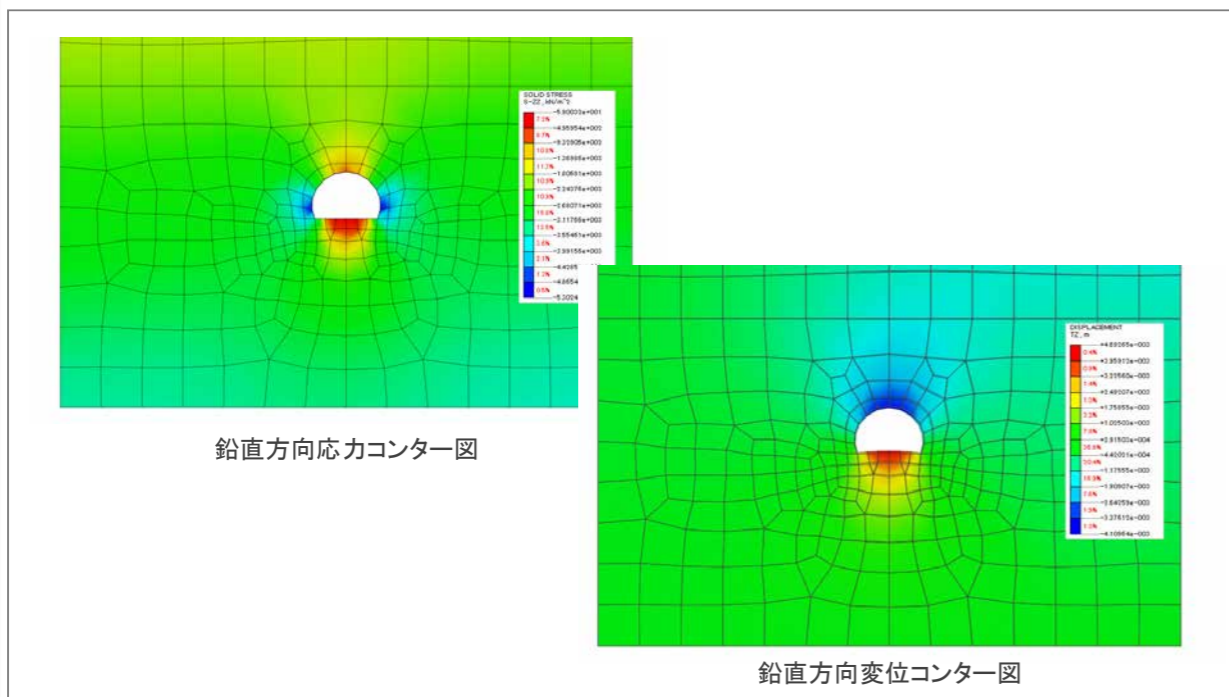
施工段階解析

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR



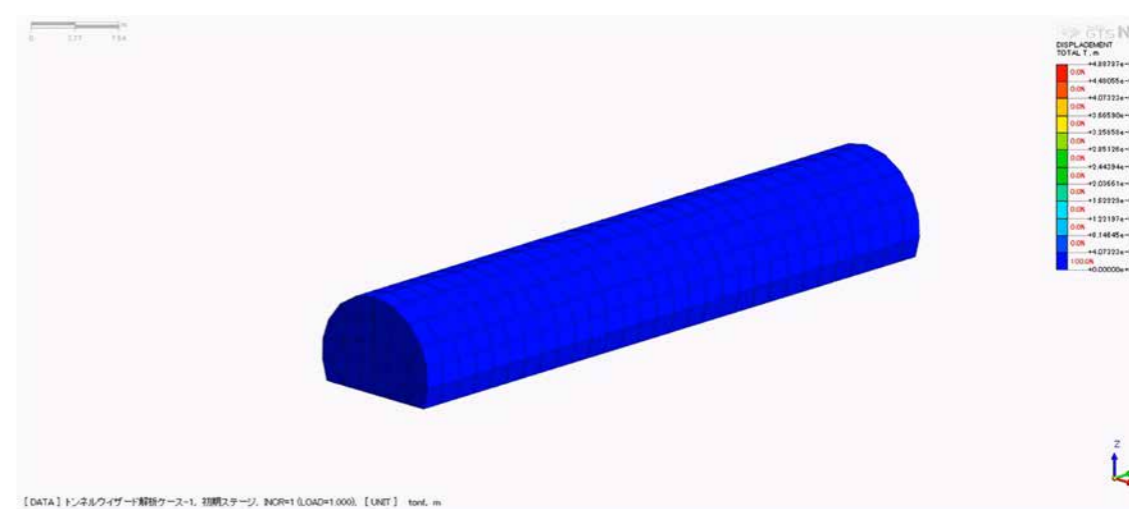
施工段階解析

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

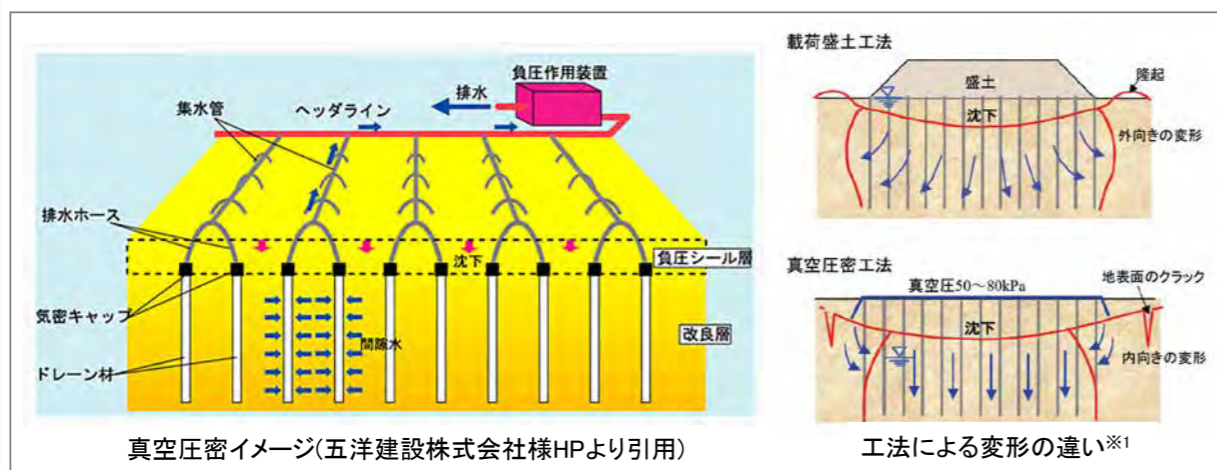
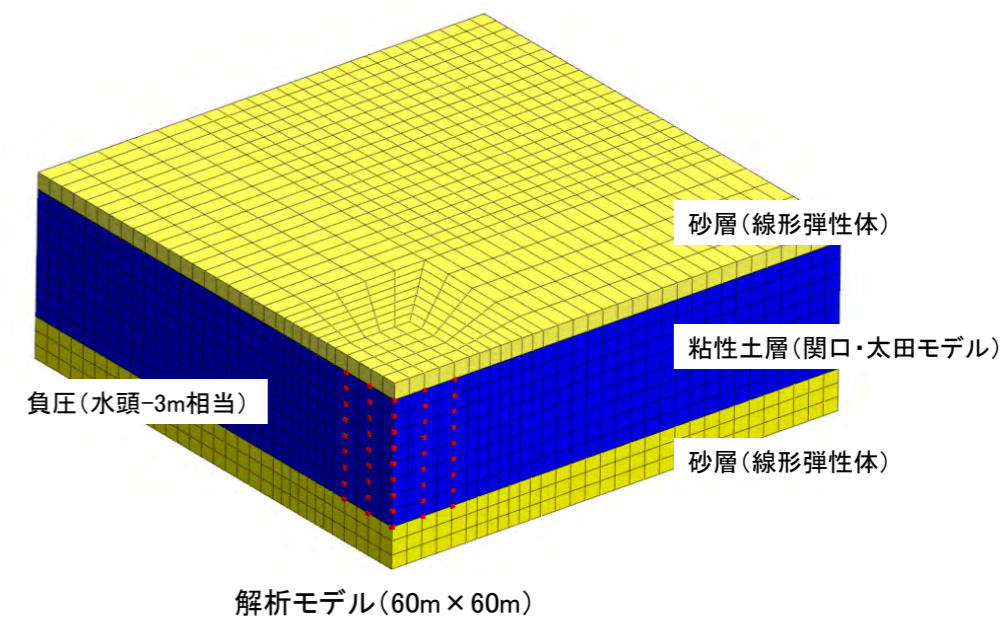


施工段階解析

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR



土-水完全連成解析

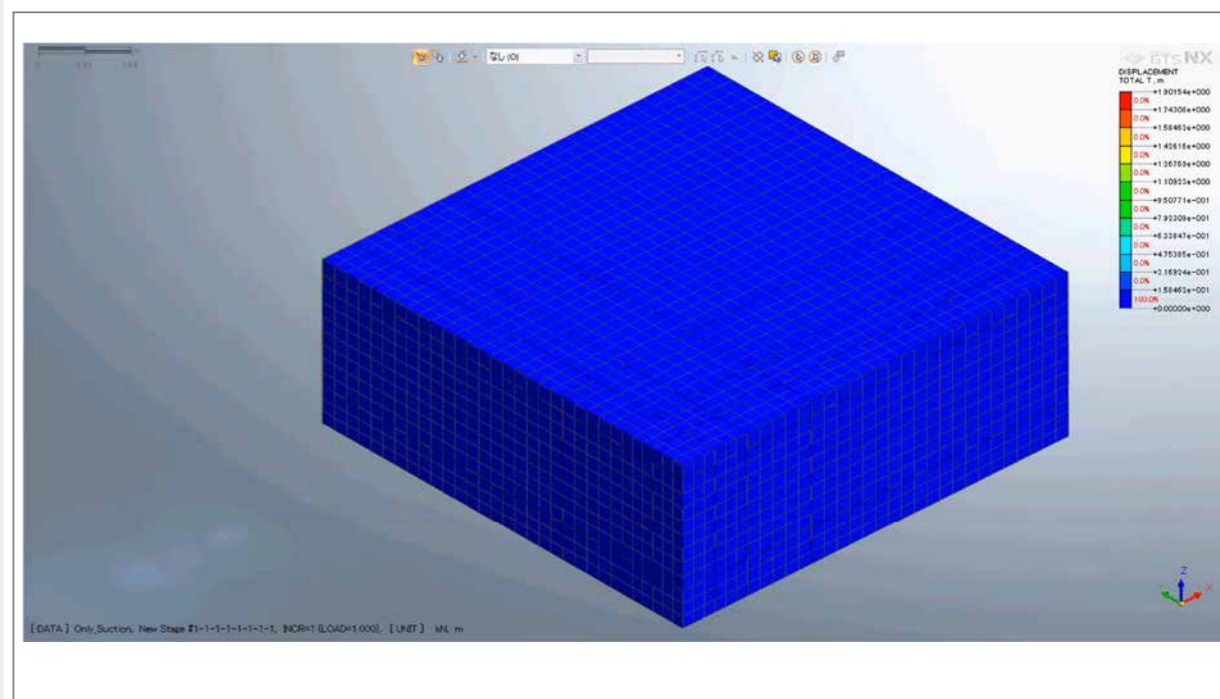


解析のポイント

- 水頭境界として負圧を与える
- 通常の圧密解析で用いる排水境界は圧力水頭=0

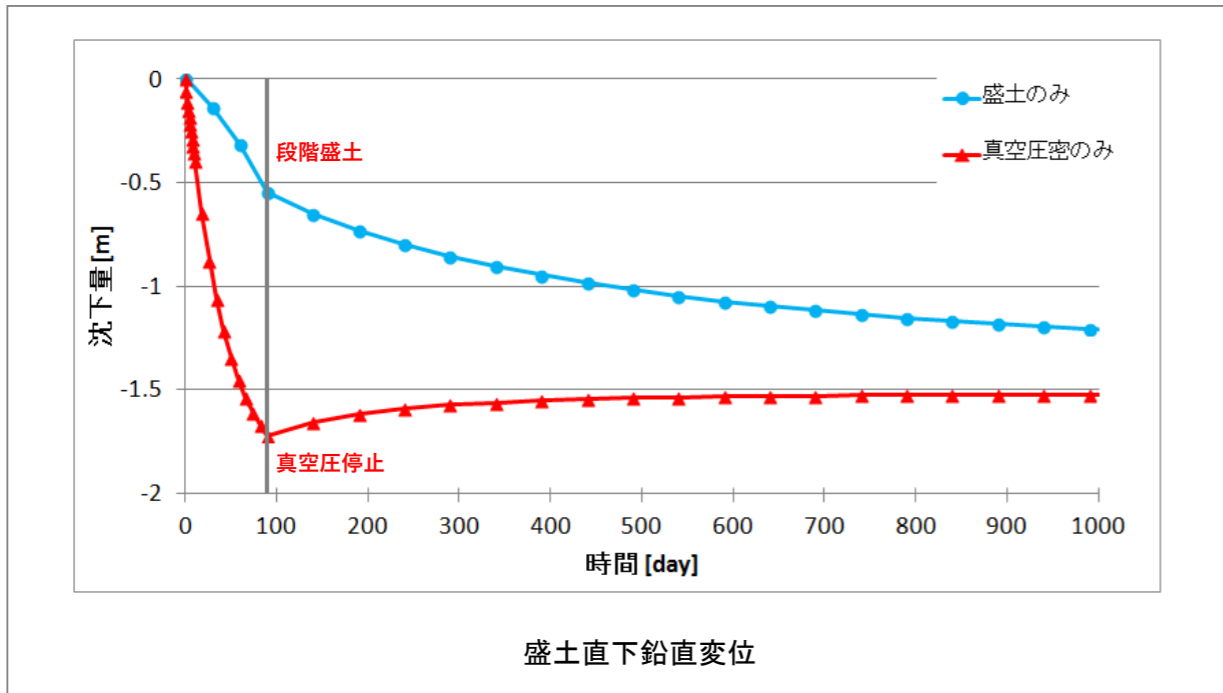
土-水完全連成解析(GTS NX)

※1:コスト削減、環境負荷低減が可能な新しい真空圧密工法について 清水建設株式会社 久保 正顕



真空圧密解析

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR



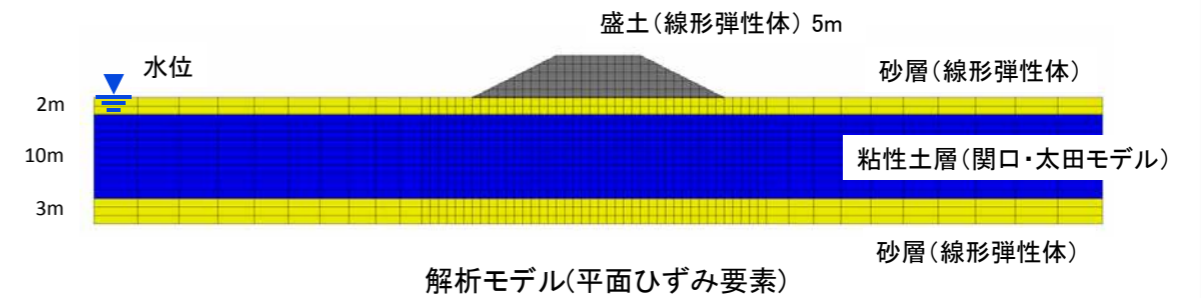
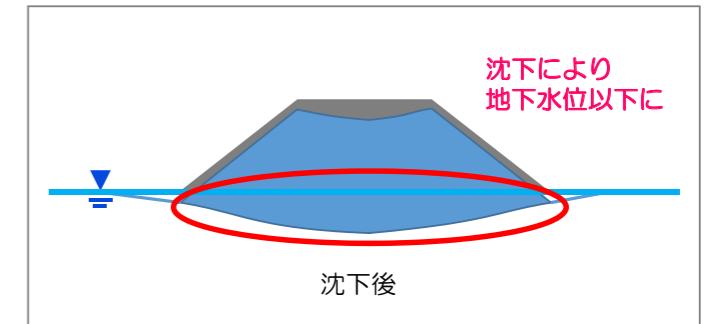
35

幾何非線形を考慮した圧密解析

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

解析のポイント

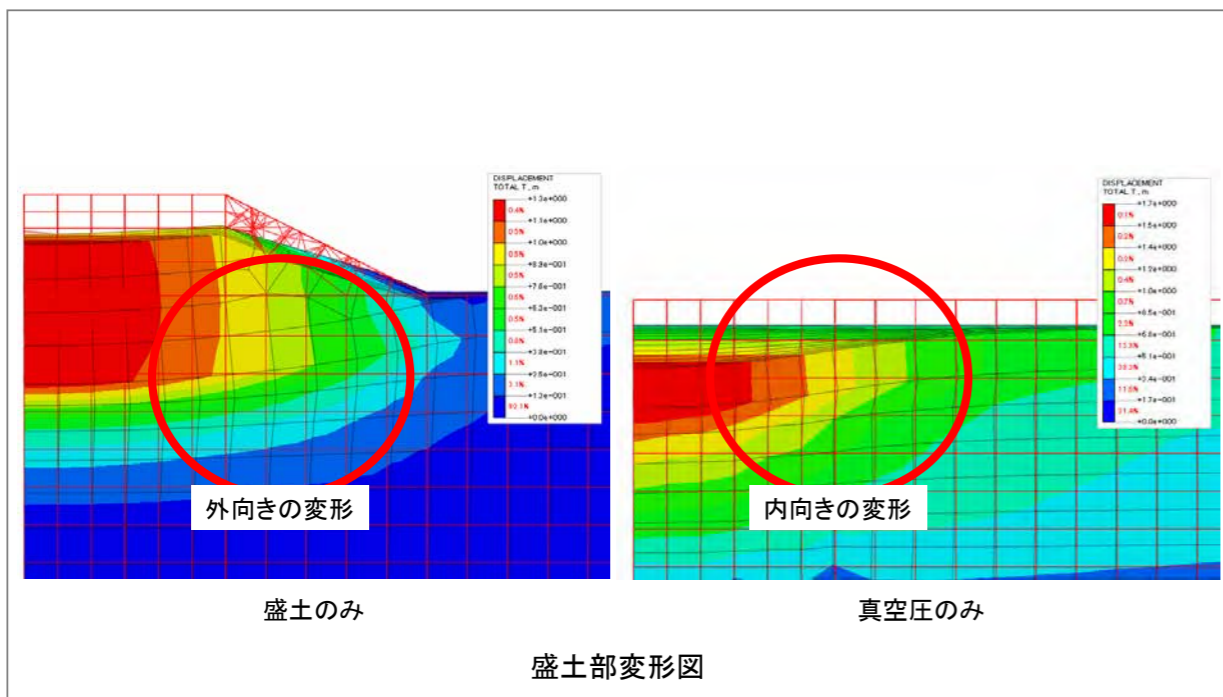
- 幾何非線形の考慮
- 部分飽和度の考慮
- 不飽和浸透特性の考慮



37

真空圧密解析

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR



36

幾何非線形を考慮した圧密解析

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

解析のポイント

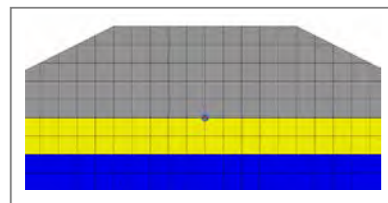
- 幾何非線形の考慮
- 部分飽和度の考慮
- 不飽和浸透特性の考慮

The image shows several software interface screenshots. On the left, a '材料' (Material) dialog box has '非飽和特性' (Non-saturated characteristics) checked. In the center, a '非飽和特性種類' (Non-saturated characteristics type) dialog box has '幾何非線形効果考慮' (Consider geometric non-linear effect) and '変更された間隙水圧を反映' (Reflect changed pore water pressure) checked. On the right, an '解析制御' (Analysis control) dialog box has '幾何非線形' (Geometric non-linear) checked. At the bottom right, a graph shows the relationship between pore water pressure and degree of saturation.

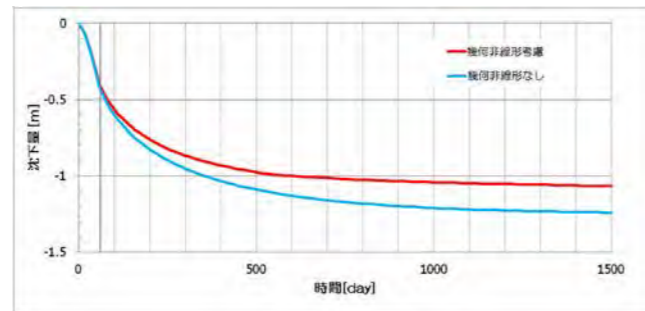
38

幾何非線形を考慮した圧密解析

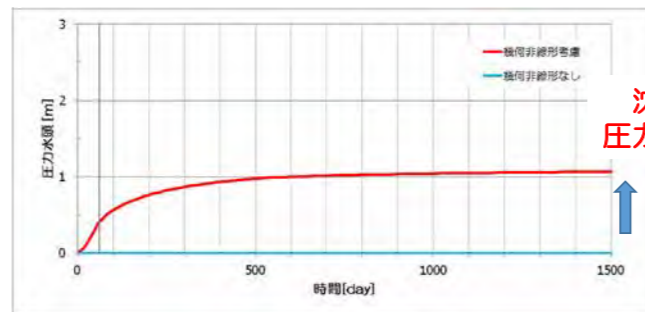
2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR



着目点



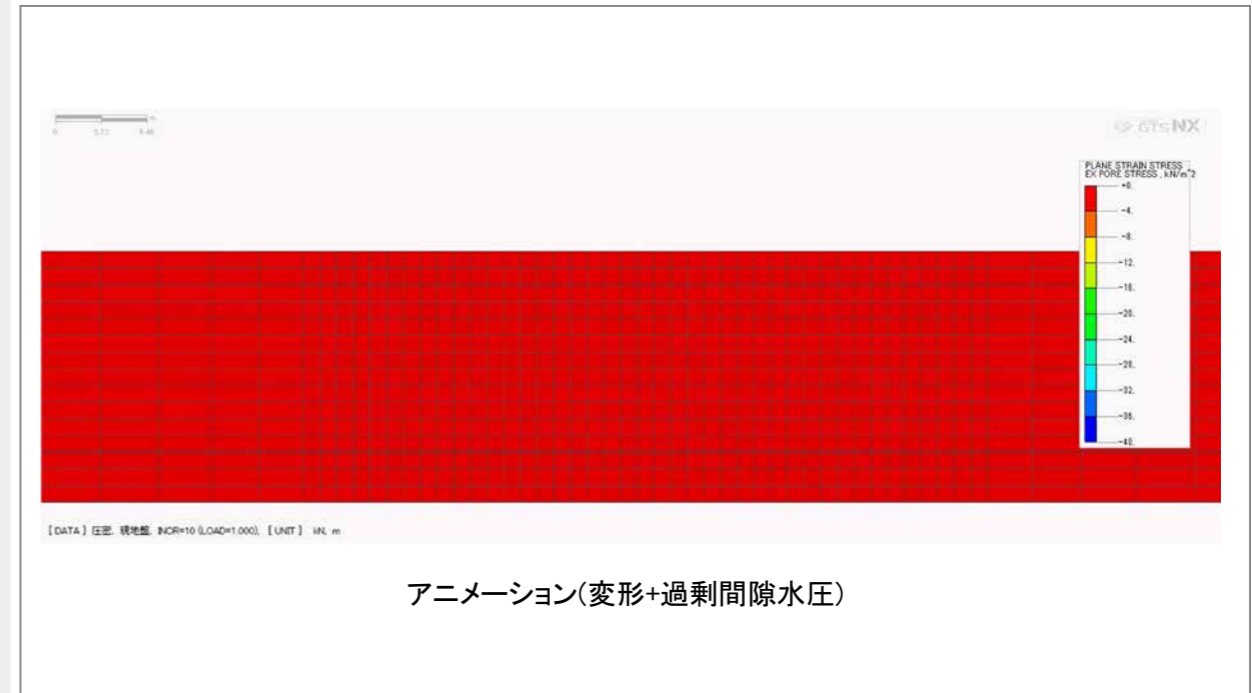
沈下量の変化



圧力水頭の変化

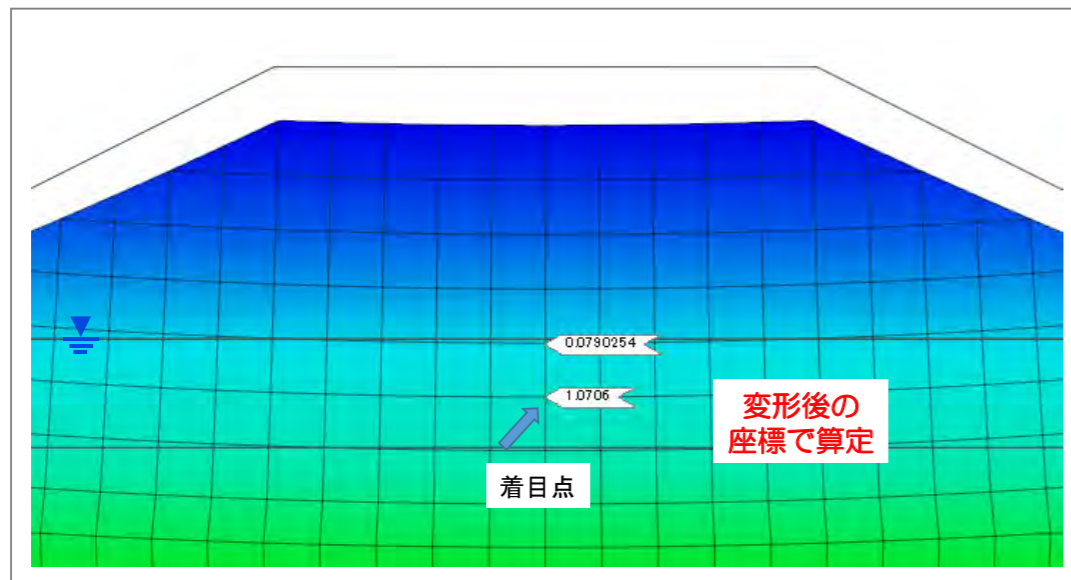
幾何非線形を考慮した圧密解析

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR



幾何非線形を考慮した圧密解析

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR



コンター図(変形+圧力水頭)

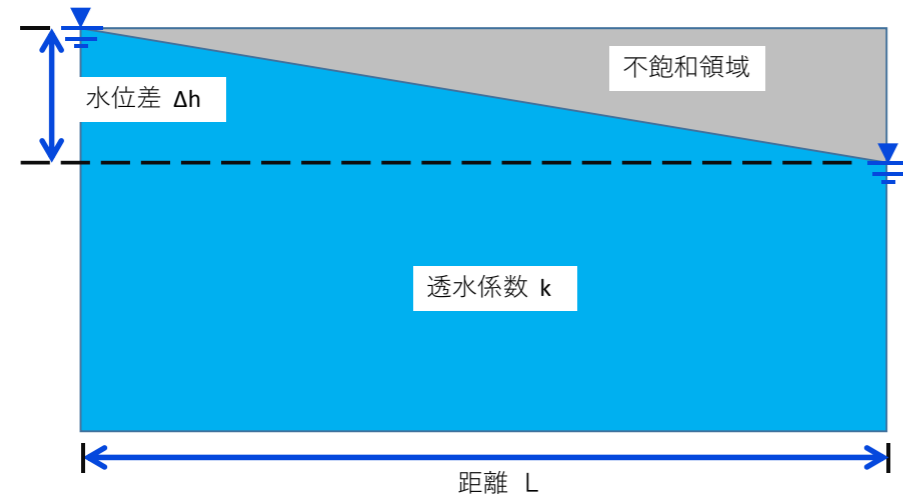
浸透流解析

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

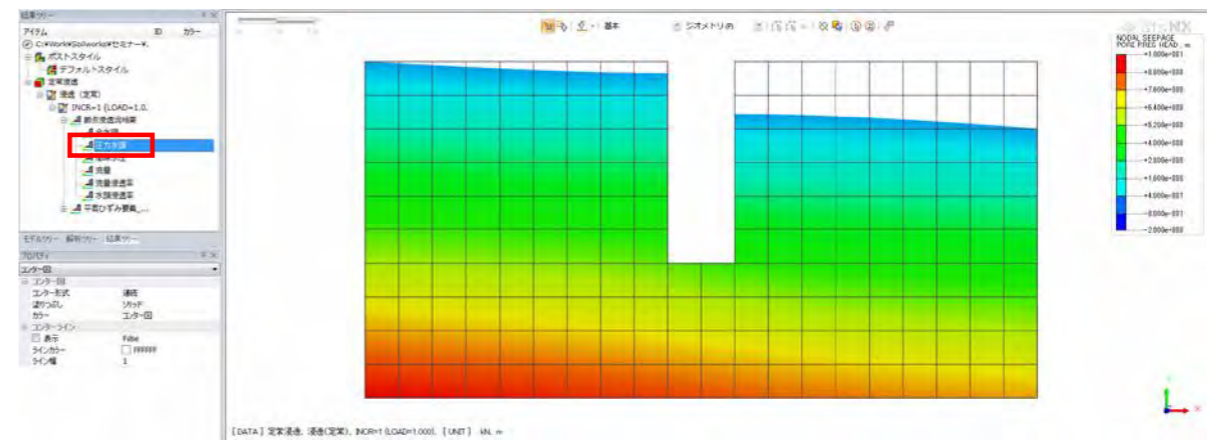
浸透流問題

$$\frac{1}{\gamma_w} \nabla^T (\mathbf{k} \nabla p) - \nabla^T (\mathbf{k} \mathbf{n}_g) = \left(S \frac{\partial n}{\partial p} + n \frac{\partial S}{\partial p} \right) \frac{\partial p}{\partial t}$$

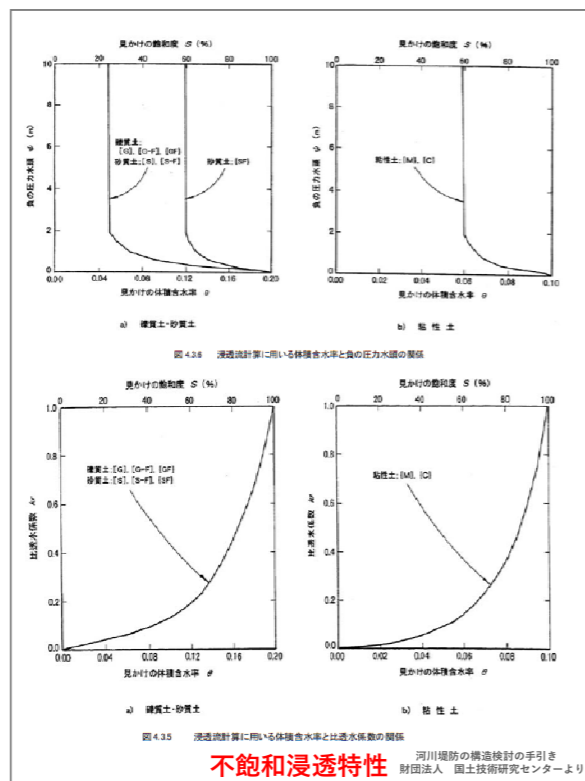
動水勾配 $i = \frac{\Delta h}{L}$



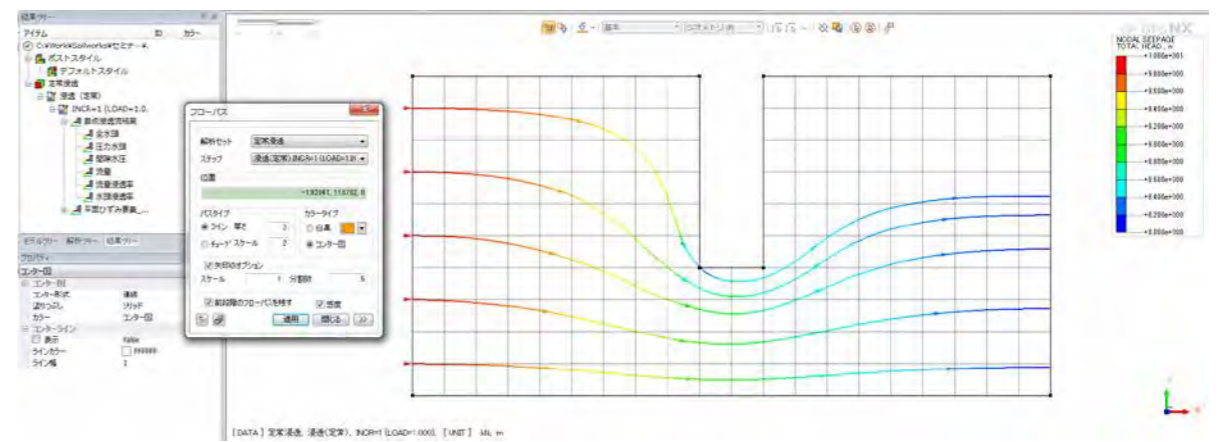
2D浸透流解析



浸透流問題



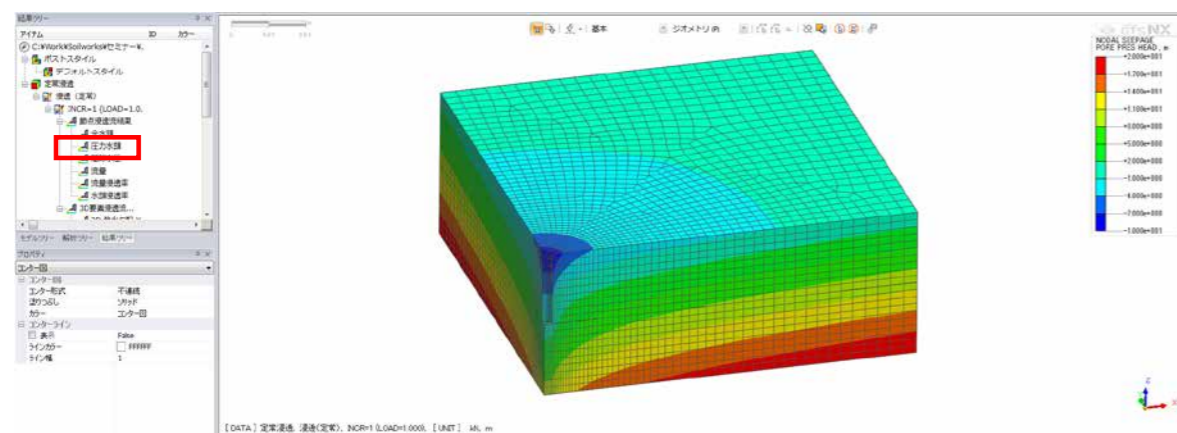
2D浸透流解析



浸透流解析

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

3D浸透流解析



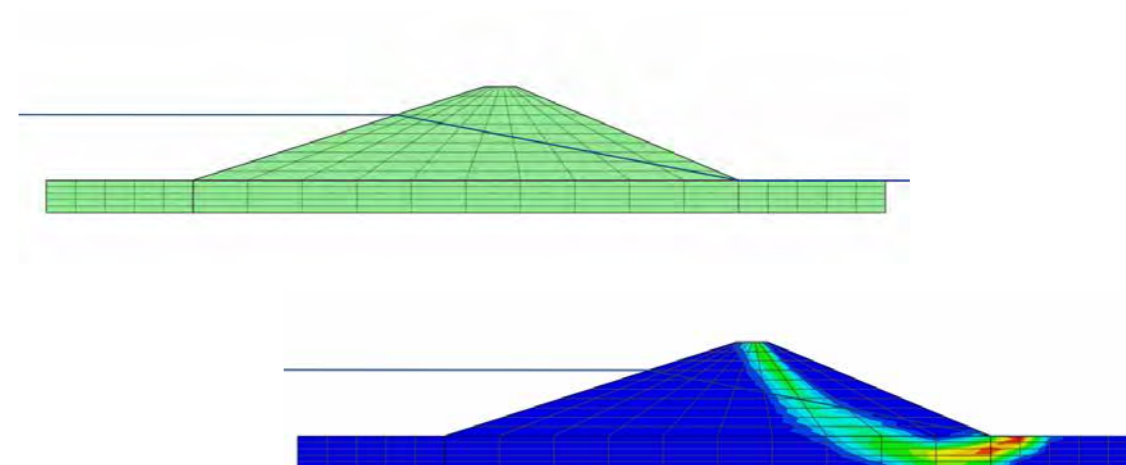
47

斜面安定解析

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

有限要素法によるせん断強度低減法

- 2D/3D
- 幾何非線形の考慮
- 土-水完全連成解析の適用



49

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

斜面安定解析

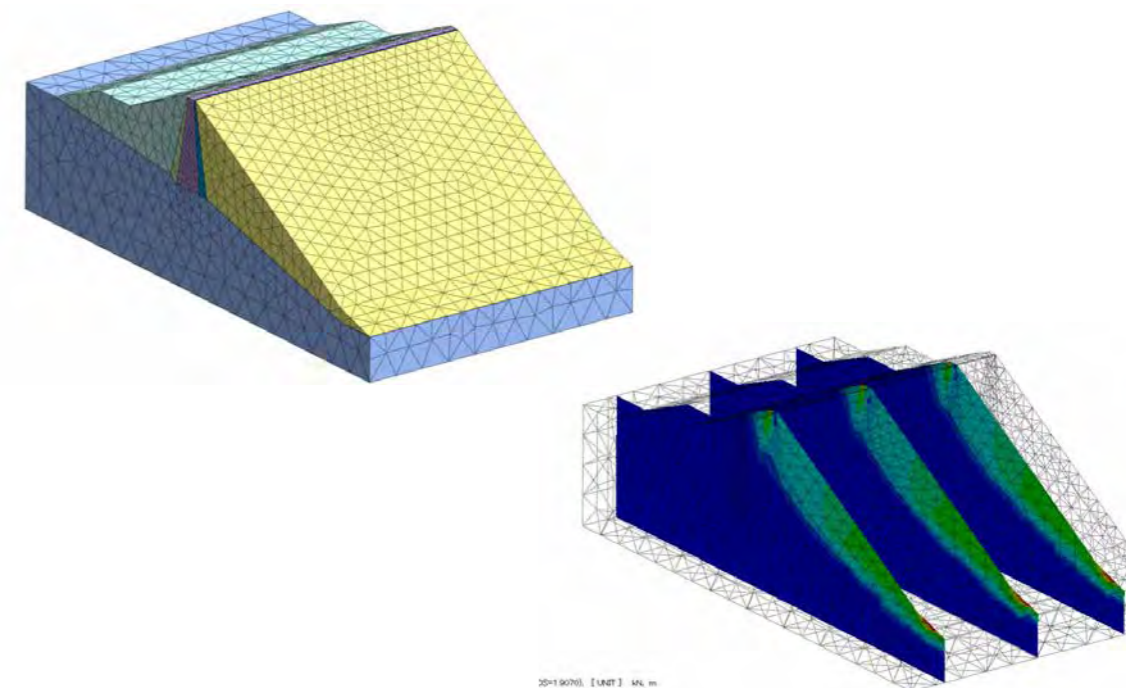
48

斜面安定解析

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

有限要素法によるせん断強度低減法

- 2D/3D



50

2017 MIDAS GEOTECH SEMINAR

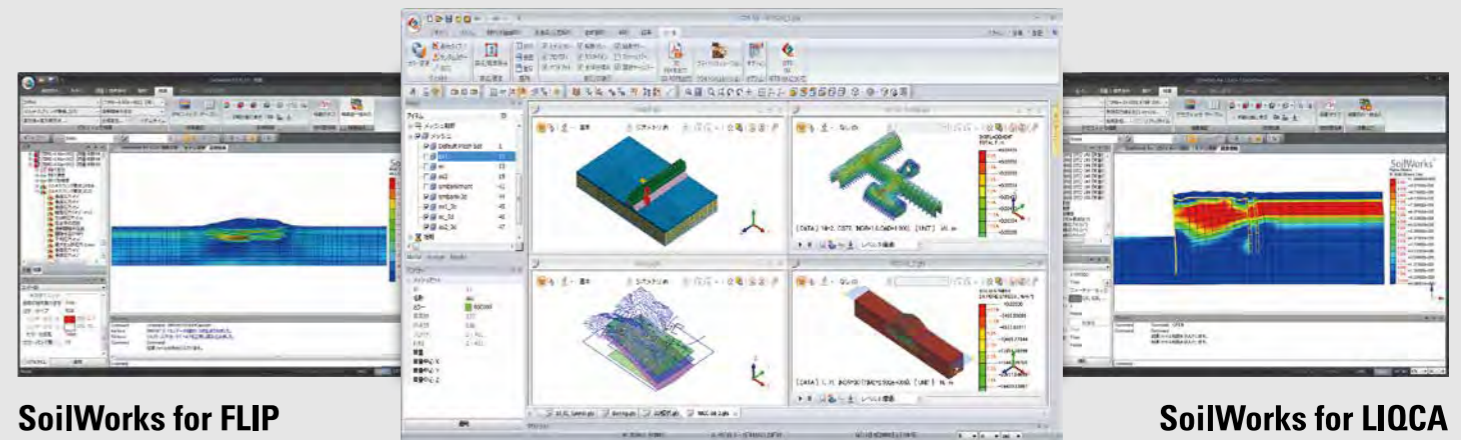
ご清聴ありがとうございました。

株式会社マイダスアイティジャパン
〒101-0021 東京都千代田区外神田5-3-1 秋葉原OSビル7F
TEL: 03-5817-0787 | FAX: 03-5817-0780
E-mail: g.support@midasit.com
HP: <http://jp.midasuser.com/geotech/>

51

MIDAS Total Solution

建設分野プログラム



SoilWorks for FLIP

FLIP専用のプリ・ポスト

SoilWorks for FLIPはFLIP「地震時の液状化による構造物被害予測プログラム」専用のプリ・ポストです。SoilWorksの操作性をそのまま継承しており、AutoCAD感覚でデータを作成することができます。データ作成後は、FLIPを起動させ計算を実行することもでき、FLIP解析のための統合された作業環境を提供します。

GTS NX

GTS NX - 地盤分野汎用解析システム

GTS NXは最先端PRE-Postと解析機能を搭載した新しい概念の地盤汎用解析プログラムです。GTS NXは最新のOS環境変化に合わせて64ビット、並列処理を適用した統合ソルバを搭載しており、初心者も使いやすいように直観的なりボンメニュー形式を用意しております。また、様々な解析機能、圧倒的に速い解析速度、優れているグラフィック表現および結果整理機能などを提供します。

SoilWorks for LIQCA

LIQCA専用のプリ・ポスト

SoilWorks for LIQCAはLIQCA専用のプリ・ポストです。SoilWorksの操作性をそのまま継承しており、AutoCAD感覚でデータを作成することができます。データ作成後は、LIQCAを起動させ計算を実行することもでき、LIQCA解析のための統合された作業環境を提供します。
※ LIQCAは1987年京都大学の岡 二三生教授をはじめとするLIQCA開発グループにより開発された有効応力に基づく液状化解析プログラムです。



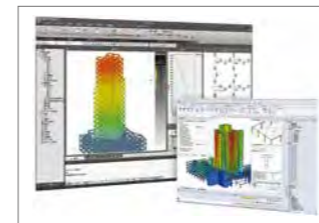
MIDAS Family Programs

MIDAS 製品紹介

MIDAS Family Program は最先端CAE(Computer Aided Engineering)ソリューションです。

建築

Building Engineering



midas iGen

建築分野の汎用構造解析および許容応力度計算

midas eGen

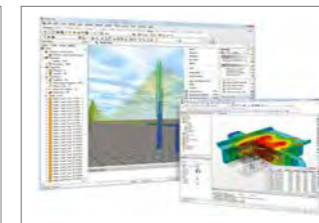
保有耐力自動計算+構造計画/設計最適化システム
CAD 基盤モデリング

midas Drawing

世界初 2次元情報CADプログラム
構造図自動生成

土木

Bridge Engineering



midas Civil

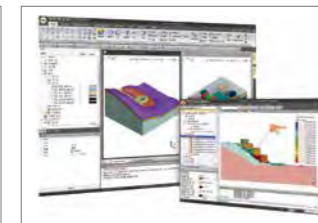
土木分野の汎用構造解析および最適設計システム

midas FEA

建設分野の非線形解析および詳細解析システム

地盤

Geotechnical Engineering



SoilWorks

2次元地盤汎用解析/設計プログラム

SoilWorks for FLIP

液状化解析プログラム
FLIP用のプリ・ポスト

SoilWorks for LIQCA

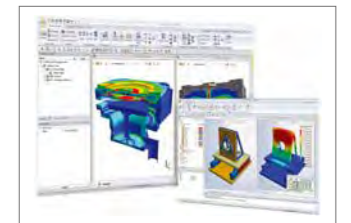
液状化解析プログラム
LIQCA用のプリ・ポスト

GTS NX

2次・3次元地盤汎用解析プログラム

機械

Mechanical Engineering



midas NFX

機械分野の汎用構造解析システム

midas FX+

有限要素解析汎用のプリ・ポスト処理プログラム

MIDAS

建設分野 技術講座

Change is Chance



株式会社マイダスイティジャパン

〒101-0021 東京都千代田区外神田5-3-1 秋葉原OSビル7F

TEL 03-5817-0787 | FAX 03-5817-0784 | e-mail g.support@midasit.com

Copyright© Since 1989 MIDAS Information Technology Co., Ltd. All rights reserved.

<http://jp.midasuser.com/geotech>