

掘削斜面安定に及ぼす残留強度・応力経路の影響に関する一考察

電力中央研究所土木技術研究所 正員 ○徳江俊秀

〃 〃 本島 睦

〃 〃 北原義浩

1. はじめに

近年、ロックフィルダム等の重要土木構造物の建設に際して、長大掘削斜面が造成される趨勢にある。この様な斜面は諸般の事情からいめゆる軟質岩盤（風化岩盤、未固結岩盤）上にもしばしば造成されている。この様な条件下の斜面に対して、その安定性、とりわけ長期安定性を確認することは現状では容易でなく、今後に残された課題も多い。この様の中で、氷河による重圧の発達した超過圧密粘土および頁岩（heavily overconsolidated, fissured clays and clay shales）の掘削斜面の長期安定性に関し多くの優れた研究がなされている^{1)~6)}。これらの研究は、地質条件等の相違から必ずしもその全てが我国の向題にそのまま適用されるとは限らないが、斜面安定向題の重要な側面を指摘するものとして、又、上記の向題を整理し明確にする一助として、以下に簡単に述べたい。

2. 超過圧密粘土および頁岩の掘削斜面の長期安定に関する既往の研究の概略

2-1 進行性破壊の重要性

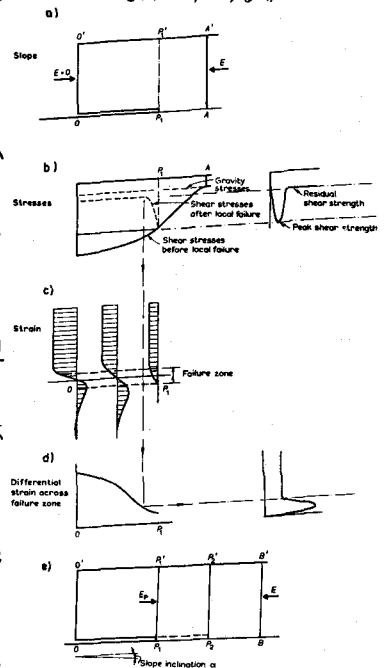
前述の地盤（以下簡単に、超過圧密粘土と呼ぶ）に掘削された斜面では、破壊時期が掘削直後から掘削後数十年の間に渡る遅れ破壊が顕著であり、かつ、滑った斜面の排水ピーク強度を用いた円弧すべり法による安全率はしばしば1より大きく事実と合わない¹⁾²⁾。Skempton¹⁾²⁾は数多くの破壊斜面の調査から、破壊時期が掘削時期から離れるにしたがって、安定を支配する強度ピーク強度 T_p から残留強度 T_R に低下していることを示した。この結果、斜面の破壊前に既に潜在滑り面上で、局所破壊が次々に進行していく進行性破壊が生じていたと指摘した。又、 T_p と T_R の差が大きいので、それぞれの強度に基づく斜面の安全率には大きい差が生じ、斜面設計上、強度をどう定めるかが重要な影響を与えることを示した。

2-2 進行性破壊の機構

Bjerrum³⁾は、図-1のモデルを用いて進行性破壊の機構を説明した。

- ① 一様の傾斜角 α の斜面の潜在滑り面OA上にブロック $OO'A'A'$ を考える。掘削前には OO', AA' 上に等しい水平土圧 E が生じている（図-a）。
- ② 掘削がなされ、 OO' 上の E が零にされると（図-a）、ブロック自重と水平土圧 E によってOA上には0点付近に集中したせん断応力分布が生ずる（図-b）。
- ③ 局所破壊は、この局所せん断応力が T_p 以上のOR上で生ずる。この結果、解放されたひずみの大きさ（図-c,d）とピーク以後の応力ひずみ関係とに規定されて、OR上のせん断応力は T_p から T_R まで分布する（図-b）。
- ④ 以上の過程を今度はRR'面上で考える。但し今度はRR'上の水平土圧 E_R は零でなく、OR上の抵抗力に等しい。従って、OR上の抵抗力が小さい（ T_R が小）場合、 E_R は零に近く0矣と条件にそれ程差が無いので破壊は更に進むが、抵抗力が大きい（ T_R が大）場合、ある程度破壊が進むと E_R が増すので破壊は止る。

以上の考察と背景にBjerrum³⁾は、前述のSkemptonの発見によって、それまで遅れ破壊の原因が主として強度の経時低下に帰せられてきたことに対し、見直しが必要であると指摘した。Bishop⁴⁾も、時間効果は進行性破壊の才1原因でなく、従って、進行性破壊の重要性は時間依存特性を有す



(図-1) 進行性破壊の機構説明図(Bjerrum³⁾)

る土に限定されないとした。この指摘は、非時向依存性の地盤材の斜面の安定を論ずる場合、又は、斜面の短期安定を論ずる場合に重要であろう。

2-3 進行性破壊の必要条件

進行性破壊の必要条件を整理すると、①水平内部応力 σ_h が大(K_0 が大)、②斜面の傾きや掘削深度が大、即ち、地盤内の応力ひずみ分布の非一様性が大、③地盤材料が脆性的、即ち、 τ_p と τ_R の差が大で τ_p から τ_R までのひずみが小、④応力解放に伴う回復ひずみ(必ずしも、瞬時的な成分だけでは無い)が大、⑤その他(風化、地下水位変動等)となる。2-2から明らかなるように、進行性破壊の引き金として局所破壊の発生が必要である。この原因となる応力集中は、主に①②によって生ずる。Duncan & Dunlop⁵⁾、Lo & Lee⁶⁾はFEM解析から①②の影響の大きいことを示した。局所破壊以後、それが伝播していくには、2-2で示したように③④の要因が大きく影響する。Bjerrumは④と関連させて、塑性の小さい(回復ひずみは小)超固圧密粘土斜面の場合、進行性破壊が生じ憎いことを示した。軟質岩盤の場合、一般に土質地盤より脆性が高いから回復ひずみは小さくても進行性破壊の生ずる危険性はより高いが、これを検討する際にBjerrumの指摘は非常に示唆的である。

3. 掘削斜面内応力分布に及ぼす応力経路の影響

前述の様に、進行性破壊は斜面内応力分布と深く関連している。一方、地盤材料の変形特性は、一般には軟質であれば応力経路に依存する。従って、斜面掘削時の応力経路下の軟質地盤材の変形定数は、通常の載荷試験時のそれとは異ってくるので(安田・片岡⁷⁾)、この相違が掘削斜面内の応力分布にどの程度影響するか検討する必要がある。此度、風化により比較的軟質な表層部の厚い地山の掘削斜面について上記の事と検討する機会を得たので、以下にその概略を示す。

3-1 解析手法、解析順序、解析条件および物性値

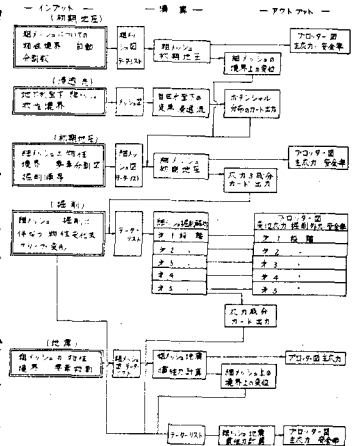
用いた解析手法は、材料非線形性を考慮した二次元平面ひずみ条件下のFEM逐次掘削解析である。本解析の手順を図-2に示す。

① 初期地圧計算

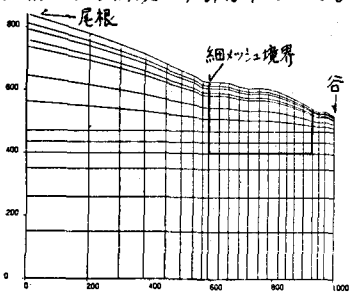
掘削解析では、掘削前の初期地圧が大きく影響する。今回は、林等⁸⁾の方法を基に斜面周辺の地形や斜面規模を考慮して、先ず掘削部を含み尾根と谷と境界とする粗メッシュ(図-3)での自重計算から、掘削部近傍の細メッシュの境界変位を求め、次にこの境界変位条件下での細メッシュの自重計算からより詳細な初期地圧分布を求めた。

② 逐次掘削計算

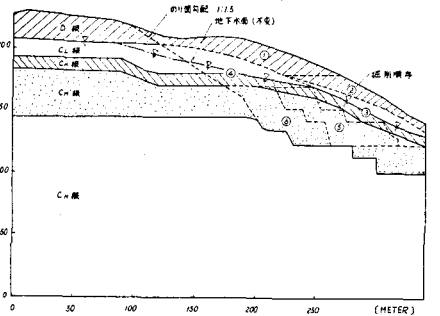
細メッシュの岩盤区分(電研方式)および掘削順序を図-4に示す。掘削計算は、先ず上記の初期地圧分布から掘削境界上の節点力を求め、次にこれと大きさが等しく向きが反対の節点力を加える方法で行われた。一段階の掘削が終ると内部応力分布が変わるから、次の計算時に使用する変形定数は実験から求めた材料非線形性に基づいて変化させた。本計算に用いた岩盤の初期物性値を表-1に示す。境界条件は側方ローラー、底面固定とした。



(図-2) 解析の手順



(図-3) 粗メッシュ図



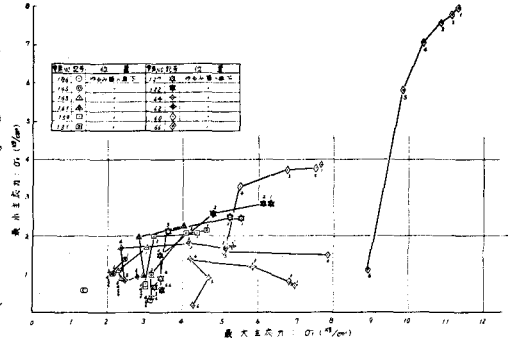
(図-4) 細メッシュの岩盤区分と掘削順序

(表-1) 岩盤の初期物性値(掘削時)

| 岩 級 | 変形係数 D_0 (t/cm ²) | ポアソン比 ν_0 | 単位体積重量 γ (t/cm ³) |
|---------|------------------------------------|------------------|-----------------------------------------|
| D (水面上) | 5000 | 0.2 | 1.76 |
| CL (#上) | 10000 | 0.2 | 1.83 |
| CL (#下) | 7000 | 0.2 | 0.83 |
| CM (#下) | 35000 | 0.2 | 0.91 |
| CH (#下) | 90000 | 0.2 | 0.91 |
| CH (#下) | 140000 | 0.2 | 0.91 |

③ 材料の非線形性と解析のケース

図-5に、掘削時における本斜面内応力の変化についての予備解析例を示す。この応力経路図を基に、図-6に示す実験用応力経路を定め、軟質岩盤の試料を用いて実験が行われた。実験結果から応力・ひずみ関係の実験式を求め解析に用いた。以後この場合をケース1と呼ぶ。除荷の応力経路(図-6)に対応させて、実験式と結果との対応例を図7に示す。これより、実験式は、実験結果を表現し得ていると思われる。一方、通常の三軸載荷試験($\sigma_3 = \text{一定}$, $\sigma_1 = \text{増加}$)の結果を林・日比野の方法で実験式化して解析に用いた。以後この場合をケース2と呼ぶ。図-8に同一除荷応力経路(図-6-aの $\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_3} = k = 0.375$, $\sigma_{30} = 6 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{10} = 3 \text{ kg/cm}^2$)に対する両実験式から求まる変形係数の比較例を示す。これより両者の差は明瞭である。すなわち、除荷時の変形特性を考慮したケース1の場合の変形係数は、載荷時のケース2のそれより大きい値を示している。なお、ポアソン比は、両ケース共に、ケース2の実験式を用いた。



(図-5) 掘削時の斜面内応力変化

3-2 解析結果

掘削完了後の主応力図をケース1,2の場合について詳細に比較しても(図-9-a, b), 両者の顕著な差は認められなかった。又、向背的に応力状態を示す各要素の安全率を比較しても(図-10-a, b), 同様にその差はほとんど認められなかった。

以上から、軟質岩盤の掘削斜面の応力分布は、掘削時の応力経路を考慮した場合としない場合の変形係数の差には、それ程影響されないと思われる。

4. 斜面安定に及ぼす残留強度の影響

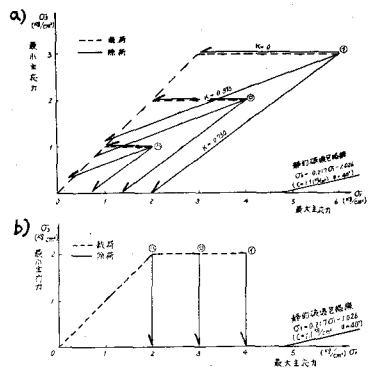
2-2で示したように、残留強度 τ_r は進行性破壊と関連して、斜面安定に大きく影響する。ここでは、 τ_r と τ_p の比($\lambda = \tau_r / \tau_p$; Haefeliの残留係数)を変えたモデル計算により、その影響を調べた。

4-1 解析順序, 条件および物性値

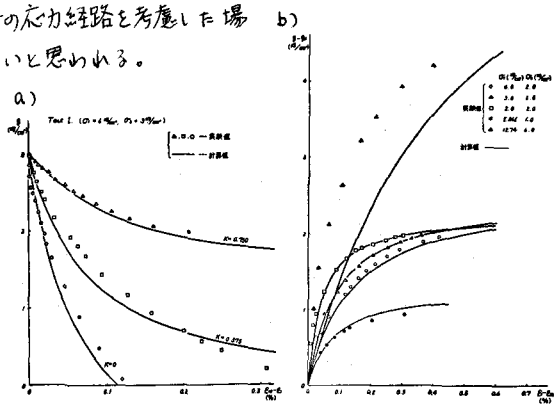
解析の順序は次の通りである。予の形成された斜面の自重計算を行い、それによって破壊した要素の応力を後述の方法で残留値まで減じ、その差を周囲の未破壊の要素に再配分させている。破壊した要素の応力(σ_1, σ_3)は、前述の残留係数 λ を用いて($\lambda\sigma_1, \lambda\sigma_3$)とし、変形係数 E_0 は $1/1000$ に落した(ポアソン比は不変)。モデルの境界は側方ローラー、底面固定とした。用いた破壊基準は、 $\tau - \sigma$ の二次の放物線($\frac{\tau}{\sigma} = 1 - \frac{\sigma}{\sigma_c}$)とした。計算に用いた物性値は、風化岩を想定して表-2のように定めた。斜面は一様材質とした。

4-2 解析結果

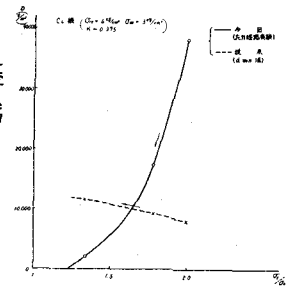
4種の λ (=0, 0.3, 0.5, 0.7)を用いた時の破壊の進展状況を図-11に示す。図中のステップ数は、応力再配分の計算回数を示し、零は自重計算時に対応している。又、再配分計算は、破壊状況が収束するまで行われた。これより、次の諸



(図-6) 実験用応力経路



(図-7) 実験式と実験結果の対応



(図-8) 実験式の比較

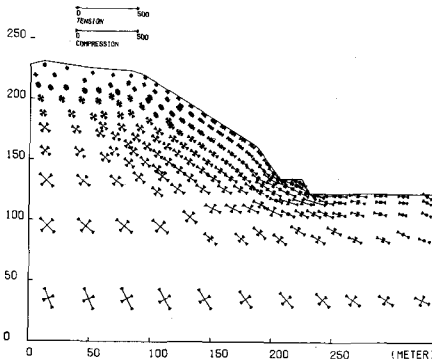
尖が認められる。

① 自重によって、法面上部と法先に部分破壊が生じており(図中の黒色部)、一般の斜面破壊の状況が模倣されている。

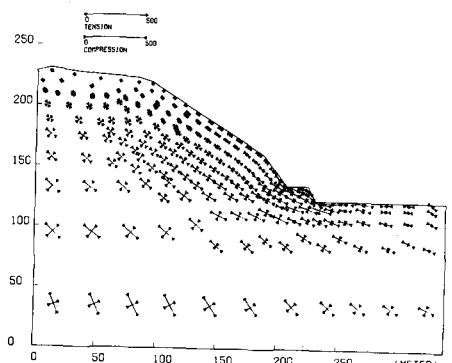
② 残留強度が破壊の進展に大きく影響する。即ち、 λ が小さい程破壊領域は広がる。

③ 破壊ほどに入れば先ず斜面表層に生じ、次に内部に向う。これは均配が急な岩と思われる。

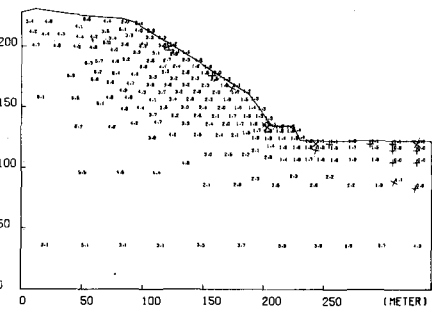
④ 斜面表層の破壊は、 λ が大きい場合法先から上部へ向う水、 λ が小さい場合



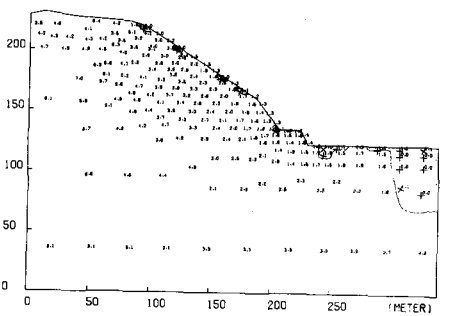
(図-9-a) 掘削終了後の主応力分布(ケース1)



(図-9-b) 掘削終了後の主応力分布(ケース2)



(図-10-a) 要素の安全率分布(ケース1)



(図-10-b) 要素の安全率分布(ケース2)

(表-2) 岩盤物性値

| |
|---------------------------------------|
| $E_0 = 2 \times 10^8 \text{ kg/cm}^2$ |
| $\nu_0 = 0.45$ |
| $\tau_0 = 11 \text{ kg/cm}^2$ |
| $\sigma_2 = 2.8 \text{ kg/cm}^2$ |
| $\gamma = 1.83 \text{ kg/cm}^3$ |

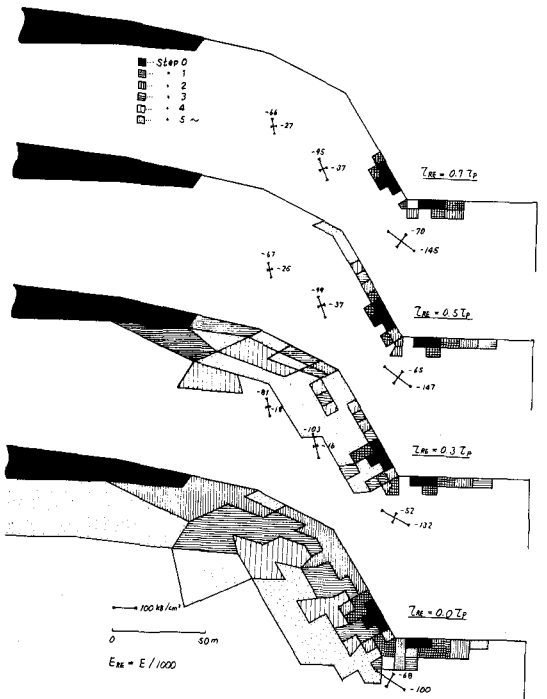
は更に斜面上部から下部に向う動きが加わる。

5. まとめ

軟質岩盤の掘削斜面の安定に深く関与すると思われる進行性破壊について、超過空粘土の例を基に、その機構や条件について若干考察した。更に、その重要な因子の一つである応力分布に掘削時の応力経路は顕著な影響を及ぼさないうこと、残留強度が斜面安定に大きく影響することの検討例を示した。

6. 参考文献

- Skempton, A.W. (1969), "Long-Term Stability of Clay Slopes," *Geotechnique*, Vol. 14, No. 2.
- " (1977), "Slope Stability of Cuttings in Brown London Clay," Special lecture given to 9th I.C.S.M.F.E., 99 Tokyo.
- Bjerrum, L. (1967), "Progressive failure in slopes of over-consolidated plastic clay and clay shales," 3rd Terzaghi Lecture, ASCE, 93, SM5.
- Bishop, A.W. (1967), "Progressive failure - with special reference to the mechanism causing it," *Proc. Geotech. Conf., Calif.*, 2.
- Duncan & Dunlop (1964), "Slopes in stiff fissured clays and shales," ASCE, 96, SM2.
- Jo, K.Y. & Lee, C.F. (1973), "Analysis of progressive failure in clay slopes," *Proc., I.C.S.M.F.E.*, 8, Moscow, Vol. 1.
- 中田・片岡 (1975), "応力減少過程における土体試体の変形係数" 財団法人地質学研究所報告.
- 林・白根・金川 (1972), "地下の掘削における初期地圧, 偏圧などに関する二, 三の向題集," 第7回岩盤力学シンポジウム講演集.
- 林・白根 (1968), "土質の掘削による周辺地盤の緩みに関する解析," 電力中央研究所技術研究所報告 No. 67095.
- Hazlett, R. (1965), "Creep and progressive failure in snow, soil, rock and ice," *Proc., I.C.S.M.F.E.*, 6, Toronto, Vol. 3.



(図-11) 残留強度と破壊の進展

A Consideration about Influences of Residual Strength and Stress Path
on Stability of Excavated Slopes

Toshihide TOKUE
Mutsumi MOTOJIMA
Yoshihiro KITAHARA
CIVIL ENGINEERING LABORATORY
CENTRAL RESEARCH INSTITUTE OF
ELECTRIC POWER INDUSTRY

It seems that progressive failure plays an important role in the stability of the slopes excavated in the soft rock masses such as weathered or weak-bonded rocks. The mechanical background of the progressive failure is investigated on the basis of past studies on the progressive failure in heavily over-consolidated, fissured clays and clay shales by Skempton, Bjerrum, Bishop and others. As a result, the following prerequisites for the progressive failure seem to be summarized;

1. the lateral internal stresses are large (K_0 is large),
2. the slope angle or the depth of excavation are so large that the distribution of stresses and strains within a slope is not uniform,
3. the earth- or rock-materials of which slopes are composed are very brittle,
4. the recoverable strain due to the liberation of stresses is large, and others.

Considering the above results, the F.E.M. analyses about two slope models are conducted in order to clarify;

1. how the stress path at the time of excavation influences the stress-distribution within an excavated slope, and
2. how the brittleness of materials influences the stability of a slope.

Consequently, the following results are obtained;

1. the stress-distribution within a slope is not significantly affected by the difference between the values of Young's modulus obtained by the tri-axial tests under the decreasing stress condition simulating excavation or under the increasing stress condition, and
2. the residual strength makes a great influences upon the slope stability due to the progressive failure.