

褶曲構造地盤における掘削斜面崩壊の調査例—チュニジア—

Investigation of the Failure Mechanism of Excavated Slope in Folded Strata—Case History—

ひと み しょう じ つき おか こう いち
人 見 昌 地* 月 岡 康 一**
すず き おと ひこ つき おか こう いち
鈴 木 音 彦*** 日 比 谷 啓 介****

1. ま え が き

ここに示す掘削斜面崩壊の調査例は、チュニジア共和国の首都チュニスから南へ約100 kmの位置にあるd' Enfida (アンフィダ)における工場建設のための掘削工事において発生したもので、我が国では普通見ることのない現象であると考えられるものである。すなわち、通常我が国において発生する斜面の崩壊は、その主原因が重力作用であるとしても、引き金になる要因は、斜面部へ外部から供給される地下水や降水等の水である場合がほとんどであるのに対して、ここに示す掘削斜面の崩壊では地下水の存在が認められず、また降水もない状態で発生したものであることが特徴である。工場から南へ約3 km離れた小高い山の頂上から四周を展望してこの地域の地形的特徴を観察したところ、工場敷地は平野の中を走る一筋の小山脈と、それに交叉するように走る他のより高い山脈の間に挟まれたほぼ三角形の狭い平地に位置し、この工場敷地を包含する地域一帯の地質構造が、かなり激しい地殻変動によって褶曲状態にあることが推定された。また、この地域一帯の浅層部分の地盤は地質的にマールによって形成されているが、工場敷地部分はマール質粘土地盤であり、この地盤をすり鉢状に掘削したときに斜面部に崩壊を生じたものである。

ここでマール質土とは、淡水性湖で沈降によって形成された未固結の炭酸カルシウム CaCO_3 を含有した粘土質の堆積土である。その色調は普通は灰色ないしは青灰色を呈し、硬さは多少もろくてチョークと類似しているところがある。また一般的性質としては過圧密状態を示し、鏡肌を有し、かつフィッシャーを有するもので、水で飽和すると大きな膨潤性を示して強度が低下する。この土の物理的、力学的性質は、上載圧、応力履歴、飽和度、粘土含有量によって大きく異なり、またひずみ軟化性があるなど、一般的特性を決定付けることの困難な土である。

2. 調査対象地盤の土層構成と土性

2.1 調査対象地盤の土層構成

掘削斜面崩壊部の土層構成と土性を現地調査ならびにフ

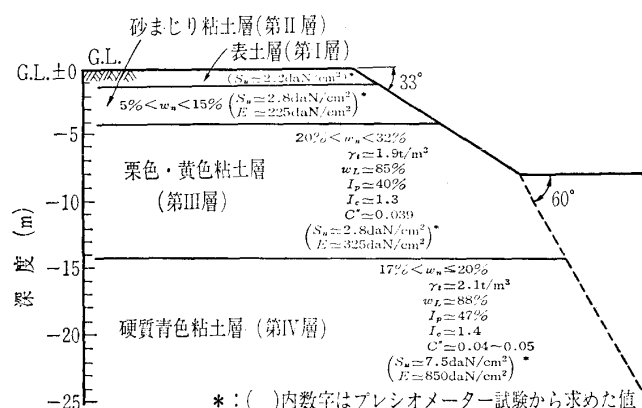


図-1 掘削地点の土層構成と土性

ランスの調査会社が実施した関連の土質調査の報告書に基づいて示すと図-1のようになる。ここで地層境界面は約1.2度、すなわち2%の緩傾斜状態にあるが、図-1では地層境界面が水平状態にあるものとして描いてある。

図-1から分かるように、この地区の土層構成は、地表面からG.L.-1.2 mまでが表土層、G.L.-1.2~-4.2 mも表土層と考えられる土層で砂まじり粘土層、G.L.-4.2~-14.2 mは栗色~黄色の非常に複雑な破砕状態を呈し、ひび割れ面に石膏の薄い晶結層を形成している粘土層、G.L.-14.2 m以深は硬質青色粘土層で大きなせん断力の作用によって生じたと考えられるせん断すべり面が複雑に交叉し、そのせん断すべり面上に石膏の晶結層を挟在していることが観察される土層である。ここで以下の記述の便宜を図って、表土層のうちG.L.-1.2 mまでを第I層、表土層のうちG.L.-1.2~-4.2 mを第II層、G.L.-4.2~-14.2 mの栗色~黄色の粘土層を第III層、G.L.-14.2 m以深の硬質青色粘土層を第IV層と仮称することにする。

2.2 調査対象地盤の土性

(1) 表土層 (第I層, 第II層)

地表面から深さ約4 mまでは、マール質土の風化した黄色~黄褐色の砂まじり粘土層で、その自然含水比は5~15%とばらつきを示しているが、これは砂分含有量のばらつきに原因するものと考えられる。この土層におけるプレシオメーターによる測定値から算出された「補正された限界圧力」は $P_t - P_0 = 17.6 \text{ kgf/cm}^2$ であり、この値から算出した非圧密非排水状態のせん断強さ $S_u = (P_t - P_0)/8 = 2.2 \text{ kgf/cm}^2$ となる。ここで、 P_t はプレシオメーター試験にお

*川崎重工業(株) 鉄構・機器事業部 部長

**川崎重工業(株) 鉄構・機器事業部 係長

***鹿島建設(株) 技術研究所 次長

****鹿島建設(株) 技術研究所 第一研究部研究員

No. 1714

ける限界圧力であり、 P_0 は初期圧力で次式によって求められる。

$$P_0 = K_0 \cdot (\gamma_t \cdot H_s + \gamma' \cdot H_t) + \gamma_w \cdot H_t \\ \div \{(\gamma_t \cdot H_s + \gamma' \cdot H_t) / 2\} + \gamma_w \cdot H_t$$

なお、上式で γ_t は土の単位体積重量、 γ' は土の水中単位体積重量、 H_s は地下水面の地表面からの深さ、 H_t はプレシオメーター試験位置の地下水深で $H - H_s$ 、 H はプレシオメーター試験位置の地表面からの深さ、 γ_w は水の単位体積重量、 K_0 は静止土圧係数でポアソン比を $\nu \div 1/3$ とすると $K_0 = \nu / (1 - \nu) \div 1/2$ となる。

(2) 第Ⅲ層

第Ⅲ層は非常に複雑な破碎状態にある栗色～黄色の粘土層であり、自然含水比が約32%、液性限界が約85%、塑性指数が約40%、コンシステンシー指数が約1.3、土の湿潤単位体積重量が約1.9 tf/m³の塑性が大きく、膨潤性を有する粘土層である。また、土層中に挟在する斜行したひび割れには石膏の晶結した薄層が見られる。

この土層におけるプレシオメーターによる測定値から算出された「補正された限界圧力」は $P_t - P_0 = 23 \text{ kgf/cm}^2$ であり、この値から算出した非圧密非排水状態のせん断強さ $S_u = 2.8 \text{ kgf/cm}^2$ となる。また、プレシオメーター試験から求められた多数個の変形係数 E の中央値は $E = 325 \text{ kgf/cm}^2$ であるが、マール質土に関する他の資料から推定されるこの変形係数値に対応するせん断強さは $S_u = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ 程度であって、先の $S_u = 2.8 \text{ kgf/cm}^2$ は異常に大きな値であると考えられる。いま実際に発生した崩壊事例から逆にせん断強さを計算した場合のすべり面上における値は $S_u \div 0.16 \text{ kgf/cm}^2$ となり、この検討からも先の $S_u = 2.8 \text{ kgf/cm}^2$ が異常に大きな値であるといえる。次に、この土層の粘土についてオedometerによる圧密試験を行って得られた間隙比～圧密圧力($e \sim \log p$)曲線図の再圧縮曲線の接線勾配が $C_c' \div 0.02$ であるのに対しリバウンド曲線の接線勾配が $C_s \div 0.04$ と再圧縮曲線とリバウンド曲線とが交叉し、吸水膨脹の激しい土であることが分かる。

(3) 第Ⅳ層

この土層内にはかなり明確にせん断すべり面と判断される交叉したすべり面またはひび割れが走り、そのすべり面上には石膏の晶結層が薄く形成されている。この粘土層は自然含水比が約20%、液性限界が約88%、塑性指数が約47%、コンシステンシー指数が約1.4、土の湿潤単位体積重量が約2.1 tf/m³の塑性が大きく、膨潤性を有する粘土で形成されている。

またプレシオメーター試験から算出された「補正された限界圧力」は $P_t - P_0 = 59.8 \text{ kgf/cm}^2$ であり、この値から算出した非圧密非排水状態のせん断強さは $S_u = 7.5 \text{ kgf/cm}^2$ となり、プレシオメーター試験から求められた多数個の変形係数 E の中央値は $E = 850 \text{ kgf/cm}^2$ であって、第Ⅲ

層よりは硬質の粘土層であることが分かる。

さらにこの粘土についてはオedometerによる圧密試験を行って得られた間隙比～圧密圧力($e \sim \log p$)曲線図のリバウンド曲線の接線勾配は $C_s \div 0.04 \sim 0.05$ であり、膨潤性は第Ⅲ層とほぼ同じであることが分かる。

(4) 各土層の総合的特性

第Ⅰ層から第Ⅳ層までは、いずれも母岩が共通のマールであり、炭酸カルシウム CaCO_3 を含有しているが、その含有量は第Ⅲ層で1～2%、第Ⅳ層で4%程度である。したがってG. Filliatによると、いずれも「粘土(argile)」に分類されるものである。

第Ⅲ層と第Ⅳ層のマール質粘土に関して行われた膨潤試験結果は膨潤圧 $P_s = 0.4 \sim 1.8 \text{ kgf/cm}^2$ であったが、先の間隙比～圧密圧力曲線図のリバウンド曲線の接線勾配が $C_s \div 0.04 \sim 0.05$ と再圧縮曲線の接線勾配の $C_c' \div 0.02$ の約2倍を示すこととともに、この土が吸水膨脹する場合の膨潤量と膨潤圧力がかなり大きいことが分かる。

次に第Ⅲ層、第Ⅳ層粘性土層について、その他の土性を比較すると、塑性指数、コンシステンシー指数、湿潤密度は第Ⅲ層の値が第Ⅳ層の値の90%であり、もし土層中に地質分離面が存在しないならば、第Ⅲ層のせん断強さは第Ⅳ層の値の約90%になるはずであるが、実際には土層中に複雑な地質分離面が多数存在するため、各土層のせん断強さを推定することは容易ではない。いまプレシオメーター試験から算出された「補正された限界圧力」を用いて求めた非圧密非排水状態のせん断強さ S_u は、第Ⅲ層では $S_u \div 2.8 \text{ kgf/cm}^2$ であり、第Ⅳ層は $S_u \div 7.5 \text{ kgf/cm}^2$ であるが、これらの値をそのままこの土層のせん断強さと決定することは、掘削面の観察結果と比較して過大な評価を与えることになるものと判断された。この判断は同じプレシオメーター試験から算出されたせん断変形係数が $E \div 325 \sim 850 \text{ kgf/cm}^2$ しかないことから十分に考えられる。ここで第Ⅲ層のせん断強さを崩壊現象から逆計算して求めた値 $S_u \div 0.16 \text{ kgf/cm}^2$ であるものと仮定するならば、この値に上記のプレシオメーター試験から算出された値の比率 $7.5 / 2.8 = 2.68$ を乗じた値 $S_u \div 0.43 \text{ kgf/cm}^2$ が第Ⅳ層のせん断強さであると推定することもできる。

3. 掘削の形状

崩壊を生じた斜面は、工場生産物の半成品を一時貯蔵するための容器を設置するためのすり鉢状の穴の掘削側面に当たるが、その掘削の形状・規模は、地表面の最上部分が直径57.4mの円形で、地表面から深さ8mまでの上部が斜面傾斜角33°、深さ8mから24.1mまでの下部が斜面傾斜角60°をもった複断面すり鉢形である。なお掘削工事中はすり鉢状穴の北東部に、掘削用重機械類が走行するための幅約4m、勾配10%の仮設進入道路が設けられていた。なお掘削は1段を4mとし、1段単位でのり面仕上げを行っ

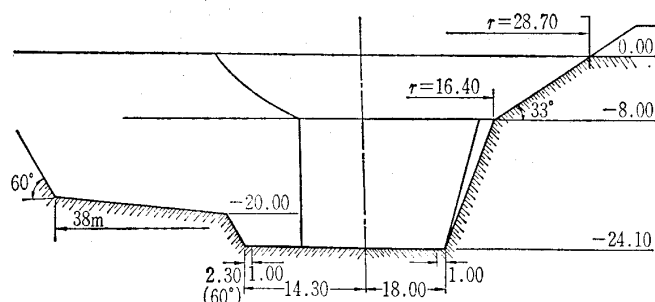


図-2 掘削施工断面図

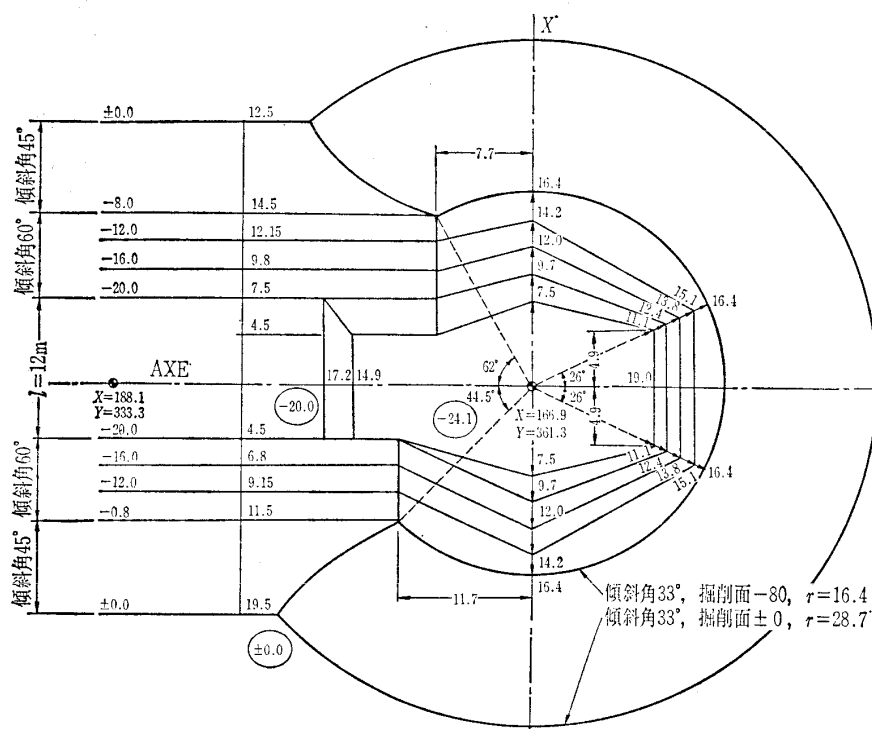


図-3 掘削施工平面図

た。この掘削施工断面の概略図を図-2に、掘削施工平面の概略図を図-3に示す。

4. 掘削斜面の崩壊状況

掘削斜面の崩壊状況を図-4に示す。崩壊箇所は図-4に示すようにすり鉢形掘削部の東面に集中して6箇所が発生し、その崩壊規模は、1箇所の崩壊について幅10~18m、直高4.5~7mで表面はく離形に近い形状を示している。

掘削斜面崩壊発生は、図-4に①で示した工事用進入道路南側の切土斜面から始まり、①地点の崩壊が発生してから24日目から43日目にかけて、日が経つに従って図-4に②~⑥で示したように崩壊位置が西へ向かって移動した。これらの崩壊が発生したのは、いずれも掘削深さがG.L.-8mに達し、この深さにおける施工の最終工程に当たるのり面仕上げとりの尻部の掘削土砂排出作業中であつた。したがって崩壊底部はG.L.-8mの位置である。

また崩壊直前の掘削斜面傾斜角は、①の工事用進入道路部分で45°、②の進入道路とすり鉢形本体掘削部との境界

部分で33~45°、③~⑥のすり鉢形本体部で計画どおりの33°であった。なお崩壊はこれら①~⑥地点以外では発生していない。

5. 現地調査の方法と結果

(1) 調査目的と調査方法

現地調査の目的は、今後の崩壊予知や再発防止対策を立案するために、掘削斜面に発生した崩壊の真の原因を把握することである。掘削斜面に崩壊が発生するためには、素

因すなわち必要条件と誘因すなわち十分条件が必要であり、崩壊が発生したことは両条件が同時に満足されたことを意味する。したがって調査方針としては、まず素因の洗い出しを行い、次に誘因を検討することにした。ここでは斜面の崩壊が特定の位置においてのみ発生している事実に着目し、「①掘削斜面全体に見られる地質状況調査」と崩壊面に鏡肌が見られることから、「②掘削斜面に見られる代表的地質分離面の調査」ならびに重力作用以外に誘因として考えられる「③周囲の地下水状況調査」を調査項目として取り上げた。

(2) 調査結果

調査結果を上記の項目別に述べると以下ようになる。

① 掘削斜面全体に見られる地質状況

工事用進入道路および本体掘削部の掘削斜面全体の踏査を行い、次のような結果を得た。

- a) 工事用進入道路切土面において、第1と第2小段の間のG.L.-5m付近の斜面に、ひび割れ面が東から西へ緩い下り傾斜で比較的良好な連続性を示して存在し、第2小段下のG.L.-8.5m付近にも、上記のものとはほとんど同じようなひび割れ面が上記のも

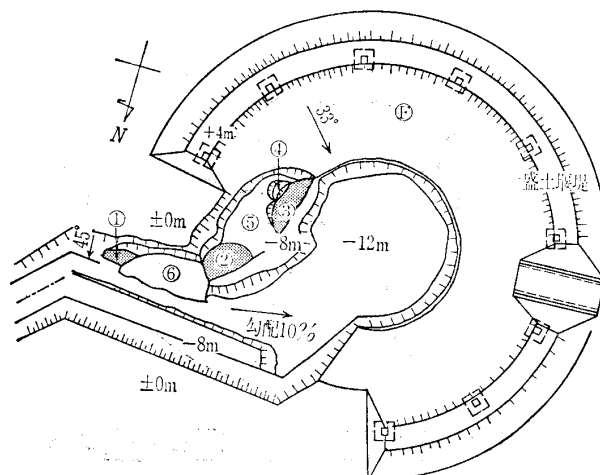


図-4 掘削斜面崩壊位置

No. 1714

のとはほぼ平行に存在している。

b) すり鉢形本体南側切り斜面から西側切り斜面にかけて、G.L.-8 m に設けられた第2小段の下方に、時計回りに緩い下り傾斜の地層境界面が2層観察される。この地点の土層はおおむね、この境界面に平行な緩傾斜の成層構造を成しているものと考えられる。

c) 図-1 に示す第II層の掘削斜面上には、崩壊のほかに薄い表層はく離程度のひび割れ上端線が比較的良好な連続性をもって存在する。

d) 表面崩壊を発生する可能性があると考えられるような掘削斜面の膨らみ出しが多くの地点で観察される。

② 掘削斜面に見られる代表的地質分離面の一般的性質
掘削斜面に現れている各種の地質分離面のうち代表的なものについて、走向・傾斜をクリノメーターによって測定した結果は以下のようなものである。

a) 掘削斜面に見られる地質分離面を特徴別に分類すると次の4種類になると考えられる。

(1) 掘削に伴う水平方向抵抗力の消滅または減少すなわち応力解放と、表面乾燥が原因で顕在化したものと考えられる高角度分離面。

(2) 現地盤が生成されたときの積層面と考えられる傾斜角が非常に小さな低角度分離面。

(3) 走向約N75°W、傾斜約50°Nの地質分離面。

(4) 走向約N30°E、傾斜約40°Nの地質分離面。

調査したこれらの地質分離面を図-5のシュミットネット上に表示した。

b) 上記(1)~(4)の分離面のうち、(2)の高角度分離面にはマンガン含有物と考えられる黒色の薄い沈積膜が付着しているが、他の分離面には最大厚さ6 mm 程度の石膏の晶結層を挟在しているものが多い。

③ 周囲の地下水状況調査

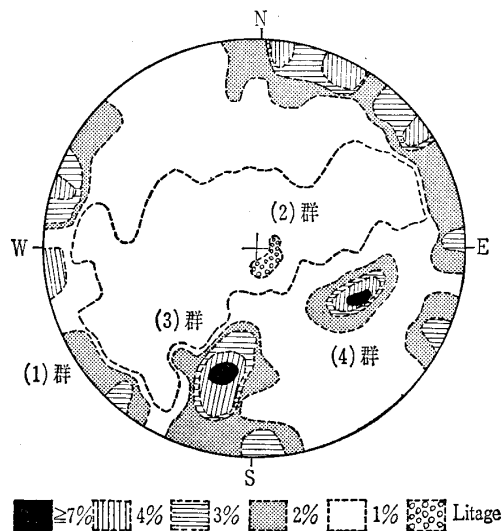


図-5 地質分離面のステレオネット

周辺地域の地下水の存在については、前記のフランスの調査会社の土質調査の報告書に工場敷地内で地下水の存在は確認されなかった旨が記載されている。また、著者らの調査時点にも周辺地域に地下水の存在は確認されなかった。

6. 調査結果の解析と斜面崩壊原因の推定

(1) 掘削斜面崩壊の特徴

掘削斜面の崩壊面を詳細に観察すると、崩壊面は一つの面で形成されているのではなく、複数の面が組み合わさって、すべり面を構成していることが分かる。それら複数の面の各々について、その走向・傾斜を測定すると、その測定値は掘削斜面上において調査した代表的地質分離面の走向・傾斜に一致していることが確認された。すなわち、崩壊は地盤内に既に存在している地質分離面に沿って発生したものと考えられ、これらの調査結果から掘削斜面崩壊の素因は、地盤中の地質分離面の存在であると判断される。

(2) 斜面崩壊の機構と滑動可能部位の特定

調査地点では、乾燥を主因とする風化の進行が著しく、掘削後の時間経過にしたがって特に(1)群の高角度地質分離面が開口し、その開口幅も増加していく様子が観察された。したがって前節に記述した崩壊の観察結果をも参照して、この地点における斜面の崩壊は、(1)群の高角度分離面を伴った(3)群あるいは(4)群の地質分離面に沿うものであると判

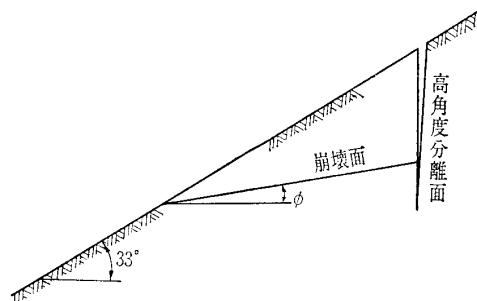


図-6 斜面崩壊の模式図

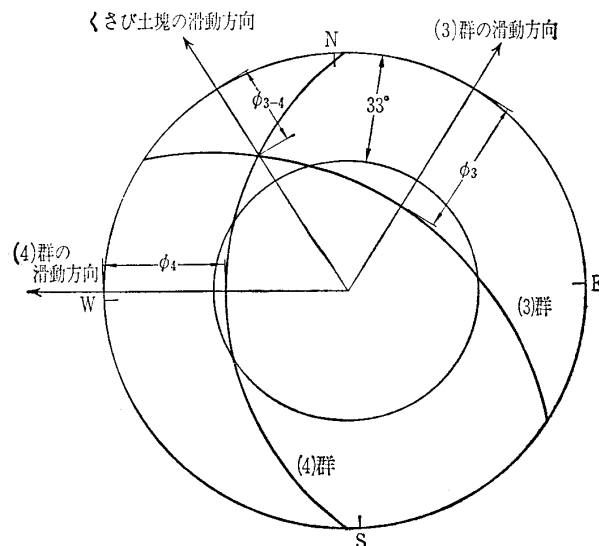


図-7 斜面崩壊の可能性

断した。

地質分離面に沿った土塊の滑動を伴う斜面の崩壊は、地質分離面の走向・傾斜と斜面の走向・傾斜の相対的な位置関係によって決まる。図-6に上記のように想定した斜面崩壊の模式図を示す。すなわち高角度地質分離面を伴う斜面の崩壊は(3)群あるいは(4)群の地質分離面の傾斜が斜面の傾斜より小さい場合に発生する可能性がある。図-7にステレオ投影手法に基づき、(3)群、(4)群に属する地質分離面をそれぞれ大円表示した。一方、この掘削形状の特徴として切土斜面がすり鉢状であり、斜面の走向があらゆる方向を向いていること、さらに工事前仮設道路も図-4に示すように屈曲しており斜面の走向が変化にとんでいることが挙げられる。33°の傾斜のすり鉢状の斜面の方向を図-7中に実線の同心円で示した。これをみると、(3)群の勾配 ϕ_3 と(4)群の勾配 ϕ_4 とはいずれも切土面の勾配よりも大きく、図-6のような崩壊パターンは示さないといえる。また、(3)群、(4)群のいずれかの地質分離面に沿う滑動は、切土面が凹の曲率を有しているため三次元効果が著しく、側方抵抗が大きくなるので滑動の可能性はさらに小さくなる。

次に、(3)群と(4)群および(1)群の高角度分離面から構成されるクサビ状土塊について考える。このクサビ状土塊の滑動方向は図-7に示すとおり、(3)群および(4)群の大円の交線方向となり、またその勾配は図の ϕ_{3-4} となる。 ϕ_{3-4} は明らかに ϕ_3 、 ϕ_4 のいずれよりも小さい。図-7に示されるように ϕ_{3-4} が33°より小さい場合に図-6に示す崩壊が生ずる(Hoek and Bray, 1977)。図-5に示した(3)群、(4)群に属する地質分離面をウルフネットを用いて図-8のステレオネット上に大円表示した。同図には先の手順に従って求めた滑動の可能性のある切土斜面の走向の範囲を示した。この結果に基づいて崩壊の可能性のある部位を特定したものが図-9である。ただし ϕ_{3-4} は33°に近い場合崩壊ははく離状あるいは表層崩壊程度のものであると思われる。

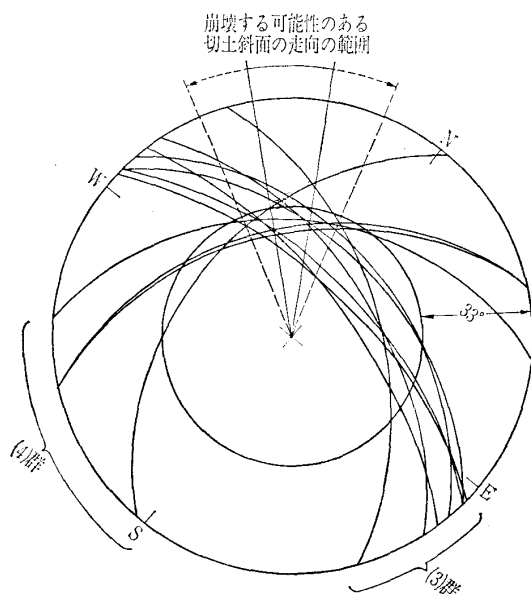


図-8 崩壊する可能性のある切土斜面部位の特定

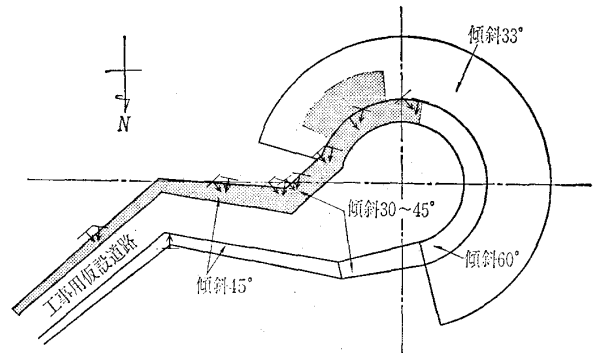


図-9 崩壊の可能性のある掘削面部位

る。以上の結果は図-4に示す崩壊事例と極めて良く合致していることが分かる。

その時点でまだ掘削が行われていなかった傾斜が60°の円錐部においても上記と同様の検討を行うことにより滑動の可能性のある部位の特定を行い、アースアンカー工法、部分置換工法などによる対策工を提案した。なお対策工の詳細は本稿の趣旨ではないので、ここでは触れない。

(3) 地質分離面と崩壊発生の可能性

掘削斜面に対して図-6に示した状態に関して数量的に安定性を判定することは極めて困難である。その理由は、掘削斜面が最も不安定状態になるのが、無に近いような小さな引張り抵抗力しか有しない高角度分離面によって土塊が切り取られる場合と考えられるが、その高角度分離面が、どの深さまで開口しているか把握することができないからであり、一方、この高角度分離面の開口深さを把握することが掘削斜面の安定性を評価する鍵であると考えられる。すなわち、例えば図-6に示すような崩壊面を想定した場合、高角度分離面の深さが2倍になると、崩壊面上の土塊重量はほぼ8倍になるのに対して、崩壊に抵抗する崩壊面の面積は4倍にしかならず、粘着力が滑動に対する抵抗力の主体となる土質材料、すなわちc材料であるならば、崩壊に対する安全率は約1/2に低減することになる。このような理由から高角度分離面の開口深さは、掘削斜面の安定性に支配的な要因となることが考えられるが、これは掘削後の放置による応力解放と乾燥収縮によって時間の経過に対応して増大するものと思われる、その開口深さを特定することは困難である。

(4) 崩壊面上のせん断定数の推定

崩壊面上のせん断定数を特定することは、前節の崩壊機構の推論で述べたように極めて困難であるが、これを何とかして特定しておかないと、再発防止対策工法を立案する場合に定量的検討ができなくなる。そこで、ここでは測量等の調査によって崩壊状態が比較的良好に把握されている図-4の⑤崩壊の場合を取り上げ、逆計算によって崩壊面上の粘着力とせん断抵抗角を求めることにした。

図-10は図-4の⑤崩壊の崩壊状態を示す平面図であるが、図中の数字は崩壊土塊上の任意点の地表面からの深さ

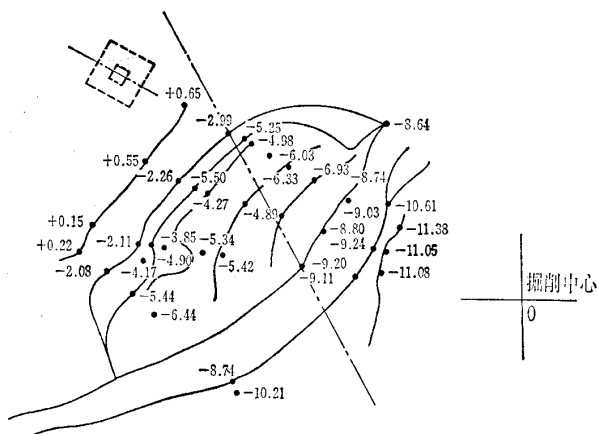


図-10 図-4の⑤崩壊の状況調査結果(平面)

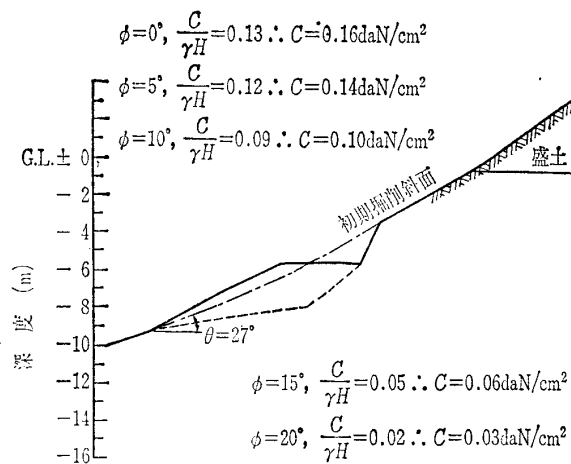


図-11 図-4の⑤崩壊の状況調査結果(断面)

を表示しており、図中の一点鎖線は図-11に示す崩壊状態の断面図を描くために選定したものであって、この部位における卓越した地質分離面の傾斜方向と一致させてある。なお滑動状況を詳細に観察した結果、滑動土塊はクサビ状であると判断されたが、現地で電算機が使用できなかったため近似的に単一の地質分離面に沿う滑動を想定して強度定数を算定した。

この図-4の⑤崩壊について D.W. Taylor の安定係数図を用いて逆算した結果は、せん断抵抗角を $\phi_u=0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ$ とした場合、粘着力 c_u は次のようになる。

$$\phi_u = 0^\circ \text{ のとき } c_u = 0.16 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi_u = 5^\circ \text{ のとき } c_u = 0.14 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi_u = 10^\circ \text{ のとき } c_u = 0.10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi_u = 15^\circ \text{ のとき } c_u = 0.06 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi_u = 20^\circ \text{ のとき } c_u = 0.03 \text{ kgf/cm}^2$$

これらの ϕ_u と c_u の組合わせのうちから1組を選定しなければならぬが、ここでは我が国の通産省工業技術院地質調査所に該当するチュニジア政府機関が1977年ころに実施した近辺地域の地質調査報告書に示されていた土の三軸圧縮試験結果を参考にして、第三層の掘削斜面崩壊に係る地質分離面上のせん断定数を、 $\phi_u=5^\circ$ 、 $c_u=0.14 \text{ kgf/cm}^2$ と判断した。

7. あとがき

我が国のように国中どこへ行っても大概の土質試験が可能な状態にある国と異なり、中近東やアフリカあるいは東南アジア等の発展途上国の大都市から離れた地域において

は、工事中に土質工学的問題が生じた場合、短い時間で解決を図ろうとすると、土質工学関連のみならず他分野関連の持っているすべての知識を網羅して、いろいろな知恵を絞り出さないと定量的な検討による解決ができないことが多い。また、ほとんどの場合は電算機を容易に使うことができない。したがって計算に頼るときは、できるだけ単純な方法を探らざるをえないことが多い。ここに示した調査例は、そのような典型的例と考えられるものである。

この工事については、上記の調査結果に基づいて再発防止対策が立案・設計・施工されて、現在は工場施設が完成し問題なく稼動していることを付言しておく。

最後に、この調査に当たり、川崎重工業㈱鉄構・機器事業部吉川忠一氏に一方ならぬご支援をいただいたことを付言し、謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) Akili W.: Some properties of remoulded carbonate soils, Soil Mech. Found. Eng. 10th Int. Conf., Vol. 1, pp.537~542, 1981.
- 2) Filliat G.: Analyses et essais de sols en laboratoire, p. 195.
- 3) Hoek E. & Bray J.: Rock Slope Engineering, The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1977.
- 4) Sembenelli P.: Secondary movements during excavations, Proc. Int. Congr. Rock Mech. 4th 790902, Vol. 3, pp. 397~400, 1979.
- 5) Sotiropoulos E. & Cavounidis S.: Cut and cover construction on unstable slopes, Proc. ASCEJ Constr. Div., Vol. 106, No. 4, pp. 585~597, 1980.

(原稿受理 1987.3.6)