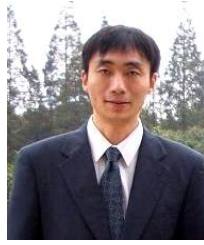


一般全応力法、有効応力法と斜面の安定解析

望月 秋利⁽¹⁾徳島大学 名誉教授⁽¹⁾、工博、徳島大学 大学院准教授⁽²⁾、博士（工）、同济大学（中国） 地下建築与工程系研究員⁽³⁾、博士（工）、日本工営（株） 中央研究所、総合技術開発馬 険峰⁽²⁾日下 拓也⁽³⁾

概要

一般全応力法(ATS法)、有効応力法(ES法)、 $\phi=0$ 法、SHANSEP法を取り上げて、現在までに討論されてきた経過概要を説明し、まずそれぞれの立ち位置を明確にした。次いで、有効応力の概念(Terzaghiによる)、および有効応力法(Skemptonらによる)誕生の経緯を説明し、両者には基本概念の違いがあること、当時は有効応力の概念であっても絶対的である、と考えられていたわけではないことを指摘した。

次いで排水条件により変わる3つの強度線と **specific stresses** について定義し、また ATS 法の基本概念である三筈の **guide-line** を示し、種々な施工状況が、排水条件の異なる3つの強度線で原則的に説明できることを示した。さらにそれぞれの強度式を示し、粘土地盤上への盛土を想定して、載荷直後、部分圧密、圧密終了の各状態に対する適用法の原則を示し、 $\tau \sim \sigma$ 図上で応力の変化、および強度の求め方の関連を示した。さらに ES 法で「せん断に伴って発生する間隙水圧(u_s)」の予測(あるいは計測)が正確であるなら、ATS 法と強度、結局は安定解析で得られる安全率が同じになることを結論した。また ES 法の問題点の根源が、 u_s の予測(あるいは計測)にあること、設計においては必ずしも u_s を持ち込む必要のないことを指摘した。また SHANSEP 法は、 $\phi=0$ 法で問題となる試料の乱れを大幅に改善できるが、基本的には $\phi=0$ 法と同じ考えに立つ手法のため同じ欠点をもつこと、それらが簡略法、あるいは近似法に分類されるべき手法であることを指摘した。

次いで実斜面安定について解析する場合、以上の他に検討が必要な項目として、「強度の進行性破壊」と「排水条件の進行性破壊」の問題があることを提起した。前者の例として、硬質粘土の切土斜面の破壊例を示し、試験により時間経過に伴う強度低下とその結果に基づく斜面の風化経過を説明した。さらに後者について検討し、従来法(ATS法で使用)による推定強度と、SHANSEP法による推定強度について、異方性強度を **index** にした強度比分布図を作成した。その結果、従来法による強度推定法は、「排水条件の進行性破壊」で想定される強度分布と整合しており、適切な手法であることを結論した。一方 SHANSEP 法で設計した場合、のり尻、のり肩部での強度を過大に見積もることになり、危険側の設計になることを指摘した。最後に、ES 法では現場間隙水圧の計測が行われることが多いが、目的とする u_s の計測は難しいこと、また ATS 法においても、「場の間隙水圧」を知るために計測が必要であることを指摘した。

1. はじめに

有効応力法(ES法と略す)に代わり得る解析方法として、「一般全応力法(Advanced total stress method, ATS法と略す)をご存知の技術者、研究者は少ないのではないかと、あるいは「ES法 vs. ATS法」の攻防をご存知の方でも、その議論は過去のものとして認識されているのではないかと危惧している。しかしこの課題はせん断や圧密に関わる地盤工学の基本で、軟弱粘土地盤上への盛土や斜面安定問題、構成式の開発とそ

れを用いた解析、間隙水圧を含む現場計測結果の評価等において、重要であることに変わりない。最近では動的な解析や液状化問題等でも、同様にこの課題が提起されている様である(吉田ら、2010)。

そこで本論文では、図-1 に示す粘土地盤中のエレメントAを用いて、まず議論のためのベース作りから始めたい。なお盛土前のエレメントAに働く鉛直応力を σ_z 、その場の間隙水圧(中立間隙水圧)を u_n とする(間隙水圧に関しては、4 節参照*0。望月(1984))。

地盤に盛土したエレメントAに働く鉛直応力は「 $\sigma_z + \Delta \sigma$ (盛土による)」で、盛土直後には間隙水圧、 Δu_c が発生する。さらにエレメントA付近にすべり面が生じるなら、せん断変形が生じて「せん断に伴う間隙水圧(Δu_s)」も生じるはずである。ただしここでは簡単のため、すべり面方向を考えずに、鉛直方向の力に注目して説明する。

この安定問題(図-1)へは2通りのアプローチが考えられる:その一つはES法で、全応力「 $\sigma_z + \Delta \sigma$ 」から間隙水圧「 $u_n + \Delta u_c + \Delta u_s$ 」を差し引いて得られる「有効応力(σ')と有効応力強度(ϕ')」を用いて破壊時のせん断強度を求め、解析を行う。もう一つの方法はATS法で、「全応力から中立間隙水圧($u_n + \Delta u_c$)」を差し引いた応力(=状態応力(σ_T)と呼ぶ)と全応力強度(例えば、 ϕ_{cu} 、 C_{cu})を用いて解く方法である。Skempton(1948)が提案した $\phi = 0$ 法やLaddら(1974)が提案したSHANSEP法も、この「一般全応力法」の一手法に位置づけられるが、ここで議論するATS法の基本的な考え方とは異なり、実用法、近似法の側面が強いので、6 節で別に説明することにする。

さてES vs. ATSに関する議論は、日本では1960年代に赤井浩一・京都大学教授(当時)、三笠正人・大阪市立大学教授(当時)の間で激しく論戦が繰り広げられた。その様子について、三笠(1963)の著した「粘土の強度の考え方について」とその「討論」の記録にも垣間見ることができる。また東京国際地盤基礎工学会議が開催されたが、その場でも三笠(1977)、Janbu(1977)、Ladd(1977)を交えた討論が行われている。

この課題は土質工学会関西支部が主催した研究講話会でも討論された。三笠(1978)は「土の力学における2つの視点について」を著し、有効応力法のもつ基本的な問題点について言及した。これに対して、柴田(1978)は「現場間隙水圧—計測結果の活用—」と題して、また軽部(1978)は「全応力法・有効応力法小史」と題して有効応力法の有効性を主張した。その後筆者は、「フィルダムの安定解析法—一般全応力法と有効応力法の比較—」(1984)、「Advanced Total Stress Analysis method based on the Concept of Effective Total Stress」(1996)、またその解析例として「硬質粘土切土斜面の崩壊原因の検討」(1985)等を発表し、一般全応力法の有効性を主張した。

本論文では、まずES法とATS法の関連、それぞれを取り上げ問題の所在を明らかにした上で、ATS法の有利性について説明したい。

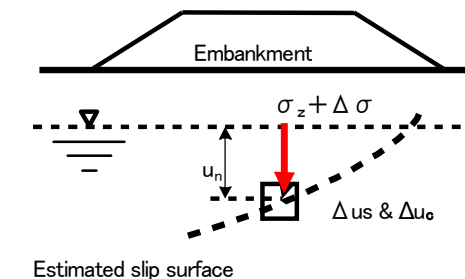


図-1 粘土地盤中のエレメントと鉛直応力

*0:間隙水圧に関しては、①せん断に伴って発生する間隙水圧(u_s)、②中立間隙水圧(u_n 、 Δu_c 等)、③地震力に伴って発生する間隙水圧(u_e)、に分けた考え方で説明する(望月(1984)、4 節参照)。

2. 有効応力、有効応力法の誕生と憂鬱

R. E. Goodman(1999)による「土質力学の父、カール・テルツァーギの生涯」が出版され、2006年には日本でも翻訳されて、Terzaghiの功績が広く紹介されている。「有効応力」概念の適用については、その最初がボイリング現象の解明であったこと、その後、Erdboumechnik(1923)の執筆過程で、圧密現象を粘土内に発生する過剰間隙水圧(Δu)の消散現象に置き換えて、熱伝導方程式を導入して説明に成功したことを紹介している*1。さらにウィーンの研究所時代(1930年代前半)には、L. Rendulicを指導して、三軸試験機による Δu の計測に成功した。これらの結果に基づき「有効応力(σ')」*2～含水比(飽和粘土では密度と同意)～強度」の関係について言及し、有効応力式(式(1))を提案し、土の破壊メカニズムと強度の解明にその重要性を指摘したことが記述されている。これを本文ではTerzaghiによる「有効応力の概念」の提案と呼ぶ

ことにする。

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1)$$

一方 A. W. Skempton は、A. W. Bishop, D. J. Henkel らを擁して Imperial College に Soil Mechanics Section を設立し、三軸試験機を用いた間隙水圧の計測や有効応力強度の研究を進めた (Skempton, 1948)。その成果の一つとして Bishop & Henkel (1957) は「The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test」を出版した。その結果、三軸圧縮試験法および有効応力の概念が世界に広く理解されると同時に、強度は、「破壊時の密度 (含水比)、有効応力」、さらに「材料に対して唯一な強度定数 (c' 、 ϕ')」で表現できる、とする「有効応力法」に関する基礎概念の構築に大きな役割を果たした。すなわち強度は、破壊時の間隙水圧が何らかの方法で得られるなら、既知である全応力から間隙水圧を差し引いて得られる「有効応力」と「材料に唯一な強度定数」で、強度が求められるはずである、と考えた。さらに解析で必要となる間隙水圧については、推定式を Skempton (1954)、Bishop (1954) が提案し、ES 法の斜面安定問題への適用が広く研究された。これを、斜面を始めとする「安定解析に関する有効応力法」と呼び、有効応力の概念とは区別する。

その後 Roscoe, Schofield, Wroth による土の構成式 (Cam-clay model, 1963) が提案された。モデルの詳細についてはここでは省略するが、構成式を用いて Δu の挙動を適切に表現し得るとするなら、正に有効応力法での必須条件である間隙水圧の推定法が手に入ったことになり、現在の間隙水圧係数に関する研究の行き詰まりの打開を意味する。しかし筆者らには、個別の研究で、どの段階までモデルの検証が進んでいるかは把握できないが、「実験の結果を元に求められたパラメータを直接用いて*³、十分な精度で Δu 、または有効応力と変形の記述」に成功した例は、筆者の知る限りでは無い様に見受けられる。残念ながら、Skempton や Bishop が目指した「一般的な解析で用いる Δu の推定方法」は、まだ開発途上、とみなされてもやむを得ないであろう。

さらに ES 法の基本的な問題について、考えてみる。その第 1 は、直接計測したり定義できる物理量は、「全応力 (σ) と間隙水圧 (u)」である、という点である。有効応 (σ') は、「全応力から間隙水圧を差し引いた従属的な物理量」で、直接計測することができない「影の値」である。例えば有効応力について「土の骨格に作用する応力」と一般に説明されるが、例えば粘土粒子の様に周りが結合水で覆われている状況を想定した場合、力の伝達をどのように表現して、どの様に骨格に伝わるのかについて図化もできないし、説明もできない*⁴。Hvorslev (1960) はこの辺の事情を「土の強度および変形は全応力よりも有効応力によって支配され、式(1)、次に示す式(2)の関係は、semi-empirical と言えるもの」と書いている。Terzaghi であれ、Hvorslev であれ、有効応力、あるいは有効応力強度式を、その当時は絶対視しているのではないことを認識すべきであろう。

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (2)$$

但し、一般には $c'=0$ を仮定

次に、Hvorslev の仮説、あるいは Hvorslev line と呼ばれている基礎概念について検討してみたい。ES 法では、式(2)の関係で強度を表し、「①ある材料に対して唯一に決まる強度定数」と「②破壊時の有効応力」が既知であることが必要条件となる。古くは Krey-Tiedemann の議論 (正規域、過圧密域で異なる 2 つの強度定数を用いる) もあるが、Hvorslev は 2 つの強度定数を持つことは妥当でないと批判し、せん断強度は固有の材料定数 (μ_e 、 κ) と the equivalent consolidation pressure (σ'_e) で表せるもの、とする「真の摩擦角」論を提案した (後に、effective friction and cohesion に変更)。議論の詳細は省略するが、パラメータが正規域、過圧密域、あるいは全排水条件を通して一定となる関係を説明した。しかし実験において、供試体は正規域ではたる型に、過圧密域ではすべり面を形成する、と言うことから推定できる様に、供試体密度の定義が難しいこと、したがって載荷、除荷、再載荷曲線上で同じ密度の点を結んだパラメータ、 ϕ'_e が一定値 (あるいは直線の関係を持つか) かどうか検証できていないこと、さらに aging の問題等を考えればこの仮説を簡単に受け入れるわけにはいかない。また ϕ' 強度線の変化点についてであるが、Hvorslev が示してい

る σ'_e ではなく、 σ'_b であることの（一面では図-7、三軸では馬、投稿中を参照）見落としもあり、問題の解決は進んでいない様である。

さらに引用されることの多い Rendulic(1936)や Henkel(1959)らが行った圧縮・伸張試験結果(ES 法で、基本的な実験結果として扱われる)について、少し触れておきたい。図-4は Rendulic の行った圧縮・伸張三軸試験結果である(結果が最も良い)。それに対して図-5 は、望月らの同試験結果である(望月他、1985)。比較すると、前者は圧縮試験結果と伸張試験結果が静水圧軸に対して対称でない点や、さらに過圧密域の試験結果に圧密降伏応力 (σ_y) の影響が認められない点、等に気づく(ただし、試験精度はかなり良い。後出の*10 参照)。当時、Rendulic や Henkel らの試験結果が高い評価を受けたことは十分に想像され、それを否定するものではない。しかしこの様に検討してみると、有効応力法の基本が、実験事実として確立していないことに気づく*5。なお、「破壊時の間隙水圧の推定(有効応力法における第 2 の条件)」の問題もあるが、それらは、節を改めて議論する。

- *1: Terzhagi の圧密理論は間隙水圧の消散に注目したもので、「応力～ひずみの非線形関係」が表現できない。そのため「弾性圧密理論」と呼び変えることもある様であるが、土の特性を弾性特性だけで表現できないことは明白で、呼び変えたとしても、実質的には意味をなさない。この事実を再考する必要があるのではないかと考えている。
- *2: ここでは「有効応力」と記したが、当初 Terzaghi は「粘土の固体相に作用する圧力」と呼んでいたようである (Goodman, 1999)。むしろこの様な実態に即した定義のままであったなら、現在の混乱状況はもう少し軽減できたのではないかと推測する。
- *3: 「実験で得たパラメータをそのまま構成式に用いる」と言う関係は、「実験～構成式」の間に整合性があることの検証で、構成式における、無視できない必須条件の一つである。
- *4: 「実測できない物理量」に対して理論を構築することは、工学における検証ができないことを意味し、まさに砂上の楼閣となる。有効応力法の問題点の根本はこの点にある、と考えている。

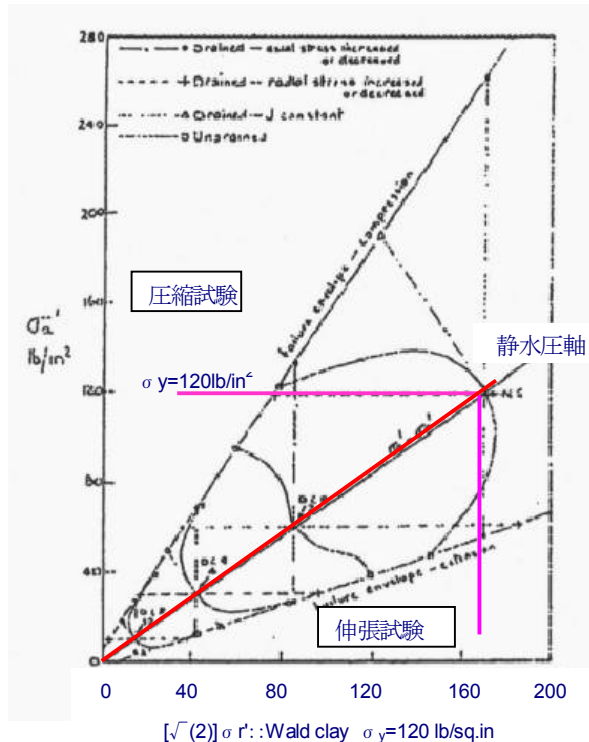


図-4 Rendulic による試験結果(1936)

- *5: ここで敢えて指摘したいもう一点は、「有効応力の原理」と声高な主張は聞こえても、実験や現場計測を行って、検証に取り組む姿勢があまり見受けられないことである。特に構成式の研究が盛んな昨今、「priori な原理」として信じようとしている研究者が残念ながら多く見受けられ、その状況が結局は、ES 法の発展や適切なモデル (ES モデルを含む) の発展の妨げになっているのではないかと懸念する。

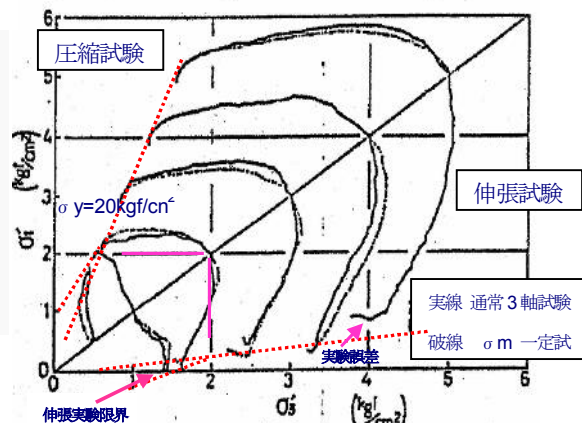


図-5 再圧密上部大阪洪積粘土:望月ら(1985)

3. 一般全応力法 の概念

まず一面 CU-せん断試験結果を示し、一般全応力法の基本的考え方について説明したい。図-5 は一面せん断試験で得られた圧密非排水(CU)試験結果である(一面せん断CU試験については、三笠(1960)、高田

(1993)を参照のこと)。CU 試験を行って得られた有効応力経路 ($\tau \sim \sigma'$ 関係) は、図中に「各試料の圧密圧力 (σ) から連続して立ち上がっている一連の記号 (Δ , \blacksquare 等)」で示した。この有効応力軌跡を、三笠はベクトルカーブと名づけた。ベクトルカーブのピーク値は、せん断強度を表す。破壊時の σ' に対して τ_f をプロットした点を結んだ線は、有効応力強度線 (ϕ' 強度) となる。また圧密圧力 (σ) に対して τ_f をプロットした点を結んだ強度線は、全応力の CU 強度線を与える。

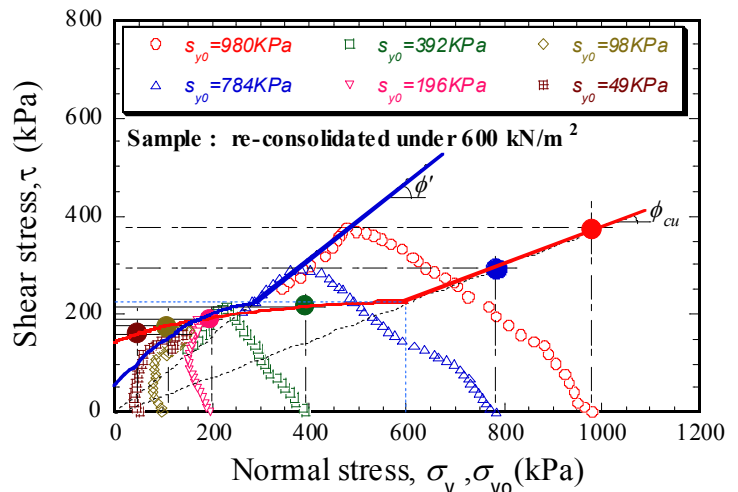


図-5 一面 CU 試験結果

図-6 は、図-5 の強度線を模式化し、さらに UU 強度線を加えて示したものである。CU 強度線は、試料の圧密降伏応力 (σ_y または p_y で表す) で屈折する。また ϕ' -強度線は、 σ_b で (過圧密影響応力とよぶ。望月 (1984))、屈折する。式(2)は、CU 試験結果で得た σ_y (または p_y) と、CD 試験で得られる σ_b の関係を表す (実験式; Ma, 2012)。なお σ_y (または p_y) は、圧密試験で得られる圧密降伏応力 (σ_c または p_c) とは区別して用いる。

$$\sigma_b = (\tan \phi_{cu} / \phi_{cd}) \sigma_y \quad (11)$$

また図中の σ'_{nd} は CU 強度線と CD 強度線の交点として定義される応力で、「non-dilatant stress」と名づけた。この応力では破壊時のダイラテンシーがゼロとなり、CU 強度と CD 強度が等しくなる (厳密には、 ϕ' -強度と CD-強度は完全に一致するものではないが、本論文では簡単のため、同じとした)。

さて三笠は、安定解析に用いる強度 (設計) に関する原則 (guideline: 1963、一部加筆) として、次の様に提案した:

「現場で安定 (破壊) について検討する場合、「強度の最も小さくなる排水条件と強度」を用いて検討する。すなわち図-6 を基にして、(1) $\sigma_0 \leq \sigma$ の場合は UU 条件とその強度を、(2) $\sigma'_{nd} \leq \sigma < \sigma_0$ の場合は CU 条件とその強度を、(3) $\sigma < \sigma'_{nd}$ の場合は、CD 条件とその強度を用いて解析する。」

例えば軟弱粘土地盤上への盛土の場合 (ケース(1)) は UU 条件が最も危険で、 $\phi=0$ 法はこのケースに相当する。また UU 条件が最も危険なことを知って、緩速施工 (CU 条件) や、排水工を地盤に施工後に盛土を行うことで (CD 条件)、安全な施工が可能になることを、この図を用いて説明できる。またケース(3)の事例として、硬質粘土や軟岩の切土斜面の場合、切土直後は安定していたものが、ある期間を経て崩壊に至る現象 (一般には風化現象) は CD 条件の強度で説明できる (望月, 1985)。すなわち一般全応力法の基本的な、「現場に生じる最も危険な排水条件を想定して、その条件でせん断試験を行い、その強度定数を用いて安定解析を行う」、という考え方にある。

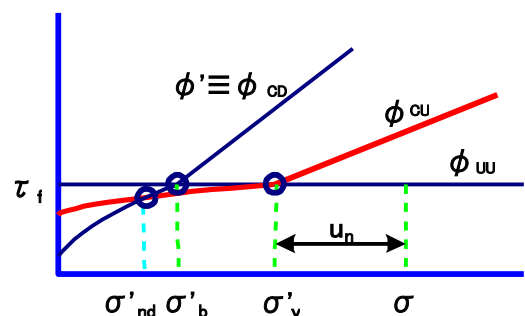


図-6 強度線: ϕ' 、 ϕ_{cu} 、UU 強度

4. ATS 法および ES 法との関連

まず間隙水圧を3つに分けて考える (望月, 1985, 1996)。

①せん断に伴って発生する間隙水圧 (Δu_s): 非排水条件下のせん断に伴って発生する間隙水圧で、その特性は土のダイラテンシーに起因する。一般に、計測や推定が困難である。

②中立間隙水圧(u_n): 静的な問題では Δu_s 以外の間隙水圧で、「場の間隙水圧」とも呼ぶ。静水圧、浸透圧、圧密に伴って発生する間隙水圧等である。なお、圧密に伴って発生する間隙水圧は、 Δu_c と記して区別することもあるが、分類としては中立間隙水圧に含まれる。これらの間隙水圧は、一般に計測も比較的容易で、推定も可能である。

③地震に伴って発生する間隙水圧(Δu_c): 地震荷重に起因して発生する間隙水圧。

図-7(1)~(3)は全応力、間隙水圧と CD-強度、CU-強度、UU-強度との関係を、また表-1 はそれぞれの排水条件に対して ATS 法、ES 法による設計における強度算定式を示したものである。以下では ATS 法、ES 法それぞれの強度の求め方を説明し、どちらの方法で求めた強度も原理的には一致することを示す(望月、1984)。なお図中で、初期応力(σ_0)は一般に圧密降伏応力(σ_y)と一致するので、 σ_y で示した。また u_n はその場の中立間隙水圧で、 $\Delta \sigma$ は盛土等による増加(または減少)応力、 σ' は有効応力を表す。なお一般全応力法において強度を推定するために「状態応力($\sigma_T = \text{全応力} - u_n$)」を用いたが、ちょうど ES 法で用いる有効応力(σ')に相当する。

(1)CD 条件:

圧密で発生する間隙水圧($\Delta \sigma$ に起因する Δu_c)、およびせん断に伴って発生する間隙水圧(Δu_s)は、条件によりゼロである(例:砂地盤上への盛土等)。したがって、 $\sigma_T = \sigma'$ である。また $c_{\alpha} = c'$ 、 $\phi_{\alpha} = \phi'$ とすれば、式(3)、(4)はまったく一致する。なお一般に正規圧密域では $c=0$ 、過圧密域では $c \neq 0$ とすることが多い。また ATS 法においても u_n を考慮する点に注意を要する。

(2)CU 条件:

$\Delta \sigma$ の荷重によってせん断変形が生じ、 Δu_c と Δu_s (せん断力に伴って発生する間隙水圧)が発生する。荷重直後の状態を想定すると、 Δu_c は $\Delta \sigma$ と同じ大きさとなるので、ATS 法では式(5)'を考えればよい(図-7(1)中の Δu_c に注目して。 $\Delta u_c = \Delta \sigma$)。また盛土の部分圧密を考慮する場合は式(5)''を(盛土荷重に対する圧密が不完全の場合;破壊は U 条件を想定。図中の $\Delta u_c < \Delta \sigma$)、さらに盛土荷重の圧密が終了した状態で破壊が非排水状態で生じる場合は(CU 条件、緩速施工等。 $\Delta u_c = 0$)、式(5)'''を用いる*⁹。

$$\tau_f = c_{cu} + \sigma_T \cdot \tan \phi_{cu}$$

$$\text{① 荷重直後: } \sigma_T = (\sigma - u_n) \quad \because \Delta u_c = \Delta \sigma \quad (5)'$$

$$\text{② 盛土荷重に対して部分圧密: } \sigma_T = (\sigma - u_n) + (\Delta \sigma - \Delta u_c) \quad \because \Delta u_c \neq 0 \quad (5)''$$

$$\text{③ 盛土荷重の圧密終了後: } \sigma_T = (\sigma - u_n) + \Delta \sigma \quad \because \Delta u_c = 0 \quad (5)'''$$

ES 法の強度は式(6)で求めるが、ATS 法と同じく σ' は状況に応じて変化する。荷重直後には式(6)'を、部分圧密を想定する場合は式(6)''を($\Delta u_c < \Delta \sigma$)、また盛土荷重の圧密が終了すると考えるなら式(6)'''を用いる($\Delta u_c = 0$)。

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan \phi'$$

$$\text{① 荷重直後: } \sigma' = \sigma_0 + \Delta \sigma = (\sigma - u_n) - \Delta u_s \quad \because \Delta u_c = \Delta \sigma \quad (6)'$$

$$\text{② 盛土荷重に対して部分圧密: } \sigma' = \sigma_0 + \Delta \sigma = (\sigma - u_n) + (\Delta \sigma - \Delta u_c) - \Delta u_s \quad (6)''$$

$$\text{③ 盛土の圧密終了後: } \sigma' = \sigma_0 + \Delta \sigma = (\sigma - u_n) + \Delta \sigma - \Delta u_s \quad \because \Delta u_c = 0 \quad (6)'''$$

式(6)'~式(6)'''では u_n 、 Δu_s を必要とする点に注意が必要で、ATS 法との違いはこの点にある。もちろん ATS 法でも $\Delta u_s \neq 0$ であることに変わりはないが、この影響を強度定数の中で考慮しているので、強度式では考慮しなくてよい。したがって ES 法の場合、 Δu_s が正しく計測されるか、あるいは予測されるなら、式(5)と式(6)の τ_f はまったく一致する。しかし ES 法に対する式(6)'~式(6)'''を考えると、場の有効応力が異なるのであるから、厳密に考えるなら Δu_s の値はそれぞれ変わるはずである。

(3)UU 条件:

粘土地盤上への、急速盛土のケース等が相当する。基本的な条件は、 $\Delta \sigma = \Delta u_c$ 、 $\Delta u_s \neq 0$ である。ATS 法の場合は、次式で強度を求める。

$$\tau_f = c + \sigma_T \cdot \tan \phi_{uu} \quad (7)$$

ここに、 $\sigma_T = (\sigma - u_n) + (\Delta \sigma - \Delta u_c)$

一般には、 $\phi_{uu} = 0$ とすることが多く ($\tau_f = c$)、この場合は Skempton の $\phi = 0$ 法と同じになる。また、正規圧密粘土地盤の場合、深さ方向(厳密には各深さの状態応力、 σ_T)で強度が変化する。この場合には、式(7)' で τ_f を求め、それを c と置く。この場合の ϕ_{uu} は、 c/p 値から求めることができる(式(7)')。後述する SHANSEP 法は、この手法と基本は同じである(7 節参照)。

$$\tau_f = c + \sigma_T \cdot \tan \phi_{uu} \quad (=c) \quad (7)'$$

$$\phi_{uu} = \tan^{-1}(c/p) \quad (7)''$$

ここに、 $\sigma_T = (\sigma - u_n) + \Delta \sigma$ 、 $\Delta \sigma$ は深さの変化に応じた全応力変化量、

UU 条件に対して ES 法を適用することはないのではないかと推測するが、一般化の目的で、仮に用いる場合は、式(8)で強度を得る。UU 条件であっても、式の形は CU 条件の場合と変わらない。

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (8)$$

ここに、 $\sigma' = (\sigma - u_n) + (\Delta \sigma - u_c) - \Delta u_s$ 、UU 条件の場合は、 $(\Delta \sigma - u_c) = 0$ としてよい。

以上、ATS 法、ES 法での設計強度の求め方の基本的考え方を示した。それらの主な点は、ES 法、ATS 法でも中立間隙水圧「 u_n 」については考慮していること(Δu_c を含めて)、また ES 法と ATS 法の違いは、前者では CU、UU 条件の問題に対して「 ϕ' 強度を用いて Δu_s を別に間隙水圧として扱う」のに対して、ATS 法では「 Δu を強度定数内で考慮し、直接間隙水圧としては扱わない」点である。さらに両者を正しく用いた場合は、基本的にどちらでも同じ強度を得る。この場合、ES 法においては「 Δu_s が正しく得られる」ことが必要、不可欠な条件となる。結局、ES 法では Δu_s 、 σ' を用いることで、ずい分遠回りで、難しい問題になっていることが理解できよう。

表-1 STA 法、ES 法の設計強度算定の基本式

排水条件	一般全応力法(ATS)			有効応力法(ES)		
	強度定数	状態応力 (σ_T)	強度 (τ_f) (式番)	強度定数	有効応力 (σ')	強度 (τ_f) (式番)
CD	c_{cd}, ϕ_{cd}	$(\sigma - u_n) + \Delta \sigma$	$c_{cd} + \sigma_T \cdot \tan \phi_{cd}$	c'^{*8}, ϕ'	$(\sigma - u_n) + \Delta \sigma$	$c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (4)$
CU	c_{cu}, ϕ_{cu}	$(\sigma - u_n) + (\Delta \sigma - \Delta u_c)^{*7}$	$c_{cu} + \sigma_T \cdot \tan \phi_{cu} \quad (5)$	c'^{*8}, ϕ'	$(\sigma - u_n) + (\Delta \sigma - \Delta u_c)^{*7} - \Delta u_s$	$c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (6)$
UU	$c(q_u/2), \phi_{uu} = 0^{*6}$	$(\sigma - u_n) + (\Delta \sigma - \Delta u_c)^{*7}$	$c + \sigma_T \cdot \tan \phi_{uu} \quad (7)$	c'^{*8}, ϕ'	$(\sigma - u_n) + (\Delta \sigma - \Delta u_c)^{*7} - \Delta u_s$	$c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (8)$

*6:ATS法では一般に $\phi_{uu} = 0$ とする。したがって σ_T (状態応力)によらず強度は一定。ただし深さ方向の強度増加を考慮した粘着項(c)を用いて計算する場合は、 $\phi_{uu} = \tan^{-1}(c/p)$ として強度を計算し、 $\tau_f = c$ として深さ方向の c を決め、計算する(正規圧密域の場合)。

*7:盛土等の荷重直後は、 $\Delta \sigma = \Delta u_c$ が発生する、すなわち $(\Delta \sigma - \Delta u_c) = 0$ となる。圧密の進行を考慮する場合は状態応力(σ_T)が増加する[$(\Delta \sigma - \Delta u_c) > 0$]。

*8:有効応力法では、一般に $c' = 0$ としている。

*9:時間をかけて盛土し、十分圧密が進む状況を想定する($\sigma + \Delta \sigma$ 時)。この場合、せん断中に生じる Δu_s に対しても排水の可能性があるが、安全側を考えて「排水しないもの」として計算するような場合である。また、ゆっくりと除荷する場合は、荷重に対して非排水(実は膨張)から排水状態に移行し、当然 Δu_s に対しても排水(実は吸水)の可能性はあるが、「非排水」とした場合に相当する($\sigma_{nd} \leq \sigma - \Delta \sigma$ 条件)。ただし除荷荷重が大きいと、CD 強度は CU 強度に比べて大幅に小さくなるので、CD 条件に対しても、検討しておく必要がある((3)項参照)。

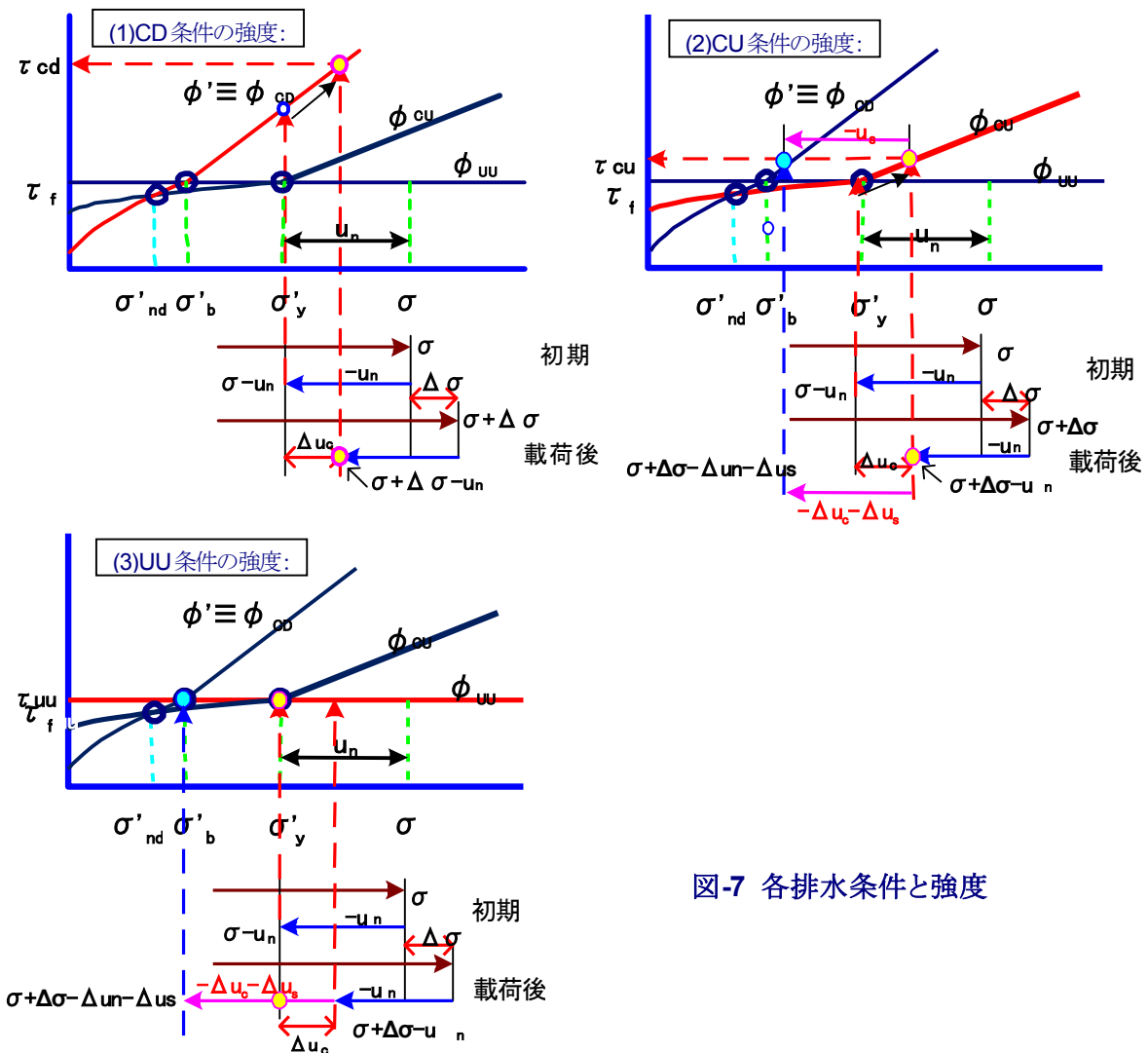


図-7 各排水条件と強度

5. ES法の問題点

前節では、ATS法、ES法でも原理的には同じ強度を与えることを示したが、そのためにはES法において「 Δu_s が正しく予測されること(得られること)」が必須条件であることを指摘した。しかしこの必須条件にこそ、ES法の問題点の根源があるように思える。以下にそれらを説明する。

その第1は、室内試験における Δu_s の計測の難しさにある。試験法として一般的な三軸CU試験を考えると、①計測自身に内在する問題と、②計測システムの漏水や計測精度の問題がある。前者は、せん断面上の、あるいはその近傍での「正しい Δu_s 」の計測に関する難しさの問題である。また仮に、その技術が開発されたとしても、その複雑さから実務で採用されるには多くのハードルが予想される。また通常の三軸試験で行われている様に、載荷板に間隙水圧計を取り付けて計測する場合、その計測値は「平均的な値」か、「正しい Δu_s 」か、または「その中間」か、の判断ができない。

次いで「計測システムの漏水や計測精度」の問題である(②)。実験を行えば、高压セル内において供試体への漏水を皆無にすることが難しいこと^{*10-1}、さらに漏水は Δu_s の測定値に敏感に反応することに悩まされた経験をお持ちも多いであろう。ATS法においては、少なくとも Δu_s 計測法に関する問題はなく、またシステムへの漏水もわずかである限り、強度への大きな影響は限定的で、得られた強度(CU強度)に対する信頼性ははるかに高い。

また信じがたいことではあるが、室内三軸CU試験法において、 Δu_s の計測値に対する検証法さえ確立していない。この点に関して、三笠(1975)は「せん断初期の有効応力軌跡をRendulicの応力図にプロット

し、それと静水圧軸とが直交する」点に注目した方法を提案した。しかしこの提案も、筆者の知る限り、多くの研究者、試験者の中で共有されているとは思えない*10-2(望月ら:1985、Ma ら、2012)。

第2は、現場での Δu_s の計測の難しさにある(計測法に関する問題は除外する)。地すべり現場を例にとるなら、どこがせん断面になるのか事前の予測は難しい。さらに間隙水圧計の設置位置がすべり面上であるかどうかの確認が得られないため、計測した間隙水圧の変化は、それが Δu_s の変化か、 Δu_n の変化か、判別できない(詳細は8節参照)。そのため Δu_s の変化と考えれば、危険の状態が迫っていると判断すべきである状況が、 Δu_n の変化と考えた場合は、安全率は低下するものの差し迫った危険性はない場合もあり、現場技術者は混乱する。

もうひとつ困ることがある。仮に Δu_s が滑り域で発生したものとすると、場の u_n とは異なるので、 Δu_s は消散するはずである。この消散状況は u_n 分布と滑り域で発生する Δu_s の大きさや分布で変わる。この状況を一般に三軸供試体や模型実験であっても簡単には再現できない。すなわち、資料が得にくいというばかりではなく、工学として致命的な状況、すなわち仮説を立てたとしてもその検証ができない、という問題がある。

第3は、粘土の強度を ϕ' と Δu (したがって、 σ')の2つのパラメータで表現しようとするため、 Δu の中の様な条件が考慮されているのか、設計者以外にはまったくわからない点である。用いられた Δu_s が過大か、過少か、用いた Δu_s で安全なのか、また u_n に関してはどうか、というように根拠を検証できない(あるいは分からなくなりがちである)という、欠点を持つ。

第4は、過剰間隙水圧の推定の難しさである。ここで斜面の不安定問題の例として、水位上昇等で崩壊に移行する状況を仮定する。初期状態に対して圧密およびせん断による間隙水圧の消散は終了しているはずであるが、不安定状態に移行する場合は、部分的な応力増加に対して、地盤内では圧密(実際は膨張)とせん断が同時に進む。問題は、その様な複雑な境界条件に対する、間隙水圧変化の推定は困難が予想される。この課題に対して、土の構成式を用いるなら容易ではないか、あるいは確実性を持つのではないか、との期待もあろう。しかしここでもう一度考えてもらいたい。構成式は所詮、実験で得られた応力とひずみ、 Δu の関係を総合的に記述したものであるから、基になる実験結果の精度以上を期待することはできない(もし原理的な理論から、すべてが理論的に導かれるとするなら別であるが)。すなわち、Rendulic や Henkel の実験結果、特に Δu_s の計測結果については現在の知識からみれば問題があることからわかる様に、なかなか完全な実験というのは難しい。すなわち「すべり面上の Δu_s 」が計測され、検証結果が示されない限り、どのような構成式が開発されたとしても検証ができないのであるから、ES法で用いることのできる「確かな間隙水圧」として認めるわけにはいかない。この点を十分に考えていただきたい*11。

設計者や、斜面の崩壊原因を検討するような技術者から、ES法を用いた場合の設計や解析結果に自信が持てない、という意見を時々耳にする。それは Δu_s に少し手を加えれば必要な安全率が得られ、またどの様な状況も説明できてしまうからで、結局、それらしい答えを得たとしても結果に対して自信が持てなくなるのは当然の帰結である。技術者の立場から言えば、「実験や観測等の結果をそのままパラメータに(自動的に)変換し、それを用いて検討する」ことに徹したいわけであるし、またそうでなくてはならない。この様な実態も、実は見逃せない重要な問題点の一つである。

* 10-1: 供試体への漏水は、供試体用面ブレイク両端の止水部ばかりではなく、メンブレン自身からの漏水がある。筆者は Δu_s の計測のために特殊なメンブレンを開発し、初めて Δu_s の計測に成功した(Mochizuki, 1988)

* 10-2: 図-4に示したRendulicによる圧縮・伸張試験の結果を、「Rendulicの応力図」にプロットしたものである。試験結果の初期段階の有効応力経路についてチェックしてみると、静水圧軸に対してほぼ直行しており、間隙水圧測定が精度よく実施できたことを確認できる。

* 11: さらに第7節で示す硬質粘土の風化過程を考慮した解析(CD条件。望月、1985)では、風化の程度を、試験中の供試体への「給水の程度」として制御して、その強度変化を表現した。このような経過の説明は、ES法にはなじみにくい。仮にこれを Δu_s で表現し、有効応力の理論に基づいてその経過を説明することは、かなり難しいであろう。

6. $\phi=0$ 法、SHANSEP 法の考え方と問題点

Skempton(1948)は、粘性土の含水比変化を生じさせない状態でせん断すると、荷重の変化には関係なく一定の強度を示すことに注目して、「 $\phi=0$ 法」を提案し、応用例や適用限界も併せて示した。この考え方は、日本では「 q_u 法」として港湾構造物の設計に広く用いられている。中瀬(1967)は、破壊事例の q_u 値を検討し、試験値の平均が最も妥当な強度推定値であったことを見出し、同法の根拠の一つとしている。設計手法としては、 q_u 強度に影響を与える因子として、 μ_1 (異方性)、 μ_2 (せん断速度)、 μ_3 (試料の乱れ)を挙げ、各項についての補正法が提案されている。しかしこの補正值の中の μ_3 について、槌田(1990)は「乱さない試料の q_u 強度」と「さらによい状態の試料」では、強度に約 20%の差が生じることを報告している。「試料の乱れ問題」の扱い方によって安全率がこの様に左右される状況は、今まで偶然に「 $\mu_1 \times \mu_2 \times \mu_3 \doteq 1.0$ 」関係が保たれていたとしても、安全で確実、しかも経済的な設計を目指す上で、今後当然解決していかなければならない問題である。

これに対して Laddら(1974)は、粘土試料の乱れの影響を軽減できる実用計算法として、SHANSEP 法 (Stress History and Normalized Engineering Properties)を提案した。この手法は the Normalized Soil Parameter Concept (NSP-concept)に基づき、次のような手順で行う；

- ①現地試料に対して圧密試験を実施し、圧密降伏応力(p_c)を求める。このとき、 p_c は「一次圧密条件」のもとで得た、the end of primary consolidation curve (EOP-curve)から求める、
- ②現地から採取した乱さない試料に対して、「 $p_c \times (2\sim 4)$ とした K_0 状態」の応力で圧密した後に、U-試験を行う(CK₀-U 試験)、
- ③試験結果を基に、 $S_u/p_c \sim OCR$ 関係の図を描く。このときの S_u 値(= c_u 値)は、単純せん断試験強度、あるいは三軸 CU 圧縮強度と三軸 CU 伸長強度の平均強度を用いる、
- ④各地盤深度の強度は、それぞれの土被り応力(σ_v)とその深さでの圧密降伏応力(p_c)から OCR を求め、 $S_u/p_c \sim OCR$ 関係図から、 S_u 強度を求める、
- ⑤この S_u 強度を用いて安定解析を行う。

なおこの手法の排水条件は、「現場試料から得られる p_c 」に関して、圧密が終了している状態を前提とし (C-条件)、非排水条件でせん断が生じる(CU 条件)、と考えている。すなわち、「場の q_u 強度」を用いる、と言う点において $\phi=0$ 法と同じ立場に立つ手法である。

この手法は、試料の乱れ問題を軽減することができる点(その結果、試料の構造を破壊する、との批判はあるが・・)、地盤強度を粘着項強度(c_u)で評価するので安定計算が容易である点、深さ方向の地盤強度の変化を考慮できる点、等に特長があり、「改良 $\phi=0$ 法」と位置づけられる。しかしその一方、 $\phi=0$ 法の持つ問題点をそのまま引き継ぐことになる。すなわち、すべり面の方向によらず強度は一定として扱う(一般に異方性は考慮せず)。したがって、斜面の安定解析でスライス底面の角度の大きくなる、のり尻やのり肩付近では過大な強度評価となり、危険側の設計となることが懸念される(第 7 節参照)。さらに粘着項だけで強度を表すので、砂地盤へ SHANSEP 法を適用することはできないし、また中間的な特性を持つシルト質地盤に対してどうするのか、判断に迷うケースも出てくる。また我が国の様に多層地盤が多い地域での、安定解析法の統一性を考えた場合(同じ力学場での安全率の検討)、やはり問題となろう。

さらに、SHANSEP 法の適用段階で、 S_u 値推定のために σ_v および p_c を用いるが、それらに含まれる誤差が、結局は解析結果の誤差となる。この問題は、もともと q_u 法や従来法(直接各深さの強度を c 、 ϕ で表す方法)なら避けることができる、持ち込む必要のない誤差である。また我が国の安定解析では、正規圧密領域の粘土地盤に関する問題が多い。しかし同法では、過圧密領域での情報が多く与えられるのに対して、正規域に対しては1点(OCR=1: $S_u/p_c \sim OCR$ 関係)だけの情報で対処することになり、手法としてのバランスも良くない。

もう一つの問題は、設計パラメータを求めるために特殊な CK₀-U 試験や、 p_c を得るための EOC-curve を得るための特別な圧密試験を行う必要がある。圧密試験に関して言えば、提案した試験法の意義も明確ではなく、また p_c の求め方にも曖昧さが残っている(もちろん、 p_c 問題は SHANSEP 法だけの問題ではない

が・・・)。さらに特殊な試験を必要とする手法故に、それらの試験が一般化(安定化)するまでは、手法のばらつきが、結局は強度推定、そして安定解析結果のばらつきにつながる。

さらに北郷ら(1984)や Tsuchida(2000)*¹² が近似法を提案した様に、従来法の結果に基づく近似化手法の開発がおこなわれることも多い。そうするとパラメータを特殊試験から求めたのか、従来試験を基にした近似法か、あるいは従来試験結果から直接パラメータを求めているのか、結果に曖昧さを持ち込むことになる。それによる解析結果の変動も大きくなることは必然である。

* 12:CK₀U 試験は、一般に実施される試験ではない。北郷ら(1983)は①等方圧密・等方膨張に関する e~ln(p)関係がそれぞれ直線である、②正規、過圧密域の非排水強度は、限界状態線(q=M・p、ここに M=)で一致する、という関係と実験的に求められた次式をもとに、正規圧密強度、OCR、定数Λから、過圧密強度((S_u/σ')_{IOC})を求める方法を提案した。

$$(S_u/\sigma')_{IOC}=(S_u/\sigma')_{INC}\times OCR^\Lambda \quad (A-1)$$

また Tsuchida(2000)は、日本の海底沖積粘土、海底洪積粘土を対象に、②SHANSEP 法による圧密降伏応力は、24 時間圧密で得られる圧密降伏応力(p_c)に対して、次式の関係提案した。

$$p_{c(EOP)}=(1.1\sim 1.5)p_c \doteq 1.3p_c \quad (A-2)$$

その結果、従来法(q_u法)に比べて、SHANSEP 法による推定強度は沖積粘土に対しては過小値を、洪積粘土層に対しては同等の強度を与える、と結論している。さらに SHANSEP 法で必要となる CK₀-U 試験(圧縮、伸長 extension)の実施が難しいので、簡易 CU 法(Advanced q_u method)を提案している。この手法では、①採取した試料に現地盤で働いている垂直方向応力と、水平方向の有効応力を推定し、その場の平均応力((σ_v+2×σ_h)/3)を初期圧密圧力として、三軸セル内で供試体を圧密する、②その後軸圧を増加させ、通常三軸圧縮試験と同じ手法で、最大主応力差を求める。そして、得られた値の 1/2 を粘着力(c)として、解析に用いる。この結果を日本での破壊例に適用したところ、手法の妥当性を示す良い結果が得られた、と報告している。

なお「実用」という観点で問題が処理される場合、誤差問題が曖昧に扱われやすく、結果として解析結果のばらつきが大きくなる、という一般性も懸念されるので、この点についても十分な注意が必要である。

7. 単純でない斜面の安定解析

7.1 硬質粘土切土斜面の崩壊事例 —強度の進行性破壊—

前節までに斜面安定の強度選択(あるいは排水条件の選択)に関する基本的な考え方を説明した。しかし実際の斜面安定解析を行おうとすると、さらに複雑で、簡単ではない。ここではそれらの内、まず「強度の進行性破壊(時間経過に伴い、強度が変化して分布すること)」を取り上げる。

図-8 は、排水条件と強度線の関係の模式図と、圧密降伏応力(σ_y)、過圧密影響応力(σ_b)、non-dilatant stress(σ_{nd})について、再掲したものである。

図-9 は、硬質粘土切土斜面の崩壊例である。約 25m 区間にわたって(高さ約 10m×幅 50mの切土斜面)、竣工後約4ヶ月後に崩壊した(詳細は論文(望月:1985)を参照)。

この付近は Ma-8(Osaka-marine clay)が分布しており、2種類の乱さない試料(①Borehole 試料、②ベンチカットによる乱さない試料)に対して一面せん断試験を実施した。表-2 に試験条件を示す。図-10 は試験結果であるが、崩壊斜面表面付近に設けたベンチカットで採取試料に対して、風化の程度(給水膨張)を表現するために、水の供給状況を変えた実験を行った。その結果、ちょうど圧密影響応力(σ_b)が順次小さ

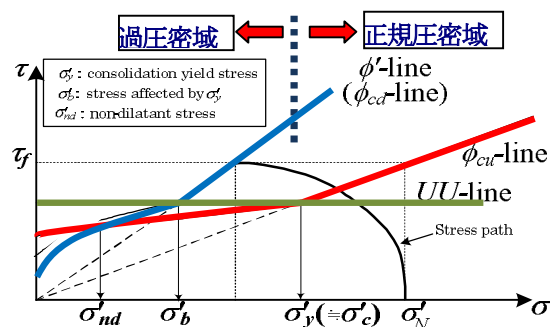


図-8 3種類の強度線と specific stresses

くなっていくような結果を得た(A、B、C、D 試験;強度の進行性破壊)。また繰返しせん断による残留強度(E 試験)は、D 強度よりもさらに小さくなったが、強度特性は他の試験結果とは異なる傾向を示した。

以上の結果に基づき、図-11 に示す様な風化過程、すなわち「強度の進行性破壊」を想定して、安定解析を行った。その結果、現地の硬質粘土斜面が(広義の)風化の影響を受け、表層付近から強度が低下し、その経過段階で切土斜面が崩壊に至った経過を推定した。この斜面崩壊は、排水条件では、切土直後は「UU-強度」であったものが、風化(広義の)により「CU-強度」→「CD-強度」と強度低下し、崩壊に至ったと説明した(図-8 $\sigma < \sigma_{nd}$ の問題) *16。

さて、このような「強度の進行性破壊」が切土斜面で生じることの証左として、もうひとつの資料を示したい。図-12 は、崩壊後の切土斜面に対してボーリングテスト、SWS-テストを実施して得た「斜面の強度分布図」である。図中には切土前の斜面形状も示してあるが、旧斜面の形状とほぼ平行する形で強度分布しており、硬質粘土の風化の進行した形跡と判断した。

* 16:ここでは、「強度の進行性破壊」(時間の経過と共に、強度が変化(低下)する)を取り上げた。他に 7.2 で扱う「排水条件の進行性破壊」(変形が進むに伴い、排水条件が変化する)と「ひずみ(変形)の進行性破壊」(すべり面上でひずみが異なり、強度の mobilization の程度が異なる)がある。ひずみの進行性破壊に関しては、本文では扱わない(文献参照:Mikasa & Mochizuki, 1977)。

なお風化の程度を、試験中の供試体への「給水の程度」として制御して、その強度変化を表現した。排水条件はすべて CD 条件である。仮にこれを Δu_s で表現し、有効応力の理論に基づいてその経過を説明することは、かなり難しいであろう。



図-9 硬質粘土斜面の切土崩壊(1:1斜面、約4ヶ月後)

Table 2 Test conditions (Direct shear test under CU & CD conditions)

	Imaged condition at the site	Test condition-1	Test condition-2
A ^{*13}	Weathering is not progressed; almost intact clay condition.	CU-test regulated by JGS.	$\sigma_N=50, 100, 200, 300, 500, 800 \text{ kN/m}^2$
B ^{*14}	Just after a cut slope was constructed; lightly weathered condition.	CD-test with no-water supply during the test.	$\sigma_N=30, 50, 100, 300 \text{ kN/m}^2$
C	Only several instances of rainfall have been experienced; medium weathered condition.	CD-test with water supply for 20hrs only during consolidation process.	$\sigma_N=30, 50, 100, 300 \text{ kN/m}^2$
D	Many instances of rainfall have been experienced; heavily weathered condition.	CD-test with water supply both during consolidation and shearing processes.	$\sigma_N=50, 100 \text{ kN/m}^2$
E	Lower bound strength of stiff clay at the site, though such a condition is not expected.	Cyclic shear test under CD-condition with full water supply condition for both processes.	$\sigma_N=50, 100 \text{ kN/m}^2$

*13:Undisturbed samples for test-A were obtained from bore-hole No.9.

*14:Undisturbed samples for test-B, C, D and E were obtained by hand from the bench-cut near the surface of the failed slope.

図-10 水の供給条件を変えた
一面せん断試験結果(CU & CD)

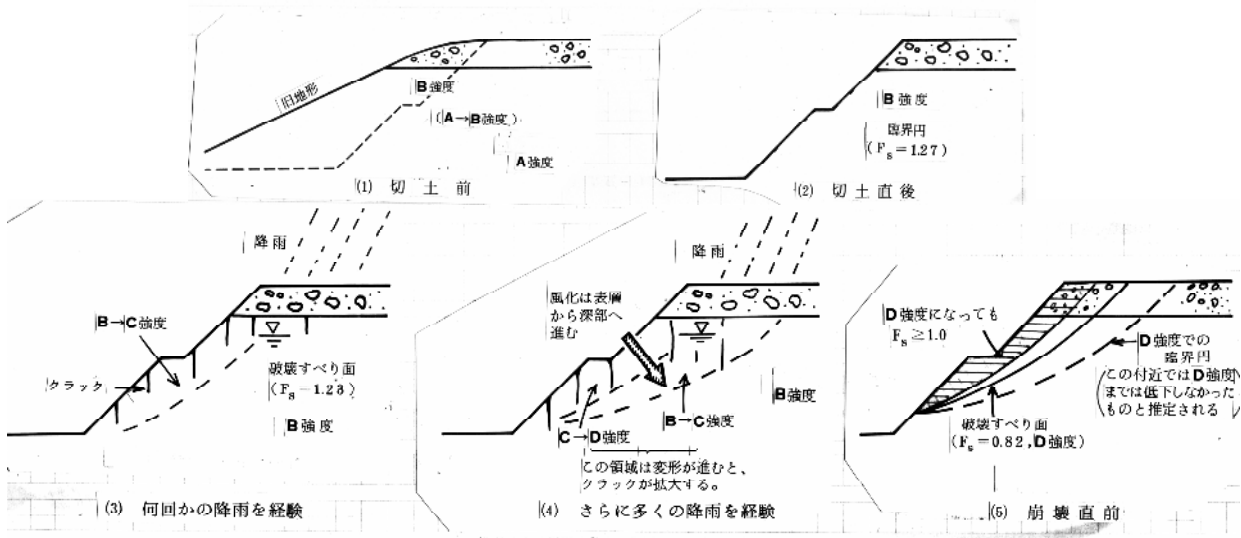
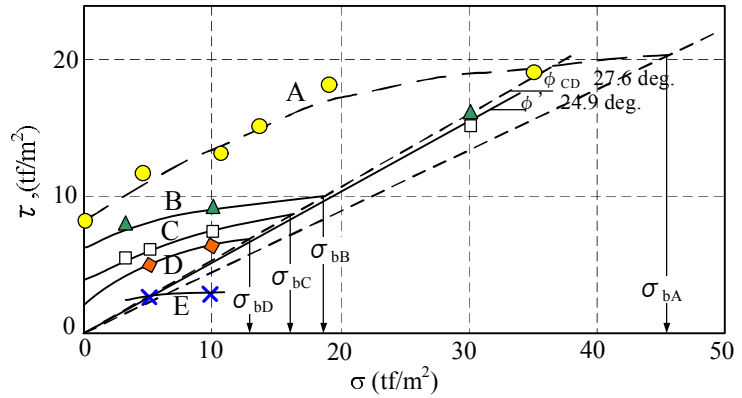


図-11 硬質粘土切土斜面の風化の進行(「強度の進行性破壊」)

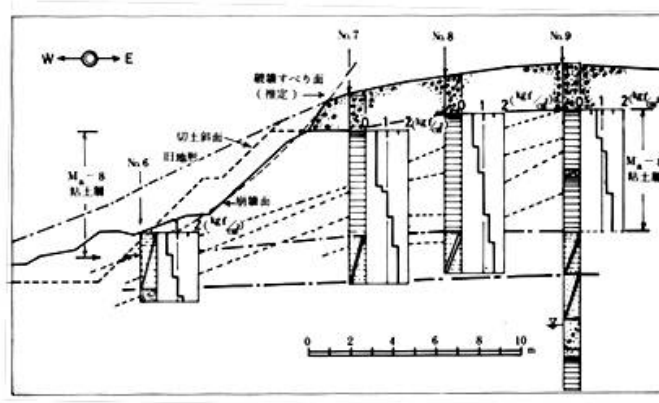


図-12 崩壊後の斜面強度分布(BH & SWS tests)

7.2 「実際の斜面の安定解析法」の模索 —強度異方性の導入と排水条件の進行性破壊—

図-13 は「排水条件の進行性破壊(斜面の変形が進み、それに伴って生じる排水条件の変化)」について説明するために示した、掘削粘土斜面に盛土をした時の、斜面形状と安定解析のための円弧、スライス等である。この例を対象に、各スライスに対する排水条件について、斜面の変形挙動を考慮に入れた検討をおこなった。なおここでは簡単のため解析法には、スウェーデン法(フェレニウス法)を用いることを、前提とした。

表-3 は、斜面変形挙動を考慮して各スライスの排水条件を検討した結

果をまとめたものである。なお排水条件が、2つの境界にあると考えられるスライスに対しては、両方のグループに属するようにした。

結果の説明は次の様である；

スライス①～⑤付近の地盤が通常の粘土やシルトであるなら、表面の2m程度は $t_{50\%}$ に約1ヶ月以内、 $t_{90\%}$ に対しては4ヶ月余りで到達すると推定される*17参照。すなわち、スライス①～③の排水条件は、CD(吸水膨

張およびせん断時の排水)、あるいはCU(圧密時だけ吸水膨張)を考えた。またスライス③～⑤は粘土層が厚く、排水が容易ではないことから、安全側をとってUU条件とした。もうひとつ考慮しておかなければならない点は、斜面が変形すると、スライス③～⑤は付近には滑動力が斜面のり肩方向から加わり、応力増加が想定される領域である。仮にその影響を受けるとするとすべり面上の応力は増加するので、それによる強度増加もあり得ると考えられる。

一方、スライス⑥～⑨、⑩～⑫の範囲では、すべり面上の応力が減少する。スライス⑥～⑨においては、応力の減少はするが比較的少なく、また粘土層も厚いため、UU条件を考えた。それに対してスライス⑩～⑫付近の斜面には変形が進み、引張りクラックが生じることが知られており、すべり面上の応力は大幅に減少し、排水条件にはCU→CDを考え、また応力低下による強度低下を考える必要がある領域である。

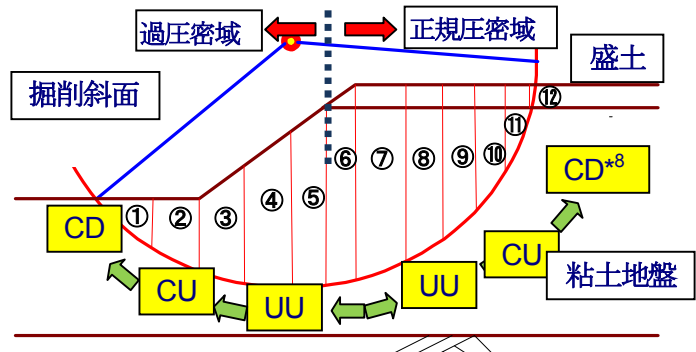


図-13 掘削斜面の安定と排水条件；「排水条件の進行性破壊」
*8: 引張りクラックが生じる場合

表-3 各スライスの想定排水条件

スライスNo.	地盤状況	排水条件
①～②	過圧密	斜面施工後にこの付近では掘削除荷荷重に対して、急速に圧密(実際には応力減少による膨張)が進行し、強度低下をもたらす*15。せん断中の排水条件にも排水を考える。したがって、CD条件を採用する。
②～③	過圧密	すべり面がスライス①に比べて深くなるので、安全側を考えて圧密(給水膨張)が進むとする。破壊に至るせん断に対しては非排水条件とする。したがって、CU条件を採用する。
③～⑤	軽-過圧密	除荷荷重(掘削)の影響は減少する。また粘土層も厚く、非排水条件とした。破壊に至るせん断中の排水条件は、非排水である。したがって、UU条件を採用する。
⑥～⑨	正規圧密	除荷荷重の影響は減少し、また粘土層も厚く、非排水条件とした。破壊に至るせん断中の排水は、非排水条件とした。したがって、UU条件を採用する。
⑩～⑫	正規圧密	この付近は一般に引張りクラックの生じやすい領域である。すべり面に対して垂直方向の力を考えると、斜面の変形が生じると同時に除荷状態になると推定される。したがって期待される排水条件はCU条件を、クラックが顕在化すると推定されるスライス⑪、⑫ではCD条件を考える必要がある。

*15:この様に、斜面の変形挙動により、各部の排水条件が変わることを、「排水条件の進行性破壊」と名付けた。

さてすべり面は水平面に対して、一般に傾斜している。したがって、その面上で発揮される強度は、深さで決まる粘土地盤の強度ではなく、傾斜面上の働く垂直力に依存して強度が変わるはずである。この変化は、ちょうど異方性強度がせん断方向によって変わる状況と類似する。そこで異方性強度を、斜面安定解析で求める「すべり面上のせん断強度」の指標として検討することを考えた(解析法で得られる、すべり面上の推定強度の検証)。

図-14 は、大島(1995)が一面せん断試験機を用いて実施した、再圧密試料を用いた異方性試験の結果である。再圧密後に各方向に切りだした試料を、UU 試験の場合はそのまま、CU 試験の場合は $K_0=0.5$ を仮定して求めた σ_θ 、 τ_θ を載荷・圧密後に、それぞれを初期値としてせん断し、U-条件で強度を求めたものである。

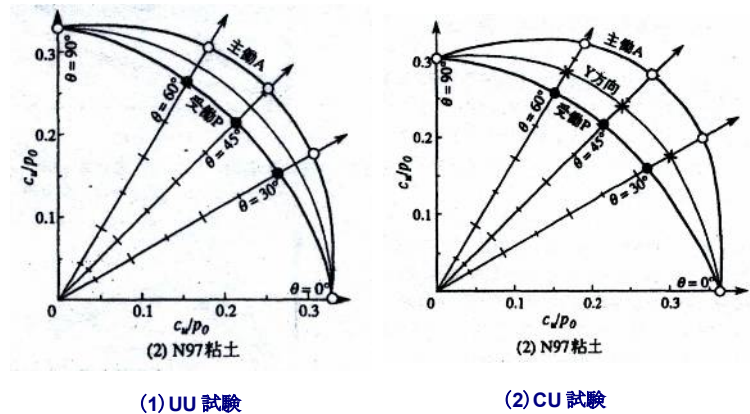


図-14 異方性強度(N97試料、 $LL=96.6\%$ 、 $PL=35.1\%$)大島(1995)

図-13 で説明した状況は、以下の

通りで、これを指標として、結果の妥当性を判断をした。なお安定解析では、スライス毎に排水条件を変える(結局は、 $\tau \sim \sigma$ 関係を変える)ことはできないので、代表的な排水条件の試験結果を用いる。今回の検討では、北郷ら(1963)が SHANSEP 法を念頭に置いて実施した、 CK_0-U 試験の結果を用いることにした。なお SHANSEP 法では、CU 強度を JGS 基準の Line-4 で定義することになる($S_u=c$: 図-15)。結果の各強度線(図-14)の近似式は、最少自乗法を用いて次の結果を得た。

正規圧密域: $S_u=7.7+0.327 \cdot \sigma_v$ (kPa) (12)

過圧密域: $S_u=24.52+97.387 \cdot \log(\sigma_v)$ (kPa) (13)

(圧密降伏応力: $\sigma_y=936.4$ kPa)

- i) のり尻、のり肩付近の低応力域では CD 条件が予想され、UU、CU 強度よりもさらに低くなることが予想される(異方性強度よりもかなり低い強度)、
- ii) スライス③、④付近では応力が増加するため、異方性強度よりも大きくなることが予想される、
- iii) スライス⑦～⑨付近は応力低下域で、異方性強度よりも低下することが予想される、等である。

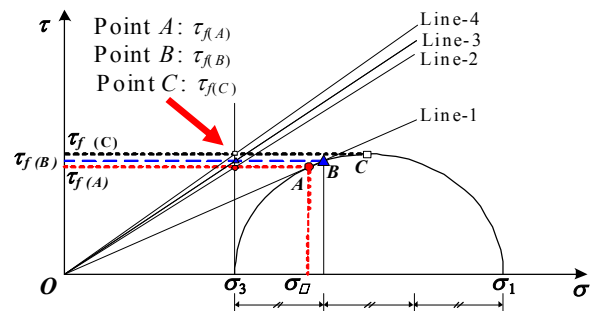


図-15 CU 強度: Line-1～Line-4(JGS)

まず安定解析法でのすべり面上で発揮されるせん断強度を計算し、以下の様に検証した:

- (1) 一般的な安定解析法では、例えばあるスライス(図-8)を考え、その底面が水平と成す角を「 $\pm \theta$ 」として、すべり面上の応力を求める。
- (2) $\tau_f \sim \sigma$ 関係(過圧密、正規圧密域含む CU 条件)を用いて、各スライスの底面に期待されるせん断強度を求める。

ここでスライス重量を W 、スライス幅を b とし、スウェーデン法と SHANSEP 法をもちいて、すべり面に働く垂直応力(σ_N)とせん断強度を求める。

$$\sigma_N = N/L_i \quad (2)$$

ここに $N=W \cdot \cos \theta$ 、 $L_i=b/\cos \theta$ 、 θ はすべり面が水平となす角度、 b はスライス幅

結局 σ_N は、式(3)で表わすことができる。

$$\begin{aligned} \sigma_N &= W \cos^2 \theta / b \\ &= \sigma_v \cdot \cos^2 \theta \quad (\text{ここに } \sigma_v=W/b) \quad (3) \end{aligned}$$

表-4 すべり面角度による σ_N 補正

θ°	$\cos \theta$	$\cos^2 \theta$
± 60	± 0.50	+0.25
± 45	± 0.71	+0.50
± 30	± 0.87	+0.75
± 10	± 0.99	+0.97
0, 180	± 1.00	+1.00

スウェーデン法でも $\tau_f \sim \sigma$ 関係が必要で、本来なら図-14 の結果をもとにして、モールの応力円を描き、それらの接線から強度線を定義する必要がある。しかしここでは簡単のため、図-14 の結果をそのまま用いることにした(誤差は、図-15 の Line-4 と Line-3 の違い程度。やや過大な値を用いることになる)。

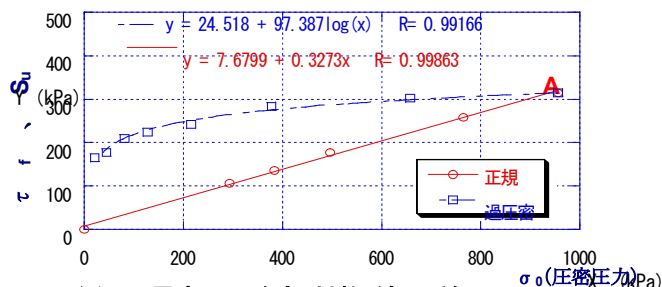


図-14 早来 CU-強度 対数-線形近似

さてここで、スライス③(図-13)付近は施工前

に正規域粘土地盤であったものが、掘削して過圧密域となった地盤である。SHANSEP 法では、現場の圧密降伏応力(p_c)に対して CU 強度を考えるので、スライス③位置の強度は、掘削前に実施しておいたボーリング試料の試験を行い、得られた p_{c1} および $S_u/p_c \sim OCR$ 関係から強度を求める。これに対しスライス⑦～⑫の様盛土荷重が増えるような場所では、盛土直後の安定が最も安全率が小さくなるはずで、設計においては盛土前の地盤の OCR を用いれば良い(正規圧密粘土であるなら $OCR=1$ とする)。なお SHANSEP 法による強度は、すべり面が水平と成す角度(θ)による変化は考えない。

一方 ATS 法では、掘削前に実施しておいた試験で求めておいた p_{c1} および $\tau \sim \sigma$ 関係(例えば図-8。基本的には $S_u/p_c \sim OCR$ 関係と同じ意味)から、すべり面に対して垂直な方向の応力、 $\sigma_N (= \sigma_v \cdot \cos^2 \theta)$ を求めて、強度定数を用いて、すべり面上で動員され得る強度を求める。

これら2つの手法による違いおよびそれぞれの妥当性について、異方性強度を index として、それぞれの強度比(異方性強度を基準として)を求め検討した。もちろん強度比は、すべり円弧の大きさおよび位置により変わるので、ここでは例として $OCR=1$ ($\sigma_v = \sigma_y$) の場合を検討した。

図-16(1)は UU 条件で求めた異方性強度を基準にして、SHANSEP 法に対して求めた強度(σ_v に対して求める。 θ が変化しても一定)と、スウェーデン法で求めた強度(図-14 の $S_u \sim \sigma$ 図から推定)の、それぞれの強度比を示したものである。なお $\cos 90^\circ = 0$ であるので、異方性角 $\pm 90^\circ$ の結果を $\pm 80^\circ$ の結果として示した。図-16(2)は、CU 条件で求めた異方性強度を基準として、同様な整理を行ったものである。

上述した条件、i)～iii)をもとにして、すべり面で発揮され得るせん断強度について考える;その第1は上述条件 i)、iii)より、 θ が大きくなる $+40^\circ$ 以上、あるいは -40° 以下での強度比が 1.0 以下となるのが、妥当な結果であると考えられる。しかし SHANSEP 法の場合はこの傾向が見られず、特に図(2)(CU 条件)の場合は強度比が大きくなり、過大な安全率、すなわち設計であるなら危険側となることを示している。これに対して、ATS 法で求める強度は、 $+40^\circ \leq \theta$ 、あるいは $\theta \leq -40^\circ$ では、かなり強度比が低下し、妥当な傾向を示す。また上述条件の ii) の条件から、のり尻から斜面中央付近にかけて、変形挙動に伴って応力増加に伴う強度増加が、また斜面中央からのり肩方向に向かって強度が低下することが予想されている。この点に関して ATS 法、SHANSEP 法共に、この分布傾向と整合性を持つ。

以上、量的な評価はできないが、全すべり線を通して、スウェーデン法で用いる式(3)により、すべり面強度を求める手法は、異方性強度を基準とした強度比でみる限り、「排水条件の進行性破壊」の傾向と整合性を保ち、妥当な手法と判断できる。

斜面安定解析において、水平面に対して傾斜するすべり面上の適切な強度の推定法は、実は存在しない。その一つとして異方性強度の導入も考えられる。しかしそのままの結果では、斜面の変形挙動による「排水条件の進行性破壊」の概念とは整合しない(試料に作用する応力は、UU 試験よりも CU 試験の方がより実際に近い)。

また安定解析において、すべり面位置や深さが変わり、変形挙動はそれぞれ異なる。さらに安定解析は一般にプログラム化して実施されている現状を考えると、各深さに対して求めた $\tau_f \sim \sigma$ 関係(CU 強度)に対して、式(3)で強度を求める従来法(ATS 法で使用)が、とりあえずの策ではないか、と言えよう*18。

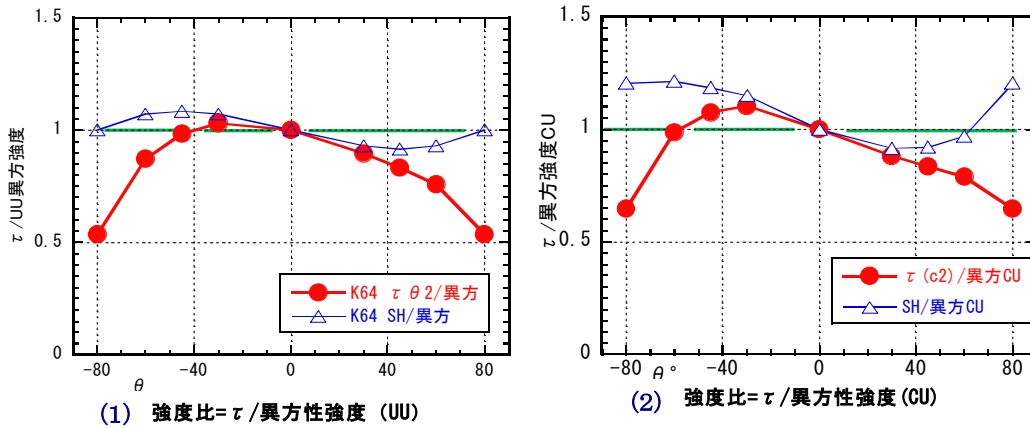


図-16 異方性強度との比較:ATS 法、SHANSEP 法

* 17:排水時間についての試算を、次の様に行った；粘土層の層厚は 2m で、片面排水条件とする。また圧密係数は標準的な粘性土を考えて、 $C_{vc}=2 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{day}$ とする。圧密度は 50%、90%を対象に検討とする(最終圧密ひずみは $\varepsilon_f=10\%$ とする)。

圧密度 50% ($T_v=0.171$; $\varepsilon_f=10\%$)、

圧密度 90% ($T_v=0.71$; $\varepsilon_f=10\%$)

膨張時の圧密係数 (C_{vs}) は、 $C_{cc}/C_{cs} \doteq 10$ を仮定して、次の様になる(サフィックスの c は圧縮、s は膨張を表す)。

$$C_{vs} = k / (m_{vs} \cdot \gamma_w) \rightarrow C_{cc}/C_{cs} \doteq 10 \text{ より、} C_{cc}/C_{cs} \doteq 10 = C_{vc}/C_{vs} = m_{vc}/m_{vs} = C_{v\text{-ratio}}$$

$$\therefore C_{vs} = C_{vc} \times 10 = C_{vc} = 2 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{day}$$

圧密(膨張)到達時間は以下の様になる。

$$t_{50\%} = T_v \times (H/2)^2 / C_{vs} = (0.171 \times 4) / (2 \times 10^{-2}) = 34.2 \text{ 日、} \quad t_{90\%} = 142 \text{ 日}$$

この試算によれば、2m 程の粘性土地盤(片面排水を仮定)では、50%圧密に到達するのに、1ヶ月強の時間しか必要なく、一般の施工状況を考えれば十分に部分圧密(実は部分吸水)が生じていることが推測される。

* 18:ATS 法の場合、各深さの乱さない試料(粘性土) を採取して CU 試験を実施し、図-13 の関係を得る。この関係を解析に用いた場合、一般にすべり面上の垂直応力、 σ_N は、 $\sigma_N \leq \sigma_y$ の関係にある(多くは $\sigma_N > \sigma$ とはならない)。したがって、すべり面上の σ_N のほとんどは過圧密領域の強度を用いることになる。なお、斜面の変形・破壊挙動を CU 強度を用い、変形の進行性破壊を考慮して解析で行ったところ、変形の各段階の F_s がおおよそ、1.05~1.1 の範囲に入り、約 10% の誤差があるものの、解析手法の妥当性を確認している(Mikasa & Mochizuki, 1977)

8. ATS 法でも必要な現場間隙水圧の計測

ES 法では特に現場の Δu の計測を重要とするが、少し目的は異なるが ATS 法でも同じく Δu の現場計測が必要である。ここで Δu 計測の目的を整理してみたい。

図-18 は、斜面安定解析のための円弧と水位変化状況を示したもので、表-5 は F_s への影響をまとめたものである。ATS 法で間隙水圧を計測する目的は、「状態応力 ($\sigma_T = \sigma - u_n$)」を知るためのもので、実は

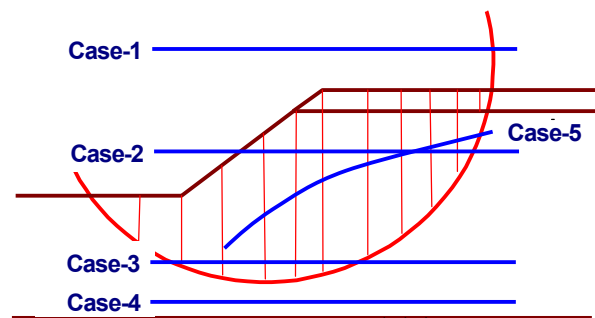


図-18 間隙水圧変化と F_s への影響

現場で u を計測することは、場の間隙水圧 (u_n) を計測することを意味し、ES 法で必要とする Δu_s の計測を目的とするのとは異なる。なお、ES 法で必要とする有効応力 ($= \sigma - \Delta u_s - \Delta u_n$) を知ることは、現場の間隙水圧を計測したとしても一般にはかなり難しい。

表-5 間隙水圧計測の目的と影響

Case	± Δ の変化の影響
1	・変化しても、Fsに影響なし
2	・間隙水圧 (u) の増加は「場の間隙水圧 (u_n)」の増加を意味し、その分だけ「有効な全応力 ($= \sigma - u_n$)」が減少し、Fsは減少する
3	・間隙水圧 (u) の増加は「場の間隙水圧 (u_n)」の増加を意味し、その分だけ「有効な全応力 ($= \sigma - u_n$)」が減少し、Fsは減少する
4	・変化しても、Fsに影響なし
5	・ u が増加した分だけ、「有効な全応力」が減少し、さらに浸透圧が増加するので、Fsは減少する

9. あとがき

我が国における ES 法 vs. ATS 法に関する議論の歴史は 50 年以上になる。その間、赤井、三笠両先生方の議論が終わってしまうと、これに関する活発な議論が必ずしもあった様には思えない。著者(望月)はちようど両先生の議論が活発であった頃の 1950 年に三笠先生の研究室に加えていただき、スタートしたばかりの遠心力実験装置を用いたロックフィル・ダムや粘土斜面の破壊実験、実斜面の崩壊例の解析を行ってきた。その間、斜面変形挙動解析や斜面の安定解析法の開発、FE 法を用いた斜面の安定解析法についても研究を進めた。

今回機会を得て、今までの経験をもとに本論をまとめたが、斜面の安定解析について言うなら、ATS 法、ES 法のどちらもまだゴールに到達していない、と言わざるを得ない。特に CU 強度線(図-18)を用いて安定解析を行い、ある程度の良い結果は得られてはいたものの、今までは異方性強度との関連も明確ではなく、また解析手法の位置づけもはっきりせず、長い間気になっていた*¹⁸参照。今回は、異方性強度の試験結果を利用して、初めて従来法(ATS 法で用いる)の強度推定の妥当性を検証することができたと考えている。また SHANSEP 法の解析特性についても、ある程度踏み込んだ評価ができたのではないかと考えている。

三笠は地盤工学会関西支部主催の研究講話会(1978)において"GEOPHANT"を発表して話題となった。図-19は著者が加筆した「Geophant-II」で、像の背景にある多くの課題、それらを①理論的-platform、②力学的-platform、③解析-platform、④土質力学-platform のジャングルに例え、研究課題を「向こうにそびえる山」に見立てて描いたものである。ともかく、深くて高く、近づきにくいことは事実である。

現象を外から必要に応じて分解し、理解していくのか(ATS 法)、分解した部品をまず理解してから、その後組み立てて全体像を把握するのか(ES 法)の立場は異なり、また道具も異なる。その"道具"も複雑で多くのものを必要とする、"総合科学"と言ってよいものであろう。本論文の直接の目的は、「①理論的-platform」に注目したものであるが、課題はそれだけではすまず、かなり広がってしまった。いずれにしても、「巨大な GEOPHANT」を理解するためには、一つずつ解決していたかなければならない課題である。この一文が、Geophant への検討材料になってくれれば、と思う次第である。

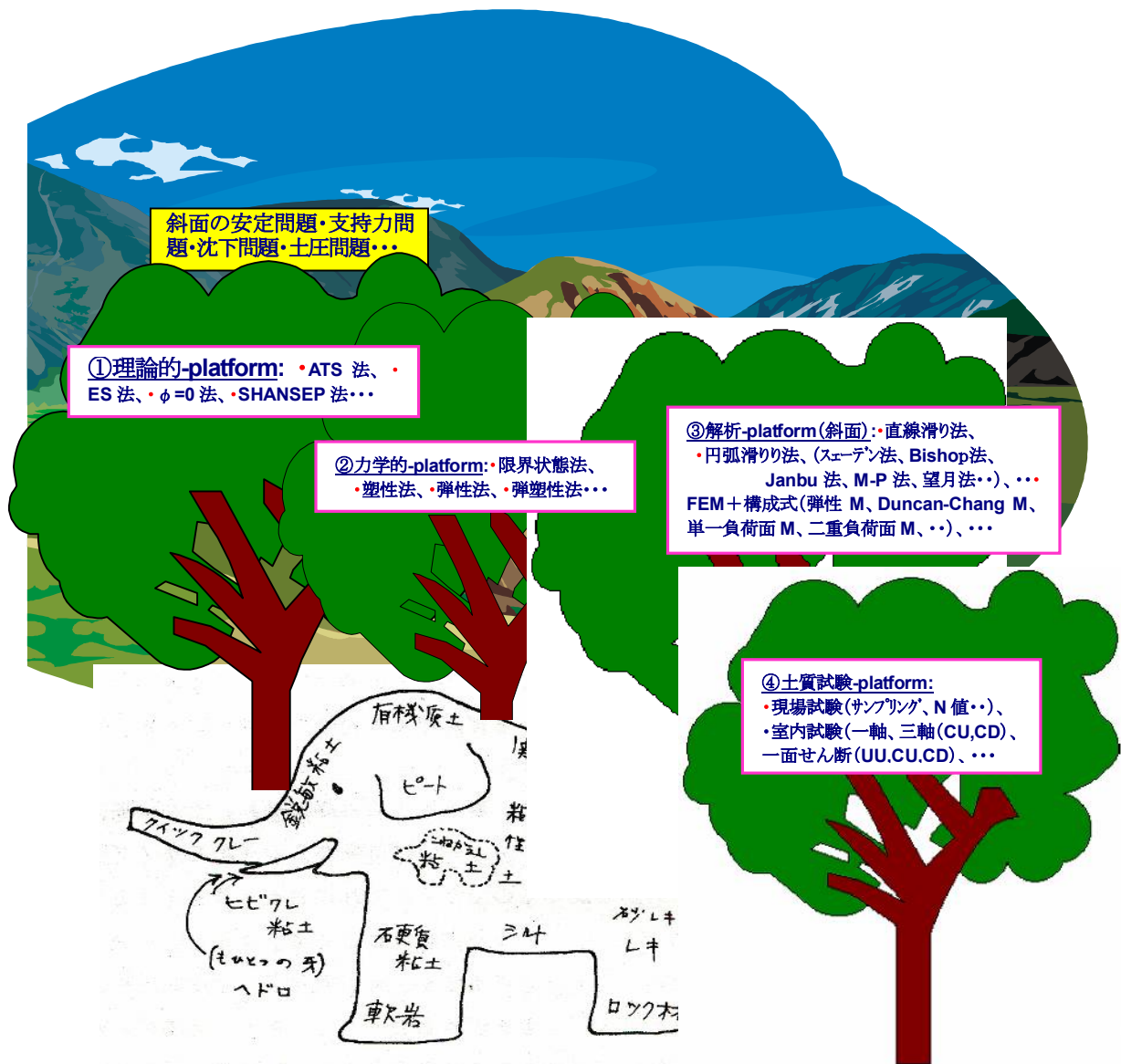


図-19 GEOPHANT-II

参考文献

- 1) Bishop, A.W. (1954): The Use of Pore-pressure Coefficients in Practice, Geotechnique, vol.4, 148-152, 1954.
- 2) Bishop, A.W. and Henkel, D. J. (1957): The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test, Edward Arnold LTD.
- 3) Goodman, R. E., (赤木 俊充訳):土質力学の父-カール・テルツァーギの生涯、地盤工学会、2006
- 4) Henkel, D. J. (1959): The relationships between the strength, porewater pressure, and volume-change characteristics of saturated clays, Geotechnique, Vol.9, pp.119-135.
- 5) Hvorslev, M. J. (1960): Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays, Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp.169-273.
- 6) Janbu, (1977): Slopes and Excavations, Discussion as a Co-Reporter, Proc. of the 9th Int. Conf. on SMFE, Vol.3, pp.402-404.
- 7) 軽部大蔵(1978):「全応力法・有効応力法」小史、昭和53年度研究講話会テキスト、土質工学全開西支部、pp.3-18.
- 8) 北郷 繁、三田地 利之、小野 丘(1983):過圧密粘土の現位置強度推定法、北海道大学工学部研究報告、第118号、pp.107-118.
- 9) Ladd, C.C and Foot. R. (1974): New Design Procedure for Stability of Soft Clay, J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT7, pp.763-785.
- 10) Ladd, (1977): Stress-Deformation and Strength Characteristics, General Reports, Proc. of the 9th Int. Conf. on SMFE, Vol.3, 293-305.

- 11) Ma, X., Mochizuki, A.(2012): A New Methodology of Evaluation Undrained Shear Strength of Soft Clay Based on Laboratory CU-tests, ASCE, posting.
- 12) Mikasa, M. (1957): Procedure of Triaxial compression test under CU-condition and Strength Parameters, Proc. of the 12th Annual Meeting of J.S.C.E., (in Japanese).
- 13) Mikasa, M. (1960): On New Improved Type Direct Shear Apparatus, Proc. of the 15th Annual Meeting of J.S.C.E., 45-48, (in Japanese).
- 14) 三笠正人：粘土の強度の考え方について — c' 、 ϕ 解析法の批判を中心として—(1963):土と基礎、vol. 11、No. 3、PP. 31~47 (討論を含む)。
- 15) Mikasa, M. 1977: Critical point of view for the principle of effective stress, Written contributions, Proc. of the 9th Int. Conf. on SMFE, Vol.3, 355-356.
- 16) Mikasa, M., Mochizuki, A. and Sumino, Y (1977) : A Study on Stability of Clay Slopes by Centrifuge, Proceedings of the 9th Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, pp.121-124.
- 17) 三笠正人(1978):土の力学における2つの視点について, 土質工学展望 —全応力法と有効応力法によるアプローチ—, 昭和53年度研究講話会テキスト、土質工学全開西支部、PP. 19-33.
- 18) 望月秋利、三笠正人(1984)：フィルダムの安定解析法—一般全応力法と有効応力法の比較—、土と基礎、Vol.32、No.4、pp.19-26.
- 19) 望月秋利、三笠正人 (1985)：硬質粘土切土斜面の崩壊原因の検討、切土のり面および斜面の風化と安定に関するシンポジウム論文集、pp.15-23、土質工学会。
- 20) 望月秋利、三笠正人、勝田守文 (1985)：平均主応力一定 CU 試験と強度の整理法、第40回土木学会年次学術講演会、III-248、pp.495-496.
- 21) Mochizuki, A., Mikasa, M. and S Takahashi, S.(1988) : A New Independent Principal Stress Control Apparatus, Proceedings of ASTM Symposium on Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock Kentucky, pp.844-858.
- 22) Mochizuki, A. and Mikasa, M (1996) : Advanced Total Stress Analysis Method based on the Concept of Effective Total Stress, The 7th Int. Sympo. on Landslide, Vol.2, pp.1299-1304.
- 23) Nakase A. (1967): The $\phi=0$ analysis of stability and unconfined compression strength, Soil and Foundations, vol.7-2, pp.33-45.
- 24) 大島昭彦、高田直俊、岩崎 哲、村中一郎(1995)：一面せん断試験による粘土の非排水強度異方性、直接せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム、土質工学会、pp.211-218.
- 25) Roscoe, K.H., Schofield, A.N. and Wroth, C.P. (1958) : On the yielding of Soils, Geotechnique, vol.8, pp.22-53.
- 26) Roscoe, K. H. and Schofield, A. N. (1963): Mechanical behavior of an idealized 'wet' clay, Proc. European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, vol.1, pp.47-54.
- 27) Rendulic, L. (1936): Relation between void ratio and effective principal stresses for a remoulded silty clay, Discussion, Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech., vol.3, pp.48-51
- 28) 柴田徹 (1978)：現場間隙水圧—計測結果の活用, 土質工学展望 —全応力法と有効応力法によるアプローチ—, 昭和53年度研究講話会テキスト、土質工学全開西支部、pp.45-53.
- 29) Skempton, A. W.(1948): A study of the immediate triaxial test on cohesive soils, Proceedings, 2nd ICSMFE, Vol.1, pp.192-196.
- 30) Skempton, A.W. (1948): The $\phi=0$ Analysis of Stability and its Theoretical basis, Proceedings of the Second International Conference, vol.1, pp.72-77.
- 31) Skempton, A. W.: The Porewater Pressure Coefficients A and B, Geotechnique, Vol.4. 143-147, 1954.
- 32) Takada, N. (1993): Mikasa's Direct Shear Apparatus, Test Procedures and Results, Geotechnical Testing Journal, Vol.16-3, 314-322.
- 33) 植田 孝(1990)；三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究、港湾技術資料、No.688、1-196.
- 34) Tsuchida, T. (2000): Evaluation of Undrained Shear Strength of Soft Clay with Consideration of Sample Quality, Soils and Foundation, Japanese Geotechnical Society, Vol. 40-3, pp.29-42.
- 34) 吉田、三上(2010)：時代の要請に応える土の繰返しせん断変形特性試験の確立を(総説)、地盤高学会誌、vol.58-2、pp.1-5.