

第三紀層における長大切取斜面の崩壊の実態について

齋藤二郎 東正泰
木村薫

Observation of Slope Failures on a Tertiary Deposit

Jiro Saito Masayasu Higashi
Kaoru Kimura

Abstract

The Tertiary deposits in Japan are distributed in the form of hills along coastlines, at the fooths of mountain ranges and between alluvial plains and mountains.

The problem of slope failures occurring in areas of Tertiary deposits both natural and excavated must be faced in many fields of human activity, particularly, civil engineering. In housing developments in suburbs in recent years, largescale earthmoving with cutting of long slopes are planned and done in short periods with large construction equipment.

As indicated by the above, the engineering characteristics of Tertiary deposits cannot be ignored. From this viewpoint, it is reported here the representative cases of slope failure occurring in Shizuoka and the natures of Tertiary deposits and the problems of slope failure are discussed.

概要

日本の第三紀層は、海岸に近いところとか、山脈の周辺部や、または沖積平野と山脈との間に、丘陵状の山地のような地形で分布し、他の地質や岩石と異なり、人間社会との接触を持つことが多く、特に最近では、大型デベロッパーの都市周辺への進出が著しく、大規模な宅地造成が大型建設機械の導入などによって、きわめて短期間に計画、実施される傾向にある。これに伴ないままにあまり考えられなかった長大切取斜面の施工が非常に多くなってきている。その地氾りをおこしやすい性格が、土地利用の上で大きな意味をもっていることを見逃すわけにゆかない。

このような観点から静岡市郊外における用地造成工事において最近発生した、長大切取斜面の崩壊事例をとりあげて、第三紀層の特徴、その他地上り崩壊現象に関する諸問題について考察をおこなった。

1. まえがき

静岡・清水両市の地元企業の流通機構の合理化の一端として計画された静岡総合卸センター用地造成工事は、造成面積 24万 m^2 の大部分が第三系丘陵地と河川によってはさまれた、典型的なオボレ谷地形を呈する沖積層の上に計画された。沖積層はドレーン工法を主体とする地盤改良工法が施工され、盛土約100万 m^2 については、隣接する第三系丘陵地を切土することによってまかなわれた。これらの山の尾根の切土に伴ない、用地内に大規模な5つの切取斜面（以下M1, M2, M3, M4, M5と呼ぶ）が計画された。

当地域は、糸魚川・静岡構造線に沿った第三紀中新世静岡層群が、図-1, 2 に示すように、静岡市周辺に広がる沖積地に没する末端附近に位置している。

この地層のおもな岩石は頁岩、砂岩、凝灰質砂岩、膨潤性の泥岩などの互層をなしている。表層において

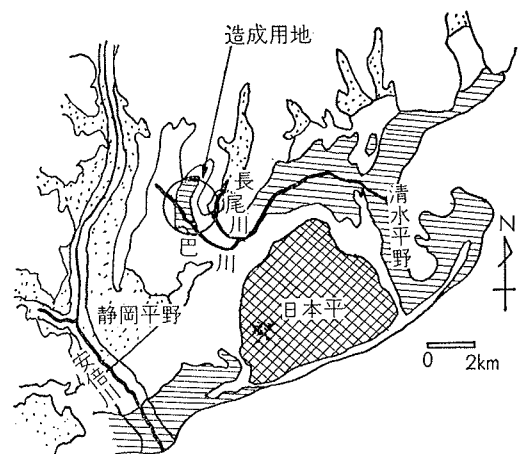


図-1 静岡総合卸センター用地位置図

(図中横線部は標高7m以下、白色部は7~15m、砂目部は15m以上、格子縞部は丘陵地、アミ目部は山地)

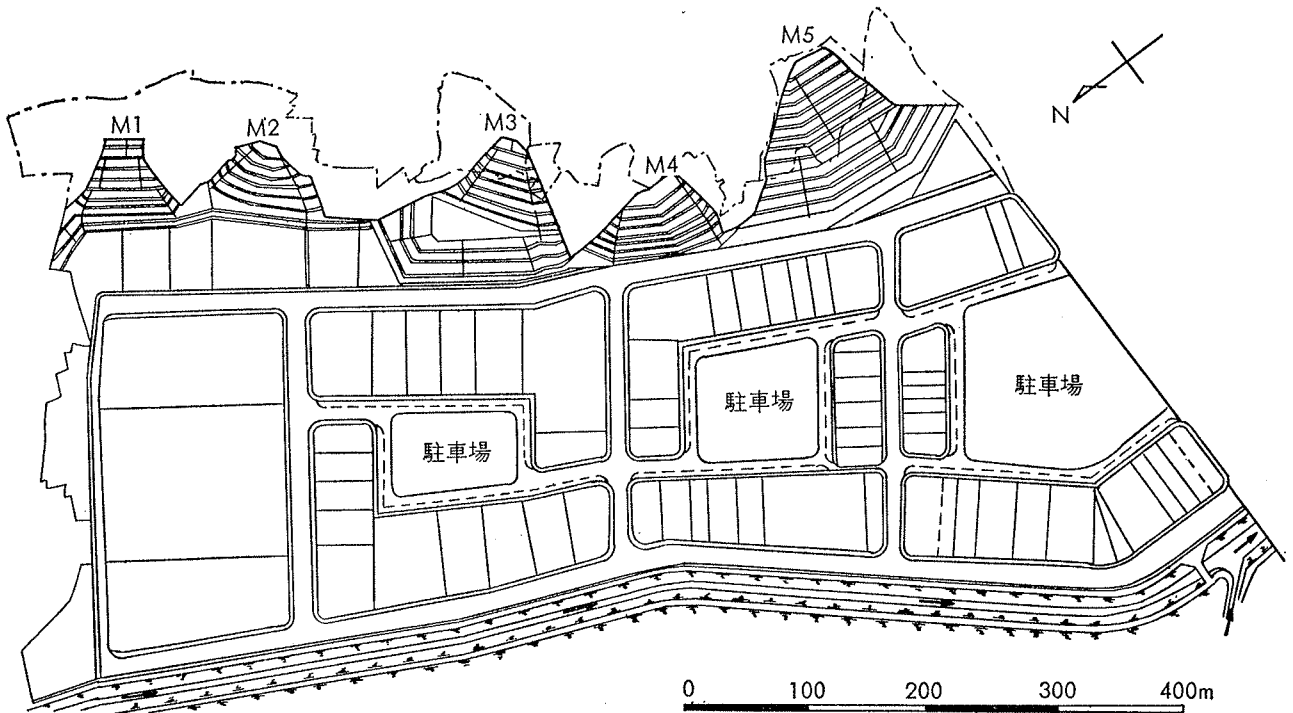


図-2 現場平面図

風化が相当進んでおり、下部についてはかなり堅硬ではあるが、風化作用で部分的には多少軟質化しており、節理、亀裂にそって吸水膨潤性の著しいモンモリロナイト系の粘土鉱物を主とする狭在物がある。

この建設工事とともに、昭和47年4月にM3において斜面崩壊が発生(M3-1stと呼ぶ)、昭和47年9月にM5において発生(M5-1st)、昭和48年1月にM3において再度発生(M3-2nd)、昭和48年5月にM5において再度発生(M5-2nd)、昭和49年7月にM3において再々度発生(M3-3rd)しており、他のM1, M2, M4についても、また対策をほどこしたM5についても崩落の懸念はあるわけであるが、現時点においてはその徴候は現われていない。

これらの長大斜面における切取り面の崩壊に関してなされた数々の原因を究明するための調査ならびに対策上の検討事例をとりあげて、第三紀層の特徴、その他地沁り現象に関する諸問題について考察をおこなう。

事例については、M3に関しては簡単に説明し、M5について詳細にのべたいと思う。

当初切取り面の基本計画としては、切取斜面の勾配を土砂の部分については1:1.3~1.5、軟岩部分については1:1.0、硬岩部分については1:0.8として、のり面保護工としては土砂部分は植生工、軟・硬岩部分にはモルタル吹付工、または間知ブロック積工とし

てのり高は5mとして、幅1.5mの小段にはすべてコンクリート製の排水溝を設けることになっていた。

2. 事例 M3

崩壊状況および崩壊時の降雨記録は、図-3, 4, 5, 6, 7に示すように、対策工としてとられたのり面勾配をゆるやかにすることによって斜面を安定させているにもかかわらず結果的には大きな崩壊が大降雨時に再度発生しているところに、第三紀層の特徴があるのではないかと想定される。

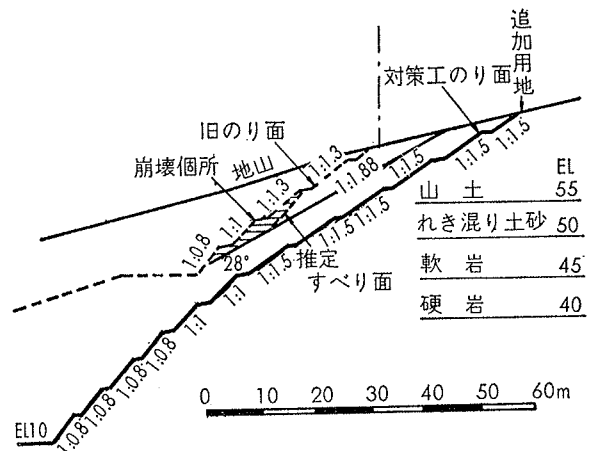


図-3 M3-1st のり面崩壊および対策工断面図

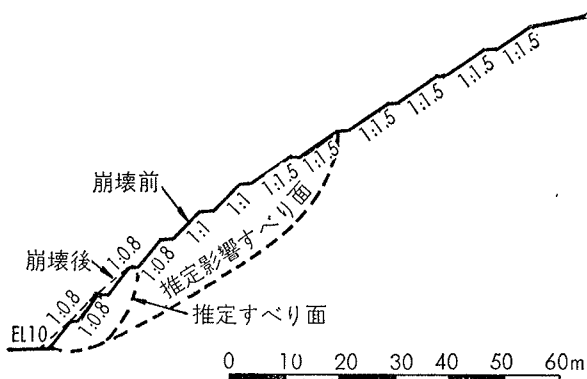


図-4 M3-2nd 崩壊状況断面図

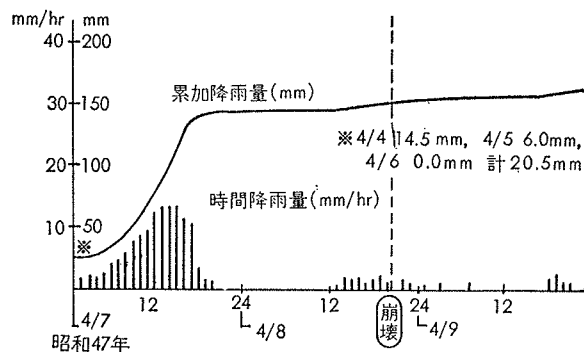


図-6 M3-1st 降雨記録

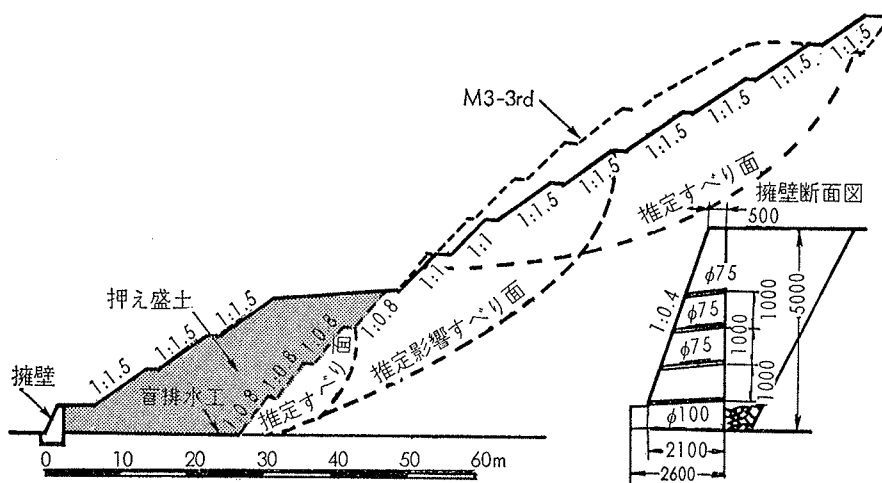


図-5 M3-2nd 対策工と M3-3rd 崩壊状況断面図

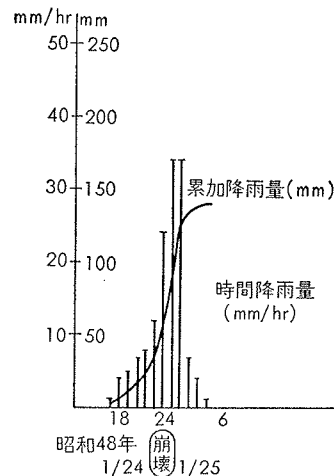


図-7 M3-2nd 降雨記録

3. 事例 M5

3.1. M5-1st

昭和47年1月より掘削に着手して、同年9月には約26万 m^3 を切土し、最下段の間知ブロック積を残して、植生工、モルタル吹付工、ブロック積工およびのり面排水工を完了して、一応設計、施工上問題なく進んでいた。なお切取土工事は、すべて重機械によっておこない、硬岩掘削もリッパー作業が可能であった。

崩壊は図-11の降雨記録図のように、時間最大雨量を記録してから約12時間の時間差をおいて9月16日未明に突発的に発生した。

崩壊状況および規模は写真-1、図8、9、10のように最大長130m、最大幅140m、高さ55mの下部が大きく開いた範囲であって、崩壊断面積2,200 m^2 、崩壊土量182,000 m^3 の大規模なもので滑落差の最大落差5m、のり尻の水平移動量は18mに達し、隆起高さ3mにおよんでいる。

崩壊原因の究明と対策工法の策定を対象として踏査、弾性波探査およびボーリング調査をおこなった結果に

もとづいて、その崩壊原因と機構について考えてみる。

のり面を構成している岩石は全般にわたって亀裂が発達し、亀裂間はかなり開口している状況にあった。しかし、切取りによって上載荷重が軽減されて、のり面下の亀裂の開口の度合は従前より増大していたことは、他の切取りのり面同様に予想されることである。

一方、のり面の上部には、すべり発生後に初めて確認されたことであるがのり面の北縁を通る小断層（落差はあまり大きくないと推定され、破碎帯の幅も数cmから10数cm程度）が存在していた。この程度の断層では事前に発見することはほとんど不可能であり、さらに奥にも発達している可能性は十分にある。

地層の層理面は、のり面正面よりみて左前側にゆるく傾斜している（N70°E、15°NW）。

断面における表面変位の大きさの方向およびボーリング調査によって認められたもっとも破碎空隙の多い透水の著しい深さから推定されるすべり面から明らかなどおり、せん断抵抗のもっとも大きくなるべき土被りの大きい範囲は、崩壊前には第三層に相当する部分

に当たっている。IおよびII層は元来III層よりも強度が小さく、土被りも小さいためにすべり面全体の抵抗に占める割合は大きくない。しかも、その位置には断層が存在していることもあって、引張りゾーンでもあるため大きな抵抗力を持っているとは考えにくい。これに比べて、圧縮ゾーンに当たるIII層はきわめて大きい抵抗力を発揮していたものと想像される。しかし、このゾーンのすべり面の傾斜は、ほぼ地層の層理面と平行になっている。

すべりの直接的な原因となったのは、これらの地質構造と力学的なバランスを破った集中豪雨であることは経験的にも明白であるが、主としてせん断に抵抗していた圧縮ゾーンの抵抗力は亀裂面あるいは、層理面に作用していた内部摩擦による力が降雨によってどの程度低下したかを推定するために分割法によって安定計算をした結果によると、雨水による浸透水の水圧を考慮しないですべりせん断面における安全率を1とした場合に、水圧が作用してきた時の安全率は0.82に低下することがわかった。すなわち、すべり前の斜面の安全率は断面に仮定した程度の水圧が作用した時に、約20%も低下することを示している。なお、仮定した水位は、崩壊後の調査時点における両脇の沢の浸水状態より推定したものである。経験的にみると、III層の亀裂面あるいは層理面に沿ったせん断抵抗角は計算によって逆算された30°前後よりやや大きく、35°ないし40°と判断されるので、集中雨によってもたらされた間隙水圧の上昇はもっと大きかったことが考えられる。

これらを総合的に判断して、すべりの発生に至る機構は集中雨により、のり面上部の風化の進んだI、II層が水を含み、断層面に沿って小亀裂を生じた。そのため亀裂にさらに雨水が浸入して、断層面および層理面に沿って深部のIII層にまで浸透して、徐々に間隙水圧が上昇した。最大降雨強度から数時間遅れて、もっとも大きなせん断抵抗を発揮していた部分に浸透水が到達して間隙水圧が急上昇し、せん断抵抗の減少が引き起こされ、大規模な崩壊にいたった。浸透が開口亀裂

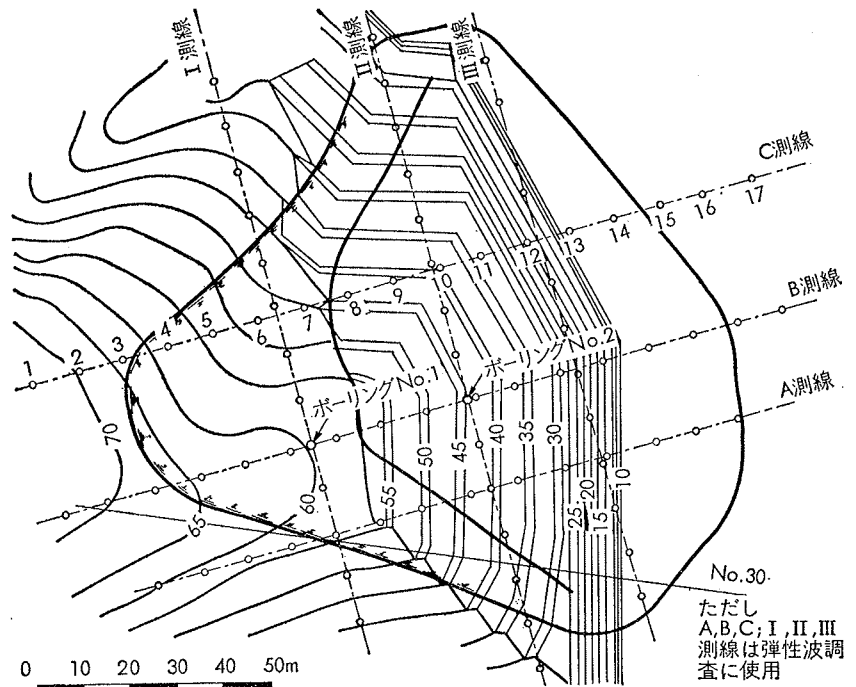


図-8 M5-1st 崩壊状況平面図

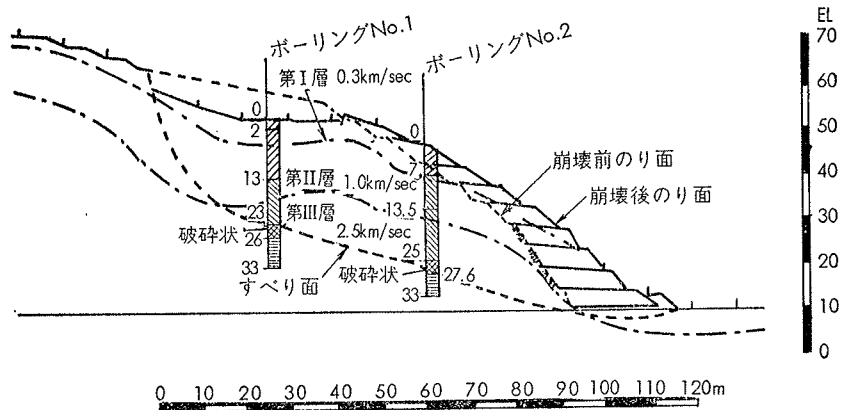


図-9 N5-1st 崩壊状況断面図 (B測線)

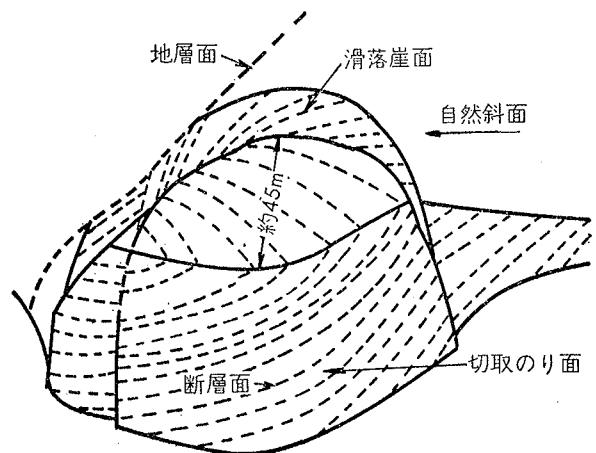


図-10 M5-1st 崩壊状況模式図

に沿っておこったとすると、途中での水頭損失は一般の土砂の中におけるよりもきわめて低くなるため、局部的には全水頭に近い水圧を生じた可能性もある。

対策工としては、上記要因を考慮に入れて、風化帯におけるのり面の安定勾配を満足し、かつ下部の岩盤層中への浸透があっても、すべりを生じない岩盤の安定勾配を組合わせたのり面を造成することによって、図-12 のような断面とし平均せん断抵抗角 $\phi=35^\circ$ 、粘着力 $c=0$ 、単位重量 $\gamma t=2.0t/m^3$ として、浸透水圧が旧すべり面以上には上昇しないとした場合の安全率は 1.166 となり、かならずしも安全とはいえなかった。この程度の緩いのり面勾配とした場合に安全率を大きく左右するのは、のり面勾配よりも浸透水圧であるので、何らかの方法で予想すべり面まで水圧を低下させた場合に、安全率は 1.525 と求められた。先に示したように地下水は層理面、開口亀裂面に沿って浸透してくるものであるので、かならずしも連続した地下水面を形成しないと思われる。集水横孔を通して浸透水をカットするか、小口径の水平ボーリングによって集水孔を設けることも考えたが、その効果について疑問視する意見が強く、実施された対策工としては、用地、工費および工期などの観点から図-12 に示すようにのり面中腹に幅 10m の小段を設けることによって、のり面を 2 つに分けるという考えに立って、平均勾配 1:1.8 として、のり面保護工としては上部斜面は植生工、下部はモルタル吹付工、最下段はのり枠工を計画して、昭和 48 年 2 月より復旧工事に着手した。

3.2. M5-2nd

崩壊状況は、図-12, 13, 写真-2 に示すようにのり面切取が終了し、小段の排水溝、植生工も終了して、モルタル吹付、のり枠工の準備にかかっていた。図-14, 15 に示すように昭和 48 年 5 月 2 日に 67mm の降雨があり、4 日には冠頭部ならびにのり面右側の M5-1st の崩壊面とほぼ同一個所に幅 3cm 程度の亀裂を発見し、8 日には 72mm の降雨があり、移動が始まり、最大 2mm/h を記録したが、11 日には静止した。28 日 11 時より 29 日 8 時まで 103mm の降雨があり、29 日 1 時より再び移動が始まり、平均移動速度 12mm/h から徐々に加速して、14 時頃停止したかに見えたが再び加速して 16 時には崩壊に至った。

崩壊規模は、最大長 180m、最大幅 150m、高さ 80m の下部のやや開いた範囲で滑落崖の最大落差 15m、のり尻の先端隆起の水平距離は 35m に達し、先端は 5m 程度隆起していた。崩壊断面積 5000m²、崩壊土量約 50 万 m³ の大規模のものであった。

模式図に示すように滑落崖の落差が 15m 程度で、第

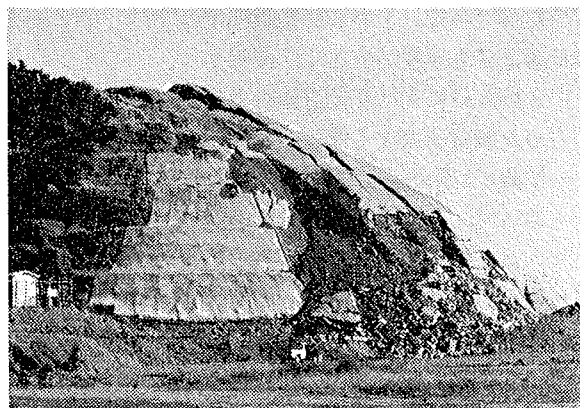


写真-1 M5-1st 崩壊状況

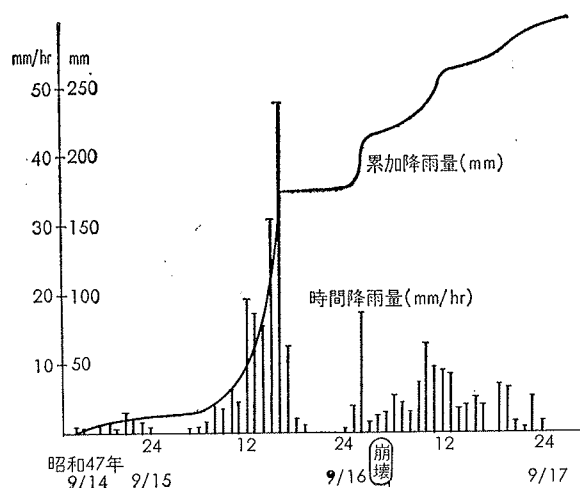


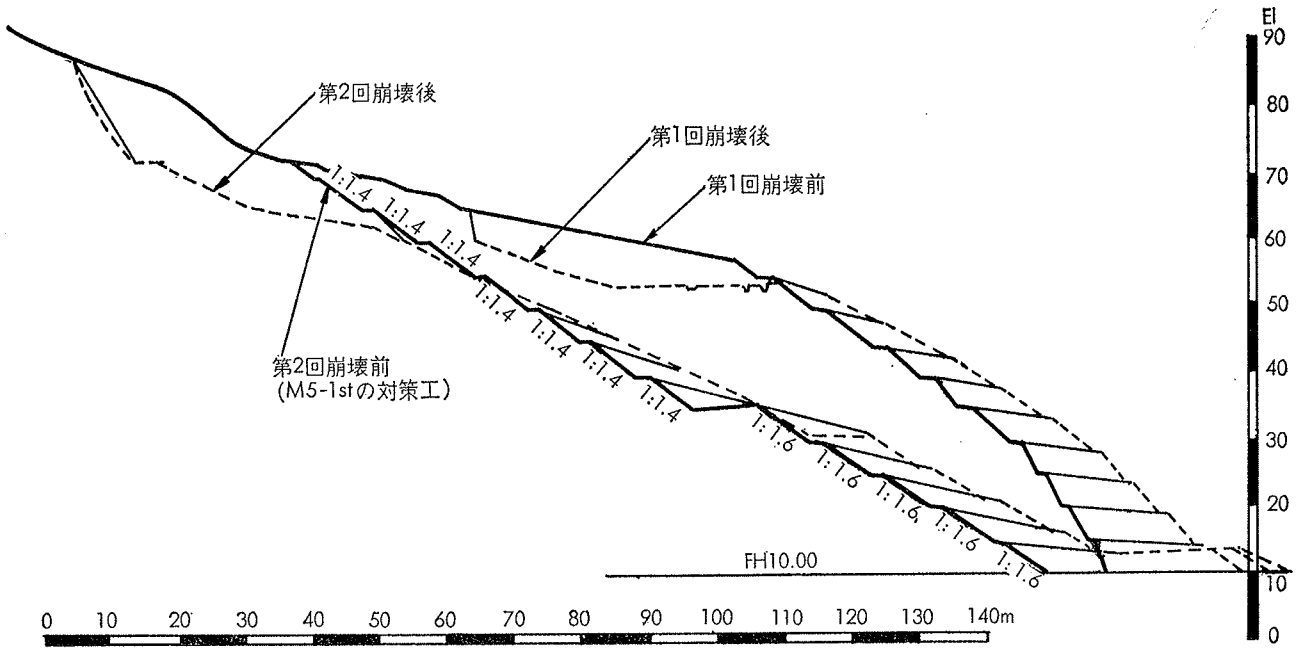
図-11 M5-1st 降雨記録

二次滑落崖が数段で 5m 程度あって、その直下は亀裂の多数発生した陥没状の個所があり、それより下は縦方向の圧縮亀裂の発達した緩傾斜をなし末端隆起部に至っている。右側の滑落側壁は M5-1st と共通のものになっていて、崩壊の方向は M5-1st が切取斜面とほぼ直角に移動したのに対して、今回は左側の沢を埋めるように移動している。これはほぼ地層の堆積面（層理面）の傾斜と一致している。

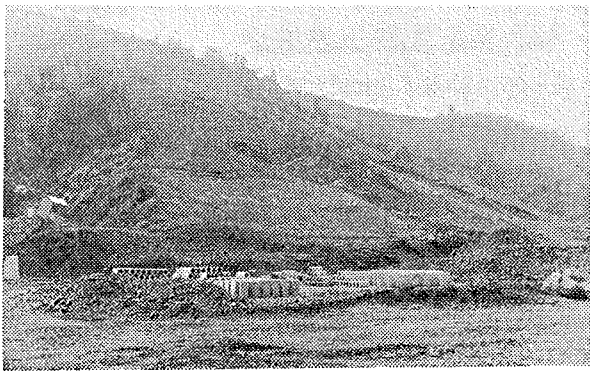
のり面はその上部において風化のかなり進んだ赤褐色土でところどころに風化の遅れた 10cm 以下の岩片が点在している。下部においてはかなり堅硬であるが、風化作用で相当軟化しており、節理亀裂に沿って粘土層を薄く挟み、基盤岩の走向は N70°E、傾斜は 15° NW 前後である。

のり面中央よりやや左部分に、M5-1st の調査において確認された断層の影響と考えられる大きな亀裂が現われているが、これは前回調査で推定していた断層の深部までの影響を裏付けるものである。

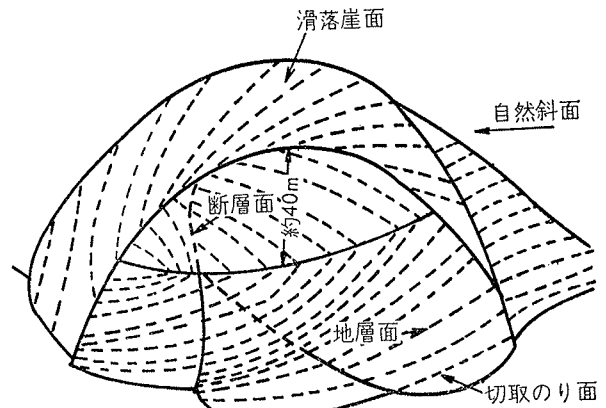
すべりの直接的な原因は、M5-1st と同様に、その



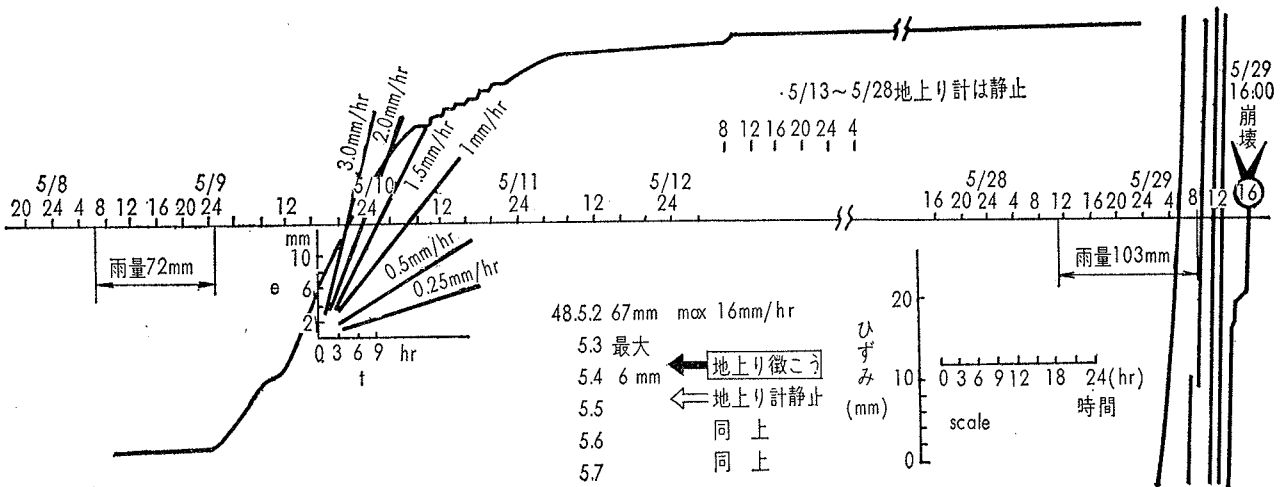
図一12 M5-1st 対策工断面図ならびに M5-2nd 崩壊状況断面図 (B測線)



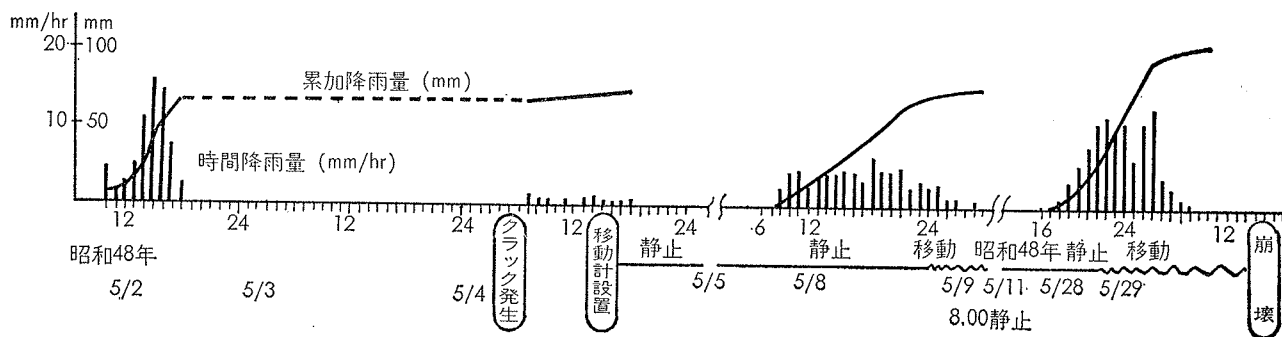
写真—2 M5-2nd 崩壊状況



図一13 M5-2nd 崩壊状況模式図



図一14 M5-2nd のり面崩壊自記記録データ (昭和48年5月4日~5月29日)



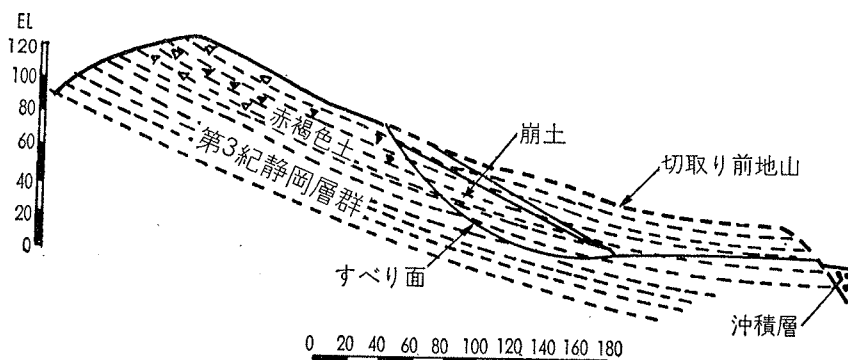
図一15 M5-2nd 降雨記録

地質構造と力学的なバランスを破った降雨であることは明白で、のり面勾配を 1:1.8 にしたり、中腹部に 10m 程度の小段を設けたことも安全率には大きく寄与しなかった。安定計算の結果からも、雨水による浸透水の水圧を考慮しないすべり前の断面における安全率を 1.0 とした場合に、水圧が作用してきた時の安全率は 0.68 に低下することがわかった。すなわち、すべり前の斜面の安全率は、断面に仮定した程度の水圧が作用した時には約 30% も低下することを示している。

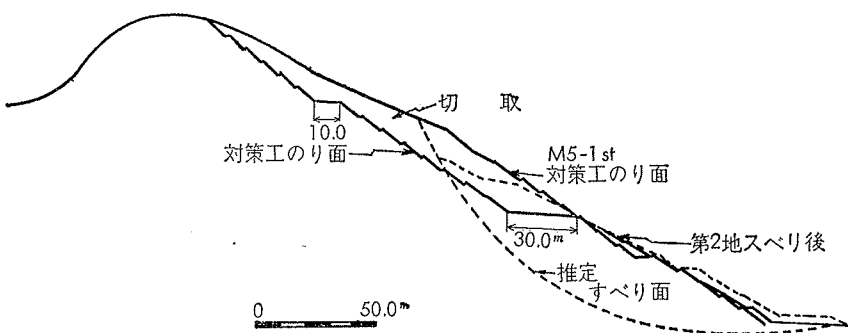
なお、水圧の仮定は亀裂発生時の状態の安全率を 1.0 とし、 $\phi=30^\circ$ を仮定して、トライアルによって決めた。すべりを生じてしまった時点ではすべり面に沿った排水性が良好になっているため、水圧の上昇はあまり大きくならないわけであるが、仮に崩土を取除いてのり面を切り直す場合には、同様の現象がさらに深部において発生する可能性はきわめて大きい。

これらを総合的に判断すると、すべりの発生に至る機構は、集中雨が崩壊崖面付近の風化の進んだ層および図一16に示すように、周辺の地形から判断して、山の裏側からも流れ盤になっている基盤岩の表層上をつたわって浸透してきて、最大降雨強度から数時間遅れて最も大きいせん断抵抗を發揮していた部分に浸透水が到達し、間隙水圧が急上昇して、せん断抵抗の減少を引き起こして、大規模なすべりを発生させた。

一方、地すべり運動を経験し地質的に風化の進行した風化作用をうけやすい地塊内では、岩盤は破碎されて、大小の岩塊や礫や土砂をゆるく堆積した岩層 (detritus) と同様に、浸透水さえなければかなりの急勾配のり面を維持できるが、ある限度以上の浸透をうけ



図一16 M5-2nd 崩壊概念図



図一17 M5-2nd 対策工断面図

ると地質の風化作用による軟弱化と相まって過剰間隙水圧の発生により崩壊にいたるわけである。

崩壊の終了した時点で土塊は一応安定を取り戻してはいるが、岩の破碎、亀裂はさらに進行し雨水はすべて浸透して、土塊の強度低下はさらに進行するものと考えられる。また、冠頭部より上方の軟弱な赤褐色土層を主とする地域は脚部を除かれたことにより不安定化して地すべりを拡大する可能性はきわめて大きい。

対策工としては、上記要因を考慮に入れると同時に用地平面計画の変更を最小限にすることを前提として考えて、図一17に示すように、末端隆起部分に押し盛土を行なうと同時に、第一次滑落崖下の亀裂の多発している陥没部分の土塊の除去を行ない、斜面勾配は安全率が 1.2 ないし 1.4 になるように設計する。冠頭部より上部の土については、滑落崖付近との関連および

跡地利用の観点から、その切取勾配を決定した。のり面の処理の方法としては、亀裂は埋めて十分転圧整形して、地表面の排水工を設けて、植生工を行ない、のり先については、柔構造ののり砕工とした。

4. 岩石の物理特性

この地層の地沁りに関連しているおもな岩石である頁岩（膨潤性の泥岩も含む）、砂岩について含水比を測定したところ、自然状態で25～30%、10～15%、吸水状態で80～35%、15～20%と自然状態でも相当な含水状態であり、しかも、吸水量も10%前後と、かなり大きい特徴がある。特に頁岩については吸水状態では完全に粘土と同じ状態を呈して、指先でもみつぶすというような小さな外力によって完全に粘土状になる。

また、X線分析した結果についても、頁岩については、三層構造を有し、その層間結合が弱く、水和性が高く、水による膨潤性のきわめて大きいモンモリロナイトと同様のパーミキュライトの存在が確認されている。このことは、斜面切取りに伴ない応力解放による吸水膨潤によって強度低下すると同時に乾湿のくり返しによって風化に対する耐久性が弱まるなどの斜面崩壊の要因を多く含んでいる。

5. 地層と地沁りとの相関

第三紀層においては地沁りがおこりやすいことも事実であるが、地沁りのおこっていないところも多くあるわけで、当事例の周辺地域の切取り斜面についての踏査観察した結果から、次のことが言えそうである。すなわち、地沁りは頁岩を主とする地層か、あるいは頁岩と砂岩の互層の地層の上におこりやすく、特に流れ盤の個所には小規模の地沁りが起こりやすく、これ

が大規模の地沁りを誘発する原因となっている。一方、砂岩や砂質頁岩を主とする地層の上にはおこらない。特にさし目状の個所については相当の急勾配の切取り斜面でも崩壊は発生していないので大規模の地沁りの発生する可能性もきわめて少ない。この傾向は、高野秀夫氏の新潟地方における第三紀層の地沁り調査研究結果を裏付けるものである。

6. 今後の問題点

第三紀層が人間社会との接触をもつことが多い現状にあって、土地利用が進んでいる反面、地沁りをおこしやすいという性格を持っている。斜面造成計画はさらにこれらの傾向を助長するものであるから、この計画には細心の注意を払って被害をなくするようにつとめなければならない。

この事例でもわかるように、一旦斜面崩壊をおこすと、斜面勾配の修正工程では、さらに大規模な崩壊を誘発する可能性を含んでいるので、計画着手前に十分な調査と、地下水排水を主体とする抜本的な対策工を考えることが必要である。

調査研究の方法としては、従来おこなわれている諸調査を効果的におこなうと同時に、地層別の岩質を特にとりあげて、粘土鉱物をはじめとする岩石特性について十分把握することが当面のテーマである。

参考文献

- 1) 東 正泰：日刊工業新聞社 施工技術 第6巻第11号 長大斜面の崩壊と対策工
- 2) 高野秀夫：柴田秀賢教授退官記念論文集，1967，pp. 361～366 新潟県地方の地すべり