

(13) 軟岩斜面掘削時の変形挙動の実測結果と数値解析結果との比較

電力中央研究所 ○北原 義浩
 " 徳江 俊秀
 " 本島 睦

1. ま え が き

筆者等は主として掘削斜面の安定性に関して、弾性解析による掘削時の浮上り変位量の予測と実測との対比¹⁾、軟岩の場合の非線形弾性解析としてのアプローチでの問題点の指摘²⁾および材料物性としての応力径路や残留強度要因が掘削斜面の安定性に及ぼす影響の重要性³⁾などについて報告して来た。

衆知のように、最近の土木工事では環境・立地という点からの制約が厳しくなっており、必ずしも技術的に好ましい条件の下での工事が行われているとは言えない。電力土木施設として、例えば原子力発電所の海岸立地、揚水発電所用貯水地および送変電用開閉所などの場合を考えてみても、その建設にあたって自然地形のままでは十分な敷地面積が得られないため、必ず大規模な切取と盛土工事とを伴うようになっている。このような観点から、上述したような掘削斜面の安定問題に対しての技術開発が当面の重要課題であると認識している。

今回の報告は、従来筆者等が主張して来た問題点を材料物性の面から取り入れられるよう開発して来た斜面の掘削時の逐次解析の手法による斜面掘削時の変形挙動の予測結果が実際の工事での実態とどの程度合致するかを確かめ、軟質岩盤に対する掘削解析手法の適用性の検証と、今後さらに改良すべき点を指摘したものである。

2. 対象とした斜面の地質の概要

実測の対象となったのは、九州電力株式会社の豊前系統開閉所背後の切取斜面である⁴⁾。本開閉所は九州北東部に位置し、その一帯は、第三紀鮮新世の豊肥火山活動の噴出物からなる大分層群（輝石安山岩）、耶馬溪上部層（輝石安山岩質凝灰角礫岩）、耶馬溪下層・駅館川層（角閃安山岩とその凝灰岩質）およびその基盤をなす中世代の花崗岩類が広く分布している。開閉所地点の地質構造は、主体となる耶馬溪上部層の輝石安山岩質角礫凝灰岩と第四紀の新しい地層などから成り、とくに掘削面の挙動実測位置は、凝灰角礫岩（上層）、凝灰質角礫岩（下層）、凝灰岩および凝灰質砂岩の4層に大別出来、各層は図-1に示すような層序で整合関係にあり、山側から掘削面に向かって2°～3°の緩い傾斜をなしている。この断面での地質的な特徴は下記の通りである。

- 1) 凝灰角礫岩は、5～20 cm程度の安山岩の角礫と凝灰岩質シルト～凝灰岩質砂の膠結部とから成っており、比較的固結度は高く、開閉所地盤の主体を構成している。
- 2) 凝灰岩は、淡黄褐色を呈し、まれに1 cm程度の角礫を混えることもあるが全体的に細粒で固結している。図-1に示すように、厚いもので2 m、薄いもので20 cm程度の3層の凝灰岩が認められ、これらが不透水層となって直上よりの湧水が各所に認められる。
- 3) 凝灰岩質砂岩は、明瞭な分級成層をなしており、1 cm程度の礫（円礫を含む層もある）を混入するものから、非常に細粒な凝灰質シルトにまで漸移している。この層は、部分的に固結度の高い所も見られるが、全体的に凝灰角礫岩および凝灰岩に比べると、その固結度はやや低い。

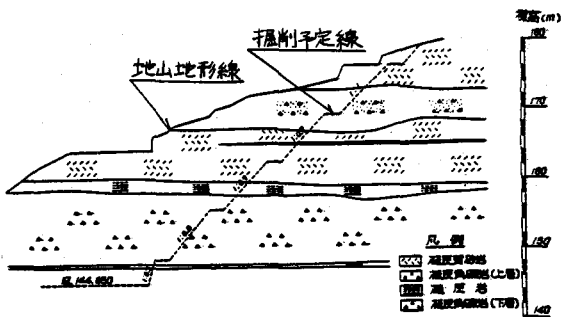


図-1 掘削斜面の地質および掘削予定線

3. 斜面地盤の力学的性質

数値解析による予測に必要なとなる地盤の力学的性質を図-1の断面で求めるために、表-1に示す各種の試験を室内或いは原位で実施した。掘削解析で用いる手法では、掘削開始前の初期の物性値と、掘削に伴って変化する応力・ひずみとの関係を示す変形特性とが必要となる。

1) 物性の初期値

地盤各層毎の初期値として必要な値は、湿潤密度、変形定数(変形係数Eとポアソン比 ν)および強度定数(粘着力Cと内部摩擦角 ϕ)である。今回の場合代表的な地層の凝灰角礫岩、凝灰質砂岩および凝灰岩のそれぞれについて平板載荷試験を行なう一方、平板載荷試験位置を含めた他の位置では、ボーリング孔を利用した孔内載荷試験(KTT)を実施した。解析断面内での物性値の分布を求めるには、孔内載荷試験、弾性波速度試験、三軸圧縮試験などの結果と、平板載荷試験結果との相関関係とから応力の強さに注目して、結局表-2に示す値を求めた。

2) 掘削時の応力径路を考慮した変形特性

軟質な地盤材料の変形特性は、一般に応力の絶対値だけでなく、応力径路への依存度が高い。斜面掘削時の応力径路としては例えば図-2に示したような除荷の過程を跡るのが普通であり、通常の側圧 σ_3 一定で、軸圧 σ_1 を単調に増加させる三軸圧縮試験で得られる応力・ひずみ関係とは異なることは既に指摘した³⁾通りである。

今回の場合も、代表的な各地層から採取した供試体について、側圧と軸圧の比($K = \Delta\sigma_3 / \Delta\sigma_1$)を一定にして除荷するテスト-1と、軸圧 σ_1 を一定にしておき側圧 σ_3 のみを除荷するテスト-2の二つの種類の三軸試験を行って、応力・ひずみ関係を求めた。

これらの結果からそれぞれの応力径路に対応した変形係数を σ_1 、 σ_3 依存の関数として得た実験式を表-3にまとめて示した。

4. 掘削時の挙動実測

豊前系統開閉所の敷地造成に伴う斜面掘削時の挙動実測は、掘削高がなるべく高い断面を選び、測定計器は長期測定に対して安定度の高いカルソン型の岩盤変位計を主体とした。

岩盤変位計は、掘削面に平行方向(L記号)と直角方向(R記号)、水平方向(H記号)および鉛直方向(V記号)の4方向に合計21個を、斜面掘削前に設けた2本の調査坑を利用して、図-3に示す位置に埋

表-1 地盤の調査・試験一覧

調査・試験の種類	調査項目
弾性波探査試験	PS波速度分布
孔内載荷試験(KTT)	変形係数分布
平板載荷試験	変形係数分布
一軸圧縮試験	圧縮強度(σ_u)
三軸圧縮試験	強度定数(C, ϕ) 変形係数
圧裂試験	引張強度

表-2 地盤物性の初期値

岩 種	湿潤密度 (γ_w)	粘着力 (c)	内部摩擦角 (ϕ)	変形係数 (E)	ポアソン比 (ν)
凝灰質砂岩(上層)	1.87	78.0	47.7	50,000	0.3
凝灰質砂岩(中層)	2.05	120.2	52.3	110,000	0.3
凝灰質砂岩(下層)	1.95	78.0	47.7	50,000	0.3
凝灰岩	1.72	88.1	38.4	40,000	0.3
凝灰角礫岩	2.12	136.6	40.4	110,000	0.3

*推定した値

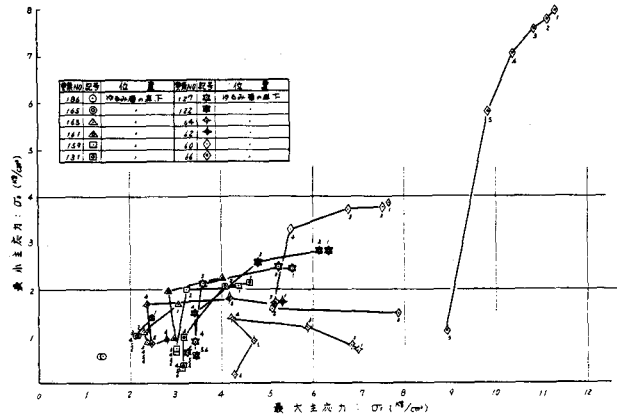


図-2 掘削による斜面内の応力変化の例

表-3 応力経路に従う変形係数の実験式

	テスト-1	テスト-2	値
凝灰質砂岩	$P_0 \left\{ \frac{0.1152}{(X+0.06)^2} - \frac{0.1881K}{(X+0.0862)^2} \right\} \times 10^4$ $A = 2.2437K + (\sigma_0 - \sigma_3) / P_0 - 1.92$ $B = 0.1399K + 0.1452(\sigma_0 - \sigma_3) / P_0 - 0.1655$ $C = 0.0004K + 0.0052(\sigma_0 - \sigma_3) / P_0$	$\left\{ \frac{28.0}{(\sigma_0^2 / \sigma_{30}^2 - 1)} + 10 \right\} \times 10^4$	$P_0 = \frac{1}{3}(\sigma_{00} + 2\sigma_{30})$ $\sigma_0 = \sigma_{00} - \sigma_{30}$ $\sigma_3 = \sigma_{30} - \sigma_{33}$
凝灰質砂岩(円礫)	$P_0 \left\{ \frac{0.7001}{(X+0.136)^2} - \frac{0.5751K}{(X+0.125)^2} \right\} \times 10^4$ $A = 4.5194K + (\sigma_0 - \sigma_3) / P_0 - 5.148$ $B = 0.6306K + 0.261(\sigma_0 - \sigma_3) / P_0 - 0.6435$ $C = 0.0003K + 0.017(\sigma_0 - \sigma_3) / P_0$	$\left\{ \frac{23.8}{(\sigma_0^2 / \sigma_{30}^2 - 1)} + 4.1 \right\} \times 10^4$	$K = \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1}$ $X = E_{10} - E_1$ σ_{00}, σ_{30} : 掘削開始直前の最大主応力と最小主応力
凝灰岩	$P_0 \left\{ \frac{0.1162}{(X+0.0418)^2} - \frac{0.1729K}{(X+0.055)^2} \right\} \times 10^4$ $A = 3.1397K + (\sigma_0 - \sigma_3) / P_0 - 2.781$ $B = 0.1310K + 0.0968(\sigma_0 - \sigma_3) / P_0 - 0.1529$ $C = 0.0023(\sigma_0 - \sigma_3) / P_0$	$\left\{ \frac{28.0}{(\sigma_0^2 / \sigma_{30}^2 - 1)} + 10 \right\} \times 10^4$	
凝灰角礫岩(下層)	$P_0 \left\{ \frac{0.2382}{(X+0.0879)^2} - \frac{5.2771K}{(X+0.5168)^2} \right\} \times 10^4$ $A = 10.3306K + (\sigma_0 - \sigma_3) / P_0 - 2.7108$ $B = 0.9695K + 0.6047(\sigma_0 - \sigma_3) / P_0 - 1.401$ $C = 0.0051K + 0.0454(\sigma_0 - \sigma_3) / P_0$	$\left\{ \frac{23.8}{(\sigma_0^2 / \sigma_{30}^2 - 1)} + 4.1 \right\} \times 10^4$	

設した。埋設位置の決定に当たっての基本的な考え方は次の通りである。

- 1 計器の埋設範囲は、従来の実測あるいは予測の経験から掘削表面から深さ約 30 m の範囲とする。
 - 2 掘削部の土被りの大きい箇所に重点を置く。
 - 3 弱層（凝灰岩層）を跨ぐように計器を配置する。
 - 4 応力集中を受け易い箇所および亀裂などが発生しやすい箇所を計測する。
- 以上により昭和 52 年 11 月に測定

計器の埋設を完了し、以後掘削完了した後の昭和 54 年 7 月に至る間での代表的な計器の示した相対変位と掘削標高および日雨量の経時変化を図-4 に示した。他の計器での測定結果をも総合して実測結果を要約すると以下の通りである。

- 1 R-4 は 52 年 12 月、R-8 および V-7 は 53 年 4 月に急激に引張変位を起している。この現象が起きている時期は、何れも各計器が埋設されている標高が掘削された時期と一致しており、腹付部が応力解放される現象として説明出来る。
- 2 3 個の計器とも 53 年 6 月上旬に一時的な異常な変位の伸びを示した。この時期には日雨量 75.5 mm という大量の降雨が記録されている。この事は、降雨による浸透水が掘削斜面の緩みの要因と成り得ることを示唆している。
- 3 各計器の変位は、掘削表面から斜面の深部に移るに従って減少している。
- 4 斜面の法肩、中央、法尻の順に計器の示す変位量は大きくなっている。土被りの量が大きい位置は掘削による変位が大きい事を示している。
- 5 最大変位を記録した法尻近くの R-8 を例にとってみると、相対変位量は斜面に直角方向に約 5 mm であり、測定区間内での平均ひずみは約 4.30×10^{-6} で弾性範囲内にある。
5. 数値解析結果と実測結果との対比

数値解析の手法として用いたのは当所で開発して来た有限要素法による二次元平面ひずみ、材料非線形の逐次掘削解析の手法⁵⁾である。ここでは図-5 に基本的な流れを示すに止める。なお初期条件を求めるに際しては、地形を考慮した粗い広範囲のメッシュから、掘削斜面の近傍での地圧状態を求めた。

また、掘削時の応力経路による変形特性の相異は先に表-3 に示した実験式を各掘削ステップ（計算上は 6 ステップで表現）毎の応力変化の経路に応じて用いている。

相対変位を測定した方向別に代表的な測定値と、これに対応した数値計算の結果とを経時変化として図-6 に示し、また各測点毎の最終相対変位の実測値と計算値との比較結果を図-7 に示した。これらの結果から以下の諸点が認められた。

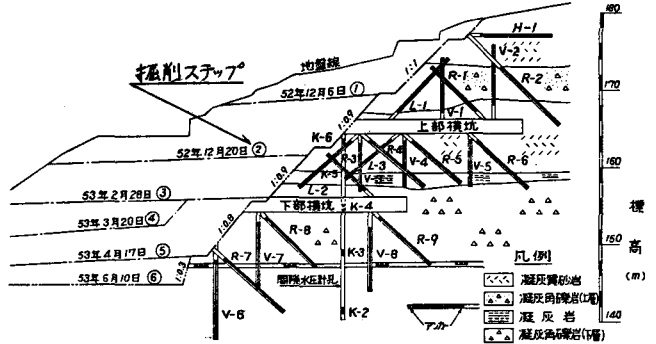


図-3 実測地点の計器埋設位置および掘削ステップ

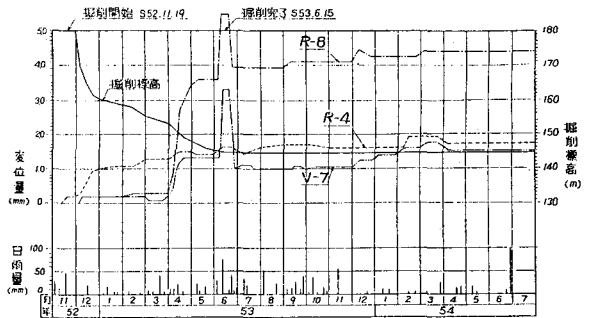


図-4 代表的な計器の示した実測変位の経時変化

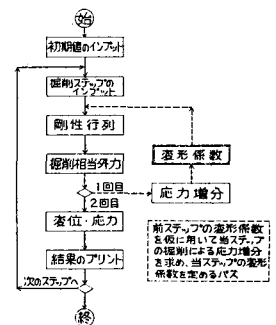


図-5 掘削解析のフロー

1) 相対変位の実測結果は、全体的に5mm以下の小さな値となっているが、解析結果も同様に小さな値を示している。

2) 法尻近傍のV-7, R-7, R-8などの実測値と解析結果との開きは大きい、その他の場所では両者の値はおおむね一致している。

3) L方向の実測値は、伸び、縮み、また伸びなど複雑に変化しているのに対し、計算値も量の差はあるが同じように複雑に変化している。

また、図-8には、掘削のステップに合わせて実測変位と計算変位とを対比して示してあるが、これらの結果からは、次の点が認められた。

- 1) 各変位計の位置で、計算結果の方が実測値に比べて変位の出方が早目である。
- 2) しかし、変位の出方の傾向に着目すれば、R-4, 5, 6の群については、掘削の前半から変位が開始するのにに対し、R-7, 8, 9の群については、掘削の後半に変位が開始する。この傾向は、計算でも実測でも同様といえる。また、鉛直変位についてもV-7を除けば、変位の進行の相対的な関係は実測と計算とでおおむね同様な傾向である。

以上斜面掘削時に生ずる地盤内の相対変位に関して、実測値と計算値とを対比した結果、斜面掘削の進展に伴う変位の進展状況は、計算値の方が実測値より早目に变化するという傾向はあるにせよ、経時的な変化の傾向の場所による相異、或いは掘削完了時の変位量については、実測値と計算値とでは良い一致が見られた。

6. あとがき

豊前系統開閉所の背後掘削斜面での実測結果を、逐次掘削解析の計算結果と対比した結果、二次元有限要素法の逐次解析手法により、掘削斜面の実際の挙動がかなり精確に予測出来ることが判明した。ただし今回得られた実測変位量は破壊に近い大変形に比べれば僅小値であり、今後はここで示した手法が大変形問題にどの程度の整合性を持つかを室内の大型模型実験などで検証して行く必要がある。終りに困難な実測を遂行された九州電力の関係者諸氏に心からの敬意と深謝の意を表する。

参考文献

- 1) 北原義浩他；“斜面の大規模な掘削安定の解析と実測とによる照合”，第7回岩盤力学シンポジウム，1972，
- 2) 北原義浩；“長大斜面掘削時の安定解析における問題点”，第10回岩盤力学シンポジウム，1976，
- 3) 徳江俊秀他；“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”，同上第11回，1978，
- 4) 赤司六哉他；“切取斜面の挙動実測と解析”，電力土木，No.163，1979年11月
- 5) 本島 睦他；“大規模な地下構造物掘削時の安定解析プログラムの開発とその適用例”；電研報告 376011，

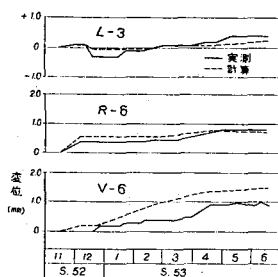


図-6 相対変位の経時変化

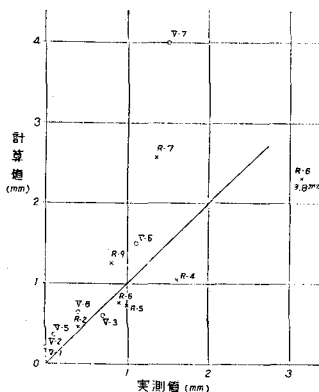


図-7 掘削完了時の最終変位

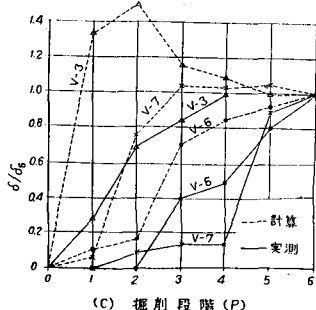
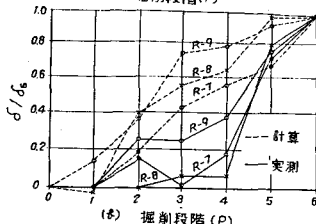
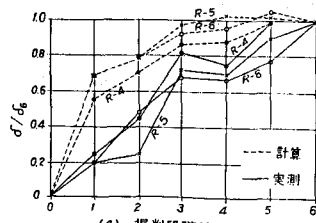


図-8 掘削段階での相対変位

The Comparison of Observed Result with Calculated One with regard to
Deformations of Excavated Slope

(Proc. the 13th Symposium, Rock Mechanics, J.S.C.E., February, 1980)

KITAHARA Yoshihiro

TOKUE Toshihide

MOTOJIMA Mutsumi

Civil Engineering Laboratory of

C.R.I.E.P.I.

1646, Abiko, Abiko-City CHIBA, JAPAN

SUMMARY

The observed behavior of deformations during the excavation of slope is reported, from the view point of the comparison with those obtained from numerical calculation. The observation were carried out at the site of BUZEN Switch Yard where a large scale slope excavation had been done by Kyushu Electric Power Co.. On the other hand, numerical approach was made by using the incremental stress analysis of two dimensional F.E.M. in which non-linearity of stress-strain relation could be taken into consideration.

The conclusion drawn in the report are as follows;

- 1) The excavated slope are geologically composed of tuff-granular stone, tuff and tuff-sand stone. The rockmasses are, generally speaking, said to be soft ones.
- 2) The mechanical properties of the rock masses are as follows;
 - Range of density; $1.7 \sim 2.1$ (t/m^3)
 - Range of cohesion; $78 \sim 137$ (t/m^2)
 - Range of friction angle; $38^\circ \sim 52^\circ$
 - Range of deformability; $40,000 \sim 110,000$ (t/m^2)
- 3) The experimental function, which represents the stress-strain relationship under the condition of stress path of un loadings, is proposed. The difference of coefficient of deformability between loading-condition and unloading-condition is found to be to a certain degree great.
- 4) Displacements within the span of 10 meters are measured in the rockmasses by embedded deformaters. The maximum observed displacement, from the beginning to the end of excavation, is about 5 mm. The value is registered at the bottom corner of the slope and its direction is perpendicular to the surface of the slope.
- 5) The observed displacement showed a sudden peak at the time of heavy rain fall. It can be said that a seepage flow in the neighbourhood of the surface of a slope has a great effect on the stability.
- 6) Eventhough the developement of displacement is a little greater in the case of calculation than in the case of observation during the beginning of excavation, at the final stage of excavation total displacements are almost the same in both cases of calculation and observation.