

土木研究所資料 第 1383 号

急傾斜地崩壊の実態とその対策(その2)

昭和53年 3 月

建設省土木研究所
急傾斜地崩壊研究室

ま え が き

わが国においては、毎年のように全国各地で、急傾斜地の崩壊が多数発生している。そしてその急傾斜地の崩壊によって、多数の尊い人命が失われたり、人家や公共施設などの財産が破壊されたりという被害を受けている。

わが国は、地質が若くかつ激しい地質構造運動を受けており、脆弱な地質と急峻な地形から成っているため、崩壊しやすい急傾斜地は全国至る所に存在している。またわが国は、人口の割に国土が狭いうえに国土の3/4を山地が占めているため、危険な急傾斜地に近接して高度な土地利用がされている。そのため一度崩壊が発生すれば、甚大な被害を受ける危険性が極めて高い状況である。しかも崩壊を誘発する原因となる豪雨や地震などに度々見舞われるため、毎年のように全国各地で急傾斜地の崩壊による災害が発生しているのである。

このように急傾斜地崩壊の問題は、国土保全あるいは開発において大きなウェイトを占めている。しかし、斜面を構成している地質・土質・地形などの素因が複雑で、誘因となる降雨・地震などが多様であるため、解明されなければならない問題が数多く残されているのが現状である。

本書は、急傾斜地崩壊の実態とその対策に関して、土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室が行なった試験調査の既往成果を主体として集録したもので、急傾斜地崩壊による災害を防止するための調査・対策を行なううえで役立てば幸である。

なお、本書は昭和48年3月に刊行された土木研究所資料第801号「急傾斜地崩壊の実態とその対策」の続編である。

目 次

まえがき

1. 千葉県で発生したがけ崩れ	1
2. がけ崩れに対する住民の意識	11
3. のり面工と斜面安定工指針について	19
4. 自然斜面の崩壊とその予知	33
5. 崖崩れに対する防災技術の現状と今後の課題	39
6. 斜面崩壊対策工の設計に関する一試算	45
7. マルチスペクトル写真による道路沿いの斜面調査	51
8. 伊豆半島沖地震における土木関係被害調査速報	65
9. がけ崩れに関連した降雨データの集計	75
10. シラス地帯の斜面崩壊対策に関する調査報告書	83
11. 大分県中部地震調査速報	169
12. 大分県中部地震調査続報	175
13. 台風5号、6号による高知・徳島の土砂災害	183
14. 斜面崩壊防止工の設計の現状	195
15. がけ崩れ・地すべり危険地予測のための数量化解析の適用	205
16. アメリカの地すべり・崩壊危険地予測の動向	213
17. がけ崩れの実態とその対策	221
18. 昭和51年7月の伊豆災害における被害調査速報	233
19. 台風17号による土砂災害	241
20. 斜面崩壊対策の現状	253
21. 近年の斜面崩壊にともなう土砂災害の調査結果	271
22. 崩壊土砂の流下距離	279
23. 斜面抑止工の外力算定について	287
24. 鹿児島市竜ヶ水の土砂災害	291
25. 急傾斜地崩壊関係文献目録	297

1. 千葉県で発生したがけ崩れ

大 々 保 駿
服 部 泰 英

土木技術資料 Vol. 15. No. 3
1973. 3

千葉県で発生したかけ崩れ

大久保 駿* 服部 泰英**

まえがき

昭和46年9月6日～8日にかけての秋雨前線および台風25号による豪雨によって、千葉県内に約7,760箇所におよぶかけ崩れが発生したが、その分布は図-1に示すように強雨域に集中している。千葉県内の地質は図-2に示すように、第三系が主体であり、その上に第四系の砂層、関東ロームが被っている。県中～南部にかけては大部分が泥岩、頁岩、砂岩、礫岩、凝灰質砂岩等の第三系であり、北方へ来るにつれ、この上を成田層とよばれる砂層および関東ロームがおおようになる。そして、第三系はしだいに沖積面下に没するようになる。房総半島は地形的にも清澄山～錦山に連なる山塊で2分され、南側がやや複雑になり、斜面は比較的比高の高い山腹斜面であり、北側は比高約50m程度の武蔵野段丘の末端に位置するものである。かけ崩れの形態もこのような地質的特徴に密接に関連している。

1. かけ崩れの特徴

1.1. ガケ崩れ発生の地質的特徴

かけ崩れ発生の地質的な特徴をみると、県中～東北部の関東ロームにおおわれた成田層のかけ崩れ、県中～南部の第三系泥岩地帯の山腹斜面のかけ崩れに大別できる。これらの地質的な相違、斜面の細かな地層配列、地形的な条件が結びついて種々のかけ崩れの形が見られる。崩壊の誘因はもちろん記録的な豪雨であるが、その他に、台風が房総半島に最も接近したところの風速、風向等が植生の状況ともからんでなんらかの影響を与えていると考えられる(図-3)。

成田層(砂層)の台地が多く分布する銚子地区では、成田層上の関東ロームはうすく、崩壊はほとんど表層土の滑落である。この地域の表層土の滑落には2つの形がある。その1つは、台地上端の表層付近の土層構成の不均一さがその近くの斜面に比べて著しく、地表より浸透した水が一時的に貯留され、これが原因となって滑落を起こしているものであり、他の1つは、成田層中に泥岩をはさまるような所で、不透水層である泥岩上面で浸透水が湧出し、表層を滑落させているものである。一方、銚子地区でも成田層上面が凹んだ地形を示し、関東ロームあるいは表層土が比較的厚く堆積している所では、崩壊

は若干厚くなるが崩壊発生頻度は低い。

小見川地区では銚子地区同様、成田層のみからなる斜面でのうすい表層土の滑落するのが多いが、泥岩は沖積面下に没しているため泥岩面上での湧水による崩壊はない。この地区の一つの特徴は、尾根状に突出した地形の所での崩壊が多いことである。この場合の崩壊もうすい表層土の滑落である。この尾根状部分での崩壊は風倒木が多いこと、風向と崩壊斜面の関係等から台風がこの地区に最も接近したところの風速、風向等による影響を強く受けている。銚子地区に比べ、地形の出入が激しい小見川地区では、風の影響を受けやすく風によって樹木が倒乱され、表層土を不安定にさせるとともに、雨水が土層中に浸透しやすくなったと考えられる。

第三系泥岩の分布する地域では泥岩の層理面の傾斜の方向によって崩壊の型が異なり、また、泥岩表面の風化の程度によっても異なる。泥岩の層理面の傾斜が斜面の向きと反対になっている所では、表面付近の亀裂沿いの降雨等による浸透水は容易に斜面外に出ず、風化泥岩層中に一種の地下水包蔵体をつくり浸透より貯留が多くなって、泥岩層にまで達する大きな崩壊が起る。一方、層理面の傾斜が斜面と同方向の場合は、泥岩の表面付近の亀裂沿いの浸透水は容易に斜面外に排水され、排水地点では表層土を不安定にし、表層土の滑落、あるいは泥岩上面の風化層の一部まで達する程度の崩壊が起こっている。また、泥岩面が風化して表層土と泥岩との境界が漸変して不明瞭の場合は、泥岩の風化の程度によって崩壊位置が変わってくるが、泥岩面まで達することは少なく、風化層中、あるいは風化層と泥岩の境界で崩壊すると考えられる。その他に、泥岩面と表層土の境界が極めて明瞭な所での表層土の滑落が見られる。

1.2 かけ崩れ発生の位置的な特徴

かけ崩れのはとんどの原因は降雨であるが、降雨にもとづく地表水、地下水あるいは地中への浸透水等の作用は、斜面の地表地形、斜面地盤内の基岩あるいは不透水層等の基盤面地形等の斜面そのものの持つ特徴と結びついて崩壊を起こさせる因子となる。

斜面の基盤面地形は、その地表地形を反映していることも多いが、むしろ地表地形に現われない変化を示すものもある。降雨時の崩壊が表面流による侵食の他、地盤中の間隙水圧の上昇、含水による強度低下、あるいは重量増、あるいは斜面途中での浸透水の湧水等が大きな原因であることを考えると、地表地形にも増して、基盤面

* 建設省土木研究所砂防部丘陵斜面崩壊研究室研究員
** 同 会傾斜地崩壊研究室

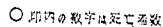


図-1 総雨量一がけ崩れ分布図



図-2 千葉県中～北部概略地質区分図

A 成田層（泥岩と介在する砂層）の崩れ

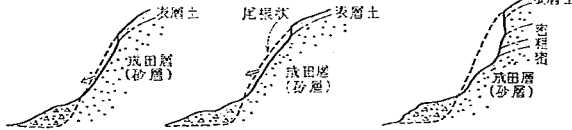


A-a 表層土の滑走

A-b 泥岩はさみ上層の表層土の滑走

A-c 泥岩ロームの厚い部分での崩壊

B 成田層の崩れ



B-a 表層土の滑走

B-b 尾根状部分の表層土及び砂層の滑走

B-c 成田層中粗な砂より上部の斜面の崩壊

C 第三紀泥岩地帯の崩れ



C-a 泥岩層理面の傾斜が斜面と反対の場合

C-b 泥岩層理面の傾斜が斜面と同方向の場合

C-c 泥岩と表層土の境界が明確な場合の表層土の滑走

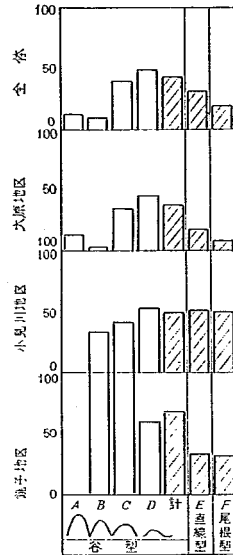


図4 かけ面の水平断面形式と崩壊発生率

図3 かけ崩れの地質的特徴

地形についても崩壊との結びつきについても十分知っておく必要がある。

千葉県内のかけ崩れのうち代表的な3地域（成田層台地末端部斜面の銚子および小見川地区、第三系泥岩から成る斜面の大原地区）で空中写真による地形判読¹⁾を行なった結果、谷型斜面、尾根型斜面、谷の尾根等の出入りない直線型斜面それぞれの崩壊発生率はそれぞれ42%、31%、19%となり、谷型地形をもつ斜面での崩壊発生率がきわめて高いことを示している。ここで崩壊発生率は、災害前の空中写真上任意にはば50m間隔にとった測線上の崩壊の有無で示してある。図-4にその結果を示してあるが、台風25号の風の影響を強く受けた小見川、銚子地区では、尾根型斜面での崩壊発生率もかなり高く、特に小見川地区ではどのような地形の所でもほぼ同程度に崩壊を起こしている。

一方、谷型斜面での崩壊発生率を谷の規模（等高線のわん入の程度）で4つに区分して比較してみると、谷の規模の小さいものは高く、いわゆる山ひだ程度にわずかにくぼんだ谷型地形の所での崩壊発生率はほぼ50%近い高率になる。ここで分けた直線型の斜面の中には判読

不可能な程度の局所的な小さな沢地形も含まれており、これらを合わせると小さな沢地形の所での崩壊がきわめて多いことがわかる。

大きな谷地形の所は、それが以前の崩壊跡地であったり、あるいは明瞭な浸食によって形成された地形であることが多く、基盤面との間にある崩壊に対して不安定な土塊の規模が小さいので、大規模な崩壊は起こりにくい。一方、地表面が小さくくぼんだような地形では、もちろん基盤面地形の変化とも関係するが、不安定土塊の規模も大きく、斜面表面から土層中へ浸透するに十分な地表水はこの小さな沢に沿って流れ、土層中への浸透量も大きく、したがって大きな崩壊を起こしやすい条件をもっているといえる。したがって、一連の斜面上でどの部分が崩れやすいかは、この地表面を見ることによって大雑把な検討がつけられる。

崩壊が起こる場合、その頭部の位置は、同様に写真判読の結果によると上・中・下部に分けると上部・中部に多い。一方、アンケート²⁾の結果では斜面の高さに対する崩壊の高さは、0.7～0.8程度である。この部分で斜面はその形状が凸から凹になる傾斜変化点付近となってい

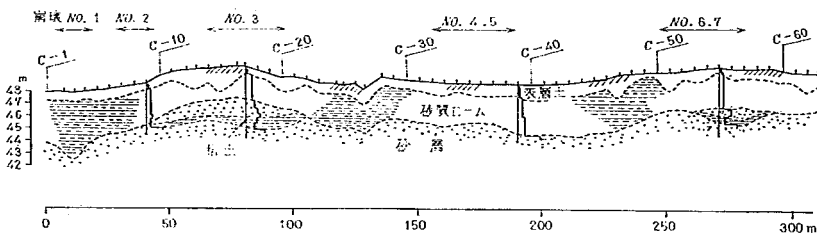


図5 成田層台地の地層断面図

ることが多く、このような所での崩壊が多いことがわかる。傾斜変化点より上部では、不安定な表層土は比較的多く残っているが、その下部では、表層土は落ちてしまっている。傾斜変化点は、地盤性状の変化する地点であることが多く、土中に浸透した水は、この地点でも下方への浸透がいくぶん悪くなると考えられる。したがって、つぎに述べるような基盤面調査を行なう場合は、この傾斜変化点付近に注目して測定場所を決めるのが望ましい。

地表地形のいかんにかかわらず、地中へ浸透した水は斜面地盤内の基盤面の形によって、その凹んだ部分へ集中する。図-5は、成田層台地の一連の斜面上に7個の崩壊が発生している鏡子地区で行なった調査の結果である。この台地面はほとんど平坦で、斜面上にも谷、尾根等の凹凸の少ない斜面であり、7個の崩壊は地形的条件よりもむしろ地盤内の性質の変化による影響を受けたものと思われる。調査は台地上端部を斜面に沿って簡易貫入試験およびスウェーデン式サウンディングを行なったものであるが、崩壊頭部が台地端部から起こっている崩壊 No. 3, No. 6, No. 7 の部分では表層土、砂質ローム土層、砂層、常総粘土層、砂層という土層構成を示し、その他の崩壊上部、あるいは崩壊していない斜面上では常総粘土層を欠いている。一方、斜面中腹に頭部をもつ崩壊は、成田層中に介在する泥岩層の位置とそこでの湧水により支配されているようである。地表地形の変化が少ないことを考えると、この地域での崩壊は、斜面上端付近の土層構成の異常、すなわち常総粘土層を介在するかどうかによってその位置を知ることができ、一方、成田層中に挟在する泥岩層のくぼんだ位置およびその湧水

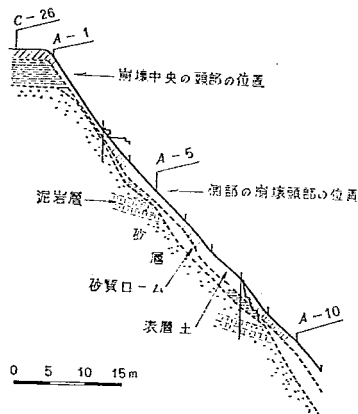


図6 成田層台地崩壊側部地質断面図

の程度によってその位置の推定は可能である。図-6に崩壊側部の縦断方向の地層断面図を示すが、泥岩層の上部で表層土～砂質ローム土層が厚く、泥岩層上で湧出した水により表層～砂質ローム土層がうすく滑落を起こしているようである。

一方、図-7, 8は、第三系泥岩の分布する地域で行なった簡易貫入試験調査の結果である。崩壊は大小5個起こっているが、No. 1～3の崩壊の頭部付近を連らねた測線上で簡易貫入試験を行なってその地層構成を調べると崩壊頭部付近では基盤である泥岩面がくぼんだ形をしているのがわかる。このような部分では、泥岩風化層、表層土ともに厚く、普段から浸透水が集まりやすい所で

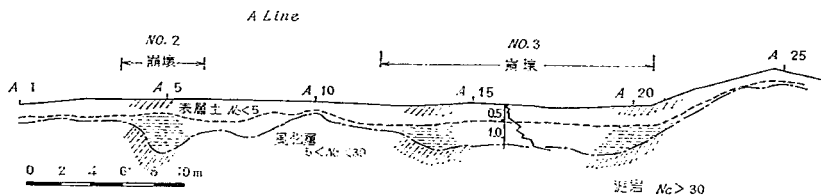


図-7 第三系泥岩からなる斜面上の地層断面図

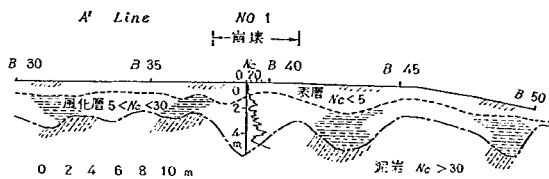


図-8 第三系泥岩からなる斜面上の地層断面図

ある。このような所では地表地形も少しくぼんだ形をしているが、それ以上に基盤面のくぼみが浸透水の集中をうながし、泥岩の風化、不安定な表層土～風化層の形成をうながし、その規模は大きくなり、崩壊を起こしやすいとなっている。No. 4, No. 5 の崩壊は、泥岩が急勾配で斜面に露出する部分の直下の崩壊土層で起こっていて規模は小さい。

このように泥岩の分布する地域では、この泥岩面の形がくぼんだ所で崩壊を起こしやすいようである。

1.3 がけ崩れの規模

台風25号によって千葉県内で起こった崩壊7760箇所のうち、家屋等に被害をもたらしたものの682箇所全数およびその他のがけ崩れ約1000箇所について、斜面下端の住民から60項目にわたるアンケート¹⁾を行なったが、ここではそのうち、崩壊の規模に関する項目について、その結果を紹介する。

まず、崩壊の規模をその形によって、崩落状、泥流

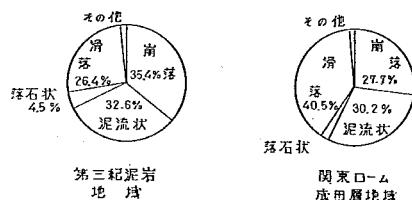


図-9 崩壊の型

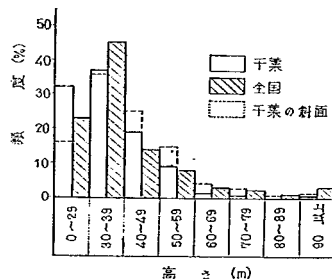


図-10 崩壊の高さ

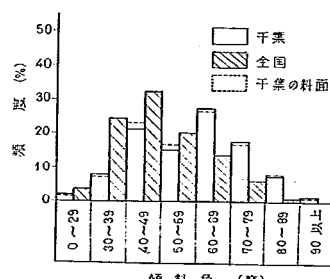


図-11 崩壊の傾斜角

状、落石状、滑落状に分けてみると、第三系泥岩地域では、崩落状が最も多く、成田層あるいは関東ロームの分布する地域では滑落状が最も多くなる。第三系泥岩地域の崩壊は、泥岩風化層～表層土が比較的大規模に崩壊するものが多い、成田層～関東ローム地域では、砂層上にのうすい表層土が

滑落するものが多い(図-9)。

図-10は千葉県全体の危険斜面の高さと今回崩壊を起こした斜面の高さを比べたものであるが、20mを越すと崩壊の発生率が高くなる。一方、崩壊の高さは20m以下のものが約70%を占め、崩壊そのものは全体的に規模の小さなものが多いが、その発生率は20m以上のものが多い、崩壊の危険性は高まる。

建設省が昭和44年～46年までの3年間の全国のがけ崩れ約200箇所で行なった集計¹⁾によると10～20mのものが最も多く、千葉のがけ崩れはこれに比べ規模は比較的小さい。崩壊の高さは斜面の高さの約0.77倍程度であり、斜面中腹付近より上部が崩壊の頭となることが多い。

崩壊の起こった斜面の傾斜は40～70度の間に多く、65.5%を占め、30度以下の斜面では1.3%と少ない。全国の集計では40～49度が最も多く、ついで30～39度が多い。千葉のがけ崩れの傾斜は全国と比べると急なものが多くが千葉の場合、成田層台地のきり立った斜面、泥岩のいわゆる岩の斜面が多いせいであろう(図-11)。

崩壊の幅は10～19mが最も多く38.7%、ついで10m以下で29.8%を占め、20m以下で全体の68%となり、比較的崩壊の規模は小さい。全国の集計によるものもやはり最も多いのは10～19mで41.3%、ついで10m以下で32.3%であり、20m以下では73.6%で、千葉の場合とまったく似ている(図-12)。

崩壊の厚さは、最も多いのは1～1.9mで44.8%、ついで1m以下で26%であり、ほとんど90%が3m以下で、全国の集計でもやはり最も多いのは千葉の場合と同

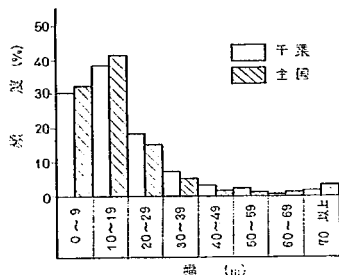


図-12 崩壊の幅

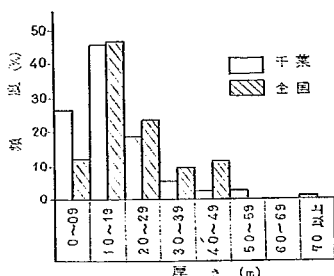


図-13 崩壊の厚さ

様1~1.9mのもので46.2%、ついで2~2.9mで、全国の場合と比べると千葉の崩壊の厚さの方がかなり小さいものが多いようである(図-13)。

崩落した土砂が流下して到達した距離は10m以下が圧倒的に多く66%である。千葉と全国を比べると、全国の場合、10m以下が55.3%で、千葉の方が少し規模が小さいものが多い。危険な斜面下端に人家があるような所では、斜面と人家が接して建てられているものが多くこのよう

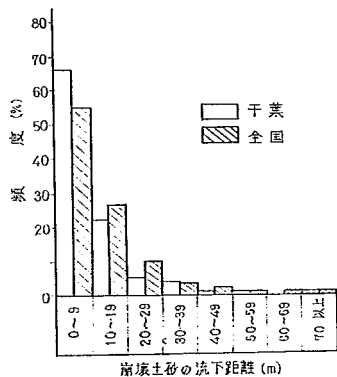


図-14 崩壊土砂の流下距離

に流下距離の短い崩壊でも充分災害を起こす(図-14)。

崩土の流下距離を崩壊の高さで除した比、すなわち、崩壊の高さによって流下距離がどのように変わるかをみると、0.2~0.8の範囲に多く、1.2以下のものになると全体の約86%あり、この範囲内にある住家は、被害の危険性がきわめて高い。ここで扱っているのは崩壊の高さであり、実際の斜面の高さは崩壊の高さの約1.3倍程度であるから、斜面の高さから崩壊による被災区域を見るには多少の余裕をみる必要がある。また、実際に崩壊は住家等に当たり、流下エネルギーは相当減少しているであろうから、少なくとも斜面高の2倍程度の範囲内にある住家は、被災の危険性がきわめて高いと考えられる(図-15)。

2. 要約

千葉県で発生したがけ崩れの特徴を整理すると、つぎのようになる。

- ① 崩壊のタイプは、地質条件の違いによって種々のものがみられるが、大きく分けて、泥岩地域の崩壊、成田層地域の崩壊、泥岩層を介する成田層地域の崩壊等である。
- ② これらの崩壊も、土層構成、地層のわずかな変化等によってもそのタイプは異なり、今回の災害では風による影響も受けたタイプも見られる。
- ③ 成田層の地域では表層滑落型の崩壊が多く、泥岩地域では大規模な崩壊の比率が多くなる。
- ④ 崩壊を起こす斜面は10m以上のものが多いが、崩壊の高さは20m以下のものがほとんどで、全国平均に比べ比較的小さいものに属する。
- ⑤ 斜面の高さに対する崩壊の高さは0.77倍程度で、斜面中腹より上部、傾斜が変化する点付近が崩壊の頭部になっているものが多い。
- ⑥ 斜面の傾斜が30~80度の間で崩壊は頻繁に発生しており、30度以下の斜面では比較的起こりにくい。全国平均に比べ急斜面のものが多い。

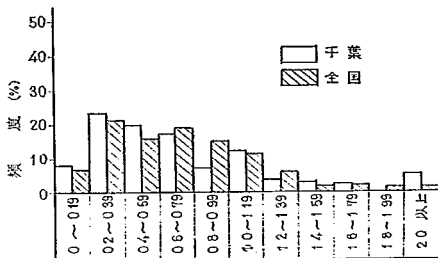


図-15 崩壊土砂の流下距離/崩壊の高さ

- ⑦ 崩壊の幅はほとんど20m以下で、比較的規模は小さい。
- ⑧ 崩壊の厚さは2以下がほとんどであり、全国平均よりもうすい崩壊が多い。
- ⑨ 崩土が流下して到達する距離は40m以下が97%、崩壊の高さで除した比が2.0以下で95%となり、この範囲内にある住家はがけ崩れによる被災の危険性が高い。
- ⑩ 崩壊は小さな山ひだ程度の沢を含む直線状の斜面で起こりやすいが、風の影響を受けた尾根状の斜面での崩壊もかなり多い。
- ⑪ 成田層からなる台地末端斜面では、台地肩部付近の常総粘土層をはじめとする土層構成の異常な部分が崩壊位置となりやすい。
- ⑫ 成田層中に泥岩の挟み層を有する所では、この部分での湧水により砂層上の表層土の滑落を起こしやすい。
- ⑬ 泥岩地域では地表地形が谷形にくぼんだ所で崩壊を起こしやすいが、特に基盤である泥岩面がくぼんだ形を示し、泥岩風化層の厚い所で崩壊を起こしやすい。

すい。

おわりに

千葉の災害の後、アンケートによる斜面下の住民のがけ崩れに対する意識、斜面の地盤の特徴と崩壊発生の関係、空中写真による地形判読解析などの調査を行なったが、ここに紹介したのはそのうちのがけ崩れの概略についてであって、これらの調査結果全体については、土木研究所資料782号「昭和46年9月6日～7日秋雨前線ならびに台風25号によるがけ崩れ調査報告書」1972年10月にとりまとめている。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室：昭和46年9月6日～7日秋雨前線ならびに台風25号によるがけくずれ調査報告書、土木研究所資料782号、1972年10月
- 2) 建設省河川局砂防部地すべり対策室・土木研究所急傾斜地崩壊研究室：がけ崩れ災害実態調査（中間集計）、土木研究所資料772号、1972年6月

2. がけ崩れに対する住民の意識

大 々 保 駿
服 部 泰 英

土木技術資料 Vol. 15. No. 3
1973. 3

がけ崩れに対する住民の意識

—昭和46年の千葉県の災害の例—

大久保 駿* 服部 泰英**

まえがき

災害は、自然現象としてのみでは扱うことはできない。人間の生活活動という社会的な条件がその中で重要な要素であり、これを無視しては災害科学とはいえず、災害防止の施策はこれらの条件を考慮したものでなければならぬ。

たとえば、がけ崩れ災害の場合、災害をなくすには、がけ崩れ発生の機構を明らかにして、安全、適切な崩壊防止工事を行なうという方法がすべてではなく、住民自身にがけ崩れの恐ろしさを充分認識させ、強雨時の避難、斜面の住民自身の手による保全、危険斜面下からの住家の移転等の方法も有効であり、これだけでもがけ崩れによる災害は相当数なくすることができる。崩壊防止工事その他による斜面の安定化、すなわちがけ崩れを起こさせない方法と、がけ崩れが起っても被害を発生させない方法、の両面からの施策が必要であり、建設省ですらこの両面の施策を行なってきた。がけ崩れが起っても被害を発生させない方法は、主として先述の社会的な現象あるいは条件に関係が深く、この方法によるがけ崩れ災害対策を進める上には、住民ががけ崩れに対してどのような意識を持ち、危険ながけ下に何故住んでいるか、そして行政機関に対して何を望んでいるかといった社会的条件ともいうべき、これらの実情を充分知っておく必要がある。

土木研究所では、昭和46年9月台風25号によって激しいがけ崩れ災害をこうむった千葉県の協力を得て、がけ崩れに関係のある住民からがけ崩れに対する意識についてのアンケートを行なった。ここに報告するのはその一部で、がけ崩れに対する意識を中心としたものである。

1. 災害の概要

昭和46年9月7日から8日にかけて房総地方を襲った台風25号は千葉県内、主として東海岸の地域に7760個所のがけ崩れを発生させ、そのうち682個所のがけ崩れは家屋等に被害を与え、56人の尊い人命を奪った。全壊家屋342棟、一部破損家屋4150棟である。

がけ崩れが多く発生した8日0時～1時に勝浦で時間雨量122mmを記録した。総降雨量も勝浦の557mmを中

心に強雨域は九十九里浜沿岸沿いに拡がっている。台風の最も接近した8日3時には鏡子では最大瞬間風速49m/secを記録している。

千葉県では、昭和45年7月に県中～南部を中心に梅雨前線による災害があったばかりである。このときは、夷隅川、小櫃川、養老川等の氾濫によるものが中心であったが、がけ崩れによる死者も12人（全体で17人）を出している。一方、昭和46年の災害はそのほとんどががけ崩れによるものであった。

千葉県では、この2つの災害は近來まれな大災害であった。

2. アンケートの方法・内容

アンケートは次に示すような3つのグループに分けて行なった。

グループⅠ：家屋等に被害を受けた住民、全数の682個所*

グループⅡ：被害のないがけ崩れの近くの住民、全数の約15%の約1,000個所

グループⅢ：今度の災害ではがけ崩れは起らなかったが、がけ崩れの恐れがあり、かつ被害発生時の恐れのある危険斜面下の住民、約1,000個所

アンケートの内容は、がけ崩れに対する意識、過去の災害、避難状況、がけ崩れ時の様子、斜面の状態、がけ崩れ後の斜面の様子、移転、等60項目から成っている。

アンケートは各市町村担当職員が対象住民から聞き取りを行なうという方法で実施した。調査実施個所数2649個所に対して回答数2230で回収率84%という効率のいい調査であった。

3. がけ崩れに対する住民の意識

(1) 一般的な意識

がけ崩れに関係の深い法律に、「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」、「宅地造成等規制法」、「建築基準法」の3つがあるが、いずれも斜面周辺で住家の建築・改造、斜面の改変等を行なうときには少なからずかわりがある。このうち住民にとって最も接触の多い建築基準法は図-1に示すように49%の人が知っていると答えている。これに対して、施行されたのが最近

* 建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室研究員
** 砂防部急傾斜地崩壊研究室

* 1個所でがけに最も近い世帯の1人からアンケートを行なった。

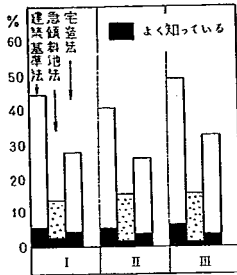


図-1 法律を知っているもの

で（昭和44年8月1日）、住民の生活活動とはあまり接触がない急傾斜地法は約85%の人が全く知らない。がけ崩れ災害を防ぐために重要な法律であるので、危険ながけ下の住民にもっと知ってもらい必要がある。一方、宅造法は約67%の人が全く知らないと答えている。

回答者が現在と同一場所に住んでいる年数は図-2に示すように40年以上が60%もあり、20年以上になると80%を越す。

その間に近所でがけ崩れがあったものは（図-3）Iで48%、IIで59%、IIIで63%とかなり多く、またその回数は（図-4）3回以内が約80%となっている。

少なくともほぼ半数は過去に近所でがけ崩れが起っているが、おそらく自分自身の住家等が被災したのは少ないと思われる。災害の恐ろしさに対する住民の意識は、災害の規模と頻度に左右されるようである。近くのがけ

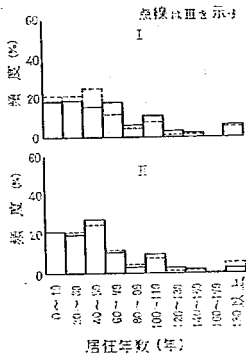


図-2 居住年数

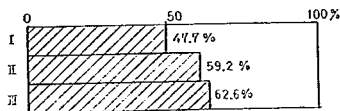


図-3 過去に付近でがけ崩れを経験したもの

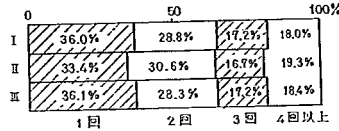


図-4 今までに起ったがけ崩れの回数

崩れに対して、次は自分の真山が崩れるという不安は持っていない、逆に、自分の真山だけは絶対安全だという過信のようなものもあるだろうし、また、一度被災しただけでは、再び同じ場所に住家を再築するであろうが、二度、三度となるとやはり安全な場所に住家を移すであろうと考えられる。がけ崩れに限らず、他の自然災害についてもいえるが、災害発生の間隔が長く、人間の一生の間に一度というようなものであれば災害はなかなか減少しないであろう。災害の間隔がこれより短かくて一生の間に二度、三度も起るような所では、災害は自然に減少していくと思われる。

特に、今回被災したIのグループでは、過去のがけ崩れの経験も少ないものが多く、また同一場所での居住年数も比較的永いものが多く、さらに、がけ崩れに対する不安も比較的少なく（図-5）、一層、上述のような傾向が著しい。

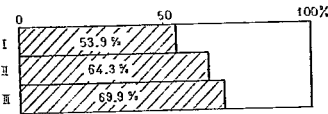


図-5 近くの斜面に対するがけ崩れの不安をもった人

しかし、がけ崩れに対する不安は図-5に示すようにI、II、III、いずれも50%を越す人々が持っていたにもかかわらず、その不安をがけ崩れ災害を防ぐ方向に充分結びつけられなかったことを、今後のがけ崩れ災害防止施策の中に、住民への指導という形で充分配慮しなければならないと思う。

(2) 避難の状況から見たがけ崩れに対する意識

今度の台風25号のときに前もって避難した人は図-6に示すようにIで23%、IIで9%、IIIで7%となっている。Iの場合は、この中に被災後に避難したものが相当含まれており、いずれにしても避難した人々は極めて少ない。その最も大きな理由は、雨が激しく降り出したのが深夜で、大きな災害を予測しにくかったこと、避難が思いどおりに行なえない状況であったからである。し

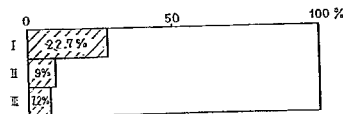


図-6 今度の豪雨のときに前もって避難した人

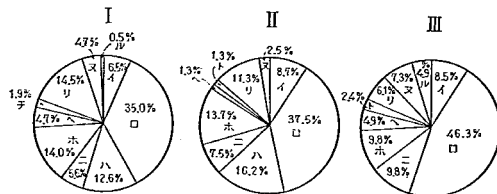
かし、この中には、自分自身の裏山に対する過信や、公的機関の避難警告が住民に充分伝わらなかったこと、そしてこれに対する住民の信頼が充分でなかったこと、あるいは避難に適切な場所が得られなかったことなどの理由が含まれていると思われる。

避難した人々は図-7に示すように「雨の降り方が激しくなったから」避難したものが最も多く、「斜面の異常に気がついたから」、「近くのがけが崩れたから」、「土砂が家の中に流れこんできたから」等の理由で避難したものが多くなっている。これらの自分自身の感覚によって得た危機感にもとづいて避難したものが80%前後を占め、一方、公的機関の避難警告によるものは、わずか7~8%程度しかない。避難警告・時期等の方法に必要考慮の余地があるであろうし、また、住民のこれらの避難警告に対する信頼感の問題がある。今後の警戒避難対策を考える場合に、降雨・風などの状況による住民自身の判断によるものの方が行動に移しやすいということを充分考慮して、住民個人で判断できる避難基準のようなものを作成し、これを住民に周知徹底させ、その上にたった組織的な避難体制を造ることが望ましい。そして、公的機関の避難警告を住民に充分信頼させるような指導が必要である。ここで斜面に異常が発生するような場合は、崩壊発生の前ぶれであるので決してこれらを調べるために斜面に近づかないよう指導すべきである。

次に避難しなかった人の理由は、図-8のように「今まで一度も崩れたことがないから」、「その斜面は絶対に崩れるとは思わなかった」、「この程度の雨の降り方では崩れないと思っていた」等という理由が多く、これらだけで70~80%を占める。自分自身の裏山にかぎってがけ崩れは起らないという過信が見られる。Ⅰに対してⅡがこれらの比率が低いのは、ⅡがⅠに比べ過去にがけ崩れを経験したものが多く、少しはがけ崩れに対して敏感であることを示している。「公的機関の避難警告がなかったから」というのはわずか1~3%程度であり、先述の避難警告にもとづいて避難した比率の低さと考え合わせると、警告が充分住民に伝わらなかったか、あるいは住民が公的機関の避難警告にあまり期待をかけていなかったのではないと思われる。公的機関の避難の方法、時期、場所の指定、経路等の体制を整備し、住民に周知させ、適確な避難によってがけ崩れ災害は避けられるこ

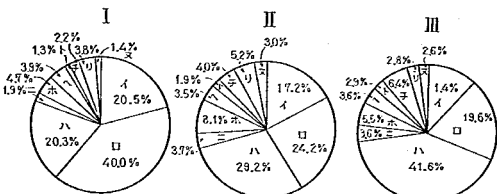
とを指導する必要がある。「避難場所がなかったから」避難しなかった人はわずか3~4%程度であり、避難場所は公共の施設がなくても住民自身で確保できることがうかがえる。しかし住民個人で確保できる避難場所の安全性については充分検討しなければならない。

避難した場所は図-9のように「自家の別棟」が最も多く約40%を占める。次いで「親類の家」、「隣り近所の家」が多く、これらを合計すると93~97%となる。これに対して学校、公民館その他の公共の施設に避難したの



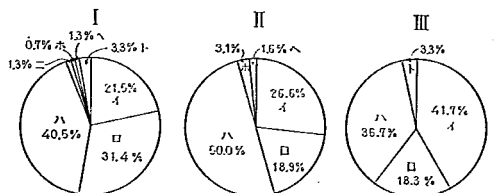
イ. 公的機関（消防団、役場、警察署等）の避難警告による。ロ. 雨の降り方が激しくなったから。ハ. その斜面の異常に気がついたから。ニ. 盛が異常に強くなってきたから。ホ. 近くのがけが崩れたから。ヘ. 家に浸水しはじめたから。ト. 近くの水路があふれたから。チ. 停電したから。リ. 土砂が家の中に流れこんできたから。ス. 何となく恐ろしくなったから。ル. その他

図-7 避難の動機



イ. その斜面は絶対に崩れるとは思わなかった。ロ. 今まで一度も崩れたことがない。ハ. この程度の雨の降り方では崩れないと思っていた。ニ. 雨の降りかたが激しくなったのを知らなかった。ホ. 避けて知らなかった。ヘ. 避難する場所がなかった。ト. 公的機関の避難警告がなかった。チ. 近くで崩れが起らなかったから。リ. 風雨がひどく避難ができなかった。ス. その他

図-8 避難しなかった理由



イ. 親類の家。ロ. 隣り近所の家。ハ. 自家の別棟。ニ. 学校。ホ. 公民館。ヘ. 警察、役場、消防署等。ト. その他

図-9 避難場所

はわずか数%にすぎない。学校・公民館等の公共施設が必ずしも手近かな所にあるとは限らず、自家の別棟、親類の家、隣り近所の家等の方が気軽に避難しやすいであろう。もう一つの問題は、がけ崩れ発生予測が洪水等に比べて非常にむずかしい、また、被災のおそれのある場所が集中してなく散らばっているため適確な避難警告が出しにくく、避難場所を設定しても、その警告の時期、避難の必要のある地域の決定などが非常にむずかしいことである。特に今回の災害の場合は、雨が強く降り始めたのが深夜であり、がけ崩れが発生しはじめたのが真夜中であったため、避難が適切に行えなかったと考えられる。がけ崩れ災害を避けるための避難の方法で最もむずかしい点はがけ崩れ発生予測の困難さにあるが、住民自身で確保できる手近かな避難場所を設定しておけば、がけ崩れ発生の数時間前から避難することもそれほど複雑ではなく、がけ崩れ発生予測の困難さもなくぶん克服できる。行政指導としては、このような住民自身が確保できる手近かな避難場所の安全性の検討を行なうことが必要である。

避難場所を決めている人は図-10に示すようにⅠで48%、Ⅱ、Ⅲで30%程度である。この数字の中には今回の災害によって急拠決めた人も含まれている。今回の災害で住民のがけ崩れに対する意識が高まったと思われる。行政機関はこの48%および30%の人々に対して避難場所の安全性の検討、経路の指示、避難時期の指導を行ない、残り的人々には、避難場所の設定、公共の避難場所とその経路の指定等について指導を行なう必要がある。

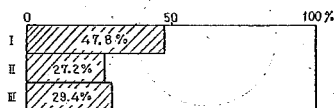


図-10 避難場所を決めている人

今後避難する場合、「雨が激しくなった時」、「がけがボロボロ落ちてきた時」等の住民自身の判断によるものが合計でⅠ、Ⅱ、Ⅲそれぞれ68%、79%、82%であり(図-11)、公的機関の警報によるものは低いが、その期待はかなり高まっている。特に被災した住民Ⅰでは32%の人が公的機関の指示を望んでおり、迅速・正確な指示に期待するものが増えている。今後、住民個人でできる避難基準の作成、指導、公的機関の組織的な避難体制の整備の両面からの施策が必要である。

避難した時刻は図-12に示すように約40%の人が崩壊と同時にまたはその後に避難している。前もって避難した人は58%である。この58%の人のうちさらに58%の人は崩壊の起る1時間前に危険を感じて避難している。中でも崩壊直前10分以内の避難は12%もあり、避難というより、とるものもとらず逃げ出したという感がする。

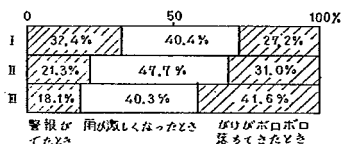


図-11 どのようなときに避難するか

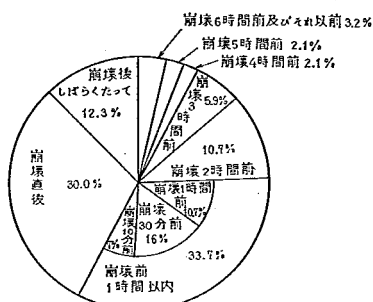


図-12 避難時刻

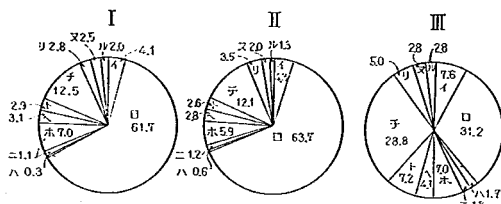
しかし崩壊の起る2時間前までに避難した人は42%もあり、避難しようとする人の中には準備の良い人が多いことは注目すべきである。

(3) 移転についての考え方から見たがけ崩れに対する意識

まず、山すそに住居を選んだ理由は図-13に示すように「先祖代々住んでいたから」がⅠ、Ⅱともに62~64%、Ⅲで31%程度である。これは、がけ崩れが多く起ったのだが東~南部の農山村地帯であり、集落の形成が古くから行なわれている地域のものが多いからであり、Ⅲは県西部の新興住宅地をも多く含んでいるからである。

次いで「他に住む場所がないから」はⅠ、Ⅱ、Ⅲそれぞれ12%、12%、29%となっている。がけ崩れ災害の恐ろしさを住民に充分理解させ、危険ながけ下からの住居の移転を奨めれば「先祖代々住んでいた」人々からがけ崩れの災害を除くことができ、「他に住む場所がない」人々には移転適地を見つけるような指導が必要である。この他に「崩壊に対して安全と思った」はわずか4~8%程度であり、がけ崩れのことなど考えもせず住家を建てた人が多い。

移転をしたいと思う人はⅠのがけ崩れの恐ろしさを経験した被災住民で44%、Ⅱ、Ⅲで25~26%程度である。残りの人は被災したにもかかわらず、あるいは近くでがけ崩れが起ったにもかかわらず移転の希望を持っていない(図-14)。全く移転の意思のない人はⅠで51%、Ⅱ



イ、崩壊に対して安全だと思ったから ロ、先祖代々住んでいたから ハ、低地は水害の危険があるから山すそに選んだ ニ、低地は田畑に使っているから
ホ、風をさけるため ヘ、飲料水が得やすいから ト、交通に便利だから
チ、他に場所がなかったから リ、ただ何となく ス、その他 ム、わからない

図-13 山すそに住居を選んだ理由

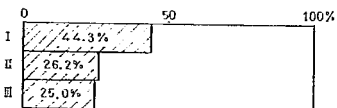
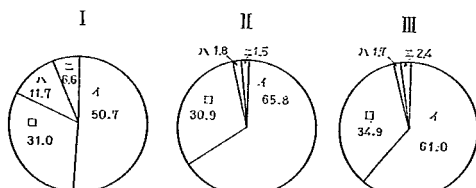


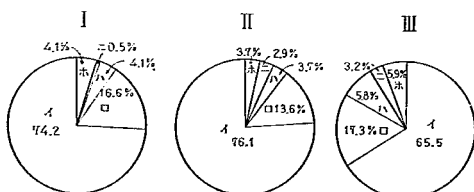
図-14 移転したいと思う人

で66%, IIIで61%もある。すでに移転した人はI, II, IIIそれぞれ7%, 1~2%しかないが, 家屋等をつぶされたIで少し多くなっている。移転する予定をもっているものがIで12%, II, IIIで2%足らずであり, 同様の傾向である。条件さえ整えば移転したいという人は30~35%もある (図-15)。この場合の条件はI, IIで75%が



イ、全然ない ロ、ないが条件によっては移転したい ハ、すぐに移転する
ニ、すぐ移転した

図-15 移転の希望



イ、経済上 (移転費) ロ、職業上 ハ、交通上 ニ、健康上 ホ、その他

図-16 移転の条件

経済上の問題であり, IIIではこの他に職業上の条件, 交通上の条件が多くなる (図-16)。移転費等は個人で出せるものは少なく, 銀行等から借りなければならないものが多い (図-17)。がけ崩れ災害を根本的になくすには危険ながけ下の住家を安全な場所に移すことが最も効果的であるが, このための移転適地の確保, 移転費, 再建費等の資金上の援助・低利の融資等の施策はがけ崩れ災害防止のために非常に有効であると考えられる。

一方, 移転の意思の全くない人の理由は「先祖代々の土地は捨てがたいから」が多く, 次いで「他に住む所がないから」となる。がけ崩れの恐ろしさを住民に認識させる

とともに移転奨励の施策をさらに進めるべきである。「ふたたび今回のような災害は起らない」、「今度のような災害は別にこわいと思わない」というがけ崩れ軽視の傾向をもつ人が17~20%もある。これらの人々にはがけ崩れ災害の恐ろしさを充分認識させ, 災害防止に対する関心を高めさせる必要がある (図-18)。

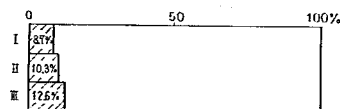
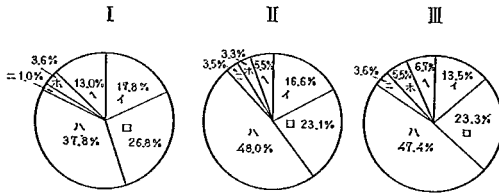


図-17 移転費用を個人でだせる人

最後に, がけ崩れ災害を防ぐには何が最も有効であると考えているかを見ると (図-19) 防止工事を行なうのが最も望ましく, 45~53%の人がこれを望んでいる。次いで避難が多いが, 家屋等に被害のあったIでは移転がこれと同等程度ある。被災後の処置として移転は抵抗が少なかったからである。しかし, 移転を行なうには, 経済上, 職業上, 移転適地の問題等の制約が多く, 行政機関の助成措置をまたねばならない。II, IIIではIとは逆に, 移転よりも「危険な所に住家をたてない」比率の方が高い。現在ある危険な斜面からは移転または防災工事によって災害をなくし, その間に発生するがけ崩れ, その後のがけ崩れに対しては警戒避難によって災害を防ぎ, 今後危険な所に家を建てないことによって新しい災害危険地を作らないことが, がけ崩れ災害防止の考え方であると思われる。

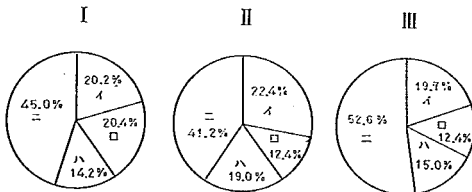
おわりに

本文で報告した内容はアンケート全体の約1/3程度のものであり, この他の災害・崩壊



イ、ふたたび今回のような崩壊は起らないと思うから ロ、他に住む所がないから ハ、先祖代々の土地は捨てがたいから ニ、今度のような崩壊は別にこわいと思わないから ホ、その他 ヘ、わからない

図-18 移転の意志のない人の理由



イ、避難する ロ、住宅を転移転する ハ、危険なところに住家を建てない
ニ、がけ崩れの防止工事をする

図-19 がけ崩れ災害防止に有効な方法

の状況や、がけの特徴等についての結果は別に報告する予定である。千葉全县で約2,500箇所について60項目の多くのアンケートを実施したので回答の中には充分質問の意に答えていないものや回答のないものも多く含まれているが、主観は全く加えずに回答のあったものはすべて使用していることをことわっておく。

アンケートの実施は千葉県河川課、各土木事務所、市町村担当課の皆様によって行なわれ、その労に深甚なる謝意を表します。なお、地すべり研究室・渡室長には多大の示唆・指導をいただき感謝の意を表します。

3. のり面工と斜面安定工指針について

渡 正 亮
安 江 朝 光

月刊建設 第17巻 第4号
1973. 4

のり面工と斜面安定工指針について

渡 正 亮**
安 江 朝 光*

1. 概 説

本文は、日本道路協会の地すべりのり面小委員会できりまとめた「のり面工と斜面安定工指針」にそつて、その要点を集約しこれに1部つけ加えたものである。なお、4. 自然斜面の安定に対する検討は筆者独自の見解を述べたものである。

のり面は自然斜面を切取つた切取りのり面と盛土のり面に大別されるがここでは、前者について述べる。

自然斜面は一般に地質状況が多様、複雑であり、比較的都方、均質な盛土などの人工斜面と同じように取扱うことはできない。これは、地山の強度および水に関する性質が顕著な異方性、非均質性を示し、雨水および地下水の動きが地形、地質構造に非常に左右されるからである。斜面の崩壊、地すべりの誘因となる降雨、積雪、地震等も規模、特性も多様であり、その取扱いは簡単でない。したがつて、対策工も類似した地質、土質条件の過去の実例から経験的に決定しているのが現状である。しかしこの方法も現在のところ自然地山の地質、土質特性を定量的に表示する方法が確立されてないため技術者の主感に左右されやすいこともあつて、現場では予期しないのり面崩壊がしばしば起こつてゐる。ここでは自然地山を切り取つたのり面と地山のまゝの自然状態の斜面を対象とする。

1-1 切取りのり面および斜面の崩壊

人工的に形成された切取りのり面と地山のまゝ

*建設省土木研究所すべり研究室長

** 同 急傾斜地崩壊研究室長

の自然状態と斜面に生ずる崩壊を大ざつぱに分類すると次のようになる。

- | | | |
|------|--------|--|
| (i) | 切取りのり面 | <ul style="list-style-type: none"> 浅い表層崩壊 深い切土崩壊 深く広範囲におよぶ崩壊 |
| (ii) | 斜面崩壊 | <ul style="list-style-type: none"> 深く広い範囲におたる崩壊 (地すべり) 比較的浅い位置で起こる崩壊 (崖くずれ等) |

ただし地すべり、崖くずれなどは、切取りが直接の原因となつて誘発されるものが多いので、(i)と(ii)を明瞭に区分することはむずかしい場合が多い。切取りのり面については、自然地山を、どの位置で、のり高いくらに切取るかによつて崩壊の形状が決まるので、地盤性状と崩壊型を直接関連づけるのは困難であるが、一般的傾向は次のようになる。

(1) 浅い表層部分に生じる崩壊

のり面が浸蝕されやすい土砂あるいは粘着力に乏しい砂などで構成されている場合は、地表水あるいは浸透地下水によつてのり面が局部的に崩落する。破砕の進んだ岩や割れ目の多い岩、あるいは風化しやすい岩を切取る場合には、作業に伴う振動、切土による除荷および風化などの影響を受けて、のり面が部分的に抜け落ちることがある。

(2) 深い切土崩壊

結晶片岩や、頁岩の互層で、層理や節理が規則正しくのり面の方向に流れている場合、または破碎帯をとまなう断層がのり面の中程にあつて、しかものり面側に向つて傾斜している場合にはしばしばのり面のかなり深部から切土の崩壊が起こる。とくに割れ目に沿つて粘土化が進んでいる場所を切土したときの崩壊はかなり大きくなることが多い。また崖錐性のたい積物で厚く覆われてい

表-1 崖くずれの分類

地質分類	調査法 及び調査 の着眼点	調査項目																				斜面変位調査・伸縮計	現地観察による地質 分類を行なう際、特 にチェックする点
		現地地形地質調査	写真測量	サウンディング	ボーリング	ボーリング	ボーリング	ボーリング	ボーリング	ボーリング	ボーリング	ボーリング	ボーリング	ボーリング	ボーリング	ボーリング	ボーリング	ボーリング	ボーリング	ボーリング	ボーリング		
A. 崖土	崖土の崩落	○	△	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崩落する土塊の大きさ、 立木の有無
B. 崖土	崖土の崩落	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崩落する土の厚さと、十 分り面の勾配、水の集り状況
C. 火山砕屑物	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	原岩の種類 崖の形状
D. 段丘地塊	崩落	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	原岩の種類 境界での湧水状況
E. 風化岩	崩落	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	原岩の種類、ルーズな 湧水箇所
F. 岩	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	湧水状況、崖の形状 類似の箇所の崩壊状況
G. 岩	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	湧水状況、崖の形状 類似の箇所の崩壊状況
H. 岩	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	シラス・ロームの種類 湧水箇所、背後の地形
I. 清	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、湧水状況 背後の地形
J. 清	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、湧水状況 背後の地形
K. 清	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、湧水状況 背後の地形
L. 清	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、湧水状況 背後の地形
M. 清	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、湧水状況 背後の地形
N. 清	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、湧水状況 背後の地形
O. 清	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、湧水状況 背後の地形
P. 清	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、湧水状況 背後の地形
Q. 清	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、湧水状況 背後の地形
R. 清	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、湧水状況 背後の地形
S. 清	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、湧水状況 背後の地形
T. 清	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、湧水状況 背後の地形
U. 清	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、湧水状況 背後の地形
V. 清	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、湧水状況 背後の地形
W. 清	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、湧水状況 背後の地形
X. 清	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、湧水状況 背後の地形
Y. 清	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、湧水状況 背後の地形
Z. 清	崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、湧水状況 背後の地形

○ 最も良く用いられる方法

△ しばしば用いられる方法

× 場合により有効な方法

× 不適当

る地山を切取つたときにも、下位にある岩盤に沿つてたい積物が崩落することがある。

これらの崩壊はその微候がつかみがたく、瞬時に起こるものも多く、しかもかなり大規模な崩壊例が多い。

(3) 深く広範囲におよぶ崩壊

大規模な崖錐たい積物、断層破砕帯、変質の著しい凝灰岩の斜面などを切取つた場合、斜面の広い範囲にわたつて深く大規模な崩壊や地すべりを起こすことがある。また、のり面に向つて傾斜した粘質土層および砂質土層の互層からなる洪積地盤を切取つたような場合も、降雨に伴う地下水位の上昇を契機として、大規模なすべり破壊が発生することがある。

以上の崩壊はかなり明瞭なすべり面に沿つてゆっくり進むものも多く、斜面上に発生したき裂などから崩壊の範囲や方向などを早期に予知することができる。したがつて崩壊はきわめて大規模なものであるが、対策について検討を行なう余裕がある場合が多い。

1-2 崖くずれの分類

自然状態の地山の斜面崩壊は崖くずれと地すべりに分けられる。その主な相違を示す。

	崖くずれ	地すべり
発生時期	豪雨の直後か豪雨中に多い。	降雨の終了後ある程度の時間をおいて起る。
発生機構	運動速度が急速である。 滑動土塊の擾乱がはげしい。 地下水の存在は必須条件ではない。	運動速度が緩慢である。 滑動土塊が原形を保っている場合が多い。 地下水が必ず関与している。
滑落土塊	薄いし2m以下であることが多い。	厚い(5m~30m, 平均20m程度)

自然斜面の安定を考える際、崩壊あるいは滑動の形状を予測することが最も重要であるが、地形、地質が多様、複雑であり、またその誘因となる降雨、地震のパターンも多様であり、ケース・バイ・ケースで検討しなければならない。この際、まずどの様にして現在ある斜面ができたかという地質的、地形的解釈をたてねばならない。この意味で崖くずれ及び地すべりの分類が重要となつてくる。崖くずれ(落石を含む)の分類を表一

1に示す。

1-3 地すべりの分類

地すべりの分類については多くの提案がなされており、これを大きく分類すると、1) 地質および地質構造によるもの。2) 運動形態によるもの。3) 地すべり土塊の質によるものに区別される。これらは、それぞれ長所を有しているが、最近、渡正亮によつて地すべり対策に結びついた型の分類が提案され、過去の多くの分類がある程度集約されている。この分類を表二に示す。

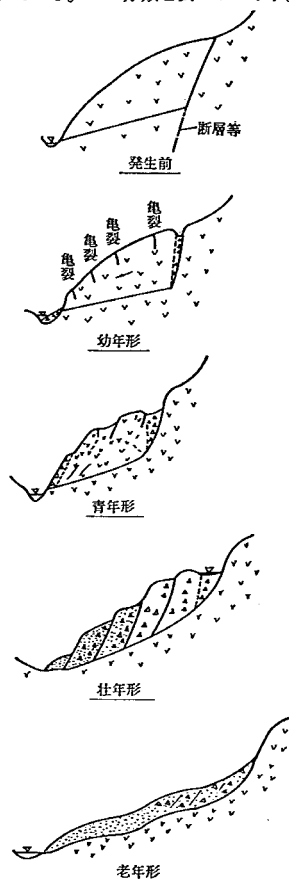


表-2 地すべりの形態分類

特長	形態	幼年型	青年型	壮年型	老年型
主な土塊の性質 (頭部)	岩盤または風化岩	風化岩	風化岩(キレツが多い)	巨レキ混じり土砂	巨レキまたはレキ混じり土砂
(末端部)	風化岩		巨レキ混じり土砂	レキ混じり土砂、一部粘土化	粘土またはレキ混じり土砂
運動速度	2cm/day以上		1.0~2.0cm/day程度	0.5~1.0cm/day	0.5cm/day以下
運動の継続性	短時間突発的		ある程度断続的(数十~数百年に一度)	断続的(5~20年に1回程度)	継続的(1~5年に1回程度)
すべり面の形状	平面すべり(椅子型)		平面すべり(頭部と末端が円弧状)	円弧状、末端が流動化	頭部が円弧状だが大部分は流動状
ブロック化	大抵1ブロック		末端、側面に2次的地すべり発生	頭部がいくつかに分割され2~3ブロックになる。	全体が多くのブロックに分かれ、相互に関連し合つて運動
予知の難易	非常に困難、綿密な踏査と精査を必要とする。		1/3,000~1/5,000地形図で予知できるし、空中写真の利用も可能	1/5,000~10,000地形図でも確認できる、地元での聞き込みも有用	地元での聞き込みによつて予知できるし、非常に容易に確認できる。
一般的な斜面形	一般に台地部があるが不明瞭である。凸型斜面に多く、鞍部から発生する。		明瞭な段落ち、帯状の陥没地と台地を有す。大きくみれば凹型だが主要部は凸型。	滑落崖を形成し、その下に沼、湿地等の凹地あり、頭部に幾つかの残丘あり、凹形斜面に多い。	頭部に不明瞭な台地を残し大部分は一様な緩斜面、沢状の斜面である。
平均的な安全率	大抵の場合 $F_s > 1.10$ 一時的にある程度の切土、盛土、も可能		$F_s = 1.05 \sim 1.10$ 一時的に5%程度の安全率を低下させる事は可能	$F_s = 1.03 \sim 1.05$ 、一時的には3%程度安定率を悪化させても安定している。	切土、盛土は不可能、小量の土工でも運動を再発する。
主要な対策工	深層地下水排除、土塊除去、抑止工		深層地下水排除、土塊除去、地表水排除、抑止工	頭部での深層地下水排除、地表水排除、溪流工	頭部での集水井工、末端での浅層地下水、地表水排除、溪流工
対策工の効果	即効的で完全安定化可能		即効的であるが、異状天然現象時に再発の恐れがある。	対策工施工後1~3年を要す、末端部の安定化が困難	運動性で対策工施工後数年を要し、完全な安定化は困難
主な原因	大規模な土工、斜面の一部の水没、地震、強雨		集中豪雨、異常な融雪や河原欠漬、地震、中規模の土工その他	異常な豪雨、融雪、台風、集中豪雨、土工、等	豪雨、融雪、河岸浸蝕積雪、小規模な土工
主な地質と構造	断層、破碎帯の影響を受けるものが多い。		結晶片岩地帯、新第三紀層に広く分布する。断層、破碎帯の影響あり。	結晶片岩地帯、新第三紀層に広く分布。	新第三紀層に最も多く、御荷鈴破碎帯等の構造線沿いにも一部見られる。

概査の成果は1/2,000~1/3,000の地質図に示される。

2. 調査

斜面の調査は、道路の路線選定、地域計画のための斜面崩壊危険地区の選定等を目的とした概査と特定の斜面の設計、施工を目的とした精査に分けられる。

調査及び試験の個々のものについては、すでに多くの文献に記述されているので、ここでは、特に斜面に特徴的なもの及び関連が強いものについて述べる。

2-1 概査

工事の全体計画に必要な調査であつて、空中写真調査、地表踏査、物理探査が主なものである。

(1) 空中写真調査

写真の判読により、土質、岩質、地質構造、地すべり及び崩壊、風化の程度、水系などを知ることができる。地表踏査では見のがし易い斜面の後背地の状況を知るのに特に効果的である。

(2) 地表踏査

地表踏査では、岩石の種類、地層の走向・傾斜・厚さ、岩の変質・風化、断層・破碎帯・不整合面の規模及び状態、層理・片理・節理・割れ目の性状などの調査の他、特に地すべり及び自然斜面の崩壊の実態と湧水及び地下水の状態(位置及び降雨による水量の変

化)の調査が重要である。一般的に不安定な自然斜面ほどその切り取り斜面も不安定であると考えられる。踏査に際しては、特に次の諸点に注意すべきである。

- (イ) 地すべり地形
- (ロ) 断層・破碎帯
- (ハ) 地層の走向・傾斜
- (ニ) 過去の崩壊
- (ホ) 河岸段丘
- (ヘ) 谷地形
- (ト) 湧水箇所

2-2 精査

直接工事の設計・施工に結びつく調査である。調査項目の個々のものについては、多くの文献に記述されているので、ここでは斜面に特有の事項だけを述べる。

(1) 現地踏査

工事を直接対象として現地をくわしく踏査することをいう。この際、特に次の諸点に注意すべきである。

- (イ) 斜面の高さ
- (ロ) 斜面の形状
- (ハ) 表土の厚さ
- (ニ) 湧水箇所
- (ホ) 斜面の背後地形
- (ヘ) 斜面の変状

(2) 弾性波探査

原理及び調査方法については他にゆずるが、斜面では一般に縦波(P波)の屈折波法が普通用いられる。

弾性波速度はルーズな物質あるいは多孔質物質中では遅い。したがって弾性波速度を測定することによって表層の厚さ、断層破碎帯などの地質構造上の弱層

の位置および規模、地山の岩石の割れ目の程度などを推定することができる。

(3) 調査ボーリング

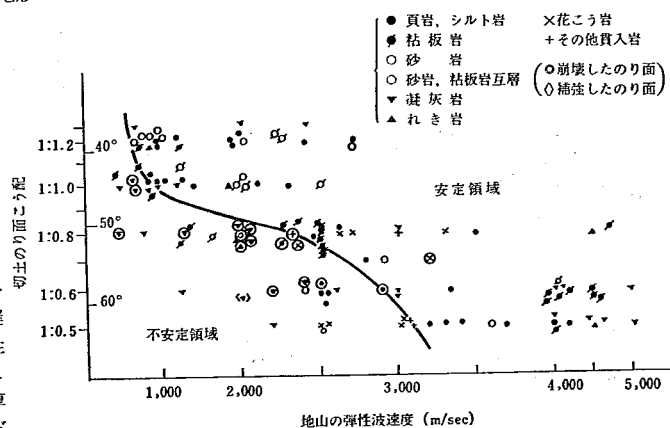
調査ボーリングは、斜面や地すべり地の地質、土質、を調べるだけでなく、以下に述べるような諸調査にも利用される。

- ① 地すべり面の調査
- ② 土質試験用不かく乱試料の採取
- ③ 標準貫入試験、変形係数測定等の現位置試験
- ④ 地下水位観測
- ⑤ 各種の検層(地下水検層、電気検層、弾性波速度検層、放射能検層等)
- ⑥ 水質調査、地下水追跡のための採水孔とレーザーの投入孔
- ⑦ その他、地温測定、ガス圧測定等

(4) サンプルング、土質、岩石試験

ボーリングコアあるいはテストピット等で採取した試料を用いて土質、岩石試験を行ない、地盤の物理的力学的性質を求める。土質、岩石試験は次のような場合に行なう。

- ① 切り取りのり面が崩壊を起こす可能性があり、その安定について土質力学や岩盤力学の手法を用いて解析したい場合。
- ② サウンディング等の原位置試験と室内での土質、岩石試験結果とを結びつけて、地盤性



図一 弾性波速度とのり面こう配との関係 (日本道路公団の資料による)

状をより明確にしたい場合。

- ④ 湿潤、乾燥のくり返しによつて急速に強度が低下するなど、特に検討すべき地質から成る地山の場合。
- ⑤ 地すべりがあり、すべり面の強度を測定してその安定計算を行ない総合検討の資料にしたい場合。

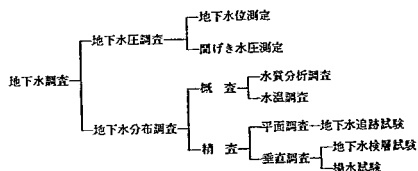
(5) サウンディング

現地において深さ方向に連続的に地盤の抵抗を測定する方法で、操作上から静的なものと動的なものに分けられる。斜面で作業する関係で、あまり重量があつたり、人数がかかるのは不適で、一般には動的なものとして、標準貫入試験、簡易入試験、静的なものとして、スウェーデンサウンディング、コンペネトロメータ、オランダ式貫入試験が用いられる。サウンディングは次のような目的で行われる。

- ① 表層土や風化層など、崩壊しやすい地層の分布、厚さを求める。
- ② 地層の境界、強度が急変する深さ、断層な

どの不連続面の位置など斜面安定の検討に際して、重要な資料を得る。

- ③ ボーリング、土質、岩石試験とサウンディングとの相関性を斜面の特定の点で求め、他の地点はサウンディングでカバーする。
- ④ 地すべり地では、すべり面の深さ、形を求める。
- (6) 地すべりに良く用いられる調査
 - ① すべり面調査
 - ② 地表変動量調査
 - (i) 伸縮計による測定
 - (ii) 地盤傾斜計による測定
 - ③ 地下水調査



3. 切取りのり面の安定に対する検討

のり面工は道路を完全に維持し、交通に障害が発生しないよう、切取りのり面とこれにつづく斜面の安定をはかるために行なう。のり面の設計にあたっては土質調査、周辺の地形、地質条件および同種のり面の実態などの調査、ならびに技術的経験などにもとづき総合的に行なうことが必要である。また施工中に明らかになつた条件についても絶えず考慮を加え、より合理的な工事が行なわれるよう処置して行く心がけが大切である。のり面を崩壊に導く最大の要因は水の作用であり、のり面の安定を確保するためには水に対する処置が極めて大切である。このためには恒久的な排水施設はもちろん、施工中の排水施設に

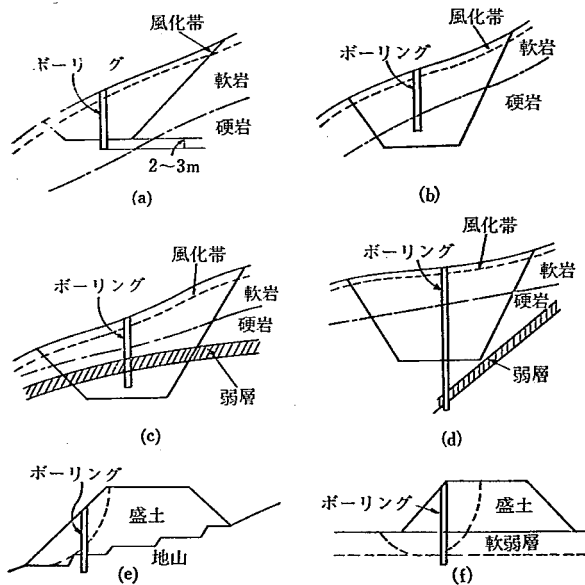


図-2 ボーリング位置図

対しても十分な注意が必要である。

3-1 のり面こう配

自然地盤はきわめて複雑、不均質であり、しかも切り出したのり面は施工後、時間の経過とともに次第に不安定となつて行くものである。したがって切取のり面の安定を検討する場合、安定計算が可能なケースはごくまれであると考えてよい。この場合は表-3の標準値を参考として、後述する安定上の必要事項について十分考慮したうえ、総合的に判断すべきである。本表は経験的にもとめたのり面こう配の標準値を示したものである。ここに示す硬、軟岩の区別は掘削の難易性から判断されたもので、主として岩のせん断強さと、き裂の多少に左右されるものである。本表に示した標準値は盛土の標準値にくらべて範囲が広く、とくに岩の場合、これだけでは判断が困難といえる。これはのり面の安定を支配する条件が(i)~(v)に示すように極めて多いことによるので、2の調査および後述する注意事項を十分参照する必要がある。

(i) 層理、片理、節理など、き裂の程度やその方向と範囲。

(ii) 地下水位、わき水の量、水圧、位置、範囲、および降雨による変化の状況

(iv) 断層の方向、破砕帯の範囲と方向、土砂と岩との境界面の方向などの地質構造による影響

3-2 のり面の形態

切取のり面の形状には、一般につきのようなもの

がある。

(a) 単一こう配ののり面 (b) こう配を土質および岩質により変化させたのり面

(c) 小段をつけたのり面

(a)は切土高 7~10m の一様な硬岩に適している。7~10m以上の切土高になるとのり面が長くなり、崩壊のおそれが生ずる。しかし、条件がよければ10~10mまでは単一こう配でよい。(b)は土質および岩質が一樣でない場合に各層に適したこう配で切する方法である。(c)は切土高 7~10mを越える場合で、土質および岩質の変化する場合に適した方法でいる。切取りの肩付近は、もつとも浸蝕を受けやすく、植生も定着しにくいので、崩壊しやすい。そこで、のり肩の崩壊を極力防止するとともに、景観をよくする目的でラウンディングが行なわれる。同様のことは小段の肩についても考えられるが小段の幅員確保の面から困難な場合が多い。ラウンディングは高速道路で採用されており、一般道路においても望ましい工法である。

3-3 のり面こう配決定の際の注意

(i) き裂が一定方向に発達している場合、き裂にそつて崩壊を起すことがある。とくにき裂の多い軟岩ではき裂の傾斜(のり面の横断方向にでてくる見掛けの傾斜角)までのり面こう配をゆるくする必要のある場合もある。

(ii) 浸食にとくに弱い土りなる場合。

① 表面水による浸蝕にとくに弱い土砂または軟岩(例えば、マサ土、シラスなど)の分布する地域では、しばしば垂直切土を行なうこ

表一 3 地山の土質に対する標準のり面こう配

地 山 の 土 質		切 土 高	こ う 配
硬 岩			1:0.3 ~ 1:0.8
軟 岩			1:0.5 ~ 1:1.2
砂 SP, SW			1:1.5 ~
砂 質 土 SM, SC	密実なもの	5 m以下	1:0.8 ~ 1:1.0
		5 ~ 10m	1:1.0 ~ 1:1.2
	密実でないもの	5 m以下	1:1.0 ~ 1:1.2
		5 ~ 10m	1:1.2 ~ 1:1.5
砂利または岩塊まじに砂質土 GW, GM, GC, GP	密実なもの、または粒度分布の 良いもの	10m以下	1:0.8 ~ 1:1.0
		10 ~ 15m	1:1.0 ~ 1:1.2
	密実でないもの、または粒度分 布の悪いもの	10m以下	1:1.0 ~ 1:1.2
		10 ~ 15m	1:1.2 ~ 1:1.5
粘質土および粘土 ML, MH, OL, OH, CL, CH		0 ~ 10m	1:0.8 ~ 1:1.2
岩塊または玉石まじりの粘質土		5 m以下	1:1.0 ~ 1:1.2
		5 ~ 10m	1:1.2 ~ 1:1.5

* 記号 (例えば SM) は統一分類法による。



(a) 単一こう配の
のり面



(b) 土質岩質によりこ
う配を変化させた
のり面



(c) 小段をつけた
のり面

図一 3 地山状態と切土のり面

とがある。

この場合、自然状態で十分な強度をもっていることが必要であり排水などに関し次のように配慮すべきである。

- ⑧ のり肩、のり尻排水を十分行なう。
- ⑨ のり肩付近からの水の浸透をできるだけ防ぐ。
- ⑩ のり尻には用地を余分にとつて万一崩壊しても路面に直接影響を与えないようにする。
- ⑪ 小段は原則として設置しない。
- ⑫ マサ (風化花こう岩) や、シラスは見掛けのせん断強度は大きく、例え垂直切土しても平常の状態では十分安定を保っている。しかしいつたん水を含むと、極度に固結度が低下し、浸蝕を受けやすい。浸蝕を防ぐため、急

こう配の切土がもつとも安定と考えられてきたが、急こう配の切土では、崩壊した場合の被害が大きいこと、植生やそののり面保護が困難などの

理由で、最近では切土高いのり面では植生などによる浸蝕防止を考慮して 1:0.8 程度のこう配のものが多くなっている。

(イ) 崖錐、風化斜面の切土

崖錐、風化斜面その他旧崩壊部やぼた山などでは、自然斜面の傾斜が地山の限界安定傾斜角を示していることがある。このような箇所を地山より急なこう配で切土すると、当然不安定になる。

この場合、安定性の不足する場合は次のような対策工を考慮する必要がある。

① 排水工

盲みぞ、水平排水孔などによって地下水位を低下させるとともにソイルセメントなどで表面水の浸透を防止する。

② 構造物による工法

土留めのための擁壁または深いすべり防止のためのくいや矢板などが使われる場合もある。

3-4 のり面の安定計算

切取のり面の安定の判定を安定計算によつて検討する際は、切取の対象となる地山のせん断特性を明らかにしておく必要がある。しかし自然の地盤は一般に構成が複雑で不均一な成層または性質をもつ場合が多く、原位置試験や採取した試料にもとづき土質試験を行なつても計算のための適切な資料を求めることは一般に困難である。したがつて切取のり面については地山が均質の場合で地山を構成する土のせん断特性が土質試験によつて明らかになつている場合は安定計算を行なうことができる。安定計算は一般に有効応力法により図に示すような円形のすべり面を仮定した分割法を用いばよい。この方法はすべり面上の土塊を適当な幅に分割し、分割片のせん断力と抵抗力をそれぞれ累計し、その比によつて安全率を求めるもので、計算式は次のようになる。普通分割の数は6～7個以上にすればよい。

$$F_s = \frac{\sum sl}{\sum W \sin \theta} = \frac{\sum \{c \cdot l + (W \cos \theta - ul) \tan \phi\}}{\sum W \sin \theta}$$

F_s : 安全率

W : 単位幅あたりの分割片の重量による応力 (t/m)

l : 分割片がすべり面を切る弧の長さ (m)

θ : 分割片とすべり面の傾斜角 (度)

u : すべり面の

単位面積あた

りの間げき水

圧 (t/m²)

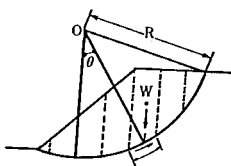
s : 単位面積あ

たりのせん断

強さ (t/m²)

$s = c + \sigma \tan \phi$

σ : すべり面に



O : すべり円の中心

R : すべり円の半径

図-4 安定計算法

垂直方向の有効応力 (t/m²)

c : 土の粘着力 (t/m²)

ϕ : 土の内部まきつ角 (度)

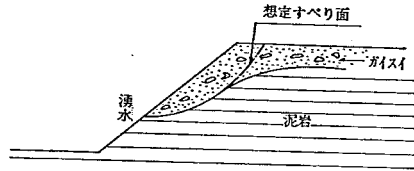


図-5

$$F_s = \frac{a_1 \cdot r_1 \cdot \frac{s}{2} (l \cdot s) + a_1 \cdot r_1 \cdot \frac{s}{2} (l \cdot s)}{a_1 \cdot W \cdot d + a_1 \cdot s \cdot W \cdot d}$$

(a) 円弧2個の組合せ

$$F_s = \frac{a_1 \cdot r_1 \cdot \frac{s}{2} (l \cdot s) + a_2 \cdot r_2 \cdot \frac{s}{2} (l \cdot s) + a_3 \cdot r_3 \cdot \frac{s}{2} (l \cdot s)}{a_1 \cdot W \cdot d + a_2 \cdot s \cdot W \cdot d + a_3 \cdot s \cdot W \cdot d}$$

(b) 円弧3個の組合せ

$$F_s = \frac{a_1 \cdot r_1 \cdot \frac{s}{2} (l \cdot s) + a_1 \cdot a_2 \cdot \frac{s}{2} (l \cdot s) + a_1 \cdot r_1 \cdot \frac{s}{2} (l \cdot s)}{a_1 \cdot W \cdot d + a_1 \cdot s \cdot W \cdot d}$$

(c) 2個の円弧と直線の組合せ

$$F_s = \frac{\frac{r}{a} \cdot \left(\frac{s}{2} \cdot l \cdot \frac{s}{2} \cdot l \right) + \frac{s}{2} \cdot l}{\frac{r}{a} \cdot \left(\frac{s}{2} \cdot W \sin \alpha + \frac{s}{2} \cdot W \sin \alpha + \frac{s}{2} \cdot W \sin \alpha \right) + \frac{s}{2} \cdot W \sin \alpha}$$

(d) 2個の円弧と直線 (傾斜すべり面)

図-6 複合すべり安定計算法

地盤中の強度及び透水性の異なる境界が調査ではつきりしており、しかも崩壊がこの不連続面沿いに生ずると予想される場合は、滑り面を想定して (図-5 参照)、これを複数の円弧あるいは円弧と直線の組合せで近似して計算することができ

る。図—6に複合滑り面の組み合わせとその時の安全率の計算式を示す。詳細については文献¹⁾を参照されたい。

3-5 のり面保護工

のり面保護工はのり面の浸蝕や風化を防止するため、植生または構造物でのり面を被覆したり、排水工や土留め構造物でのり面の安定をはかるために行なうもので、標準的な工法を示すと、表—4のとおりである。

4. 自然斜面の安定に対する検討

最近、自然斜面あるいはその極く一部が切取られた斜面の崩壊が道路でも見られ、その対策が必要になつてきた。これには①警報体制の整備、②崩壊防止工事、③路線の変更等により斜面が崩壊しても直接被害が出ないようにする、の3つの方法に大別される。

4-1 崩壊形態の予測

斜面崩壊対策を考える際、これがまず最も重要になつてくる。しかし対象となる斜面は一般に自然斜面であり、地盤が複雑、多様であり、また崩壊の主な誘因となる降雨のパターンも多様であり、崩壊形態の予測は一般に必ずしも簡単でない。最終的には、過去の経験、資料にもとづく技術的判断に頼らざるを得ず、各人の主観が入ってくるが、これを少しでも客観的、合理的なものにするためには、次の様な事項につきそれぞれ詳細につめて行くと良いと考えられる。

- (1) どのようにして現在ある斜面ができたかについて地質的、地形的解釈をたてる。
- (2) 地質、地形が同じような近くの所にこれ迄崩壊した個所があれば、その性状をよく観察し、これを対象とする斜面に当てはめて考えてみる。
- (3) 崩壊面となり得る斜面中の不連続面（一般に複数）を調べる。
- (4) 斜面形状より崩壊面を想定する。
- (5) 現在見られる斜面の変状より崩壊面を想定する。

表—4 のり面保護工の工種とその目的

分類	工 種	目 的
植生工	種子吹付工 植生マット工 張芝工	雨水浸蝕防止、凍上崩落抑制、全面植生
	植生筋工 筋芝工	同上 盛土用、筋状植生
	植生盤工 植生袋工 植生穴工	同上 硬質不良土のり面の部分客土植生
構造物によるのり面保護工	モルタル吹付工 コンクリート吹付工 石張工 ブロック張工 コンクリートブロックわく工	風化、浸蝕の防止
	コンクリート張工 現場打コンクリートわく工 のり面アンカー工	のり表層部の崩落防止、多少の土圧をうけるおそれのある個所の土留、岩盤はく落防止
	編 柵 工 のり面じゃかご工	のり表層部の崩落抑制
	落石防止網工 落石防止柵工 落石覆工	落石防止
	石積擁壁 コンクリートブロック積擁壁 コンクリート擁壁 鉄筋コンクリート擁壁 わく擁壁	表層より下のすべり抑止
のり面排水工	表面排水 のり面排水工 縦排水工 小段排水工	表面流による浸蝕の防止
	地下排水 盲みぞのり面じゃかご 水平排水工 垂直排水工 水平排水工	間げき水圧の低下による崩壊の抑制

- (6) 降雨時の斜面の挙動につき、崩壊に関連する要素ごとに検討する。
- (イ) 表面流水による浸蝕
- (ロ) 間げき水圧の上昇

- (イ) 含水率の増加による土及び岩の強度低下
- (ロ) 飽和度の増加による斜面の地盤の重量増
- (ハ) パイピングによる局部崩壊とその進行
- (ニ) 風化
- (7) 崩壊発生時の被災状況の想定
 - (イ) 崩落する土砂量
 - (ロ) 崩壊発生の徴候が表われてから崩壊に到る迄の時間
 - (ハ) 上述の徴候の予知の可能性
 - (ニ) 崩落する速さ
 - (ホ) 崩落土砂の到達距離

4-2 斜面崩壊防止工法と種類

斜面の崩壊自体が地形、地質及び降雨、地震など複雑な自然条件に左右され、事前にその形態を予測することが難しく、従ってその安定計算など、量的な設計法がないのが現状である。ここでは降雨による崩壊を防止するという観点から工法を大別する。

- (A) 雨水が崩壊をもたらす要因については、4-1で述べたが、これらの雨水の作用を受けない様にする工法
 - (イ) 表面流水による浸蝕の防止工
 - ①植生工、②構造物による表面浸蝕防止工（吹付け、法わくなど）
 - (ロ) 雨水の滲透防止工
 - ①(イ)―②に属する工法のうち、柵工、蛇かご工を除いたもの、②表面排水工
 - (ハ) 間げき水圧の上昇の防止工
 - ①上述の(ロ)に属する工法、②浅層地下排水工、③深層地下排除工
 - (ニ) 含水率の増加による土及び岩の強度低下の防止工
 - (ロ)及び(ハ)に属する工法がこの効果ももつ
 - (ホ) 飽和度の増加による地盤の重量増の防止工
 - (ロ)に同じ
 - (ヘ) パイピングによる局部崩壊とその進行の防止工
 - ①蛇かご、ふとんかご、②横ボーリン・グ等の排水工

- (ト) 風化の進行防止工
 - ①化学的風化に対しては(ロ)及び(ハ)で述べた工法、②応力緩和による風化に対しては押え盛土あるいはアンカー工
- (B) 雨水の作用を受けても崩壊が生じない様にする工法
 - (イ) 抑止施設
 - ①擁壁、②くい工
 - (ロ) 斜面形状の改良
 - ①段切り、②こう配をゆるく切る
 - (ハ) 押え盛土
 - (ニ) 地盤改良
 - ①注入工、②アンカー工、③ロックボルト工
 - (ホ) 雨水の作用を受けて崩落する可能性が高いものを除去する工法

4-3 工法の選択

4-2で各種の工法につき述べたが、次にこれらの工法をどの様に組み合わせる実際の工事を行なうかになる。対象となる斜面が自然斜面であり、崩壊の誘因となる降雨、地震もきわめて条件が設定しにくいので、実際はケース・バイ・ケースと言うことになるが、基本的な考え方としては

- (1) 降雨によっても斜面自体は全体的に見て安定である様にする。

その後

- (2) 表面浸蝕、風化、部分的崩落の防止をする。

これは主としてのり表面の保護工になる。

次に対策工事の順序であるが、一つの典型としては、

- (1-1) 最小限の不安定土塊の除去—除去する以外に方法がないか、あるいは除去した方が明らかに工費がかからないものが対象となる（工法C）。
- (1-2) これに伴う斜面形状の改良（工法C及びB）。
- (1-3) 斜面のうち部分的に不安定な所があれば、これに対して抑止施設を設置する（工法B）。
- (1-4) 斜面全体の安定性を考えて適当な所に抑止施設を設置する（工法B）。

(1-5) 崩壊に最もつながる要因の排除(工法A)。

—この段階では前に述べた工法Aのうち(イ)(ロ)(ハ)は問題になつていなく、また(ニ)(ホ)が非常に問題となるものは(1-1)及び(1-2)で取り除かれていることが多いので、(イ)と(ロ)が対象となる。

(1-6) のり表面保護工を補助する一次の(2)で述べるのり表面保護工だけでは、表面浸蝕、風化、部分的崩落の防止が不完全と考えられる場合のもので、主に豪雨時に斜面の背後地から来る表面流に対する工事になる。

以上により、降雨によつても斜面自体は全体的に見て安定である様にする。実際は(1-1)～(1-6)のうち総てを行なうのではなく、崩壊形態、主な崩壊要因及び立地条件などから判断して、いくつかを行なうことになる。

次に(2)の表面浸蝕、風化、部分的崩落の防止を目的とするもので、この工法については工法(A)ですでにふれた。

5. のり面の維持管理

のり面保護工は年を経るにつれて老朽化し、ぜ

い弱化して行くものである。

のり面の維持管理には、植生や構造物の経年老朽化を補修する現状維持のための作業と、変状、崩壊を監視する作業、さらに危険防止のための対策を立てる作業とに分けられる。

第1の補修作業は、保護工の機能を十分発揮させるためのもので、植生の追肥とか落石防止網裏のたい積土砂のとり除きなど定期的に行なうため、多分に美観の維持という性格も持っている。

第2ののり面の監視作業は、のり面の変状、保護工の変状などを監視するもので、変形のきざしがあれば必要な測定を行ない、その経時的変化より破壊の危険度を判定するものである。

第3の対策工を行なう作業とは、崩壊の危険性があるのり面に構造物を構築し、崩壊を防ぐとか、もつと緊急の場合はのり切排土工を行なうとか、崩壊した場合には排土し、その後の崩壊を防ぐ応急対策工を施工するとかといった作業が含まれる。

(参考文献)

土質工学会編，“土質工学ハンドブック，第8章斜面安定”，技報堂

4. 自然斜面の崩壊とその予知

渡 正 亮

土木技術資料 Vol. 15. No. 9
1973. 9

自然斜面の崩壊とその予知

渡 正 亮*

1. 自然斜面崩壊

自然斜面の崩壊現象はおそらく地球の創始期から、地表ではつねに繰返されたであろうものであるが、最近これによる災害が目立って多くなってきた理由としては、つぎのことがあげられる。

(1) 土地利用度の急速な増加

わが国は、国土の8割を山地が占め、したがって限られた平地部に人口が集中する傾向を持っているうに、最近の宅地や公共施設などの拡大のためにさらに多くの用地を必要とし、従来は危険とされていた崖下も盛んに利用されるようになってきた。

(2) 防災事業に対する社会的要請の変化

戦前戦後は防災事業の中心は水害を中心とする大規模災害の防除が中心となり、地すべり、崖崩れなどのような小地域での災害防除はその蔭にかくれていたが、これら大規模災害防除の事業の進展と社会生活の基盤が安定化したことに伴って土地の経済性が高まり、きめの細い施策が要求されるようになり、しだいに社会的な要請の比重が変化してきたために自然斜面の崩壊防止の重要性が高まってきた。

(3) 斜面崩壊による死傷者の増加

斜面崩壊の中でその大多数を占める崖崩れは、比較的小面積のものであり、したがって、そのため1個所当りの経済的損失（たとえば家屋の埋没、倒壊など）は小さいが、これに比べて死傷者を伴うことが多い点の特徴で、最近10年間の主な急傾斜地崩壊による死傷者数は年々増加の傾向を持ち、自然災害によるものの中で第1位となっており、人命尊重の立場からも無視し得ないものとなっている。

(4) 土地開発による斜面の安定度の低下

山地や丘陵地が開発されて宅地や道路などが造られる場合や土砂等の採取が行なわれる場合、最近の土工機械の発達に伴って、土工事が急速かつ大規模になり、このために斜面の安定度が低下して、地すべりや崩壊を起こしやすくなり、各地に崩壊を発生しつつある現状である。

またダム等における斜面の水没による地盤の変状も最近の問題になっており、この中には地すべりや崖崩れに発展するものも増加しつつある。

2. 自然斜面の特性

斜面安定の考え方は18世紀以降に始まり、その出発点は盛土斜面の安定論であった。この場合は斜面をまったく均質な粉体として考え、斜面内のすべての点における土質強度は均一で一定であるとの考えに立脚して理論が展開された。この考え方は現在の土質工学の基礎をなすもので、斜面内の強度が知られており、その土質構成が単純（すなわち均一であるか、あるいは基底破壊を考える場合でも2層程度の土質構成となる）であることを条件としている。

ところが自然斜面の場合、現在までの土質調査（ボーリング、テストピットによる観察、試験や各種のサウンディングなど）の結果からみると、かならずしも土質構成が単純とはいえず、むしろ不均質と表現した方がよい場合がほとんどである。

そして実際の崩壊現象が発生するのは、むしろこの不均質さに由来することが多い。すなわちせん断現象の発生するすべり面は多くの場合、地すべりによく見られるような地層と地層の境界面や、風化岩と新鮮な岩の境界面、あるいは地層内のある不連続面（断層なども含めて）であり、その崩壊発生の原因となる浸透水に関しても、斜面内に、ある拡がりを持った透水性の異なった層の存在が、土層内の間隙水圧を高めたり、地下水湧出に伴うパイピング洗掘現象となって、崩壊を発生している。

しかれば、このような崩壊発生の原因となる斜面の不均質さの規模はどのくらいかという点、今までの調査の結果からみると、それが厚さ数センチメートルの薄い粘土層の介在であったり、あるいは厚いある種の地層の表面の非常に小さな凹凸であったりすることが多い。しかもこれらはすべて斜面内に隠れているので、観察によってこれを見出すことが困難である。

そしてこの事実が、斜面崩壊の予測や斜面安定工の計画立案を非常に困難なものにしていることは否めない。

3. 自然斜面の崩壊形態について

斜面の崩壊の規模には各種のものがある。われわれの社会が、斜面崩壊によって災害を蒙る場合の災害形態は、その規模によって大きく左右される。

たとえば、斜面上で発生した1~2m³の崩壊でも、運悪くそれに近接して人がいた場合には被災するであら

*建設省土木研究所砂防部地すべり研究室長

うが、その可能性は非常に少ない。その発生は頻度は高くてもその発生する場所が、人の集る所であったり、交通の頻繁な場所（たとえば道路等）であると、これも問題になり得るわけで、最近ときどき発生する落石による道路上での災害等はこの例であろう。もう少し大きい規模（ $100\text{m}^3 \sim 1,000\text{m}^3$ ）になると、その発生頻度は減少する代りに、その被災範囲が広がるため家屋や建造物等のような固定した物体に対して災害を及ぼす可能性が大きくなる。これを崖くずれと呼んでいる。

この崖くずれの平均的な規模は厚さ $0.5\text{m} \sim 2\text{m}$ 、幅 $10 \sim 15\text{m}$ 、奥行き $15 \sim 20\text{m}$ で土量にして数 100m^3 である。

これに対して 1万m^3 を越えるような崩壊現象になると、その崩壊発生件数は少なくなるが、その代り発生した場合の災害は非常に広大になり、崩壊する斜面にも人家、構造物等が分布し、崩れた土砂による災害のみでなく、崩れる物体上にも、各種の施設が分布することが多くなる。これを地すべりと呼び、その規模は最大で2億 m^3 を越える場合（イタリアのヴァイオントダム上流トック山の地すべり）もある。わが国でも数百万 m^3 の土壌が滑動している例は多くみられる。この地すべりの規模は、平均して厚さ 20m 、幅 100m 、奥行 150m ぐらいである。

さて、これらの規模による違いが、災害の形態を変えと同時に、その現象が発生する場合の時間的な余裕や挙動にも変化がでてくる。

崩壊という現象は、斜面内の地層のせん断現象の1つであるが、せん断の発生する条件として、斜面内の応力になんらかの変化が生じたり、せん断抵抗力に変化が生ずるわけであるが、この斜面内の平衡条件が変化した場合に斜面を構成している物質は、その物性に応じて各種のひずみを生ずる。斜面を構成している物質は一般には岩とか土とか呼ばれている物質であり、弾性体であると同時に塑性体である。塑性体であると、せん断の前には、必ずクリープを生ずる。

斜面の崩壊を予測する場合に、このクリープによって生じたひずみを測定することによって、その崩壊時刻を予測することができる*。ところが、この発生するひずみの大きさは、もし崩壊が一面せん断であるとする、すべり面の面積に比例して生ずるであろうし、同時にクリープの発生してから、せん断に至るまでの時間も、これに関連してくるであろう。

そこで、地すべりの場合に 1m のクリープのためにせん断が起これると崖くずれではその規模が厚さにして $1/10$ であり、面積にすれば $1/100$ 以下であるから、 1cm 以下のクリープでせん断破壊を起こし、しかも時間的にも非常に短い間にせん断に至ることとなる。

このことは、地すべりが予知し易く、崖くずれ、落石等が予知し難いということの一つの説明になる。したがって、崖くずれの予知を行なう場合には、地すべりと比

べて倍以上の精度で、長さ、時間等を測定し得ないと、その予測が困難になる。ところが、もしこれが予知し得たとすると、その土塊の量が数 100m^3 で、重量にしても $1,000\text{トン}$ ならざる物体の滑落現象であるから、たとえば、斜面勾配を 45° とすると滑動力は 700トン 程度であり、斜面のバランス（安全率）を2割程度向上するには 140トン の抵抗力を付加すれば良いことになり、これならば人工の構造物でも十分対抗できるものを設計することができる。

ところが、地すべりは明瞭なきれつや変状が起こるために予知し易い代りに、その土量が約 1000 倍になる訳であるから、滑動力は 10万トン 程度となり、安全率を 1.2 に保つためには、 2万トン の抵抗力を付加しなければならないことになって、なかなか人工の構造物では抑止できず、地下水排除とか、切土盛土等による自然条件の人工的变化によって抑制せざるを得ないことになり、その安定を保つことが非常に困難になる。

要するに崖くずれは、われわれにとってその予知が重大な問題であるのに対して、地すべりはその抑制が重要な課題になることになる。

4. 自然斜面の崩壊の考え方

自然斜面の構成物質は盛土斜面と比べて複雑であり、土から岩まで存在する。またこの土や岩もさらに分類すれば粘質土や砂質土、れき混り土、風化岩、変質岩、軟岩、硬岩などに分かれ、それぞれあるていど特質が異なり、その崩壊に対する考え方も異なってくる。そして土に類するもの（強風化岩、強変質岩も含めて）は土質工学的な取扱いをされ、岩に類するもの（比較的固結度の高い土層も含めて）は地質工学的な取扱いをされている。地質工学的な取扱いは斜面の性格を質的に表わすのに非常によいので崩壊の予測にとくに適しており、土質工学的なものはその対策工の量的設計に適しているもので、本来は斜面安定には両方の面から検討されるべきものであろう。

(1) 土質工学よりのアプローチ

土質工学の分野には、従来、斜面安定の量的取扱いの手段として円形すべり面を用いた安定計算法が存在する。この計算法はいろいろの仮定を含んでいるにしても量的取扱いが可能であるため、斜面安定工の設計や崩壊規模の予測にしばしば用いられている。

しかし、自然斜面の場合その土層の不均質さのためにあらかじめ試験によって、その斜面を構成する物質の平均的な土質常数を決定することが非常に困難であるという欠点を持っている。すなわち、もし斜面内の数カ所で土を採取して試験を行なっても、これが、その斜面全体の土の強度を代表するものと考えても、非常に誤差が大きくなり、したがって安定計算自身の誤差も大きくなり、非常に大きな安全率を採用せざるを得ないことになる。また、とくに前記の崩壊規模の予測に関しては、これがトライアルに引かれた多数のすべり円の中での最小安全率のすべり円を見出すことにあるために、土質強度

*斎藤昭彦「斜面崩壊発生時期の予知に関する研究」鉄研報告 No. 626 1968-2

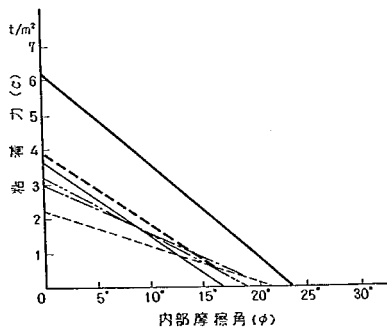
常数のわずかの違いが、まったく異なった結果を与えることになり、最小安全率を与えるすべり円を求めることは事実上意味がなくなり、安定計算は崩壊の予測としては用いられないことになる。この点は地すべりでは古くから、この考え方で、安定計算が行われており、安定計算は対策工設計の場合の数量的取扱いの根拠としてしか用いられていないのと同様である。

すべり面の推定に関しても、最小安全率のすべり面を計算上求めるのではなくむしろ、斜面の質的構成によって定まることになるので、なんらかの方法で斜面内をサウンディングして、質的判断（たとえば軟弱層、不透水層、透水層の分布、土の可塑性、粒度組成より）を行なってすべり面を推定することになる。この場合はむしろ地質工学的な判断が有力な助けとなる。

すべり面の土の強度常数（ c および ϕ ）に関しては、前述のとおり室内試験による推定がはなはだ困難であったり、誤差が過大になるため、今後、大型試験器を用いたり、現位置せん断試験（少なくとも口径 30cm 以上）の方法を改良して行なう方向に向き、最終的には現地崩壊実験などの大型試験を行なわない限り、すべり面の平均的せん断強度を求めることが困難であろう。しかしながらこのような方法はなかなか普遍的には取入れにくい。ため、結局推定値を用いることになる。この場合は、現在の斜面に推定すべり面を記入した土塊について、その安全率（ FS ）を 1.00 と考えた場合の c と ϕ の関係を c - ϕ 図（図-1）として求め、この関係から土の強度を推定する方法が採られる。この場合、地すべりでは、すべり土塊の厚さが大きく、すべり面は粘土またはれきり粘土

表-1 すべり面と c の関係

すべり面垂直最大層厚 (m)	c (t/m ²)
5	0.5
10	1.0
15	1.5
20	2.0
25	2.5

図-1 c - ϕ 図

より成っているために、試験結果あるいは表-1によって c の値を求め、図-1 より ϕ を決定する方法を採るのに対して、盛土のり面崩壊の場合は逆に試験結果より ϕ を推定して c を決定する方法が採られている。

少なくとも表-1 からみる範囲では、崖崩れの場合は、一般にすべり土塊の厚さが平均 0.5~2 m 程度であるから、 c の値は非常に小さくなり、むしろ $c=0$ と仮定しても大差ないようになるであろう。

安定計算中の土の強度常数は有効応力法によって決めるのが適当であるが、試験が困難な場合は全応力法によって求めることになる。

土の物理的性質によってすべり面を決定するには試験試料としてれきをあまり混入していない土が適当で、とくに可塑性の高いかまたは透水性の小さい土層の表面付近がすべり面となる可能性を持っている。また、透水性の高い土層は滲透水を滞留する効果を持っているので、排水工を行なう対象となる。

(2) 地質工学的アプローチ

斜面崩壊を発生する斜面の地質はおそらくあらゆる岩質におよんでいるが、その構成物質やその構成状態（地質構造も含めて）によって崩壊の形態が異なるし、その発生の頻度も異なっている。もっともこの頻度に関しては、地形的要素や降水などの誘因の状態によっても異なってくる。

崩壊の形態としては崩落 (fall) 滑落 (slip), 滑動 (slide) があり、第 1 のものは斜面の中でオーバーハングしたブロックが重力によって落下するもので、崩落面は鉛直に近く、この面に沿って斜面は引張り抵抗力を作用するが、せん断抵抗力はほとんど作用しない。

第 2 は斜面内のある面に沿って土塊がすべる現象で、崩落面は傾斜しこれに沿ってせん断抵抗力が働く、運動は突発的で継続性、断続性のないものである。最後は継続性、断続性のあるもので地すべりと呼ばれる。

崩壊の素因としての地形的要素としては、当然浸食の問題がある。浸食形態として斜面崩壊ともっとも関連性の大きいのは海食および河食である。とくに崖崩れに関してはわが国が四面海に囲まれ、しかも大都市がすべて海岸沿いの平地部に集中しているため、海食崖によるものが多く河食によるものがこれにつく。そして海岸段丘、河岸段丘の崖の崩壊がとくに目立っている。

このような段丘の崩壊はその堆積物の層序が問題となりとくに薄いある程度の拡がりを持った粘性土の挟み層の存在が崩壊の素因となりやすい。崩落物質としてとくに目立つものは表土である。表土とは地表部に侵入した植生ととくに草本類の根系の大部分が風化岩層または土層中に侵入して作った腐植土を含む茶褐色、黒褐色の土層で、植生の作用によって自然に形成された地層というもので、植生の根系の発達によって土層は緊密され一体となり、崩壊時にも相当大きな 1 つのブロックとなって崩落するもので、その素因は表土とその下部の地層との物性の相違によるものである。根系の緊密度が高いと斜面上で表土部のみがオーバーハングし、崩落する場合

もみられる。

つぎに多発するものとして火山砕屑物があげられる。この中でシラス、ロームなどの火山灰によるものが、わが国の特定な地方（九州や関東）で多発している。これらの崩壊はその斜面内からの地下水のバイピングによる崩落（これも細かい地層の境界面で発生することが多い）と地層内の相対的な不透水層の存在による滑落がみられるが、一般にシラスやロームの崩壊といわれるもののなかの多くのものは表土層の崩壊である。

さらに強風化岩としてのマサ土や温泉余土の崩壊が近畿、中国地方を中心として見られる。この崩壊の原因としては強風化岩中の節理面、断層面などの不連続面の発達、その素因となることが多い。この不連続面は地下水の通路となってバイピングの原因とも成り得るし、間隙水圧を高めるすべり面ともなり得るもので、このような不連続面の密度がその風化速度とも関連してくるので、同じ花崗岩地帯でも崩壊の頻発するところとそうでないところとの差異となる。

岩の崩壊に関しては硬岩の場合と軟岩の場合に差異があり、硬岩の場合は不連続面（割目、層理、流理、断層、節理）の発達が崩壊と関係する。この崩壊の形態は落石型のものが多く、場合によってはこの不連続面沿いの滑落も見られる。

軟岩の場合は硬軟の細互層の場合にもっとも多く、斜面が流れ盤の場合は小規模の滑落が多くみられ、受け盤の場合は層理面からの水の浸透量が多いため、風化が進み、比較的大規模の滑落を生じやすい。

このほかに崩積土（崖すいを含む）の崩壊があるが、この場合はすべり土塊の規模が大きく運動が断続的に地すべりの形態をとる。（地すべりの場合は新第三紀層、結晶片岩）。

以上のように斜面崩壊の地質的考え方の中心は地層内の不連続面の分布にあり、これが崩壊の素因としてもっとも重要な地位を持っている。したがってボーリング*簡易貫入試験、スウェーデン式サウンディング、電気探査、弾性波物理探査などによりすべり面を推定することが必要となる。

5. 崖くずれの誘因と予測

斜面崩壊の誘因を大別すれば、降水、地震、人工に分けられる。

降水のなかでとくに崖くずれと密接な関連を持つものは降雨強度である。崩壊を多発するような降雨強度は地方的に非常に大きな差異があり、日本全国を一律に眺めることはできない。一般に降雨量の多い九州や四国南部、紀伊半島などは例年相当大きな降雨強度に対して斜面が安定しており、時間雨量にして50~100mmくらい降らないと崩壊を起こさないのに対して、雨の少ない地方では20~50mm/hでも発生しやすい。また当該降雨よりも以前の降水量とも密接に関連し、梅雨期などに少し

強い雨が降ると崩壊を多発する。

一般に降水による崩壊を発生しやすい斜面は、直線形山腹または凹形山腹で、斜面内のちよとした凹部または汎形地形の地点や降水が多量に流下する地点に崩壊が集中する。また台風時などはその局部的な風向が、崩壊に関連するらしいといわれている。いづれにしても降雨と崩壊の関係は複雑で、まだ十分解析されていないのが現状である。

地震による崩壊は震度4以上の場合に多く、一般に凸形の山腹に起こりやすい。とくに亀裂の多い岩盤斜面では大規模な岩石崩落を起こしやすい。地震前の降雨の有無も大きな関係を持ち、十勝沖地震によるシラス斜面の崩壊は、斜面内の地下水の影響であるといわれている。

厚い崩積土の場合や厚い固結度の悪い土層の場合は、大規模の崩壊や地すべりを起こしにくい、砂層の場合は流動化現象により、大きな崩れを起こす。また、地震後に地下水の挙動が変化して深層地下水などが湧出した場合は大きな地すべりを起こしやすい。

人工によるもののもっとも多くの誘因を作るものは、切土と地表水処理の不手際である。

斜面末端部での切土は斜面の安定度を著しく損なっており、比較的大きな規模の崩壊を起こしやすい。なかには斜面末端部での擁壁などの築造のための床掘りが崩壊を誘発したとさえある。つぎに岩盤斜面の場合は切土による除荷によって、元来節理、亀裂、層理などが多い岩盤では除荷による応力解放により、亀裂などが開放して水を浸透させやすくなり、崩壊を誘発することが多い。これらの不連続面が受け盤状に分布している場合は大きな崩壊を、流れ盤の場合は小規模の崩壊を多発する。顕著な断層や破砕帯の場合の切土はとくに注意を要する。

地表排水の場合は流末処理の不完全、盛土部での水路工の基礎の不完全、流路を急に曲げた場合の処置や、暗きよの呑み口の不完全が原因となって、せっかく集めた水が地表に溢流し、かえって大きな崩壊を発生することが多く、とくに道路、鉄道、宅地造成などでみられる。

これらの崩壊を予測する方法としては十分なものがなく、前述のように微地形から判断したり、斜面上の土砂の堆積、あるいは強風化層の厚さの分布を簡易貫入試験などによって求め、その厚さの大きいところを危険地帯としたり、斜面内の基盤の凹凸をしらべて、滲透水の集まりやすい凹部を危険地帯とする方法がある。

一般に斜面崩壊では崩壊の前駆現象（亀裂の発生、地盤の変状、陥没、隆起など）の発生から崩壊までの時間的余裕が小さく、事前にこれを予測することは困難であるがもし亀裂などの存在が発見されれば、地すべり調査で用いられている伸縮計を設置して、亀裂の開き方の速度の変化から崩落時期の予告をすることが可能である。また危険と思われる斜面に地盤傾斜計を設置して、地盤のひずみの累積状態から崩壊の可能性を検討することもできる*。

*大久保、上坂：簡易貫入試験機による地盤調査、土木技術資料、Vol. 13, No. 2.

*山田、渡、小橋：地すべり斜面崩壊の実態と対策、山海堂

5. 崖崩れに対する防災技術の現 状と今後の課題

安 江 朝 光

季刊 カラム No. 51
1974. 3

崖崩れに対する 防災技術の現状 と今後の課題

安江 朝光

崖崩れによる災害は年々増加の傾向を示し、その対策は重要な課題になって来た。昭和44年に急傾斜地法が制定され、全国的な大災害があつた昭和47年には「防災のための集団移転促進事業に係る国の財政上の特別措置等に関する法律」が公布、施行された。然し、その防災技術は必ずしも十分でなく、今後に残された課題も多い。

急傾斜地（崖）とは斜面勾配が急な自然状態の斜面（地山）を指す。急傾斜地法には「傾斜度が30度以上の土地を急傾斜地と定義する」となっている。

自然状態の地山の斜面崩壊は、急傾斜地崩壊（崖崩れ）と地中に分けられる。両者の違いについては明確な定義はなく、人によって多少受け取り方が異なるが、

一般的な見方として表1のような相違がある。

1 崖崩れの実態

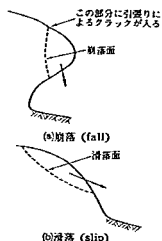
崖崩れ（急傾斜地崩壊）は崩落（fall）と滑落（slip）に分けられる。

崩落（fall）
典型的には、斜面（崖）のうちの、オーバーハングしたブロックが重力によって落ちるものである。崩落面、即ちものと地盤と崩落したブロックの境界面は鉛直に近い。崩落面では引張抵抗は作用するが、この面に沿う剪断抵抗は殆ど作用しない（図1（a））。

滑落（slip）
典型的には斜面（崖）のうちの、斜面（崖）がある面（滑落面）に

<表1> 崖崩れと地への相違

	崖 崩 れ	地 に り
発生時期	豪雨の直後か豪雨中が多い。	降雨の終了後ある程度の時間を置いて起る。
発生機構	運動速度が急速である。運動土塊の破砕が激しい。地下水の存在は必須条件ではない。	運動速度が緩慢である。運動土塊が崩壊を保っている場合が多い。地下水が必ず関与している。
滑落土塊	薄い（2m以下であることが多い）	厚い（5～30m、平均20m程度）



<図1> 崖崩れの種類

沿つて進むもので、地より相対的に短い時間である。滑落面は鉛直でない。滑落面沿いによりに対する抵抗（剪断抵抗）が働く（図1（b））。

昭和44～46年の3年間の急傾斜地の崩壊のうち、被害を伴つたもの、40道府県、201ヶ所の例について、崩壊の特徴を調べた。

崩壊のタイプ：表上の滑落型の崩壊が極めて多く、全体の51%を占める。次いで、強風化岩の崩落（殆どがマサ）が12%、崩壊上の滑落が11.5%となり、これら三つで全体の75%を占める。岩の崩壊は9.4%であり、他は土砂または非常に風化して土砂に近いものである。

崩壊の規模：崩壊の高さは10～19mのものが多く、崩壊の幅も10～19mのものが半数近くを占める。崩壊の厚さは1.5～1.9mのものが最も多く、次いで1.0～1.4mであり、平均値は2.1mである。

斜面の傾斜角：40～49°のものが最も多く、次いで30～39°である。20°以下の斜面での崩壊は皆無であり、30°を境に危険度が急増する。

崩土の到達距離：崩壊の高さ：0.2～1.2辺りに集中している。全体の80%は1.0以下であり、全体の95%でも1.5倍である。ある程度の余裕を見て最低、崩壊の高さの2倍以内の距離にある人家は被災の恐れがあると考えなければならぬ。

降雨量：最大時間雨量が10～50mmの間で崖崩れが頻発している。

2 崖崩れ防止の技術的な難しさ

崖崩れによる災害を防止するためには、崖崩れが発生しないようにすること、発生しても、人的、物的被害がないようにすることの二つの方法がある。前者に対応するものとしては、

- (1) 崩壊防止工事
- (2) 水の放流、法切り、工作物の設置、土石採取など崩壊の原因となる有害な行為の制限
- (3) 崩壊に相当するものとして、(1) 崩壊懸念地帯の整備
- (4) 崖崩れにより被害を受ける恐れのある家屋等の移転
- (5) 崖崩れ災害危険区域での必要な建築制限

これには、危険度判定、崩壊発生、予知、予測、崩壊形態の予測、被害状況の想定、安定計算、防災工事の合理的な設計・施工、施工後の効果的な維持管理などが必要であるが、その裏付けとなる技術は必ずしも十分でない。技術的な困難さは、自然斜面の特徴として、地質状況が多様、複雑であり、斜面地盤の強度及び水に関する性質が顕著な異質性、非均質性を示すことによるところが多い。また、崩壊の誘因となる降雨、地震、風などの条件設定も極めて困難であるからである。

3 危険度判定

斜面（切取り法面を含む）の危険度判定を定量的に行うことは現在の技術では極めて難しいことはいうまでもない。然し防災計画を立てる上には必要であり、実務上ある程度切つて基準を作つてみる。表2に国鉄での採点表試案を示す。この考え方は法面の強度を各要素毎に点数評価を行い、その合計点数と許容雨量の雨量評価点数を突き合、その結果から防護

<表2> 切取り法面採点表改正試案（国鉄）

条 件	点 数	区 分
基本点	+10	
地域点		
北海道・東北・新潟		関東・中部・関西・四国・九州
	0	+40
地質		
三紀岩・火山岩・変成岩		洪積層・沖積層
	-40	0
土質		
軟 岩		砂 質 土
	-20	0
法 高		
5m以下		5～10m
+20	0	-20
勾 配		
標準より急		標準より緩い
	-5	+5
点 源 水		
乾 燥		湿 潤
	0	-5
注 入 行 近 の 環 境		
自然斜面		水が集中し易い地形
	0	-5
防 護 点		
1. モルタル吹付工・空巣工		+ 5
2. 法面排水工・植生工		+ 10
3. 落コンクリート工・格子枠工		+ 20
4. 格子枠中張コンクリート工		+ 70
5. 土留 壁		+100
判 断 点		
保守担当責任者は現地の実情、過去の実績に基づき±10を限定して設定出来る。		
雨量評価点		
評 価 点	100	90
許容日雨量(mm)	450	400
	350	300
	250	200
	150	100
	50	20

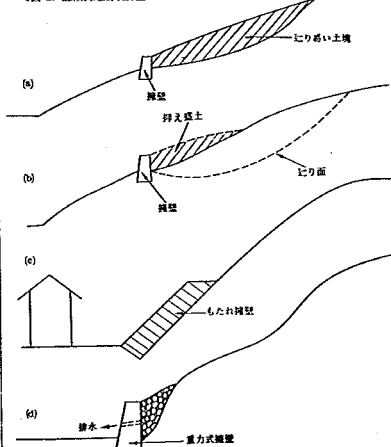
＜表 3＞急傾斜地崩壊危険区域危険度判定ランク及び
その基準
(昭和47年度建設省河川局砂防部：急傾斜地の崩
壊等による災害危険箇所の総点数の算出要領)

要 因	点 数	備 考
高 さ	10m以上 7 10m未満 3	
傾 斜 度	45°以上 1 45°未満 0	
オーバーハングの有無	有 3 無 0	
表土の厚さ	a(0.5m以上) 1 b(0.5m未満) 0	
湧水等の有無	有 1 無 0	崖上に奥行10m以上の平坦面がある場合を含む
崩壊の有無	有 3 無 0	
急傾斜地崩壊防止工事の技術的基準	満 足 0 不 満 3	人為的工事によって各要因による危険の消滅しているものはその要因がないものとして計算する。
構造物等の有無	有 3 無 0	特に①オーバーハングしているがコンクリートで完全に保護されている場合は0点とする。

設備の要否を決めようとするものである。例えば、ある法面の要因(地質とか土質など)の和に基本点、地域点、防護点、判断点を加えて法面強度点とし、一方その法面の線区の数線別計画年数(例えば東海道線では70年)に相当する確率日雨量に見合う雨量評価点をみて、両者の点から必要な防護工を見出すわけである。

建設省では昭和47年7月の全国

＜図 2＞急傾斜地崩壊防止のための措置



的な豪雨災害の後、急傾斜地の崩壊等による災害危険箇所の総点数を算出して、表3に示す基準により点数を算出し、急傾斜地をA、B、Cのランクに区分した。

4 危険斜面の監視法

斜面崩壊の危険を事前に知り、避難措置をすることは、崖崩れに対する主要な対策である。

(1)降雨強度

斜面崩壊の大部分は大雨によって生ずるが、災害の発生はその地域によって降雨の経過と相関があると経験的に考えられている。過去の資料によって地域毎に雨量による警報、避難基準を決めるのが実際の、道路、鉄道などでは既に決められている箇所がある。同じ雨量でも当日と前日では、崩壊に及ぼす効果が異なることが当然考えられるから、日時による重みづけをし、これを予め雨量計に組込んでおくことが試みられている。

(2)斜面変状

地表面の変位を測定する方法が考案されているが、地中に近い崩壊に対してはある程度の効果が認められている。

(3)落石

道路法面などでは、崩壊の直前に僅かな落石がみられることが報告されている。これを精度よく検出する技術の開発が現在進められている。落石そのものによる被害に対しては、落石検知網が鉄道などでよく用いられる。これはビニール被覆電線による鋼鉄構造物に微弱電流を通じ、それが落石等で切断されると警報を出すものである。

(4)その他の計器によるもの

間隙水圧、土中の含水量、破壊音などを計測することによって崩壊を予測する試みがなされているが、殆どまだ試験段階である。

(5)踏査或は観察

地表、或は構造物に新たに亀裂が発生したり、湧水量が増したり、湧つたりすると危険が大きい。

5 防災工事

崖崩れ防止工事は崩壊自体が地形、地質及び降雨、地盤など、複雑な自然条件に左右され事前にその形態を予測することが難しく、従って安定計算などの量的な設計を行い得るケースは極めて稀で、過去の資料、経験に基づいて担当技術者が決めているのが現状である。その際、降雨による崩壊の要因としては、次の六つを考えればよい。

- (1)表面流水による浸食
- (2)間隙水圧の上昇
- (3)含水率の増加による土及び岩の強度低下
- (4)含水率の増加による斜面地盤の重量増
- (5)パイピングによる局部崩壊とその進行
- (6)風化による強度低下

その進行

(6)風化による強度低下
降雨による崩壊が殆どであり、これを防止するという観点から工法は次のように大別される。

- 1 崩壊に繋がる雨水の作用を受けないようにする工法
- (1)表面流水による浸食の防止工
- (a)植生工(種子吹付け、張り芝、断芝)
- (b)構造物による表面浸食防止工(吹付工、ブロック工、格子棒工、棚工、蛇籠工)
- (2)雨水の透過防止工
- (a)(1)(b)に属する工法のうち、掘工、蛇籠工を除いたもの
- (b)表面排水工
- (3)間隙水圧の上昇及び地盤含水率の増加の防止工
- (a)上述の(2)に属する工法
- (b)浅層地下水排水工

地表から1〜3m付近までに分布する地下水を排除するもので暗渠工及び明渠工が用いられる。

(c)深層地下水排除工(横ボーリング、集水井、排水トンネル、地下水遮断工)

急傾斜地では、浅層地下水と深層地下水の間にある所謂中間帯が問題となることが多い。工法としては横ボーリング工が殆どである。

(4)パイピングによる局部崩壊とその進行の防止工

- (a)蛇籠、ふん籠
- (b)横ボーリング等の排水工
- (5)風化の進行防止工
- (a)化学的風化に対しては(2)及び(3)で述べた工法
- (b)応力緩和による風化に対しては抑え盛土或はアンカー工

2 雨水の作用を受けても崩壊が生じないようにする工法

- (1)抑止施設
- (a)擁壁

急傾斜地では斜面全体に亘るような大きな擁壁を直接擁壁で抑えることは一般に不可能で、次のような目的をもつことが多い。

けり土壌を、その下部で抑える

＜図 2(a)＞。抑え盛土のためのもの

＜図 2(b)＞。斜面の下部(脚部)の安定＜図 2(c)、(d)＞。

(b)杭工

これは限られた用地で大きな抵抗力をもち構造物として擁壁の代りに用いられる。斜面の形状を変えなくとも施工出来るので、急傾斜地には適した工法であり、将来は益々使われるであろう。

＜表 4＞法面保護工の工種とその目的

分類	工 種	目 的
植 生	種子吹付工	雨水浸食防止、凍上崩落抑制、全面植生
	マツト工	同上
	芝工	同上
生 殖	生 殖 工	同上
	生 殖 工	同上
	生 殖 工	同上
工 種	生 殖 工	同上
	生 殖 工	同上
	生 殖 工	同上
構造物による法面保護工	マルチ吹付工	風化、浸食の防止
	コンクリート吹付工	同上
	ブロック工	同上
	コンクリートブロック工	同上
	コンクリート工	法表層部の崩落防止、多少の土圧を受ける恐れのある箇所の土留、岩盤崩落防止
	現場打コンクリート工	同上
	コンクリート工	同上
	コンクリート工	同上
	コンクリート工	同上
	コンクリート工	同上
法面排水工	排水工	表面浸による浸食の防止
	排水工	同上
	排水工	同上
	排水工	同上
	排水工	同上
	排水工	同上
	排水工	同上
	排水工	同上
	排水工	同上
	排水工	同上

(2)斜面形状の改良

(a)段切り

(b)勾配を緩く切る

(c)抑え盛土

(d)地盤改良

(e)注入工

(f)アンカー工

(g)ロックボルト工

3 雨水の作用を受けて崩落する可

能性が高いものを除去する工法

斜面にある不安定土塊の除去で、

一般に排水工といわれるものである。

この工法は最も確実な効果を

期待出来るので急傾斜地ではよく

用いられる。土塊の排除がそれより

上部の崩落を誘発しないことを

事前に検討しておかねばならない。

工法を考えるには、まず崩壊形

態を想定して、複数の崩壊形態が

予想されるときは、用地、工費な

どの制約を考慮して、対策工事が

行えるものと、行えないものに分

け、後者に対しては対策工事後

の避難方法を検討する。工事の

順序は、まず降雨によっても斜面

自体は全体的に見て安定であるよ

うにし、その後、表面浸食、風化、

部分的崩落の防止をする。これは

主として法面保護工＜表 4 参照＞

になるが、実際は全体的安定と法

表面の安定を兼ねた構造物が多い。

例えば、崩壊には表土層の滑落型

になるが、実際は全体的安定と法

表面の安定を兼ねた構造物が多い。

例えば、崩壊には表土層の滑落型

になるが、実際は全体的安定と法

表面の安定を兼ねた構造物が多い。

例えば、崩壊には表土層の滑落型

になるが、実際は全体的安定と法

表面の安定を兼ねた構造物が多い。

例えば、崩壊には表土層の滑落型

になるが、実際は全体的安定と法

表面の安定を兼ねた構造物が多い。

例えば、崩壊には表土層の滑落型

になるが、実際は全体的安定と法

表面の安定を兼ねた構造物が多い。

例えば、崩壊には表土層の滑落型

になるが、実際は全体的安定と法

表面の安定を兼ねた構造物が多い。

例えば、崩壊には表土層の滑落型

になるが、実際は全体的安定と法

表面の安定を兼ねた構造物が多い。

例えば、崩壊には表土層の滑落型

になるが、実際は全体的安定と法

表面の安定を兼ねた構造物が多い。

例えば、崩壊には表土層の滑落型

になるが、実際は全体的安定と法

表面の安定を兼ねた構造物が多い。

例えば、崩壊には表土層の滑落型

になるが、実際は全体的安定と法

表面の安定を兼ねた構造物が多い。

例えば、崩壊には表土層の滑落型

になるが、実際は全体的安定と法

表面の安定を兼ねた構造物が多い。

例えば、崩壊には表土層の滑落型

になるが、実際は全体的安定と法

表面の安定を兼ねた構造物が多い。

例えば、崩壊には表土層の滑落型

になるが、実際は全体的安定と法

表面の安定を兼ねた構造物が多い。

例えば、崩壊には表土層の滑落型

になるが、実際は全体的安定と法

表面の安定を兼ねた構造物が多い。

が最も多いが、ごく表層の土を排

土して、場所打ちコンクリートで

法枠工を施工すれば、これは斜面

の全体的な安定と法表面の安定を

兼ねることになる。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

図 3 と写真にこの一例を示す。

対策工法の設計、施工について

は、現在担当技術者の工学的判断

に頼っていることが多く、何らか

の技術基準を定める要望が強い。

主な問題点としては、

(1)安定計算が一応出来るように

にする。

(2)想定される崩壊形態との関連

において、なるだけ個人差が入ら

ない形で合理的に工法選定が出来

るシステムをつくる。

(3)人家に近く、足場が狭くて悪

いところで安全に施工出来るよう

にする。

(4)なるだけ緑を残し、自然環境

を奪わない工法を開発する。

(5)人手の少ない工法の開発。

(6)施工の歩掛りについても急傾

斜地自のものを作る。

(7)簡便で確実な維持管理方法を

各工法について確立すること。

また、将来の課題として、宅地

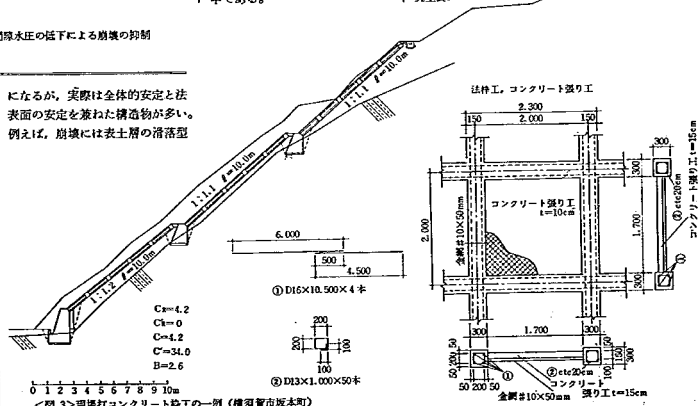
造成などの地域開発に投入した形

で危険な崖地をなくしてゆくとい

う方向も検討されねばならない。

＜建設省土木研究所急傾斜地崩壊研

究室＞



＜図 3＞現場打コンクリート枠工の一例 (横須賀市坂本町)



現場打コンクリート枠工の一例 (横須賀市坂本町)

6. 斜面崩壊対策工の設計に関する一試算

安 江 朝 光
岡 本 正 男
金 内 剛

第9回土質工学研究発表会
1974. 6

建設省土木研究所

○ 安 江 朝 光
岡 本 正 男
金 内 剛

1. 試算の目的

急傾斜地（がけ）対策は重要な課題になってきているが、その対策となる斜面は一般に自然斜面であり、地盤性状が多様、複雑で、また崩壊のおもな誘因となる降雨のパターンも多様なので、安定計算を行なって検討しているケースはごくまれなのが現状である。従来の経験にもとづいた技術者の工学的判断（Engineering Judgment）に頼らざるを得ないにしても、工学的判断、理論的計算、施工後の実測の三者を集積して、少しずつ斜面崩壊対策工事を客観的、理論的にしていかなければならない。この試算は、この方法によって今後対策工の設計を行なおうとするものではなく、主に工学的判断により造られる工事をこの方法によって計算すればどのような数値になっているかと言う資料を集積することにより、さらに開発されるであろう計算方法の基礎資料を提供しようとするものである。

2. 計算の考え方

(1) まず、現地踏査によってどのような形態で斜面が崩壊するかを想定する。このときには、過去の経験、資料および隣近地区での崩壊の性状が参考になる。

(2) 降雨に関連した崩壊要因は、①表面流水による侵食、②間隙圧の上昇、③含水による土及び岩の強度低下、④含水による地盤の重量増、⑤パイピングによる局部崩壊とその進行、⑥風化がある。このうち、①、⑤、⑥は現状では理論的取扱いが実際上ほとんど不可能である。これらは、経験にもとづく工学的判断により、法面被覆など必要な対策工が行なわれるものとする。雨水の浸透は、対象となる斜面はたとえ浸透防止し得たとしても、地下水などの形で他からの侵入があるから、結果的には防ぎ得ないと考える。

(3) そうすると、間隙圧の上昇、含水による土及び岩の強度低下、含水による地盤の重量増が検討事項として残る。

(4) 斜面は少なくともこれまで崩壊しなかったのだから、過去の最も条件の悪かったときの安全率 $F_s = 1$ としても、その後風化や地震の影響を受けないとすれば安全側にある。その地域の過去の気象データ、災害データ及び想定される崩壊形態にもよるが、今回の試算では、含水による強度低下、重量増を見込み、間隙圧は発生しなかったとした。崩壊の形態は二次元的に取り扱えるものとする。

(5) 過去の最悪時に $F_s = 1$ の条件より、それに対応する地盤の強度定数（ c, ϕ ）を求める。サウンディングからの類推及びもし不攪乱試料が採取できれば、その土質試験から過去の最悪時の想定含水比に対応する地盤の強度定数（ c, ϕ ）を求め、両

者を比較検討し、妥当な値を決める。

(6) 今後起り得る最悪の条件を定める。これは、何年確率の降雨を考えるかと言うことと、崩壊時に想定される被災の程度及び計算に用いる地盤強度の精度にもよるが、今回の試算では、飽和度は100%とし、浸潤面は実際に起り得ると考えられる最大限迄上昇するものとした。含水比の増加による強度低下は、土質試験より求めるのが妥当だが、これができない場合は、土質を考えて強度低下の程度を適当に定める。

(7) 今後起り得る最悪時では、安全率は1より小さくなるが、最小限の不安定土塊の除去およびこれに伴う斜面形状の改良が行なわれた斜面に対して、今後ある確率の降雨時の安全率が1以上(1.2~2.0)となるように抑止施設を設計する。今回の試算では、従来の経験にもとづく工学的判断で造られた工事の安全率がいくらになっているかを求めただけである。

3. 試算

3. 1 斜面の地盤

図-1に斜面の横断を示す。

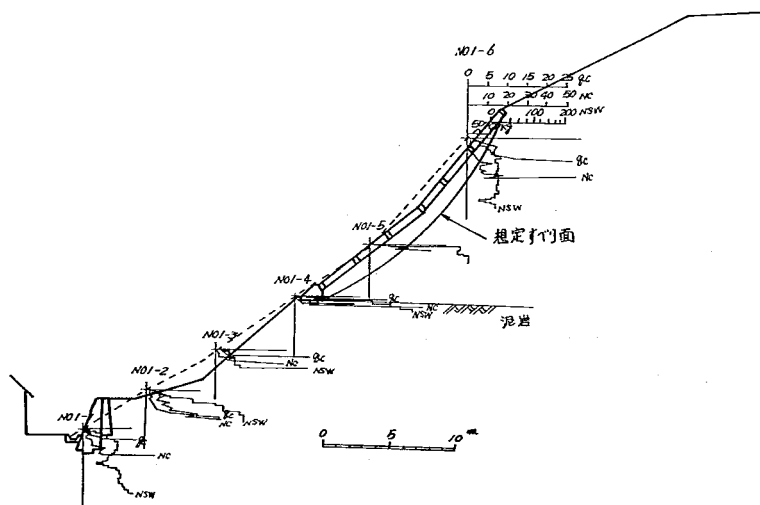


図-1 斜面の断面

表面のごく近傍は、工事の際に除去されたので、想定すべり面としては、図-1に示すもの考える。

雨量データを図-2に示す。黒点はこの地区にある観測所の記録である。記録に残っている過去の最大日雨量は245mmで、これは50年確率雨量である。100年確率雨量はガンベル法によると280mmである。

3. 2 過去の最悪時の地盤性状
ローム、シルト層、細砂とも飽和度sr 80%とし、単位体積重量はそれぞれ、 1.244 t/m^3 , 1.774 t/m^3 , 1.988 t/m^3 とする。すべり面の位置を考えて、間隙圧(間隙水圧)は発生しなかったとする。
分割法により

$$F_s = \frac{\sum \{ c' + (w \cos \theta) \tan \phi \}}{\sum w \sin \theta} = 1 \quad (1)$$

(1)式より、 $F_s = 1$ に対応する地盤の強度定値を求めると $\phi = 10^\circ$, $c = 1.55 \text{ t/m}^2$, $\phi = 15^\circ$ $c = 1.34 \text{ t/m}^2$, $\phi = 20^\circ$ $c = 1.13 \text{ t/m}^2$, $\phi = 25^\circ$ $c = 0.90 \text{ t/m}^2$, $\phi = 30^\circ$ $c = 0.65 \text{ t/m}^2$ になる。スウェーデン式サウンディングの結

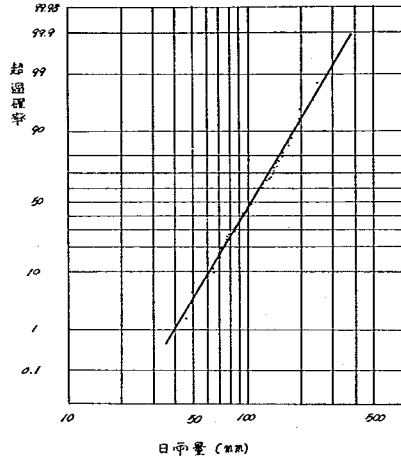


図-2 雨量記録

果から関連図表⁽³⁾によって地盤強度を求めたものと比較するとかなり低い値になっている(関連図表のguから逆算すると例えば $\phi = 15^\circ$ に対しては $c = 1.7 \sim 7.5 \text{ t/m}^2$ になる)。

3. 3 対策工の計算

対策工は、図-1に示すように、上部の崩壊に対しては、表面のごく近傍の不安定土塊を除去し、のり枠によって、表面侵食防止とすべりに対する抑制、抑止を計る。のり枠の下部は泥岩にある基礎コンクリートで支持する。これより下は、崩壊はないが、斜面の脚部の泥岩にのる崩積土を押えるため擁壁を設けてある。対策工の計算としては、①のり枠、②のり枠の基礎、③擁壁があるが、ここでは、のり枠の基礎について述べる。

まず今後起り得る最悪時の地盤性状を決める。飽和度Srは100%とする。飽和度が80%か100%になることによって強度定数のうち、 ϕ は不変でcが $2/3$ になるとする。浸潤面は図-3に示されるところ迄上昇するものとする。

上記の条件下で安全率 $F_s = 1$ になるのに必要な反力Pを(2)式より求める。

$$F_s = \frac{\sum \{ c' + (w \cos \theta - u) \tan \phi' \}}{\sum w \sin \theta - P} = 1 \quad (2)$$

ϕ を大きく仮定するほどPは大きくなるが、土質より $\phi \leq 30^\circ$ と考えるのが妥当なので、計算には、 $\phi = 30^\circ$, $c = 0.43 \text{ t/m}^2$ とした。(2)式より $P = 26.75 \text{ t}$ となる。

Pの作用点は、すべり面より $1/3 H$ (Hは末端における土塊の厚さ)とし、作用方向は、すべり面の末端と中点の接線方向の平均とする(図-3)

支持に関して

$$P_H = P \cos 28^\circ = 23.62$$

$$P_V = P \sin 28^\circ = 12.55$$

$$\Sigma V = W_c + P_V = 17.01$$

$$\Sigma H = P_H = 23.62$$

$$\Sigma M_r = W_c \times \ell_1 + P_V \times \ell_2 = 22.68 \text{ t-m}$$

$$\Sigma M_o = P_H \times h_2 = 12.52 \text{ t-m}$$

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = 0.597 \text{ m}$$

$$e = \frac{b}{2} - d = 0.153 \text{ m}$$

$$q = \frac{\Sigma V}{b} \left(1 \pm 6 \frac{e}{b} \right) = \frac{17.01}{1.50} \left(1 \pm \frac{0.153}{1.50} \right) \text{ t/m}^2$$

$$q_1 = 18.28 \text{ t/m}^2, q_2 = 4.40 \text{ t/m}^2 < 30 \text{ t/m}^2 \text{ (土圧盤, 道路土工指針)}$$

滑動に関して

$$H_o = (c \times a + V_1 \tan \phi) + V_2 \tan \phi'$$

$$= 50 \times 0.6 + 9.303 \times \tan 15^\circ + 7.705 \times 0.6 = 37.12$$

$$F_s = \frac{H_o}{\Sigma H} = 1.57$$

転倒に関して

$$F_m = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = 1.503$$

対策工の設計としては、この他のり枠及び擁壁がある。擁壁は埋め戻し土に対して普通用いられている方法で土圧等の計算を行なえばよい。のり枠の計算もこの場合は、基礎に対して行なったと同じ考え方で、まず、ある断面において、今後起り得る最悪時にすべり土塊の自重、すべり面での反力、わくからの反力(P)のつり合いより、Pを求め、その断面でのり枠に生ずる縁応力がコンクリートの許容応力度内にあることを確かめればよい。

4. あとがき

ここでは、計算の考え方を述べたにすぎず、仮定した事項が多く、これについて今後、室内実験、現地実測等で、さらにつめねばならない。

(参考文献)

(1)土質工学会編，「土質調査法，第6章サウンディング

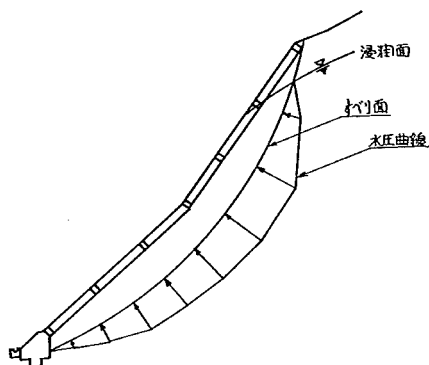


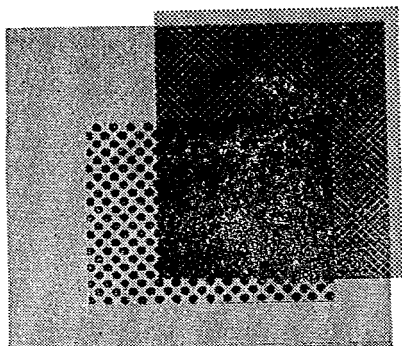
図-3 のり枠の基礎

7. マルチスペクトル写真による 道路沿いの斜面調査

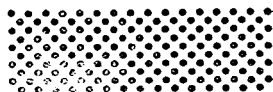
安	江	朝	光
岡	本	正	男
今	村	遼	平
中	林		一

施工技術 Vol. 7. No. 6
1974. 6

マルチスペクトル写真



による
道路沿いの斜面調査



安江朝光* 岡本正男**
今村遼平*** 中林 一****

道路沿いの斜面調査

地球資源衛星 (Earth Resources Technology Satellite) 第1号 EART-A が 1972 年 7 月 23 日、アメリカ合衆国航空宇宙局 (NASA) の手で打ち上げられ、現在、地球を 18 日周期で回りながら写真を撮り続けている。この計画がアーツ (EART) 計画であり、地球上の資源・環境に関する新しい情報を刻々とわれわれに提供している。アーツ

計画以後、このように人工衛星、飛行機などを使って遠方より対象物に直接触れることなく、電磁波などを媒介として対象物に関する情報を得ようとするリモートセンシングの手法が開発され、最近非常に多く利用されている。ここに紹介するのは、リモートセンシングの手法により、道路沿いの斜面の含水状況を主にして調査を行なったものである。

わが国の都道府県道以上の道路 15 万 7 千 km のうち、約 40% が山地を通過している。このようなわが国の道路における災害は、

- * 建設省土木研究所河川技術開発研究室長
- ** 同研究所研究員・東京都北区志茂 5-41-7
- *** 国府航空株式会社地質部長
- **** 同社地質部：東京都千代田区六番町 2

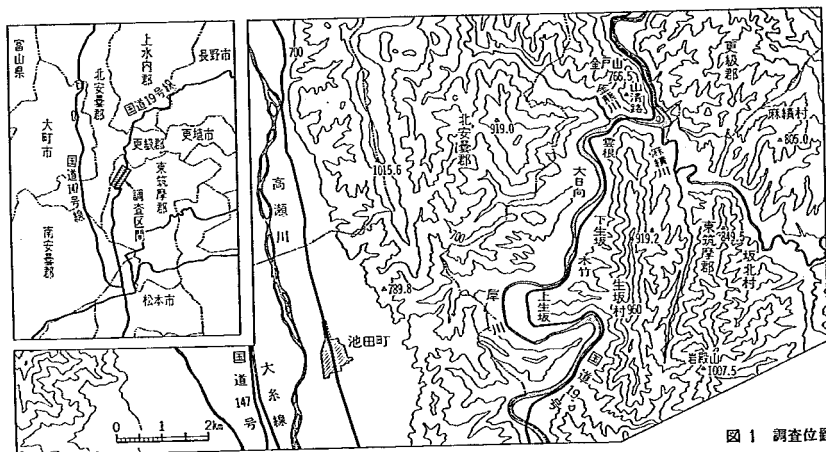


図 1 調査位置図

- (1) のり面の崩壊
- (2) 小溪流からの土砂押出し
- (3) 路肩の損傷
- (4) 落石

などがあるが、このうち(1)の占める割合が大きく、道路管理上重要な問題の一つとなっている。これら道路災害をみると、日ごろ地下水湧出や浸出があったり降雨終了後地下水湧出が長く続くような箇所——ことに凸斜面で平常時地下水の湧出や浸出があるような箇所の崩れが多い。このようなことを考えると道路のり面付近の平常時における斜面含水状況、あるいは、地下水の湧出・浸出状況を詳細に知ることが道路沿いの斜面崩壊発生の予測につながり、さらにはそれに対処するための工事施工順位の決定のうえでも、有効な指標となることがわかる。

現在、地表含水状況や、湧水の調査にとくに定まった方法はなく、直接現場での踏査によるのが一般的である。その場合、道路に近い斜面下部では観察は容易であるが、斜面上部や多少奥まった所、近寄りにくい所では、観察は困難を極める。筆者らは、かかる現状を補うため、国道1⁹号線の山清路～上生坂間を例にとって、最近わが国で国産のカメラやビューアが開発されたこともあって各種の調査に利用されているマルチスペクトル写真を応用した調査方法の検討を行なった(図1参照)。

マルチスペクトル写真は、

- (1) 赤外バンドを有し、赤外バンドは水を吸収する性質があるため、地下水の湧出・浸出地点を撮影し、
- (2) 赤外バンドを含む各種のフォールスカラー写真(False color photograph)を作成することにより、リアルカラー(Real color, 天然色)や肉眼で識別不可能なような各種差異を採知できる可能性があり、
- (3) 空中写真であるから、地表地形の緩急に関係なく撮影可能である、

といった利点が予想され、前述したような斜面の地表含水状況や地下水の湧出・浸出の判読に有効と考え、本調査を実施した。

ただ、本調査はまだ始めたばかりで、その最初の成果が得られたにすぎず、それにもかかわらずしも所期の目的を充たしているとはいえないが、ここにその概要を記し、大方のご批判をおおぐものである。

1. マルチスペクトル写真の概要と使用機器

Maxwell (1855) は、3つの異なった色光を適当に組合せることにより、肉眼で感じる全ての色相を現出できることを説き、3つの成分色光として、青色光、緑色光、赤色光を選び、これらを原色光とよんだ。例えば、これら3原色光の組合せにより、次のような色相を再現できる。

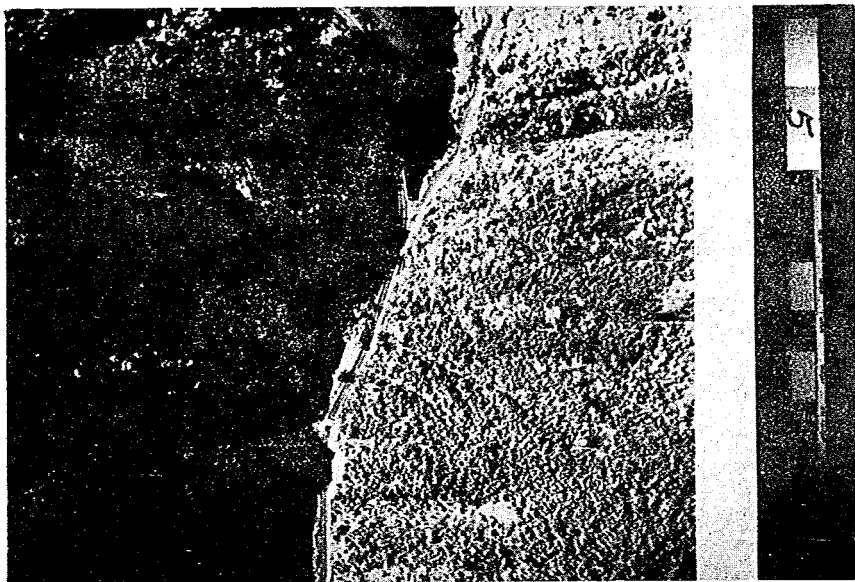
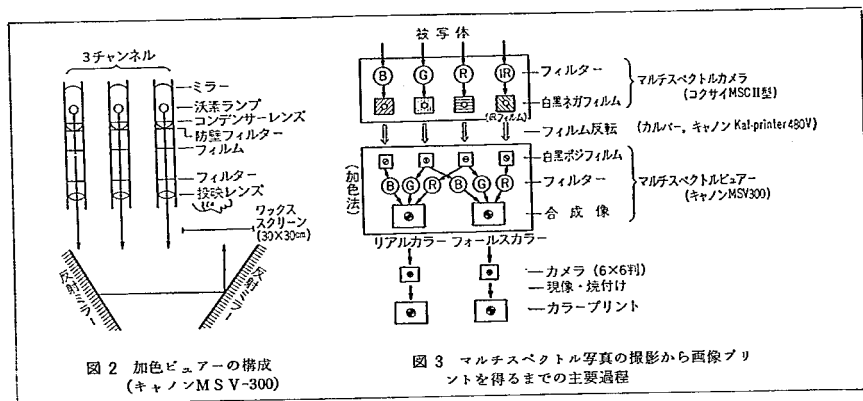


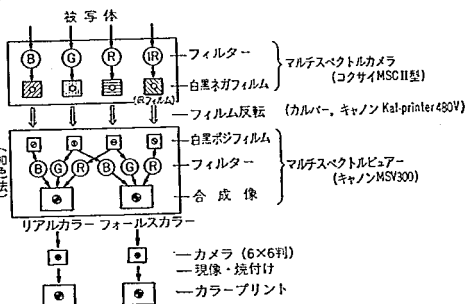
写真1 マルチスペクトル写真の合成によるフォールスカラー写真



青+緑→シアン 赤+青→マゼンタ
緑+赤→黄 青+緑+赤→白

さらに、混合する成分光の強度(光量)を変化させることにより、いろいろのニュアンスの色相を表現できるが、最良の色再生のできる3原色光は、青色 464mμ、緑色 537mμ、赤色 640mμの波長のものである。

このように、スクリーン上で3原色を加えて色を再現する方法を一般に加色法と呼ぶ。加色法によるカラー写真は次のような方法で得られる。まず、被写体について3つもしくはそれ以上の別々の同時写真を撮る。その際、おのおののカメラレンズに違ったフィルターを装着し、白黒用フィルム(赤外バンドには赤外感光フィルムを用いる)に感光させる。リアルカラーを再現したい時には、前述した青、緑、赤のフィルターを装着すればよい。被写体が移動せずカメラも固定されている場合には、原理的には1台のカメラでフィルターを変えながら順次撮影してもよいが、通常各像間のずれを防ぐため、同時にシャッターの切れるマルチスペクトルカメラを使用する。マルチスペクトルカメラには、同一フィルム上の4個所に別々に感光させるマルチレンズ方式(フィルムは同一で、レンズだけが4個別々)と、4台のカメラが独立して別々のフィルムに同時に連動して感光させるマルチカメラ方式とがあり、本調査に使用したのは後者に属するものである。こうして得られた白黒ネガから白黒ポジを作成する。この時、おのおののフィルム上では、スペクトルバンドにより露光やガンマ(感度)が異なるため、正確に正す必要がある。最後に、これらポジスライドを加色ビューアー(Additive color viewer)と同一もしくは異なったフィルターをつけてスクリーン上に投影し、一つの像に正確に重ね合わせることににより、肉眼によるのと同等のリアルカラーもしくはフォールスカラー(偽似色)画像を得ることができる(写真1参照)。



その際、Blue (B), Green (G), Red (R) のフィルムを使い、撮影時と同一のフィルターを組合せれば、リアルカラーが得られ、B, G, R の一つ、もしくは二つと赤外バンド (IR) のフィルムを使い、これらに適当なフィルターを装置すればフォールスカラーが得られる。例えば、G のフィルムにBのフィルター、RのフィルムにGのフィルター、IRのフィルムにRのフィルターをつけて合成すれば、赤外カラーフィルムで撮ったと同じフォールスカラー像が得られる。このように、フィルターフィルムの組合せや、投光量、彩度を変えてやることにより、無数の画像を得ることができる。

本調査で使用した加色ビューアーMSV-300は、3チャンネル、5倍の倍率を有する(図2参照)。スクリーン上に投影された画像は、そのままもしくはこれを再びリアルカラー写真で撮影し、印画紙上に写真画像として焼付け、判読に使用する(図3参照)。

2. 調査方針

道路に隣接するのり面や自然斜面における崩壊は、主として下記のような原因によって生ずる。

(1) 地表近くに上層より難透水地層があり、平常時の地下水位はそれより下だが、集中豪雨時に地表からの大量の浸透水により、間隙水圧が地表近くで局部的に上昇した場合(図4参照)。

(2) 斜面を構成する土、岩石が、浸透水や地下水により含水率を増し、物理化学的变化をうけて強度が低下する場合。

(3) 斜面を構成する地盤に浸透水や地下水が供給され、土の間隙や岩石の割目に水が入りこみ、飽和度が高くなり、単位体積重量が増すため。

(4) 地下水あるいは中間流の湧出により、斜面表面で

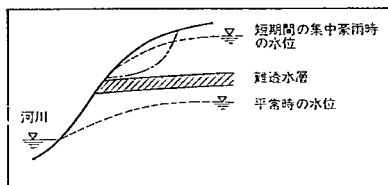


図4 崩壊発生と地下水位の関係

パイピングが生じ、局部的に地盤の洗い出しがはじまり、それが進行した場合

これら斜面崩壊は、集中豪雨の降り始めの少し前から、降り終わってせいぜい数日間起こる現象で、これまでの経験からすると、いずれも平常時の地下水状況や地表の含水状況が崩壊に影響する。

したがって、

(i) 平常時の地下水の湧・浸出地点

(ii) 斜面の地表含水状況

を把握することが、きわめて重要である。(i)については、従来まったく現地踏査によるよりほかはなかったし、(ii)についても、対象地質の土や岩石を採取して土質試験を行なう方法や、電気探査を応用して土中の電気比抵抗を測定して求める方法などの直接的方法が、一般的であった。しかし、これらはあくまで点的方法で、広域の調査に対しては、全体的精度や経済性の点で難点がある。そこで、本調査では空中写真(ことにマルチスペクトル写真による加色合成写真)を媒介として、間接的に面的に調査する方法をみいだそうとしている。

地球上に存在する物質は、それぞれ固有の反射特性をもっているが、われわれが日常観察することができるのは、可視光域 $0.4 \sim 0.7 \mu\text{m}$ にすぎない。しかし実際は、可視光域より広い波長域の電磁波が存在しているのである(図



図5 電磁波の分類

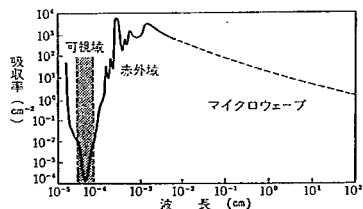


図6 電磁波の水による吸収率

5参照)。

図6は、各波長の水による吸収率を示している。これによると、水は赤外線を吸収する性質があるため、前記の(i),(ii)を調べるためには、空中写真から赤外線の吸収度を判読、測定すればよいが、後述する諸条件により赤外線の減衰が行なわれ、しかも、道路のり面以外の地域のほとんどに植生被覆があるため、かならずしも直接求め得るとは限らない。したがって、図7のように、地形や植生を通して間接的に判読せざるを得ない場合も多く、これらによる区分も併用するのが妥当と考えた。なお、撮影には $0.5 \sim 0.6$, $0.5 \sim 0.7$, $0.7 \sim 0.9 \mu\text{m}$ のバンドを使用することにした。

2-1. 地形条件による区分

(1) 水が集まりやすいかどうか、またその量が多いか少ないか(地形的要因と集水面積の問題)

(2) 水はけの良否(地形的要因、断層や破砕帯の有無、地質・土質の状況、蒸発散の容易などの問題)

(3) 地下水の湧・浸出の有無(岩質、地質構造—とくに裂か系—などのほか、地形的要因も関与する)

(4) 流水路となっているか否か(根本的には(1)と同一問題)

これからわかるように、地質的に全域が同一条件にある場合には、現在の地形が地表の含水状況を規定する要素として、大きな比重を占める。したがって、現地踏査により地形条件と地表含水状況との相関性を十分把握し、それを指標として対象地域全域の含水状況のある程度区分できるはずである。

2-2. 植生指標

植生群落の分布は、環境条件に反映されるから、現地で植生状況と生育環境(斜面の含水状況)との相関性を把握

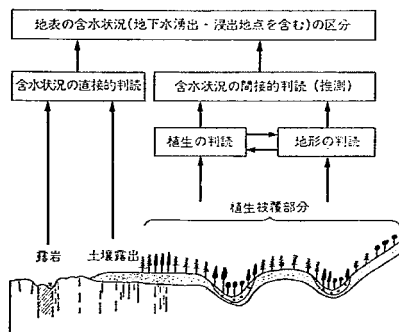


図7 地表含水状況の定性的判読過程を示す模式図(区分の基準は現地踏査により決定)

表 1 撮 影 諸 元

使用航空機	セスナ	速 度	87 mile/h
撮 影 高 度	約 1,700 m (H=1,000 m)	基 準 面 高	700 m
写 真 ス ケ ー ル	約 1/10000	撮 影 時 刻	1973年11月14日 13:20~13:40
カ 名 称	Kokusai Multispectral Camera II	画 角	43°
各カメラの名称	Hassel Blad 500ELM	画 面 寸 法	55mm
メ 焦 点 距 離	100mm		
使用フィルム	Real Color Kodak 2445(ASA200)	使用フィルム	Real Color Sky light
Green	Kodak 2403(ASA400)	Green	Wratten フィルター #58
Red	Kodak 2403(ASA400)	Red	" #25
Infrared	Kodak 2424	Infrared	" #89B
写 真 総 枚 数	27枚		
植 生 状 況	広葉樹は紅葉を終えようとしていた		

することにより、逆に植生指標が対象地域の含水状況区分に役立つはずである。

2-3. 赤外線吸収度合の判読による区分

水は赤外線を吸収し、含水状況の差異によりその度合も変化する。いま、赤外線の吸収度合と地表含水状況とがリニアに変化すると仮定すると、条件次第では赤外線画像上で直接的にそれを区分できるはずである。このような考えと見通しのもとに本調査を進めた。

3. 調 査 過 程

マルチスペクトル写真撮影に先だち、現地予備調査を行い、現地の地形状況やこれまでの災害頻度や自然斜面やのり面の状況などから研究対象地域の決定、撮影コースと

高度などを検討した。その結果、山清路～上坂間 7km を対象地域に選定した。写真縮尺は、カメラの焦点距離と画角および調査必要幅などの関係から、原スケールで1万分の1とした。

写真撮影は、1973年11月14日、表1の条件のもとに、図8、9に示すような特性をもつフィルムとフィルターを使用して行なった。なお撮影に際し、ブルーバンドフィルムの代りにリアルカラーフィルムを装填した。これは、リアルカラーの再現の手間が省けること、またブルーバンドは、通常フォールスカラー合成にあまり使わないが、必要ならリアルカラーのネガからフィルター操作で容易にブルーバンド用ポジを作れることなどの理由による。写真処理(現像)は、ふつうの白黒ネガ作成と変わらない。しかし、ポジ作成段階では、写真のガンマを変えて焼いてみる

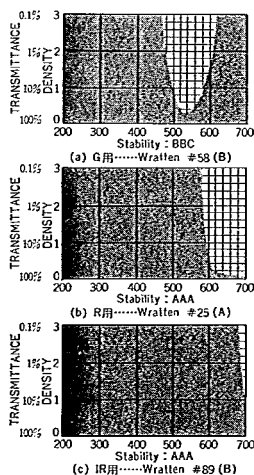


図 8 使用フィルターの特性曲線

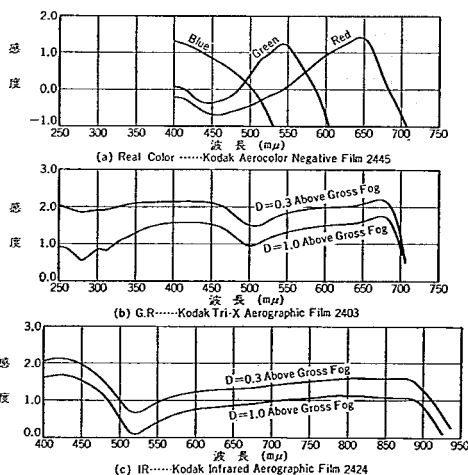


図 9 使用フィルムのスペクトル感度曲線

表 2 踏査に使用した合成写真の表現方法

写真 No.	ポジフィルムの スペクトルバンド	合成時に光源にかけ るフィルターの種類	備 考
A	G (Green)	B	判読しやすい
	R (Red)	G	
	IR (Infrared)	R	
B	G	G	判読しにくい
	R	R	
	IR	なし	
C	R	G	判読しやすい
	IR	R	
D	Nega G	B	判読しにくい
	R	G	
	IR	R	

注) 最終的には全域をAタイプで撮影することにした。

必要があるため、Canon Kal-Printer 480V Cと、それに必要なフィルム (Kalvar 40タイプ) を使用した。

判読に際し、いかなる色の組合せのフォールスカラー写真を判読しやすいかを検討するため、加色ビュアーのスクリーン上に各種のフォールスカラーを投影して判読の難易を検討し、表2のような4種を作成した。現地踏査に先立ち、上記4種の写真から、地形、植生 (とくに樹種)、地表含水状況などの判読や区分が可能かどうか、予備判読 (第一次判読) を行なった。その際、現地予備調査で、湧水や地下水の湧・浸出が明白にあった3地区をモデル地区として判読を行なった。

現地では、主として下記のような踏査を行なった。

- (1) 地下水の湧・浸出地点の位置確認
- (2) 湧水機構の検討
- (3) のり面工の区分
- (4) 地表含水度の定性的区分 (5階級)
 - I…地下水が湧・浸出している箇所または流水部分
 - II…含水度が非常に高い箇所
 - III…中程度に湿潤な箇所
 - IV…多少湿っている箇所
 - V…ほとんど完全に乾燥している箇所
- (5) 岩相 (とくに地形との関連性)
 - (a) 礫岩
 - (b) 砂岩 (粗粒、中粒)
 - (c) シルト岩～頁岩
- (6) 断層・割目など、裂け系の分布

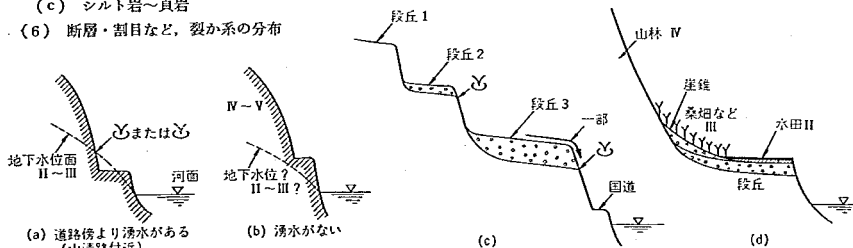


図 10 地形と地表含水状況との関係 (縦断形)

と方向

(7) 含水度と植生状況 (とくに樹種) の関連性の把握
要するにフォールスカラー写真上で、主として地表の含水状況区分を行なおうとする場合に必要要素について、現在地下水の湧・浸出のある地区に重点をおいて調査した。なお、現地踏査期間中 (1973年11月28日～12月1日) は、ほとんど降雨・降雪はなく、含水状況は全期間ほぼ一定条件のもとに調査できたと考えてよい。

現地踏査後、マルチスペクトル写真により全調査地域について、地表含水状況の区分 (I～V) と、地下水の湧・浸出地点の判読を行ない、調査図を作成した。判読には、リアルカラーとフォールスカラー (表2のAタイプを採用) を使用したが、局部的に地下水湧出の多い地点については、赤外バンドの12倍伸し白黒ポジを作成し、データカラー装置 (Fosdack 1,000) にかかけ、濃度分析を行なっていた。

4. 地形と地表含水状況との関係

2章で記した考えのもとに、地形が地表含水状況を規定する要素の一つになるという観点から、両者の相関性をみると、以下に記すような結論が得られた。

4-1. 小 凹 地 形

山腹を詳細に観察すると、U字形の横断形を呈し、まだ溪流に成長しない小凹地形 (周囲の高さとの差は10m以下程度) が、各所に認められる。いずれもきわめて流域面積の小さいもので、

- (1) 主に旧崩壊地として形成されたもの
- (2) ガリー状浸食で形成されたもの

の2タイプがある。(1)は、崩壊のみによって形成されたものではなく、元来地質的には周囲の礫岩よりも水を通しにくい砂岩、シルト岩よりなり、降雨の多くは地表水となって浸食を行なうため、凹地形を形成しやすい要素をもっていたところである。凹地内は、III程度の含水状況を示し、下部 (道路に近い所) 付近からは地下水が浸出していることと多い。浸出部分は、砂岩やシルト岩など相対的に細粒部分で、それらはほぼ同一レベルにあり、縦断形でみ

表 3 調査地域における地表含水状況の区分のための指標植物とその適応生育範囲

樹 種	地表の含水率区分と適応生育範囲					科属の 特 異 性
	I	II	III	IV	V	
ア カ マ ツ						容 易
ス						容 易
ヤチハンノキ						国 産
ドロノキ						容 易
タ ケ						容 易
その他の広葉樹						

ると、図 10(a) のような地下水位となっているようである。このような小凹地形には、広葉樹や灌木まれにタケが分布し、アカマツはまったく分布しない。

4-2. ガリー状浸食部分

ガリー状浸食部分は、主に豪雨時の表流水の侵食により形成されたもので、崩壊によるものではない。規模は前項(1)と大差ないが、横断形がややV字状をなす。この部分の表部はやはりⅢ程度の湿潤状態にあり、地下水の浸出部分もあるようで、その位置は明確でないが、(1)に類似すると考えてよいであろう。このようなガリー状浸食部分には広葉樹や灌木が分布し、その両側にスギが分布することが多い。

4-3. 小 凸 地 形

山清路付近の山腹急斜面に、南北方向に直線的に認められ、国道脇では周囲より 10m 前後突出し、横方向に 20~30m 間隔で 4-1 項の小凹地形と交互に分布する。これら突出部分は、垂直の層理を有した礫岩のみよりなる。このことは、浸食の初期段階においては、空隙の少ない礫岩部では雨は地中に浸透し地表水が発生しないので、地表水による浸食は行なわれず、そのため次第に突出した地形を呈するようになることを示している。そうなると、雨水は凹地の方へ流れ、突出した礫岩部への浸透はいっそう少なくなる。一方小凹地形では、凸地形部分からも集水するため浸食は盛んになり、地下水位の急激な上昇とあいまって崩壊現象を伴うことがある。小凸地部分が、通常非常に乾燥している(V程度)ことも、上記のことを示している。乾燥した凸地形上にはアカマツが卓越し、広葉樹は分布しない。

4-4. V 字形谷地形

以上 4-1~2 の凹地形は流域面積が狭く、常時地下水浸出や湧出はあるが、量は少ない。一方、大きな沢に成長した谷は流域面積が広く、平常時もかなりの流水がある。このような谷地形地域では、流水付近は当然含水状況Ⅰで、周辺の溪床部分はⅡ程度である。両岸では、溪床から 4~5m の間でⅢからⅣ、あるいはⅢ、Ⅳを経てⅤへと変化する。しかし、谷に面さない山腹斜面の表部 1~2m 付

近は、Ⅲ~Ⅳ程度の含水状態を示す。

このように、平常時でもっとも含水率の低いのは溪床面上 4~5m (場合によっては 2m 程度から上) 付近から、地表下 1~2m までの間である。溪床部(Ⅱの部分)には、ドロヤナギやその他灌木が生ずり、溪床に近いⅢの部分あるいはⅤ谷谷をなす急斜面には、広葉樹のほかスギが認められる。

4-5. 段丘面および段丘上の開析谷

段丘面上は、

(1) 含水度Ⅲ程度で、畑、桑畑、あるいは果樹園となっている場合(段丘Ⅲ面が川側へ傾斜している場合)

(2) 含水度Ⅰ~Ⅱの水田となっている場合(段丘面がほぼ水平な場合)

があるが、(1)、(2)とも浸食段丘で堆積物は 5m 以内のことが多い。下位の岩盤はⅣ~Ⅴ程度に乾燥している。まれに、段丘崖面の段丘堆積物と岩盤との境界付近から地下水の浸出をみる。国道に面した段丘崖面でモルタル吹付けを行なったところでは、下部 1~2m 付近のモルタル吹付けの割目から浸出していることが多い。

なお、段丘面と山腹との中間部に段丘よりやや急傾斜の崖斜面が分布することがあり、多くは桑畑や広葉樹林となっており、Ⅲ程度の含水状況を示す。

5. 植生状況と含水状況との関係

植物群落とその生活形は、生育している土地の環境状態——気候(標高)、地形、地質、地表含水状況、土壌など——を反映している。環境が植物の適応範囲からはずれた場合、植物は枯死する。とくに樹木は、数年から数百年にわたり生育しているから、例えば樹齢数十年の樹木が生育している土地は、少なくとも数十年前から現在まで土地の環境がその樹木の適応範囲内にあったことを示す。したがって、逆に、植生状況を一つの指標として、環境状況を推察できる。

その方法は、地質学で示相化石により当時の堆積環境を類推する手法に似ている。ある環境因子に対し、適応範囲の狭い植物を選べば、その土地の環境因子を正確に細区分できる。ただ、植林の場合は人為的に適応範囲が広げられているため植生指標としては不適当で、別の取扱いをする必要がある。また、自然植生でも、近年崩壊などにより裸地となった場合には、環境因子とは無関係に先駆樹種が侵入していることがあり注意を要する。

以上のことを念頭におき、目的に合う指標植物を検討してみると、地表含水状況を示すものとして、針葉樹でアカマツ、スギ、広葉樹でヤマハンノキ、ドロノキ、その他タケなどが適していることが、現地踏査結果よりわかった。これらの樹種と含水状況区分Ⅰ~Ⅴとの関連性を現地踏査結果からみると、表 3 のようになる。このように本調査に

表 4 調査地域における地表含水状況の区分のための
地形指標とその幅

地形区分	地表の含水状況区分					備考
	I	II	III	IV	V	
礫岩のなす小凸地形					●	国道路から高さ4~5m付近以下で地下水の浸出をみることがある
溪流に面さない山腹斜面					●	
小凹地形					●	
ガリー状浸食部分					●	
V字谷地形					●	
流水付近					●	
浸食部分					●	
浸床に近い谷斜面部分					●	
浸床から遠い谷斜面部分					●	
段丘の大きい段丘面(安山など)					●	段丘堆積物と基岩との境界面から地下水の湧出浸出をみることがある
段丘の小さい段丘面(水田など)					●	
段丘上の間析谷(谷田など)					●	
崖面					●	

おいては、植生からも地表含水状況を推定・区分した。

パンクロ写真やリアルカラー写真による樹種判読は、写真の階調、色相、樹冠(クローネ)の形状、樹高などにより総合的に行なう。一方、樹種のもつ固有のスペクトル反射曲線を地上の検証(Ground truth)によりあらかじめ求めておき、その結果に従って、区別しようとする樹種の識別の容易なスペクトルバンドのみで撮影したマルチスペクトル写真を使えば、樹種の判読はきわめて容易であるが、本調査は植生区分が目的ではないため、地上検証も特定のスペクトルバンドによる撮影も行っていない。それでも、樹種により赤外線反射が異なるため、リアルカラー写真よりフェールスカラーの方が判読に有効であった。夏期にはさらに効果は大きいと考えられる。

本調査では下記の要素から樹種の区分を行なった。

- (1) 赤外線反射の差異(フェールスカラーの色相の違い)
- (2) 樹冠の形
- (3) 樹高

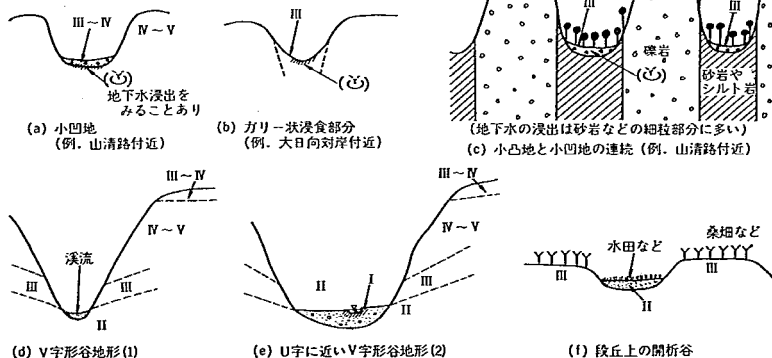


図 11 地形と地表含水状況との関係(横断形、(a)~(c)、(f)は小流域、(d)、(e)は大流域の個所)

その結果、広葉樹と針葉樹、あるいはタケなどの区別は、きわめて明確に行なえた。

6. 地形と植生とを指標とした場合の地表含水状況区分の限界

地形と植生を指標に地表含水状況区分がある程度可能なのは、地形が主として地質とそれに働きかける営力としての水の働きの産物であること、植生の生育環境は狭い範囲に限って考えると、もっぱら地表含水状況の差異に規制されているとみれることなどから、

当然ではあるが、今回の調査結果からみて、下記のような点で限界がある。

- (1) ここに記したI~V程度の含水状況区分は可能としても、それ以上の細分は相当困難で、しかもかかる指標による区分はあくまで定性的なものであるから、以後何かの方法で定量化に結びつける必要がある。
- (2) “物差”となる指標自体かなり幅をもつから(表3, 4参照)、それにより区分されたものも精度が悪い。
- (3) これら指標では、地下水湧出地点・浸出地点など、局所的性状はほとんど把握できない。
- (4) 微地形~小地形面が植生で被覆されている場合には、地形区分が不可能なことがある。また、植生の生育も含水率の細かい変化にかならずしも対応しているとは限らず、きめの細かさに欠ける。
- (5) 現地踏査結果からすると、山地では大きく分け

表 5 指標植生の判読上の特徴

植生	写真	リアルカラー写真上での特徴	マルチスペクトル写真(赤外カラー写真)上での特徴
アカマツ		樹幹は適直もしくは屈曲しており、上方へはそれほど浮いてみえない。樹冠は、空中写真上で実体視した場合、枝が横に広がっているため円形とはならず、不規則な形状を示す。スギに比べて樹間度が低いこともあって、緑味がやや薄い。独立樹の場合には影の形からも判読がつく。また、陽樹であるため生育密度は比較的確である。	樹間度が低いから、あるいはその他の理由から、他の針葉樹よりも淡く、やや黄色味を帯びた赤色を示すスギよりも不鮮明。陰影もスギほどくっきりとせず、ぼやけた青色～濃青色を呈する。形状その他についてはリアルカラーと同様である。
スギ		樹幹は適直で、樹冠は狭い円錐状を呈する。実体視すると樹冠が上方へ高く突出して見える。また、円錐状の樹冠は空中写真の主点近くでは、きれいな円形を示す。陰樹であるため生育密度はかなり高く、ぎっしりとつまった感じである。独立樹の場合には、影の形状からも明確に判読できる。緑色は、アカマツに比べやや暗い感じをもつ。	全体的にやや暗い赤色を呈し、陰影も黒味を帯びる。群生しているところでは、各樹木はまわりの樹木の影となる部分が多いため、中央部のみがきれいな点状の円形としてみえる。その他はリアルカラーと同様である。
タケ		傾斜地に生育している場合には下方へ、傾斜地でない場合はさまざまな方向へ枝葉が垂れるため、写真上でも枝葉がいろいろな方向へ向いている様子が判別される。個々の樹冠は不明瞭で、みえても不明瞭である。実体視した場合、群落全体が平面的にみえる。緑色はアカマツ、スギなどよりも明るくみえる。	アカマツ、スギなどよりもかなり明るい鮮やかな赤色を示し、多少ピンク色味を帯びる。タケ自身の陰も非常に淡く、濃い赤色程度で、青色や青味を帯びることはない。
落葉した広葉樹		枝、樹幹などがやや明るい茶色にみえる。	枝、樹幹などは緑色～青緑色を呈し、小枝の末端は淡緑色にばやけてみえる。
紅葉した広葉樹		やや薄いオレンジ色を呈する。	樹冠は黄色を呈し、陰影は緑色を呈する。
黄葉した広葉樹		茶色味を帯びた黄色に写る。	樹冠は白色～帯黄白色を呈する。

*他の指標植物として選んだ広葉樹は、写真撮影が11月中旬であるため落葉もしくは黄葉しており、写真では判然としなない。

表 6 のり面保護工の判読上の特徴

工 種	リアルカラー写真上での特徴	マルチスペクトル写真(赤外カラー写真)上での特徴
被覆工 モルタル吹付工	モルタル面は白色で、山形・半円形を呈する。実体視すると各所に細かい凹凸が認められる。含水の多い部分はやや灰色味を帯びる。古い吹付工は灰色にみえる。しかし、露岩に比べ、やや明るい。古い吹付工と露岩との区別、位置・形状から判断するのがもっとも確実である。	赤外線の影響で、多少薄いピンク色を帯びてみえる。リアルカラー上で灰色にみえる。含水の多いと思われる箇所、古い吹付工は、青色を呈する。新しい吹付工も、ピンク色は露岩に比べやや薄い。施工後かなりの年数を経ていると思われる青色を呈する吹付工は、1965年国土地理院撮影の空中写真(パナクロ)上でも認められるので、10～15年を経ているものと考えられる。
土留工 コンクリート擁壁工	色はコンクリートの色そのままに白色を呈する。細長い形状や設置位置などから他の工種と区別する。	薄いピンク味を帯びた白色を呈する。
井桁擁壁工	井桁のコンクリートは白色を呈し、格子状にみえる。井桁内の練石もやはり白色を呈するが、コンクリート井桁よりもやや暗い感じで、しかも多少茶色味を帯びる。	井桁のコンクリートは淡いピンク色に、井桁内の練石はさらに薄いピンク色となる。場所によっては、井桁が薄いピンク色に、井桁内の練石が青く写ることもある。このような差異が、構造物自体の質的差異(含水量の差異、施工後の経年数も含む)によるか、あるいは太陽照射角の違いに由来する照射量の差異に起因するのかは明確ではないが、この両者からみあっている可能性が強い。
石止槽工(金網)	非常に細くしかも直立しているため、空中写真上では判読が非常に困難である。金網自体はまったく写らないが、柵様の影が写っている場合には、それから容易に判別できる。	同 左
鋼製堰堤	鋼自体は黒褐色であるが、その上に錆止めの塗料が塗布されているため、コンクリートを主とした構造物とは明確に判読できる。形状や位置も判断の対象となる。	錆止塗料の違いによって、多少色が変わるが、普通ピンク色を呈する場合が多い。したがって鋼製とコンクリート製との区別、リアルカラーによる場合よりも困難である。
谷止工 コンクリート製練石積み	他のコンクリート構造物と同様白色を呈するため、判別は位置・形状をもとに行なうのがよい。 当調査地域に分布する練石積みは、写真上でちょうど影の部分となっているため、まったく判読できないが、性格的には井桁擁壁工の練石の部分と似た様相を呈するものと考えられる。	他のコンクリート構造物と同様、薄いピンク色を呈する。 同 左
流路工 コンクリート製練石積み	他のコンクリート構造物と同様白色を呈するため、判別は位置と形状をもとに行なう。 コンクリート構造物との区別は非常に困難である。	他のコンクリート構造物と同様、薄いピンク色を呈する。 同 左

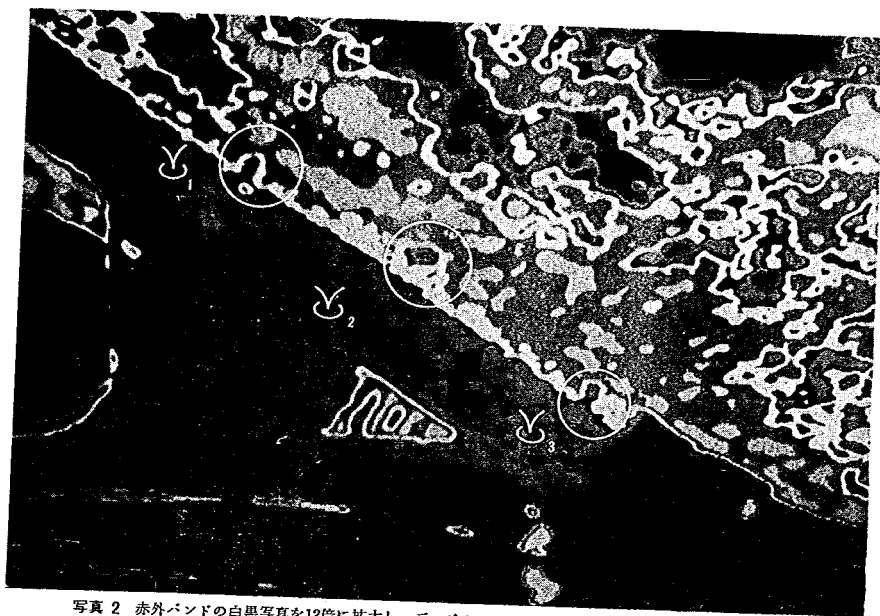


写真 2 赤外バンドの白黒写真を12倍に拡大し、デジタルカラー表示したもの。現地踏査時にあらかじめ湧水箇所（幅3m程度で全体にわたって水が浸出し、その総量は0.5l/分程度）をチェックしていたが、それはデジタルカラー上で明確に判別できた（写真上の湧水マーク1,2）。

て、地表面下1~2m間、それより深く地下水位より浅い部分、地下水位下の部分、などにより含水率が異なるが（図11参照）、植生指標ではこのようなきめの細かな差異はでてこないし、地形指標によってもこの点については明確に区分できず、推定にとどまる。

以上のことを考えると、これらの指標を補う意味で、マルチスペクトル写真による判読を併用することは意義のあることと考えられる。

7. 赤外バンドによる地表含水状況の判読

赤外バンドを使った写真上の諸物体間の階調の差異は、フィルム面に到達する赤外線総量に対応して生じ、赤外線総量は次のような要素により決まる。

- (1) 物体（地表）自体の有する固有の赤外反射の度合
- (2) 物体に含まれている水分の度合
- (3) 太陽照射の差異にもとづく反射の度合
- (4) 大気の影響

例えば、緑色の屋根と植生の緑とでは、リアルカラー上では同一の色もフォールスカラー上では異なった色で表現される。これは物体自体のもつ赤外反射率に差異があるためである。また同一物体の場合、含水率により赤外線吸収

が変わるため異なった色となり、同一物体、同一含水率でも、太陽照射の差異により色が著しく変化する。太陽照射は、当然太陽高度により変わるが、同一写真では変化がないのでその点は考慮の必要はないとしても、下記のような要素に規制され、場所によって著しく変わる。

- (a) 地形の影響
- (b) 樹木、建物などのような突出した物体による影響（主として影）
- (c) のり面（斜面）の向きによる影響

そのうえ、大気中のもやによる散乱・吸収も波長により違う。ただ、その影響は上記(1)~(3)よりはるかに小さく、一応除外して考えてよい。このようにフィルム面上に達する赤外線総量は、種々の条件により著しく変化し、その中で地表の含水状況（地下水の湧・浸出を含む）を知るための指標は上記(2)の要素のみで、(1)、(3)はむしろマイナスとして働く。しかし、現在(1)、(3)の影響を取除き、(2)のみ抽出する方法は開発されていないから、(3)に対しては地形や地物の状況を実体視して把握し、その影響を考えながら(2)の要素の度合を判読するはかないし、(1)についてはまったく打つ手がない。

このように、山腹斜面上でフォールスカラー（赤外カテ

表 7 のり面における地下水の湧・浸出地点の判読

写真被写体	リアルカラー写真	マルチスペクトル写真(赤外カラー写真)	赤外バンドのみの白黒写真
のり面における地下水湧出・浸出地点	周辺部分より暗く写る。湧出・浸出があってもその部分が周辺部と色の差を生じない場合には判別できない	青色～濃青色を呈する	暗灰色～黒色を呈する
水以外のIRを吸収する物体	物体の天然色そのままに写る	青色～濃青色を呈する	暗灰色～黒色を呈する
地形的に陰影の部分*	黒く写る	青色～黒色	暗灰色～黒色

* 多くの場合、実体視することにより、地形的影響——つまり陰影の部分にあることが判定できるが、きわめて緩慢な地形的影響は、なかなか取除くことができない。

一) 写真のみから、含水状況を区分することはかなり困難で、現段階ではこの方法によるマルチスペクトル写真の限界といえよう。ただ、(3)の影響を考えなくてよい場合、例えば平地部や平坦部で、しかも同一物質からなる地域、あるいは条件のよいのり面などでは、ほぼ(2)の要素のみが写真上の階調に影響を与えているため含水率を区分することが可能で、本調査のねらいもそのへんにあるといってもよい。

人工のり面も、表面が植生に覆われている場合は地下水の湧・浸出地点は直接的には判読できないが、植生被覆と表面凹凸の比較的小さい部分に限定して考えると、水は赤外線吸収して赤外バンドの白黒写真上では、暗色～真黒に写り、水分のまったくない部分は、その物体の有する赤外反射の割合に従った階調で写る。すなわち、単一のり面についてみた場合、その部分の赤外バンドの白黒写真上の階調は、(1)～(4)の要素の組み合わせたものとして表現される。しかるに、調査対象地域を道路沿いののり面・露出地あるいは隣接山腹斜面といった具合にきわめて小地域に限定すれば、(1)はほぼ同一と考えてよいから、(3)の影響が多少あっても、地下水の湧・浸出の行なわれている地域が完全な陰影となっていない限り判読できる(写真2参照)。

赤外バンドを利用した含水状況区分は、結局、赤外バンドへの影響がどう現われているかが主要な判定点であるから、マルチスペクトル写真中の赤外バンドの白黒写真上でも、G, R, IRの合成による赤外カラー写真上でも可能である。さらに、赤外バンドを含まないリアルカラー上

でも周囲の色の違いとして、かなりのところまで判読できる。フォールスカラーの場合は、白黒もしくはリアルカラーで判読できない差異が判読できる可能性がある。

以上のことを考慮して、リアルカラー、赤外カラー、赤外バンドのみの白黒写真の3種によって、地下水の湧・浸出地点を判読すると表7のような特徴がある。なお、表面が植生に覆われている部分は、赤外線がマスクされるため、判別は困難で、他の指標(地形、植生など)から推察せざるを得ないが、それらもかかる地点を判別するだけの精度を有さないから、このようなシステムでの写真判読では無理で、他の方法もしくは現地踏査に頼らざるを得ない。

8. 判読結果

以上述べてきたような方法と精度に従って、地形状況、植生、地質構造、地表含水状況、地下水の湧・浸出地点、のり面構造物などを判読し、500分の1地図上に図示した。その結果をみてみると、道路のり面付近における地下水の湧・浸出地点には、大きく分けて下記のような2つのタイプがあることがわかった(図12参照)。

(1) 地下水位面に相当する付近の岩盤からの湧・浸出(図10a)

(2) 段丘面上の堆積物とその下位の岩盤からの湧・浸出(図10c)

このうち(2)は、その付近の地下水位面とは関係なく、透水層の砂礫層と不透水層の頁岩との間から湧・浸出するもので、雨量の増加によって量的にはかなり変わるが、湧・浸出地点が著しく変わるとは考えられない。一方、(1)は雨量によって位置的に著しく上下に変動する可能性があり、量的にも増えるものと考えられる。現在、(1)の方は国道路面からふつう3m以内、高いところでも5～6m

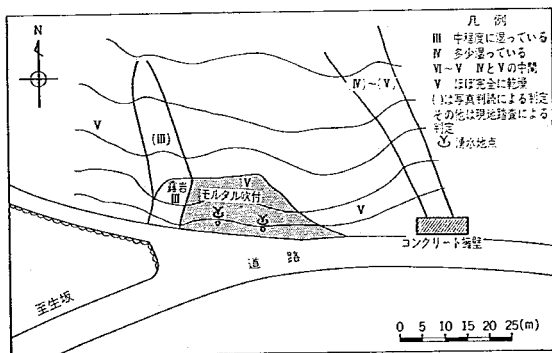


図 12 デジタルカラー上で明確に判読される地下水湧・浸出地点と地表含水状況

の個所が多く、(2)の方は7~8m以上高いところにある。

9. 判読対象物に適した空中写真の選択

本調査の結果からみて、この種の目的の写真判読に適した空中写真は次のようになる。

(1) 植生判読には、今回の場合、写真撮影が落葉期ということもあり、リアルカラー写真上では同系統に見える植生も、合成フォールスカラー写真では色や階調の違いとして明確に区別でき、リアルカラーもしくは、各スペクトルバンドの白黒写真と併用することにより一層効果的であった。

(2) のり面保護工などの判別には、構造物の主成分が同一材質、すなわち、ほとんどコンクリートのみからなるためか、フォールスカラー写真上の色や色調に区分可能な差異は認められない。鋼製の物についても同様である。結局、構造物の識別は、そのものの形状と位置の判読が重要なポイントとなるため、合成フォールスカラー写真によるより、むしろ肉眼に近い色を再現し、解像力の良いリアルカラー写真の方が能率的である。

(3) 地形判読は地表の形状によって区分されるため、赤外バンドの画像は無効なだけでなく、陰影部が濃厚となり判読不能のことが多いから、フォールスカラー写真よりもリアルカラー写真、もしくはG、Rなどのバンドの白黒写真を使って実地観察を行なう方がよい。

(4) 地下水の湧・浸出地点あるいは地表含水状況の区分は、フォールスカラーとリアルカラー写真を併用し、赤外線外の吸収状況や植生・地形指標などをもとに行なうのが効果的である。

今回のように、マルチスペクトルカメラによりリアルカラーとG、R、IRの4バンドで撮影すれば、上記のような各写真を1回の撮影で同時に入手できるので、きわめて効果的といえよう。

10. ま と め

本調査では、マルチスペクトルカメラにより、国道19号線の山清路~上生坂間約7kmを中心に5コースにわたり撮影し、道路のり面付近の含水状況の解析を行なった。

地表の含水状況と地形、植生の関連を現地で詳査し、これらを指標に地表含水状況をI~Vの5階級に区分するとともに、地下水の湧・浸出地点を判読した。植生判読には、加色合成写真が有効に使用できたが、地形やのり面保護工の判読にはリアルカラーの方が有効であった。

マルチスペクトル写真のうち、地表含水状況をよく表わしているのは赤外バンドであるので、赤外バンドの白黒写真と、赤外バンドを含むフォールスカラーにより、地表含水状況の区分を行なおうとつとめた。

しかしながら、

- (1) 地表自体が固有の赤外反射を有すること
- (2) 地表被覆、とくに植生被覆があること
- (3) 地形、木・建物などのような突出物の影、あるいはのり面の向き

などにより、赤外線反射が著しく異なるため、加色合成のフォールスカラー写真の判読のみで、上記のI~Vの区分はきわめて困難であった。ただ、植生被覆がなく写真条件の良好な部分については、地下水の湧・浸出地点の判読は可能で、その精度は50cm±程度であった。一方、のり面付近が影になっていたり、植生被覆がある場合には判別ができない、マルチスペクトル写真による判読結果および現地踏査結果は500分の1調査図に表現した。

今後、同一地域を対象にこの研究を一步進めるために次のようなことを計画している。

(1) 調査対象をのり面とその背後20m程度にしぼることができるところから、今後の撮影はのり面(露岩地を含む)の分布する地区のみにしぼり、ヘリコプターにより2000~4000分の1の大縮尺で行なう、そうすることにより、のり面の詳しい判読が期待される。

(2) のり面に及ぼす影の影響をできる限り少なくするために、太陽高度の高い夏期に撮影を行ない、できれば降雨前後に撮影する。

(3) ビュアーに使用するポジ作成の段階で、今回のごとく密着を機械的に4倍(2500分の1)に伸ばすのではなく、のり面付近に限って4倍以上(例えば8~10倍)に拡大したものを作成して、ビュアーにかけてみる。

(4) 赤外線の絶対量を測っても意味がないと考えられるから、赤外バンドと他のバンド(例えばGあるいはUVなど)とのバンド比をとって、定量化に結び付ける。

終りに、小論を記すにあたり、現地踏査の際便宜をはかっていただいた長野国道工事事務所の小川雅夫調査課長をはじめとする関係各位、データカラー処置でお世話になった日本林業技術協会の渡辺宏氏、白井彰氏、マルチスペクトル写真の撮影・処理・色合成を担当していただいた国際航業(株)応用画像解析室長西尾元充氏、森尚氏をはじめとする関係諸氏に対し、深甚なる感謝の意を表するものである。

参 考 文 献

- 1) 丸安隆和：地球資源衛星(Aープ)計画の概要、土木学会誌 Vol.58-7 (1973年)
- 2) 安江朝光：急傾斜地崩壊対策の考え方、土木技術資料 Vol.15 No.3 (1973年)
- 3) 加藤紀：伊藤勇二：マルチスペクトル写真解析用ビデオカメラMSV-300、映像情報7月号(1973年)
- 4) 西尾元充：コクサイマルチスペクトルカメラII型について、映像情報7月号(1973年)
- 5) D.S. Ross：マルチスペクトル写真撮影の実験、映像情報7月号(1973年)
- 6) 科学写真便覧、丸善書店、1958年
- 7) 建設省土木研究所：マルチスペクトル写真による国道19号線路面調査(1974年)

8. 伊豆半島沖地震における土木 関係被害調査速報

土木研究所災害調査団

土木技術資料 Vol. 16. No. 7
1974. 7

<速報>

伊豆半島沖地震における土木関係被害調査速報

土木研究所災害調査団

ま え が き

1974年5月9日朝8時33分頃、静岡県伊豆半島沖に地震が発生し、南伊豆地方に多大な被害が生じた。

仲木地区の山腹崩壊による家屋の埋没、同じく山腹崩壊の危険により避難をよぎなくされている落居部落、活断層の露頭とその線上の家屋の破壊で話題となっている石廊崎部落、砂盛土の上に立てられた入間部落の家屋の破壊、主要地方道16号線下田石室松崎線の寸断など、テレビや新聞により報道され、それらをファイルしたものは相当な量にのぼっている。

われわれは静岡県土木部道路維持課、砂防課の案内で5月16日から3日間現地を調査したがこれはある面ではこれら個々の断面的な情報をつなぎあわせて認識を新たにした程度であったかもしれない。現場に立って自然の大きな変動を見るとその中に法則を見出すことの必要を感じた。新たな発見があるとするならば、今後行なわれる調査研究の結果に待つとして、ここでは、速報をまとめて被害の概況を紹介しようと思う。

1. 地震の概要

気象庁の発表によれば、地震のマグニチュードは6.8、震央の位置は東経138.8°、北緯34.6°（石廊崎の西方約5km）、震源深さは20kmであり、震度は石廊崎で5（強震）であった。各地の震度は図-1に示すとおりである。

震央に最も近い石廊崎測候所の1倍強震計（変位計）では記録がとれなかったが、三島測候所では最大倍振幅38.0mm（東西方向）を記録している。主要動の継続時間は約40秒を示している。また工学上の目的で設置された強震計（SMACなど）によっても、地盤上、地中および構造物上での加速度記録がかなり収集された。東京湾観音崎地盤上において東西方

向50 gal、南北方向30 gal、富津岬地盤上において東西、南北両方向37.5 galの最大加速度（片振幅）が記録された。

被害状況を表-1、2に示す。地震に伴って生じ斜面崩

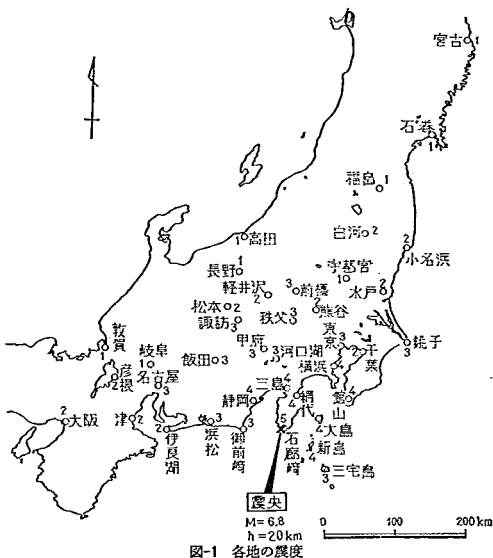


表-1 一般被害状況
昭和49年5月21日現在（静岡県調）

区分	人口	世帯数	死者	行方不明	負傷	住家被害				非住家	がけ崩れ		
						全壊	半壊	一部損壊	全焼		全壊	斜面	その他
地区													
仲木	331	85	23	4	8	22	34	29	5		3	1	
南入間	287	64			2	14	28	25					3
伊落居	447	98	1		1	7	20	70		2		4	3
伊落居	77	20			6	4	5	11				3	2
伊美良	525	153				18	35	54		3	1		
子浦	633	189			3	23	37	70		4	2	2	
豆下茂	438	108			8	2	40	60			3	4	5
大瀬	1,225	300			4	6	1	50			5		1
その他	467	101	1			4	4	60			4	2	
町	6,092	1,519			7	5	7	61		5	2	8	12
小計	10,522	2,637	25	4	39	101	211	490	5	14	20	24	26
下田市	28,045	8,435			34	20	31	556		136	2	1	21
松崎町	10,973	2,893			7			174		52	1	5	
河津町	9,892	2,655			2			25		17		3	
西伊豆町	10,276	2,696					1	8		21			4
東伊豆町	16,845	2,694						6		2			3
合計	86,553	22,010	25	4	82	121	243	1,259	5	242	23	33	54

表-2 土木関係被害状況

昭和49年5月23日現在

区 分	箇所数等	金 額	備 考
河 川	12箇所	43,768千円	
一 般 道 路	86	1,985,873	136号線, 下田石室松崎橋など
一 般 橋 梁	1	20,000	赤天橋 (L=10m, 臥道下田港線, 昭13架設)
有 料 道 路	22	270,000	南伊豆道路, 東伊豆道路など
緊急傾斜地崩壊対策	4	50,000	
堆 積 土 砂 排除	50,000m ³	60,000	南伊豆町字仲本地区
合 計		2,429,641	

壊により、死者25名、行方不明4名という多数の人身事故が発生している。

公共土木施設関係の被害は被害総額約24億にのぼり、道路関係の被害が大きかった。道路関係の被害は盛土部の被害が主なものであった。また橋梁取付部の沈下、トンネル覆工のクラックなどがみられた。この地区における比較的大規模な土木構造物としては南伊豆道路の天狗橋（橋長128.5m）、伊鈴橋（橋長105m）があるが、耐震連結装置が有効に働き、若干のセットボルトの切断と、取付部の沈下の外、被害は生じていない。

2. 地形・地質条件

今回の調査地域の地質は図-2に示すように大部分が中新世から鮮新世にわたる第三系からなり、部分的に大第四系が分布している。伊豆半島は下部中新世から現世に至るまで、ほとんど引続いて火山活動が行なわれて来た所であり、第三系はおもに火山噴出物からなり、水成碎屑岩に乏しい。火山活動はおもに浅海底で行なわれ、火山噴出物の層厚の変化がはげしい。崩壊との関連では、石廊崎および仲木では、安山岩質の集塊岩、凝灰岩および溶岩であり、主に岩塊、落石からなる崩壊を起している。岩塊、落石の表面は崩壊前の風化が進んだクラックである。すなわち、新しく切断された面はほとんど見ら

れない。風化変質は所により著しく、仲木の大崩壊面には、角閃石を含む軟質の白色凝灰岩が露出している。

二次災害が問題になっている落居、伊浜地区は蛇石火山噴出物（第四紀）であり、風化も進んでおり全体にルーズである。前厚地区は白浜層群に属する凝灰質砂岩であり、採石場であつたらしい。建物の被害が著しかった入間地区は、これ

らとは異なって最近の埋立て地であり地盤はルーズな砂層である。

今回の地震では活断層の存在が大きな課題になっている。すなわち、地震による活断層が南伊豆町石廊崎116稲葉氏方の裏山の露頭（集塊岩）で確認された（写真-1）。変位量は水平30cm、鉛直20cm、方向は走向N70°W、傾斜80°Sである。今回の調査ではこの断層は石廊崎—仲木—入間を結んだ線で確認されている。地震前に撮影された空中写真（1948）から石廊崎—仲木—入間を結んだ断層を示すと思われるリニアメントが判読される。このリニアメントはこの活断層の延長とはほぼ一致しているが、仲木の崩壊地は通過せず、若干北方にぬけている。

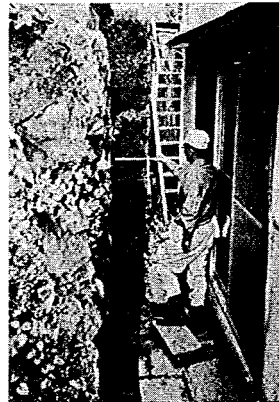


写真-1 石廊崎稲葉氏方の裏山の活断層

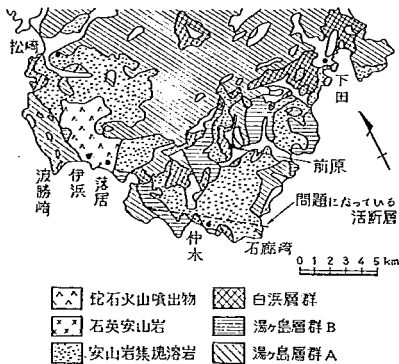


図-2 被害地付近地質図

3. 各地の震度（加速度）の推定

伊豆半島沖地震はマグニチュード6.8であり、重要な土木構造物は、少なくともこのクラスの地震に対して安全な設計がなされなければならない。そのためには、今回のようないわゆる直下型地震における震央付近での地震波形を知る必要がある。しかし今回の地震では南伊豆に強震計が配置されていなかったため、直接計器観測することができず、正確な震央付近での地震動は不明で

ある。そこで主として墓石の転倒状況から各地の震度（最大加速度）の推定を行なった。最大加速度の推定は直方体の転倒の条件から求めているが、石廊崎における活断層のズレが水平に31cm、鉛直20cmであったので、単純に水平動と上下動の比を3:2と仮定した。水平動のみに換算したときの値は括弧内に示してある。

なお、ある地点での地震動は、その地点の地盤の良否と活断層からの距離によって大きな影響を受けると考え、特にこの2点に注意しつつ、最終的には震央付近（活断層近傍）の岩盤上での最大加速度の推定を目標に置いて現地調査を行なった。

(1) 石廊崎地区

活断層上の家屋は屋根瓦が飛ぶなどの被害を受けているが必ずしも他の地区に比べ家屋の損傷が激しいというわけではない。すぐ裏山に活断層の露頭を持つ、文字とおり断層上の家でも、家の中の小物はすべて転倒したが家自体は軽い修理で使用可能である。ここで活断層は凝灰岩の切取面で明瞭に観察されるが、この切取面には社が祭られており、社は倒れず前の燈籠が転倒している。これから震度は水平290gal、鉛直195gal (375gal) 位と推定される。

この地点より北西の活断層近傍（100m位）の道路に面した墓地では11基の石塔のうち7基が転倒している。震度は水平300gal、鉛直200gal (370gal) と推定。地盤は斜面の切土上であり良好である。

(2) 大瀬地区

活断層より北約500mの大瀬字吉子のガソリンスタンドでは、冷蔵庫・たばこ自動販売器・机等がコンクリート土間を約1m滑っている。実験によれば、これらのものとコンクリート板の摩擦係数は約0.51であり、震度は水平360gal、上下240gal (490gal) 位あったろう。

(3) 仲木・入間・落居・伊浜地区

入間には高台に海蔵寺という寺があり墓石は約90%転倒している。震度は少なくとも水平310gal、鉛直210gal (400gal) はあったろう。地盤は凝灰岩の上に2~3mの砂盛土がしてあり悪い（写真-2）。

落居では公園道路（マーガレットライン）より下った尾根で入間の海蔵寺付近と同程度の震度が推定される（馬頭観音が6基すべて倒れている）。

伊浜では山腹斜面での墓石の転倒状況から水平320gal、鉛直210gal (410gal)。

(4) 白浜地区

活断層から約15km離れたこの地区は、いわゆる白浜層（凝灰岩）を基盤にしているが、海岸道路に面して約70基の墓があり、このうち約15基が倒れている。震度は水平250gal、鉛直170gal (300gal) 位であろうか。

(5) まとめ

今回の地震では、岩盤上で水平300gal、鉛直200gal

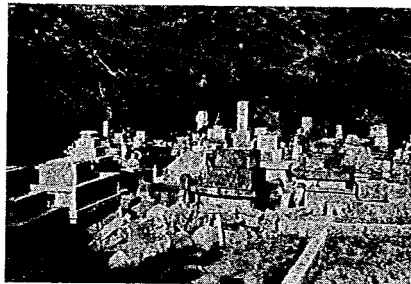


写真-2 入間地区海蔵寺の墓石の転倒

（水平換算約400gal）位の加速度があったのではあるまいか。地盤の悪いところではこれより多い。

白浜地区のように活断層よりかなり離れた地点でも加速度は相当ありそうである。活断層からの距離と震度の関係は、今回の調査では十分明らかにできなかった。

なお地表で観察された活断層の変位量は最大30cmであるが、基盤の堅岩ではさらに大きい可能性もあり、今後の大型構造物の設計にあたっては、この点に十分な注意を払うべきだろう。

4. 土構造物の被害

土構造物は一般に常時の安全率も低く地震時に多くの被害を受けるものの一つであるが、今回の地震でも多くの被害が生じた。今回調査した主な土構造物は、国道136号（下田〜下賀茂区間）、県道16号（日野〜子浦区間）およびマーガレットライン（子浦〜裏見区間）沿い（図-3参照）の盛土や切土、橋台裏込め部あるいはのり面保護工や土留構造物などの道路土構造物および入間地区の家屋の基礎や地盤となっている盛土であった。なお、河川堤防と呼ぶべきものはなく、また港湾構造物については大した被害はなかったようである。

まず道路土構造物の被害の種類には従来地震で見られるような、①路肩沈下、②路面亀裂、③路肩陥没、④路



写真-3 沢に盛土した部分の道路崩壊（石廊崎付近）

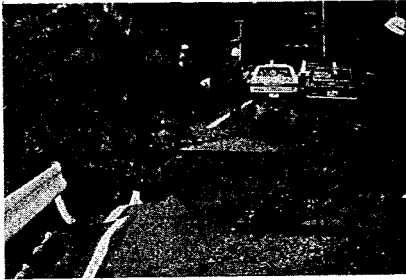


写真-4 盛土部の路面だけが被害を受けている（仲木付近）



写真-5 切土のり面のブロック積擁壁の崩壊（マーガレットライン）

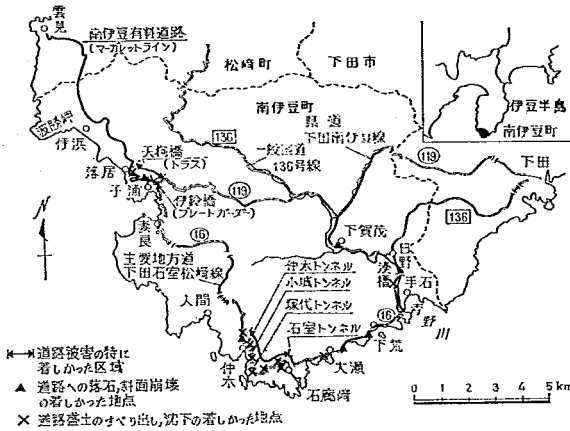


図-3 調査範囲図および道路被害箇所図

床・路体の崩壊、③道路上方のり面からの土砂崩壊・落石、④橋台裏込め部沈下などがあった。このうち、とくに被害の著しかった箇所は図-3に示した。前述した種類の被害の種類のうち①～⑤は大小の差はあってもいずれも力学的にはすべり破壊の範囲に入っている。このような被害を示した例を写真-3～5に示す。写真-3は石廊崎付近の小さな沢に盛土をした道路の崩壊を示すもので、路肩部が崩壊すると共に道路の片側車線程度についても大きな亀裂を生じようとしている。この部分の沈下は最大で約20cm、前方への移動は約20cmであった。なお、この盛土材料は近くの切土部から流用したもののようで、中ば風化した凝灰岩あるいはレキを多く含んだ砂質ロームのようであった。前記区間では、沢あるいは切土部に隣接して全面あるいは片側盛土した箇所は被害の大小はあっても例外なく何らかの被害を生じており、逆にそのような盛土のすぐそばの切土部では全く被害は見られなかったことである。写真-4はそのよ

うな性状を典型的に示す仲木付近の例であり、手前は盛土、後方は切土であり、盛土部では長さ40～50mにわたって、路面に亀裂・陥没（最大沈下量70cm、前方移動80cm）を生じていた。写真-5はマーガレットライン子浦付近の切土のり面のブロック積擁壁の崩壊例を示す。のり面保護工についていえば、マーガレットラインでこのような大規模な崩落が他に1箇所（モルタル吹付）、はらみ出し・

亀裂が1箇所（ブロック積擁壁）見られた。県道16号のモルタル吹付工は、1箇所で大規模な欠損があったのと対照的である。次に、マーガレットラインには高さ8m程度の橋台が4個あり、取付盛土で15～20cmの沈下が見られた。橋台の移動やはらみ出しは観察されなかったもので、これは裏込め材料の地震動によるゆりこみ沈下のためと考えられる。

入間地区は特に家屋の被害の激しかった箇所の一つである。その他にブロックべいの亀裂・倒壊が目立った。この地区の地盤は非常に粒度の細かい海砂からなり、層厚その他についてはよくわからないが、海岸線などと比べて最も厚いところでは15m程度の厚さがあり、地下水位は、全体にかなり低いと考えられる。この地区の家屋の被害率が他の地区に比べ高い理由としては、盛土がゆるく軟弱で地形上あまり拘束がないために地震動の増幅が大きかったことが第一に推定される。また、実測したものは数少ないが、民家の浅い井戸、マンホール、電

柱などの地表面近くの痕跡から少なくとも 3~10cm 程度の沈下があったものと推定される。この沈下による基礎の不同沈下も家屋の破壊に寄与したものと考えられる。なお、地下水位が低かったためにいわゆる砂地盤の液状化を示唆するような現象は見られず、この沈下は乾燥砂のゆりこみ沈下に近いものと推定される。

5. 斜面崩壊による被害

今回の伊豆半島沖地震による災害の特徴として、山くずれ、崖くずれ等の斜面崩壊による被害が大きな比重を占めたことがあげられる。特に南伊豆町仲木地区では地震発生後山くずれがあり、16戸の家屋が埋没し、死者、行方不明あわせて27名という多数の人身事故が発生した。建物被害も盛土部の陥没、沈下等の部分的なすべり出しによるものが多く、この傾向は、特に石廊崎より西海岸ぞいの仲木、入間、妻良、千浦、落居、伊浜等の地区で著しい。道路でも前原地区をはじめとして、のり面崩壊、自然斜面の崩壊による被害が多い。

自然斜面の崩壊の一般的な形態は、降雨による崩壊と似ており、写真-6に見られるような表土層（腐植土を含み、草木類の根系の侵入している範囲）の滑落型が多い。ただ豪雨災害では、崩壊の頭部が山腹の上部の地形変動点あるいは、中腹部の湧水点であるのに対して、今回の地震による災害では後者の型が見られなかった。崩壊が斜面の尾根部あるいは沢（谷）部にかたよっている傾向はない。岩塊の崩落、落石による災害も盛源に近い石廊崎および仲木周辺に多かった（写真-7）。崩落した岩塊の到達距離は豪雨時の崩土の到達距離よりも少なく、今回調査した範囲では、崩壊の高さの5割以内であった。

道路、宅地、畑などの盛土斜面の崩壊が数の上では、自然斜面の崩壊より多く、南伊豆町の石廊崎より波勝峠にかけた西海岸沿いの地区では、路面の陥没、き裂、欠損、のり面崩壊等の被災箇所が点々とある。この地区は、マーガレット等の花を栽培している段々畑が多いが、写

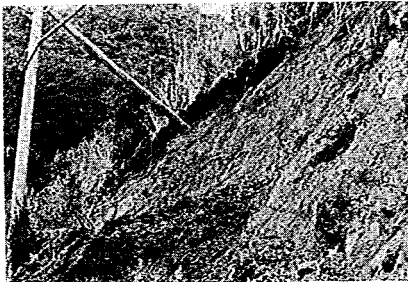


写真-6 表土層の滑落（仲木付近）



写真-7 岩塊の崩壊（石廊崎付近）

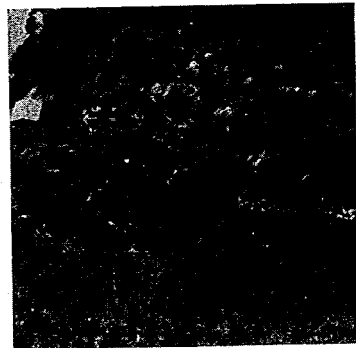


写真-8 段々畑の石積の崩壊（仲木付近）

真-8に見られるような石積の崩壊が目立った。

地下水が斜面崩壊に直接関与した徴候は見られなかったが、地震後、湧水が濁ったり、量が急増した箇所は所所に見られた。また今回は直接被害のなかった箇所でも周辺の山腹の上部に地震後クラックが発生し、降雨により崩壊すれば、二次災害の危険があると思われる。石廊崎付近で活断層の存在が明らかになったが、この延長沿いの斜面崩壊に何らかの影響を与えているのではないかと思われる。これは今後の重要な検討課題である。砂防ダムは小規模のものがあったが、今回調査した限りでは被害の程度はごくわずかであった。

6. 仲木地区および前原地区の被害

斜面崩壊の一般的な被害状況は前に述べたが、最も被害の大きかった仲木地区および道路沿いの斜面崩壊で最も規模の大きかった前原地区は、被害状況と崩壊の要因が他とは異なっていた。

6.1. 仲木地区

最も激甚な被災地となった仲木地区では地震により、通称城畑山の山腹が、それによって発生した約5万m³の土砂で民家16戸、町道小城廻線、普通河川小城川などが

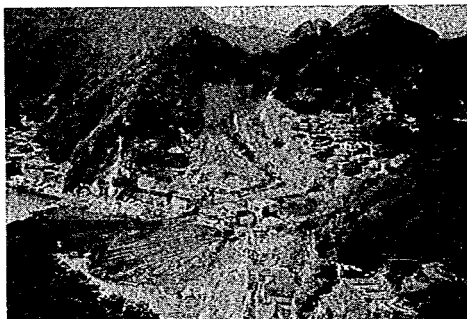


写真-9 仲木地区の斜面崩壊による被害

埋没した(写真-9)。この上腹は上部が安山岩質集塊岩、下部が白色凝灰岩であり、表面を厚い崖錐が覆っていた。この一部には段々畑をつくる際に用いた盛土もあるといわれ、またその以前はこの山腹からの湧水を使用したこともあるとのことであるが調査時にははっきりしなかった。崩土の排土作業中で崩壊面を直接踏査できなかったが、近くからの観察では、崖錐と地山との境界面で滑落しており、崩壊面には軟質の白色凝灰岩が露出している。民家の倒壊状況、崩壊面に残っている滑落の方向を示す筋より推定すると、崩れてきた土塊の先端がつぶれ、その上を後方の土塊が流れたかあるいは、斜面の下部がまず崩壊し、上部がその崩土の上を通ったのではないかと考えられる。活断層との関連が最も問題であるが、地震前の空中写真では、断層は崩壊地を若干はずれている。付近にあるといわれるもう一本の断層とともに今後の精査に待たねばならない。

6.2. 前原地区

南伊豆町下賀茂前原の一般国道136号沿線の斜面崩壊である(図-4、写真-10)。2~4m³の岩塊が崩れているが、崩壊せずに残っていた所に岩の割れ目をモルタルで充填した形跡があることから、この近傍はむかし城の石垣にでも用いたらしく、岩にのみ跡がある。

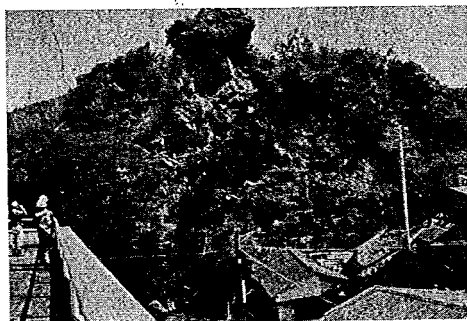


写真-10 前原地区の岩塊の崩壊

7. 伊浜地区および落居地区の被害

蛇石火山噴出物(第四紀)からなる尾根が後方を取り囲み、前方は海に面した地形で、古い時代に後方の斜面から出た崖錐の上に住居地がある。今回の地震では局部的に大きな被害を受けたが、

後方の斜面上部が崩壊したり、大きなき裂が発生したりしており、今後降雨による二次災害の対策が重大視される地区である。

7.1. 伊浜地区

家屋で被害の大きかったのは中島橋付近で、地割れ、石積の破壊やはらみ出し、家屋のかたむきや倒壊、道路の陥没等、一見地すべりによる変状と類似した現象がみられた。しかしクラックの形状、規模および家屋の被害状況から判断するとこれらの変状には連続性がなく、主に盛土部の

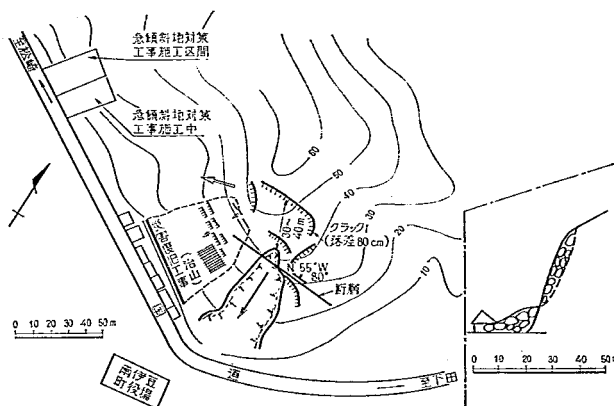


図-4 前原地区の崩壊とクラックの状況

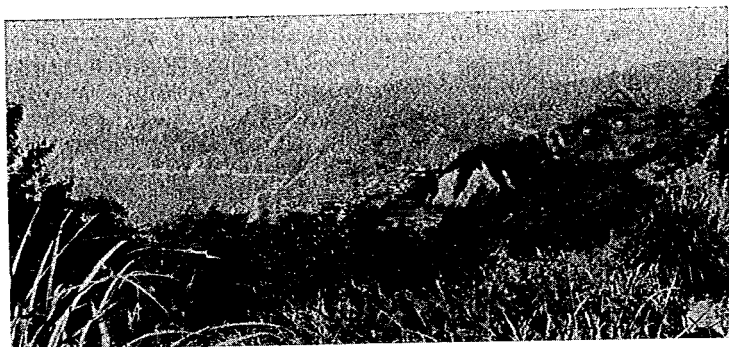


写真-11 伊浜地区の全景

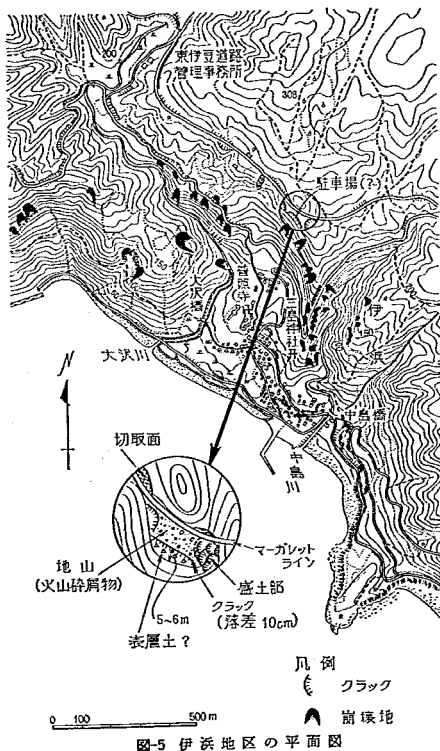


図-5 伊浜地区の平面図

小規模な地盤変状が多発したものであることがうかがえた。しかし、これらは将来大きなすべりに成長する可能性を持っているため傾斜計等の設置を要望した。また図-5、写真-11に示すように、海の方へ突き出した三島神

社のある細尾根の両側には厚さ1m前後の薄い表層滑落型の崩壊が多発しており、またこれより北側の尾根、特にマールゲットラインの駐車場の平地には比較的大きなクラックが生じており、すべり面の厚さも周囲に発生した他の表層滑落型の崩壊より厚いと推定される。居住区の後方をとり囲むこれらの斜面上部の崩壊は今回は直接被害を及ぼさなかったが、隣接するクラックも大きく、連続性もあり、今後降雨等で大きな崩壊を起せば、下方にある家屋への危険性も大きいと思われる。十分な調査を行ない、その結果を待って対策を立てられる予定である。なおこの地区には、約300年前、部落の裏山が大崩壊を起し、数十戸の家を残し200戸あまりの家が全滅したという伝説がある。

7.2 落居地区

家屋の被害は少なかったが、後方を尾根がとり囲み、その斜面上部が崩壊を起したり、大きなクラックが発生しており、この点伊浜地区に類似している。(図-6、写真-12)。調査時に伸縮計およびぬきを設置した。十分な調査を行なって、降雨等による二次災害への対策を立てる必要がある点も伊浜地区と同じである。

8. 未調査区域と二次災害防止対策

今回の調査は地震による災害激基地について行なわれたもので、前原地区を除いては、石廊崎地区より伊浜地区に至る海岸部の住居地に限られた。伊豆半島先端の地域は内陸部は緩やかで定高性を示す地形であり、これが、仲木、入間あたりで標高200m、落居、伊浜あたりの蛇石火山噴出物の区域で標高250mより落ち込んで海岸部は急な地形になっている。仲木、伊浜、落居で見られるクラック発生等の山の荒れ方は山容の外観

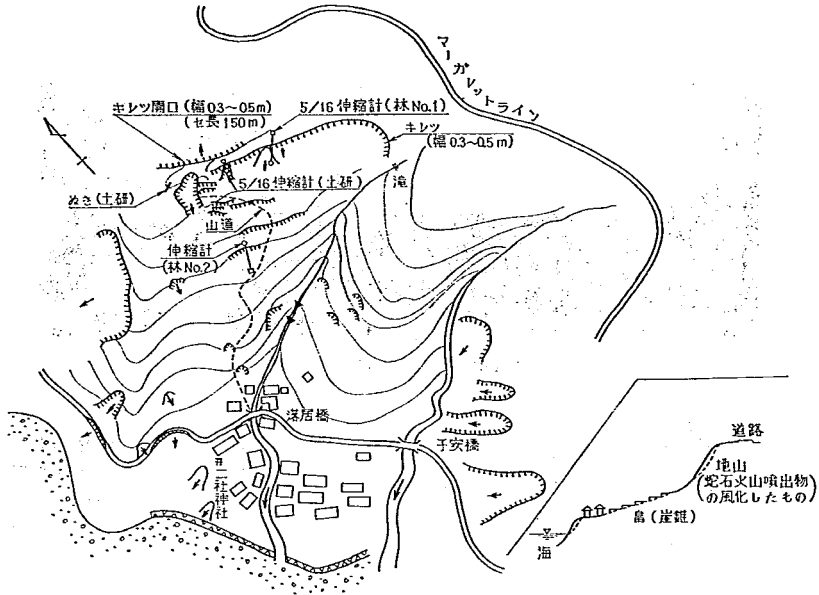


図-6 落居地区の平面図

に表われなくとも程度の差こそあれ、石廊崎より伊浜に至る海岸部の急地形区にすべてに及んでいるのではないかと推定される。また、震害の激基地ではないが、内陸部で青野川上流部の一色、蝶ヶ野でも家屋の棟瓦がずれているのが見られた。このようなことから、内陸部でも斜面のクラック発生、湧水の濁り、湧水量の増加が見られないかなどの調査を行ない、この調査により二次災害防止のための対策を急がねばならない。

あとがき

現地調査にあたっては、本省の各部局、静岡県土木部、下田土木事務所などの方々に情報の提供と現地の案内をお願いした。また東京大学の福岡正巳教授および土

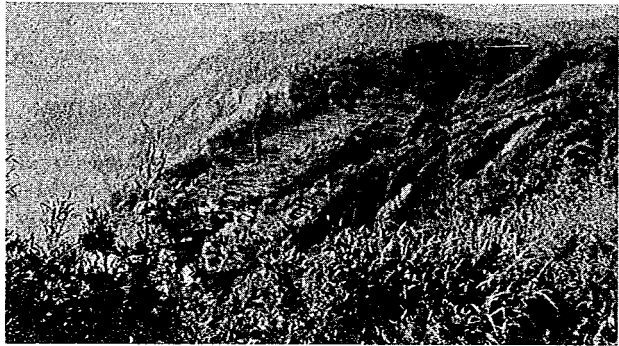


写真-12 落居地区の全景

木研究所今西地質官には現地でいろいろご教示を受けた。上記の関係各位に対し深甚の謝意を表する。なお今回の調査団には、千葉支所より沢田(団長)、駒田、飯田、龍岡、古賀、赤羽支所より、吉岡、安江、中村、松本、本所より神尾が参加した。(文責 沢田, 安江)

9. がけ崩れに関連した降雨データ の集計

岡 本 正 男
服 部 泰 英

土木技術資料 Vol. 16. No. 10
1974. 10

がけ崩れに関連した降雨データの集計

岡 本 正 男* 服 部 泰 英**

まえがき

我が国は、災害の多い国である。とりわけ、近年は梅雨時や台風時の集中豪雨に伴うがけ崩れ災害が多発し、災害の中でも大きな比重を占めるようになってきている。今年もすでに7月の台風8号の通過に伴う集中豪雨で、徳島、兵庫、静岡、神奈川各県に大きな被害が発生している。48年度の建設省の総点検によると、急傾斜地崩壊危険箇所は、全国に自然がけ35,748箇所、人工がけ5,008箇所、合計40,756箇所存在している。がけ崩れは、降雨、地震等の誘因、地形、地質、植生等の素因が複雑に影響あって発生するのであるが、降雨によるがけ崩れは基本的には次の要因の組み合わせで起こる、

- ① 表面流水による侵食
- ② 間隙圧の上昇
- ③ 含水による土および岩の強度低下
- ④ 含水による地盤の重量増
- ⑤ パイピングによる局部崩壊とその進行
- ⑥ 風化

上記の要因にそれぞれの斜面の地質や地形、植生等の条件が加わって、その斜面の崩壊、非崩壊が左右される。

がけ崩れの誘因として降雨と地震があることは述べたが、数からいえば前者によるものが圧倒的に多い。また地震予知が進んでない現時点では、地震によるがけ崩れからの避難は降雨によるものからの避難に比べて技術的にもはるかにむずかしい。降雨によるがけ崩れからの避難基準を設定する目的で、代表県6県を対象に過去の雨量データの収集、整理および解析を行った。

1. 解析手順

- 1) 代表県として、全国から過去比較的がけ崩れ災害の多い神奈川県、愛知県、兵庫県、山口県、高知県、鹿児島県の6県を抽出。
- 2) 県内(県周辺部を含む)雨量観測所および県内崩壊箇所一覧表の作成と、位置図の作成。
- 3) ティーセン法による分割で個々の崩壊箇所に対する支配観測所の決定。
- 4) 各県内のモデル地区の選定。

モデル地区は、崩壊箇所が多くかつ降雨資料が長期間

整っている観測所を有する地区を市町村単位で次のように選定した。

神奈川県	川崎地区—川崎市 横浜地区—横浜市 横須賀地区—横須賀市
愛知県	西加茂地区—小原村、藤岡村、旭町、足助町、豊田市
兵庫県	神戸地区—神戸市 相生地区—相生市、赤穂市
高知県	高知地区—高知市、土佐市、大津市 中村地区—中村市、三原村 安芸地区—安芸市、安田市 宿毛地区—宿毛市
山口県	下関地区—下関市 徳山地区—徳山市、下松市、熊毛町 柳井地区—柳井市、大和町、平生町、大島町
	大島地区—大島町、久賀町、橘町、東和町、長門、油谷地区—長門市、油谷町、三隅町、日置村
鹿児島県	栗野地区—栗野町、横川町、溝辺町 祁谷院地区—祁谷院町、蒲生町、入来町 鹿児島地区—鹿児島市

5) 県内全般およびモデル地区における降雨、崩壊、避難実態に関する資料収集。

6) モデル地区内で、崩壊を生じた雨を時系列的に整理。

整理の方法は、図-1に示す様式に従って各崩壊ごとに記入した。図-1は、横軸に日時をとり、32日目に崩壊発生日をもっていくようにした。この例だと8月29日に崩壊が発生しているので、その日を32日目におくと、起点、つまり0日目は7月28日になる。そして0日からの累加日雨量を縦軸にとっている。

7) 崩壊を発生させた雨の生起確率を算出。

2. 解析方法 (図-2参照)

降雨を基準にして、がけ崩れ災害から人命を守ろうとする場合、次のような点を考慮して避難のための危険雨量を設定しなければならない。

第1に、雨の降り方が崩壊前にどのように変ってきたか、第2に、今までどのくらい雨が降っていたか、第3に、当日どのくらい雨が降ったか、また、この雨は何年

* 建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室研究員

** 急傾斜地崩壊研究室

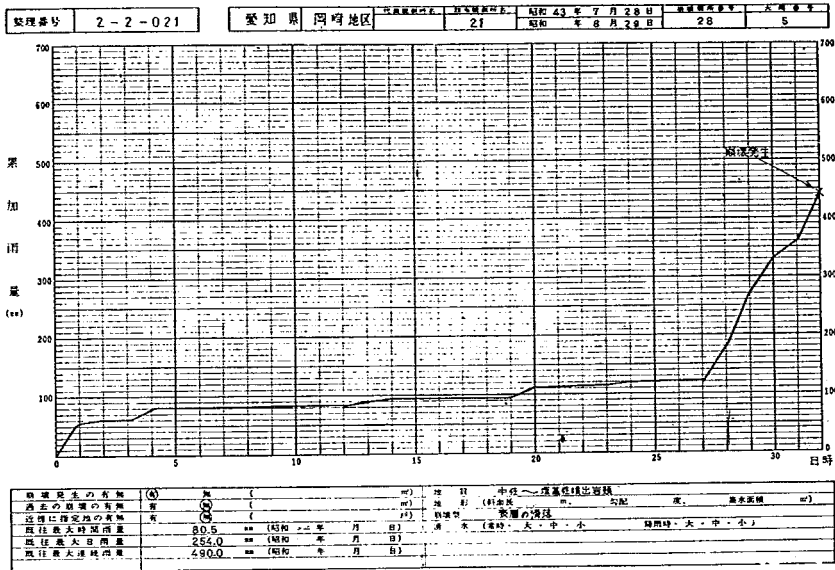


図-1

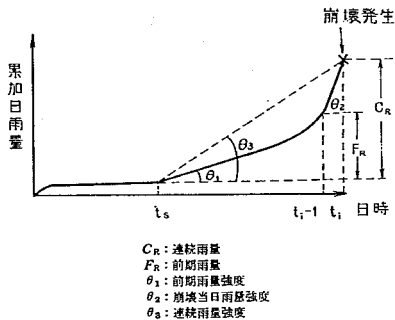


図-2

に一回くらい降る雨なのか重要な問題となってくる。第1の問題点、降雨パターンの変化を次のように考えた。前期雨量強度として、 $\theta_1 = F_R / (t_i - t_s - 1)$ 、当日の雨量強度として $\theta_2 = C_R - F_R$ を考え、 θ_2 と θ_1 の比 K より降雨パターンの変化を考慮した。第2の問題は、前期雨量、連続雨量の問題であるが、前期雨量を崩壊前1カ月間、3週間、2週間の累加日雨量の3通りのケースについて整理した。前期降雨の斜面崩壊に及ぼす効果として、前述の6つの要因のうち、主に③含水による土

および岩の強度低下、④含水による地盤の重量増があり、この観点から、一定期間(今回は一応4日間とした)降雨がなければ斜面は乾く方向に向かい、したがってそれ以前に降った雨は崩壊に結びつかないとした整理方法を追加した。後で述べるように、崩壊に関係する雨量として、崩壊前24時間雨量を崩壊当日雨量強度として採用したが、それを縦軸にして、横軸にはそれぞれ前述の4種類の前期雨量をとると1つのモデル地区について4種類の図が得られるが、これらの図のうち崩壊が発生したときの降雨記録のグループと崩壊が発生しなかったときの降雨記録¹⁾のグループの差異が最もはっきりする図の前期降雨を避難基準設定の際に用いられたい。今回整理した限りでは、前述の4つの図に明確な差がなかった。強いてあげるとするならば、雨なし4日以降から崩壊前日までを前期雨量としたものと、崩壊前21日間の降雨量を前期雨量としたものが結果が良かった。以下本文では、雨なし4日以降から崩壊前日までを前期雨量として整理した場合について述べる。第3の問題である崩壊当日雨量強度については、日雨量は、午前9時から翌日の午前9時までの雨量をとるのが慣例であり、したがって

1) 崩壊が発生しなかったときの降雨記録とは各気象台が大雨時や台風の際公表する「異常気象速報」で取り扱う降雨で、崩壊が発生しなかったときの雨量をさす。整理の方法としては図-1の様式に従って32日目に日雨量のピークを示す日において前期雨量および当日雨量強度を出した。

崩壊当日の9時から崩壊した時点までの雨量を崩壊当日の雨量強度とするのも一つの方法であるが、日付にこだわらず、崩壊現象により結びつけるため、崩壊前24時間の雨量を計算し、これを崩壊当日の雨量強度を表わす指標とした。また、崩壊発生前24時間雨量の生起確率年を出すため、ガンベル法によって確率24時間雨量の計算を行った。

3. 解析結果

3.1 降雨パターン

図-3は横軸に日数、縦軸に累加日雨量をとっている。崩壊の多いケースはJ型や2J型のように、崩壊数日前から、あるいは前日に雨量強度の強い雨が降る場合である。昭和47年7月の集中豪雨などの大災害を起こした雨はこのような型である。両タイプとも、各県、各地区に共通している降雨パターンである。J型は数日間の雨量、あるいは当日の日雨量などの崩壊した時点に近いある期間の雨量強度が崩壊に効くといえる。一方、2J型は崩壊発生までの前期雨量およびJ型と同様、ある期間の雨量強度が崩壊に効いている。共に、勾配の緩急や、勾配変化点の出現期、また、2J型の場合、最初のJの山の出現時期等、各地区、各降雨によって異なっている。直線型は兵庫県、山口県、高知県、鹿児島県にみられ、いずれも長雨の後崩壊を起こしている。この場合は

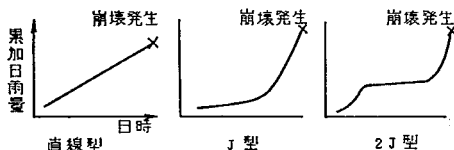


図-3

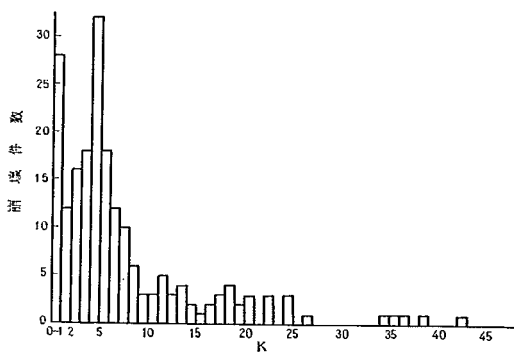


図-4

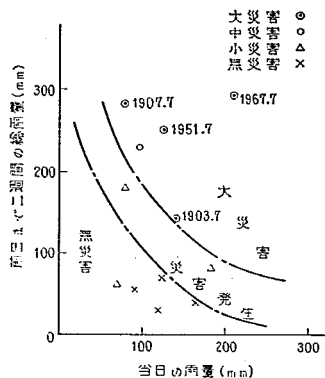


図-5 県市における平均上斜面・災害と雨量

どちらかといえば前期雨量が雨量強度よりも効いているといえよう。

図-4は降雨パターンの変化として崩壊当日雨量強度 θ_2 と前期雨量強度 θ_1 の比 $K(\theta_2/\theta_1)$ をとり、横軸に K の値、縦軸に崩壊件数をとって、全県全地区でまとめたものである。完全な直線型が $K=1$ であることを考えると、ほとんど崩壊前日に雨量強度が大きくなっていることがわかる。最頻値は $K=4\sim5$ で、6以下に大部分の崩壊が含まれてしまう。県別の平均値と比較すると、兵庫県、愛知県が10以上の値を示し、相当強度の大きい雨が降った場合以外あまり崩壊を起こさないことがわかる。

3.2 危険雨量の設定

豪雨によるがけ崩れ災害から人命を守るために、避難の基準となる危険雨量の設定は非常に重要であり、また必要である。しかし、現実には明確な危険雨量を設定することは非常に困難である。従来の研究でも、このような目的で行なわれたものは少なく、筆者の知るところでは広島大学の網干氏が広島周辺の斜面災害を例に研究されている程度である。図-5に網干氏の研究の一例を挙げる。災害の程度を大災害、中災害、小災害、そして無災害とに分け、雨量強度として横軸に日雨量、前期雨量として縦軸に崩壊前日まで2週間の総雨量をとっている。前期雨量を崩壊前5日間、10日間の総雨量とした場合よりも2週間の方が日雨量との相関性が高いと発表している。

崩壊に関連する要因として前に6つ挙げたが、このうち⑤パイピングによる局部崩壊とその進行と⑥風化は別にすると、③含

水による土および岩の強度低下と④
含水による地盤の重量増は前期雨量
に、①表面流水による侵食と②間隙
圧の上昇は、これに続く短期間の相
対的に大きな雨量（本文では崩壊前
24時間雨量として整理）に、それぞ
れより強く結びつくと考えられる。
したがって過去の降雨記録より基準
雨量を設定するには、降雨を前期雨
量とそれに続く24時間雨量とに分
け、両者をそれぞれ横軸、縦軸とし
た図にプロットして、このうち崩壊
が発生した雨がプロットされている
領域と、崩壊が発生しなかった雨が
プロットされている領域をただけ
はつきり分離して、そしてこの境界
線によって基準となる降雨量を設定
するのが現在のところ実用的である
と考えられる。今回、この考え方に
よって雨量データを整理したが、デ
ータ数が不足しているモデル地区が
多く、必ずしも境界線をひくのは妥
当ではないが、考え方の説明として
一応境界線をひき、以下のように危
険雨量を設定した。

図-6は、図-2を1つの崩壊例の
降雨パターンとした場合、雨なし4
日以降から崩壊前日までの前期雨量
(F_R)を横軸にとり、縦軸に崩壊前
24時間雨量をとって、各県ごとに整
理したものである。また、図中の右
上の図は、崩壊前24時間雨量の生起
確率年の計算結果を、横軸に生起確
率年の区分、縦軸にはそれぞれの生
起確率年に該当する崩壊件数を各県
ごとにまとめたものである。表-1
は各県の各モデル地区の連続雨量強
度(θ_1)、崩壊当日雨量強度(θ_2)、前
期雨量強度(θ_3)の範囲、危険雨量、
および崩壊を発生させた最小連続雨
量(C_R)の値をまとめたものである。
図-6の実線は各モデル地区別に崩
壊の下限をひいたもので、すべての
崩壊が実線より右上に入るようにし
た。つまり、実線より左下の領域に
入るような雨の降り方では、崩壊は
発生していないということである。
一方、モデル地区によっては崩壊例

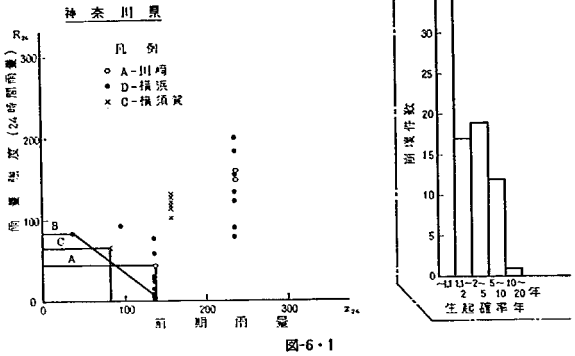


図-6・1

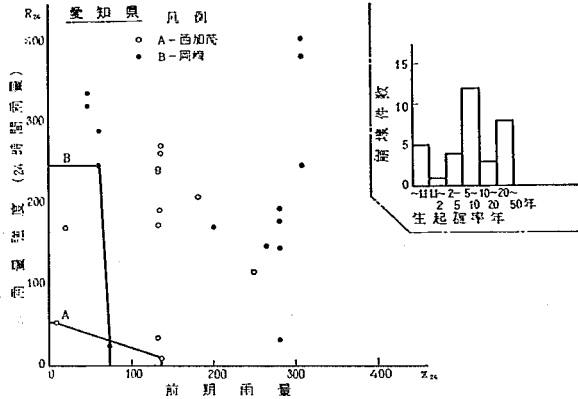


図-6・2

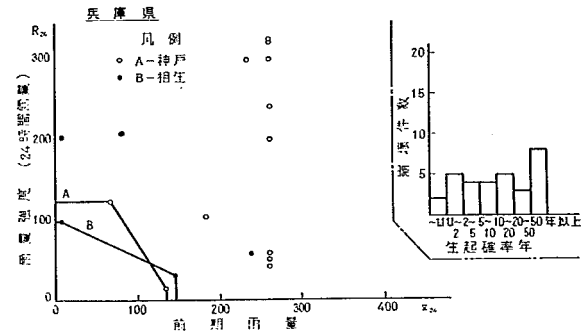
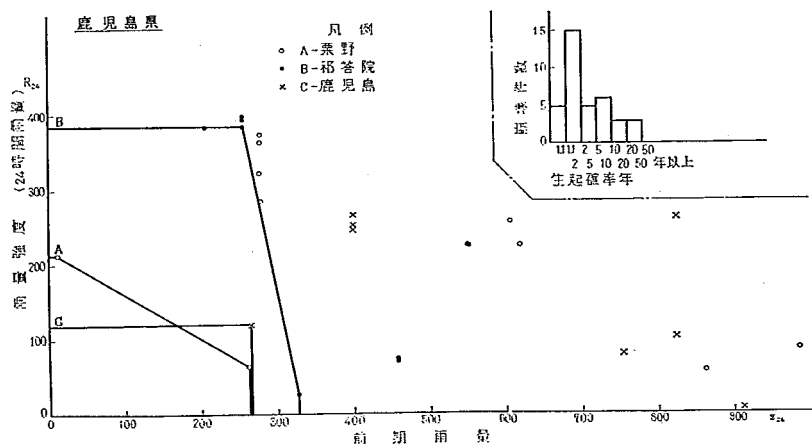
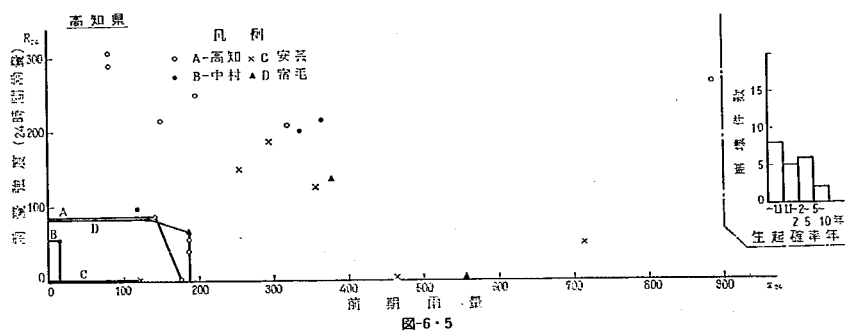
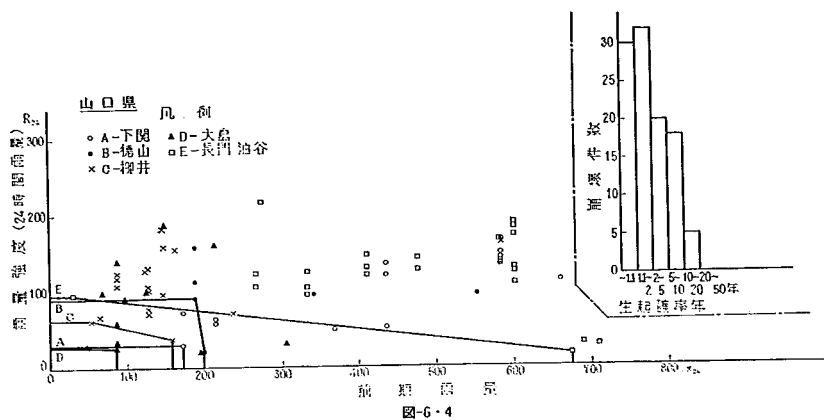


図-6・3



が少ないか、あるいは崩壊の下限を表わす直線の勾配が負にならない場合は、モデル地区の崩壊例のうちで崩壊前24時間雨量と前期雨量の最も小さな値をそれぞれ阿軸に平行にひいて、そして、それらの値を危険雨量として表-1に記入した。なお、高知県の中村地区や安芸地区のように、前期雨量があるいは崩壊前24時間雨量のどちらか一方が崩壊に相対的に大きく効いていると判断される場合は、そうでない値を()書きにした。危険雨量とした値は、1年~2年確率で降る雨であるが、後で述べるように、たとえ避難させたとしても、そのとき実際に崩壊が発生する確率はあまり大きくないことが予想される。したがって、避難のための危険雨量というより、むしろ避難準備警報(気象で使う“注意報”的なもの)として扱った方がいいように思われる。

各県別はもちろん、同一県内でも危険雨量の値はかなり違っているが、今回整理した6県については鹿児島県を除いて大体連続雨量は100~200mm前後、前期雨量は100~150mm前後だといえる。

次に降雨の生起確率年に対する崩壊件数をみてみると、比較的雨量強度の小さい雨でも崩壊が生じるのがわかる。崩壊を生じた規模の雨は、前にも述べたように1年あるいは2年に1回ぐらいは降っているわけだが、この程度の雨が降れば崩壊が起こるかという、現実には起こらない方が多い。これは植生の状況が季節によって変化したり、切り取り等の人工が斜面に加わったりして、降雨条件以外のものが関係しているか、あるいは降雨に関しても、これまでの条件以外の働き方、たとえば時間雨量強度というよりは、もっと瞬間的な雨量強度が効いている場合もあるといえよう。また、周辺の開発の影響が無視できない場合もある。これとは逆に、プラス面での人工が加わったと考えられるケースもある。たとえば兵庫県の場合、特に神戸地区は都市防災という形で、過去の災害の経験を生かして防災施設が進んでいるということが過去の降雨記録と崩壊の関係から推察できる。

あとがき

今後の問題点として次の諸点が挙げられよう。

表-1 (θ_1 , θ_2 , θ_3 については図-1参照)

県名	地区名	前期雨量強度 θ_1	崩壊当日雨量強度 θ_2	連続雨量強度 θ_3	危険雨量		最小連続雨量
					前期雨量	24時間雨量	
神奈川	川崎	12(θ_1) < 79	44(θ_2) < 160	14(θ_3) < 97	138	44	182
	横浜	5(θ_1) < 235	6(θ_2) < 200	11(θ_3) < 106	—	—	90
	横浜須賀	22(θ_1) < 83	65(θ_2) < 131	35(θ_3) < 75	83	65	260
愛知	西加茂	2(θ_1) < 20	5(θ_2) < 272	8(θ_3) < 94	—	—	58
	岡崎	0(θ_1) < 85	28(θ_2) < 402	19(θ_3) < 471	—	—	98
兵庫	神戶	4(θ_1) < 67	14(θ_2) < 319	5(θ_3) < 94	—	—	148
	相生	8(θ_1) < 16	29(θ_2) < 198	13(θ_3) < 103	—	—	103
高知	高知	6(θ_1) < 98	0.5(θ_2) < 306	6(θ_3) < 148	—	—	178
	小村	7(θ_1) < 28	65(θ_2) < 215	12(θ_3) < 41	(14)	66	80
	安芸	5(θ_1) < 37	1.0(θ_2) < 186	14(θ_3) < 60	122	(1)	121
	宿毛	6(θ_1) < 22	1.0(θ_2) < 135	8(θ_3) < 27	—	—	216
山口	下関	20(θ_1) < 32	29(θ_2) < 165	22(θ_3) < 35	172	30	203
	徳山	10(θ_1) < 31	20(θ_2) < 158	12(θ_3) < 37	—	—	219
	柳井	5(θ_1) < 52	38(θ_2) < 183	9(θ_3) < 42	—	—	91
	大島	6(θ_1) < 106	20(θ_2) < 187	8(θ_3) < 124	—	—	74
	長門、油谷	18(θ_1) < 137	17(θ_2) < 217	22(θ_3) < 163	—	—	126
鹿児島	栗野	11(θ_1) < 44	56(θ_2) < 372	28(θ_3) < 111	—	—	222
	那答	24(θ_1) < 128	26(θ_2) < 398	22(θ_3) < 218	—	—	350
	鹿兒島	17(θ_1) < 39	5(θ_2) < 264	23(θ_3) < 49	265	118	384

1. 将来の実用化に向けて、データを今後も積み重ねて信頼性を増していく必要がある。データの数が少ない地区に関しては、特に問題となる。

2. 前期雨量に対する考え方の根拠である何日間降雨のない日が続いた場合、斜面の含水状態が元に戻るかどうかについて実際に現場で観測する必要がある。

3. 降雨条件以外の条件、たとえば崩壊型、背後地形、斜面の土質、地質条件、植生条件等も考慮に入れなければならない。

4. 避難基準を実際に運用する場合、避難命令の伝達システムや、住民の社会心理的な面も考慮した総合避難システムが必要となってくるであろう。

参考文献

- 建設省河川局砂防部砂防課：土砂害の実態調査 昭和48年6月
- 岡本正男：がけ崩れに関連した降雨データの整理 砂防学会研究発表会 昭和49年6月
- 網干寿夫・低引洋隆：真砂土自然斜面の崩壊について 第7回土質工学研究発表会 昭和47年度発表講演集

10. シラス地帯の斜面崩壊対策に 関する調査報告書

急傾斜地崩壊研究室

土木研究所資料 第998号
1975. 2

シラス地帯の斜面崩壊対策に関する 調査報告書

昭和 50 年 2 月

建設省土木研究所
急傾斜地崩壊研究室

目 次

1. ま え が き	88
2. シ ラ ス	89
2-1 シラスの成因及び分布	89
2-2 シラスの物理的、化学的性質	89
3. シラスの分類	92
3-1 シラスの地質的分類	92
3-2 シラスの力学的分類	94
3-3 シラスの工学的分類	95
3-4 シラスの分類に関する資料	96
4. シラスの崩壊型分類	98
4-1 鹿児島県タイプ	98
4-2 建設省九州地方建設局タイプ	101
5. 崩壊実態調査	102
6. シラスの現地調査方法	111
7. シラスの室内試験方法	112
8. シラス斜面の土工指針	144
8-1 切土のり面勾配	144
8-2 切土の小段	145
8-3 切土のり面保護工	146
8-4 排水工の設計	150
9. シラス対策工のまとめ	151
9-1 施工後の崩壊状況及び崩壊原因	151
9-2 シラス斜面での切取勾配	151

9-3 切取勾配と切取直高	152
9-4 シラス斜面での盛土勾配	152
10. 対策工実例集	153
11. 参 考 文 献	167
12. あ と が き	168

1. ま え が き

シラスは、南九州一帯の表層部を構成する地層で、鹿児島、宮崎両県に広く分布している。

梅雨期や台風期になると、両県を中心にシラス災害が毎年のように発生している。昭和47年建設省砂防部が、災害の予想される危険個所の調査を実施したが、それによると鹿児島、宮崎両県共危険なだけは2000個所にも及び、殆んどがシラス崖である。

シラスは、日本では十和田湖付近を初め、各地のカルデラ周辺に小規模ながらみられるが、南九州のような大規模な例はなく、豪雨のたび毎に災害におびやかされる南九州の防災体制が急がれるわけである。しかし現実には、シラスのもつ特殊性から、防災に対する技術を確立するのは容易ではない。土木研究所急傾斜地崩壊研究室では、昭和46年度より鹿児島県砂防課の協力を得て、現地試験や文献調査を行ってきたのでその結果をここにまとめたが、これがシラス災害の防災に役立てば幸いである。

2. シ ラ ス

2-1 シラスの成因及び分布

南九州一帯に広く分布するシラスは、鹿児島県の本土面積の約50%宮崎県の約17%で総計47,000km²の広大な面積を占め主として台地状地形をなしている。

図-1に示すように鹿児島湾北部を中心に西は川内市西方海岸から阿々根市海岸、北は大口市から川内川流域沿に小林市を経て東へ更に、都之城市から大淀川流域沿いに宮崎市にいたり、東は志布志湾、南は薩摩半島一帯から大隅半島大根占にいたる区域である。

宮崎県のシラスは、主に二次（水成）シラスといわれ、この軽石砂礫層は、宮崎県小林市及び都之城市に多く分布する。5万分の1の表層地質説明書、鹿屋(49)及び志布志(31)によるとシラス台地形成後侵食を受けたものが移動し再堆積したもので異質の礫を混え、粒度に従い成層しており、ときとして偽層を示し滞水層に富みかつ崩れやすいとしている。

シラスの成因については地質学者によるとつぎのようである。

第4紀更新世に鹿児島湾の北部に蛤良火山、南部の湾の入口に阿多火山、さらに南方の海面下に跡をとめる鬼界火山の3大カルデラ、その他の中小の火山から噴出した火山噴出物がいわゆるシラスである。シラスの噴出年代は色々の説があるがラジオカーボンで測定した結果25万年以前に噴出したものであろうといわれている。



図-1 シラスの分布

2-2 シラスの物理的、化学的性質

シラスの鉱物組成は、火山ガラスが圧倒的に多く、このほか斜長石、紫蘇輝石および石英を含んでおり表面活性の粘土分を含まない。このようにシラスの鉱物は1次鉱物であって、非塑性の流動体であるのにもかかわらず、その剪断強さは大きくかなり見かけの粘着力をもっている。この現象は、粒子形状に起因するインターロッキングや不飽和の状態で考えられる負圧の効果で説明されている。シラスのもう一つの大きな特殊性は、水に対する抵抗が著しく弱くガリ侵食を生じやすいことである。

1) シラスの組成

土は一般にその骨組を構成する土粒子と、この骨組間の大きささまざまな間ゲキとからなり、この間ゲキは通常水などの液体および気体を含んでおり、これらの個体、液体および気体の相対的量的な関係は、土の性質あるいは状態を表わす際に使われており、土の工学的性質に影響する。

この相対的な関係を表わすもののうち、土の密度を定義するものとしては湿潤密度（見掛密度）、乾燥密度、間ゲキ比、間ゲキ率および相対密度などがあり土に含まれる水分の量を定義するものとしては含水比および飽和度などがある。土粒子に関しては単位体積重量および比重などがある。土は締固めることによって、組成の相対的な関係を改良することができる。締固めの程度は、最大乾燥密度および最適含水比で表わされるが土の種類や含水比によって異なる値を示す。シラスは人工的には容易に自然状態より密に締固めることができる。

シラスについてのこれらの諸性質は表1に示す。

表1 南九州シラスの土質力学的性質

	シラス（鹿児島県）	風化シラス （鹿児島県）	宮崎県四家シラス （56・60）
自然含水比 %	18～27時として32	20～32時として40	15 ～ 33
自然湿潤密度 g/m^3	1.2 ～ 1.5	1.0 ～ 1.4	1.15 ～ 1.47
自然乾燥密度 g/m^3	1.0 ～ 1.2	0.8 ～ 1.1	0.98 ～ 1.15
自然間ゲキ比	0.9 ～ 1.5	1.3 ～ 2.9	1.04 ～ 1.50
自然飽和度 %	30 ～ 60	30 ～ 70	27 ～ 63
土粒子比重	2.30 ～ 2.45	2.50 ～ 2.65	2.32 ～ 2.44
分散率 %	62内外	?	78 ～ 88
最大乾燥密度 g/m^3	1.2 ～ 1.4	1.4 ～ 1.5	1.52 ～ 1.61
最適含水比 %	21 ～ 25	24 ～ 26	39.6 ～ 51.9
コンシステンシー	NP	NP	NP
透水係数 cm/sec	$10^{-3} \sim 10^{-4}$	$10^{-3} \sim 10^{-4}$	$(10^{-3} \sim 10^{-4})$
自然見掛粘着力 $Cu kg/cm^2$	0.3 ～ 0.6	0.04 ～ 0.05	0.3
自然せん断抵抗角 ϕ_u°	37 ～ 40	29 ～ 32	39
外観（色）	白色 ～ 灰白色 時に淡黄色～淡褐色	淡紅色時に灰白色	白色 ～ 灰白色
灼熱減量 %	3以下	5 ～ 7	?

土粒子の大きさまたは形状などによる土の工学的性質への影響は、粒径が粗大な場合は大きく現われるが、粒径が微細なものを含む場合は化学的または鉱物的性質が土の強度特性に強く影響する。土粒子の粒径分布は土の粒度分析試験に基く粒径加積曲線によって表わされ、この曲線によって粒度特性を現わす指数として、A-Hazen は有効径と均等係数という2つの量を示した。シラスの粒度分布の範囲は図-2に示すように風化シラスは未風化シラスより細粒部分が多く、二次堆積シラスは両者の中間部にある。粒径2mm以上のレキ分を除いた部分について土の三角座標による分類を行えば一般にシラスは砂ないし砂質ローム二次堆積シラスは砂質ロームならびに風化シラスは砂質ローム、砂質粘土ロームおよび粘土質ロームに属する。

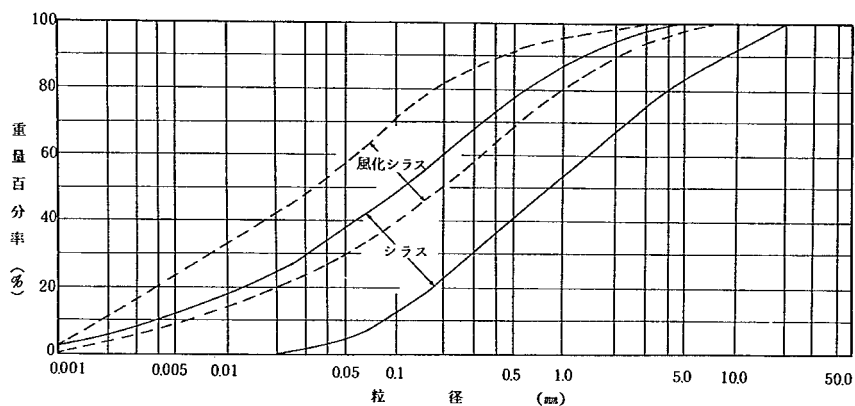


図-2 南九州シラスの粒度範囲

細かい土粒子のコンシステンシーすなわち外力を受けたときの流動変形に抵抗する度合いに関する種々の含水量を定量的に示すためにアッターベルグ限界を用いる。土は液体状から含水量の減少によって個体状まで変化する。これらの変化の段階において液性限界、塑性限界および収縮限界の3つの限界があり土を工学的に分類する。一つの指標として用いられている。シラスは表-1に示すように非塑性である。

3. シラスの分類

3-1 シラスの地質的分類

シラスと灰石（カルデラ噴出物）

更新世（第2氷期）以降に生じた始良，阿多の両カルデラ火山は阿蘇に匹敵する大量の噴出物を周辺に降下または流出させているが，(1)降下軽石—(2)やや溶結した—(3)暗灰～灰色の溶結凝灰岩に至る種々の岩相があり，およそ(1)に相当するものをシラス，(3)に相当するものを灰石と地元ではよんでいる。

まずシラス（または灰砂層）はその分布が広大で，成因上興味深いと同時に，しばしば山崩れや地じりを生じ，土地利用の点でも問題となる存在である。一般に火山灰，火山砂，軽石質火山礫などからなり，新期のローム層が黄色をおびるのにくらべるとシラスの軽石は白色である。主として鹿児島北西部のシラスを研究した種子田定勝・宮地貞恵・西原元男（1957）によればその組成はガラス質部および軽石部が大部分を占め，結晶としては少量の石英，長石，紫蘇輝石を含む，またシラスは無層理で固結せず，粒度分布は火山灰やロームと異なり，分級が悪く空気または水による淘汰作用をうけていない。以上の事実から種子田らは生成機構として熱雲式の噴出と流下を考えた。

山口謙次（1938）によれば北部鹿児島湾周辺におけるシラスを含めた第三紀～第四紀の軽石の化学組成は SiO_2 58.03～73.76%， Al_2O_3 12.47～17.75%，アルカリ 4.18～7.15%， H_2O 3.00～10.04%を示し，鉱物組成の検討を合わせて岩石名としては紫蘇輝石安山岩，斜長流紋岩，粗面安山岩等と称することができる。

大田良平（1961）はシラスの従来の知識を整理して表-2のような4通りのものを識別した。すなわち軽石流や降下軽石のほか，それらが二次的に堆積して円磨されたり偽層を示すものがあり，最狭義のシラスとは二次堆積軽石層のことで，それと降下軽石を含めてやや狭義のシラスとよび，この両者が防災上もっとも問題となり，その反面，広義のシラスに含まれるところの，一部または全部が溶結した軽石流は岩質が硬くて容易に災害を起こすことはないという。

シラスを含めて第四紀火山噴出物をもっとも典型的に発達するのは大隅半島の垂水～鹿屋～笠野原地区で，薩摩半島や都城地区にもかなり広く分布している。シラスの大部分は始良火山噴出物であり，阿多火山からのものは少ない。

つぎに灰石は，シラスにくらべて軽石，火山灰の溶結度の進んだ灰白～暗灰色の溶結凝灰岩（溶結火山砕屑岩）で，阿蘇溶結凝灰岩とともに“泥溶岩 mudlava”ともよばれ，やはり始良，阿多（および加久藤）などの第四紀のカルデラ火山噴出物である。しかし既述のように，第三系のなかにもガラス質流紋岩などの類似岩石で灰石とよばれるものがあり，層位上は区別しなければならないが，しばしば混同されている。

山口謙次（1937，38）は鹿児島湾北部の灰石類を化学組成，鉱物組成の上からつぎの4型式に分けた。

- (1) 斜長流紋岩型（ SiO_2 72%以上の酸性岩類）三船，沖小島，早崎，江ノ島

表-2 シラス識別表 (大田良平, 1961 によるものをやや簡略化)

産 状	軽 石 流	降 下 軽 石	陸 上 二 次 堆 積 軽 石 層	水 中 二 次 堆 積 軽 石 層
成 層	無層理, この中に包有岩塊が配列することあり	粒度の異なる軽石層が旧地形の起伏に平行に成層	無 層 理	規則的に成層し時に粘土をはさみあるいは偽層を示す
分 級	悪 い	良 い	悪 い	良 い
軽石の形状	一様に円味あり	角 張 る	円味はあるが円磨度は一様でない	円 味 あ り
孔 隙	緻 密	孔 隙 に 富 む	緻 密	緻 密
凝 結	締っていてやや固い	ル ー ズ	ル ー ズ	ル ー ズ
柱 状 節 理	時にみられる	な い	な い	な い
溶 結	一部または全部が溶結	稀	な い	な い
堆積物の表面	平 坦	旧地形そのまま	平 坦	平 坦
炭化物	含むことがある	同 左	な い	な い
滑 剤	ガ ス	風	水 ・ 風	水
その他	発泡部 (軽石凝灰角礫岩) は溶結部 (溶結凝灰岩) に漸移する		扁平な軽石はほとんど横臥 (軽石流では立っていることがある)	

表-3 火山噴出物を主とする鹿児島県下第四系層序表

地 域	鹿 児 島 - 川 内 川	鹿 児 島 - 竜 水	鹿 屋 - 南 大 隅
著 者	種子田・宮地・西原 (1957)	淡・勝井 (1957) *	郷原・小森 (1961)
沖積世 (K)	沖 積 層 軽石ローム・火山灰 (K ₁)		黑色火山灰層 開聞岳 C 降下軽石層
後 期 更 新 世 (J)	礫 層 シラス (J ₃) { 成層 (二次的) 無層理 砂礫質 凝灰質泥・砂・角礫岩 灰石 { 上部溶結凝灰岩 段丘礫層 中部溶結凝灰岩 礫層 下部溶結凝灰岩 J ₂ J ₁	火山灰層 上部シラス (無層理, 柱状・長質の軽石・火山灰層) 中部シラス (安山岩質灰石) 下部シラス (安山岩質) { a ₄ a ₃ a ₂ a ₁ ? 竜 水 層	新期ローム層 笠野原砂礫層 砂 泥 層 新期シラス (始良溶結凝灰岩類) { 軽石流堆積物 溶結凝灰岩 軽石層 古期ローム層 垂水砂礫層 古期シラス (阿多溶結凝灰岩類灰) { 溶結凝灰岩 (灰石) 軽石流堆積物 軽石層 大根占砂礫層
更新世 (I) (鮮新世 Q)	安 山 岩 類	礫層 (吉田村貝層・城山層)	両輝石安山岩その他

(2) 粗面安山岩 (SiO_2 66～72% の亜酸性岩類) 海潟, 甲突川, 大野原, 天ヶ鼻, 竜ヶ水, 郡山, 吉田, 重富, 加治木

(3) 粗面安山岩～安山岩型 (SiO_2 66% 以下の中性岩類) 吉野台, 牛根, 聖崎, 粘佐

(4) 安山岩型 (紫蘇輝石安山岩～准灰石類) 天ヶ鼻

桜島基部の早崎咲花平の断崖に露出する流紋岩～石英安山岩質灰石の空隙には六角板状の新鉱物大隅石Osumilite が含まれる。

シラスおよび灰石を中心とする南九州の若い第四系の層序は表-3のようにまとめられる。このうち標準となる2,3の地域をあげればつぎの通りである。

(1) 鹿児島北西方地区での種子田・宮地・西原ら(1957)の調査によれば、灰石は溶結度の低いものから進んだもの、更に非溶結のものなどがあり、上, 中, 下の3枚が各々礫層をはさんで存在し、その上を一部分不整合でシラスがのる。

(2) 鹿児島北東の竜ヶ水付近では、湊・勝井(1957)は第三紀の溶結岩と第四紀始良火山噴出物を混同すべきでないことを強調し、後者に属するものすべてをシラスとよんだ。

(3) 垂水～鹿屋～笠野原～大根占などの大隅半島中部一帯も、下部から上部にわたって火山噴出物がよく揃っている。郷原保真・小森長生(1961)は下部の阿多, 上部の始良噴出物についてくわしく調査した結果、阿多火山噴出物が鹿児島湾口(指宿およびその対岸)のみでなく、北方の湾奥の周辺にも広く分布し、数カ所から同時に裂罅噴出したものであろうという。

また、大隅半島の火山砕屑岩台地は、古期シラスの作った大根占面(高度180～250m)新期シラスが堆積してつくれた岩川面(50～400m)および新期シラスが砂礫層におおわれている笠野原面(35～150m)などに分けられるが、前2者はかなり開析され、笠野原面もシラスの崩壊による雨裂状の谷がきざまれている。

3-2 シラスの力学的分類

シラス地帯の土質を建設省九州地方建設局九州技術事務所は実用上次のように分類している。

表-4 シラス地帯の土質分類

分 類	説 明	設計積算上の分類
シラス (丘陵シラス)		・
硬質シラス	硬く締っていて洗掘抵抗も強いシラス 山中式硬度おおよそ33～30mm	砂 質 土 (硬質シラス)
中硬質シラス	硬質及び軟質の中間のもの 硬度おおよそ30～25mm	(中硬質シラス)
軟質シラス	比較的軟らかくて洗掘抵抗も弱いシラス 硬度おおよそ25mm以下	(軟質シラス)
沖積シラス	低地にゆるく堆積している飽和されたシラス層	
ローム層	黒ボク, 赤ボク, 風化シラス, 表土などの粘質土	粘 質 土
ゆるい軽石層	ボラ・コラなどの降下軽石層	レ キ 質 土
そ の 他	溶結凝灰岩, レキ層, 粘土層などがある。	

所長 33 mm以上は溶結凝灰岩としたが、現地での観察により判断すること。

3-3 シラスの工学的分類

工学的立場から鹿児島県林務部治山課はシラスを表-5のように分類する。

表-5 シラスの工学的分類 (試案)

A. 自然地盤のシラス
a 風化シラス (軟弱シラス)
a-1 軽石流の非溶結部
a-2 二次堆積層
a-3 降下軽石
b シラス
b-1 軽石流の非溶結部
b-2 二次堆積層
c 固結シラス (弱溶結のシラス)
d シラス様堆積物
d-1 細粒シラス (粒径 0.42 mm以下の部分が 90 %以上を占める)
d-2 粗粒シラス (粒径 0.074 ~ 2 mmの砂分を 70 %以上含み、レキ分までも含む)
d-3 シラス母材の沖積層
e 降下軽石
B. 乱された地盤のシラス
崩壊地
溪床堆積物
土地造成地
築堤・盛土

3-4 シラスの分類に関する資料

シラスの種別分類表(I) (主に成図別の種別分類) (農土試案に1分追加)

観 察 事 項 等		二 次 シ ラ ス		降 下 軽 石 (ボラ)	シ ラ ス		灰 石		そ の 他			
		沖 積 シ ラ ス	洪 積 シ ラ ス		風 化 シ ラ ス	シ ラ ス	固 結 シ ラ ス (弱 粘 結 凝 灰 岩)	溶 結 凝 灰 岩	表 土 層	ロ ー ム 層	粘 土 層	レ キ 層
成 因		シ ラ ス の 二 次 堆 積 物		降 下 軽 石	軽 石 流							
露 頭 観 察	層 理	水 平 層 理, 斜 交 す る こ と が 多 い		旧 地 形 面 に 平 行 な 層 理	な し							
	色 調	淡 灰 白 ～ 淡 灰 褐		灰 白, 灰, 淡 黄 灰	淡 灰 褐, 淡 黄 灰	淡 青 灰, 淡 灰 灰, 灰 黒	淡 灰, 灰, 灰 黒					
	異 質 物	粘 土, 砂, 円 礫		な し	角 礫 状 岩 片 (カ ル デ ラ 近 辺 は ど 多 い)							
	軽 石	水 磨 さ れ て い る		丸 く 粒 度 が 均 一	自 形 を 保 つ が や わ ら か い。	自 形 を 保 ち が た い。	やや 扁平 で 重 い	扁 平 で 重 い				
	節 理	な し		し	固 結 シ ラ ス に 近 い も の に は ま れ に み ら れ る。		1 ～ 3 m お き に 垂 直 節 理	旧 地 形 面 に 垂 直 な 開 口 節 理				
	主 な 崩 壊 侵 食 型 式	液 状 化 (地 震)	す べ り, ガ リ ー 侵 食		す べ り, ガ リ ー 侵 食	ガ リ ー 侵 食, 流 水 浸 食 侵 食, ス プ リ ン グ エ ロ ー ジ ョ ン, 引 張 り 崩 壊	河 川 に よ る 削 磨	節 理 に 沿 っ て ブ ロ ッ ク 状 崩 壊				
	ハンマーによる感触	容 易 に 崩 れ る			削 れ る		削 れ と 粉 が 散 る 程 度。叩 くと 細 片 は 指 圧 で 粉 に な る	削 れ な い。細 片 は 指 圧 で 崩 せ な い。				
	山 中 式 土 塊 硬 度 計 (kg/cm ²)	—	12, 13 (1.5 ～ 2)	測 定 不 能	20 ～ 25 ± (5 ～ 14)	25 ± ～ 31 (15 ～ 50)	31 ～ 33, 34 (50 ～ 100)	33.34 以上 (100 以上)				
ボ ー リ ン グ テ ス ト	コ ア ー 状 態	無 水 漏 り				破 片 コ ア ー や 棒 状 コ ア ー		棒 状 コ ア ー				
	N 値 (回)	1 ～ 2 (地下水面下)	7 ～ 8 程 度		7.8 位 - 15, 16 位	16, 17 位 - 40 位?	40 位 ～ 貫 入 不 能	貫 入 不 能				
	比 抵抗 (Ω・m)	(500 ～ 600)		(200 ～ 600)	250 ～ 500	300 ～ 750	500 ～ 1300	600 ～ 2000				
	極 限 圧 P _u (kg/cm ²)				30 ～ 110	80 ～ 300 ±	300 +	—				
	変 形 係 数 E (kg/cm ²)				30 ～ 180	100 ～ 300 ±	300 +	—				
透 水 試 験	第 3 法 (ボ ー リ ン グ) cm/sec				10 ⁻³ ～ 10 ⁻⁴	10 ⁻⁴	10 ⁻⁴ ～ 10 ⁻⁵	10 ⁻⁴				
	第 1 法 (横 坑 内) cm/sec					10 ⁻³						

シラスの種別分類表Ⅲ (九州技術案に1部追加) (主に道路法面を目的とした分類)

分類	シラス							その他			
	硬質シラス	中硬質シラス		軟質シラス	沖積シラス	ローム層	ゆるい軽石層	表土層	粘土層	レキ層	溶結凝灰岩
		洗掘に弱い	洗掘に強い								
説明	硬くて締っている洗掘抵抗も強いシラス	硬質及び軟質の中間のもの		比較的軟らかく洗掘抵抗も弱いシラス	低地にゆるく堆積している飽和されたシラス	黒ボク、赤ボク、酸化シラスなど	ボラ、コラなどの降下軟石層				
硬さ (山中式硬度mm)	30～33mm	25～30mm		25mm以下							
洗掘抵抗 (sec/12.7cm)		20以下	20以下								
一般の場合	勾配割	0.5～0.7	0.5～0.7	0.8～1.0	0.8～1.2	0.0～1.2	1.0～1.5				
	のり面保護工	シラスモルタル吹付け	シラスモルタル吹付	植生穴工、植生マットエ、張芝など	植生穴工、植生マットエ、張芝など	張芝、植生マット種子吹付けなど	のりわく空石(ブロック)張り、コンクリート張り(または煉瓦)など				
湧る水場のあ	勾配割	1.0程度	1.0程度	1.0～1.2	1.0～1.2						
	のり面保護工	のりわく空石(ブロック)張り、コンクリート張り(水抜き十分に)									
注 1. 硬度33mm以上は溶結凝灰岩としたが、現地での観察により判断すること。 2. シラスモルタル吹付の場合は、ツタなどによる緑化が望ましい。 3. シラスでとくに湧水の激しい場合は鉄筋コンクリートわく擁壁(東石詰め)を用うことを検討のこと。 4. 集中的な湧水には排水管の打設などを行う。											

シラスの種別分類表ⅠとⅢの対照表(土研案)

農 土 試 (案)	二 次 シ ラ ス		降下軽石 (ボラ)	シ ラ ス		灰 石		そ の 他			
	沖積二次シラス	洪積二次シラス		風化シラス	シラス	固結シラス	溶結凝灰岩	表土層	ローム層	粘土層	レキ層
	シラス二次堆植物		降下軽石	軽 石 流							
九州技術(案)	沖積シラス	軟質シラス (洪積二次シラス)	ゆるい軽石層	軟質シラス	中硬質シラス	硬質シラス	溶結凝灰岩	表土層	ローム層	粘土層	レキ層

4. シラスの崩壊型分類

4-1 鹿児島県タイプ

鹿児島県は次のように崩壊型を分類している。

シラス地帯はどのような経過を辿って崩壊するかをみると、大体次のような8つの場合が考えられる。

(1)地表水による面状侵食、(2)落水型侵食、(地隙侵食)、(3)水流による崖脚洗掘、(4)シラス層上部のローム層の崩落、(5)シラス層の雨裂侵食、(6)地這型侵食、(7)地下水の流動侵食、(8)シラス断崖の剝離崩落

これらの崩壊は主として地表水の侵食作用が、先ず働いて、これに関連して他の原因を派生するのが最も多いようである。これらの原因を誘発した根本原因は水に対する取扱いの誤りにある。

例えば、永年の経過のうちに自然に水分経済の均衡がとれて侵食崩壊が起きなかった所が、人工的に山復や上方台地の森林の伐採、開墾、道路築設、および宅地造成などを行なったために、地形変化が起り、地上に降下した雨水の地域分散の変動や地表面を裸出して均衡を破っても何等手段を講ぜず、豪雨による雨水集中をはしいままにさせたことなどである。

その水の働きの場として、シラス層の存在に関係があることは間違いないが、この崩壊の原因は単純なシラス層の存在だけによるのではなく、シラス層上部にある種々性質の異なった数層が重なって存在するローム層などに、また大いに関係あることを見逃してはならない。つぎにシラス地帯崩壊の経過を、もう少し詳しく述べると

1) 面状侵食

台地上に豪雨があると、雨水の殆んど全部が地表を流れ、台地一面を低い方に向かって幅の広い川のようになって地表面を面状侵食 (sheet erosion) しながら台地周辺の侵食谷に殺到する。

2) 落水型侵食

図-3のように、台地上より集中落下した流水は滝壺をつくり、シラス層の下部を深くえぐり取る。下部が深くえぐり取られるとケーヴィング (Caving) を生じてその上部のシラス層及びローム層がその重さに耐えかねて崩れ落ちる。このような作用を繰返して流水が多いときは一回の豪雨で、100m以上に亘って台地内部に奥深く図-4のように地隙侵食 (gully erosion) を起して幅が狭く、垂直な壁をもつ侵食谷をつくる。これはシラス侵食の決定的なものである。

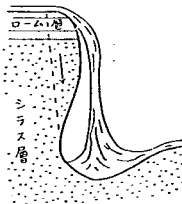


図 - 3

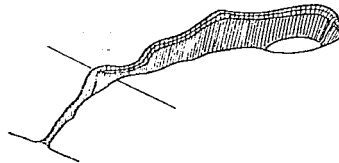


図 - 4

次にこの幅の狭い侵食谷が次第に谷幅を広げて、谷の両側の台地を崩していく。このいき方に2つの場合が考えられる。

3) 崖脚洗掘

その1つは図-5のように谷を流れる水がシラス層の崖脚を洗掘するため、ここに深い洞穴ができる。これが進みこの洞穴の上が崩れ落ちて次第に谷幅を広げていく。また工事中とか土砂採取の場合崖下を掘り取り、所謂“すかし掘り”によって洞穴をつくると上部が崩れ落ちよく人が生理めとなることがある。これは人為的であるが理屈は同じである。

4) ローム層の崩落

もう1つは図-6のように侵食谷の壁の最上部ローム層が露出され乾燥すると、ローム、粘土などは収縮が激しいため地層に亀裂が入り、豪雨の際雨水が流れ込み、更に崩壊を促進している。

以上のようにしてシラス層上部のローム層が落ちると、シラス層の頭が棚状になって現われてくる。

このローム層の崩落は豪雨時に限らないことである。1例をあげると昭和26年のルース台風通過の後5日目のよく晴れた日に鹿児島市郡元町のシラス砂取り場で崩れ落ち、崖下にあったトラック3台、馬車1台を約30m押し出し道路下に突落した。このとき8名生理めとなり、内7名が死亡したことがあった。

これは地中に滲透した雨水が5日かかって地表より約5mにある厚い黒色粘土層に達し、すぐその上部にある約20cmの薄い白色粘土を泥状化して、これを滑り面として崩落し、全く予期しない災害となったわけである。これは崖際の地層の構成と雨が降ったら、どのような径路を経て水が流れてくるかを十分注意する必要があることを教えている。

また豪雨の際シラス地帯で所々に非常に多く発生する前述の崩落と一寸異なったローム層崩落がある。これはよく間違えられてシラス層の崖崩れのように報道されているものである。地表より滲透してきた雨水が図-7のように粘土層や酸化鉄で固った盤層などの半不透水層や不透水層に達し、この層に遮ぎられ崖側に滲み出すようになると、ここを滑り面としてその上部のローム層などが崩落し、崖下の人家などに被害を与えているものである。

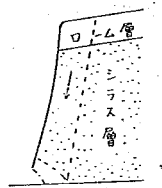


図-5 崖脚侵食

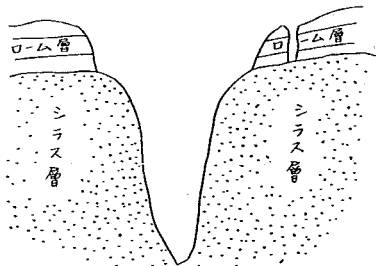


図-6 ローム層の崩落

5) 雨裂侵食

ローム層が崩落してシラス層の上部が露出され棚

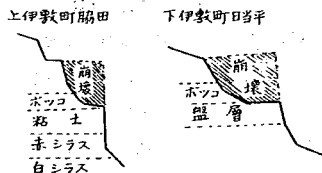


図-7

5) 雨裂侵食

ローム層が崩落してシラス層の上部が露出され棚ができると、流水に弱いシラスは容易に侵食を受けて図-8のようにシラス層面に多数の雨裂（rill）が深く刻み込まれる。次第にこの雨裂は大きくなり、遂に雨裂と雨裂の間の突き出た部分が崩れ落ち、垂直壁になって谷幅を広げる。



図-8 雨裂侵食

6) 地亡型侵食

台地の端の傾斜面が幼令林、または草生地でその根が浅く表土にとどまっている所で、台地よりの排水が集中渗透し飽和状態になると、図-9のように表層土と元の斜面の古いシラス層との間に滑り面ができて、表層土が滑り落ちるものである。普通シラス層の上は風化された赤シラスが存在し、ここが粘土化されていて、この部分が滑り面となっていることが多い。

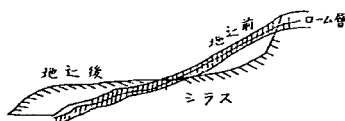


図-9 地亡型侵食

1 例をあげると喜入町小学校裏の崖は傾斜 40° 内外で、炭焼のため一度伐採し萌芽4年生の雑木林が密生し、下部に幅の狭い数段の階段畑がつくられ、全く安定の状態にあったがデラ台風の後の大雨の際、夜半雨がやや小降りになった時、大量の水と共に急激に崖崩れを起し、崖下にあった校長住宅を倒壊し、数人を生埋め死亡させたような惨事があった。

7) 地下水の流動侵食

これは地質構造の関係から宮崎県にその例が多い。一般に鹿児島県のシラス台地の下の地下水面は崖脚の高さより低いのが普通であるが、鹿児島県でも末吉町高松谷、西志布志町蓬原のように台地上を水田に利用している所では夏季に水路によって水田に水を入れる結果、地下水面が全体的に上り、そこへ豪雨が襲来するとついに図-10のようにさらに地下水面が崖脚より上にあがることもある。

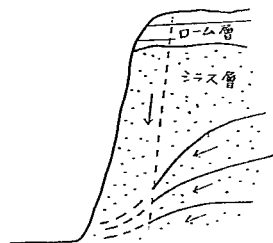


図-10 地下水の流動侵食

この場合、地下水が水みちをもって崖脚上に滲出する所では、その流出口附近のシラスが次第に水に飽和され、シラスの崩壊がはじまって崖の奥にケーシングが進み、その崖の上部に亀裂を生じ崩落することがある。殊にここに度重なる台風豪雨が襲来すると、この現象が一層激しくなり、崩落した崩土は前方に滑り出して自然の堰をつくり、一時谷を塞ぐ。その上流側に泥水が次第に溜って水面が高まると遂に崩土の堰を切って下流に押し流す。この土砂泥流は更に兩岸の崖脚を洗掘、崖崩れを起し、ますます土砂泥流を増し、下流の田畑宅地などを埋めつくすなどの大被害を及ぼすものである。

8) シラス層崖の剥離崩落

露出されたシラス断崖によく見られる現象である。これは旱天、降雨などの気象条件の永年の繰返し

によって、シラス崖の表層部付近はその内部より湿度の変化の影響が激しく、これに伴って膨張・収縮現象も大きく現われる。これは既に述べたように豪雨や早魃の影響による含水比の変化はシラス層崖よりはば1~2mの範囲にとどまるため、表層部は膨張収縮現象を起すけれども、内部は殆んど変化がなく、表層部と内部との間に均衡が破られる。その際、崖の三方は皆閉鎖制圧せられ、唯一方の露出面のみが開放されているから、内部から外方に膨張収縮による力が働くこととなって、表層面にはば並行して亀裂面ができるものと考えられる。

前述のようにシラス層は大小の土粒子がよくその隙間を密に充し硬く啗合って結合し、而も有機質を殆んど含んでいないので直根、深根性で菌根を有するマツなどの他は、シラス層内に殆んど根が侵入していないようであるが、前記シラス層亀裂面には植物の根は好んで恰も団扇のように扁平に拡り侵入している。その根の力により、或は衝撃、振動などの外力によって小規模であるが、薄く数十 α の厚さで馬蹄形状に亀裂面を境にして剥離脱落するものである。これは小規模であるが、生理めの危険があるので特に工事中に注意を要する。

4-2 建設省九州地方建設局タイプ

建設省九州地方建設局 九州技術事務所はシラスの崩壊タイプを表-6のように分類している。

表-6

1. 雨裂侵食現象	露出された弱いシラスの法面は流水により縦方向に侵食を受けて多数の雨裂が深く刻み込まれていき突き出た部分が崩れ落ちる。
2. 落水型侵食現象	集中落下した流水で滝壺をつくりシラス層の下部を深くえぐり取るため、上部のシラス及びローム層が重さに耐えかね崩れ落ちる。
3. 崩脚洗掘現象	流水シラス層の崖脚を洗掘するため深い洞穴が出来これが進んで上が崩れ落ちる。
4. 地入り型侵食現象	台地の端の傾斜面が浅く表土にとどまっている所で台地よりも排水が集中浸透し飽和状態になると滑り面ができて表層土が滑り落ちる。
5. 地下水の流動侵食現象	地下水面が崖脚の高さより上にあり地下水が水みちをもって崖脚上に滲出する所ではシラスが飽和され崩壊する。
6. 剥離崩落現象	膨張収縮現象の大きく現われる表層部と殆んど変化のない内部との間に均衡が破られ亀裂面が出来剥離崩落する。

5. 崩 壊 実 態 調 査

土木研究所では、昭和46年度より、鹿児島県内に試験地を設けて崩壊実態調査を行なった。

5-1 46年度調査

(1) 調査目的

シラスの崩壊例では、シラス上部の表層が滑落するケースが最も多く次いで地下水による崩壊である。本調査では、シラス層とその上層の境界面付近の地盤内の性状及びシラス斜面の地下水の挙動と地表水、浸透水の地下水に及ぼす影響を調べる。

(2) 調査内容

シラス崖面の崩壊の考え方

前述したように主要な崩壊のタイプは限られており、注目すべき点はシラス層の中そのものに原因があるのではなく、シラスとその上層の境界領域附近の性質に原因をもつものが大部分であるということである。前述した崩壊のタイプを模式的に示すと図-11 のようである。

①-イのタイプの崩壊は地表流あるいは地表面から地中へ浸透した水が原因となる。即ち、わずかな地形的な凹みに地表流が集中し、従ってその部分での地中へ浸透する水量は増える。一方、シラスとその上層の表層土の間の境界は明瞭であり、特に透水性はシラス層の方が低く、この部分が不透水層になりやすい。その結果、地中に浸透した水はこの部分で地中への浸透をさえぎられ、この面に沿って下方へ流れる。水を多量に含んだ表層土は強度が著しく低下して、この面を境にすべり落ちるのである。

①-ロのタイプは直立に近いシラス斜面上部についているローム層へ表層土が崩落するもので、その境界はやはりシラス層である。①-イ同様、地中に浸透した水がシラス層上を流れ、この部分で境界面を作ると同時にその上にある土層の強度を著しく低下させる。それとともに、この境界面を流れる水が崖面に出る部分で侵食を行い、上にある表層土が張り出した状態になり不安定になる。又、シラス及び表層土の乾燥収縮の違いから、表層土上に亀裂が発生することもある。

②のタイプは、シラス層中の粘性土層、あるいは礫層等のはさみ層がある場合シラス層中に水面を持

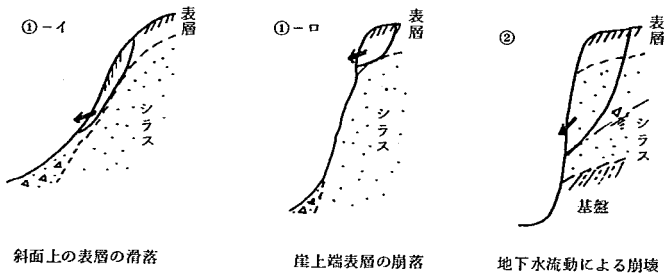


図-11 代表的なシラス地帯の崩壊

つ地下水の流動に伴ってこの部分から崩壊を起こすタイプである。崩壊はシラス層中で起こるかあるいはその下部に基岩がある場合はその境界で起こる。

①-イについては、表層土の厚さと地形的なわずかな凹みの位置を調べることによって想定される崩壊の位置と規模の粗略の推定を行なえる。

①-ロについては現地踏査で充分崩壊の恐れのある部分は判明する。

②については、基岩地形、地下水の挙動、シラス層中のはさみ層等についての調査が必要である。

①-イ及び②のタイプの崩壊と推定される試験地を選び、崩壊している部分、していない部分の比較調査を行ない、その特性について調べた。

(3) 調査結果

試験地は、鹿児島市内で44年に崩壊した斜面（A試験地）、及び串木野市内で46年に崩壊した斜面（B試験地）である。

A試験地は山腹斜面のシラス上にのるうすい表層が滑落したものであり、B試験地は安山岩上にのるシラス層内の地下水流動に基づく崩壊である。

(3)-1 A試験地について

簡易貫入試験の結果

$N_c < 5$ 表層土

$5 \sim N_c \sim 10$ 崖錐層

$N_c > 10$ シラス、ただし $N_c < 30$ は漸移層

という結果が得られた。

貫入曲線は $N_c = 10$ を境界に明瞭に変化しており、これより下層がシラスに相当すると考えられるが $N_c = 10$ 付近のシラスは若干風化あるいはルーズになっており、 $N_c > 30$ で本来のシラスになるようである。

表層土あるいは崖錐層に相当する部分の土層は谷形の地形を示す部分で一般的に厚くなる。図-3のB測線上で崩壊を起こした部分はB-10、B-11の中間からB-16までの間でこの部分の表層土に相当する部分は極めて薄い、これは崩壊後の植生による復旧工事の結果シラスが表土化したものである。B-12の部分で表層土は極めて厚くなりシラス上面の地形も凹んだ谷型を示している。地表流及び地中に浸透した水がこの部分に集中したと思われる。非崩壊部のB-1～B-10の間の表層土の厚さは1m程度であり、崩壊部のB-13～B-15附近も恐らくこの程度の表土があったものと思われる。従って崩壊頭部附近の崩壊土層は極めてうすいものであったことが推定される。斜面下方へ移るにつれて表土及び崖錐層の厚さは大きくなっている。しかしC-14～C-20附近は崩土が堆積したものであり、非崩壊部の厚さに比べ若干厚くなっている。

表層土、崖錐層、シラス層中の根系の重量比を比較すると、それぞれ1.19%、0.97%、0.17%となりシラス層内の根系は極めて少ない。根系侵入深度が関係するが恐らくシラス中には水分が少なくかつ固結しているため、根系が侵入できないためであろう。根系があるかないかは根系沿いの水みちとそれ

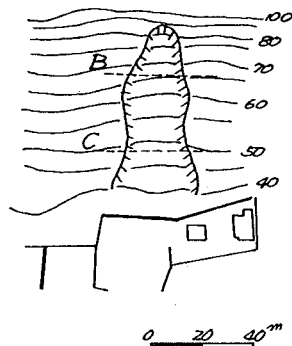


図-12 A試験地測線位置図

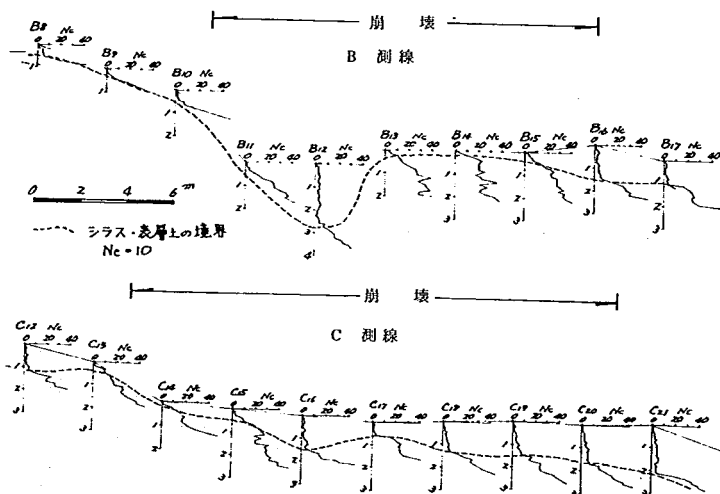


図-13 A試験地層構成図

による附近のルーズ化に関係し、土層の境界面を作りやすい。崖錐又は表層土とシルスの間にはこの点からも明らかに境界がある。

一方、現場透水試験をシルス及び表層土について行なった場合、それぞれ、 13.8×10^{-4} 、 9.0×10^{-4} となりシルスは相対的に表層土に比べ不透水層である。

以上のような結果から、表層土が滑落するタイプの崩壊は極めて薄く、それは地表水及び地中水の集中を促す、地形的に凹んだ部分及びシルス面の凹んだ部分に起こりやすいと言える。崩壊するものはシルス上の表層土であり、シルスとの境界は極めて明瞭に簡易貫入試験によって判別でき、シルス面の凹凸を調べることによって崩壊位置の推定がつけられそうである。その場合の崩壊を起こす恐れのある土塊のNc値は大略10までと考えてもよいようである。

(3)-2 B試験地について

B試験地は比高30m程度の台地末端の斜面である。崩壊は図-14に示すように2箇所あり、一方は地表流によるものの影響が大きいものと考えられるが他方は地下水によるものと考えられる。図中④は台地周縁部にある素堀の水路からの水の溢れ、あるいは地中への浸透による影響が大きい。

他方図中⑧は地下水の流動によるシルス層あるいはその下部の境界で滑ったものである。

ボーリングによるとシルス下部に安山岩層があり、この上部に礫泥りの粘土層がある。調査時点のボーリング孔内には地下水位がほとんど認められなく、降雨時に発生する地下水によるものである。地下水位の変動そのものも地盤中のルーズ層の形成に役立ち崩壊に対しては一つの因子であると思われる。図-14に示すように基岩である安山岩層の形は崩壊部分に向って谷型を示し、基岩上に降雨時に発生する地下水はこの部分に向って流れ、斜面途中で湧水して崩壊を起したのと考えられる。

表層土の簡易貫入試験による貫入抵抗値 N_c は5以下であり、シラスは10以上である。ただし、シラス土層は幾分ルーズになっており、この部分は漸移的に10~20に変化する。 $N_c > 20$ で本来のシラスになる。この場合の崩壊の厚さは大で、湧水地点（安山岩層上）より上部のシラス層全て崩落し、さらにシラス層上の表層土の滑落を促す。

5-2 47,48年度調査

(1) 調査内容

図-1に示す鹿児島県伊佐郡菱刈町に試験地を設け表層とシラスの付近の地盤調査及び地下水位観測雨量観測地下水検層、水分含有状態を調べるために水分計を埋設し観測を行った。

(2) 調査結果

(2)-1 簡易貫入試験

簡易貫入試験は図-15に示す、5測線75点について行った。その結果を図-16に示す。

図-16は、縦軸に10cm当りの打撃回数 (N_c)、横軸に深度 (cm) をとっている。簡易貫入試験を実施した地点は崩壊を起していない箇所で（試験地の近傍に同じような斜面で47年度に表層滑落型の崩壊が発生している。）図-16では図中に示すL線より上の範囲では比較的崩壊しにくいことがわかる。

(2)-2 現位置せん断試験

現位置せん断試験は、図-15に示す (T-1) (T-2) の2ヶ所で行った。試験深度は地表より1m付近のシラス上部層で行った。

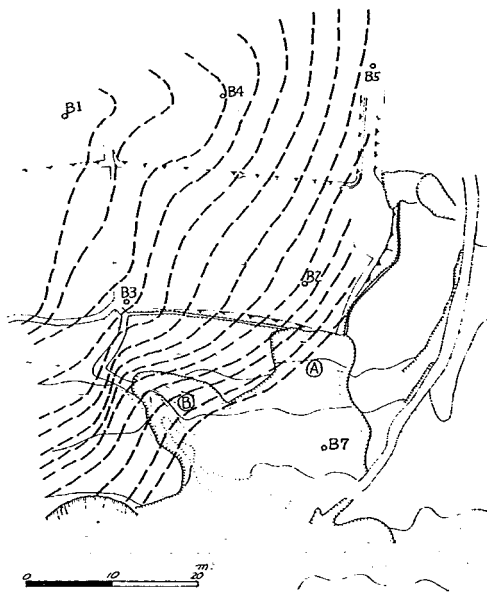


図-14 B試験地基盤等高線図

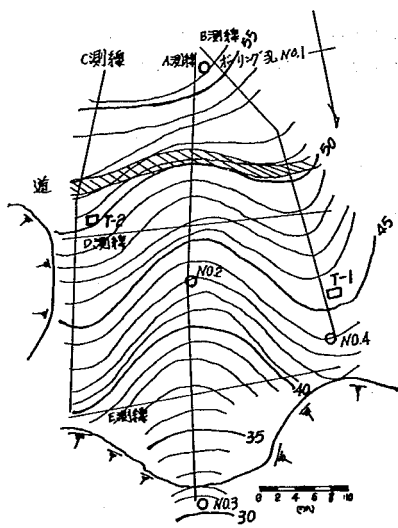


図-15

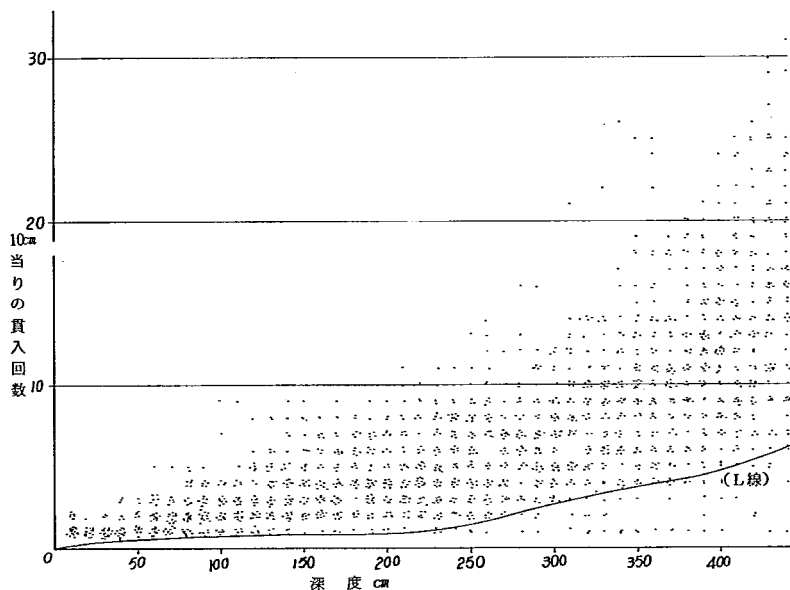


図 - 16

試験断面は、 $20\text{ cm} \times 20\text{ cm} \times 10\text{ cm}$ に供試体を成型して $21\text{ cm} \times 21\text{ cm}$ の鉄製せん断箱をかぶせ、せん断速度は 1 mm/min 程度の速度を保ち、ヒズミ制御法で行った。試験装置の略図を図-17に示す。

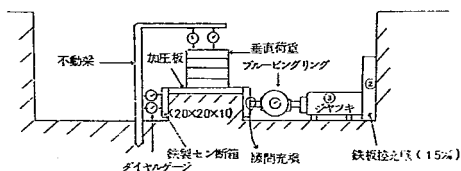


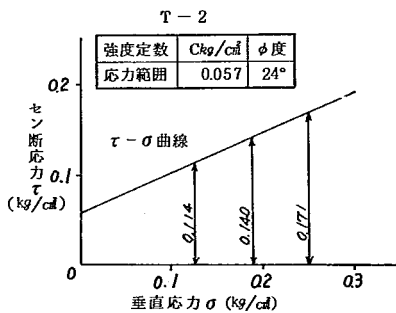
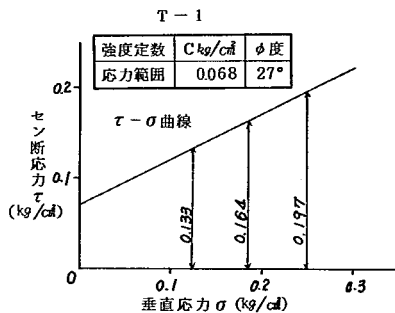
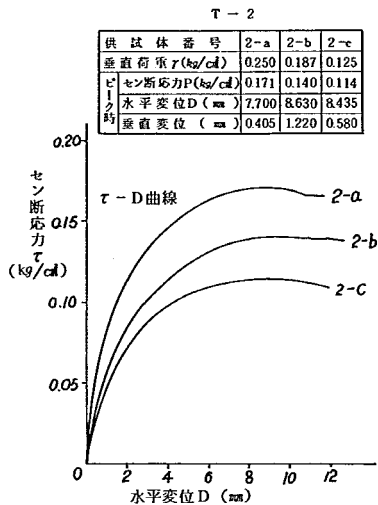
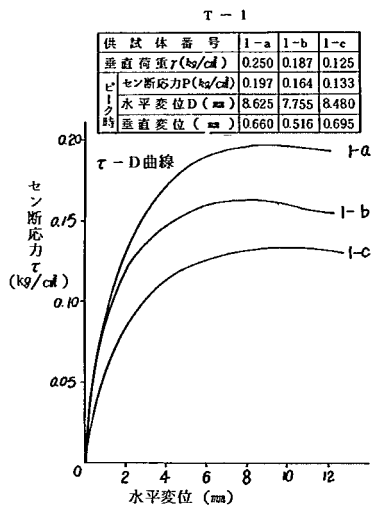
図 - 17

試験の結果せん断は、若下下に凸な破壊面を生じて、せん断変位増大とともに、この面に沿う載荷板の浮上りが起る傾向が見られた。

試験の結果を、図-18、図-19、図-20、図-21、表-7に示す。

表 - 7 原位置せん断試験結果

試験 No	試験深度	試料の状態	ϕ (度)	C (kg/cm^2)	土性指数		
					W (%)	Gs	rt (g/cm^3)
T-1	GL-1.00m	自然状態	27	0.068	36~39	2.59	1.32
T-2	GL-1.00m	湿潤状態	24	0.057	42~43	2.60	1.27



(2)-3 土質試験

土質試験は、液性試験、粒度試験、比重試験、現場単位体積重量試験を行った。現場単位体積重量試験は、図-15に示す(T-1)(T-2)で図-22に示すテストピット断面で試料を採取して行った。液性限界試験は、フォールコンテスターによって行った。試験結果を、図-23に示す。

シラスは、塑性土であるので従来の方

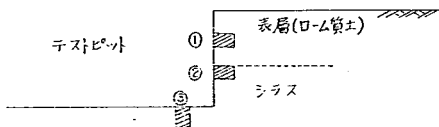
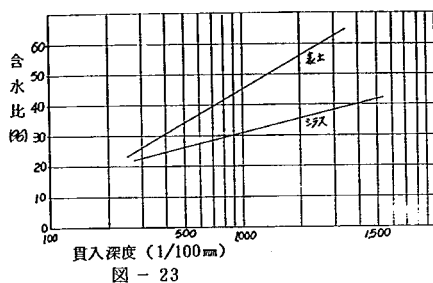
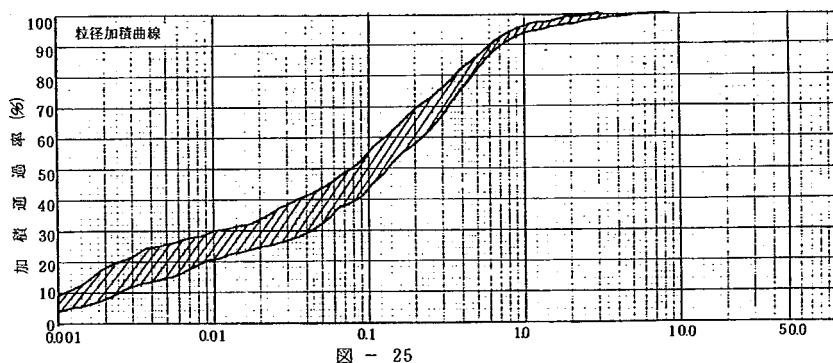


図 - 22



液性限界を測定するのは困難であるので、フォールコンテスターによって行った。コーンの沈下量が10mmのときの含水比が、従来の液性限界と非常によく一致する。図-23からわかるように、本試験地のシラスは、フォールコンテスターによると液性限界は、約30%であると言える。

次に粒度試験の結果を図-25に示す。



粒度試験の結果、シルト～粒度の細粒分は、38～50%を示し、砂分は48～60%、礫分は約2%とごくわずかである。

比重は、258～261位である。

単位体積重量試験の結果を、表-8に示す。

(2) - 4 水分計による含水比の測定

含水比の変化と雨量の関係を図-26に示す。

(2)-5 山中式硬度計による硬度の測定

山中式硬度計を用いて試験斜面の硬度を測定した結果、図-27 のようになる。

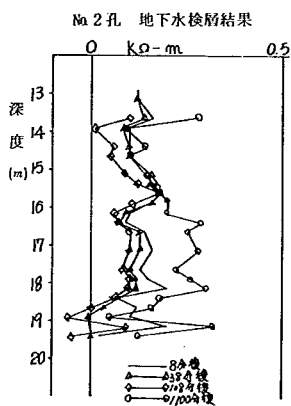


図 - 29

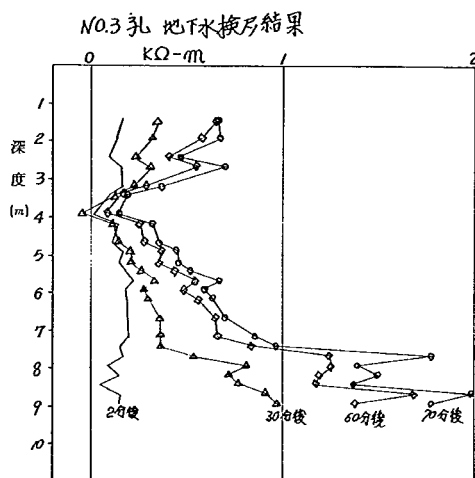


図 - 30

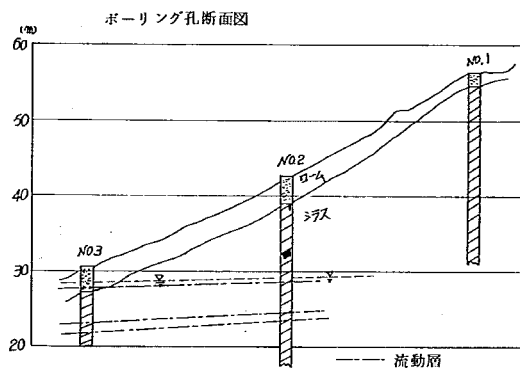


図 - 31

6 シラスの調査方法

6-1 現地調査

(1) 判別分類のための調査法

一般にシラスと呼称されるものには、分布・時代・成因および特徴を異にした各種類が含まれている。したがってこれを野外で判別する場合には、地層の一つとしてとらえ、地学的手法で調査することが必要で、たんなる一岩片・岩体とみるべきではない。そのためには地形学・地質学・鉱物学などの素養が要求される。

(1)-1 シラスの種類

従来シラスと呼ばれているものにはつぎのものがある。

- ① 軽石流タイ積物 (pumice flow deposit)
- ② 降下軽石層 (pumice fall layer)
- ③ 軽石流・降下軽石層の二次タイ積層
- ④ 凝灰質砂層・砂レキ層 (tuffaceous sand and gravel beds)

軽石流タイ積物 (P.W)

① 成因 加久藤 (かくとう)・阿多・杵良 (あいら) 火山の激しい爆発に際して噴出した熱雲タイ積物。

② 特徴 多量の軽石とその細片を含め、分級悪く無層理、火山ガラス70~80%のほか、斜長石・紫ノ輝石が比較的多く、石英・角セン石・フツウ輝石・磁鉄鉱などよりなり、外来岩レキを含む。一流出單元では、一般に中央部が溶結度が高く、固結して溶結凝灰石 (W) となり、上下に溶結度の低い部分、ほとんどまたはまったく溶結していない狭義のシラス (P) の部分があり、両者は漸移関係にある。

③ 分布 もっとも広く多量に分布するものである。噴出時期・噴出源を異にした多くの軽石流が知られ、同一地域で2~3観察されることも少なくない。

④ 備考 入戸軽石流・大隅軽石流・吉野軽石流などはPが多く、加久藤軽石流・阿多軽石流・新川軽石流などはWが多い。

降下軽石層 (F_1 ・ F_2)

① 成因 火山より噴出した軽石が地表に落下したものである。阿多・杵良火山のもと (F_1) と新しい霧島・桜島火山によるもの (F_2) とに区分される。

② 特徴 よく分級された軽石レキのみからなる。旧地形面の起伏に沿って成層することもある。溶結せず良好な透水層をなす。 F_1 は軽石流タイ積物の下位に存在する。

③ 分布 F_1 は大隅半島一円で1~5mと厚く、ほかの地域では1m以下かまたは欠如、 F_2 は大隅半島北部で、火山灰とともに最表層に分布しボラ層とも呼ばれる。

軽石流・降下軽石の一次タイ積層 (S_1 , S_2 , S_3 , S_4)

① 成因 軽石流・投下軽石が、崩壊・侵食により移動し別の場所に再タイ積したもの。

② 特徴 軽石流・降下軽石が、崩壊しガイスイ・扇状地状に陸上でタイ積したもの (S_1) では、構成物質・性状ともに本来のものと酷似し区別しがたいこともある。水中での再タイ積層は、多少ともとうた (淘汰) され、層理が発達する (S_2)。またシラス台地谷部の傾斜面表層に、1~3m でしばしば軟弱な成層シラス (S_3) をみる。後背部がシラスよりなるチュウ積地には、シラスをおもな供給源としたチュウ積層が地下に分布する (S_4)。砂レキ質・泥質のことがあり、変化に富み成層する。

③ 分布 S_1 は鹿児島湾周辺・高隅地区に、 S_2 は鹿児島市・垂水市・都城市・えびの市の台地・段丘に、 S_4 は鹿児島市・鹿屋市・都城市・加治木町などのチュウ積地にみられる。

凝灰質砂層・砂レキ層 (T)

① 成因 第三紀中新世~鮮新世の火山活動期の水中タイ積物。

② 特徴 軽石砂レキ・火山ガラスを多量に含む。泥岩・凝灰質ケツ岩に狭在し、未固結・半固結で比較的崩壊しやすい。きわめてとうた良好なものもある (えびの昌明寺シラス)。

③ 分布 永野層・加治木層・国分層群・加久藤層群などの構成員として分布する。

④ 備考 前項 $S_1 \sim S_4$ と区別するため、上記地層中のものに限ることとする。

(11)-2 判別のための調査項目 (露木の方法)

以上のように多種にわたるシラスを区分し、さらに性状によって類別するには、その目的にもっとも適した調査方法を選ぶべきである。しかしシラスを地層として現地で調査し、その性状に関する特徴を把握するに際し、必要な一般的観察事項が幾つかあげられる。以下これについて述べるが、詳細な観察とともに、少なくとも移植ゴテで露頭を削り、ハンマーでたたき、手で感触をみ、ルーペでのぞく程度のことを前提としている。なお簡単のため、P・F₁…など前項で示した記号を用いることにする。

観 察 項 目

① 露頭における観察事項

i) 見かけ上均一かどうか。少なくとも5mの露頭全体の均一性を観察する。

a 均一・無層理 (h) Pの大部分: S_1 : Tの一部 (えびの昌明寺シラスなど)。

b 不均一 (S)

1) 層理きわめて明りょう (S_1)

$F_1 : S_2 : S_3 : T$

2) 層理やや明りょう (S_2)

F_1 の一部: S_1 の一部

3) 大きい露頭で上下・左右で大きく不均一、明りょうな層理なし (S_3)

S_1 ・ F_1 の一部: P・Wの溶結度の漸移的变化: Pと S_1 の隣接部

[注] まれにPの最上部に層理がみられる。 S_4 は S_1 に属する。

ii) 色調 含水状態、風化状態によっても異なるため、色だけで区別することはむずかしく危険でもある。

灰白・淡黄かっ色・淡灰色のものが多く、暗灰色・灰黒色 (重久・蒲生軽石流)、帯赤

かった色(最表層風化部・阿多軽石流)を呈するものもある。Wについてもかなり色調の相違がみられる。

iii) 軽石のはいり具合と大きさ h に属するものについて $2m \times 2m$ の露頭を作り、観察して、要すればカラー写真をとる。

- a 人頭大のものが散点する (P_1)
- b こぶし大以上のものが20以上、鶏卵大、うずら卵大のことが多い (P_2)
- c 大きくとも、鶏卵大でうずら卵大のことが多い (P_3)
- d 大きいものでも、うずら卵以下である (P_4)
- e 軽石砂、火山ガラスの集合である (P_5)

[注] $P \cdot S_1$ では $P_2 \cdot P_3$ がもっとも多く、 $F_1 \cdot F_2$ で $P_3 \cdot P_4$ 、 $T \cdot S_2$ の一部では P_5 がみられる。なお外来レキの量・種類・大きさも併記する。Wでは軽石がへん(扁)平になっていることが多い。

iv) かたさ、締まりぐあいおよび溶結度 $P \cdot S \cdot T$ について問題とし、Wにおいては岩片としてとり扱う。野外における実用性と調査者による差異を考慮し、つぎのような基準で三つに大別する。

a シラス全体について

- 1) かたい A ビックハンマーを用いた場合貫入量 $3cm$ 以下
- 2) ふつう B 同上が $3cm \sim 6cm$
- 3) やわらかい C 同上が $6cm$ 以上

[注] 山中式土壤硬度計を使用した場合 $A: > 31$, $B: 23 \sim 31$, $C: < 23$; ハンマーで削った場合、Cでは先端の形のままの傷またはミゾが付く(注: 硬度は $0 \sim 40$ の範囲で整数で表わされる)。

b 含有軽石について

- 1) 新鮮でかたい a
- 2) 腐っていてやわらかい b
- 3) まったく腐ってとり出せない c

c こう(膠)結度

- 1) 大きい a' 軽石・外来レキが手ではずせない
- 2) 中ぐらい b' なんとか手ではずせる
- 3) 小さい c' 容易にはずせる

[注] 多くの $P \cdot S_1$ は、 $B-a-b'$ 、弱く溶結しているPでは $A-a-a'$, S_3 では $C-c-c'$ 。

② 野外での地層としての観察事項 各種のシラスは、それぞれ上下に他のものと重なって存在するし、ある広がりをもって分布する。

- 1) 上下の関係および厚さ
- 2) 横への広がりおよび岩相・厚さ・性状の変化
- 3) 崩壊・侵食の状況および形態
- 4) 含水・透水およびわき水の状況
- 5) 各種の割れ目の発達状況

(2) 原位置セン断試験

シラスは中央粒径、平均粒径とも $0.1 \sim 0.5 \text{ mm}$ で、砂、砂質ロームに属し、粘着性に乏しくてサンプリングがむずかしい。また乱した試料に対する室内試験でも、多くのシラスが $5 \sim 20\%$ 含んでいるレキ分（おもに軽石、一部安山岩質石塊）のとり扱いに困り、ふつう、こうした大レキは除いて試験されている。このような事情から、シラスの強さを知るのに、原位置試験が望ましいとする考え方が出てくるのは当然であろう。

シラスは粒径 74μ 以下の細粒子（ガラス質へん状）を $15 \sim 40\%$ （ 5μ 以下は $3 \sim 6\%$ ）含んでおり、自然含水比は 20% 程度が多く、見かけの粘着力は、この程度の含水比でもっとも高いことがわかっている。したがって、原位置試験のための供試体作製その他の処理は、粒度特性のわりにはしやすい面を持っている。

原位置セン断試験は、供試体の乱れが少ないという一般的利点があるうえに、シラスでは大きなレキ分を含んだままの状態でのセン断強さを知りうる利点がある。他方、欠点としては、試験装置を運搬組立てねばならないことに加えて、シラスは表-9のように比較的セン断強さが大きいために、大きな力を必要とし、装置も大がかりとなって、手間と経費を相当に要することがあげられる。

シラスについての原位置セン断試験は、これまで鹿児島市内の宅地造成に関して行なわれたもの³⁾、九州縦貫自動車道調査に関して宮崎県えびの市で行なわれたもの⁵⁾があり、どちらも一面セン断である。前者の場合は図-32に示すように、シラスの上に置いた $20 \times 20 \text{ cm}$ の角型わく（枠）（高さ 10 cm ）にモルタルを流し込んでシラスと固着した載荷板を作り、これにて C を介した重すいまたはジャッキで垂直圧を加えておき、水平にジャッキでセン断力を加えている。後者の場合は、 $20 \times 20 \text{ cm}$ の鉄製セン断箱（高さ 10 cm ）を置き、これに沿ってシラスを削り込みながら、セン断箱を押込んで供試体を準備した。垂直圧は重すいを直接載荷し、水平セン断力をジャッキで加えている。室内のセン断箱試験と異なって、セン断面が平面に近い状態で生じることとは保証できず、かたいシラスでは下にとつ（凸）な破壊面が生じて、セン断変位の増大とともに、この面に沿う載荷板の持ち上がりが起こり、体積変化をは握しにくいことが報告されている。

表-9 シラスの原位置強さの測定例

試 験	φ (度)	c (kg/cm ²)	土性指数 (平均値)					
			e	γ _d (kg/cm ³)	w (%)	S (%)	74μ以下の 粒子 (%)	
一面セン断 (鹿児島市)	1.	42	0.29	1.19	1.12	21	43	17
	2.	43	0.15	1.13	1.11	11	24	(11)
一面セン断 (えびの市)	(深さ 2.5 m)	32.5	0.02	-	-	39	-	41
	(深さ 5.0 m)	33	0	-	-	38	-	42
一 軸 圧 縮	強さ (kg/cm ²)	破壊角						
	1.	0.94	62°	1.19	1.12	25	51	17
	2.	1.37 (1.10)	76°	1.13	1.11	11	24	(11)
一軸引張り	強さ (kg/cm ²)							
	1.	0.067		1.24	1.11	23	46	17
	2.	0.017(水平面) 0.021(垂直面)		1.13	1.11	11	24	(11)

(注) 圧縮強さの () 内は極端に大きい数値を一つ除いた平均値
粒度の () 内は 50μ 以下の値

前者の試験には、一軸圧縮試験と一軸引張り試験が同時に行なわれている。圧縮試験は、直径20cmの丸わくを置いてこれに石コウを流し込み、このキャッピングに従って高さ40cmの供試体を削り出して、ジャッキで加圧している。引張り試験は直径15cm、高さ5cmのおわん形にシラスを削り出し、これに高さ10cmの丸わくをかぶせて石コウを流し込み、この中にフックを押込んでおいて引き上げている。

以上の諸試験の結果を表-9に示す。土性指数の値は、試験地点で比較的小さな供試体を採取して測定したものである。

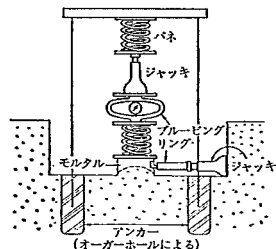


図-32 一面セリ断試験
(上田・久米³⁾による)

(3) 原位置透水試験

乱さない自然状態のシラスは、サンプリングが困難なこと、その中に含まれる軽石、レキなどの粒径に対して試料径が小さいおそれがあること、およびそれが必ずしもその地層を代表するとは考えられないことなどのために、現実の問題としては、原位置試験のほうが室内試験より有効なことが多い。

その一般的試験法については、土質調査法第8章に述べられているので、ここではシラス特有の問題点とその測定例をあげることにする。

(3)-1 問題点

1) シラスは一般に、その地層の厚いこともあって、試験法としては、ボーリング孔を利用する方法によることが多いと考えられるが、水に弱いということから無水掘りにすると、掘進能力が悪いうえに軽石を破砕し、とくにかたいシラスでは焼付いてしまう。一方ベントナイト混入の透水掘りだと、その点は良く孔壁の崩落もある程度防げるが、ベントナイトの洗浄によほどの注意が必要なことなど、透水試験のもととなるボーリング孔の掘削法自体にも問題がある。したがって、じゅうぶん慎重な作業が要求される。

2) シラス層においては、一般に地下水位も低いこともあって、井戸による揚水試験は、チュウ積平地以外ではほとんどみられない。したがって径の小さなボーリング孔を利用した注水法によるものが多いわけだが、その際、孔壁の崩壊には極力注意し、ストレーナーパイプで保護するとともに、使用圧力も最大6.0kg/cm²を限度とするのがよいようである。

(3)-2 測定例

すでに述べたように、実測の例として揚水試験によるものはほとんどなく、注水法によるものが多いが、その例を表-10に示す。

シラスの分類については、まだ定まったものはないが、ここでは一応このようにして、平均値をそれぞれまとめたものである。つぎにこの注水法によるもののほか、鹿児島市与次郎ヶ浜の水搬送によるシラスの埋立て地で揚水試験を行なったものに、 $k = 2.4 \times 10^{-2} \sim 8.3 \times 10^{-3}$ cm/secの値が得られているが、水で洗われているためシラス本来の組成を失い、むしろ軽石まじり粗粒砂とみた方がよいようである。また鹿児島市武町の南国日生ビルの基礎工に伴う揚水試験例では、 $N = 10$ 程度の二次シラスと

表-10 原位置透水試験による透水係数 (k , cm/sec) 測定例

	シラス I	シラス II	固結シラス	溶結凝灰岩
鹿児島県姶良郡横川町万善 ⁷⁾	1.5×10^{-4}	7.0×10^{-5}	2.5×10^{-5}	-
鹿児島県姶良郡志布志町高吉 ⁷⁾	$1.5 \sim 20 \times 10^{-3}$	$4.9 \times 10^{-3} \sim 61 \times 10^{-4}$	$2.5 \sim 6.0 \times 10^{-4}$	$3.0 \times 10^{-3} \sim 5.5 \times 10^{-4}$
宮崎県都城市西岳町高野 ⁹⁾	$1.0 \sim 1.5 \times 10^{-3}$	2.5×10^{-4}	$1.5 \times 10^{-1} \sim 7.0 \times 10^{-6}$	$7.9 \times 10^{-5} \sim 7.2 \times 10^{-7}$
鹿児島県鹿屋市高隅町下古園 高隅ダム左岸 ⁸⁾	1.02×10^{-4}	-	-	-

注) シラス I: いわゆるシラスといわれているもので、N値も40以下、表層に近い上位部にあるもの。

シラス II: Iと同じ未固結シラスであるが、N値が50以上にもなり、指圧程度で砂状になる。まれに節理があり、層位は下部にある。

固結シラス: IIよりは固結しているが溶結度低くハンマーで砕ける。

溶結凝灰岩: ハンマーでも砕けないいわゆる岩であるが、クラックの多少により値が大きく左右される。

みられるが、 $k = 10^{-2} \sim 10^{-3} \text{ cm/sec}$ が得られている。

(4) 洗掘抵抗試験

土質試験法第6編4・2・4にあげた洗掘抵抗試験は、その噴射ノズル装置を原位置試験用のものと交換することによって、原位置試験も簡単にこなうことができる。

① 試験方法

試験に必要な洗掘抵抗試験器

(1) ポンプ装置 10 l/min 程度の吐出能力があり、0.1~2.0 kg/cm^2 程度の範囲で一定水圧の連続した吐出水を得ることが可能なような、圧力制御装置を有するもの。

(2) 噴射ノズル装置 (図-33参照) ノズルの先端は、近似内径3mmのパイプを直角に切断したままとし、試験をしようとする面に対して、15cmの距離から直角に水流を吐出できるようなホルダーを有するもの。なおパイプ先端と試験面との間には、水流をしゃ断することができるようなシャッターを置く。ノズルとポンプ装置はビニール管などで連絡する。

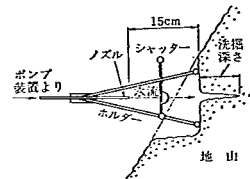


図-33 洗掘抵抗試験機の原位置試験用噴出ノズル装置

(3) ビトー管式圧力計 ノズルより噴射される水流の水圧を測定するもので、0.05 kg/cm^2 程度の目盛で1~2 kg/cm^2 まで測定可能なもの。

(4) ストップウォッチ 0.1sec 読みのもの

② 試験の方法

(1) 試験面の整正 試験を行なう地山や斜面を、スコップや整形定規などを使用して、乱さない鉛直な試験面を露出させる。

(2) 噴射水圧の調整 試験を行なう点と同じ高さにホルダーを保持して、試験面以外の水平方向に水流を飛ばし、ノズル先端にビトー管式圧力計を当てて、ノズル先端水圧が0.5 kg/cm^2 になるようにポン

装置を調整する。調整が終了したらシャッターを立てて、そのまま試験に移る。

(3) 試験 試験面にホルダーをあててシャッターを倒し、水流を試験面に飛ばす。水流を10秒間噴射させたら、シャッターを立てて水流をしゃ断する。水流によって洗掘された穴の深さを、デプスノギスまたは適宜な針金などで、mmの精度で測定する。

③ 試験の個数と整理

シラスは一般に、火山レキや軽石などが混入していることが多いので、1個所の試験個数は10個とし、その平均値を求める。洗掘抵抗値は、10秒間に洗掘された穴の深さをそのまま用いるか、あるいは室内試験値との比較に便利のように

$$\frac{12.7 \text{ (cm)}}{10 \text{ 秒間に洗掘された深さ (cm)}} \times 10 \text{ (sec)} = 12.7 \text{ cmを洗掘するに要する時間 (sec)}$$

で示す。

④ 洗掘抵抗試験の特徴

この試験は現場において、わりあい簡単にしかも短時間に数多くの試験個数が得られる。このため同一個所の試験値の標準偏差などで示されるばらつきの度が、むしろ軽石などの混入程度を示す指標ともなるようである。また、この試験はたんに水に対する耐食性を示すのみならず、噴射水を一種の貫入体とする、貫入抵抗のようなものを測定しているものと考えられ、一種のセン断強さを示しているものと考えられる。

⑤ 測定例

洗掘抵抗試験の原位置における測定例は表-11に示した。

表-11 原位置における洗掘抵抗の測定例

測定場所	測定値 (10秒間の洗掘深さ・cm)					平均 (cm)	標準偏差	* (sec)
熊本県水俣市田子の須	14.8	16.7	16.3	15.2	14.8	15.7	0.92	8.1
	14.2	15.2	17.0	16.5	16.3			
鹿児島県川内市上川内町桜井	6.1	5.9	10.8	9.0	10.2	8.7	2.44	14.6
	5.7	12.4	10.9	10.4	5.9			
〃 日置郡東市来町江口兵	8.5	11.3	6.0	8.5	9.5	8.0	2.74	15.3
	12.0	3.8	8.0	3.2	9.0			
〃 鹿児島市草牟田町城山	3.9	4.0	3.6	3.2	3.8	3.9	0.62	33.4
	4.0	5.2	3.6	4.4	2.8			
〃 加世田市上津貫	11.8	17.9	15.7	10.1	13.6	13.6	2.34	9.5
	16.5	11.1	12.8	14.0	12.7			
〃 鹿屋市上抜川	2.8	3.8	2.1	5.0	5.5	3.5	1.18	38.5
	2.3	2.6	2.3	4.7	3.4			
〃 姶良郡霧島町豊後追	7.2	2.2	2.6	3.7	2.3	3.7	1.55	37.4
	2.4	5.1	4.9	4.0	2.6			
宮崎県西諸県郡野尻町天ヶ谷	22.5	20.4	26.5	21.0	22.3	22.3	1.54	5.7
	22.3	22.5	22.0	21.4	22.4			
〃 北諸県郡高城町四家	11.4	6.0	15.4	15.8	15.0	12.3	3.59	9.5
	5.9	15.8	14.1	11.2	12.5			

* 12.7cmを洗掘するに要する時間に換算したもの

(5) 簡易貫入試験

図-34に示す簡易貫入試験機を使って50cmの高さより5kgのおもりを落下させ、その時の貫入量を測定し10cm貫入するのに要するウェートの落下回数を N_c として表わす。

試験機は総重量約10kgで、小型、軽量である。試験作業は最低2人ででき、据付、撤去、移動も容易である。足場の悪い急傾斜地では試験作業の他にこれに附随する据付、撤去、移動等が、作業全体の効率に影響する。本試験では1点当りの貫入深度が3~4m程度であることも考慮して1点当りの作業時間は30分以内である。したがって試験点数は多くとれ、元来「点」の調査法であるサウンディングを「面」の調査法に拡大でき、対象斜面の土層構成の面的な詳しい調査を行なうことができる。

注意事項

- 1) この操作を繰り返し、10回のウェートの落下によってコーンが2cm程度しか貫入しなくなるまでつづける。
- 2) 試験中に明らかに礫石又は礫等のため貫入不能となった場合、あるいは他の測点、付近の地盤の状況からみて結果が不適と思われるような場合は、地点をずらせて再試験を行なう。
- 3) それぞれの単位貫入量を求め、これを10cm貫入当りの打撃回数になおして N_c を記録する。 N_c に換算したのを深度と N_c の貫入曲線を作る。

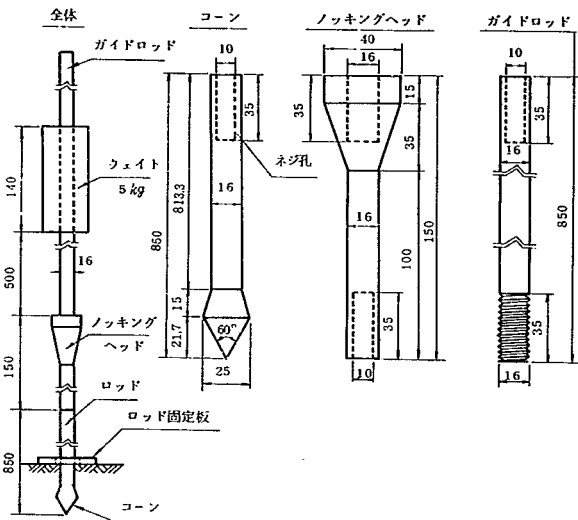


図-34 簡易貫入試験機 (単位: mm)

7. シラスの室内試験方法

乱した試料の試験

1 物理的性質の試験

土質工学会シラス研究委員会（委員長山内豊聡ほか21名）ではシラスの物理的性質を求める際に、現行のJISの方法をそのまま適用するのは適当でない面があるとして、シラスの物理的性質を求めるための試験方法（原案）を作成し、この規格に基づいてシラスの物理的性質に関する一斉試験を実施した。一斉試験は、試料調製、土粒子の比重、粒度、収縮定数、および遠心含水当量の各試験を対象とし、液性限界および塑性限界試験は、非塑性のシラスには意味がないとして除外された。

本節で述べるシラスの物理的性質の試験方法は、上記の一斉試験の結果をもとに試験方法（原案）を再検討し、その一部を修正して定められるものである。なお、シラスの遠心含水当量試験は、JIS A 1027に規定される方法を忠実に行なえばよく、また収縮定数試験は、わずかな収縮量を示す風化シラス注¹⁾を除いて、一般のシラスの試験方法として有意性は認められないと結論された。

(1) 試験方法 以下に掲げるシラスの物理的性質の試験方法（試料調製方法、比重試験方法、および粒度試験方法）は、それぞれJIS A 1201、JIS A 1202、およびJIS A 1204の一部をつぎのように改めて行なうものとする。□で囲んだ番号は、おのおののJISで使用されている番号である。

シラスの粒度および物理試験のための試料調製方法

JIS A 1201 準拠、土質工学会シラス研究委員会案

1 適用範囲 この規格は、シラスを空気乾燥してシラスの粒度試験、および物理試験^{注2)}を行なう際に用いる試料の調製について規定する。

2.2 ときほごし用具 ゴム製またはビニール製などのうすい手袋。

3.1 現場から採取した土はじゅうぶんに空気乾燥し、土のかたまりは **2.2** に示す手袋をはめた指で土粒子を破損しないようにていねいにときほごす。

つぎに試験に必要な重量の試料を、分取器または円スイ四分法によってとり出す。

3.2 各試験に必要な試料の最小重量と、その試料をとり出すために使用するフルイは、表-12に示すとおりである。

表-12 試験に必要な空気乾燥試料重量

試 験	フルイ	必 要 最 小 重 量 ^{注3)}
粒 度 試 験 ^{注4)}	2000 μ	一般のシラスでは115g、とくに細粒分の多いシラスでは85g
遠心含水当量試験	420 μ	50g

注1) 風化したシラスは、自然状態において淡紅色あるいは灰白色を呈し、ゆるくタイ砕しており、含まれている軽石はやからかく、指先で簡単につぶすことができる。

注2) ここでいう物理試験とは、遠心含水当量試験をいう。

注3) この重量は各試験を1回行なうのに必要な最小重量を示す。

注4) この粒度試験は2000 μ フルイ通過試料についてのもので、それぞれの重量は含水量測定のための約15gの試料を含む。一般の場合についてはシラスの粒度試験方法の中の表12に示す。

4.1 3.1 でとり出した試料の全重量を記録する。つぎに標準網フルイ 2000 μ でふるい分け⁵⁾、残留部分は 3.1 に規定する方法でさらに個々の粒子になるまでときほぐす。

これをふたたび標準網フルイ 2000 μ でふるい分け、残留した部分を除いて 2 回の通過部分を合
わせてじゅうぶんに混合する。

シラス粒子の比重試験方法

JIS A 1202 準拠，土質工学会シラス研究委員会案

1. 適用範囲 この規格は、シラス粒子の比重を求めるための試験方法について規定する。

3.1 比重ビン 比重ビンは呼び容量 100 ml のゲーリュサック形比重ビンとする。

4.2.1 試料は試験目的に応じた粒度区分のものをふるい出して用いる。試料は自然のままのものでも、炉乾燥したものでもよいが、その量は炉乾燥重量で 10 g ～ 15 g とし、ふるい出し試料の中から分取器または円スイ四分法によって選ぶ。

ふるい出し試料の全重量に対する重量百分率を求めておく。

4.2.2 自然含水量のままの試料では、測定試験が終わってから炉乾燥して重量 W_g (g) を求める。

4.2.3 炉乾燥試料では 110℃ で一定重量になるまで少なくとも 12 時間炉乾燥し、デシケーターの中でさましたのちに重量 W_g (g) をはかる。

4.3.1 試料を比重ビンに入れ、さらに蒸留水を加えて全量がゲーリュサック形比重ビンの約 1/2 になるようにする。その場合に重量をあらかじめはかった試料では、その微量をも失わないように注意しなければならない。そののち約 24 時間放置する。

4.3.2 比重ビン中の気ほうを除くには、2 時間以上静かに煮る。ときどき比重ビンを振り、気ほうの抜け出すのを助ける。

加熱した試料は室温になるまで放置する。

シラスの粒度試験方法

JIS A 1204 準拠，土質工学会シラス研究委員会案

1. 適用範囲 この規格は、シラスの粒度を求めるための試験に適用する。

3.2 カクハン棒 カクハン棒はビーカー中の水浸試料をかくはんするのに適したガラス棒とする。

3.3 ビーカー ビーカーは呼び容量約 500 ml のものとする。

4.1 試料は、シラスの粒度および物理試験のための試料調製方法に従って準備する。試験に必要な空気乾燥試料の重量は表-12 に示すとおりである。

注 5) フルイ分けは、シラスの粒度試験方法 5.2 に規定する方法で行なう。

4.2 粒度試験に用

いる全試料の重量 W' をはかったのち、これを標準網フルイ 2,000 μ を用いて残留分と通過分とにわけおのおのの部分の重量 W_a および W_b をはかる。

つぎに、2,000 μ フルイ残留分の含水比 w_1 、および同フルイ通過分の含

水比 w_2 を、おのおのの代表的試料について求める。次式により 2,000 μ フルイを通過した試料の炉乾燥重量 W_s 、および全試料の炉乾燥重量 W を求める。

$$W_s = \frac{100 (W' - W_a)}{100 + w_2}$$

$$W = \frac{100 W_a}{100 + w_1} + \frac{100 (W' - W_a)}{100 + w_2}$$

5.2 フルイ分け作業に際しては、手でフルイに振動を与えながら上下および水平方向に動かす、試料が絶えずフルイ面に広がっているようにする。フルイ分けの時間は3分間とする。

6.2 この項削除。

6.3.1 2,000 μ フルイを通過した空気乾燥試料から、一般のシラスでは約100g、とくに細粒分の多いシラスでは70gを分取器または円スイ四分法によって選び、重量をはかってからつぎに述べる方法によって分散させる。

6.3.2 試料をビーカーに入れ、完全に浸るまで(200mlまたはそれ以上)蒸留水を静かに加えながら一様にかき混ぜる。それを約24時間放置したのち、テトラリン酸ナトリウム0.5gを約200mlの蒸留水にじゅうぶん溶かした溶液²⁾をビーカーに加え、カクハン棒で1分間かき混ぜる。

6.3.3 この項削除。

7.1.1 各フルイごとに残留した試料の炉乾燥重量を4.2の計算式に準じて求める。求めた各炉乾燥試料の重量百分率を、2,000 μ フルイ残留試料の炉乾燥重量および全試料の炉乾燥重量に対して求める。

以下試料の重量は、すべて炉乾燥試料の重量を意味するものとする。

注2) テトラリン酸ナトリウムを蒸留水に溶かす際は、常温でじゅうぶん溶けるまで時間をかけて行かなければならない。

(2) 試験方法の解説 シラスの物理試験を行なう際は、物理試験についての一般的な注意のほかに、つぎの諸点に留意しなければならない。

i) シラスはきわめて摩耗、破砕されやすい粒子を多量含んでいる。

表-12 粒度試験に必要な空気乾燥試料重量

	試料の最大粒径	必要最少重量 ^{注1)}
2,000 μ フルイに残留する試料	50.8 μ m	2,000 g
	38.1 μ m	1,500 g
	25.4 μ m	1,000 g
	19.1 μ m	700 g
	9.52 μ m	500 g
	4.760 μ m	250 g
2,000 μ フルイに通過する試料	2,000 μ m	一般のシラス：115g、とくに細粒分の多いシラス：85g

注1) それぞれの重量は含水量測定のための試料を含む。

ii) 粗粒分は一般に多孔質(軽石)であり、その内部に保有する空気または水分の量は無視できない。

iii) 粒子比重は、粒径によって大きな差がある。

以上のことは、とりも直さずシラスと称される土の特殊な一面を表わすもので、シラスの物理試験のための規格は、従来のJISの方法に上記の留意事項をとり入れて作られたものである。

まず、留意事項 i) は、試料調製方法の [2.2] , [3.1] , [4.1] , および粒度試験方法の [3.2] , [5.2] , [6.3.2] の各項にとり入れられている。この中で、フルイ分けの時間を手で3分間と規定したのはつぎの理由による。自然粒度のシラスを、2000 μ フルイでふるい分けるとして、JIS A 1204 5.2 項の規定を満足するには20数分を要することがある。その場合、フルイに残留した試料は明らかに摩滅している。一方、同じ試料を水流(水道水)を使ってじゅうぶんに水フルイした場合の2000 μ フルイ残留率は、2~3分間空気中でふるい分けした場合の残留率に近い値を示すことが多い。以上のような経験的事実と、粒度試験のもつ重要さの限度を考慮して、フルイ分けは手で3分間行うこととした。

つぎに ii) は、比重試験の [4.3.1] , [4.3.2] , および粒度試験の [4.2] , [7.1.1] 各項で考慮されている。すなわち、シラスに含まれる多孔質の粗粒分は、粒径が大きくなるに従って粒子内部の独立した間げきの量も増す。それゆえ、一般的に行なわれる程度の空気乾燥時間では、その保有水分を乾燥させ得ない場合も生じる(粒度試験)。これとは反対に、よく乾燥された試料では、粒子が水をじゅうぶんに吸収するまでにかなりの時間を要する(比重試験)。

留意事項 iii) は、比重試験に用いる試料の選定 [4.2.1] (次項問題点を参照のこと)、粒度試験における試料の必要重量 [4.1] の規定としてとり入れられている。また、粗粒分と細粒分の比重差が大きいために、両者はきわめて分離しやすい。したがって、代表的試料を選ぶ際は、たとえそれが少量であっても、厳密に分取器または円スイ四分法によって行なわなければ試料に片寄りをきたす(比重試験 [4.2.1] , 粒度試験 [6.3.1])。

(3) 問題点

i) フルイ分けについて、フルイ分けの程度を時間で規制したことには問題が残されている。一般にシラスといっても、成因の複雑多様な広い範囲の土を含んでいるから、一つの規格でその性質を表わすことは合理的でない場合も生じる。シラスのフルイ分けの規格はその例であるが、試験方法の解説の中で述べた理由や、実際的事実などから、時間による規制を採用したものである。しかし、この規格をより合理的なものにするために、今後数多くの試料について、フルイ分け時間、フルイ分け方法(手フルイ、機械フルイ、水中フルイ)などについて比較検討していく必要がある。

ii) 比重試験を行なう試料について、比重試験を行なう場合に、試験の目的を省みず半ば習慣的に、2000 μ 以下の試料を代表試料として用いている場合も少なくない。シラスのように粒径によって粒子比重が著しく異なる土では、目的をよく認識した上で比重試験を行なうことがとくに重要である。しかしながら、シラスの粒度試験の計算には74 μ フルイ通過試料の比重測定値を用いるべきではないか、また、レキ分(軽石)を多く含む試料の平均的比重はどのようにして求めるのが適当か、などの議論に対する

結論はまだ得ていない。各試験者は、これらのことをよく考慮して、目的にかなった試験を行なうよう要望したい。(参考：(4)で述べる一斉試験では、粒度試験の計算には2,000 μ フルイ通過試料の比重が用いられた。)

iii) 比重測定値を計算に用いる場合の問題点、シラス粒子の比重は、粒子内部の間げきをもできるだけ水と置換えた状態(24時間水浸、2時間煮沸)で測定される。この測定値を用いて間げき比を計算すれば、当然従来の間げき比の概念とは違った少し大きな値が得られることに注意しなければならない。飽和度の計算、突固め試験におけるゼロ空気間げき曲線のとり扱いにおいても同様の注意を払わねばならない。

(4) 一斉試験の結果 先に述べたシラスの物理的性質に関する一斉試験の結果を示す。一斉試験は、鹿児島市小山田町大迫で採取した試料を、分割、密封のうえ、シラス研究委員会委員の属する3大学8研究室(九州大学3、宮崎大学2、鹿児島大学3)に送り、昭和42年7月労同年11月にわたって行なわれた。

i) 比重試験結果(シラス粒子の比重試験方法による)

一斉試験の結果から、つぎのことがいえる。a. 最大粒径の大きな試料ほど比重は小さい。b. 自然粒度の試料に比べて破碎試料の比重は小さい。c. 最大粒径の大きな試料ほど測定値のバラツキは大きくなる傾向がある。

ii) 粒度試験結果(シラスの粒度試験方法による)

表-13 シラスの比重測定値

試料	測定値			平均値の ^{注1)} 確認誤差	
	最大値	最小値	平均値		
自然粒度の試料 ^{注2)}	48 mm > D > 2.0 mm	2140	1856	1971	± 0.020
	2.0 mm > D	2445	2377	2416	± 0.005
	0.074 mm > D	2493	2399	2420	± 0.007
破砕試料 ^{注3)}	48 mm > D > 2.0 mm	1937	1738	1812	± 0.015
	2.0 mm > D	2338	2180	2248	± 0.010
	0.074 mm > D	2434	2354	2394	± 0.005

注1) 平均値の確率誤差 = $\pm 0.6745 \sqrt{\sum v^2 / n(n-1)}$, ここに v = 偏差, n = 測定数 = 9

注2) D = 試料粒径

注3) 破碎試料とは、19.1 mm > D > 4.76 mmの試料を各粒度に粉碎調整したもの。

iii) 遠心含水当量試験結果(JIS A 1207による)

(5) 試験結果の利用法 シラスの物理試験の結果をどのように利用するかは、一般の土の場合と変らない。しかし、試験結果の利用に際しは、(3)問題点の中で指摘しておいたことに注意するほかに、シラスは特異な粒子形状を有していることなどから、同じ粒度の一般の砂質土に比べて、毛管ポテンシャル

表-14 シラスの粒度試験結果

粒 度 区 別	測 定 値			平均値の 確立誤差
	最大値	最小値	平均値	
レキ 分餾	229	17.0	19.0	± 0.40
砂 分餾	648	57.0	61.2	± 0.60
シルト分餾	200	9.1	15.2	± 0.79
粘土分餾	70	3.0	4.3	± 0.27

じ粒度の一般の砂質土に比べて、毛管ポテンシャルは高いと考えられていることを考慮すべきであろう。

2 セン断試験

(1) 試験方法 一般に直接型のセン断試験は排水条件や応力条件が完全に規制できないこと、試験方法や試験機の型式が多種多様であること、また間接型のセン断試験のうち一軸圧縮試験は試験目的から考えてシラスのような粒状土にはあまり行なわれないので、ここでは三軸圧縮試験に主体をおいて述べる。ただし、試料の準備、供試体の作製用具、および湿潤試料を用いた供試体の作製方法は一軸圧縮試験に対しても適用できる。

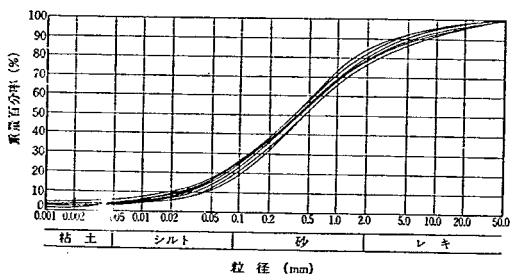


図-35 シラスの粒径加積曲線

表-15 シラスの遠心含水当量測定値

試 験	測 定 値			平均値の 標準誤差
	最大値	最小値	平均値	
遠心含水当量(%)	8.7	5.7	8.0	± 0.25

i) 試料準備 現場から採取したシラスは、室内でなるべく薄く広げてじゅうぶんに空気乾燥させたあと、標準網フルイ 4.760mm によってふるい分ける。このフルイを通過した部分から試験に必要な量の試料を分取器または円スライ四分法によってとり出す。ここに試験に必要な量は、供試体 1 個を作るために必要な量と供試体の所要個数によってあらかじめ知ることができる。

ii) 供試体の作製用具 直径 5.0cm、高さ 125mm の供試体を作製するための用具の寸法を示す。供試体の大きさが異なる場合は、直径と高さの比を 1:2.5 として適宜寸法を変える。図-36 は湿潤試料の二つ割りモールドで、底面から高さ 125mm のところに供試体の高さ調整用のきざみ線をつける。図-37 は鉄製の締固め用具で、その重さはとくに規定しない。図-38 は乾燥試料用の二つ割りモールド、および図-39 はモールド締めつけ用の鉄製バンドである。二つ割りモールドには 2 個所にバンド締めつけ用のミゾをつける。また図-36 のモールドは図-38 のそれによって代用することができるが、この場合試料の突固めのときやや不便である。

iii) 供試体の作製方法およびセット

a. 湿潤試料 ア) とり出した空気乾燥試料に適当量の水を加え、水分が均一になるようにかき混ぜたあと、それをビニール袋に入れ、水分の蒸発を防ぐようにして 24 時間以上放置する。その後試料の含水量を測定する。

イ) 図-36 のモールドをバンドで締めつけ、125mm のきざみ線が上になるようにしてコンクリートなどのかたい床面に置き、ビニール袋から適当量の試料をとり出してモールドに入れ図-37 の締固め用具で突固める。突固めの層数および各層ごとの突固めの回数は作製する供試体の密度に応じて決める。突

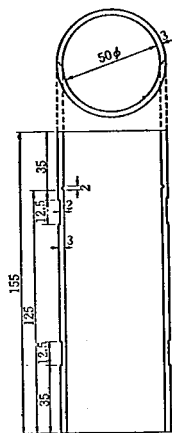


図-36 湿潤土用二つ
割りモールド
(単位 mm)

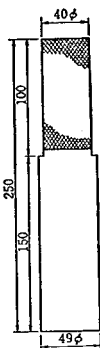


図-37 鉄製締固め具
(単位 mm)

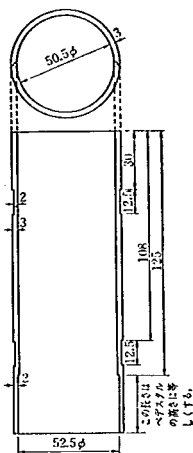


図-38 乾燥土用二つ
割りモールド
(単位 mm)

固めの回数は各層について同じくし、各層の縫ぎ目はヘラで浅くかきまぜてからつぎの層の試料を加える。ふつうの詰まり具合より密な供試体を作る場合は、均等な供試体を得るために4～5層にするのが望ましい。層数が少ない場合、各層において上部と下部では密度の差ができる。突固めが終わった試料は125 mmよりやや長くならなければならない。

ウ) モールドをとりはずし、高さ125 mmの供試体とする。モールドをとりはずす場合、モールドをそのまま二つに開くと供試体が縦に二つに割れる恐れがあるので、モールドの縁を木づちでかるく数回たたいて、モールドを1 mmぐらいずらしてから開く。とりはずしたモールドは図-40に示すように

125 mmのきざみ線を試料の底面にそろえて、供試体の高さの調整に用いる。供試体の直径としてはモールドの内径を採用する。さらに供試体をモールドに入れたまま重さを測定したあと、モールドの重さを差引き供試体の重さとする。これらの値を用いて供試体の間ゲキ比や密度を計算する。

エ) 供試体はモールドに入れたまま運んで、ロ紙を敷いたベDESTALに直立させたあと、モールドを下へずらすようにしてとりはずす。供試体にゴムスリートをかぶせ、その下部をベDESTALにゴムバンドでかたくシールしてから、ロ紙とキャップをのせ、同じくシールする。

b. 乾燥試料 ア) 図-41に示すようにベDESTALにロ紙を敷き、ゴムスリートをゴムバンドでかたくシールしたあと、図-38の二つ割りモールドをセットして適当量の試料を注ぎこみ、モールドの外

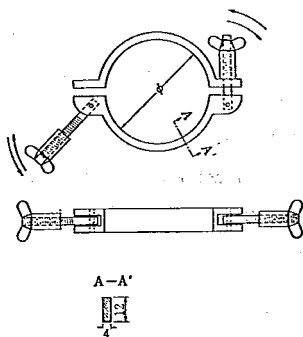


図-39 二つ割りモールド締めつけ
バンド(鉄製) (単位mm)

側を木づちでたたいて試料を締固める。乾燥試料は突固めよりも振動によるほうがよく締固まる。ゆるい密度の供試体を作るときはモールドに試料を一様に注ぎこむだけとする。試料を注ぎこむ際にゴムスリーブにひだがよらないようにするために、軽く引伸ばしながら試料を注ぎこむ。締固めの条件は記録しておく。締固めが終わった供試体の上端は密度が小さいので適当量の余盛りをして、平らにしてから口紙を敷き、キャップをのせ、ゴムスリーブをゴムバンドでかたくシールする。

イ) 供試体に水銀柱で約 100mm の真空をかけて、それを自立させ高さや直径を測定する。供試体作製前の試料の重さと作製後の残留試料の差を供試体の重さとする。これらの値は供試体の間ゲキ比や密度の計算に用いる。

iv) 供試体の飽和および圧密

a. 三軸室を組立て、三軸室に徐々に給水し、三軸室内の静水圧によって供試体の破壊を防ぐ。

b. 供試体の飽和を必要とするものは、キャップを通してその上面から水銀柱で約 200mm の真空をかけて、ベDESTALを通して下面から徐々に給水して飽和させる。飽和が終わったら真空を完全に解放する。飽和中のこの程度の真空度は供試体の密度に影響しない。

c. 圧密を必要とする試験においては、供試体に拘束圧を加え、拘束圧による供試体の体積変化がなくなるまで圧密する。圧密は 1 時間以内でほとんど終了する。圧密に要した時間と体積変化量は記録しておく。1 時間以上経過しても体積変化測定用ビレットの水位が動くときは、ゴムスリーブのシールが完全でないが、ゴムスリーブに小穴があいている。また数回用いたゴムスリーブは水が浸透することがある。このような場合は新たな試料を用いて供試体の作製からやり直す。

v) 供試体の圧縮 ヒズミ制御による場合、圧縮ヒズミ速さは供試体の透水係数と排水条件（片面排水か両面排水か）を考慮して決定する。ふつう両面排水の場合、供試体高さの 1.0 mm/min を標準とする。1 回試験に用いた試料はふたたび用いない。

(2) 問題点 試料の最大粒径はセン断強さに影響を及ぼす。ここでは直径 5.0 cm、高さ 12.5 cm の供試体の標準として、それを 4.760 μ とした。供試体の大きさ、あるいは試験の目的などによっては、この最大粒径は変えてもよい。ただし粒径の大きい軽石レキを多量に含む供試体にあっては、間ゲキ比や飽和度の計算に問題が残る。

供試体の作製において飽和供試体の場合、図-41 のようにセットしたモールド内にあらかじめ給水しておき、その水中に乾燥試料を注ぎこむ方法⁹⁾が砂に用いられるが、この方法はシラスのように軽石レキを含む試料では粒径の片寄りが生じ、均等な供試体の作製ができないので不適当である。また突固め

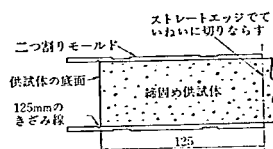


図-40 締固め供試体の高さの調整 (単位mm)

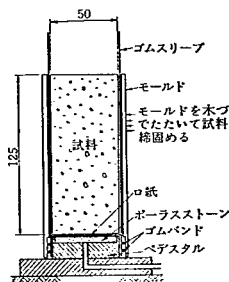


図-41 乾燥試料を用いた供試体の作製 (単位mm)

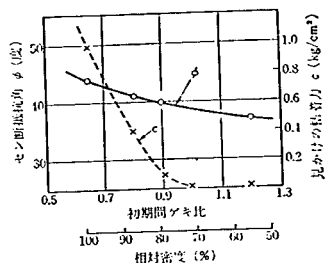


図-42 乱したシラスの一面セン試験結果。供試体の厚さ20mm, 直径100mm (鹿児島市宇宿町二軒家屋産) (難波・若松)

用具として供試体直径の約1/2の金属棒を用いることが砂に対して提案されている¹⁾。これも均等な供試体を作るためには好ましくない。

さらに軽石レキを多く含む供試体を飽和させる場合、軽石自体多くの間げきを有しており、飽和が困難である。このような

場合は空気乾燥状態において軽石レキをふるい分け、これを数日間水浸させておく。軽石レキを除いた部分に適当量の水を加えてかき混ぜたあと、水浸させておいた軽石レキを加えじゅうぶんに混合して湿潤試料とする。

また直接(一面)セン断試験を行なう場合、セン断箱の移動形式によっては、試料とセン断箱との摩擦がセン断強さに影響する。側面摩擦の適切な補正方法がないので、側面摩擦のできるだけ少ない型の試験機や大型のセン断箱を有する試験機を用いることが望ましい。

たとえば図-42は厚さ20mm, 直径100mmの供試体に関する一面セン断試験結果²⁾であり、妥当な値を示していると考えられるが、厚さ20mm, 直径60mmの供試体に関する試験結果³⁾は図-43に示されるように、側面摩擦を補正⁴⁾しても非常に過大な値である。したがってできるだけ三軸試験を行なう方が望ましく、一面セン断試験を行なう場合、上述の注意が必要である。

(3) 試験例 乱したシラスの一面セン断試験結果の例を図-42および図-43に、三軸圧縮試験結果の例を表-16, および図-44および図-45に示す。

(4) 試験結果の利用法 セン断試験によって求めた粘着力とセン断抵抗角は、地盤支持力、土圧、お

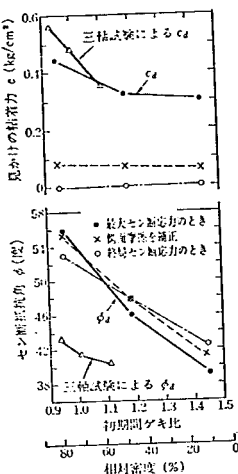


図-43 乱したシラスの空気乾燥状態における一面セン断試験結果。供試体の厚さ20mm, 直径60mm, セン断箱は上部固定, 下部移動型。(鹿児島市鴨池町唐湊産) (春山・山内)

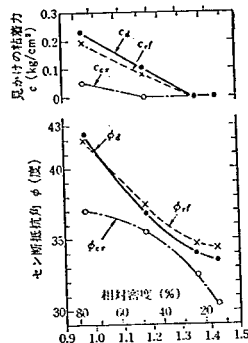


図-44 乱したシラスの飽和状態における排水三軸圧縮試験結果。 c_d, ϕ_d : 最大セン断強さ, c_{df}, ϕ_{df} : 表面エネルギーを補正したセン断強さ, c_{ef}, ϕ_{ef} : 終局セン断強さのパラメーター (鹿児島市鴨池町唐湊産) (春山・山内)

よび斜面安定などの計算に利用される。これらに利用される強度定数は現場の条件に等しい試験条件のもとで求められたものでなければならない。

3 透水試験

透水試験法としてシラスの場合、とくにふつうの土と違った取り扱いをする必要はないと思われるが、つぎのような問題点があると思われるので述べておきたい。

表-16 乱したシラスの飽和状態における三軸圧縮試験結果
(宮崎県高城町四家および同野尻町梅久保産) (藤本ほか)

試料	間 ゲキ 比	圧密非排水試験				排水試験			
		全応力表示		有効応力表示		表面エネルギーの補正をしない場合		表面エネルギーの補正をした場合	
		c_{cu} (kg/cm ²)	ϕ_{cu} (度)	c' (kg/cm ²)	ϕ' (度)	c_d (kg/cm ²)	ϕ_d (度)	c_{rf} (kg/cm ²)	ϕ_{rf} (度)
四家シラス	1.020	0.810	41.8	0.520	46.4	0.520	46.3	0.480	45.0
	1.192	-	-	-	-	0.300	43.0	0.250	43.0
	1.429	-	-	-	-	0.400	36.4	0.380	35.3
梅久保シラス	0.962	0.650	31.5	0.350	42.0	0.350	43.0	0.300	43.1

(1) 問題点

i) 供試体の作製について 供試体を作製するには試料の最大粒径が供試体直径の1/20以内であることが透水円筒周壁の透水の影響を防ぐ意味から要求されているから、突固め試験用の10cmモードがこの場合に用いられるとすると最大粒径は5mm、つまり4,760 μ 以下を用いる突固め試験そのままのものでよいことは、ふつうの土の場合と変わりはない。ただシラスの場合に、その粒子の性質および粒度からこれが許されるかどうかである。

まず突固めのランマーによって粒子が破砕されることの検討についてであるが、ある試料についてつぎのような結果が得られた。

図中二重丸は突固めをしない自然試料のものである。すなわち、わずかではあるが細粒子の増加が認められる。このことは粒径分布の面から無視してよいのかもしれないが、透水試験の場合にこれがどれほど影響するか問題であろう。

つぎに自然の粒度に対して、この試験の場合4,760 μ 以上がカットされることについてであるが、鹿児島湾北部周辺のいわゆる粗粒部分の多い粒度組成のシラスの場合は、4,760 μ 以上の粒子の占める重量百分率が10~15%にも達するから、室内試験の値を実際の現地に適用する場合に、この粒度上からの問題が残る。

ii) 試料の飽和について 試料を飽和させる場合、真空吸引によることはふつうの土と同様でよいと思われるが、その減圧の程度およびその時間に問題があると思われる。

すなわち飽和度を高めるために、ふつう600mm Hgまでも減圧し、シラスの場合は砂質のために、この吸引による水の上昇は20~30分とかなり早く外見上は処理が終わったように見える。ところがシラス

の比重試験の浸水時間（24時間）ならびに煮沸時間（2時間）がふつうの土より長くとらえられていることでもうかがえるように、シラスはその粒子表面の粗度があらく、かつ複雑に入りこんだ多孔質の粒子からなっているために、粒子の内外から脱気することはとうてい先に述べたような短時間では不可能である。

また、この吸引を行なった場合必ずといってよいほど、この上昇水の中に細粒子の混入が見られる。これは試料の上端に設置する黄銅金網の目の開き（ 74μ ）がシラスを構成している粒子に比べて適当でないのかもしれないが、たとえこのために、さらに細かい網または口紙を使用したとしても、この細粒子が突固められた供試体の内部構造の変化による流出粒子であるとしたら、この流出細粒子が単に口紙の下面にとどまるだけで適正な供試体の飽和法とはいえない。

この二つの問題のためには、減圧の程度を低くして吸引時間を長くすることも一つの方法であろう。一例として、300 mm Hg および 500 mm Hg の場合、それぞれ60分および40分で吸引が終わり上昇水にも微細粒子は認められないが、600 mm Hg の場合は30分くらいで吸引は終わるが微細粒子が混じっていた。

iii) 経時変化について これはシラスにかぎったことではないが、測定時間の経過につれて透水系数の値は、あとの試験例にもあるように指数関数的に減少することが認められる。これが何によるものか明確でないで、その数値のとり扱いに問題が残るが、できればこの経時変化を求めておくことが望ましいと考える。

(2) 試験例 (1)に述べたように問題点として幾

つかのものが考えられるので、試験例として必ずしも適切な方法によったものではないが、比重 2.414、乾燥密度 1.305 g/cm^3 、間ゲキ比 0.862、飽和度 93.0% のとき、飽和直後 $9.33 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 、1 時間後 $4.13 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 、24 時間後 $1.13 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ （鹿児島市小田町大迫産）の値が一例として得られており、試験方法としては変水位による方法が適用できるようである。また乾燥密度によっては、 $10^{-3} \sim 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の場合も当然あり、このときは定水位による方法も可能であるが、脱気水を用いることから変水位によるのが妥当である。

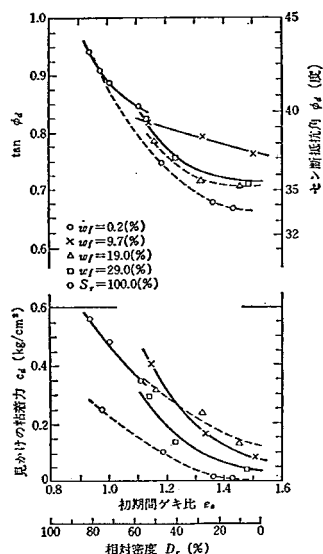


図-45 乱したシラスの含水比別の強度定数と密度の関係
(鹿児島市鴨池町唐湊産)
(春山・山内)

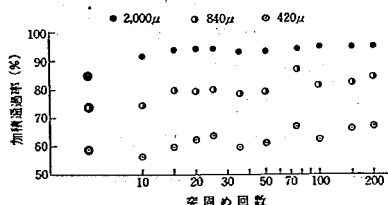


図-46 突固めによるシラス粒子の破砕

4 洗掘抵抗試験

シラスは水流の洗掘に対する抵抗性に乏しいが、これを測定する方法の一つとして建設機械化研究所によりこの試験方法が考案された。ここで洗掘抵抗とは、水流に対する土の抵抗力で、一定水圧の細い水流が供試体を貫通するのに要した時間または水量で表わす。

(1) 試験方法

i) 試験に必要な器具は洗掘抵抗試験機、供試体作製用具および含水比測定用具で、その詳細はつぎのとおりである。

a. 洗掘抵抗試験機は以下に示すようなものからなる(図-47参照)。

ア) ポンプ装置 10ℓ/min 程度の吐出能力があり、0.1～0.2 kg/cm² 程度の範囲で一定水圧の連続した吐出水を得ることが可能なような圧力制御装置を有するもの。

イ) 噴射ノズル装置 ノズルの先端は近似的に内径3mmのパイプを直角に切断したままとし、供試体との間隔は15cmとする。ノズルと供試体との間にはシャッターを設ける。ノズル、シャッターおよび供試体架台は水平な共通の台の上に置き、ノズルの噴射方向と供試体の中心線は一致するようにする。ノズルとポンプ装置はビニール管などで連結する。

ウ) ピトー管式圧力計 ノズルより噴射される水流の水圧を測定するもので、0.05 kg/cm² 程度の目盛りで1～2 kg/cm²まで測定可能なもの。

エ) ストップウォッチ 0.1秒読みのもの。

b. 供試体作製用具は JIS A 1210 (突固めによる土の締固め試験方法) に規定された試験用具を使用するが、突固めは第1方法により、モールドは10cmモールドとする。

c. 含水比測定用具は JIS A 1203 (土の含水量試験方法) に規定された試験用具を使用する。

ii) 試験の方法はつぎの手順による。

a. 供試体の作製 JIS A 1210 の試験方法 3.4.1 に規定された方法によって突固め供試体を作製し、土の単位体積当たりの湿潤重量 γ_t (g/cm³) を求める。突固めた供試体がそのまま洗掘抵抗測定の供試体となるので、含水比は突固め開始直前のよくかき混ぜた試料からとりだして測定する。含水量は JIS A 1203 の方法によって求める。

b. 試験の準備 供試体モールドよりカラーおよび底板をとりはずし、モールドに供試体を保持したまま供試体架台に底板側をノズルに向けて、ノズル先端と15cmの間隔を置いてのせる。つぎにシャッターを立てて供試体に水流が当たらないようにして洗掘抵抗試験を動作させ、ノズル先端にピトー管式圧力計を当ててノ

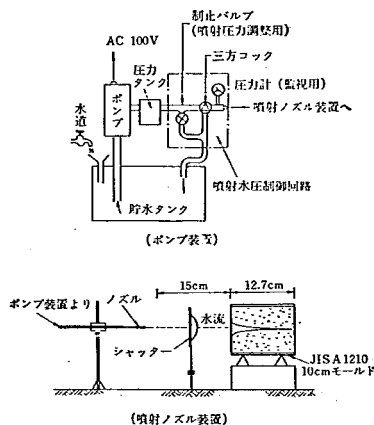


図-47 洗掘抵抗試験機の概略

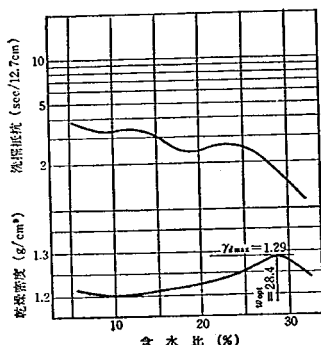


図-48 代表的なシラスの含水比、乾燥密度、洗掘抵抗曲線図
(鹿児島県鹿屋市上抜川笠野原台地産)

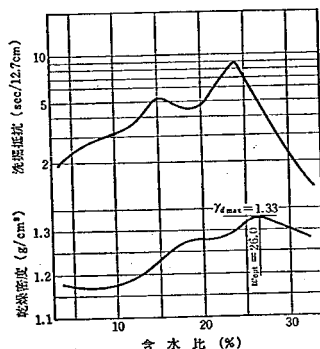


図-49 他のシラスの含水比、乾燥密度、洗掘抵抗曲線図例
(鹿児島県鹿屋市池園町産)

ズル先端水圧が 0.5 kg/cm^2 になるように調整する。

c. 試験 シャッターを倒して水流を供試体に当て、水流が供試体を洗掘してノズルの反対側に貫通するまでの時間をストップウォッチで測定する。この洗掘抵抗測定も、JIS A 1210 で行なわれるように、含水比を少しずつ変えて供試体を作って行なう。含水比の上限は湿潤重量が減少するまで行なう。

iii) 試験結果の調整はつぎのようにする。

a. 計算 供試体の含水比および乾燥密度は JIS A 1210 の方法により計算で求める。供試体の洗掘抵抗は貫通時間 (sec/12.7cm) をそのまま示すか、あるいは貫通に要した水量 (cm) で表わす。

b. 含水量と乾燥密度および洗掘抵抗との関係 含水量と乾燥密度との関係は、JIS A 1210 と同様に、乾燥密度を算術目盛の方眼紙の縦軸に、含水比を横軸にとって描く。洗掘抵抗は、この乾燥密度-含水比関係図の上に、横軸の含水比はまったく同じ目盛りを使用し、縦軸には洗掘抵抗を対数目盛りにとって描く(図-48参照)。

(2) 代表的な測定値 乱したシラスの洗掘抵抗を含水比との関連において、JIS A 1210 の規格による突固め試験と並行して測定すると、シラスはその産地によって幾つかの類型に分けられるようである。そのうちでもっとも分布が広い型は、図-48 のような特性を示しており、これがシラスの代表型と考えられる。このほかの型としては、1 例として図-49 あるいは図-50 のような特性をもっているものもある。

(3) 試験結果の利用法 乱したシラスの洗掘抵抗試験の結果、産地によっていくらか特性の差異はあるが、いずれの場合でもシラスは少なくとも突固めの最適含水比より乾燥側において洗掘抵抗は大きく、

含水比が大きくなると洗掘抵抗は急に小さくなることが多い。このためシラスを盛土などの材料とする場合に、締固め度を密度で規定する方式では、規定された密度を満足する含水比の両端では洗掘抵抗の値は数倍から数十倍も異なった値を示してしまう。このようなことから侵食に対する抵抗が重要な問題となることが多いシラスの盛土では、在来の締固め規定だけでなく、洗掘抵抗値の使用も検討することが必要であると考えられる。

乱さない試料の試験

1 物理的性質の試験

(1) 顕微鏡観察 シラスの粒子は特異な形状を示しているので、それがシラスの工学的性質に及ぼす影響は非常に大きい。したがって顕微鏡観察を行ない、つぎに述べるような性質を調べることが望ましい。

現場から採取してきたシラスのかたまりを指先で二つに割ってできた面を実体顕微鏡で観察し、シラスの構造、粒子の大きさ、粒子の形、粒子表面の状態、および粒子の組成（軽石、火山ガラス、安山岩などの異質粒子）などを調べ記録する。構造を観察する場合、二つに割ってできた面をヘラなどで削って平面にしたりすることは、構造を乱すので行なわないようにする。表-17は肉眼的・顕微鏡的観察の1例であり、写真-1は乱した状態における顕微鏡写真の例である。

(2) 密度の測定 サンプリングされた乱さないシラスについての密度、すなわち単位体積重量試験は、重さの測定と体積の測定から成る。また、これに付随して含水量の測定も行なう。ここでは、体積測定上の問題がもっとも大きい。

シラスは軽石質の大きなレキを多く含んでいるので、成形することが困難であり、したがって成形法⁹⁾は採用できない。パラフィン塗付法⁹⁾はパラフィン溶融温度に注意しても、パラフィンはシラスの間げきや軽石の組織の中に浸透するため、正確な体積の測定はできない。また、測定精度をよくするためにかなり大きい供試体を用いる必要がある。したがって水銀法⁹⁾は気

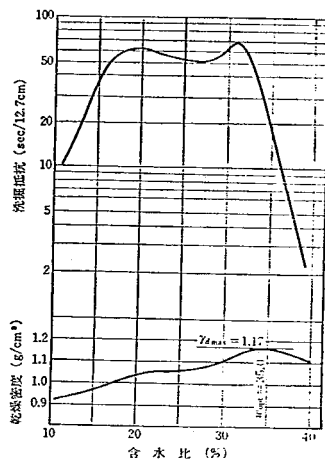
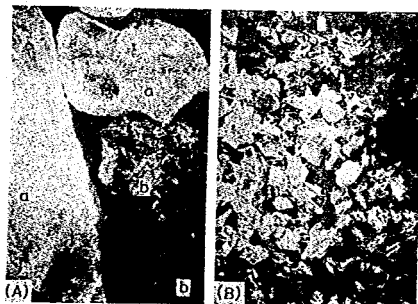


図-50 他のシラスの含水比、乾燥密度、洗掘抵抗曲線例（宮崎県北諸郡高城町産）



(A) 粒径 820~2000 μ , a はガラス質粒子, b は安山岩破砕粒子
(B) 粒径 74~420 μ

写真-1 シラス粒子の顕微鏡写真（春山・山内）

表-17 シラスの組成鉱物の特徴および量的割合 (大庭・露木・海老原)

名 称	始 良 シ ラ ス			池田シラス	阿 多 シ ラ ス	
採 取 地	鹿児島市	谷 山 市	大崎町 志布志町 出水市 枕崎市	池 田 湖 池 崎	大 根 占 町	知 覧 町 浦 門
採 取 者	露 木	大 庭	大庭・藤宮	大 庭	大庭・露木	池 上
色・外 観	灰白色。大きな軽石、安山岩レキを多量に含む。	灰白色。軽石レキ (直径1-3 cm) を多く含む。黒色安山岩レキを少量含む。	灰白-暗灰色細粒。軽石および少量の安山岩レキを含む。出水産のものは軽石が小さい。	灰白色細粒。軽石を多く含む。少量の黒色安山岩レキを含む。	帯かつ暗灰色。多量の軽石および少量の安山岩レキを含む。弱熔結。	暗灰色。水分を含むものは黒色。軽石および少量の安山岩レキを含む。
組成鉱物の特徴 (鏡 下)	火山ガラスには無-かっ色透明破片をなすもの。白・灰・かっ色繊維状 (流状) -海綿状集合体をなすものがある。斜長石・シソ輝石に球状 (発ぼう状) かっ色ガラス質物質が認められる。緑色ふつつ角セン石は新鮮。シソ輝石の多色性。 X = 黄-とう (橙) 色。 Z = 緑-濃緑色。 G > P1 > Hy > Q	発ぼう状を呈する火山ガラス、赤鉄鉱あるいはかっ鉄鉱、多数の自形正八面体磁鉄鉱が認められる。 G > P1 > Hy > Q > Mt > Au	火山ガラスは白-帯赤かっ色不規則海綿状-流状繊維状集合体および無-かっ色透明破片を呈する。大崎・志布志産のものは、他地域産のものに比べ、自形正八面体磁鉄鉱にとり、火山ガラスは黒-赤かっ色微粒子を多数包有している。 G > P1 > Hy > Q	鹿児島4に類似。ふつつ角セン石の多色性。 X = 溶緑黄色、Z = 帯かつ緑色。 G > P1 > Hy > Q > Mt > Au > Hb	無色透明新鮮な火山ガラスのほかに、赤-黒色酸化鉄質物質をもつ海綿状-繊維状火山ガラス、この種の火山ガラスをもつ透明ガラスおよび斜長石が多数認められる。球状気ほうをもつシソ輝石が認められる。石英は認められない。シソ輝石・普通輝石ともに多い。 G > P1 > Hy > Au > Mt > Hb	左によく類似。ただし石英が認められる。 G > P1 > Hy > Au > Q > Mt > Hb

表-18 乱さないシラスの密度 (単位体積重量) の測定例

調査名・目的 試験採取箇所 鹿児島県鴨池町唐湊 試料採取期日 昭和43年6月6日 試験期日 昭和43年6月6日 試験者 某 土 質 シラス 土 調 灰白色 土粒子の比重 $G_s = 2.38$						
試料番号	1	2	3	4	5	平 均
採土筒番号	21	22	23	24	25	
(湿潤試料)+(採土筒)の重さ W_1 (g)	477.7	463.4	470.2	445.4	459.3	
採土筒の重さ W_2 (g)	167.5	170.5	169.4	167.0	168.0	
湿潤試料の重さ $W = W_1 - W_2$ (g)	310.2	292.9	300.8	278.4	291.3	
採土筒	内 径 D (cm)	4.95	4.97	4.99	4.96	4.97
	高 さ H (cm)	12.51	12.45	12.49	12.51	12.49
	体 積 $V = \frac{\pi}{4} D^2 H$ (cc)	240.69	241.70	244.29	241.69	242.31
湿潤密度 $\gamma_t = W/V$ (g/cc)	1.289	1.212	1.231	1.152	1.202	1.217
含 水 比 w (%)	146	137	155	158	148	149
乾燥密度 $\gamma_d = 100 \gamma_t / (100 + w)$	1.125	1.066	1.066	0.995	1.047	1.060
間ゲキ比 $e = (G_s \cdot \gamma_w / \gamma_d) - 1$	1.116	1.233	1.233	1.392	1.273	1.249
飽 和 度 $S = w G_s / e$ (%)	31.1	26.4	29.9	27.0	27.7	28.4

表-19 乱さないシラスの密度の測定例

場 所	土 粒 子 の 比 重	自然含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	間ゲキ比	飽 和 度 (%)
鹿児島県垂水市 野添 ¹⁰⁾	2.51	27.8	1.34	1.04	1.41	50.1
“ 大隅町笠木原馬渡谷 ¹⁰⁾	2.38	26.4	1.31	1.03	1.31	48.3
鹿児島市郡元町唐湊 ¹¹⁾	2.38	15~24	1.37~1.47	1.19	1.0	36~56
“ 鴨池町唐湊 ¹²⁾	2.37	22.3	1.26	1.03	1.30	40.7
“ 上之原 ¹³⁾ () 内は平均	2.46	19.4~26.4 (22.1)	1.16~1.47 (1.36)	0.96~1.19 (1.11)	1.06~1.56 (1.21)	32.8~54.3 (44.9)
宮崎県高城町四家 ¹⁴⁾	2.32~2.44	25.2~32.8	1.240~1.468	0.975~1.147	1.04~1.50	45.0~63.0
“ えびの町西長江浦 ¹⁵⁾	2.38	41.7	1.264	0.892	1.664	59.6
“ “ 東川北	2.33	18.2	1.222	1.034	1.253	33.4
“ “ 幣 田	2.37	43.1	1.320	0.922	1.570	65.1

※ 淡紅色のシラスで風化している。

ほうが残りやすく不適当である。さらにサンプリングされたシラスのかたまりに一定体積のモールドを押しこんで行なうモールド貫入法⁹⁾はまったく実行不可能である。

現場において一定体積のモールドを貫入させてサンプリングしたものについての測定がもっとも信頼性がある。モールドを貫入させる際、打込む方法は構造が乱される恐れがあるので好ましくなく、静的に押込む方法がとられるべきである。用いるモールドの大きさは、軽石レキの含石量やその粒径などによって変えることが望ましい。しかし大きいモールドは貫入が困難である。一般には、内径5~6cm、高さ5~7.5cm程度の円筒モールドでよい。供試体の個数は軽石の影響を考慮して少なくとも5個をとり、密度を決定する。原位置での単位体積重量の測定は、土質工学会編「土質調査法」第6章(1964)に準じて行なえばよい。

(3) 測 定 値

表-18は乱さないシラスの密度の計算例であり、表-19は測定値の数例である。これらの表で間ゲキ比および飽和度の計算値は試験結果の応用例である。

2 セン断試験

(1) 試 験 方 法

i) 試料の準備 自然状態のシラスは、その成因や場所の違いによって軽石レキを多量に含んだもの、半ば溶結しているもの、あるいは風化の進んだものなどがあり多種多様である。このようなシラス地盤における乱さない供試体のサンプリングは非常に困難であり、細心の注意を要する。採取の際には、まず、サンブラーをなるべく軽石レキの少ないサンプリングが地点に設置して徐々に貫入させる。サンブラーの貫入に当たっては、サンブラーがぐらつかないように注意する。さらにサンブラーを打込む方法は構造が乱されるので好ましくなく、静的に押込む方法がとられるべきである。ただし、半ば溶結したようなシラスにおいては、サンブラーの上に衝撃を和らげる木製の盤を置き、静かにハンマーで打込む方法

がとられる場合もある。貫入時の摩擦を小さくするために、サンプラーの内面にグリースを塗り、またすでに貫入したサンプラーのまわりのシラスを除去しながら打込むとよい。しかし、サンプラーを貫入させるとき、ときとしてその金属面との摩擦抵抗が強すぎたり、シラス層中に散在する軽石や安山岩などのレキが抵抗してまっすぐに貫入できない場合がある。このような場合は貫入を中止する。サンプラーは供試体の高さより20~30cm長い円筒モールド、あるいはカラー、モールド（長さは供試体の高さと同じのもの）およびカッターの3部分から成るものを用いる。モールドは二つ割りモールド、あるいは円筒モールドのいずれでもよい。サンプラーの内径は供試体の直径に等しくする。サンプラーの貫入後、周囲のシラスを掘起こし、サンプラーをとり出す。カラーおよびカッターを注意してとりはずしてから、モールドの縁にそって試料を刃の鋭いナイフで切りならしサンプラーとも保存筒に入れて、水分の蒸発を防ぐようにシールする。試料の運搬に際しては試料に衝撃を与えてはならない。以上、一軸および三軸試験用の試料の準備について述べたが、直接セン断試験用もこれに準じて行なえばよい。ただし、サンプラーはセン断箱の形式および大きさを考慮して決定する。

ii) 供試体の準備 サンプリングした試料を試験時まで保存する場合は、養生室などで保管する。二つ割りモールドで採取した供試体にあつては、モールドをそのまま二つに開くと供試体が縦に二つに割れる恐れがあるので、モールドの縁を木づちでかるく数回たたいて、モールドを1mmぐらいずらしてからとりはずす。

円筒モールドで採取した供試体にあつては、試料抜きとり器で押出す。供試体を抜きとる場合、モールドを水平にして押出すと、供試体にクラックがはいる恐れがあるので、モールドを垂直にして下から上へ押出す。

また、供試体の高さより長いモールドを用いて採取した供試体にあつては、それを押出したのち、供試体の大きさに等しい二つ割り成形モールドを用いて、供試体をはさんで、両端をそのモールドの縁にそって切りそろえる。

一面セン断試験にあつては、セン断箱をセットしたのち図-51に示すようにモールド内の供試体を試料押出し用具で押して徐々にセン断箱に移す。なお、供試体の重さはモールドに入れたまま測定したあと、モールドの重さを差引いて求める。

iii) 試験 供試体は真空をかけなくてもじゅうぶん自立するものであるから、試験機へのセットは容易である。三軸試験における供試体の飽和、圧密、および圧縮は、乱したシラスのセン断試験に準じて行なえばよい。なお、乱さない供試体の試験においてはゴムスリーブが破れやすいので、つねに新しいものを用いることが望ましい。

一面セン断試験においては、供試体をセン断箱にそ入後、歯形多孔板および載荷板をのせる。供試体を飽和させる必要

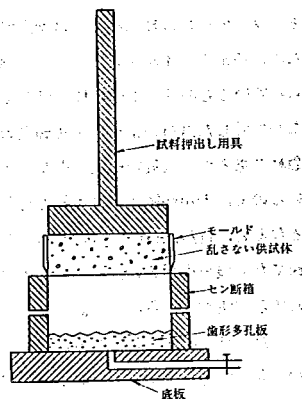


図-51 一面セン断試験の供試体のセット

のある場合、その下面から給水して多孔板を通じて徐々に飽和させる。完全飽和後圧密し、その後セン断を行なう。ヒズミ制御式でセン断する場合、セン断速さは、1分間に供試体の直径

表-20 乱さないシラスの排水三軸圧縮試験例
(鹿児島市鴨池町唐湊産シラス) (春山)

試 料	平均初期 間ゲキ比	拘束圧 0.5~1.0 kg/cm ²		拘束圧 2.5~3.0 kg/cm ²	
		e_d (kg/cm ²)	ϕ_d (度)	e_d (kg/cm ²)	ϕ_d (度)
飽 和 供 試 体	1.305	0.18	42.0	0.78	33.2
自然含水比供試体	1.280	0.32	41.5	1.25	33.3

の1%を標準とする。試験の終わった試料は粒度試験に供する。

(2) 問題点 乱さないシラスに方向性による工学的性質の差異があるのかどうか、まだ解明されていないが、供試体採取時には採取の方向に注意すべきである。また供試体に多大の軽石や安山岩などのレキを含んでいる場合や、サンプラー貫入時に刃先でこれをかんだ場合、供試体はすでに乱れている。しかし一見したところ乱れているかどうか判別しにくい供試体は、試験に用いないほうがよい。試験結果が平均的な値より低過ぎるものは供試体の乱れの影響、高過ぎるものは供試体中のレキの影響と考えられる。前者は当然乱さないシラスの試験結果として採用できないが、後者は試験結果から除くべきかどうか問題が残る。

(3) 試験例 乱さないシラスの排水三軸圧縮試験例を表-20に示す。

(4) 試験結果の利用法 セン断試験によって求められた強度定数、すなわち粘着力とセン断抵抗角は、地盤支持力および斜面安定、とくにがけ(崖)の安定などの計算に利用される。

3 透水試験

乱した試料と同じように問題点をあげておく。

(1) 問題点 乱さない試料の場合、最大の問題は、その試料をいかにして採取するかである。すなわちシラスの場合は軽石あるいは安山岩の比較的大きな粗粒子を地域によってはかなり多量に含んでいるため、通常のソイルサンプラーでは試料の採取は非常に困難である。したがって現在までに何とか求められているものは、この粗粒のほとんどないシラスで、しかも試料径の小さな(50mm)ものである。すなわち乱した試料のように100mm径のものは得られていない。このためシラス用のサンプラーの開発が急務であるが、最近70mm径(肉厚4.3mm、荷重2.5ton)のもので自然試料の採取ができた例がみられているので、100mm径までは可能と思われるが、前にも述べたように、この径の1/20を最大粒径とするとなると、自然試料の場合どうしても満足されることが予想される。したがってサンプラー径を100mmでなく幾分小さめに採取して透水円筒に入れたのち周辺の間げきをペースト状のベントナイトで充てんする方法が考えられよう。

またシラスには方向性があるらしいということがいわれているので、とくに層状を示す場合には、その方向を考慮した試料の採取が必要であろう。

試験終了後は、粗粒子の含有状態などから試料の現地での代表値としての意味をよく吟味することが必要である。

試料の飽和については乱した試料についてのものと同様である。

(2) 試験例 3. (1) に述べたように乱さない試料については、その試料採取の困難さから適切なものがなく、50mm径のもので、しかも飽和についての厳密性が保たれていないが、比重2.414、乾燥密度1.105g/cm³、飽和度76%のとき 5.76×10^{-4} cm/sec (鹿児島市小山田町大迫産)、比重2.320、乾燥密度1.134g/cm³、飽和度68%のとき 3.33×10^{-3} cm/sec (鹿児島市鴨池町唐湊産)の値が1例として得られている。

以上のほか、乱さない試料のものとして原位置試験法による測定例がいくつかみられるが、ここでは室内試験の範囲にとどめておく。

安定処理の試験

1 ま え が き

シラス地帯においては、一般に良質の骨材に乏しく、道路、飛行場の建設において、大量の路盤材料を安価に調達することは容易ではない。したがって、この地帯では、シラスの有効な利用法の開発が求められていた。すでに戦後間もなく、シラスは、ボゾランとしての性質がすぐれ、かつ、粒子間の結合力が乏しいのできわめて混合が容易で、ポルトランドセメントの添加によって、効率のよい安定処理土として利用できることが室内実験の結果認められた¹⁶⁾¹⁷⁾。昭和26年、シラスによるセメント安定処理土の現地実験が、鹿児島県日置郡市来町の現国道3号線において行なわれ¹⁸⁾、シラスをセメント安定処理して路盤へ利用する一歩を踏出した。その後、このシラスのセメント安定処理土は順調に発展し、今日に至っている¹⁹⁾。

シラスは、本章各節で述べられたように、

- i) 産地により粒度、工学的性質が異なる。
- ii) 締固めによって、粒子が細粒化される。
- iii) 粒子の比重が小さく、締固められたシラスの間ゲキ率は大きく、締固め密度も低い。
- iv) 粒子の大きさに比較して、毛管現象が大である。

などの特性があり、シラスを用いた安定処理土も同様な特性をもっている。したがって、シラスを用いる安定処理土を利用する場合は、産地ごとに試験を行ない、工学的、経済的に利用できるかどうかを検討する必要がある。

シラスの歴青系安定処理は、安定性の面で利用困難であり、機械的な安定処理は、粒度と安定性の面から主材料としては用いられず、主として、粒調碎石の細粒部分として用いられるに過ぎず、シラスは前述のように、ポルトランドセメント（以下、セメントと略称）による安定処理土として多く用いられている。

シラスの締固めて作るセメント安定処理土（以下、セメント安定処理土という）は、従来、道路、飛行場、材料置場などの路盤として利用されていたが、今後は海岸、河川の堤防、アースダム、排水路などのライニング用として応用される気運にある²⁰⁾。この利用報には、締固めて作るセメント安定処理土のみでなく、いわゆるプラスチックソイルセメントも含まれている。

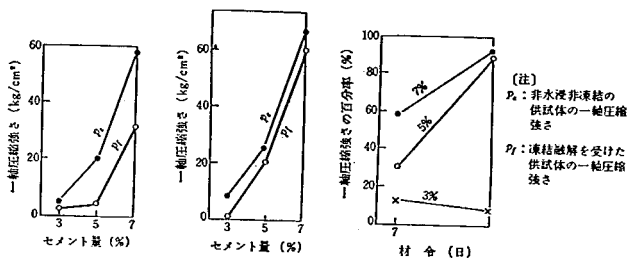


図-52 シラスによるソイルセメントの凍結融解試験結果
(熊本県阿蘇郡南小国町黒川産シラス)(山内)

セメント安定処理土の試験方法としては、一軸圧縮試験および耐久性試験があるが、適当な一軸圧縮強さをもつ安定処理土は、図-52に示すように、耐久性試験をも満足するという経験的事実から^{21, 22, 23)}、一般に一軸圧縮試験が用いられている。ここでは、土質試験法第7編第2章またはアスファルト舗装要綱(付録-8)によるシラスの一軸圧縮試験について述べる。

2 試験方法

前掲の試験方法による試験の実施には、シラスの特性からつぎに述べるように多少の補足が必要である。

(1) 試料の採取

i) シラスの露頭から試料を採取するときは、自然含水比を考え、表面から約0.5m以下の箇所から採取する。工事のための配合設計として、本試験を行なうときは、計画土取り範囲内の数箇所からシラスを採取し、混合して試料とする。

ii) 表土におおわれている箇所からの採取は、表土の部分を取り除いたのち、自然含水比が一定となると考えられる、約0.5m以下の箇所からシラスを採取して試料とする。

iii) 配合設計のために必要な試料の最小空気乾燥重量は表-21のとおりである。

(2) 試験上の注意

i) 図-53, 54は、現場におけるシラスとセメントの混合時間(バグミルミキサー回転数56rpm)および、混合完了後、供試体作製完了までの経過時間と、一軸圧縮強さおよび密度との関係²⁴⁾を示したものであって、試験時の混合時間と供試体完成までの時間についての目安を与える。

ii) 最適含水比を求めるには、締固めによる粒子の細粒化が起きるので、含水比を変えるごとに、新しい試料を用いることが大切である。

iii) 締固めたシラスの含水比の測定には、測定誤差を防ぐため、締固めモールド中の試料全量を用いる。

表-21 一軸圧縮試験に必要な空気乾燥試料重量

試験項目	最少必要重量
一軸圧縮試験	30 kg

(注) セメント安定処理土の配合設計に必要な量で、付随して行なう自然含水比、粒度比重試験のための試料を含む。

iv) 試料をカラーのついたモールドに、3層に分けて締固めるとき、各層の境界面に幅、深さともに約3mmのみぞを約6mm間隔に、互いに直角につけて、各層のなじみをよくする。

v) 突固めが完了し、カラーをとりはずすときは、あらかじめカラーの周辺のシラスを、ドライバーなどで押えたのち、カラーの外側を木づちなどで軽くたたいて、カラーをはずす。

vi) 養生のために、パラフィンシールを行なうときの温度は60～70℃が適当である。

vii) 養生温度と一軸圧縮強さの関係の一例を示すと、図-55の通りであり、養生温度の管理が大切なことがわかる。

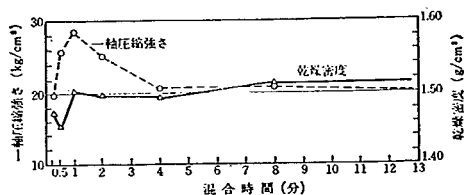


図-53 シラスのセメントの混合時間、一軸圧縮強さ(材令7日)、乾燥密度の関係(熊本県阿蘇郡南小国町黒川産シラス)(吉田)

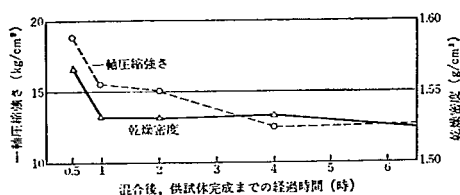


図-54 シラスのセメント安定処理土の、混合完了後供試体完成までの経過時間と一軸圧縮強さ(材令7日)と乾燥密度の関係(シラスは図-53と同じ)(吉田)

3 問題点

(1) 最近における締固め機械の発達は、シラスの場合でも、現場の仕上がり密度が表-22のように、JIS A 1210の第1方法による最大密度の3%程度高いのがふつうとなっている²⁴⁾。

シラスのセメント安定処理土は、最適含水比付近では一軸圧縮強さは仕上がり密度に比例する。したがって配合設計の基準強さを変え、JIS A 1210の第2方法の程度に締固めエネルギーを増す必要があると考えられる。この場合配合設計の基準強さを、幾らに定めるかは、(3)と同様に今後の研究課題である。

表-22 シラスのセメント安定処理土の締固め試験例(セメント量6%)(吉田)

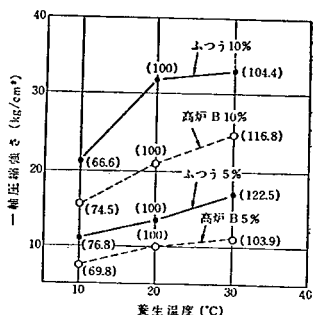
試験方法	JIS A 1210 第1方法	JIS A 1210 第2方法	現場密度	現場密度	現場密度
				JIS A 1210×100 第1方法	JIS A 1210×100 第2方法
試験値	1.481 g/cm³ (33)	1.595 g/cm³ (34)	1.524 g/cm³ (8)	102.9%	95.5%

[注] 1. ()内はサンプルの数。
2. 熊本県南小国町黒川産シラスによる。

表-23 シラスのセメント安定処理土の代表的な測定値

県 名	試 料 採 取 地	シラス原粒度		シラス の自然 含水比 (%)	上の分類 (AAS HO法)	JIS A 1210 第1方法		一軸圧縮強さ (材令7日) (kg/cm ²)			備 考
		74 μ 通過率	590 μ 通過率			最適含水 比 (%)	最大乾燥 密度 (g/cm ³)	セメント 量 4%	セメント 量 8%	セメント 量 10%	
熊本	人吉市 麓	※	※	—	—	※ 28.5(8)	※ 1.160(8)	—	108	138	日本舗道 (株) 実験室に よる
	阿蘇郡南小国町黒川		2000 μ 通過			※		※	※	※	
		7.1	65.0	21.1	A-3	23.5(5)	1.562(5)	15.0(5)	19.8(6)	27.0(7)	
大分	〃 麓の本	8.5	62.0	29.9	〃	21.0	1.625	※ 10.5(5)	※ 12.7(7)	—	
	玖珠郡九重町飯田	13.0	56.0	—	〃	※ 15.4(4)	※ 1.785(4)	26.3	※ 53.8(6)	—	
	竹田市 木原	25.0	53.0	34.0	—	28.0	1.080	※ 15.0(6)	17.4	20	
宮崎	日南市 札	16.0	82.8	16.3	A-2-4	※ 30.0(5)	※ 1.149(5)	※ 10.1(5)	※ 15.2(7)	※ 20.2(9)	
	〃 山川	18.4	81.8	12.5	〃	※ 30.7(5)	※ 1.163(5)	※ 7.0(5)	※ 9.9(7)	※ 14.0(9)	
	原の迫				〃	※ 33.2(5)	※ 1.142(5)	※ 10.8(5)	※ 13.9(7)	※ 18.3(9)	
	南部町 南郷町谷ノ口	16.7	81.9	22.0	〃	※ 28.0(2)	※ 1.225(2)	—	—	※ 30.5(2)	
鹿児島	姶野郡有明町押切	28.4	72.9	23.1	〃	※ 21.3(7)	※ 1.330(7)	—	23.9	32.0	
	〃 大崎町	23.9	57.3	17.0	〃	※ 25.0(6)	※ 1.255(6)	※ 19.4(6)	26.4	37.4	
	〃 末吉町堂園	32.0	76.0	29.8	〃	※ 23.7(6)	※ 1.302(6)	※ 15.1(6)	21.0	28.1	
	有明町 通山	33.4	73.7	25.0	〃	※ 24.5(7)	※ 1.358(7)	—	※ 21.5(9)	※ 32.6(10)	
	鹿屋市 市南	16.7	66.6	21.5	〃	※ 28.0(6)	※ 1.236(6)	—	18.3	26.1	
	肝つき郡 高戸山下	20.9	74.3	20.9	〃	※ 28.8(6)	※ 1.209(6)	—	16.1	24.7	
	〃 串良町 東串良	26.0	63.6	13.7	〃	※ 27.0(8)	※ 1.348(8)	—	26.4	31.8	
鹿児島	鹿児島市 河頭	12.0	62.0	12.7	A-3	※ 26.5(4)	※ 1.290(4)	8.7	17.3	25.3	日本セメ ントKK 文庫(8)
	肝つき郡 吾平町	15.4	68.1	21.5	A-2-4	※ 26.2(6)	1.30(6)	—	14.1	20.9	
	姶野郡 大崎町野方	14.8	63.6	21.6	〃	※ 25.6(6)	※ 1.30(6)	—	14.4	20.2	
	姶良郡 樋口牧原	24.0	64.0	21.2	〃	※ 25.7(6)	※ 1.307(6)	※ 22.2(6)	24.4	30.8	
	〃 亀割上段	24.0	420 μ 通過	20.5	〃	※ 19.6(8)	※ 1.527(8)	—	43.0	—	
	日置郡 市木湊町	32.0	70	18.5	〃	※ 26.0(10)	※ 1.293(10)	—	—	20.0	
	〃 東市木 湯田	24.0	79	—	A-3	32.5	1.19	80(5)	—	20.0	
	川内市 佐日野町	20	72	—	〃	26.0	1.26	9.5(5)	〃	15.0	

(注) ※印は()内のセメント量のとときの測定値を示す。



- (注) 1. ふつう：ふつうポルトランドセメント
高炉 B：高炉セメント B 種
2. () 内の値は標準養生温度を 100 としたときの強さ百分率。

図-55 養生温度と一軸圧縮強さ
(材令 7 日) (鹿児島県指
宿郡喜入町産シラス) (吉田)

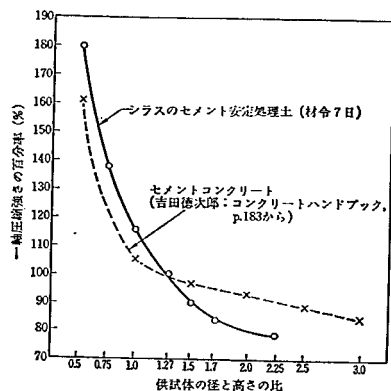


図-56 供試体の径と高さの比に対する一軸圧縮強さの変化 (熊本県阿蘇郡南小国町黒川産シラス) (吉田)

(2) セメント安定処理土の一軸圧縮強さは、供試体の大きさ、作製方法、養生方法により異なる。図-56は、供試体の径と高さの比とシラスのセメント安定処理土の一軸圧縮強さの関係であり、コアサンプルと供試体強さの比較に利用できる。

(3) シラスのセメント安定処理土は、一般の土に比べて、材令による伸びが大きく¹⁸⁾、配合設計のための基準強さである 30 kg/cm^2 (第 7 編第 3 章参照) は、シラスのセメント安定処理土については 20 kg/cm^2 程度でじゅうぶんであると考えられる。これも今後の研究課題である。

4 代表的な測定値

表-23 は熊本、宮崎、鹿児島各県で道路上の上層路盤として用いられた、シラスのセメント安定処理土の測定を示す。

5 試験結果の利用法

シラスを締固めて作るセメント安定処理土の一軸圧縮試験は、まえがきで述べたように、道路、飛行場、材料置場などの路盤の安定処理を行なう場合、アスファルト舗装要綱によって、セメント量を決定するのに利用される。

参 考 文 献

- 1) 土質工学会セン断試験法委員会：土のセン断試験法に関する基礎的研究，土質工学会 p.104, 1968.
- 2) 難波直彦・若松千秋：シラスのセン断強さと密度，第 23 回農業土木学会九州支部講演集 pp.13~16, 1968.

- 3) 春山元寿・山内豊聡：乱したシラスの排水セン断抵抗について，九州大学工学部集報 Vol. 39, No. 2, pp. 177 ~ 184, 1966.
- 4) 井上広胤：砂の直接セン断に関する研究，土木学会論文集，No. 101, pp. 15 ~ 24, 1964.
- 5) 藤本 広・杉尾 哲：粒子形状を考慮に入れた砂のダイレイタンシー効果について，第1回土質工学研究発表会講演集，pp. 145 ~ 153, 1966.
- 6) 春山元寿・山内豊聡：シラスのセン断特性に関する含水比の影響について，土木学会第23回年次学術講演会講演概要，Ⅲ，pp. 55 ~ 58, 1968.
- 7) 大庭 昇・露木利貞・海老原紘子：シラスの鉱物組成，化学組成および成因について(Ⅱ)岩石鉱物鉱床学会誌，Vol. 58, No. 3, pp. 81 ~ 97, 1967.
- 8) 春山元寿・山内豊聡：土粒子のインターロッキングを考慮したシラスの直立斜面の安定について，九州大学工学集報，Vol. 40, No. 3, pp. 370 ~ 378, 1967.
- 9) 土質工学会：土質試験法，pp. 37 ~ 49, 1964.
- 10) 西 力造・木村大造：シラス地帯研究（第3報）地面の傾斜と侵食の関係，鹿児島大学農学部学術報告，No. 2, pp. 75 ~ 81, 1953.
- 11) 河原田礼次郎：シラスの物理的性質に関する研究（第1報）未攪乱試験のセン断試験について，鹿児島大学農学部学術報告，No. 6, pp. 222 ~ 226, 1957.
- 12) 春山元寿・山内豊聡：乱したシラスの排水セン断特性について，土と基礎 Vol. 14, No. 8 pp. 27 ~ 33, 1966.
- 13) 日本建築学会シラス研究委員会：宅地造成事業に伴う土質の調査研究報告書，シラスの強度に関する原位置試験，p. 32, 1965.
- 14) 藤本 広：シラスのセン断特性について，土と基礎，Vol. 13, No. 2, pp. 56 ~ 63, 1965.
- 15) 木村大造・河原田礼次郎・難波直彦・春山元寿：農林災害“えびの地震と地盤災害”パネル討論会前刷，土質工学会九州支部，pp. 41 ~ 61, 1968.
- 16) 建設省九州地方建設局，材料試験所：道路材料としてのシラスの特性並びにその安定処理に関する実験の考察，試験報告，No. 2, pp. 38 ~ 43, 1951. 6.
- 17) 松尾春雄ほか：セメントによるシラスの安定に関する実験的研究，九州大学工学集報，Vol. 26, No. 2, pp. 84 ~ 89, 1953, 10.
- 18) 松尾春雄・水野高明・内田一郎・山内豊聡：シラス道路安定に関する現地実験，土と基礎，Vol. 1, No. 3, pp. 4 ~ 8, 1953, 10.
- 19) 井手義雄・吉田保：九州地方におけるソイルセメント基層の功罪について，第8回日本道路会議論文集，p. 264, 1965.
- 20) 山内豊聡：セメント安定処理，土と基礎の設計法（その2），土質工学会，pp. 1 ~ 2, 1962. 3.
- 21) P.C.A.: Soil-Cement Laboratory Handbook, p. 13
- 22) 山内豊聡：九州の軟弱な火山灰土上における舗装の設計施工に関する土質工学的諸問題(2)，道路，p. 768, 1964. 9.

- 23) 永高貞治・塚山隆一：国内各地の土を用いたソイルセメントの試験，日本セメント（株）研究所要報，№202，1959.5.
- 24) 吉田保：別府阿蘇道路舗装第一工区工事ソイルセメント試験報告書，1963.7.

8 シラス斜面の土工指針

まえがき

シラス斜面の土工については、現在の所、明確に指針となったものではなく、道路土工指針（日本道路協会）、のり面工と斜面安定工指針（日本道路協会）などに、主に解説の形でふれられているのにすぎない。

最近、九州技術事務所が中心となって、九州地方建設局で、シラス地帯の道路土工設計施工指針（一次案）が作成された。ここでは、この指針（一次案）を抜萃し、一部メモを加える。

8-1 切土のり面勾配

切土のり面勾配は土質、地質構成、湧水の状況など現地をよく調査し、表24の標準値とあわせて総合的判断によって決定するものとする。

表24 切土のり面勾配の標準値

土質区分	勾配(割)	備 考	
硬質シラス	(0.6) 0.5～0.7	湧水が多く崩壊の危険ある場合は1.0割程度とする。	
中硬質シラス	(0.6) 0.5～0.7	洗くつに弱い場合	湧水が多く崩壊の危険ある場合は1.0割程度とする。
	(1.0) 0.8～1.0	洗くつに強い場合	
軟質シラス	(1.0) 0.8～1.2	湧水が多く崩壊の危険ある場合は1.0割以上とする。	
ローム層	(1.0) 1.0～1.2		
ゆるい怪石層	1.0～1.5	堆積の状態によっては擁壁で押える。0.5割程度とする。	

()は通常用うる標準値であり、のり面の高さ、重要性などに応じ範囲内で適宜選択をする。

〔 解 説 〕

1. シラスの切土のり面勾配の決定には従来から緩急の議論が多いが、①斜面としての力学的安定性（地震も考慮）②表流水、浸透水、雨滴などの水の侵食に対する安定性、③のり面保護工の施工性、④道路の法面では走行上の視感などを考慮しなければならない。

①の力学的安定性はセン断試験結果や自然崖の安定状態からみてかなり急勾配でもよいが、軟質シラスでは特に地震なども考慮して緩勾配にする必要がある。②は、表流水の侵食に対しては急勾配が有利であるが、浸透水による浸食や表面の剝離風化に対しては緩勾配が優る。③は植生やのり枠による場合は緩勾配（少くとも0.8割以上）が必要で、モルタル吹付やコンクリート張りなどには急勾配（5分前後）でもよい。④は走行上は緩勾配で植生の場合が圧迫感がなく、視距も充分とれてよい。

以上のような基本概念に基き硬質シラスでは力学的安定からは急勾配（3分以上）でもよいが、風化

剥離や表流水に対してなんらかの保護工は必要であり、又、走行上の圧迫感軽減のため中間的勾配とし0.5～0.7割とした。但し、ノリ面よりの湧水が多く崩壊が懸念される場合などは1割程度の緩勾配とすることを検討する。

軟質シラスは力学的安定性からみても0.8～1.2割とし、湧水が多く崩壊が懸念される場合などはもうすこし緩にする必要も生ずる。

中硬質シラスは洗掘に弱い場合（洗掘抵抗おゝむね20秒/12.7cm以下）ノリ面保護工としてモルタル吹付などを前提として硬質シラス同様0.5～0.7割、洗掘に強い場合（洗掘抵抗おゝむね20秒/12.7cm以上）植生工を前提として軟質シラス同様0.8～1.0割を標準とした。勾配の選定には洗掘抵抗の外、工費、施工条件なども入れて判断すること。

8-2 切土の小段

切土ノリ面が高い場合は小段を設けるのを標準とする。

小段はノリ面直高がはゞ10mをこえる場合、地層の変化などを考慮に入れて5～7m間隔に設置する。

小段の中は1.5～2.0mとし、小段排水溝は必ず設置し、小段面はノリ面と同等以上の保護工で被覆するものとする。

〔 解 説 〕

1. シラスの小段は弱点となり易いが、高いノリ面では切土作業の利便、表流水や浸透水のカット、一部崩落土の貯留などのため設けた方がよい。

小段によって、それより上方の崩壊と下方の崩壊がつかなるのを縁切りする効果を有する場合もある。

小段は全ノリ面直高が10mを超えないような高いノリ面の場合に大体5～7mの間隔に設けるが、一つの斜面で地層が異なる場合、例えば、ローム層とシラス層の境界には原則として小段を設けた方がよい。これは水の浸透、透水に関する性質が異なると、その境界で浸透水が斜面に出る（中間流の湧出）ことになり、ここで浸食が生じて、上部の斜面が不安定になるからである。またローム層とシラス層など地層が異なればノリ面保護工法も一般に異なるので作業上有利になる場合が多い。

2. 小段の中は作業性、崩落土の片付など考慮して1.5～2.0mとし、浸食防止のため小段排水溝は必ず設ける。

小段排水溝は小段の中央又ははゞ内側（道路中心線よりみたら外側）に設け、適当な勾配を付して、ノリ面の両側に導水する。ノリ面の延長が長い場合は別途設ける縦排水溝へ落す。材料はコンクリートPU管、

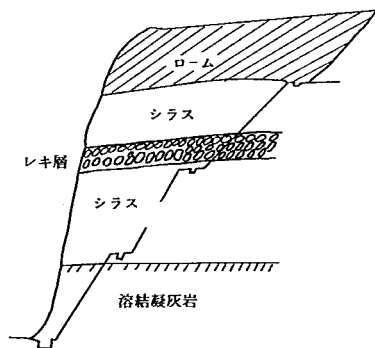


図 - 56

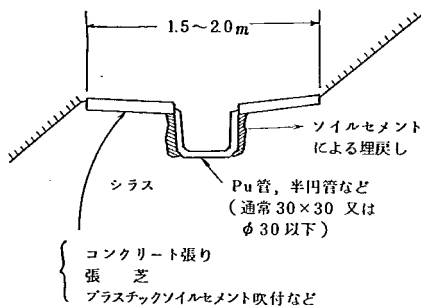


図-57 小段構造図(例)

半円管などであるが、重くならないよう必要な範囲で小型のものがよい。又、重量軽減のため、プラスチック、コルゲートなどの材料も検討できる。

3. 小段面は浸食をうけ易いので、ノリ面と同等以上の保護工で防護する。

例えば、コンクリート張り(厚10cm程度)、張芝、プラスチックソイルセメント吹付(ノリ面を吹付ける時同時に施工)などである。

8-3 切土のり面保護工

切土のノリ面保護工は、土質、地質構成、勾配湧水の状況、施工時期などをよく考慮のうえ、表25の標準工法とあわせ総合的判断をして決定するものとする。

表 25 切土ノリ面保護工の標準

土質区分		一般の場合		湧水がある場合	
		勾配	ノリ面保護工	勾配	ノリ面保護工
硬質	シルス	0.5～0.7割	シルスモルタル吹付	1.0割程度	ノリ枠空石(ブロック)張 コンクリート張り(水抜き充分に)など
中硬質 シルス	洗掘に弱い	"	"	"	"
	洗掘に強い	0.8～1.0	植生穴工、植生マット工、張芝など	1.0～1.2割	"
軟質	シルス	0.8～1.2	"	"	"
ローム層		1.0～1.2	張芝、植生マット、 種子吹付など		
ゆるい軽石層		1.0～1.5	コシクリート張り(又は擁壁)		

シルスで特に湧水の激しい場合は鉄筋コンクリート枠擁壁(渠石詰め)を用いることを検討のこと。
集中的な湧水には排水管の打設などを行う。

〔解説〕

1. シラスの切土ノリ面はまず出来るだけノリ面以外からの表流水をノリ面へ流さないよう排水溝を完備すると共に、ノリ面に降った雨水には勿論、浸透水の浸食にも耐えるような保護工で被覆しなければならない。しかしながら、その必要な範囲内なるべく経済的かつ環境上なるべく植生が望ましいが、シルスは栄養分に乏しく、硬い為植生に適した土壌でなく、追肥など充分に行なっても多少の浸水は覚悟せねばならず、維持管理に注意しなければならない。従って土質、地質構成、表流水や浸透水の状況、施工時期などの他、ノリ面の重要性なども考慮し、植生以外の工法を用いることも多い。

ノリ面保護工法は今後研究開発の余地が多いが、現在一般に使用されている工法によって一応の標準

的な分類を行ったのが表 25 である。

2. 硬質シラスは勾配が 0.5~0.7 であるため、植生には急勾配で適さず、又、栄養分が乏しいことからみて、埋込式の穴工法によらざるを得ない。但し、過去の施工例からみて、追肥などの不足もあって、豪雨の際、地山シラスとの間で滑落している例が多い。従って、安全、確実な工法としてシラスモルタル吹付工の施工例がよい結果を与えている。用土として現地のシラスを用い、通常の湿式の吹付ガンで施工し、施工性、出来栄え其良好でシラス地山との剥離も認められなかった。

但し湧水が多い場合はモルタル吹付は不適である。

シラスモルタル吹付	1 m ² 当配合例
シラス (15 mm 以下にふるい分けて使用)	1,160 kg (シラスの 15 %)
セメント (普通ポルト)	170 " (シラスの 40 %)
水	463 "
厚さ 7 cm ラス入り	

3. 軟質シラスは勾配が緩で軟かいため、植生工を主体とする。植生工は当初より雨水の浸食に強い工法がよく、植生マット、張芝、植生穴工 (乳剤の被覆も充分行う) などが適する。但し、より確実な工法の開発が今後望まれる。シラスは栄養分に乏しいので充分な追肥が必要である。

高いノリ面の下部や重要なノリ面などでは、ノリ枠による補強を行うとよい。ノリ枠はシラス面内に埋込むと雨水の流下の際弱点となり易いので、切土面上に固定し、枠内は客土張芝、玉石張、ブロック張りコンクリート張りなど適宜用いる。ノリ枠の固定は止杭によるが、シラス内に入りにくいときはガス管などを用いる。

4. 中硬質シラスは硬度からみて植生工の限界に近く、洗掘抵抗によって工法選定を行うのがよいと思われる。洗掘抵抗が弱い場合 (洗掘抵抗 20 秒 / 12.7 cm 以下) は硬質シラス同様シラスモルタル吹付、洗掘抵抗が強い場合 (洗掘抵抗 20 秒 / 12.7 cm 以上) は軟質シラスに準じ植生工を標準とする。但し、洗掘抵抗以外に現場条件その他を考慮し責任技術者の判断により決定すること。

5. 硬質、軟質を問わず湧水や浸透水が多い場合は、強度があつて水の抜け易い工法 = ノリ枠ブロック詰 (空張)、コンクリート張り (水抜を充分に施す) などが適す。集中的な湧水に対しては盲排水管の打設などを行う。湧水が激しくケーシングの生ずる個所は鉄筋コンクリート枠擁壁 (内部に栗石を詰める。シラスが流出しないよう渗出防止工を施す) など別に検討せねばならない。

一般にシラス層からの湧水はシラス層内にレキ層などの透水層がある場合、シラス層の下に粘土層、溶結凝灰岩などがある場合が多く、豪雨時又は豪雨後のみに湧水がある場合が多いので地質状態をよく観察して設計すること。軽石流非溶結部一次シラス (硬質、中硬質が多い) ではほとんど定常地下水を認められない。

6. ローム層は流水の低抵抗に強く植生の活着も可能であるから層が厚くない時は一般の植生で充分である場合が多い。ゆるい軽石層がある程度厚く堆積している場合はコンクリート張り又はコンクリート擁壁等が必要となる。

〔 参 考 〕

シラス以外の一一般の自然斜面の崩壊防止法の概略を参考迄に以下に記述する。

急傾斜地崩壊防止工事は崩壊自体が地形、地質および降雨、地震などの複雑な自然条件に左右され、事前にその形態を予測することが難しい。したがって、その安定計算など量的な設計法がないのが現状である。降雨による崩壊を防止するという観点から、工法は次のように大別される。

a 崩壊につながる雨水の作用を受けないようにする工法

i) 表面流による浸食の防止工

- ① 植生工（種子吹付け、張り芝、筋芝）
- ② 構造物による表面浸食防止工（吹付け工、ブロック工、格子わく工、柵工、蛇籠工）

ii) 雨水の浸透防止工

- ① i) - ②に属する工法のうち、柵工、蛇籠工を除いたもの。
- ② 表面排水工 表面排水路を設置するときは、斜面の地形に応じて水路を設け、地域内の雨水や表流水をすべて吸収して排水できるような水路網を形成することが望ましい。容量が不足すると越流して逆効果になるので注意すること。

iii) 間隙水圧の上昇および地盤の含水の増加の防止工

- ① 上述の ii) に属する工法
- ② 浅層地下水排水工（暗きょ工および明暗きょ工） 地表から1～3m付近までに分布する地下水を排除するには最も適当な工法である。浅層地下水の分布は地表の地形に左右され、地表の凹部などに集まることが多いので、暗きょ網は地表排水網と一致することが多い。
- ③ 深層地下水排除工（横ボーリング、集水井工、排水トンネル、地下水遮断工）急傾斜地では浅層地下水と深層地下水の間にある、いわゆる中間流が問題になることが多い。工法としては横ボーリング工がほとんどである。

iv) パイピングによる局部崩壊とその進行の防止工

- ① 蛇籠、ふとん籠
- ② 横ボーリングなどの排水工

v) 風化の進行防止工

- ① 化学的風化に対しては ii) および iii) で述べた工法
- ② 応力緩和による風化に対しては押え盛土あるいはアンカー工

b 雨水の作用を受けても崩壊が生じないようにする工法

i) 抑止施設

- ① 擁壁 急傾斜地では斜面全体にわたるような大きなすべりを直接擁壁で抑えることは一般に不可能で、次のような目的をもつことが多い。
 - ・ すべり土塊をその下部で抑える。
 - ・ 押え盛土のためのもの。

・ 斜面の下部（脚部）の安定

- ② 杭工 これは限られた用地で大きな横抵抗をもつ構造物として擁壁の代わりに用いられる。

斜面の形状を変えることなく施工できるので、急傾斜地には適した工法である。

ii) 斜面形状の改良

- ① 段切り

- ② 勾配を緩く切る

iii) 押え盛土

iv) 地盤改良

- ① 注土工

- ② アンカー工

- ③ ロックボルト工

c 雨水の作用を受けて崩落する可能性の高いものを除去する工法 斜面にある不安定土塊の除去で、一般に排土工といわれるものである。この工法は最も確実な効果を期待できるので、急傾斜地によく用いられる。土塊の排除がそれより上部の滑落を誘発しないことを事前に充分検討しておかねばならない。

工法を考えるには、まず崩壊形態を想定して、複数の崩壊形態が予想されるときは、用地、工費などの制約を考慮して、対策工事が行なえるものと、行なえないものに分け、後者に対しては対策工事完成後の避難方法を検討する。工事の順序は、まず降雨によっても斜面自体は全体的にみて安定であるようにし、その後、表面浸食、風化、部分的崩落の防止をする。これは主としてのり面保護工になる。

のり面保護工の概略を表-26に示す。これには、表面浸食、風化、部分的崩壊の防止の狭義ののり面保護工の効果以外に、場合によっては、斜面全体にわたる安定に対して十分な効果を有する。

表-26 のり面保護工の工種とその目的

分 類	工 種	目 的
植 生 工	種 子 吹 付 工 植 生 マ ッ ト 工 張 芝 工	} 雨水浸食防止、凍上崩落抑制、全面植生 } 同上 } 盛土用、筋状植生
	植 生 筋 工 筋 芝 工	
	植 生 盤 工 植 生 袋 工 植 生 穴 工	

表 - 26 (つづき)

分 類	工 種	目 的
構 造 物 に よ る の り 面 保 護 工	モ ル タ ル 吹 付 工	風化、浸食の防止
	コ ン ク リ ー ト 吹 付 工	
	石 張 工	
	ブ ロ ッ ク 張 工	
	コンクリートブロックわく工	
	コ ン ク リ ー ト 張 工	のり表層部の崩落防止、多少の土圧をうける おそれのある個所の土留、岩盤はく落防止
	現場打コンクリートわく工	
	のり面アンカー工	
	編 柵 工	のり表層部の崩落抑制
	のり面じゃかご工	
の り 面 排 水 工	落 石 防 止 網 工	落 石 防 止
	落 石 防 止 柵 工	
	落 石 覆 工	
	石 積 擁 壁	表層より下のすべり抑制
	コンクリートブロック積擁壁	
	コ ン ク リ ー ト 擁 壁	
	鉄筋コンクリート擁壁	
	わ く 擁 壁	
	表 面 排 水 工	表面流による浸食の防止
	のり肩排水工	
	縦 排 水 工	
	小 段 排 水 工	
	盲 溝 工	間引き水圧の低下による崩壊の抑制
	のり面じゃかご工	
	水 平 排 水 工	
	垂 直 排 水 工	
	水 平 排 水 工	

8-4 排水工の設計

シラスの地帯の切土ノリ面では特に排水工に留意し、一貫性のある排水系統にすると共に、溢流、跳水、漏水など起きないような構造とすること。特に下記のようなことに留意すること。

1. 重要な排水工については流量計算を行い断面決定のこと。
2. 切土の延長が長い場合は途中に縦溝を設けること。縦溝と小段排水溝の接合部の樹には配留めを設けないこと。縦溝の周囲は洗掘されないよう埋戻しに留意のこと。又、跳水がおきないよう勾配変化点では蓋をつけること。
3. 排水口の呑口部、屈曲部、接続部はスムーズな形にして流水の抵抗を少なくすること。
4. 縦断勾配と平面線形の重複個所の路面排水溝は特に留意のこと。
5. 浸透水、湧水など地下排水については現地を充分把握して対策のこと。

9 シラス対策工のまとめ

鹿児島県土木部砂防課が、昭和30年から昭和47年までにシラス斜面で行なった崩壊防止工事613例の施工後の安定状況の追跡調査をもとに、シラス対策工のまとめとして整理してみた。この例を参考に今まで行ってきたシラス崩壊防止工事の概要を紹介し今後の工事の参考にするための資料となれば幸いである。

9-1 施工後の崩壊状況 及び崩壊原因

全工事(例)613例中、小さな崩壊を含めて84事例の崩壊が発生した。割合にして14%で、大きな崩壊は極めて少ない。崩壊原因を調べてみると、図-58のように殆んどが侵食による崩壊が殆んどであるのがわかる。崩壊斜面の直高も図-59より10m未満の斜面で、斜面勾配も急なのが多く、殆んどが表面流による侵食によっておこる小崩壊である。斜面直高の大きい斜面では、十分な排水施設が何よりも大切であるだろう。

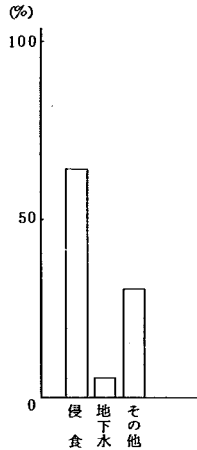


図-58 崩壊原因

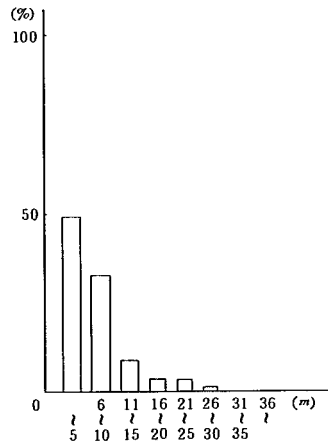


図-59 崩壊斜面の直高

9-2 シラス斜面での 切取勾配

シラス斜面での土木工事における切取勾配は図-60に示すように殆んどが5分以下の急勾配で切っている。

これは、道路土木指針における地山の土質が硬岩の時の

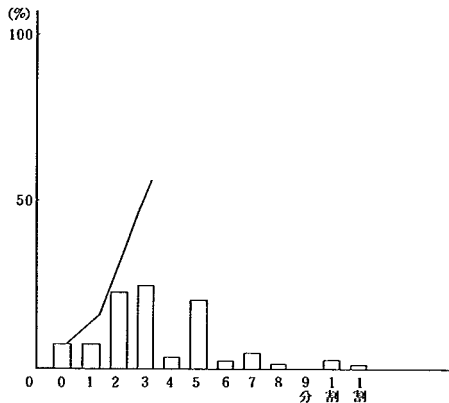


図-60 土木工事の概要切取勾配

切土勾配が3分～8分よりもまだ急勾配である。溶結凝灰岩といわれるシラスの地山は堅く、直に近い勾配で切った方が安定していることがいえる。

切取後の処理は主に張芝を行なっているが、切取勾配が1割以下の斜面の場合は、殆んど無処理のままである。

9-3 切取勾配と切取直高

切取勾配と切取直高の関係を調べてみると図-61のようになる。

これによると切取直高が15m以上になると施工上の問題もあって切取勾配は直には切っていないことがわかる。

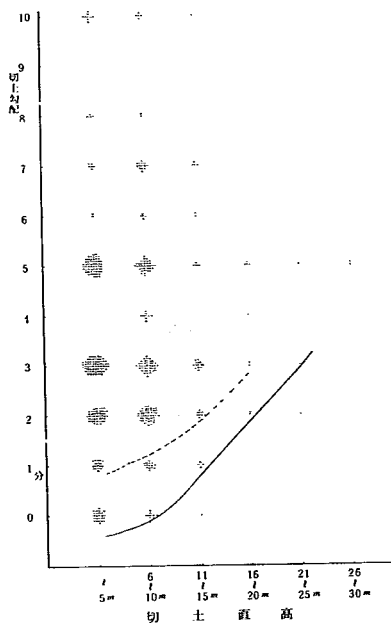


図 - 61

9-4 シラス斜面での盛土勾配

盛土勾配は図-62で示すように大部分が1割以下である。盛土に関しても一般の盛土のり面勾配よりもかなり急に盛っている。盛土のり面の処理も殆んどが芝を張って表面流による侵食を防止している。

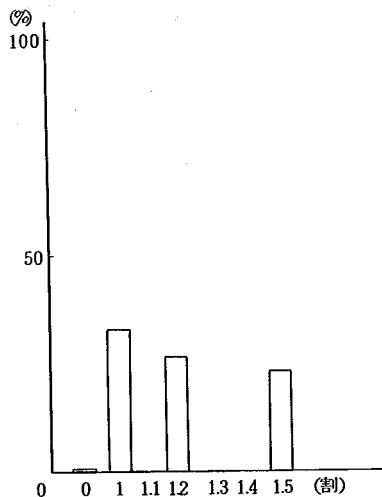


図 - 62 盛土勾配

10 対策工実例集

1 ※

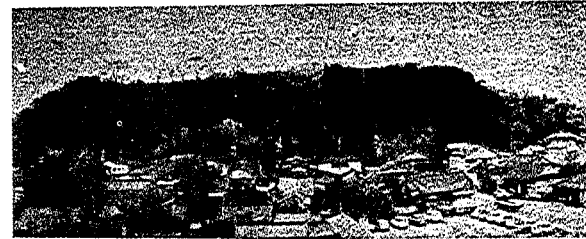
県名 鹿児島県

場所 川辺郡川辺町大字露訪 平山

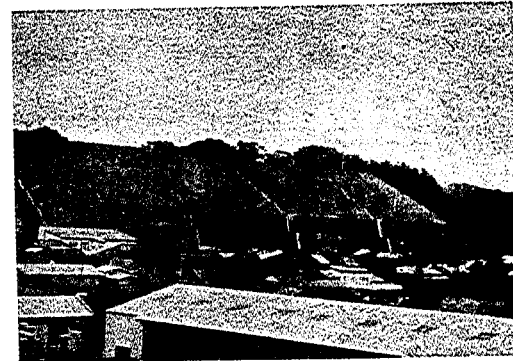
※ 急傾斜地崩壊防止工事施工例集より

※※ シラス地帯の土工設計施工指針より

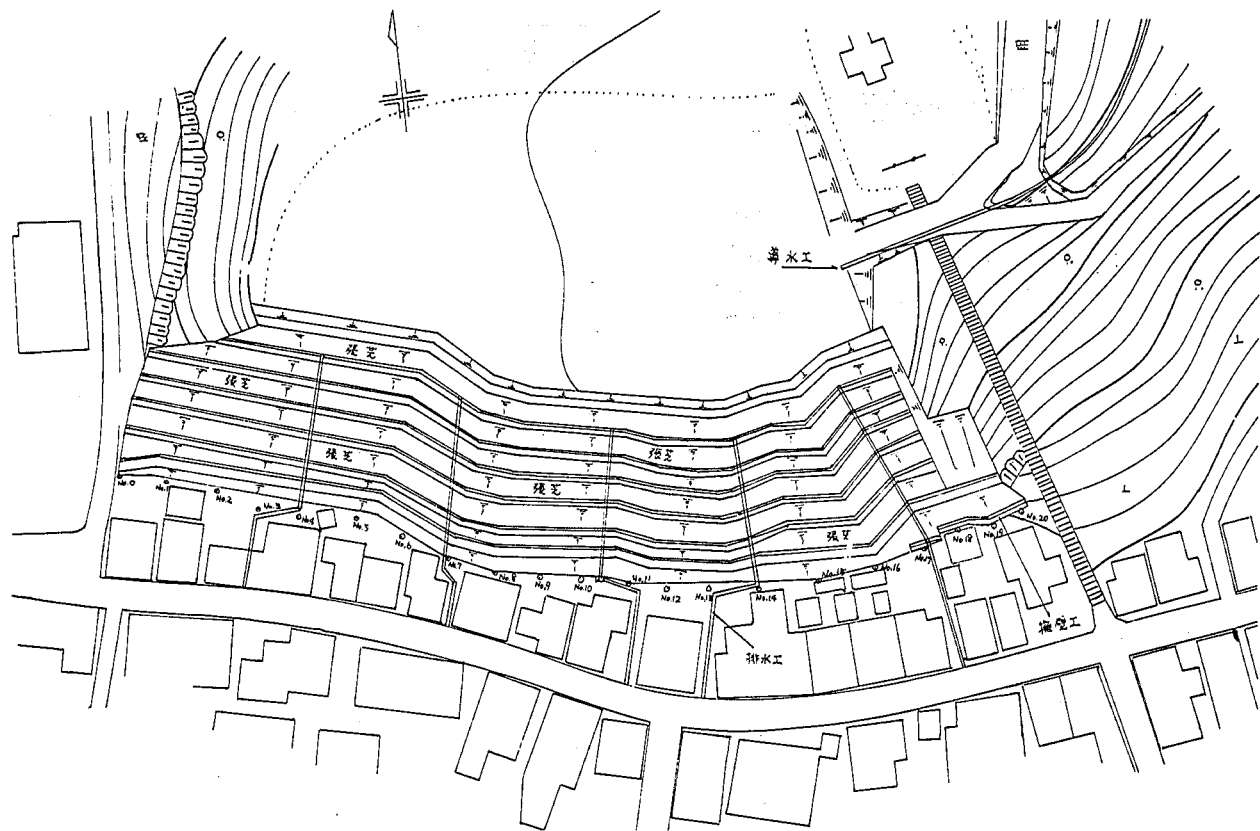
調査項目及び調査内容		
対 策 工 前	人 家 戸 数 (戸)	65
	崩 壊 型	1-(2)
	地 質	シラス
	勾 配 (度)	7.5
	長 さ (m)	72.0
	高 さ (m)	5.8
	急傾斜面の面積(ha)	3.48
	急傾斜面の面積(ha)	5.82(5.00)
	植 生	裸地40% 草地30% 林地30%
	自 然	○
	一部に人工が 加わったもの	盛 土 切 り 土 既 設 変 更
	崩 壊 なし	
	一 部 崩 壊	復旧工事あり # なし
	崩 壊	復旧工事あり # なし
対 策 工 後	崩 壊 年 月 日	昭和44年7月
	被災家屋数(戸)	なし
	斜面よりの湧水	常時湧水あり
	降雨時の湧水あり	○ (下部, 少量)
	時々あり	
	落 石	なし
	最近あり	○
	斜面土層の緩み	# なし
	工 法 の 種 類	法測工8119m ² 法切工24832m ² 排水工 644m 導水工 360m
	人 家 移 転 の 有 無	有 (戸) ②
	工 事 費 所 要 額 (千円)	総額 47000 (内間接経費11279)
	工 事 期 間	2年3ヶ月 441223~45325 45725~46120 46219~46325 461020~47323



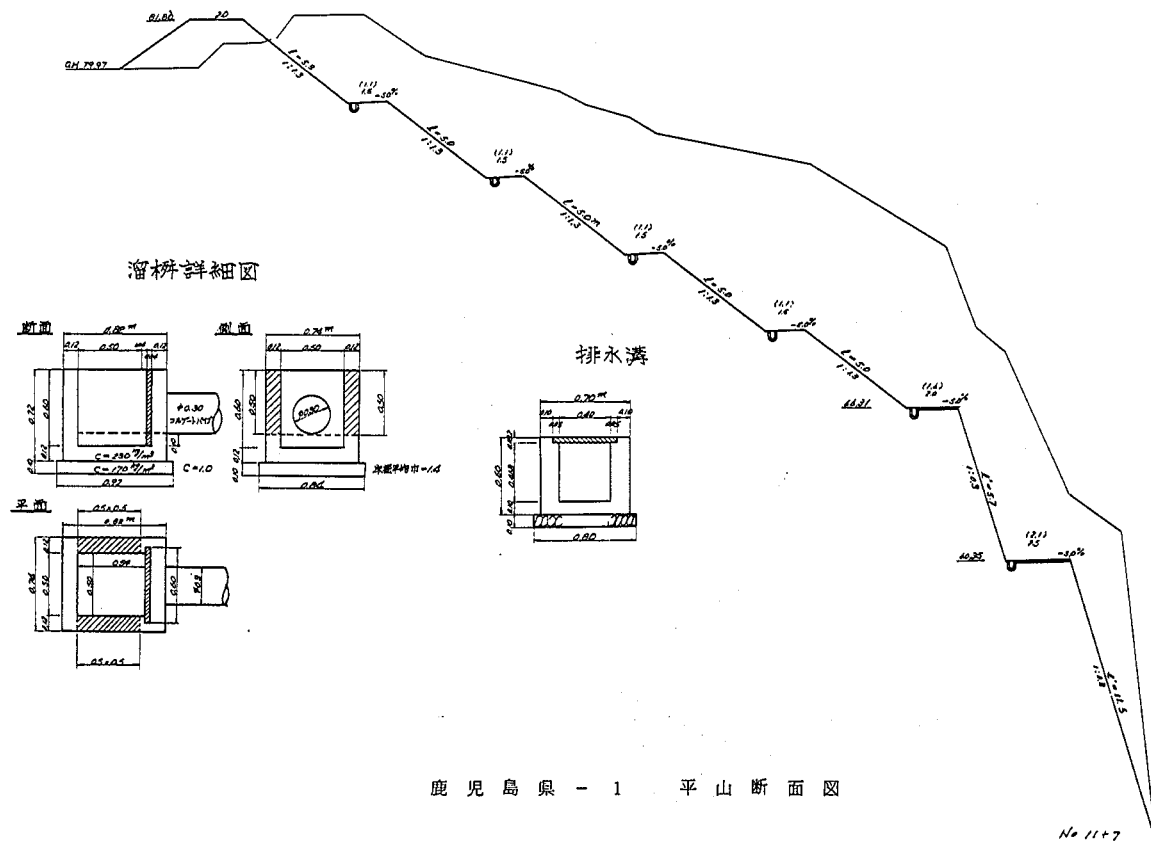
施 工 前



施 工 後



鹿児島県 1 - 平山面図



2 ※

県 名 鹿 児 島 県

場 所 鹿 児 島 市 武 町 三 尾 崎

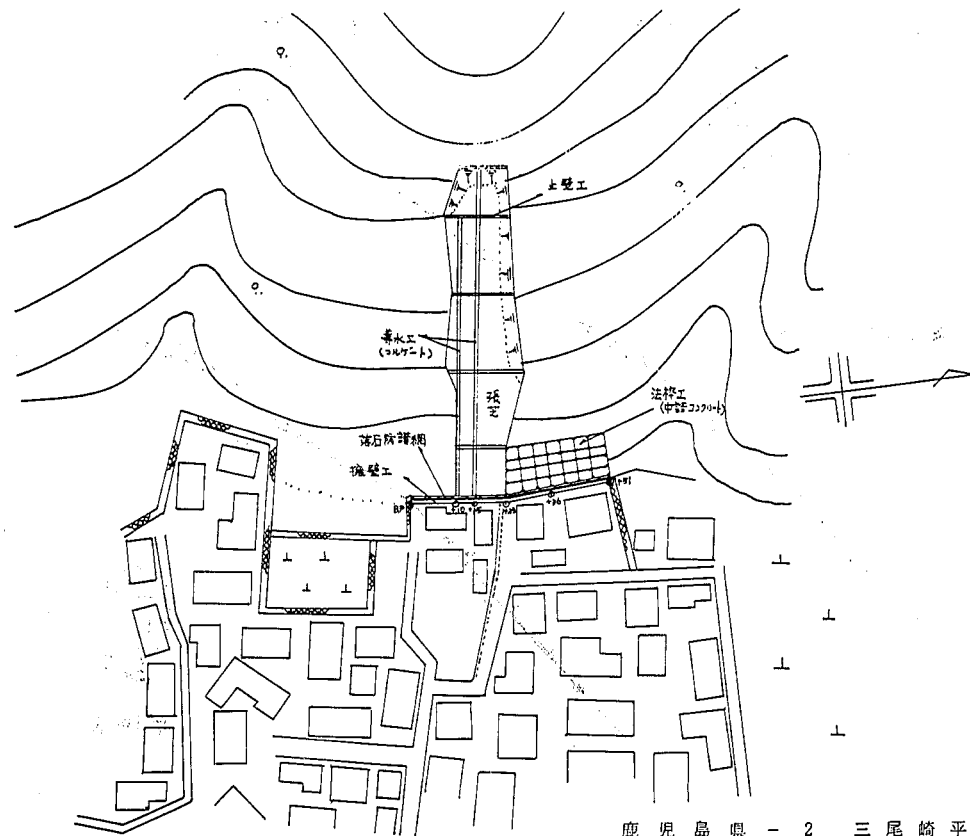
調 査 項 目 及 び 調 査 内 容			
対 策 工 法	人 家 戸 数 (戸)		64
	崩 壊 型		1-(2)
	地 質		シラス
	地 形	勾 配 (度)	40
		長 さ (m)	80
		高 さ (m)	44
		急傾斜面の面積(ha)	0.9
	急傾斜地の面積(ha)		5.0(2.7)
	植 生		林地 100%
	斜面の種類		○
工 法 の 詳 細	斜面の種類	自然	○
		一部に人工が 加わったもの	盛 土 切 り 土 流 路 変 更
		崩 壊	なし
	過去の 経 験	一 部 崩 壊	復旧工事あり # なし
		崩 壊	復旧工事あり # なし
		崩 壊 年 月 日	844年6月50日
	被災家戸数(戸)		全壊3 一部損壊1
	その他の自然状況	斜面よりの湧水	常時湧水あり 降雨時の湧水あり
		落 石	時々あり なし
		斜面土層の緩み	最近あり # なし
対 策 工 事	工 法 の 種 類		擁壁工 L=51.0m H=4.0~5.5m 伏加工 171.6m
	人 家 移 転 の 有 無		有 (戸) ⑤
	工 事 費 用 概 算 (千円)		総額2724 (内間接経費156)
	工 事 期 間		3ヶ月 44年12月27日~45年3月25日



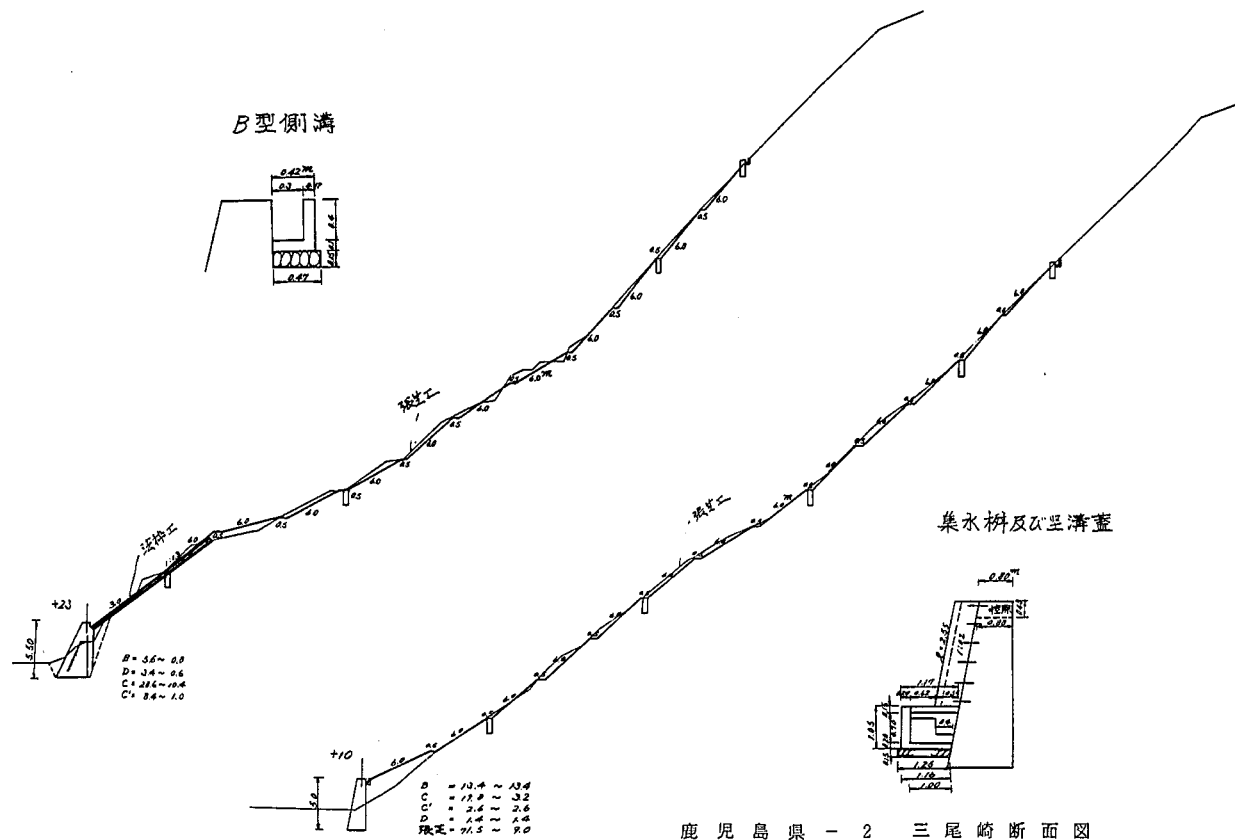
施 工 前



施 工 後



鹿児島県 - 2 三尾崎平面図



3 ※

県 名 鹿 児 島 県
場 所 鹿 児 島 市 上 竜 尾 町 常 安

調 査 項 目 及 び 調 査 内 容			
対 策 工 事 前	人 家 戸 数 (戸)		75戸
	崩 壊 型		1-(2)
	地 質		シラス
	地 形	勾 配 (度)	40度
		長 さ (m)	155
		高 さ (m)	30
	急 傾 斜 面 の 面 積 (ha)		0.80
	急 傾 斜 地 の 面 積 (ha)		2.48 (190)
	植 生		林地 10% 草地 70% 裸地 20%
	斜面の 種類	自 然	○
		一部に人工が 加わったもの	盛 土 切 り 土
			流 路 変 更
	過去 の経 緯	崩 壊 な し	
		一 部 崩 壊	復旧工事あり # なし
		崩 壊	復旧工事あり # なし
対 策 工 事 中	崩 壊 年 月 日		S25.7 S37.7
	被 災 家 屋 数 (戸)		S44.6 全壊3 半壊2 一部損壊2
	その他の 自然 状況	斜面よりの湧水	常時湧水あり 時雨のみ湧水あり
			○ (中部、少量)
		落 石	時々あり なし
			○
	斜面土層の緩み	最近あり	
		# なし	○
	工 法 の 種 類		擁壁工 L=9.5m H=1.0~7.0m 法面工 5,00.6m ²
対 策 工 事 後	人 家 移 転 の 有 無		有 (戸) (無)
	工 事 代 所 費 額 (千円)		総額25,919 (内)総経費9,599
工 事 期 間	1年4ヶ月		44年12月11日~45年3月31日 46年1月26日~46年3月31日



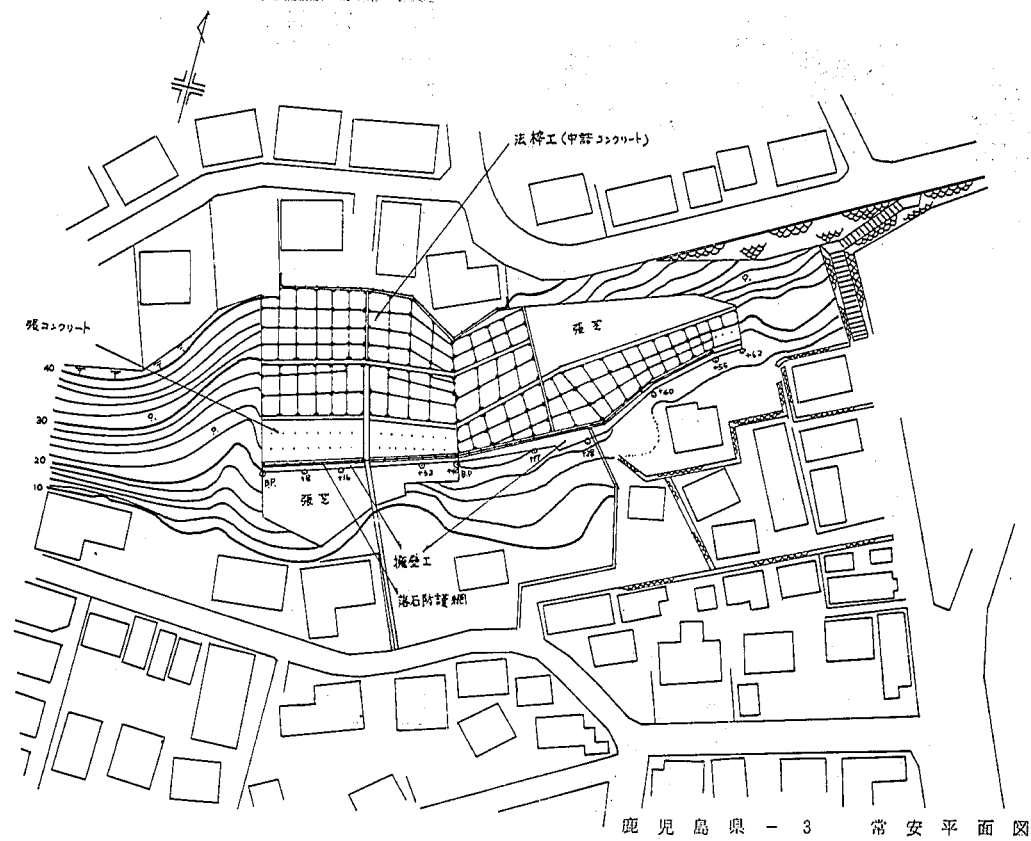
施 工 前



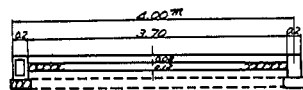
施 工 中



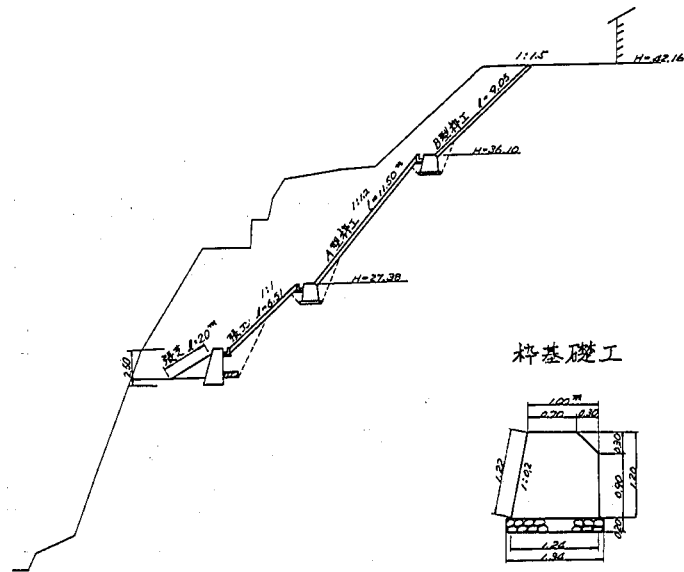
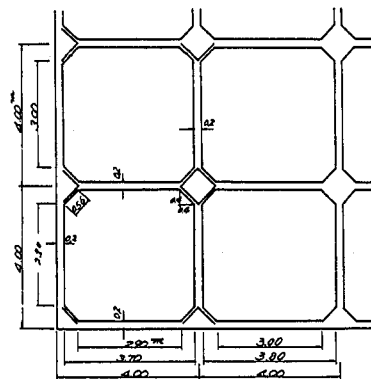
施 工 後



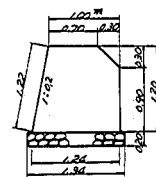
梓工側面圖



平面圖



梓基礎工

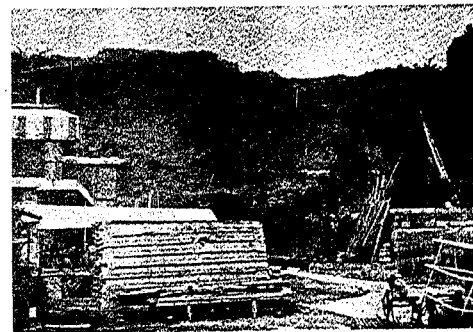


4 ※

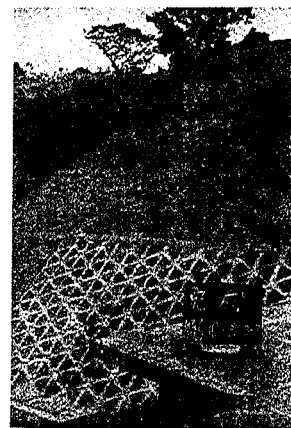
県 名 鹿 児 島 県

場 所 埴宿郡喜人町大字瀬々里 浜田

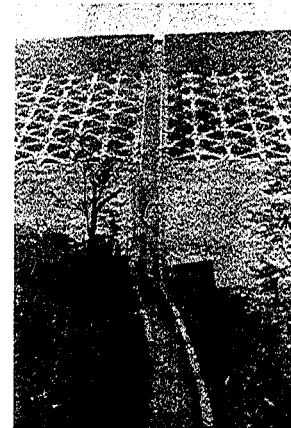
調 査 項 目 及 び 調 査 内 容			
対 策 工 事 前	人 家 戸 数 (戸)	58	
	崩 壊 型	5-(1)-1a)	
	地 質	シラス	
	勾 配 (度)	50	
	長 さ (m)	120	
	高 さ (m)	15	
	急傾斜面の面積(ha)	2.0	
	急傾斜地の面積(ha)	2.5(1.8)	
	植 生	裸地40% 草地50% 林地10%	
	自 然	○	
対 策 工 事 後	一部に人工が 加わったもの	盛 土	
		切 り 土	
		既 設 変 更	
	崩 壊 なし		
	部 崩 壊	復旧工事あり	
		な し	
	崩 壊	復旧工事あり	
		な し	
	崩 壊 年 月 日	昭和45年10月18日	
	被災家屋数(戸)	全壊1 半壊2 一部損壊1	
対 策 工 事	斜面よりの湧水	斜面の湧水あり (下部、少量)	
	落 石	時々あり	
		な し	
	斜面土層の緩み	最近あり	
対 策 工 事	工 法 の 特 徴	地中工L=15.5m H=20~4.0m 鋼水1L=51.6m 法面工 2.172m 法面1.5605m	
	人 家 移 転 の 有 無	有 (戸) 〇	
	工 事 費 用 (千円)	総額15,000 (内開拓経費10,500)	
	工 事 期 間	8ヶ月 46年8月21日~47年5月24日	



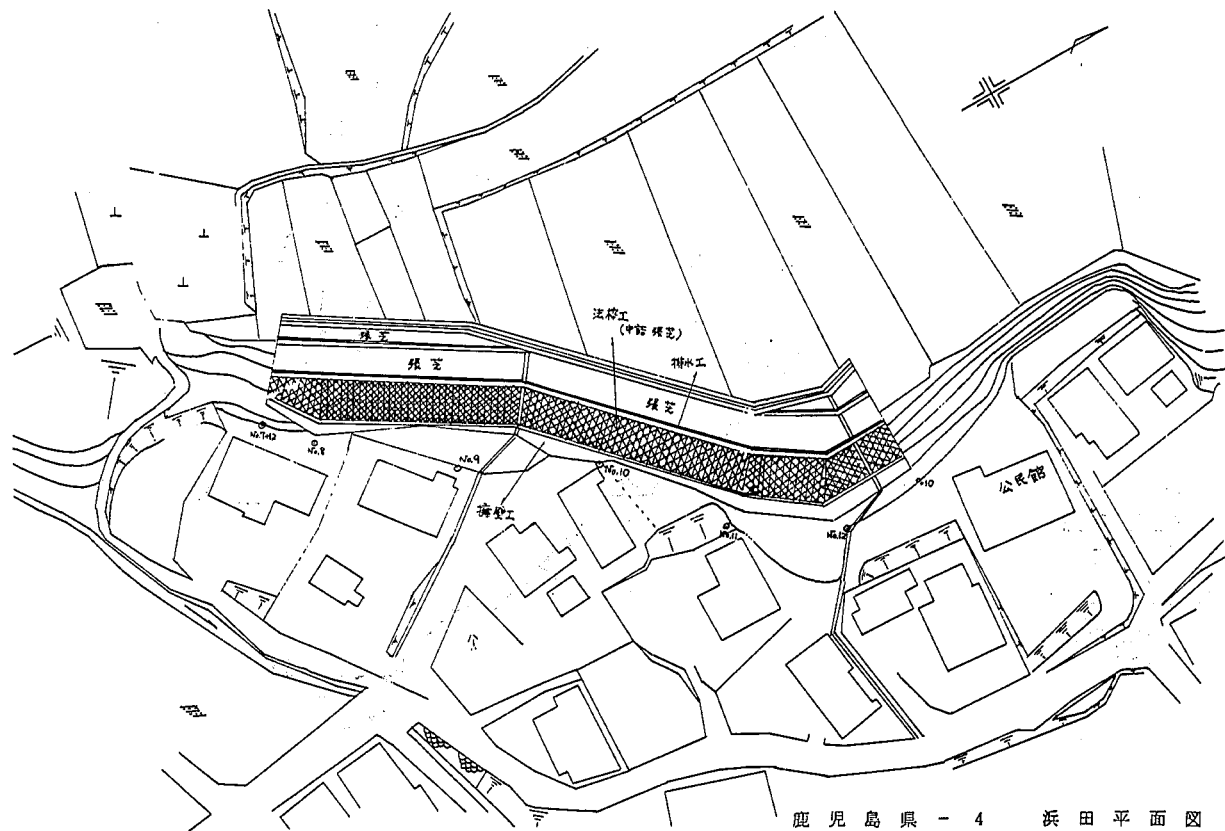
施 工 前



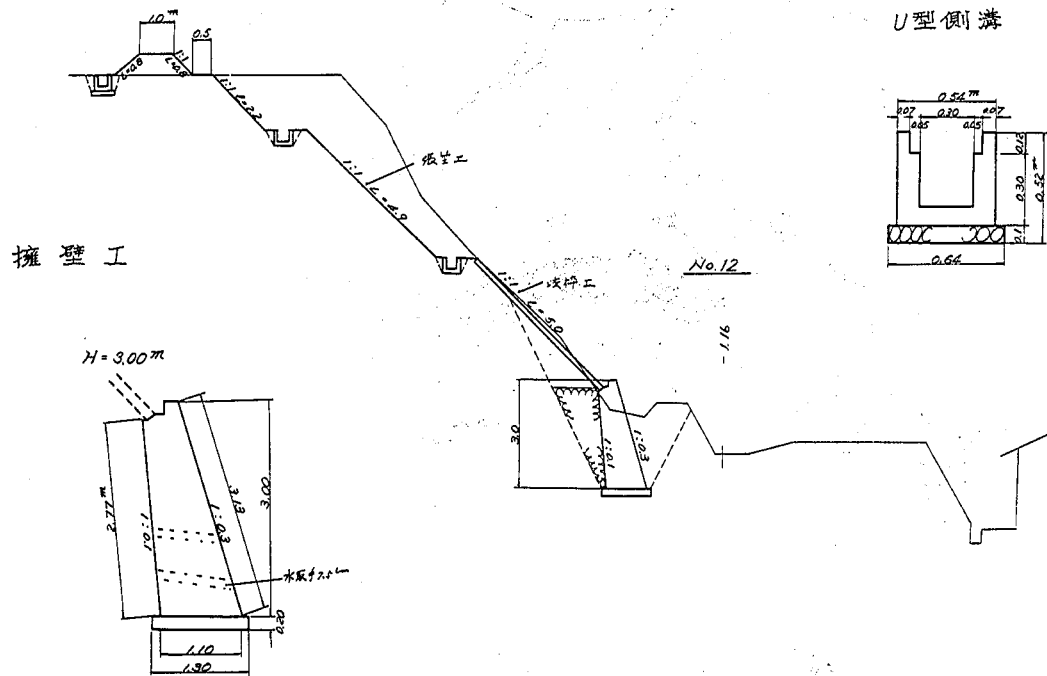
施 工 後



施 工 後



鹿 児 島 県 - 4 浜 田 平 面 図



鹿児島県 - 4 浜田平面図

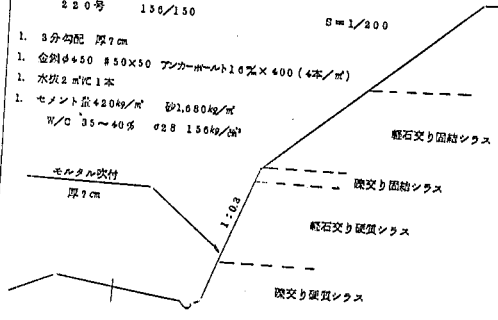
5 参考

工 法 名	施 工 法	崩壊の成因 (施工時)	工法の特長点	施工箇所の 地 質	備 考
コンクリート 擁壁	鹿児島国道沿之元地区防壁工事 3号線 - 3025/130 附近 $S = 1/200$ 	地 下 水	シラス法面の保護として 張込は根つきがあまり良 くなく工法としてはシラ スモルタル吹付又は方格 (京阪式 共和式)等が 良い	軟質シラス ローム層あり	

6 参考

法 種 工	施 工 法	崩壊の成因 (施工時)	工法の特長点	施工箇所の 地 質	備 考
法 種 工	鹿児島国道上の段地区(その1)災害復旧工事 10号 +10/770 $S = 1/200$ 1. 切土面は1割(シラス)とし、これに低圧ロック法種工 を採用し、特にレキ交りシラス面は法種に杭打を行なう。 2. 排水処理としてL型側溝、壁側溝	1. 豪 雨 1. この附近は台地 となって台地の低 い所に水が集中、 又地層から湧水が あり切土面の崩壊 の原因となる。	1. 高い切土箇所である ので事故防止に努める こと。	ローム層 硬交りシラス 軟質シラス	

7 表

工 法 名	施 工 法	取 壊 の 原 因 (施 工 前)	工 法 の 特 長 点	施 工 箇 所 の 質	備 考
モルタル吹付	鹿児島県道荒崎地区防犯工事 220号 150/150 $S=1/200$ 1. 3分勾配 厚7cm 1. 金剛砂450 850X50 アンカーボルト16mmX400 (4本/m) 1. 水灰比 2 m/c 1本 1. セメント量 420kg/m² 砂 1,680kg/m² W/C 35~40% 228 156kg/m³  軽石入り固結シラス モルタル吹付 厚7cm 1:0.3 軽石入り固結シラス 軽石入り硬質シラス 軽石入り硬質シラス	降 雨	1. 補修などを考えると 小段勾配の検討必要	軟石及吹付 硬質シラス	

11 参 考 文 献

1. 色 直記, 小野晃司, 太田-放射性炭素 ^{14}C による年代測定; 地質ニュース 133 1965-9
2. 太田良平-シラスのしらべ方; 地質ニュース 140 1966-4
3. 管内技術研究発表論文集(昭和42年度)共通編 九州地方建設局
4. 鹿児島県土木部-シラス地帯における工法問題について, えびの地震による山腹災害対策について
昭和43年11月
5. 平尾公一, 大々保駿-シラス地帯の災害; 土木技術資料 Vol.11, No.11 昭和44年
6. 鹿児島県耕地課-鹿児島県における特殊土じょうの概要 昭和44年6月
7. 鹿児島県土木部-シラスの災害調査 昭和45年3月
8. 木村大造-シラス地帯集中豪雨による崩壊の実態と防災上の問題点; 鹿児島県林務部治山課 昭和
45年6月
9. 鹿児島県-シラス地帯崩壊の実態と防災上の問題点; 昭和45年6月
10. 春山元寿-シラスの土質試験結果の応用による設計の考え方に関する研究; 鹿児島県林務部治山課
昭和47年3月
11. 山内豊聡-シラス地帯の防災; 予防時報 83号
12. 郷原保真, 小森長生-いわゆる“シラス”“炭石”について
13. 鹿児島県-道路工事設計基準(案)及び設置基準集
14. 九州地方建設局-シラス地帯の道路土工設計施工指針(一次案)
15. 土質工学会-土質調査法, 土質試験法
16. 日本地方地質誌(九州地方)

11. 大分県中部地震調査速報

駒田敬一，飯田 裕
龍岡文男，田中俊彦
岡本正男，小林 保

土木技術資料 Vol. 17. No. 7
1975. 7

<速報>

大分県中部地震調査速報

駒田 敬一* 飯田 裕* 龍岡 文夫*
田中 俊彦** 岡本 正男*** 小林 保****

まえがき

昭和50年4月21日午前2時35分頃、大分市の西南西約20km付近を震源地とする大分県中部地震が発生した。筆者らは土木研究所長の命を受け、4月25日から4月27日までの正味3日間、現地において被害の調査を行なった。被害は、道路のり面崩壊、自然斜面崩壊、鉄筋コンクリート構造物の破壊、家屋の倒壊など多岐に及んだため、耐震、基礎、土質、コンクリート構造、急傾斜地の各担当者が調査に参加した。調査は、大分県大分市庄内町、湯布院町および玖珠郡九重町の被害箇所を中心に行なった。

以下では、この現地調査の結果を速報として取りまとめたものである。

1. 地震の概要

気象庁の発表によれば、地震のマグニチュードは6.4、震央の位置は東経131°20'、北緯33°08'（大分県大分市庄内町）、震源深さは20km以浅であり、震度は大分、阿蘇山で4（中震）であった。各地の震度を図-1に示す。大分気象台の1倍強震計（変位計）は南北方向約6.1cm、東西方向約6.5cm、上下方向約2.6cmの最大変位（倍振幅）を記録している。主要動の継続時間は約40秒を示している。また工学上の目的で設置された強震計（SMACなど）による記録のうち大きな加速度が得られたものとして大分港地盤上におけるものがあり、南北49gal、東西65gal、上下約28galの最大加速度を示している。なお建設省の大分川流域湯布院雨量観測所において地震の5日前16日午前9時より21日午前2時までの間に計108mmの雨量を観測している。

2. 地形・地質条件

被害地域は、中部九州を横断する火山岩地帯の東部に位置し、阿蘇カルデラと別府湾の中間にあたっている。被害を大きく受けた地域を地形的に分けると、庄内山地、内山部落のある阿蘇野盆地、および花牟礼山地の3つに分けられる。庄内山地は、頂上で700~1000mの緩傾斜

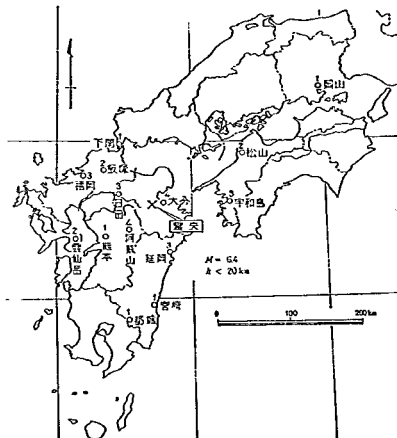


図-1 各地の震度

面の台地状の山地で、阿蘇野の南側は南東に、北側は北にそれぞれ傾斜し、山地の北東側は断層崖と思われる急な崖で大分川に沿う低地に面しており、主に庄内火山岩類（新第三紀）からなっている。阿蘇野盆地は、北東・南東側は直線的な急崖に、西側は花牟礼山地の斜面に囲まれた三角形の盆地である。花牟礼山地は、主に花牟礼火山岩類（新第三紀）からなり、成層火山がその後侵食を受けたもので、1300mを超える東西の三角点峰から比較的平坦な後縁が張り出し、それらの間は深く谷に刻まれている。

地質的には、上記の地域は図-2に示すように大部分が中新世から鮮新世に至る第三系および第四系更新世からなっている。庄内火山岩類は主に下部は輝石安山岩、上部は輝石安山岩と黒雲母流紋岩とからなり地域を広く覆って台地状の山地を形成している。庄内火山岩類の流出後、地域を支配する東北東-西南西および北西-南東の2方向の構造性に関係して菱形の火山構造性の陥没地が生じ、阿蘇野盆地の原形をつくった。その後、盆地内に花牟礼火山岩類が噴出し、盆地の東部に珉藻土を含む阿蘇野層が堆積した。花牟礼火山岩類は、比較的平坦な成層火山をつかっており、下部は輝石安山岩、上部は輝石角閃石安山岩からなっている。

*建設省土木研究所構造建築部
** 復興施工部（現九州地方建設局佐賀国道工事事務所）
*** 砂防部
**** 地質化学部



十分縣、日本道路公団調

区分	路線名・河川名等	場 所	箇 所 数 等	金 額 (千円)
道路	国 道 210 号 線	大分郡湯布田町上湯平	幸野橋 L=19.4m	16,000
	"	大分郡庄内町上武吉	崩土 2 カ所, 路肩 1 カ所	4,350
	湯 平 温 泉 線	大分郡湯布田町湯平	崩土 6 カ所, 路肩 4 カ所	7,150
	庄 内 野 内 線	大分郡庄内町枳原	崩土 4,200m ³	60,000
	"	" 鹿倉一岩下		
	庄 内 久 住 線	" " 室小野	崩土 3 カ所	2,220
	庄 内 野 上 線	玖珠郡九重町湯上〜寺床	崩土 6 カ所	11,500
	飯田高原中村線	" " 町田	崩土 5 カ所, 路肩 3 カ所	6,210
	別府阿蘇道路	道路本体崩壊 3 カ所 240m ² 25,000m ³ 材料費 1 カ所 流下石積 (2) 約 20 カ所, 路肩電柱, 除障 100 カ所		300,000
河川	筋 湯 川	玖珠郡九重町筋湯	L=40m 法柱 480m ²	8,000
	音 無 川	" " 無田	L=100m 積ノロツク 2000m ²	40,000
	鳴 小 川	" " "	L=60m " 300m ²	6,000
	小津留川	直入郡額入町大字小津留	4 カ所	9,300

大分県調(50.5.10現在)

市町村名	全 壊	半 壊	一部破損
津原町			16
扶内			1
旗本	31	39	280
布院		24	522
通九	42	23	776
玖重			5
久珠			11
住町		18	53
直入			
計	78	104	1,664

主な被害状況を表-1, 2, 図-3に示す。公共土木施設関係の被害は被害総額約6.5億。有料道路の被害は約3億円にのぼった。道路関係の被害は盛土部のすべり、上方り面からの土砂崩壊・落石および石造アーチ橋の橋腹部の崩壊などの被害が主なものであった。特に別府阿蘇道路では立石付付近の盛土部で大きな崩壊があり、自動車の通行が不可能となった。また小田野池料金所が倒壊した。ダムとしては山下池のアースダム(九電)がある。大正初期に建設されたもので全長は約142m、高さは約18mである。貯水池の水位は地震後直ちに下げられ検査されたがダム本体に異常は認められなかったという。建業関係ではこの山下池の湖畔にある九重レジャーサイドホテルの一部が倒壊した。一般家屋は内山

写真-1に自然斜面の崩壊例を示す。写真-2は道路上方よりの岩石の崩落を示しており、その他上方の面よりの土砂崩壊など山間部を走っている県道においてはこのような被害がいたる所に見えてくる。被害地域においては幸野橋道路は国道210号線と別府阿蘇道路であり、国道210号線の幸野橋の被害状況を写真-3に示す。幸野橋は大正14年に架設された橋長19.1m、幅員4mの石造アーチ橋であり、写真に見られるように橋腹部に崩壊し自動車の通行が不能となつた。アーチ本体に異常は生じていない。次に別府阿蘇道路にお

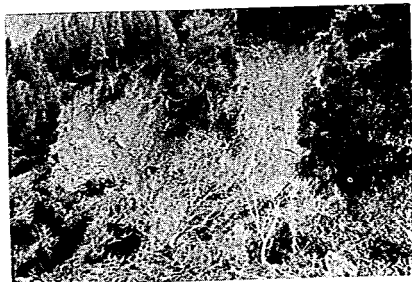


写真-1 自然斜面の表層滑落(扇山付近)

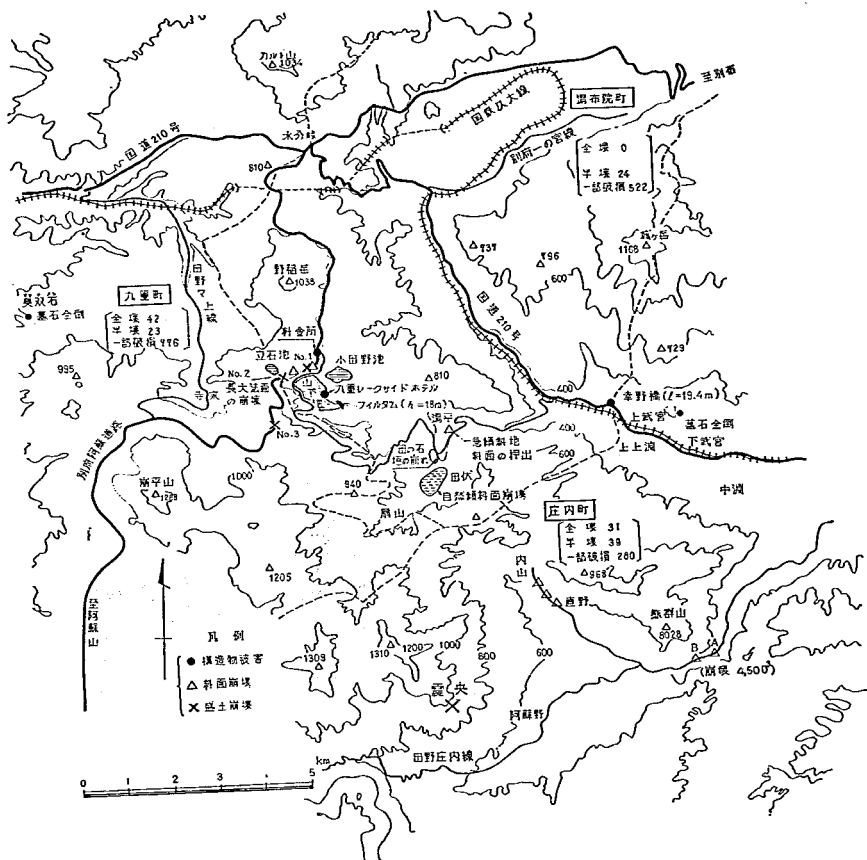


図-3 被害位置図

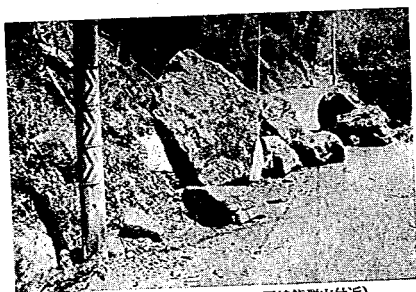


写真-2 岩の崩落(県道庄内-田野線熊群山付近)

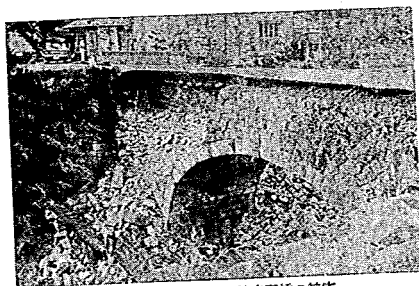


写真-3 国道 210号線幸野橋の被害

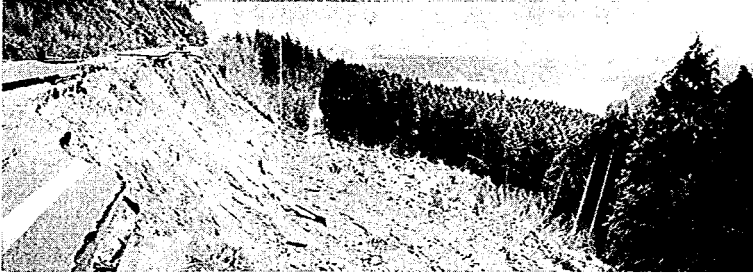


写真-4 別府阿蘇道路立石池付近の片盛土の崩壊

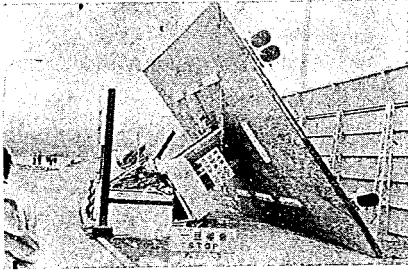


写真-5 別府阿蘇道路小田野池料金所の倒壊

いて最も被害が大きかった立石池付近の片盛土の崩壊を写真-4に示す。右前方に見える池が山下池である。立石池はこの道路の左上方に当る。ここは立石池からの沢となっており、崩壊した土の一部は写真中央に見える下方の県道を越えて林の中まですべり落ちている。また盛土のり面にあった石張りがほぼそのままの状態に崩壊した土の上に乗っているのが見られる。次に写真-5は同じく別府阿蘇道路の小田野池料金所の被害を示す。この料金所に隣接する管理事務所はほとんど被害をうけていない。写真-6に九重レークサイドホテルの比較的被害の軽かった後方ブロックの1階の柱の被害状況を示す。

あとがき

大分県中部地震の被害の概要をとりあえずまとめたも



写真-6 九重レークサイドホテルの被害

のである。次号では、斜面の崩壊、道路の被害、鉄筋コンクリート構造物の被害など、個別に重点的に報告する予定である。

現地調査にさいして、建設省九州地建大分工事事務所、大分県土木部および出先の土木事務所、道路公団、関係市町村の担当者には多大のご配慮を得たこと、また大分港における強震記録は運輸省港湾技術研究所からご提供いただいたことを付記して感謝の意を表する。

12. 大分県中部地震調査続報

駒田 敬一，菅原 捷
飯田 裕，北条 紘次
松本 徳久，田中 俊彦
岡本 正男，小林 保

土木技術資料 Vol. 17. No. 8
1975. 8

大分県中部地震調査続報

駒田敬一* 菅原 捷** 飯田 裕*
 北条紘次*** 松本徳久*** 田中俊彦****
 岡本正男***** 小林 保**

まえがき

前号の「大分県中部地震調査速報」においては、地震の概要、被害地域の地形・地質条件および被害の概要について述べ、代表的な被害例を写真で説明した。今回の続報においては、斜面の崩壊、道路の被害・鉄筋コンクリート構造物の被害などについて重点的に報告する。ただし、被害の詳細な解析はまだ済んでいないので、これについてはある程度の成果が得られた時点で報告することにする。

1. 自然斜面および複合斜面の崩壊

ここでは、斜面崩壊のうち、自然斜面および自然斜面の下部を一部切り取りした複合斜面の崩壊の調査について述べる。調査した複合斜面の切り取り部は無処理のものが大部分であった。

今回の大分県中部地震による山崩れ、がけ崩れ等の斜面崩壊の特徴としては、自然斜面および複合斜面を含めて、崩壊の規模が小さく、崩壊の発生している地域が限られていること、および斜面崩壊による人的被害がなかったことがあげられる。調査区域周辺においては、少なくとも近い過去に雨によって崩壊したと考えられる地形が残っており、この地域は全体的に斜面が安定していたと考えられる。今回の地震による自然斜面の崩壊例は少なく、特に複合斜面に比較して少ないことが目立った。

崩壊のタイプは、①地震の振動による節理の発達した節理面沿いの岩の崩落(図-1)、②がすい(崩積土)中の転石の崩壊(図-2)、③表層(腐植土を含み、草本類の根が入っている範囲)の滑落(図-3)に分けられる。複合斜面の切土の箇所では前述の①、②のタイプ

の崩壊例が多く(前号速報の写真-2 県道田野一庄内線、能群山付近)、自然斜面では②、③のタイプの崩壊例が多い(前号速報の写真-1 扇山地区)。地震の場合、一般的に危険な斜面として、オーバハングしている岩盤斜面、節理の発達した岩盤斜面、および背後地形の集水面積も広くないため集中豪雨では崩壊しない崩積土を覆っている弱い土層の堆積した斜面等が考えられる。

表層の滑落は、降雨時の崩壊と同じようなすべりを呈していた。崩壊が発生した箇所は、フラットな斜面およびやや尾根状(凸形地形)を示している斜面に多く、沢(凹形地形)での崩壊はあまりみられなかった。崩壊の頭は、斜面上部に位置している崩壊例が多く、崩土の流下到達距離は降雨時の崩壊に比べて短くほとんどが斜面高さの5割以内に入っていた。斜面上部にクラックの発生している例は自然のり面の切土の箇所のみられ、二次災害として降雨時の注意が必要であろう。

大きい崩壊例として一般県道飯田高原一中村線の栗原付近で節理の発達した安山岩が崩落し、崩落土砂のために斜面下に設けた土留め擁壁が破壊していた。その他、県道田野一庄内線沿いに複合斜面の崩壊が多く発生しており、湯平温泉を西に3km行った扇山地区では自然斜面が多く崩壊していた。また、湯平温泉から南西の方向約3kmの地点にある文珠山(標高940m)の頂上近くで、以前から認められていた北西-南東方向の線状の陥没が、今回の地震によってさらに進み(幅20~30cm、深さ10cm)陥没の中には深いところで1.1mのクラックが走っているのが見られた。沢をはさんだ対岸の山も享保年間(西暦1720年代)に大地すべりを起したといわれており今後の調査が必要であろう。湯平温泉の

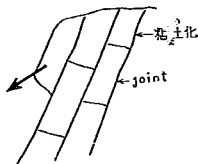


図-1 節理面沿いの岩の崩落
(県道田野一庄内線)

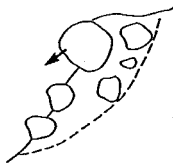


図-2 崩積土中の転石の崩壊
(県道田野一庄内線)

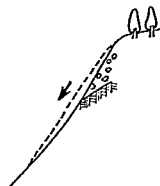


図-3 自然斜面の表層滑落

*建設省土木研究所構造橋梁部
 ***九州地方建設局佐賀国道工事事務所

**建設省土木研究所地質化学部
 *****建設省土木研究所砂防部

急傾斜地崩壊危険区域で施工された崩壊防止構造物（擁壁にプレキャストの枠を斜面上に施工）が地震のため横排水路にキレツが入って排水機能が損なわれており、降雨が斜面に浸透した場合、危険な状態が考えられるので早急な対応策が望まれる。

2. 道路の被害

2.1 概要

今回の地震の強震部は山岳地帯であったため、山腹部の片側切土、片側盛土した部分（写真-1）に被害が集中している。この点は、1974年伊豆半島沖地震などの場合の山岳地帯の道路被害と類似している。強震部である幹線道路は、大分と久留米を結ぶ国道210号線と別府〜宮を結ぶ別府阿蘇道路であるが、後者には山下池付近に大きな道路盛土崩壊が3箇所発生し長期間の不通が免れないところと落石、山間部を走る多くの県道にはいたるところで落石、崩土などの被害を生じている。県道の被害のパターンを分類すると次のようになる。

- (1) 落石：通常でも不安定な巨石が地震動によって動

き出して斜面をすべり落ち道路をふさぐ（前節の崩壊のタイプの①および②）。

(2) 切土面の崩壊：切土部では風化した凝灰岩が地震動によってすべり落ちる。例えば、写真-2は田野庄内線におけるのり面の崩壊を示すが（前節の崩壊のタイプの③）、被災地付近には地震の直前の一週間にこの地方で約120~130mmの雨が降ったため、風化した凝灰岩がより弱化していたことも考えられる。伊豆半島沖地震での中木地区の大崩落も風化した凝灰岩の假所がすべり面となっていた。

(3) 道路盛土部のすべり：山岳地帯の道路であるため、山腹に片側切土、片側盛土した箇所はこの種の被害が集中した。盛土の勾配はきつくて、締め固めも十分に行っていないものと思われる。したがって盛土と地山の境界ですべり、路肩の沈下路面のクラックが生じる。この種のすべりの量はあまり大きいものではなく、盛土の安定性が著しく低下しているとは考えにくいから、復旧もそれほど困難ではないと思われる。全体として西線部凸部や、沢に盛土した所は、被害も相対的に大きいようである。

2.2 長大法面の被害

別府阿蘇道路での被害は図-4に示す数箇所の切土斜面の崩壊と、3箇所の盛土部の崩壊が主なものである。中でも図中の No.2 のすべりは若干すべたという程度のもではなく、崩壊土量も多く、またすべり切ってしまっているという点で注目する必要がある。ここは、図-5に縦略図が示してあるように長さ約 90 m にわたって、道路幅員 8 m の約半分が、場所によってはほとんど全幅にわたって崩落している(写真-3)。この場所も全体として沢部には盛土した所である。したがって崩壊した所の地山部の表層はきわめて含水比の高い粘性土(ロームが粘土化したものと思われる)であり、また盛土材料は隣接した場所から切土してきたシラスを含む灰土であり、これもきわめて含水比が高かった。この理由

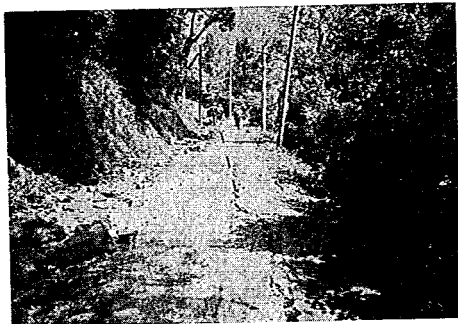


写真-1 片側切土片側盛土の道路の地割れ(県道田野一庄内線)



写真-2 田野一庄内線の切土面の崩壊

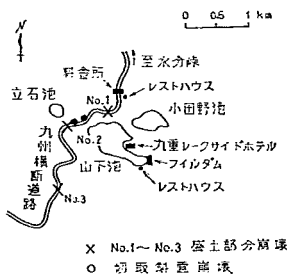


图-4 山下池周边被害位置区

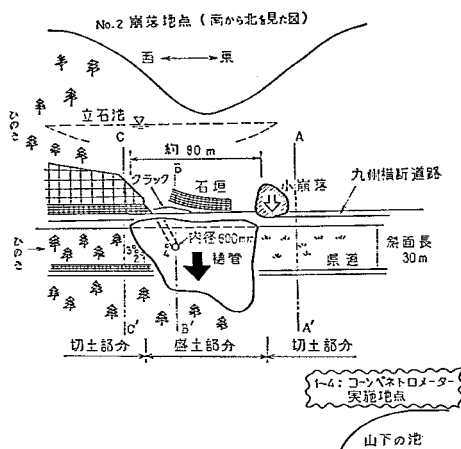


図-5 No. 2 のすべり地点概略図

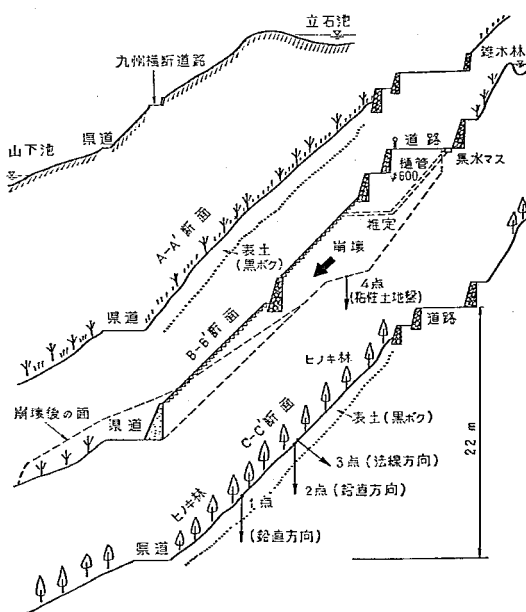


図-6 推定断面と現位置試験実施箇所

として、地震の直前までの雨の影響と、この沢のすぐ上方に直径約300mの立石池からの浸透水の影響とが考えられるが、詳しいことは今後の調査に待つべきであると

考える。図-6に、この崩壊地点とその前後の推定断面図が示してある。B-B'断面は崩壊地点の断面であるが、ここはわりと石積による石張で保護されていたものと思われる。この石張は、崩壊後はまるで波うちのようになっていること、すべった距離が意外に長かったことは、すべり落ちた土は含水比が高いためにほとんど剪断強度を失ったことを示している。また、興味深いことは、B-B'断面に示してある県道を保護してある土留壁が倒れることなくそのまま約40m前進していることである。以上のような大きなすべり崩壊は土の含水比がきわめて高いために生じたものと推察できる。したがって、地震時の道路盛土の被害を全くなくすることはできないにしろ、被害を最小限に防ぐためには、沢に盛土した部分では排水に十分に注意し、施工に十分に注意することが必要でないかと考えられる。盛土部、地山部とも深さ約3.6mまでNは1~2に相当する軟弱な土であることが分った。推定すべり面はC-C'断面で表面から約1.8mの深さに相当する所にあったと思われる。また、地下水面は相当高いと推定さ

れた。

同じ道路の他の崩壊例を写真-4に示す。

3. 鉄筋コンクリート 構造物の被害

鉄筋コンクリートの土木構造物は、ほとんど被害を受けていない。

道路の橋梁については、今回の地震の被害地域内には小規模で単純な形式の橋梁が多く、被害は見られなかった。鉄道橋については、久大線の第2野上川橋梁で被害が伝えられたが、これは兩岸の道床砂利が振動によってゆるんだものであって、橋台や橋脚などのコンクリート構造物には全く被害がなかった。

鉄筋コンクリート構造物で、地震によって致命的な被害を受けた構造物としては別府阿蘇道路の小田野池料金所および山下池畔の九重レックサイドホテルがあるが、いずれも建築構造物である。被害の概況は次のとおりである。

小田野池料金所(図-7および、前号速報の写真-5)は、上部の鉄筋コンクリート版を柱で支えて道路に張り出した構造となっている。これが倒れて道路を

ふさいでしまった。このすぐ近くにある事務所の建物は壊れていない。料金所は上部の版が重いので振動に伴う大きな慣性力により柱の下部に大きな曲げモーメントを



写真-3 別府-阿蘇有料道路の崩壊

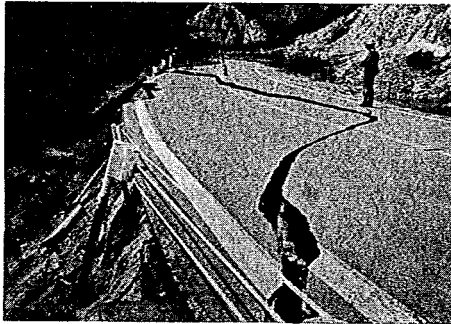


写真-4 別府-阿蘇道路の崩壊 (山下池付近)

生じ、破壊したものと思われる。

九重レークサイドホテルは地上4階、地下1階建の鉄筋コンクリート建築である。基礎は一体のコンクリート版で、建物は目地によって3部分に区切られている。正面玄関側部分の一階はホールの空間をとるため壁が少ないが、後側の2部分は壁が多い。被害が大きかったのは正面玄関側の部分で、一階の柱がつぶれ建物が沈下している(写真-5)。後側の2部分はそれに比べると被害が少なく倒壊はしていないが、柱や壁が壊れている。柱の破壊は床や天井との付け根の部分で起っており、かぶりコンクリートがはげ落ち鉄筋が見えている(写真-6)。帯鉄筋は、定着部の定着が壊れて帯鉄筋の働きを失っている。被害の軽い部分の柱や壁には斜めひび割

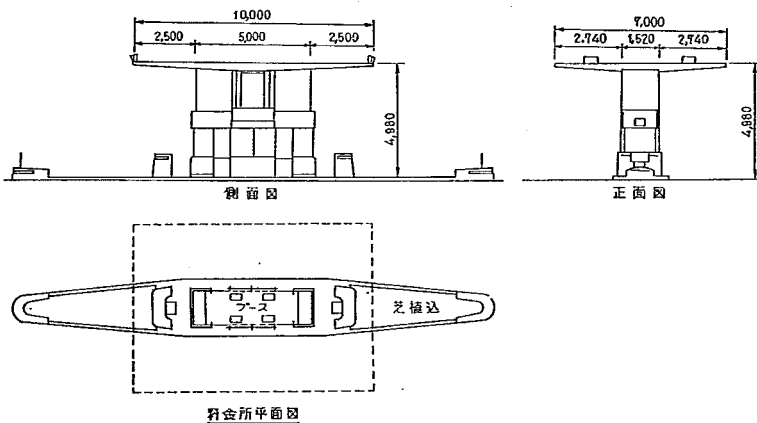


図-7 小田野池料金所一般図

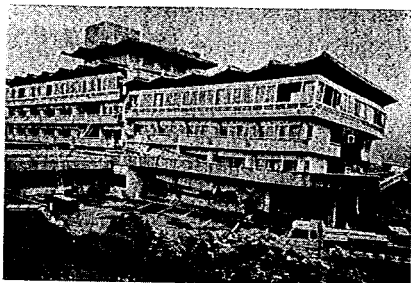


写真-5 九重レークサイドホテル

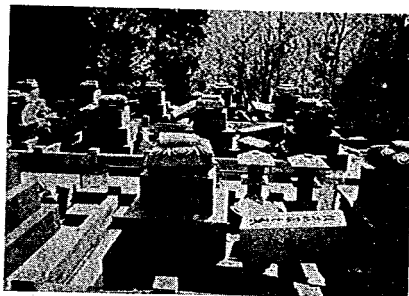


写真-7 全倒した墓石（庄内町蓑草）

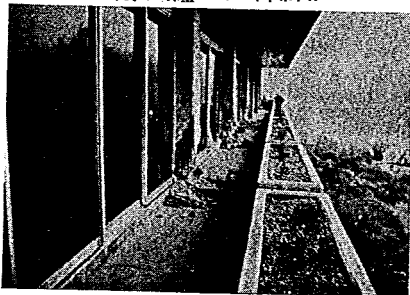


写真-6 九重レークサイドホテル（倒壊はまぬがれたが、柱の基部がせん断破壊した）

れがみられる。地階の被害が軽いので、基礎地盤の変動による被害ではなく、建物の振動による被害であると思われる。

4. ダム

ダムについては表-1に示す2ダムを調査した。

山下池は図-8に示すような標準断面をもつ均一型アースダムで、地震による被害としては、ダム天端のダム軸方向の縦亀裂、右岸アバットよりの横亀裂、上流面石

張およびコンクリートスラブの亀裂が生じた。天端の亀裂はいずれも最大 20cm 位で深さは 1.5m 位と推定される。地震時には貯水池は満水の状態にあったが漏水は認められなかった。縦亀裂は上流法面が天端より約 1.5m 下りの標高で断面が急変している影響によるものであろう。横亀裂は右岸の地山と堤体の振動性状および変形量の相違によるものと考えられる。石張およびスラブの破壊は、堤体との変形能力の差によるものである。

地震後、堤体の調査および修復のためゲート放流により、貯水位は 3m 下げられた。ボーリング等による堤体および基礎の調査も並行して実施されている。なお付近の大破したレークサイドホテルの破壊状況から推定すると、最大地震動の方向はダム軸方向に近いものであったと思われる。

芥川ダムはダム本体には何ら異常はなかったが、管理事務所は窓ガラス破損、壁のクラック、照明燈の倒壊などの小被害を受けた。また左岸の軟質堆積層に入れられた監査廊での漏水は地震前 3.3l/分から地震後 8.1l/分が増えた。その後漏水量は徐々に減じ安定に向っている。

5. その他

一般家屋の被害は、震央付近の庄内町内山、九重町寺床、奥双石（オクナメン）の各地区において著しく、家屋の全壊 78 戸、半壊 104 戸に達した。被害地域の家屋は、壁の少ない構造のものが多かった。また山地の斜面に建築した家屋は、一部切土、一部盛土上に位置するものがあり、これらは被害を受けていた。

墓石は、庄内町蓑草、および九重町奥双石で調査したが、蓑草では全倒（写真-7）、奥双石では大部分が倒壊し、直下型地震の影響の大きさを見せつけられた。特に蓑草地区の基地は、国道 210 号線の改築に伴って移設され、墓石は新築されたものであったが、これが写真のように全倒したのであった。

表-1

ダム名	山下池	芥川ダム
河川	大分川水系倉本川	大分川水系芥川
型式	アースダム	コンクリート重力式ダム
高さ	18.2m	52.2m
地震時水位	16.3m	43.1m
完成年	1918年	1956年

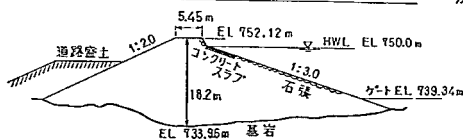


図-8 山下池標準断面

13. 台風 5 号, 6 号による高知・ 徳島の土砂災害

大久保 駿, 大田原幸亘
板 垣 治, 岡 本 正 男
白 石 一 夫

土木技術資料 Vol. 18. No. 1
1976. 1

<遠 報>

台風5号, 6号による高知・徳島の土砂災害

大久保 駿* 大田原幸亘*** 板 垣 治****
岡 本 正 男** 白石一夫*****

まえがき

昨年8月17日に台風5号が四国西岸に上陸し、一週間を経ない内に6号が四国東岸に上陸した。5号は主に高知県内で大きな被害を出し、復旧も始まったばかり、あるいは交通、通信の途絶えていた奥地からの被害の状況が次第にわかってきている頃に6号の追い討ちを受けたかっこうである。幸いにも高知では6号による追い討ち災害はほとんどなかったが、徳島でかなり大きな災害をもたらした。災害の形態も内水はんらん、溢流等の河川災害、土石流、かけ崩れ、地すべり等の砂防災害等が特徴的である。本誌17巻12月号の河川災害概況に引き続いて、本稿では土砂災害の概要を報告する。

1. 台風5号, 6号の概況

台風5号は、8月17日8時50分、高知県宿毛市付近に上陸した。上陸した時の台風5号の勢力は、中心気圧 960 mb, 最大風速 40m/sec, 25m/sec 以上の暴風半径は東側 200km, 西側 110km という状態であった。台風5号は中型の並の台風であったが、高知県にとって最悪のコースをとった(図-1)。台風が伊予灘に出た頃、仁淀川上流付近に激しい雨が数時間降り続き、佐川では12時から13時までの1時間降雨量は108mmに達した。夕方にはこの雨域が、鏡川上流に移り、柿の又では17時から18時までの1時間降雨量は119mmに達している。このように雨は、台風の東側に集中し、通過後も南よりの風が強く長時間続き、地形の影響も加わって雷を伴う激しい雨が降り続き、記録的な集中豪雨となった(図-2)。

台風5号による災害は高知に集中したが、1週間をまたぎ襲来した台風6号は、主として徳島地方に災害をもたらしている。徳島地方の台風5号による降雨はその後の6号の時

の前期降雨として効いてくると考えられる(図-3)。

台風5号に引き続いて台風6号が8月23日1時30分頃徳島県東岸をかすめ、神戸市に上陸した(図-1)。この間中心気圧 965~970mb, 最大風速 35~40m/sec という勢力を維持していた。特に台風が徳島県東部沿岸にあった22日深夜には強い北東風による豪雨が山間部、特に剣山の北から北東斜面にかけてであった。この時、23日1時には剣山で1時間降雨量 95.5mm, 2時には一字で1時

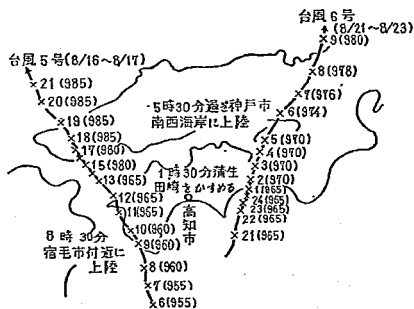


図-1 台風経路図(時刻と中心気圧)

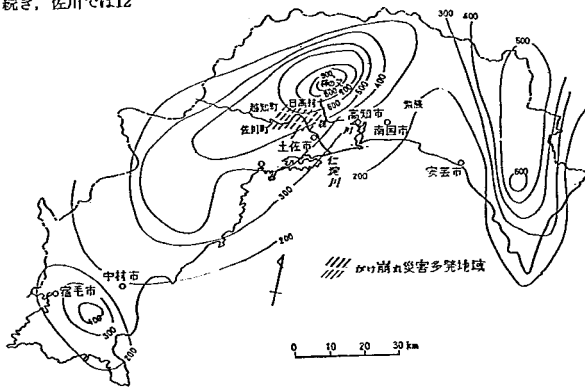


図-2 連続雨量の等雨量線図(昭和50年8月16日~17日)

* 建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室主任研究員
** 建設省土木研究所砂防部砂防研究室研究員
*** 建設省土木研究所砂防部地すべり研究室

** 建設省砂防部傾斜地保全課急傾斜係長
**** 建設省土木研究所砂防部地すべり研究室研究員

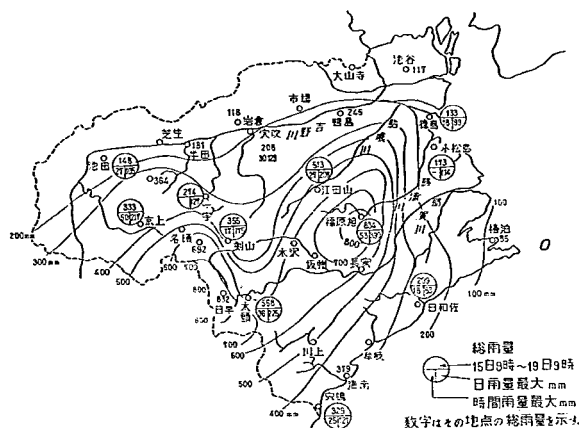


図-3 徳島県の総雨量分布図(台風5号, 昭和50年8月15日~19日)

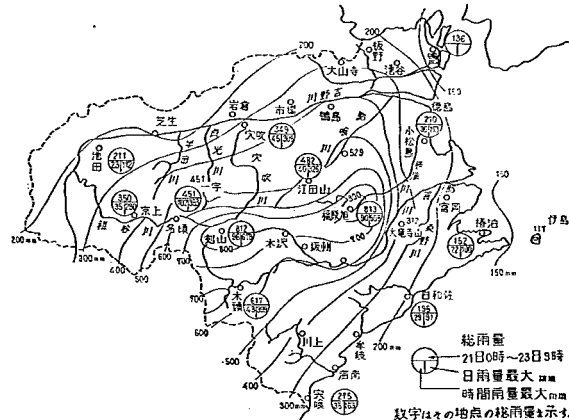


図-4 徳島県の総雨量分布図(台風6号, 昭和50年8月21日~23日)

間降雨量 70mm と剣山周辺で記録的な雨量が観測された(図-4)。

2. 高知, 徳島の地質

図-5に四国の地質概略図を示す。

高知県の地質は, 地質学上西南日本外帯に属する。県内に分布する地層及び岩類は, 変成岩類, 古生界, 中生界, 古第三系及び火成岩類を主とし, 一部に新第三系及び第四系が分布する。新第三系以外の基盤岩類は, 東西ないし東北東-西南西の一般走向を有しており, 西南日本外帯に特有な帯状分布を示し, その主要構造線により北より三波川帯, 鉄父帯, 四万十帯に区分される。災害

が多く発生したのは, 主に御荷鉾構造線と仏像構造線にはさまれた鉄父帯で, 破砕帯や断層が多数走り, 地質も複雑である。

徳島県には3本の東西に延びる大構造線があり, 北より中央構造線, 御荷鉾構造線, 仏像構造線である。これにより北側から和泉帯, 三波川帯, 鉄父帯, 四万十帯の4帯に分けられる。

地質は全般に古く, 基岩深部まで破砕され, 断層も非常に多く発達した変成岩で構成されているので地下水が深部まで浸透し, そのため化学的, 機械的風化作用も著しく, 山地は地すべり多発地帯, 土砂生産源ともなっている。

3. 台風5号による高知の災害

3-1 災害状況

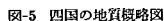
台風5号による土砂災害に関する被害の概況を表-1に示す。土石流による被害が多く出たのは, 上八川流域, 勝賀瀬川流域, それに狩川流域で, 崖崩れや山崩れ等の斜面災害の多く発生したのは, マスコミでもよく報道されたように日高村を中心にした市町村である。上記の土砂災害のほとんどは, 降雨の最も激しかった8月17日昼頃から夕方にかけて発生している。

災害の様相は, その原因となった気象状況およびその発生時刻によってかなり異なると考えられる。

台風と集中豪雨では, 発生, 規模等の予測の時期, 正確さ, それに対する人々の反応等かなり差があるし, これらが夜間にかかるか, 昼間にかかるかは, 警戒避難等が円滑に行なわれるかどうかに関係する。

土石流災害の人命被害度として, 死, 行方不明者数/建物被害戸数で表わすと, 昭和42~47年に発生した土石流災害の全国平均は 0.27人/戸となり, 今度の高知県においては 0.066人/戸と非常に少なくなっている。

崖崩れについて, 高知県が緊急急傾斜地崩壊対策事業の予定にあげた49箇所をみると, 表-2のようになる。保全対象人家1戸あたりの被災家屋数は, 全国平均, 昭和44~49年の高知県平均よりも上回り, 災害規模はかなり



S50. 9. 18現在

種 別	知所查	被 害 状 況					
		死亡	行方不明	負傷者	全壊	半壊	破損
土 石 流	126	24	1	9	187	187	142
地 す べ り	6				2	2	18
崖崩れ等 崖崩れ等	保全対象人家 戸数15未満	862	11	23	70	84	338
	保全対象人家 戸数15以上	49	8	5	47	28	18
合 計	1026	43	1	37	306	301	516

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	123	124	125	126	127	128	129	130	131	132	133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143	144	145	146	147	148	149	150	151	152	153	154	155	156	157	158	159	160	161	162	163	164	165	166	167	168	169	170	171	172	173	174	175	176	177	178	179	180	181	182	183	184	185	186	187	188	189	190	191	192	193	194	195	196	197	198	199	200	201	202	203	204	205	206	207	208	209	210	211	212	213	214	215	216	217	218	219	220	221	222	223	224	225	226	227	228	229	230	231	232	233	234	235	236	237	238	239	240	241	242	243	244	245	246	247	248	249	250	251	252	253	254	255	256	257	258	259	260	261	262	263	264	265	266	267	268	269	270	271	272	273	274	275	276	277	278	279	280	281	282	283	284	285	286	287	288	289	290	291	292	293	294	295	296	297	298	299	300	301	302	303	304	305	306	307	308	309	310	311	312	313	314	315	316	317	318	319	320	321	322	323	324	325	326	327	328	329	330	331	332	333	334	335	336	337	338	339	340	341	342	343	344	345	346	347	348	349	350	351	352	353	354	355	356	357	358	359	360	361	362	363	364	365	366	367	368	369	370	371	372	373	374	375	376	377	378	379	380	381	382	383	384	385	386	387	388	389	390	391	392	393	394	395	396	397	398	399	400	401	402	403	404	405	406	407	408	409	410	411	412	413	414	415	416	417	418	419	420	421	422	423	424	425	426	427	428	429	430	431	432	433	434	435	436	437	438	439	440	441	442	443	444	445	446	447	448	449	450	451	452	453	454	455	456	457	458	459	460	461	462	463	464	465	466	467	468	469	470	471	472	473	474	475	476	477	478	479	480	481	482	483	484	485	486	487	488	489	490	491	492	493	494	495	496	497	498	499	500	501	502	503	504	505	506	507	508	509	510	511	512	513	514	515	516	517	518	519	520	521	522	523	52
--	---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	----

	高知50年災	高知44～49年	全国49年
A. 保全対象人家1戸あたりの被災家屋数*	0.110	0.099	0.098
B. 保全対象人家1戸あたりの人的被害**	0.017	0.050	0.027
C. 被災家屋1戸あたりの人的被害	0.139	0.500	0.280

* 全壊、半壊、一部破損を含む

※ 死者，行方不明者，負傷者を含む

水谷武司¹⁾氏が「深夜の災害事例はすべて人命被害度が高い」と言っているように、時刻と災害原因は人的被害の大小を左右する大きな要因であり、警戒避難体制を整える際に十分検討する課題となろう。

1) 水谷武司：災害発生時刻と人命被害密度との関係，防災科学技術
No. 27, 1975, 3

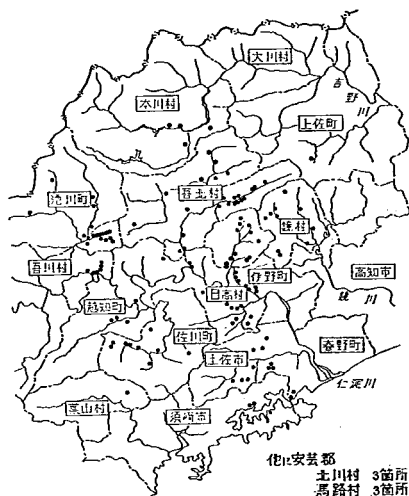


図-6 昭和50年8月、台風5号による土石流災害箇所位置図
(高知県)

3-2 土石流災害

1) 災害の分布

今日の土石流災害の集中している地域は、御荷鉾構造線と仏像構造線にはさまれる比較的古い地層である秩父帯を基盤とする地域である。ここに、宿毛市付近に上陸した台風5号が瀬戸内海に抜けた後の正午から夕方にかけて記録的な豪雨となった（気象庁観測史上6番目、高知県佐川町、3時間雨量282mm）。

表-3 災害状況一覧 (高知県調べ)

河川名	地 質	起伏 割合	流域 面積 (km ²)	崩壊状況		流出・土砂状況					土砂災害 被害面積 (m ²)		人的被害		物的被害		
				面積 (m ²)	土量 (m ³)	最大 洪水流量 (m ³ /sec)	最大 流速 (m/sec)	最大 堆積土砂量 (m ³)	最大 堆積深 (m)	平均 堆積深 (m)			死者 (人)	負傷者 (人)	全壊 (棟)	半壊 (棟)	一部破損 (棟)
勝賀瀬川	白木谷層砂岩		36.0	613,600	2,454,400	972.0	5.0	800,000	6.0	4.0	375,000		3	5	28	5	21
上八川川	上八川層泥岩		31.9	427,200	1,708,800	861.3	4.0	720,000	5.0	3.0	240,000		1	5	9		11
狩山川	上八川層泥岩		11.5	154,000	619,200	310.5	4.0	225,000	5.0	3.0	75,000		2	—	38	25	1

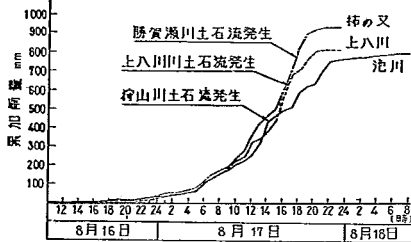


図-7 累加雨量と土石流発生時刻

土石流災害の分布をみると、降雨量の分布とはほぼ一致することがわかる。また、その分布を注意してみると、伊野町の勝賀瀬川、池川町の狩山川の2流域を中心とするN-S方向の帯上に災害が集中しているかのように見える。これは、今後の降雨データの詳細な検討を待たねばならないが、台風の進行に伴う豪雨域の移動に因っているものと思われる(図-6)。

2) 雨量、土砂流出

図-7に勝賀瀬川、上八川川、狩山川の土石流災害発生時刻と、その最寄りの観測所での累加降雨量の関係を示す。この降雨は台風の通過後の12時から18時の間に集中しており、この時間に土石流災害も発生していることがわかる。

表-3に土砂流出が激しい上記3流域の災害状況を示す。崩壊土砂量は1km²当り5〜7万m³となる。これは10km²以上の大流域での値である点において、近年の多くの災害に比べて非常に多い量である。

3) 災害の特徴

本災害においても、近年の土石流災害の80%が発生していると言われている流域面積1km²以下の流域での土石流の直撃による災害が多くみられた。これは山間部では平地も少なく、また、本川沿いのわずかな低地では出水により冠水するために、どうしても山腹にへばりついてしかも比較的勾配の緩い谷の出口付近に家屋を建てるためであろう。

上流での大量の土砂が大出水により下流に運ばれ、家屋等を埋没してしまう。これは土石流に直撃されたものに比べて家屋が破壊されることもなく、その形状をそのまま保っている(写真-1)。

上記と同様、上流からの大量の土砂のため、本川の河床に異常に堆積し、河槽が不足して氾濫による災害を引き起こしている。上八川川、狩山川においては3〜4m河床上昇している。

本川の大出水による水位上昇のため、それに流入する支川において貯水池末端におけると同様の堆砂による災害を起こしている。被害の形態は前記同様、埋没、河床上昇に伴うものである。

本川沿いの小溪流からの土石流流入に伴い、その対岸に流水の集中をうながし、直上流対岸の岸欠壊をおこしている(写真-2)。

4) 砂防ダムの効果

非常に多くの土石流災害があった反面、砂防ダムがすでに設けられていたために被害を減少していると思われるものがある。写真は上流での崩壊により土石流が発生しているが、砂防ダムによりその力が弱められ、下流の家屋は軒先の一部破損だけですんでいる。また、勝賀瀬川の長原比地区上流の三ツ内谷川には2基の既設砂防ダムがあり、土石流の減勢に効果があったと思われる(写真



写真-1 勝賀瀬川(長原比地区)

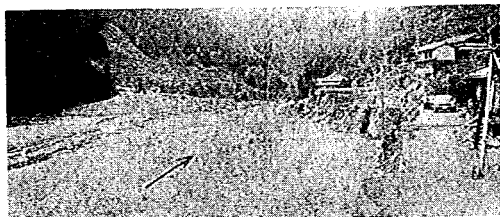


写真-2 上八川

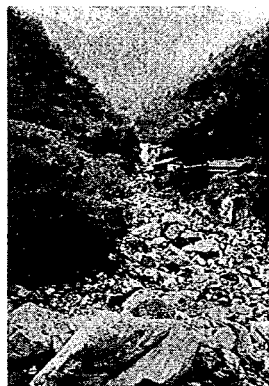


写真-3 大屋川

-3)。

3-3 崖崩れ災害

被害を伴った崖崩れは、高知市に近い日高村、佐川町、伊野町、土佐市等の人口の多い市町村に集中している。その他に吾北村、吾川町、池川町、越知町、須崎市、高知市等におよんでいる。

これらの地域は御荷弁構造線と仏像構造線にはさまれ、古生層である鉄父帯の中に多種の中生層の層群を含み、しかも小さな破砕帯や断層がはしり、大変複雑な地質構成を示している。このような地質の複雑な変化が崖崩れ発生をかなり左右するとは想像されるが、むしろ“記録的”であったと言われる降雨条件や風等の気象要因の方が崖崩れ分布と関係が深いようである。図-2の等雨量線図の最高点より西寄りの区域が崖崩れ多発地域である。

雨を伴った強風が斜面の崩壊に対してかなりの影響があったのは確かである。台風通過後に強雨を伴った南よりの強風が続いているが、我々の踏査した崖崩れのうち約 80% 近くが南西～南～南東向きの斜面で起こっている。昭和17～49年の間に全国で起こった崖崩れのうち主なもの 482箇所について調べたものによると、南西～南～南東向きの斜面での崩壊は約 48% である。これにより、一般的に崖崩れは南よりの斜面で多く起りやすいと言えるが(日当りのよい南向きの斜面下に人家が多いことも考えられるが)、今回の災害ではこれが顕著にあらわれていて、風向が崖崩れ発生にかなりの影響があったと想像される。

崖崩れの特徴を分けてみると、大まかに3つのタイプのものが見られる。1つは、山腹上方部の沢筋の崩壊による崩土が、普段はほとんど流水の見られない小さな沢筋を通して、その溪床を侵食、洗掘しながら流下したものである(写真-4)。このような斜面は、小さな通常流水の見られない沢筋に沿って階段状に茶、桑、果樹等の畑として利用されている場合が多く、特に斜面下方では比較的早い崖崩れ層を利用している場合が多い。この部分は上方からの崩土、あるいは流水等によって侵食、洗掘を受

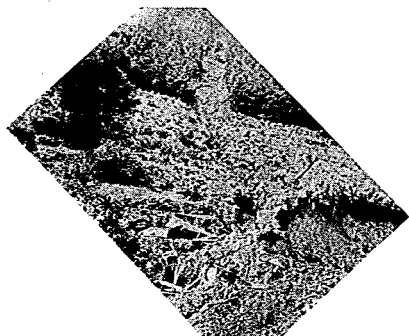


写真-4 伊野足谷の崖崩れ

けていて、侵食溝はかなり深くなる。斜面中～上部でも侵食、洗掘は行なわれるが、比較的浅い基岩で規制されるため、崩壊しないしは侵食の深さは下方ほど大きくない。上方の崩壊は崖崩れの典型的なタイプの“うすい”表層土の滑落とは少々異なり、一般に厚い崩壊に属する。これは1つには基岩を構成する岩が、地域、崩壊箇所毎に差異はあるが、多くが細片化して風化しやすい頁岩、粘板岩、片岩類等からなっているため、風化層がかなり厚くなっているためである。実際に表土の下部には堅い部分が角礫状に残って、まわりが風化して土状になっている層がかなり厚く分布している。また、1つにはこれらの層は比較的透水性と滞水性が良好で、かなりの浸透水をこの層の中にも含み得る条件があったと推定される。このような斜面で一たび崩壊が起こると、崩土は多量に含水しているため、しかも崩壊の発生する位置が高いため、崩土はかなりの勢いをもって流下し、かなりの範囲にま

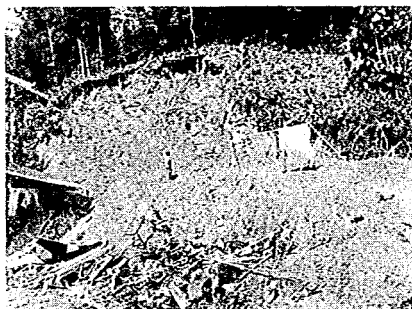


写真-5 日高村・大川内の崖崩れ



写真-6 日高村・妹背の崖崩れ

で達し、被災範囲も広がると考えられる。斜面が長大で、かつ原因がその上方にあるような場合の崩壊対策はかなりむずかしい問題を含んでいる。

もう一つの崩壊のタイプは、尾根状に突き出た斜面での崩壊である(写真-5)。尾根状であるので地表水の集水域は比較的小さく、地表水、浸透水が集まりやすい条件は少ない。しかし頭部付近には湧水のあとが見られ、水みちに集中した水が吹き出ることが原因の1つになっていることも考えられる。一般に人家の背後の突き出た尾根状の斜面は、その末端を切り込んでいる場合が多く、斜面自体が不安定な状態になっている場合が多い。尾根状斜面では比較的浅い部分に基岩があるので、崩壊は基岩上のうすい表層土が崩落するものが一般的で、頭部の局所的な厚い崩壊を除いて縦して規模は小さい。そして崩土も遠くには達せず、被災の範囲も限られてくる。

さらにもう1つは、明瞭に沢筋とは認めがたい、どちらかと言えば平坦な斜面でかなり深い崩壊を起こしているものがある(写真-6)。角礫まじりの風化層はかなり厚く、崩壊面には流れ盤状の基岩が露出している。斜面上には階段状または斜面下方向きに茶畑等があり、地表水は斜面上に停滞、浸透しやすくなっている。地表下の

風化層と基岩の境界が浸透水の集まりやすい形になっているかどうかが重要である。斜面上方には数列に亀裂があり、さらに崩壊が拡大する恐れがある。

その他に人家のない山腹斜面では、沢筋上方での崩壊、急勾配岩斜面での岩より上方土塊の崩落、山腹河岸脚部の洗掘による崩壊等が見られた。

表-4 徳島県の台風5号、6号の被害状況総括表

S. 50. 9. 13現在

被害種別	項目	台風5号	台風6号
人的被害	死者	1人	17人
	行方不明	0	1
	負傷者	0	9
	軽傷者	0	20
建物被害	住家全壊	0	110
	半壊	2	123
	一部破損	6	184
	床上浸水	2	1,807
	床下浸水	251	10,370
	公共建物	0	25
非住家	その他	8	604
区分	金額	台風5号	台風6号
公共土木施設	百万円	百万円	百万円
	13,543	1,897	11,646
農林水産関係	12,700	679	12,021
商工関係	816	2	814
教育関係	108	27	81
生活環境関係	49		49
合計	27,216	2,605	24,611

区分	工種	崩壊欠損等	被害額
公共土木施設 (台風5・6号関係) 内訳	河川	1,786箇所	7,169百万円
	道路	2,078	4,966
	砂防	97	452
	緊急砂防	4	150
	緊急地すべり	5	75
	緊急急傾斜	2	30
	その他		681
	計		13,543

表-5 台風6号による徳島県下被害概況表

S. 50. 8. 30現在

種別	箇所数	被害状況				
		死亡 行方不明	負傷者	全壊	半壊	破損
地すべり	50	11	4	19	25	41
土石流	11		1	15	15	5
崖崩れ	65			22	44	18
合計	126	11	5	56	84	64

地すべり：地すべり指定地内

4. 台風 6 号による徳島の災害

4-1 災害状況

台風 5、6 号により生じた公共土木施設の被害だけでも 135 億円にも達し、そのうち 86% が台風 6 号により生じたものである。表-4 に台風 5、6 号により生じた一般被害の状況を示す。

台風 6 号による雨量は図-4 で示したとおり、徳島県全域に多量にもたらし、中でも徳島県の山間部の剣山、福原旭では最大日雨量 800mm 以上、3 時間雨量 230mm 以上の記録的集中豪雨となり、剣山山地北面の木屋平村、一字村、美郷村、神山村、貞光町、穴吹町等で地すべり、崩壊、土石流が随所におこり、木屋平、一字村だけでも死者 10 名を出した。表-5 に土石流による台風 6 号の徳島県下被害概況を示す。

4-2 地すべり、崩壊の災害

徳島県の面積 4,144km² の面積の 8 割以上が山地であり、地層も大小さまざまな断層で破壊されているため地すべりが発生しやすい。地すべり危険区域は 612 箇所、面積約 3.5 万 ha、この区域内の人口約 8 万人にのぼり、これは徳島県の面積の約 10%、人口にして約 18% が地すべりの不安におびえながら生活している。

今回の災害調査もこの地すべり地帯、神山村、木屋平村、美郷村、貞光町、穴吹町の一部を観察したのでその災害の状況について報告する。

徳島県でまとめた災害報告をもとにして、今回集中的に発生した崩壊、地すべりの発生箇所を図-8 に示した。

崩壊、地すべりが特に多く発生しているのは剣山山地北面から吉野川にはさまれた地域、つまり中央構造線の外帯より御荷鉾構造線にかこまれた地域で、地質的には御荷鉾緑色片岩層、無点紋結晶片岩の分布しているところであり、7 町 4 村にまたがり、特に一字村、木屋平村、美郷村、神山村に多く発生している。これを図-3、図-4 に示した雨量分布図を見ると、徳島県はこの台風 6 号以前にも台風 5 号による雨量がかなりあったこ

とが知られ、6 号による災害を激甚なものにする素因を作っている。

また台風 5 号から 6 号までかなりの日数に及んで雨が続いている（図-9 に示されているとおり）、しかも 22 日午前 9 時から 23 日午前 9 時にかけて、累積降雨曲線の立上り勾配が急であり、短時間に大量の降雨があったことがわかる。

去年も徳島県木頭村小見野郡で 1,065mm の降雨があったが、これは降雨期間が 4 日間であったため、被害がほとんど生じていない。

また崩壊発生時間と発生件数を調べて見ると、8 月 23 日午前 1 時から 3 時にかけて一番多く発生している。

写真-7 は死者 5 人も出した木屋平村川井地すべり地区内の崩壊である。この地区は穴吹川の上流で、鮎喰川方



図-8 地すべり崩壊発生位置図

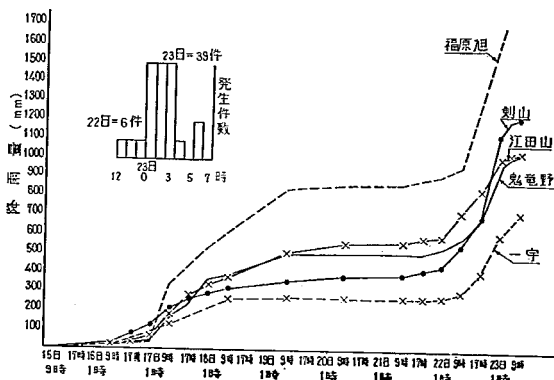


図-9 累積降雨図及び崩壊発生時と発生件数

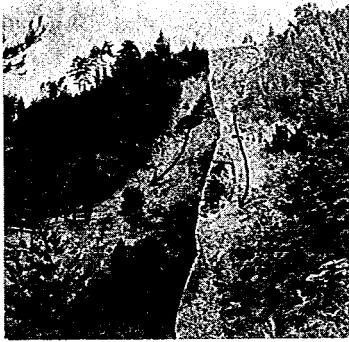


写真-7 木屋平村川井地区



写真-9 湧水孔



写真-8 川井地区滑落崖の土質状況

面と川井地区を結ぶ県道で発生した。発生した斜面は沢状地形でなく、むしろ台地状地形を呈した山腹斜面でおこっている。

崩壊発生前の斜面は立派なスギの純林(20~30年生)で、その下に幅員 6~7m の県道があって県道より下は雑木が繁茂し、その中に今回災害で倒壊した人家があった。崩壊斜面の上部台地はサツマイモ、クワ畑があり、この中に引張亀裂が生じている。また、畑の上部には人家があり飲料水は湧水である。

崩壊は写真-7の中央の不動地をはさみ左右2回にわたって発生、1回目は23日午前1時半過ぎ、滑落崖から左側斜面、2回目は午後2時半頃、右側斜面で発生している。

午前1時ごろ、中学生の住んでいる裏山が山鳴りを始めたので危険と思い、この被害を受けた家へ避難した。

その後、ものすごい地響きとともに山崩れが発生、この中学生のみ逃げ遅れて生き埋めとなった。この中学生を救出中に第2回目の崩壊に遭遇、消防団員を含めて5人のいたましい犠牲者を出した。

この時の剣山の午前1時の時間雨量強度は 84mm, 2時で 48mm, 3時で 24mm あり、救出中は 20m 以上の強風と、バケツの水を横からぶっかけるような豪雨であったと思われる。それに暗やみ中の救出作業であった。

昭和47年7月高知県の繁藤でも2次崩壊で59名の死亡者を出した。今回も同じようなケースである。豪雨最中の災害救出のあり方が考えさせられた。

この崩壊規模は長さ約 80m, 幅 40m, 厚さ約 2m である。平均斜面勾配は 35°, 崩土は大小さまざまな角礫(泥質片岩)を含んでいる。すべり面は岩層を含んだ崩壊土中であると思われる。崩壊の原因はパイピング現象と思われる。特に滑落崖より約 20m 下部の中央部で水の吹き出し跡が随所に見られた。

写真-8は滑落崖の断面である。岩層を含んだ様子がよくわかる。

写真-9は先ほどの人家の裏手斜面からの水の吹き出し跡である。長径 12cm 程の円形である。

写真-10は木屋平村向極原の地すべり地である。移動土塊の地質はレキ混り崩壊土と思われる。規模は長さ約 40m, 幅約 20m の小さなブロックで動いている。滑落崖の形は馬蹄型で約 1~2m の落差があり、末端すべり面の位置は擁壁の中間あたりにあると思われる、この擁壁がこの地すべりに対する押えの役目をしていた。また、この擁壁のない部分には崩壊が発生している。これも発生時かなりの水の吹き出しがあった。

この崩壊は地すべり末端部の押し出しで発生したのか、崩壊により地すべりを発生させたのか詳細に調査し



写真-10 木屋平村向樫原地区

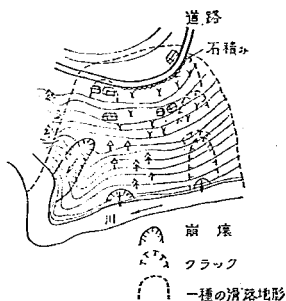


図-10 美郷村樫平地区

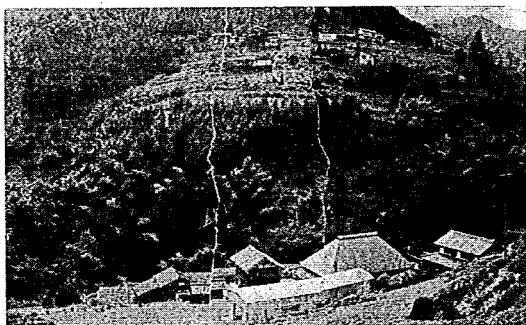


写真-11 美郷村樫平地区

なければならないが、いずれにしてもこのようなタイプの地すべり末端部での崩壊が随所に見られた。

次に樫平地すべり防止地区を図-10に略図及び写真-11に示した。従来、結晶片岩地帯ではすべり面が非常に深く基岩中にあるとされ、写真で見られるような台地状地形はこのすべり面の作用により形成された一種の滑落地形とされてきた。今回の現地の被害、例えば県道、人家、畑などのクラック状態を調査して見ると微地形的にも小起伏に富み、地すべり運動ブロックは小さく、比較的すべり面の浅い地すべりで運動していると思われる。

この地区で、斜面末端が川に面したところに、3カ所の崩壊が見られた。これは異常降雨で溪岸侵食により引き起こされたものと思われる。これが上部の地すべり地へ波及してゆき、浅く小さなブロックで地すべりが発生していたとも考えられる。

この徳島の山村の生業は養蚕と林業が主である。この地区にかぎらずどこでも山

村の人家は散在的に分布し、斜面勾配も25°以上で一般に急峻で平地が乏しく、そのため人家は比較的平坦地ができやすい地すべり頭部付近、地すべり中間部の緩傾斜部に形成されやすく、“潜在性地すべり”と呼ばれるような被害をこうむる危険率大なところに住んでいることも災害を増大させる原因の1つである。

今回と同等の雨量、雨量強度があれば随所に崩壊、地すべり等が発生することが予想される。それらに対する予めの避難訓練、対策の必要性を痛感した。

写真-12は、半田川上流の大惣地すべり地である。地すべりの規模は幅40m、長さ150mで2つのブロックに分かれている。この写真は、上部ブロックの地すべりブロックの滑落崖付近の写真である。滑落崖の高さは約1.7m生じ、この地すべり頭部にあった人家1戸が被害を受けたものである。

この地すべりも沢状地形でなく、台地状で地層はレキを含んだ崩積土である。また、地すべり頭部付近に湧水箇所が見られた。



写真-12 半田町大惣地すべり状況

写真-13は神山町東稲原で発生した土石流災害である災害前の溪床幅は2～3mの小さな小川であったが、上流に崩壊が発生、それにより発生した土砂が溪岸を侵食するとともに、溪岸自体もパイピング等で崩壊し、土砂害を大きくし、この溪流を直径1～2mの巨岩までも流れて、そのため河道が5～6mに広がり、人家3戸全壊、1戸半壊の被害が生じた。

写真-14は木屋平ビヤガイチで発生した土石流災害である。

ショベルのあるところに人家があり、直進してきた土石流が練り石積みコンクリート擁壁をクサビ形に破壊し、2人の死者を出した。

この擁壁の大きさは天端で25cm、高さ2mの小さな規模のものであり、溪流の流心は家の近くで約30°近く折れており、この擁壁は折れた流心に対して平行につくられていた。

以上のような事例を分類してみると、およそ崩壊の発生原因は異常降雨で溪流の水位が増し、溪床、溪流侵食により崩壊したもの、斜面内の間隙水圧の増加、また、パイピング現象により崩壊したもの、地すべり発生により地すべり末端部の隆起、押し出しによる末端部の崩壊があげられる。

特に今回の崩壊の中で湧水の噴き出しがはっきり観察できた地区が多く、このような湧水に対する調査方法の確立、向上が必要である。

地形上から見ると沢状地形でも、尾根状台地地形でも発生している。特に尾根状台地地形になると崩壊予測判定が非常にむずかしい。

徳島の山村地区の人家は過去に地すべりがあったと思われるところに形成されているため、これらは降雨に対する避難のあり方について十分検討することも必要である。



写真-13 神山町東稲原の土石流災害状況

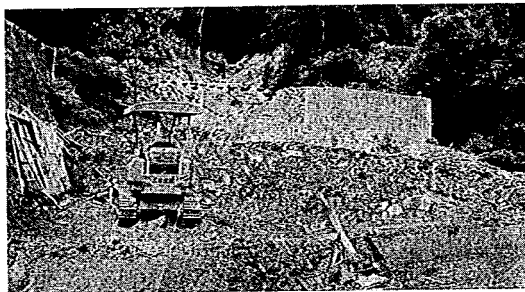


写真-14 木屋平村ビヤガイチの土石流災害状況

おわりに

以上の報告は非常に多い災害箇所のうち、直接踏査したもののみについてまとめたものであり、必ずしも一般的な災害の特徴をとらえていないきらいもあること、および災害後約1ヵ月経過後の調査であり、災害時の状況がかなり変わっている箇所も多かったことをおことわりしておく。

高知、徳島両県の砂防課および土木事務所の方々には災害後の多忙を極める頃に我々の調査の現地案内および資料提供をして下さったことに感謝いたします。

14. 斜面崩壊防止工の設計の現状

安 江 朝 光

土木技術資料 Vol. 18. No. 5
1976. 5

斜面崩壊防止工の設計の現状

安 江 朝 光*

表-1 斜面崩壊防止工

まえがき

斜面崩壊防止工事は、防災、開発のあらゆる方面で施工されているにもかかわらず、斜面を構成する自然地盤の複雑なこと、降雨、地震などの条件設定の困難なことにより、設計計算が実際上可能なケースはごくまれである。設計計算には、構造物に作用する外力の設定のほか、のり枠やくいなどでは、外力が求まったとしても設計法自体が確立していないという問題がある。これらについての現状をまとめるとともに、若干の方向づけを検討してみたい。

1. 斜面崩壊防止工の種類

降雨による崩壊を防止するという見方から工法を整理する。降雨による崩壊要因には、(1)表面流による侵食、(2)河川による斜面脚部が洗掘を受け斜面形状が悪化、(3)間隙圧の上昇、(4)含水による地盤(土、岩)の強度低下、(5)含水による地盤の重量増、(6)パイピングによる局部崩壊とその進行、(7)風化がある。斜面崩壊防止工法は、これらの崩壊要因の作用を受けないようにする抑制工と、作用を受けても崩壊しないように抑止力を加えて力のバランスをとる抑止工に大別される(表-1)。

抑制工は、のり面保護工及びのり面排水工であり、これについては、最近、指針としてとりまとめられている^{①, ②}。

抑止工については、擁壁の設計法は一応確立している。

くいや現場打のり枠などについては、種々の試みがなされているが、一般的設計法はいまだ確立していない。したがって、ここに述べる抑止工の設計法も現状でのまとめと言ったものとして受け取ってもらいたい。

2. もたれ擁壁

擁壁は崩壊の抑止の他、斜面脚部の安定を計るためののり尻の保護およびのり枠などの他の構造物の基礎として計画される。もたれ擁壁は、用地が少なくすみ、狭い所でも施工できる利点があるが、壁体が自立せず、裏込めからの反力により均衡を保っているから、裏込栗石の十分な填充が重要である。

*建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室長

分 類	目的及び効果	分 類	工 種
(A) (A-1) 抑制工	雨水が崩壊をもたらす要因は文中に述べたがこれらの雨水の作用を受けないようにする	植 生 工	種子吹付工、張芝工など
		構造物によるのり面保護工	吹 付 工、張 工
			現場打のりわく工
			落 石 防 止 工
(1) 抑制工		コンクリート重力式擁壁	もたれ擁壁など
			表面排水工
		のり面排水工	地下排水工
			注 入 工
(A-2) 抑制工	雨水の作用を受けて崩壊する可能性の高いものを除去する	(ロックボルト工)	
		切 土 工	切 土 工
(B) 抑止工	雨水の作用を受けても崩壊が生じないように力(抑止力)のバランスを加える	不安定土塊の切取り	切 土 工
		斜面形状の改良	切 土 工
(B) 抑止工		抑 止 施 設	コンクリート重力式擁壁
			もたれ擁壁 (現場打のりわく工)
(B) 抑止工		押 え 盛 土	くい工
			深礎工
(B) 抑止工			のり面アンカー工

もたれ擁壁に作用する土圧は、擁壁背面と想定すべり面(崩壊面)とに囲まれる土塊が、想定すべり面に沿ってすべることにより、擁壁背面を圧すことにより生じるものとして計算する。擁壁背面が盛土のように均質な土がりを有する場合はクーロン公式で、地山が近接していて裏込め土だけの土圧とする場合は、裏込め土塊の重量 W 、すべり面に作用する反力 R 、擁壁に作用する反力 (P) の3つの力のつり合いから反力 (P) を求めこれを土圧とする。図-1について、 $P = W \cdot \sin(\theta - \phi) / \sin(\beta + \delta - \theta + \phi)$ となる。地山からの土圧も考慮する場合は、崩壊面を正しく想定し、裏込め土塊からの土圧を求めたと全く同じ要領で、擁壁と想定すべり面にはさまれた土

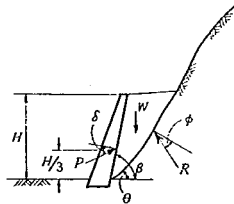


図-1

塊が、想定すべり面に沿ってすべり落ちようとする事
によって、土圧が生ずるとして計算すればよい。

土圧の大きさ、方向、作用位置が分れば、一般の重力
式擁壁と同様に次の事項につき検討する。

(i) 転倒に対する安定

図-2において、合力の作用点が、新たに仮定した底面
j n の中央 1/3 以内にあれば転倒に対して安全であるから、
安全率の計算は省略してよいが、 $d \leq B'/3$ ならば次
式によって安全率をたしかめる。

$$d = \frac{W \times a + P_v \times B' - P_H \times b}{W + P_v}$$

$$F_s = \frac{W \times a + P_v \times B'}{P_H \times b}$$

(ii) 基礎地盤の支持力に対する安定性

擁壁底面に生ずる反力は地盤の許容支持力より小でな
ければならない。

底面 j k l に作用する合力 R

$$R = \sqrt{N^2 + H^2} = \sqrt{(W + P_v)^2 + (P_H)^2}$$

R が水平となす角 γ は、

$$\gamma = \tan^{-1} \frac{N}{H}$$

新たに仮定した底面 j n に対する地盤反力分布は図-3の
ようになる。地盤の許容支持力については、道路橋下部
構造設計指針に示される表が目安となろう。

(iii) 滑動に対する安定

図-3に示す地盤反力分布から、斜底面 j k および水平
底面 k l 間に作用する合力をそれぞれ R_1, R_2 、これらが底
面となす角を γ_1, γ_2 とすれば、滑動を生じさせようとする
力 ΣH と滑動抵抗力 R_H は次のように計算できる。

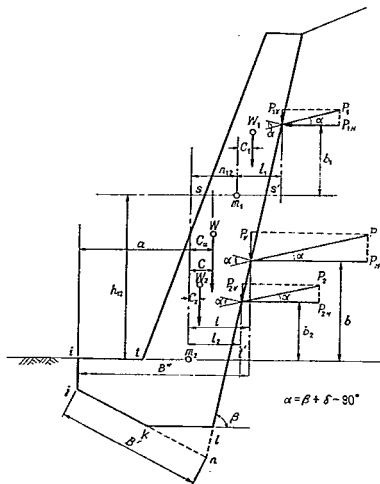
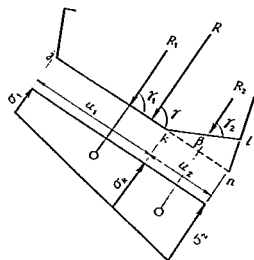


図-2



$$\sigma_1 = \frac{P_v + W}{B'} \left(1 \pm \frac{6e}{B'} \right), \quad e = \frac{B'}{2} - d$$

$$(e > 0 \text{ なら } \sigma_1 > \sigma_2, \quad e < 0 \text{ なら } \sigma_1 < \sigma_2)$$

図-3

$$R_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times u_1, \quad \gamma_1 = \gamma$$

$$R_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times u_2, \quad \gamma_2 = \gamma + \theta$$

$$\Sigma H = R_1 \times \cos \gamma_1 + R_2 \times \cos \gamma_2$$

$$R_H = (R_1 \times \sin \gamma_1 + R_2 \times \sin \gamma_2) \tan \phi_B + C_a(u_1 + u_2)$$

滑動に対する安全率 F_s は

$$F_s = \frac{R_H}{\Sigma H} \geq 1.5$$

(iv) 擁壁を含むすべりに対する安定

擁壁背面および基礎地盤全体のすべりが予想される假
所はこのすべりに対して安全率が 1.5 以上となるよう設
計しなければならない。

安定計算は、斜面安定計算と同じ要領であり、一般に
有効応力法により図-4に示すような円形のすべり面を仮
定した分割法を用いればよい。円弧の中心はトライアル
にいくつか書きこれについて計算し、最小の安全率を示
すすべりに対して、その安全率 (F_s) が 1.5 以上となら
なければならない。計算は単位幅 (1m) について行う。

$$F_s = \frac{\Sigma s l}{\Sigma W \sin \theta} = \frac{\Sigma \{ c l + (W \cos \theta - u l) \tan \phi \}}{\Sigma W \sin \theta}$$

ここに

W : 単位幅あたりの分割片の重量による応力 (t/m^2)

l : 分割片がすべり面を切る弧の長さ (m)

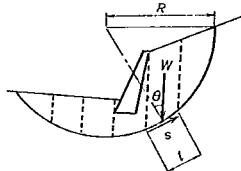


図-4

θ : 分割片とすべり面の傾斜角 (度)

u : すべり面の単位面積あたりの間げき水圧 (t/m^2)

s : 単位面積あたりのせん断強さ (t/m^2)
 $s = c + \sigma \tan \theta$

擁壁の底面近くに弱層がある場合は、すべり面は単一の円とはならず、せん断強さの大きい層を避けてこの弱層の中を通そうとする傾向を示す。この場合は Janbu の方法により、安全率を計算する。

(v) 土圧や擁壁重量その他の荷重によって生ずる応力が軀体内の任意点で許容応力の範囲内にあることの確認

図-2の断面 $s-s'$ について検討する。計算は単位幅 (1 m) について行う。

断面の中央 m_1 のモーメント M_{m1} は、断面 $s-s'$ より上部の擁壁コンクリートの重量を W_1 とすると、

$$M_{m1} = W_1 \times c_1 + P_{1H} \times l_1 - P_{1H} \times b_1 \quad (t-m)$$

断面 $s-s'$ に作用する鉛直力の合計 (V_s) は

$$V_s = P_{1V} + W_1 \quad (t)$$

断面 $s-s'$ の断面積を B_s 、断面係数を Z_s とすると、両縁応力 σ_1, σ_2 は次のようになる

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} = -\frac{V_s}{B_s} \pm \frac{M_{m1}}{Z_s} \quad (t/m^2)$$

σ_1, σ_2 がそれぞれコンクリートの許容圧縮応力および引張応力以下であることを確かめる。

断面 $t-t'$ についても同様に、 $t-t'$ より上の擁壁コンクリートの重量を W とすると、

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} = -\frac{V_t}{B_t} \pm \frac{M_{t2}}{Z_t} \quad (t/m^2)$$

ここに

$$V_t = V_s + W_2 + P_{2V}$$

$$B_t = t-t' \text{ の面積}$$

$$Z_t = t-t' \text{ 断面についての断面係数}$$

$$\begin{aligned} M_{t2} &= W_1 \times (c_1 + n_{12}) + P_{1V} (l_1 + n_{12}) - P_{1H} (b_1 + h_{12}) \\ &\quad + W_2 \times (c_2) + P_{2V} \times (l_2) - P_{2H} \times (b_2) \\ &= M_{m1} + V_s \times n_{12} - P_{1H} \times h_{12} + W_2 \times c_2 + P_{2V} \\ &\quad \times l_2 - P_{2H} \times b_2 \\ &= W \times c + P_V \times l - P_H \times b \end{aligned}$$

3. 現場打ノリ枠工

現場打ノリ枠工は、本来、ノリ表面の風化や侵食防止の意味を持つノリ面保護工あるいは、ノリ面抑制工として用いられるが、ノリ表面に近い薄くて小さな崩壊あるいは限られた土圧に対する抑止力を有するものと考えられる。

3.1 ノリ面保護の現場打ノリ枠工

一般に湧水があったり、土質が良好でなく、ブロックノリ枠工等が適さない場合に用いる。

部材の断面形状は一般に $0.3 \times 0.3 \text{ m} \sim 0.6 \sim 0.6 \text{ m}$ 程度のものが多く、スパン割りも部材幅の 5~10 倍の範囲のものが多く用いられている。枠の交点には、すべり止めぐい (PC 鋼材など) やアンカーを設置する。ノリ尻末端部には基礎工を要することが多い。横格子を深くしてすべり止めにすることもある。図-5にその一例を示す。

枠内は状況に応じて練石張工、コンクリートブロック張工、雑石張工、コンクリート張工、モルタル吹付工、植生工などにより保護するが、湧水がある場合には吸出防止を施した排水工を考えねばならない。

土圧は作用しなくても、枠の自重による滑動は当然予想されるから、枠の末端基礎について、次の 3.2 に述べると同様な方法で、その安定を計算により確認しなければならない。

3.2 土圧 (抑止効果) を考慮した現場打ノリ枠工

もたれ擁壁の計算を基にした方法について述べる。

土圧の大きさ、方向、作用位置を求め、それに対してもたれ擁壁と同じように次の事項に関して所定の安定率を有するように設計する。

- ① 転倒に対する安定
- ② 地盤支持力に対する安定
- ③ 滑動に対する安定
- ④ ノリ枠の基礎を含むすべりに対する安定
- ⑤ ノリ枠の軀体内の任意点で許容応力の範囲内にあることの確認

(i) ノリ枠に作用する外力

(i-1) 土圧 (P)

ノリ枠に作用する土圧 (P) は、擁壁のようにすべて壁体で接するのではなく、格子の中はいわば自由面であ

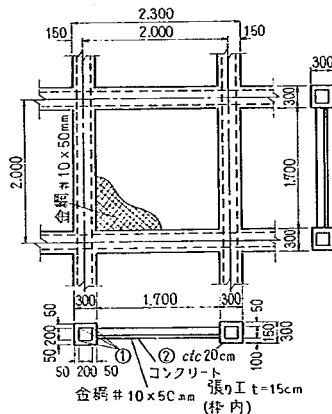


図-5

り、まわりの格子に作用する土圧には、アーチアクションを当然考慮に入れねばならないが、これについては明確にできないのが現状である。

ここでは図-7にあるように、タテ梁 (C_1C_1') には、 a_1, a_2, b_1, b_2 の土塊による土圧 (P) が作用し、ヨコ梁 (D_1D_2') には、 a_1, a_2, b_1, b_2 の土塊による土圧 (Q) が作用するものとする (図-6 参照)。

角 ρ は、崩落土層の内部摩擦角および梁との摩擦に関係するが、現地試験結果なども考えて $\rho=45^\circ$ とする。

タテ梁に作用する土圧 P は、もたせ擁壁に裏込め土の土圧が作用する場合と同じに扱う。

ヨコ梁に作用するものは、土塊 a_1, a_2, b_1, b_2 の重量であり、この方向は想定すべり面 (地山と崩落土層との境界) の勾配の方向とする。したがって、土圧の大きさは、土塊 a_1, a_2, b_1, b_2 の重量のこの方向の分力である。ノリ枠にかかる土圧については、このように作用するものとしたが、実際に当っては、適宜工学的判断 (Engi-

neering Judgement) を加えながら、なるべく安全側で設計するよう心がけねばならない。

(i-2) ヨコ梁の自重 (W_4)

1本のタテ梁 (c_1c_1') 1本には、その両側それぞれ $a/2$ ずつの区間のヨコ梁の自重がかかるものとする。

(i-3) 裏込め土の自重 (ヨコ梁にのる分) (Q)

これには、わく内に張られるブロック等による重量も入る。

(i-4) タテ梁の自重 (W_2)

(i-5) 基礎の自重 (W_5)

したがって、タテ梁 (c_1c_1') 1本に働く荷重は図-6にあるようになる。

また1本のヨコ梁には、①そのヨコ梁の自重、②そのヨコ梁とその上のヨコ梁との間にある裏込め土およびブロック等の被覆材の重量、および土圧が作用するヨコ梁については③ (i-1) で述べた土圧が作用する。

これらが等分布荷重で作用するものとする。

(ii) ノリ枠の転倒に対する安定

ノリ枠の転倒に対しては次の2点につき検討する。

(ii-1) 点 j (図-6) を中心とする転倒に対する安定
これについては、もたせ擁壁、(i) 転倒に対する安定と同じ要領で計算する。

(ii-2) 断面 tt' (図-6) における緑応力度が許容応力の範囲内にあることの確認

これについては、もたせ擁壁、(v) 土圧や擁壁重量その他の重量によって生ずる応力が軀体内の任意点で許容応力の範囲内にあることの確認で述べたと同じ要領で計算する。

(iii) 基礎コンクリートに作用する外力

基礎コンクリートには、軸力 R (方向は水平に対して角度 β) および自重 W_1 が作用する。

軸力 R はタテ梁の中心に働き、その方向はタテ梁の勾配 (角度 β) であるが、それが基礎コンクリートで横方向にどのように分布するかは現状では明確でないがタテ梁の位置が最大となり、タテ梁とタテ梁との中点で最小と考えられる。

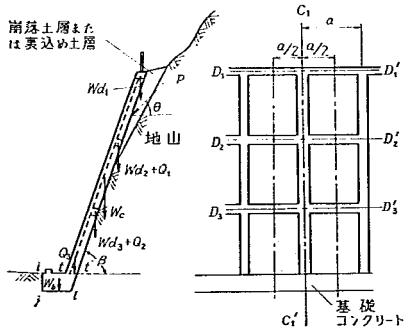
タテ梁の間隔 a がタテ梁の幅 c の5倍程度以内で、フーチングの大きさが通常用いられているものより小さくなれば、軸力 R は等分布するとしても実用上さしつかえないと考えられる。タテ梁より 45° で分散分布すると、タテ梁の中央断面での基礎コンクリートの安定を検討する方法も用いられている。

(iv) 基礎コンクリートの安定性

次の事項で、基礎コンクリートの安定性を検討する。

(iv-1) 最下端のタテ梁に作用する軸力

図-8において、最下端のタテ梁に作用する



P はタテ梁に作用する P_x とヨコ梁に作用する Q とに分けられる
 $W_1=tt'$ 面より上のタテ梁の重量
 W_2 = 基礎コンクリートの重量
図-6

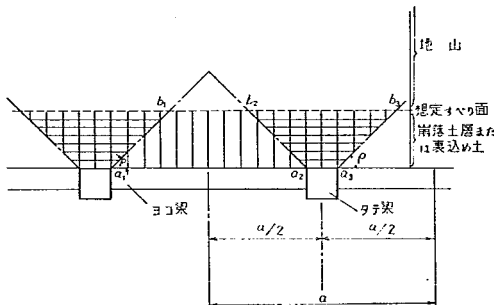


図-7

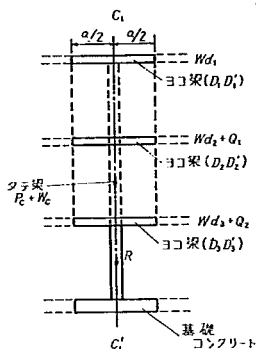


図-8

軸力 R は (図-6参照)

$$R = P_e \cos(\beta - \theta) + \{W_{d1} + W_{d2} + W_{d3} + Q_1 + Q_2 + Q_3 + W_e\} \sin \beta \quad (t/\text{本})$$

いずれにしても、軸力 R の分布を適当に仮定して、タテ梁を中心とする単位幅 (1m) のフーチングに作用する外力 R' を求める。

(iv-2) 計算

基礎コンクリートに作用する力は外力 R' と自重 W_b であるから、擁壁と全く同じ要領で、①転倒に対する安定、②滑動に対する安定、③地盤反力が許容支持力内にあることの確認を行う。

(v) ノリ枠および基礎コンクリートを含むすべりに対する安定

2. もたれ擁壁の (iv) と全く同様に取扱う。

(vi) 土圧やノリ枠重量その他の荷重によって生ずる応力が躯体内の任意点で許容応力の範囲内にあることの確認

(a) タテ梁の応力計算

梁の有効長さ/最小横寸法、が15以下の場合は、短柱として、もたれ擁壁で述べたと同じ要領で緑応力度を計算する。また、この値が15以上の場合は長柱とし、鉄筋コンクリート示方書第49条によって緑応力度を計算する。

(b) ヨコ梁の応力計算

等分布荷重 (q) を受ける連続梁として計算する。 q は例えば図-8の上から2番目の梁であれば $q = (W_{d2} + Q_1)/a$ である。

4. くい工

限られた用地で大きな横抵抗力をもつので、斜面での抑止施設として適した工法で、施工例も増えてきている。

水平地盤に対しては、設計法が実用上確立されている

ので、これを基にした方法について述べる。

(i) 崩壊形態の推定

まず、くい工によって崩壊を抑止しようとする場合、対象とする崩壊形態をなるべく正確に推定しなければならない。これについては他の文献¹⁾にゆずるとして、ここでは、一応図-9に示す崩壊面が想定されたとする。

(ii) くい設置位置の決定

2. もたれ擁壁 (iv) 擁壁を含むすべりに対する安定の項にあるように、あるすべりに対する安全率には

$$F_s = \frac{\Sigma R}{\Sigma T} = \frac{\Sigma sl}{\Sigma T} = \frac{\Sigma [cl + (W \cos \theta - ul) \tan \phi]}{\Sigma W \sin \theta}$$

で表わされる。

すべり面のある区間内でも同様に

すべりす力 (Driving Force) $= \Sigma T$

すべりに抵抗力 (Resisting Force) $= \Sigma R$

くいの設置位置は、くいの背面では $\Sigma T > \Sigma R$ 、くいの前面では $\Sigma R > \Sigma T$ となるような位置に設置するのが原則である。しかし実際は簡単でなく、技術者の工学的判断 (Engineering Judgement) にゆだねられるところが大きい。

(iii) 地盤定数の決定

地盤調査により、

- ① すべり面より上の土塊の強度定数 (c, ϕ) および単位体積重量
- ② すべり面の土塊の強度定数 (c, ϕ)
- ③ すべり面より下の地盤の強度定数 (c, ϕ)、地盤反力係数 (K_s) および単位体積重量

を求める。
すべり面の強度定数を求める方法には、地盤調査以外に地すべり等で用いられているように、現状の安全率 $F_s = 1$ として、これに対応する c, ϕ の組合せを求める方法も現場の状況により用いられている。

(iv) 所定の安全率をうるためのくいの必要な抑止力 P の算定

P は一般に用いられている分割法により次式より求

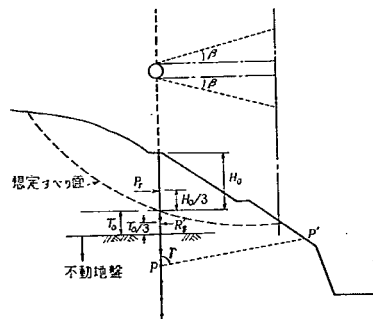


図-9

める。

$$F_g = \frac{\sum [c \cdot l + (W \cos \theta - ul) \tan \phi + P_r]}{\sum W \sin \theta}$$

ここに

W : 単位幅あたりの分割片の重量による応力 (t/m^2)

l : 分割片がすべり面を切る弧の長さ (m)

θ : 分割片とすべり面の傾斜角 (度)

u : すべり面の単位面積あたりの間隙水圧 (t/m^2)

P_r : 単位幅 (1m) 当りに必要なくいの抑止力 (t/m)

F_g は 1.2~1.5 の範囲で、適宜決められている。

(v) 単位幅当りに必要なくいの本数の決定

後述する方法で、くいの 1 本当りの許容水平抵抗力 P_{ra} が求まれば、くいの本数 n は $n = P_{ra}/P_r$ で割って求まる。しかし、くいの本数は必要な抑止力からだけでなく、くいの間よりすべり面上部の土塊が抜け出すのを防止するために必要なくい間隔 D によっても規定される。この間隔 D は経験的に決めているのが現状で地すべりでは、くいの径 $\phi = 30\text{cm}$ に対して一般に $D = 2 \sim 4\text{m}$ とされているが、地すべりでは受働領域にくいが設置されるのが通例であるのに対して、斜面では一般に主働領域に設置されるから、間隔 D もせまくする必要がある。 $D = 2 \sim 5d$ (d = くいの径) 程度が現状では妥当と思われる。

(vi) 深度ごとの水平地耐力の算定

想定すべり面より下の地山に対して、深度ごとの水平地耐力の算定を行う。

極限地耐力は図-9の点線 $P-P'$ で示すような破壊面の境界位置での地耐力で、その大きさは破壊面に沿うせん断抵抗の水平分力の最小値であり、次式により示される⁹⁾。

$$R_q = \frac{W(\cos \gamma + \sin \gamma \cdot \tan \phi) + cA}{\sin \gamma - \cos \gamma \cdot \tan \phi}$$

ここに R_q : 極限水平地耐力 (t)

W : 抵抗土塊の重量 (t)

A : 破壊面の面積 (m^2)

C : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角 (度)

γ : くいの前面と破壊面のなす角 (破壊角) (度)

γ は計算では 80° 前後で水平面より上向きになるが、現地試験では、 110° 前後になると言うデータが得られていることから、 $\gamma = 90^\circ$ とすると、 R_q の式は単純化され、

$$R_q = W \tan \phi + cA$$

水平地盤反力が水平地耐力より小さければ、水平に対する安定は満足するものとするが、逆に水平地盤反力が水平地耐力を越えた場合は、その部分は塑性化したものとして水平バネ定数を零とし、その領域については、その重量による摩擦力 (R'_q) を抵抗力と考えて外力から差引きして再計算する。想定すべり面より T_0 だけ深い所

で、水平地耐力が、水平地盤反力より大きくなるものとす。

$$R'_q = W \tan \phi \quad \left(\begin{array}{l} \text{土に対しては } \theta \neq \phi \\ \text{岩に対しては } \theta < \phi \end{array} \right)$$

(vii) 根入れ深さの決定

くいの根入れ深さは、原則として、想定すべり面より $T_0 + l$ とする。

ここに

T_0 : 水平地耐力が水平地盤反力より大きくなる点の想定すべり面よりの深さ

$$l = \frac{\pi}{\beta}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{E_s}{4EI}} = \sqrt{\frac{K \cdot B}{4EI}}$$

K : 地盤の横方向反力係数

B : くいの外径

E : くいの材の弾性係数

I : くいの断面二次モーメント

(viii) くいの断面の決定

単位幅当りに必要な抑止力を P_r とすると、この大きさは (iv) により計算されるが、その作用点は、想定すべり面より上の土塊の厚さを H_0 とすると、すべり面より $H_0/3$ の所に作用するものとする。

くいの不動点 (vi) で述べたように、すべり面より T_0 の深さにある。

単くいの場合については、図-9のような片持梁とみなし、最大曲げモーメント $M_{max} = P_r \times (T_0 + H_0/3) - R'_q \times (T_0/3)$ が不動点に生ずるものとする。

したがって、最大両縁応力 σ_1, σ_2 は

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{Bmatrix} = \pm \frac{M_{max}}{Z}$$

Z : 断面係数

σ_1, σ_2 がそれぞれくいの材料の許容圧縮応力および引張応力以下であることから、くいの断面が決定される。

また反対に、使用するくいが先に決まっている時は、これから逆に 1 本当りの許容水平抵抗力 P_{ra} が求まるから、(v) で述べたよう $n = P_{ra}/P_r$ によって、くいの本数が決められる。

また、くいの頭を H 形鋼などで剛結して門形ラーメンとした場合のくいに生ずる最大モーメント M_{max} は (ただし、この場合は R'_q は無視する) 次式で求められるから、これに単くいと同等にして、断面を決定する。

$$\begin{aligned} M_{max} &= M_S = -M_D \\ &= -\frac{P_r \cdot a \{ (3k+1)h + 3k(h-a) \}}{(6k+1)h} \end{aligned}$$

ここに

$$k(\text{剛比}) = \frac{K}{K_0} = \frac{I}{I_0} \cdot \frac{h}{l}$$

I : 梁材の断面二次モーメント

I_0 : ぐいの断面二次モーメント

l : 梁材の長さ

h : ぐいの不動地盤よりの長さ

a : 不動地盤より P_r が作用する点までの長さ

国道工事事務所をはじめ多くの機関から資料を提供していただき、またご教示をいただいた。文末ではあるが、これらの方々に心より感謝の意を表わす次第である。

あとがき

斜面崩壊防止工の抑止工のうち、もたれ擁壁、現場打ノリ枠工、ぐい工の設計の現状と若干の方向づけについて述べたが、これらの構造物に作用する外力については誌面の都合であまりふれなかった。地山の強度値の算定、地震時の土圧、集中豪雨時の土圧などの問題があるが、これらについては別の機会に述べてみたい。建設省長野

参考文献

- 1) 日本道路協会: のり面工と斜面安定工指針 1972. 9
- 2) 日本道路協会: 道路排水工指針 1973. 6
- 3) 安江朝光: 急傾斜地崩壊対策の考え方 土木技術資料 Vol. 15, No. 3 1973
- 4) 林 宜熙他: 斜面上のタイの設計法に関する考察 土と基礎 Vol. 22, No. 12 1974

15. がけ崩れ・地すべり危険地予測の ための数量化解析の適用

大 久 保 駿
板 垣 治
吉 川 正 徳

土木技術資料 Vol. 18. No. 5
1976. 5

がけ崩れ、地すべり危険地予測 のための数量化解析の適用

大久保 駿* 板 垣 治** 吉 川 正 徳***

まえがき

がけ崩れ、地すべり、土石流等のいわゆる土砂害の発生危険地の予測が、これらの災害防止対策を進める上できわめて重要であることは言うまでもない。

現在、危険地予測の定量的な扱いが可能なものに数量化解析がある。この方法の適用にあたっては、かなり問題も多いし、適用上の注意も必要であるが、広範囲の地域の粗い一次的な予測の方法としては使えるであろう。実際の危険地の予測には、区域をしぼったさらに詳しい調査が必要であることは言うまでもない。本稿では、がけ崩れ、地すべりについて数量化解析による予測について若干の試算を行ない、適用上の問題点等について触れた。

1. 数量化解析の概要

数量化解析についての詳細な理論および手法は専門書¹⁾や他の文献²⁾にゆずるとして、概念としては二つの相反する事象（ここでは崩壊、非崩壊、あるいは地すべり地形の中ですべりやすいものと、そうでないもの等）について、これらに関連する要因を選び、この二つの事象グループの相関比（グループ間の分散と全分散の比）を最大にするように、すなわち、例えば崩壊グループと非崩壊グループの差ができるだけ明瞭になるように、要因（アイテム）および水準（要因を区分したもの、カテゴリ）に点数を与え、これを各斜面について合計し、基準値（両グループの判別が最も高精度で得られるように配点した場合の両グループの境界）と比較することによって斜面毎の危険度を判定し、また、両グループの判別をどの程度の精度で行なえるかを求めるものである。

数量化解析を使って斜面や溪流の危険度判定を行なう試みは、多くの機関で行なわれてきている。それらの多くは、現象に関係する要因で、しかも一般性のある要因によって、ある特定の地域の危険度判定の可能性をさぐり、ひいては他地域への適用を意図したものである。これらの数量化解析の現状については小橋氏³⁾のまとめたものが参考になる。

本文では、意図するところは変りないが、すでにある

データの利用と危険度判定の量的表現のために数量化解析を試みた。

2. がけ崩れについての試算

2.1 用いたデータおよび要因

試算は崩壊データの多い山口県内で行なった。崩壊データは、47～49年に発生したがけ崩れについて行なった災害実態調査⁴⁾で得られたものの90件を用い、非崩壊斜面のデータは、建設省が47年に行なった急傾斜地の総点検⁵⁾による山口県下2637件の危険斜面の内、崩壊斜面の分布とほぼ同地域内でランダムに選んだ崩壊データの約2倍にあたる197件の斜面である。両データとも、現地調査によって得られたものであるが、崩壊データについては崩壊後の調査によるので、データの精度に多少のちがいがあ

用いた要因は、崩壊に関連があると思われるもので、両グループ双方に共通に調査されている項目で、表-1に

表-1 要因カテゴリ一覧表

1. 地敷物の種類	(1) 裸地 (2) 草地 (3) 林地A (10年未満) (4) 林地B (10年以上) (5) その他(竹等)
2. 斜面の傾斜	(1) 30°～44.9° (2) 45°～59.9° (3) 60°～
3. 斜面の高さ	(1) ～19.9m (2) 20m～49.9m (3) 50m～
4. 湧水の有無	(1) 有 (2) 無
5. 崩壊の有無	(1) 有 (2) 無
6. 表土の厚さ	(2) 0.5m 未満 (2) 0.5m 以上
7. 地質	(1) 噴出岩類 (2) 深成岩類 (3) 水成堆積岩類 (4) 変成岩類

注) 斜面の傾斜は、斜面の上端から下端まで、斜面の高さは下端から上端までの高さ、崩壊の有無とはその斜面も含めた付近の斜面の過去における崩壊の有無

* 建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室主任研究員

** " " 地すべり研究室研究員

*** " " 急傾斜地崩壊研究室

* 1 保全対象人家5戸以上、傾斜30度以上、高さ5m以上の斜面を扱う

表-2 カテゴリーの得点、レンジ、分散分析による検定

カテゴリー	1	2	3	4	5	レンジ	F	F _{0.05}
1. 地 被 物	4.08683	3.87162	-2.15353	-1.53398	3.95772	6.2036	48.01	2.40
2. 斜面傾斜	-1.01237	0.12386	1.18928			2.0165	29.43	2.64
3. 斜面高さ	0.77418	-0.60264	-1.41962			2.19375	26.59	3.03*
4. 湧 水	0.37737	-0.24980				0.62717	4.99	6.73
5. 近辺の崩壊	-0.20795	0.13675				0.34470	9.32	6.73
6. 表土の厚さ	-2.76272	1.29886				4.06158	158.61	6.73
7. 地 質	0.41177	0.37565	-0.45605	-1.67430		2.08607	9.01	2.64

*上段がカテゴリー-3個、下段がカテゴリー-5個

示す7要因である。判別結果は表-2のとおりで適中率は86.1%である。

2.2 計算条件の検討

① 要因区分

要因のカテゴリーが分類で与えられているもの以外(斜面の傾斜、斜面の高さ)は、区分方法を変え、個々に分散分析を行ない、その値が最大となるような分け方をした。斜面の高さを例にとって、20m未満、20m~50

m未満、50m以上の3区分した場合と、0~15m未満、15m~30m未満、30m~45m未満、45m~60m未満、60m以上のように5区分したものを比較すると表-2に示すように、分散分析の結果は前者の方が有意水準が高い。要因毎のレンジ(要因内得点差で各要因の崩壊への関連度はこのレンジにより相対的に順位づけられる)は、図-1のように前者の区分の方が高くなっている。3区分の場合は、上から4番目に重要な要因であったが、5区分にすると順位は上から5番目となり重要度は落ちる。また、適中率(判別の精度)は両方とも86.1%であって、これだけからは要因区分の適中率におよぼす影響がわからない。しかし要因の重要性から判断して前者のような有意水準を高くするような区分を行なうことが重要なことである。

② 要因の選別

一般に要因の数が多いほど判別の精度が向上する傾向があると言われているが、実際に数量化解析を適用する場合、できるだけ少ない要因で、できるだけ精度の高い判別を行なえることが望ましい。その場合、要因の独立性の検定や分散分析による有意性の検定などによって要因のふるい分けが行なわれる。また、もう一つは、レンジの小さい(すなわち重要度の低い)ものから順に選別する方法も考えられる。計算そのものだけなら、すでにあるデータは独立性、レンジの大小を問わずすべて使用しても計算の手間にはあまり変わりはないが、得られた結果をもとに現地への広範な適用を試みる場合は、要因の調査の難易度、調査に要する手間等を考えて、判別の精度が変わらなければ、少ない要因でまた簡単な要因

で行なっておくのが望ましい。そこで、要因のふるい分けによるレンジの変化を調べてみた。図-2はその結果で分散分析により有意性の比較的低いものから順に落したものと、レンジの小さいものから順に落したものである。いずれの場合も要因の数が少ないほど適中率は落ちてくるが、3要因の場合は逆に上がっている。いずれの方法でも、要因数の変化によって要因間の重味の大小は当然変化してくるが、わずかでであり、また、方法の違いによる傾向はあまり見られない。いずれの場合も判別の精度は80%台であり、判別の精度は良好であると言える。以上の結果からは、ことさら要因数を減らす必要のないことがわかる。

以上の7要因の中にはデータの性質上特

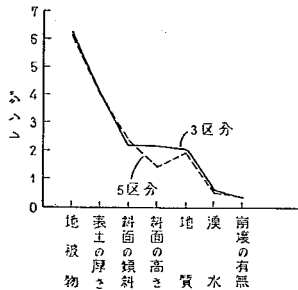


図-1 斜面の高さ、カテゴリーの区分方法とレンジ

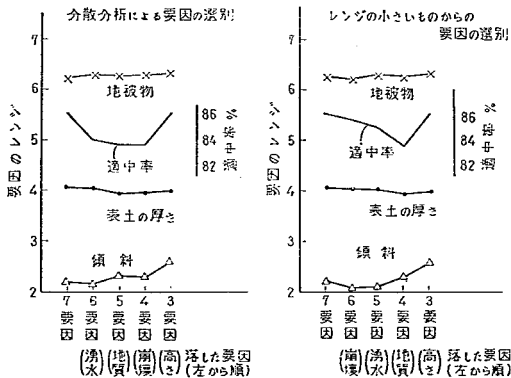


図-2 要因の選別法と判別の精度

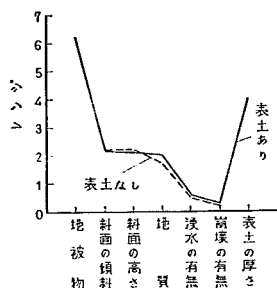


図-3 表土を除いた場合のレンジの変化

異なる要因が含まれている。それは表土の厚さで、崩壊しているデータはすべて 0.5m 以上 (0.5m で分けた) であったため、最も有意性の高い要因となっている。この要因の影響を調べるため、表土の厚さをぬいて計算をすると、図-3に示すようにレンジは多少変化し、適中率も 86.1%から82.6%に下がっている。

③ 要因毎の崩壊との関連

要因毎の崩壊におよぼす影響度を見るには、レンジの大きさを比べればよい。レンジの大きいほど (得点差の大きいほど) その要因は崩壊への関係度が明瞭になるからである。7要因全体についてみると表-2から、地被物の種類が最も重要な要因となる。崩壊に重要な関係のある浸透水の多少を推量するのに有力な手がかりとなる湧水の有無が、7要因の中でも重要度の低いものになっている。

前述のように特異なデータ (表土の厚さ) や、調査の困難な、したがって調査精度のあまり良くない要因 (湧水) 等が混在しているため、要因の整理、精度の統一をはかれば、この順位は当然変わってくる。

④ 崩壊に関係する要因区分

要因内のどのカテゴリーが崩壊に関係が大きいかを見るには、表-2の得点の大きさを比べればよい。

地被物では、裸地、その他 (竹林等) 草地、林地B、林地Aの順である。その他は、データが過少であるための影響が出ている。表土の厚さは、0.5m 以上、斜面の傾斜は、急なほど関係が大である。斜面高さについては、高さが低いほど大きい。地質については噴出岩類、深成岩類などが大きい。湧水の有無については、有の方が大きい。近辺の崩壊の有無は無の方が大きい。これらの結果について、さらにその意味を検討する必要がある。

2.3 総点検による危険度判定との関連

昭和47年に建設省の実施した総点検では、急傾斜地崩壊危険地は A, B, C の3段階に区分されている。ここで用いたデータについてみると表-3のようにランタAの斜

表-3 総点検斜面およびけり崩れ発生斜面の危険度

	総点検による 危険度判定 (%)	47~44年 発生 率 (%)	$D/R \times 100$ (%)	発生度の倍率	
				A/B	A/C B/C
A	79 (39.7)	65 (74.7)	0.823	5.84	2.16
B	99 (49.7)	14 (16.1)	0.141	1.00	0.37
C	21 (10.6)	8 (9.2)	0.381	—	1.00
計	199	87	—	—	—

面での崩壊発生は B, C に比べて高くなっている。

オーバーハング (災害調査では含まれていない) を除いた5要因について数値化による計算を行ない、その判別得点分布を A, B で比べると図-4のようになり、危険度の高いAのものが、数値化の結果でも危険側に多く分布しているのが分る。また崩壊、非崩壊の判別得点分布は図-5のようになり、適中率74.6%で、比較的良好な判別ができることとなる。要因のレンジおよびカテゴリーの判別得点は表-4のようになる。数値化による判別解析をもとにして崩壊危険度のランク分けをするなら、レンジの相対的な大きさを要因間の配点比とし、カテゴリーの得点の大きさをその要因内の区分ごとの配点比とすればよ

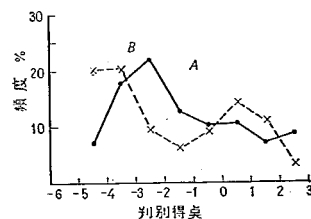


図-4 危険度 A, B (総点検), 判別得点分布

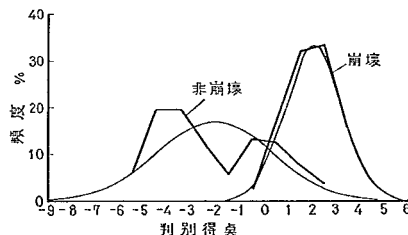


図-5 判別得点分布図 (5要因)

表-4 要因のレンジおよびカテゴリーの得点 (5要因)

カテゴリー	1	2	3	レンジ
要因(アイテム)				
斜面の傾斜	-1.00034	0.12238	1.17514	2.17518
斜面の高さ	0.83405	-0.64922	-1.52951	2.36356
湧水	0.51426	0.34040		0.85466
周辺の崩壊	-0.00285	0.00187		0.00472
表土の厚さ	-2.69279	1.26599		3.95878

い。数量化の結果をそのまま用いるとすれば、この表の該当する要因の該当する区分の得点を合計することによって、その斜面の危険度をあらわす点とすればよい。この合計点によって、例えば総点検で行なったような区分をすれば、その境界を設定しなければならないが、その境界設定は数量化解析の結果から出てくるものではなく、例えば対策事業実施のプライオリティを決めるため等の行政的判断で設定され得るものであろう。ただし、この合計点が、適中率74.6%で(すなわち25.4%の誤差をもって)危険度の高いグループに属するか、危険度のあまり高くないグループに属するかの判定はできることになる。

3.4 問題点

以上はあくまでもある特定の地域での既存のデータを用いての解析であり、一般的に用いられるものではない。また 新たにデータを求める作業はしていない。したがって総点検斜面と崩壊斜面との対応が不明瞭であり「外的基準」の分類が必ずしも明瞭ではない。

ここで扱った要因は限られたものであり、さらに重要な要因がある。表土・厚さ、斜面の高さ等はこれ自体が崩壊発生を左右する要因とは考えにくい、崩壊したかどうかという結果だけからみると崩壊発生を特徴づける要因である。湧水は、崩壊に関係の大きな浸透水を知る有力な手がかりであり重要な要因ではあるが、確認のむずかしさがある。浸透水、地表水の斜面への流入に関係のある集水面積等におきかえるのも一つの手であろう。

地質区分そのものは崩壊発生にはあまり関係がないと言われるが、質で区分するとやはり重要な要因と考えなければならない。

要因の選択や組み合わせ、カテゴリーへの分類などが数量化解析の精度を左右するが、崩壊に関係のある要因を選別するほかに、データの得やすさ、均一性、労力等も配慮されるべきである。

実際に急傾斜地の危険地域区分を行なうには、崩壊の

起こりやすい斜面区分と、崩壊を起こした場合の被災規模の組み合わせたものにならなければならない。例えば図-6に示すように斜面の高さ毎の崩壊発生率は斜面が高いほど小であるが、被災規模は逆になっている。したがって斜面を取りまく自然要因のみでなく、社会的要因(主に被災環境)を取り入れなければならない。

その他に崩壊発生の外因となる降雨等の気象条件も重要であるが、あまり広くない地域を扱う場合には、斜面毎に変化のある要因でなくなる。将来の課題である。

3. 地すべり地帯への適用性について

3.1 ダム周辺の地すべり危険度判定の数量化の例

最近、国土利用の高度化により、ダムの築造、道路の建設が山間地まで進み、しばしば地すべりの発生に関する問題が出てくる。

特にダム建設の場合には、ダム湛水により今まで斜面が水没しなかったところまで水没する。このため貯水池周辺の斜面に恐らく多くの現象が発生することが予想され、このため事前に地すべりの危険度判定の必要性が生じてくる。

① 早明浦ダム周辺の地すべりについて

このダム周辺の地すべりの危険度判定は危険グループと非危険グループに分けて行なった。

地すべりに対する非危険グループの分類の仕方は非常に問題が多い。

地すべり現象は歴史性があり、移行性がある。地すべりの移動土塊は運動に伴っていろいろな方向に変形、あるいは破壊し風化してゆき、岩塊からレキ状へさらに粘土状へ変遷する。この過程の中で土塊が粘土化すればするほど継続的な運動を示し、逆に岩塊ほど突発的な運動をする。粘土化した地すべりは地元の聞き込みなどで発見できるが、岩塊地すべりとなると地形的にも地すべり地形を呈していない斜面におこるので、かなり精査を必要とする。したがって精査しない場合に普通一般の斜面と見分けがつきにくい場合が多い。

このように地すべり移動土塊の質により、かなりの運動の違いが見られる等、非危険グループの分類基準にかなり問題があることがわかった。したがって、ここでは次の方法で2つのグループに分けることにした。

地形的には過去に崩壊あるいは地すべり発生が認められる特異な地形を呈し、かつ現在も崩壊を起こしている地域、地質的には断層、褶曲でかなり破壊され、著しく風化された崩壊土の厚い地区を重点的に踏査し、これに社会的要因(公共物の重要度)を勘案した、結局地すべりの活動性が大きく、規模が大きいため被害の恐れも大きいもの(43個)と、活動性が小さく、規模に関係なく被害も小さいもの(115個)に分けた。

なお、この2グループの分け方に問題があるため、そ

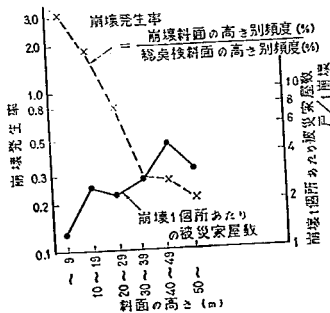


図-6 斜面の高さと崩壊発生率および被災規模

それぞれの要因毎に分散分析による有意性の検定を行ない、要因のふるい分けを行なった。

表-5は早明浦ダム周辺の地すべりのカテゴリ-区別の数量化値を示したものである。要因数は11個とした。この要因は、空中写真及び大縮尺の図面から判別できやすい要因を主として考えた。

表-6に要因別レンジと判別解析による適中率を示した。各々の要因を分散分析し、これを信頼度95%で有意性を検定し、分散分析の結果をもとにして有意性の程度を考慮して、各要因の組合せを考え、それに対する要因

間の要因別レンジを算出し、それぞれのケースごとに示した。要因別レンジの多いほどその重みの重要性があることを意味する。

また、各々の要因間の組合せによる判別解析の適中率をそれぞれ示す。

要因間の組合せ方法は、地すべり規模、公共物等を考えたケース①、地べり規模及び公共物を考えないケース④、分散分析による有意性の検定を考慮したケース⑤、地すべりの判読要因に便利な要因ケース等について種々行なった。この結果判別解析による適中率は70%台であ

表-5 早明浦ダム周辺の地すべりカテゴリ-別数量化値

カテゴリー	1	2	3	4	5	6	7	最大値と最小値の差
要因								
1 地質	崖線 (3~5m以下) 0.32861	崖線 (5m以上) 小礫含む 0.26555	崖線 (5m以上) 大礫含む 0.72801	崖線 (5m以上) (粘土化あり) -0.86957	緑色片岩 -0.86957	珪質片岩 -0.86957	黑色片岩 -0.38217	1.59758
2 高さ	30m -0.86957	50m -0.53323	70m 0.63163	90m -0.05220	110m 0.23645	130m 0.07018	130m 0.90552	1.77509
3 斜面長	100m -0.60330	200m -0.18746	300m 0.63403	400m 1.26053	400m 0.43949			1.86383
4 形状比	0.5 0.19548	1.0 -0.01233	1.5 -0.25621	2.0 0.23221	2.5 0.07018	2.5 0.46175		0.72796
勾配	20° 0.58277	25° 0.42846	30° 0.23896	35° -0.58764	40° -0.36507	40° -0.37800		1.17041
6 公共物	人家・道路 (3戸以下) 1.07531	人家・道路 (3戸以下) 0.16416	人家 (3戸以下) 1.25053	道路 -0.31868	なし -0.39029			1.65082
7 植生 (地すべり中部)	裸地 0.13943	草地 -0.18042	畑 0.72801	雑木 -0.60330	森林(疎) 0.19548	森林(中) -0.55005	森林(密) -0.33704	1.33131
8 植生 (地すべり末端)	裸地 -0.04501	草地 0.04333	畑 0.82198	雑木 -0.86957	森林(疎) -0.07078	森林(中) -0.07078	森林(密) -0.86957	1.69155
9 コンターの乱れ (地すべり中部)	凹状 0.13943	平行 -0.16968	凸状 0.44608					0.61576
10 コンターの乱れ (地すべり落着部)	凹状 -0.37801	平行 0.03341	凸状 0.03472					0.41272
11 コンターの乱れ (地すべり冠頂部)	凹状 -0.47017	平行 0.10580	凸状 -0.05378					0.57597

表-6 要因別レンジと判別解析による適中率

要因	F検定 信頼度 95%	分散 分析 (有○)	有意性	早明浦ダム 要因の組合せとそれに対するレンジ						F検定 信頼度 95%	分散 分析 (有○)	有意性	白川ダム 要因の組合せとそれに対するレンジ		
				1ケース	2ケース	3ケース	4ケース	5ケース	6ケース				1ケース	2ケース	3ケース
				1ケース	2ケース	3ケース	4ケース	5ケース	6ケース				1ケース	2ケース	3ケース
1 地質	2.16	1.73		1.828	1.945	2.142	2.650	1.680	1.629	2.16	0.79		1.117	1.212	1.278
2 高さ	2.16	1.52		1.642						2.43	0.82		0.473		
3 斜面長	2.43	4.84	○	0.940		2.439				2.27	0.79		1.726	2.038	1.930
4 形状比	2.27	0.80		1.292			1.146			2.43	0.82		0.516		
5 勾配	2.16	2.98	○	0.950	1.391	0.982	1.595	0.834	0.749	2.43	1.30		0.327	0.8470	
6 公共物	2.43	6.15	○	2.701	2.589			2.370	2.643	2.43	3.40	○	1.712	1.724	1.8211
7 植生(中部)	2.16	2.10		1.751	2.057	2.272	1.604	1.791	1.740	2.43	2.21		1.051	1.043	
8 植生(末端部)	2.16	2.10		1.170			1.610	1.171	1.332	2.27	1.63		1.467	1.519	1.540
9 コンターの乱れ (落着部)	3.06	2.54		1.277	1.268	1.172	1.526	1.336	1.286	3.91	7.45	○	8.482	8.374	12.957
10 コンターの乱れ (冠頂部)	3.06	0.49					2.209		0.173						
11 コンターの乱れ (冠頂部)	3.06	1.16					0.969								
適中率				77%	72%	70%	73%	73%	77%				70%	66%	68%

った。

② 白川ダム周辺の地すべりについて

ここでのグループ分けは前述の早明浦ダムのように社会的要因は考慮せず、地すべり地形と思われる地形を158個選び、現状のすべり易さから2グループに分けた。すべり易いグループ個数73個とすべりにくいグループ個数85個である。このグループの判断は専門家による総合判断であるため、それぞれの要因の分散分析をここでも実施し、その有意性を確めた。この結果については表-6にすでに示したとおりである。

分散分析の結果、有意性ありが湧水と植生（末端部）のみであったが、これと有意性ありに近いものを加えて判別解析を行なうと適中率66~70%の範囲であった。また、要因数全部を用いると適中率70%となる。一般的な傾向として要因数を増すと適中率も上がる傾向はみられる。

3.2 地すべりの数量化の問題点

今回の地すべり数量化は、地すべり地ですべり易さから判定したものである。地すべり地形は一種の滑落地形であると言われており、これが完全に終了しない限り斜面でたえず地形変遷を行なっており、このため種々なタイプを形づくっている。この種々なタイプを渡氏⁵⁾は4つのタイプ(岩盤、風化岩、崩壊土、粘質土)に分け地すべりの活動性の状況について表現しているが、まだ完全にそれぞれの発生機構がつかめていない。そのために外的基準を設けるための分類がむずかしい。

早明浦ダムの調査では、分散分析による有意性の検定をし、その結果を用いて判別解析するとかなりはっきりしたグループに分けることができ、その適中率も70%以上を越えた。

数量化解析に用いる要因の精度がその成否を左右するであろうと思われるが、特に白川ダムのように要因判読精度の悪い場合にはかなり低い適中率を示す。ダム周辺の地すべりは急激な環境変化がある。しかし現在のところ、この急激な環境変化に対する十分な資料が少ない。したがって危険度判定のダム周辺地すべりへの適用は、かなり困難を伴う。また、かけ崩れ、土石流等はかなりはっきりした運動現象を示し、これをとらえて解析すれば良いが、地すべりの場合は長年月経てその運動の終息をとる場合が多く、したがってダム湛水周辺の長期間の観測データの裏付けがぜひ必要と思われる。

一般にダム湛水により影響される流域はかなり広い。このために全部の関係する斜面を精査するにはかなりの労力と時間がかかるため経済的にも得策でない。精査のように細分化された調査を行なえば行なうほど、精度は良くなるが調査が高度化となる。このためにも少々精度がおちてもその地域について簡単な一次ふるい分けとしての数量化による危険度判定を実施すべきであろう。

ダム湛水のような場合には社会的環境因子により地すべり被害発生がかなり影響される。今回公共物の定性的表現を中心に分類したが、実際は公共物の被害の程度により決定されるべきものであろう。これらを含んだ要因の危険度判定をあみ出すことも必要であろう。

また、自然は複雑な要因のからみとバランスで成り立っており、この要因があまりにも複雑なため、経験的な判断に頼らざるを得ない場合がかなり多い。この意味からしても要因の因果関係を数量化してその実態を把握しひいては危険判定の基準化に寄与すべきものをつくる必要があると思われる。

今回、地すべり地形の徴候のある斜面の数量化を実施したが、地すべり地形でない。現在安全な斜面と考えられる斜面との数量化による判別解析の必要もある。

あとがき

建設省で扱う土石流、地すべり、急傾斜地については昭和47年の総点検の際に危険度判定の作業がなされた。これは、これまで定性的に言われていたことや、経験をもとにして現地踏査と地形図、空中写真等をもとにして行なわれたもので、当時の技術、あるいは調査環境からすると、実施に踏みきったということでも一大進歩であった。数量化解析を用いた斜面や渓流等の危険度判定は各方面で多くの試みがなされているが、ここであえて数量化解析の適用性について検討を行なったのはすでに実施されている上述の危険度判定を定量的に表現しなおす可能性をさぐるためである。

参考文献

1) 例えば

林 知己夫：数量化の方法，東洋経済新報社
林 知己夫，樋口伊佐夫，駒沢 勉：情報処理と統計数理，産業図書

2) 例えば

丸安隆和：写真判読による地すべり，崩壊の統計的研究，土木学会論文集116号，S. 40
小橋澄治：航空写真判読による斜面の安定度解析(1)，新砂防 Vol. 25, No. 1, S. 47
久保村圭助：数量化法による斜面の安定度解析について，土木学会論文集 194号 S. 46

3) 空中写真判読による斜面の安定度判別法について

の研究会報告 新砂防 Vol. 26, No. 2, S. 48

4) 建設省傾斜地保全課 土木研究所急傾斜地崩壊研究室：かけ崩れの災害の実態について，土木研究所資料 1109号 S. 51. 2

5) 渡 正亮：地すべり地の概査と調査の考え方 土木研究所資料1003号 S. 50

16. アメリカの地すべり・崩壊危険地 予測の動向

大 久 保 駿

土木技術資料 Vol. 18. No. 5
1976. 5

< 紹介 >

アメリカの地すべり・崩壊危険地予測の動向

大 久 保 駿*

はじめに

我が国でも、土砂害の発生および災害危険地の判定とその危険度区分が重要視されてきた。海外でも、例えば昨年末に UNESCO が Landslide の Zoning に関する準備委員会を開き、全世界に呼びかけて、各国の Zoning の現状調査と、手法の整理に動きは始めている。本稿では手持の資料をもとにしてアメリカでの Zoning (危険度地域分け) の手法の紹介をして参考に供したいと思う。

1. 概要

地すべり・崩壊の分布図を全米にわたって作成したものに1950年代後半の Highway Research Board によるものがある¹⁾。これは、全米の主として道路工事に関連して発生した地すべり・崩壊の規模と頻度をもとにして分布を調べたもので図-1に示すように4段階に区分し

ている。

同様に広い区域の Zoning を行なったものにカリフォルニア全州の地すべり・崩壊の起こりやすさ分布を示したもの (1/5,000,000) がある²⁾。これは主として、現在判定できる地すべり・崩壊の分布と地質区分とで分けたもので、やはり図-2のように4段階の区分で示している。

また、Radbruch³⁾ はサンフランシスコ湾周辺域の 1/500,000 地形図上で傾斜、降雨量、表層地質、および地すべり・崩壊分布をもとにして、地すべり・崩壊の起こりやすさを6段階に分けて示した。最も発生率の小さいランク“1”を“傾斜5%以下、年平均降雨量250mm以下”として、最も発生率の高いランク“6”を“この地域内 (サンフランシスコ湾周辺) で最も地すべり・崩壊の集中度の高い区域”として、ランク“2”、“3”、“4”、“5”は主として表層地質をもとにして区分している。図-3は例である。

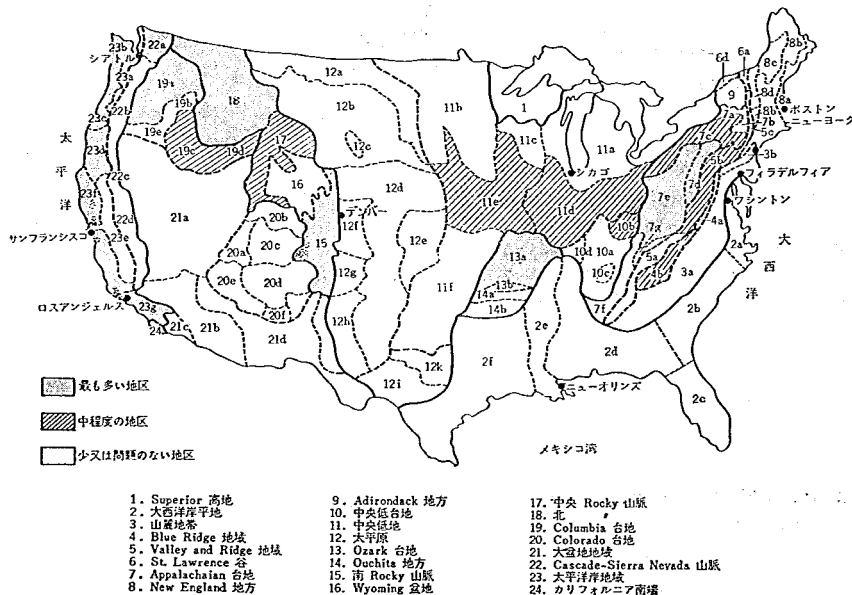


図-1 アメリカの地形分類と地すべり分布 (R.E. Baker, R. Chieruzzi 1959)

*建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室主任研究員

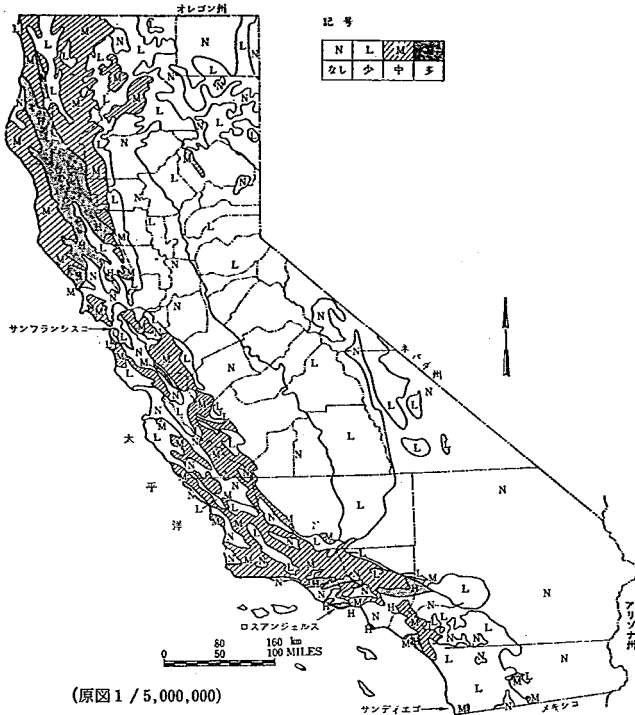


図-2 カリフォルニア州の地すべり・崩壊分布 (Radbruch, D. H., Crowther, K. C., 1970)

もう少し範囲を限って精度の高い Zoning がいくつか試みられている。これらのそもそものはじまりは FIA (連邦保険局 Federal Insurance Administration) の推進する政府補助の保険制度のための危険地域区分であることが多い。Zoning のこの他の主たる目的は、開発にともなう地すべり・崩壊による被害を防ぐためであり、土地利用、開発の許可の権限を有する自治体 (郡または市) の行政指導のための資料として用いられる。もちろん Zoning された地図は一般市民の利用に供されているので、個人または土地開発業者の利用度が高い。以下にすでに試みられている Zoning の方法を簡単に紹介してみる。

2. 地質調査所 (U. S. Geological Survey-USGS) の方法

USGS は全米にわたって地すべり・崩壊の問題の多い地域で危険度分布図作成を進めているが、中でもサンフランシスコ湾周辺域で住宅都市開発省 (Housing and Urban Development, HUD) と協同で地すべり・崩壊危

険度分布図の作成に力を注いでいる。ここではいくつかの試みが行なわれている。

2.1 Brabb 等の方法⁴⁾

Brabb 等は地すべり・崩壊発生の基本的要因として斜面の傾斜と基岩の性質を取り上げている。この2要因の他に地すべり・崩壊分布図とから Zoning を行なっている。

まず地質区分図と地すべり崩壊分布図 (それぞれ 1/62,500) を重ね合わせてそれぞれの地質区分毎にその面積と、その中の地すべり・崩壊面積を計測する。これから、それぞれの地質区分毎の地すべり・崩壊面積率を求め 0~1%, 2~8%, 9~25%, 26~42%, 43~53%, 54~70%, 100% (地すべり・崩壊) の7段階に区分する。

次に、これに I. 0~5%, II. 5~15%, III. 15~30%, IV. 30~50%, V. 50~70%, VI. 70%~の6段階に分けた斜面傾斜区分

図を重ね合わせる。30%を基準にして、地質区分毎に30%を越えるものについてはその時のランク数を最大として与え、それ以下の傾斜斜面ではランクを落す操作をする。こうして出来上がったランク分布図の例を図-4に示す。

2.2 Wright 等の方法⁵⁾

いずれの方法でもそうであるが、現存する地すべり・崩壊を示す地形や痕跡は将来最も地すべり・崩壊を起こしやすいという考えのもとに、地すべり・崩壊分布を面積率に換算して等高線で表わしたものである。

約 7.6km² の円 (半径 1.56km) 内の地すべり崩壊面積率を計算し、1, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90%の等高線を描くという方法である。図-5はその例である。

2.3 Nilsen の方法⁶⁾

Nilsen は地すべり・崩壊分布図、斜面傾斜分布図、地質区分図を重ね合わせて、地震および降雨による地すべり・崩壊危険度を6段階に分けてその分布図を作成した。それぞれのランクは図-6に示すように区分される。

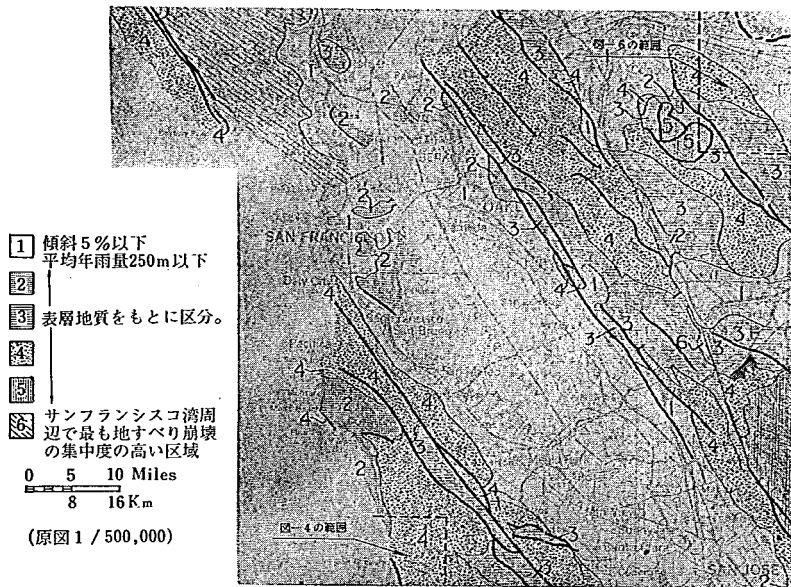


図-3 サンフランシスコ湾周辺地すべり・崩壊発生頻度図 (Radbruch, D. H., 1971)

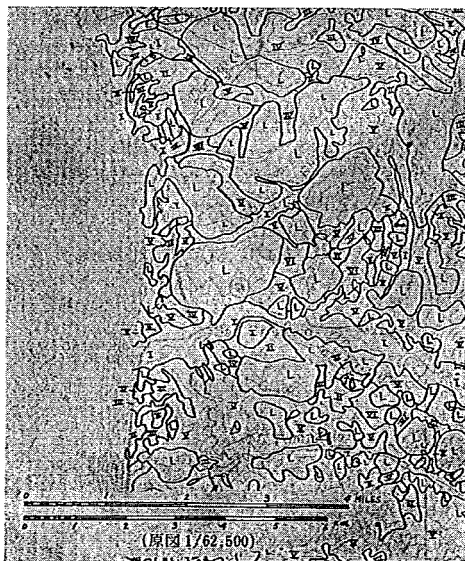


図-4 地すべり・崩壊発生危険度分布図 (カリフォルニア州サンマテオ郡, Brabb, E. E., Pampeyan, E. H., Bonilla, M. G. 1972)

3. カリフォルニア州の方法⁷⁾

地すべり崩壊発生に関係する要因を a. 斜面の素因, b. 外因, c. 特別な“Z”と呼ぶ要因に分けて, 相互に比較することによって, 発生危険度を A, B, C (Aが最も危険) の3段階に区域分けをしている。

素因に取り上げられたものは, 斜面傾斜, 植生種類と密度, 分布, 表層土の種類と分布, 基岩のタイプ, 基岩にまで及ぶ地すべり崩壊の分布等である。

Least Ⅰ 極めて小
Ⅱ 低い
Ⅲ 中程度
Ⅳ 中～高
Ⅴ 高
Ⅵ 極めて大
Most Ⅶ 最も起こりやすい

外因に取り上げられたものは, 降雨量および強度, 山林火災分布およびその潜在分布, 海岸侵食等である。

特別な“Z”と呼ぶ要因は例えば, 堆積岩中の膨張性粘土の存在, 流れ, 断層や破砕されたゾーン, 地下水位の高い斜面等である。

これらの要因を相互比



長さ 150m以上の地すべり・崩壊

• 長さ 150m以下の地すべり・崩壊

数字は地すべり・崩壊の面積率

図-5 地すべり・崩壊等発生率線図 (カリフォルニア州サンタクララ郡 Wright, R. H., 1974)

較することによって危険度を分ける。判断基準は不明であるが、多くの要因を扱うので危険度分けの時の簡単な法則が作られている。それは、まず最初に、限界傾斜

(何度かは不明)以下の斜面はすべてランクCに入れる。限界傾斜以上の斜面については、地表付近の要因で判定し、次に基岩に関する要因で判定する。そして両者の高い方のランクを採用し、同ランクの場合は1ランクあげる。

上述の“Z”要因の存在する斜面では1ランクあげる。という方法をとっている。使用する地形図が 1/24,000 であるので、かなり狭い区域の Zoning としてはかなり有効であると思われる。

4. Advanced Management Systemsの方法³⁾

Advanced Management Systems (コンサルタント) がペンシルバニア州アレゲーニー郡で行なった方法は、要因として地形、表層土質または地質を主体として危険度を7段階に区分したものである。表-1に示したように地形・地質の要因を組み合わせて、地すべり・崩壊発生危険度を7段階に区分し、それぞれに得点を与えて、これを3つのグループにまとめている。

5. National Research Councilの方法³⁾

住宅都市開発省 (HUD) の中の連邦保険局 (FIA) は、洪水保険計画の中の一環として、地すべり・崩壊等 (および土石流も含むと思われる) の“mudslide”についてその危険地域の Zoning 手法の開発を進めている。以下は FIA が National Research Council に委託してまとめた手法である。

既知の地すべり、崩壊分布図を作成し、これと傾斜区分図、谷密度図、谷パターン図、土質区分図、地質区分図等から現在の地すべり・崩壊分布地域と同一条件を有する地域を潜在地すべり・崩壊地として分布図上に記入する。以上の要因図は都市域では 1/

表-1 アレゲーニー郡の地すべり・崩壊発生危険度区分基準

地形要因	地質、土質要因	危険度、ランク	得点	危険度
1 or 2 or 3	1 採炭ずり等の廃棄物	1	—	高
1 急な河岸、段丘前面、等の急傾斜面、(15%以上、多くは 25~100%)、起伏量 30m 程度、切土、盛土多い	2 地すべり崩壊の起りやすい、Conemaugh 層の固結粘土等	2	18.0	
	3 地すべり・崩壊の起りやすさ中~小の Conemaugh 層、Monongahela 層の石灰岩、砂岩、シルト質頁岩等	3	4.0	
2 なだらかな丘陵地、傾斜 5~15%、起伏量 30m 程度、切土、盛土は中程度	2	4	1.7	低
	3	5	1.0	
	4 地すべり、崩壊の起りやすさ小の未固結砂、礫、シルトおよび粘性質沖積層	6	1.0	
3 平坦な沖積平野、傾斜 0~2%、切土、盛土なし		7	—	



(原図 1/12,500)

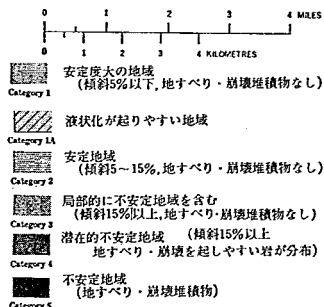


図-6 地すべり・崩壊発生危険度分布図 (主として地震による) (カリフォルニア州コントラコスタ郡, Nilsen, T. H., 1975)

6,000~1/12,000, 郊外域では1/12,000~1/24,000 で作成する。

細分された (どの程度の大きさは不明) 区域内の既

崩壊発生に影響するという観点から, 補助要因として“特別なZ”という要因で危険度ランクに多少の重味をつけている。これは, Brabb 等の方法が1/62,500 地形

存および潜在地すべり・崩壊面積率を求め, 次の基準でランク分けする。

M: 10%以上 (特に起こりやすい)

N: 1%以上10%未満 (中程度)

C: 1%未満 (あまり起こらない)

M, N, C に区域分けされた地図は, mudslide 保険対象域の決定と, 保険料率決定のために用いられるが, その他に危険度の高い地域内での開発行為の規制と管理にも用いられる。

6. まとめ

以上が現在収集した資料の範囲内で紹介できる Zoning の手法である。いずれの方法も最も重要な情報は, 現時点で確認できる地すべり・崩壊およびその痕跡と崩土等の分布であり, これは主として空中写真判読と若干の現地調査により求められる。地すべり・崩壊の発生に関与する要因は多く, 相互に関係し合う。したがってそれらの間の関係を高い精度で求めることはむずかしい。そのため, Zoning の基礎となる要因を何にするかは, 多くの要因の中で, 比較的地的すべり・崩壊の発生に関係の深いもの, あるいは, 調査手法の確立されているもの, 調査手法が容易であり多くの地域に適用する場合に難がないもの等という観点で選ばれる場合が多い。この場合, 地質地形条件がその中心となる。Brabb 等は地質地形要因といっても岩区分他に, 地下水の状況, 節理断層の状況, 侵食の状況, 植生条件等の細かな要因が地すべり・崩壊の発生に関係があるが, ある程度の広さの地域の Zoning のためには取扱いの容易な要因ではないし, これらはひっくりめて現時点の地すべり・崩壊分布がその結果として反映されているという考えから, すでに完成されている地質区分図, 地形 (傾斜) 区分図と, 地すべり・崩壊分布図を用いているのである。一方カリフォルニア州の方法では, やはりこのような細かな, 特異な斜面の条件は地すべり・崩壊発生に影響するという観点から, 補助要因として“特別なZ”という要因で危険度ランクに多少の重味をつけている。これは, Brabb 等の方法が1/62,500 地形

図上で行なわれるのに対し カリフォルニア州では縮尺の大きな 1/24,000 地形図を用いるので、それだけ Zoning される最小区域単位が狭いことにもよる。

要因も斜面自身のもつ要因と、そこに加えられる外力としての誘因を用いた方法もある。しかし、降雨にしても、地震にしても、地すべり・崩壊発生の原因そのものであるが、斜面単位あるいはもう少し広い区域ごとに厳密に固定条件として設定し得るものではないので、これらは、誘因を受けやすい斜面条件におきかえて扱われることになる。

Zoning された地図の価値は使用目的にもよるが、主として、どの程度の大きさの区域まで区分できるかによる。ほとんどの方法が 1/62,500 程度の地形図上に区分されるので、区分された地図上では、各種地図の移写作業等の誤差も考慮して、大体 100m 前後の誤差がでると考えられている。したがって利用時には大体 150m 四方以上に及ぶ区域を対象とする場合に限るのがよいと見られている。1/24,000 地形図を用いればもちろん精度は高まり、対象区域を小さくすることができ。

Zoning され、危険度でランク分けされた区域は、その区域全体がそこに表示されたランクに代表されるわけではなく、さらに高ランクの斜面も低ランクの斜面も含まれることとなる。さらに各ランク間の境界付近に最も問題が多く、特に高ランクと低ランクが接しているような区域では将来問題が残る。NRC の方法では、したがって各ランク間の境界線は明確にしないで漠然とひくよう配慮している。

それぞれの方法はその地域ごとの特性を配慮して固有のランク分け基準を設けているが、NRC の方法のように全米にわたって統一的な手法を定めようとする場合、適用の困難な地域が多くでてくる。そのため FIA(NRC の方法を採用する)は当初、同一区域での 2 者以上の作成したものとの比較、地すべり・崩壊と要因の関係調査、種々の分野の専門家のパネルによる討議等の実用化のための検討にかなりの力を注いでいる。

カリフォルニア州の方法、Advanced Management Systems の方法については完成した Zoning map を入手してないので御紹介することができなかった。また NRC の方法は、参考文献⁹⁾にあげたパネルで方法論がつけられた段階で、実際に Zoning map 制作までは進んでないと思われる。

あとがき

ここに紹介したいいくつかの方法を通して感ずることは、

Zoning map のもとになる地すべり・崩壊に関する要因の選択や判定がかなり大胆に行なわれていることである。それは手持ちの資料を有効に使うためと、実用を第 1 に考えているためである。したがって Zoning map の縮尺もかなり小さなものであり、Zoning された区域は全体としての危険度で表現され、個々の斜面の危険度までの Zoning にはなっていない。しかし、多少精度はあらくとも、短時日のうちに広い区域をカバーすることに主眼が置かれている。今後データの積み重ねと、追跡調査の結果、次第に精度の高いものへ改良されていくであろう。

参考文献

- 1) Baker, R. E.; Chieruzzi, R.: Landslide Occurrence and Analysis, HRB Bulletin 216, 1959
- 2) Radbruch, D. H.; Crowther, K. C.: Map Showing Relative Amounts of Landslides in California, USGS Open-File Report, 1970
- 3) Radbruch, D. H.; Wentworth, C. M.: Estimated Relative Abundance of Landslides in the San Francisco Bay Region, California; Basic Data Contribution 11, San Francisco Bay Region Environment and Resources Planning Study, USGS, HUD, 1971.
- 4) Brabb, E. E.; Pampeyan, E. H.; Bonilla, H. G.: Landslide Susceptibility in San Mateo County, California, USGS Miscellaneous Field Studies, Map MF-360 1972
- 5) Wright, R. H.; Nilsen, T. H.: Isopleth Map of Landslide Deposits, Southern San Francisco Bay Region, California; USGS Miscellaneous Field Studies Map MF-550, 1974
- 6) Nilsen, T. H.; Brabb, E. E.: Landslide, in Studies for Seismic Zonation of the San Francisco Bay Region; USGS Professional Paper 941-A, 1975
- 7) California Division of Mines and Geology: Analysis of mudslide risk in southern Ventura County, California; CDMG open-file Release 72-23, 1971
- 8) Advanced Management Systems: Landslide risk analysis, Report prepared for the FIA by AMS 1971
- 9) National Research Council: Methodology for Delineating Mudslide Hazard Areas, Panel of Methodology for Delineating Mudslide Hazard Areas, 1974

17. 崖崩れの実態とその対策

安 江 朝 光
大 久 保 駿

施工技術 Vol. 9. No.8
1976. 8



I. ま え が き

斜面安定の問題は、あらゆる建設の分野で大なり小なり、その処置に多岐にわたる問題である。ここで紹介する急傾斜地の安定ないしは災害防止は、自然斜面の近辺に、すでに現在、被災対象たる人家・公共建物等が存在するという点で、また、切土や盛土等によって新しく造られた斜面ではないという点で、他の多くの斜面安定の問題とはかなり異質な条件をもった分野であると言える。しかし、斜面安定の技術的な面から見ると切土斜面の安定と何等変らない場合が多い。

急傾斜地という言葉は狭義には昭和44年に施行された法律に基づくもので、傾斜30度以上の斜面をいい、周辺に被災対象（保全対象）が存在する斜面について、その保全対象の人命を崩壊による災害から保護する事業を急傾斜地崩壊対策事業と呼んでいる。

本稿では急傾斜地の崩壊（崖崩れ、以下このように呼ぶ）の特徴と対策について紹介する。

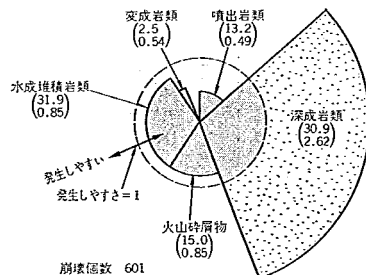
II. 崖崩れの定義

自然状態の地山の崩壊は“崩壊”と“地すべり”に区分される。その相異点は明確でない場合が多いが、両者の典型的な現象に対しては、発生時期や発生機構、運動機構、規模等によって区分することができる。また、崩壊の中でも、現象のものには相異はないが、発生地域や被害形態が異なることによって対策の取り扱いが異なるという点か

ら“山腹崩壊”と“崖崩れ”に分けられる。

前者は、その多くが、崩壊そのものが直接的に被害を発生させるものではなく、それによって山地の荒廃が進み、崩壊土砂が河道に供給されることによって土砂流出が増大し、あるいは土石流を誘発するなどといった土砂害に対する間接的な効果を及ぼすものであり、対策は、林地保全のための個々の崩壊に対する対策、あるいはある範囲を持った地域全体の流域安定といった立場から行なわれる場合が多い。後者の場合は、急傾斜地の崩壊に相当し、崩壊そのものが直接的にその近辺の人命および人家等に被害を与えるもので、対策は個々の斜面に対して直接行なわれる。

急傾斜地はあくまで自然斜面という分類として扱われるが、周辺には人家等が存在するため、多少なりとも人工の



中心角の大きさが各地質区分ごとの構成率を示し、半径の大きさが発生しやすさを示す。数字は上段が構成率(%), 下段が発生しやすさ。1以上で発生しやすく、1以下で発生しにくい。

図1 地質区分と崖崩れ

*. **国省土木研究所：東京都北区志茂 5-41-7

手加わっている場合が多い。

以下、建設省の実施した災害実態調査の結果を中心に
崖崩れおよび被害の特徴等について紹介する。

III. 崖崩れの特徴

急傾斜地の分布は、地質・地形等による特徴よりむしろ、人家群の形成等の社会的条件に影響される。最近では都市近郊の丘陵山地に住宅地が規則性もなく拡大しているが、急傾斜地として扱われるような古くからの斜面には、生活立地上の配慮に基づいた分布の特徴が見られる。例えば、漁港周辺では、良港の立地上平地が少ないため、山と海のわずかな平地に山を背にして集落がはりつくという生業立地上の理由により崩壊による災害危険箇所が多く形成され、また氾濫原では氾濫からのがれるために山付に集落が集まる、などである。

被災対象たる人家があることが急傾斜地の条件とすれば、急傾斜地の分布が地質等の自然要因との結びつきより社会的条件との結びつきの方が大であるわけである。しかし、過去の崩壊実態からみると崖崩れの大概は地質区分ごとの割合は図1に示すような結果になっている。日本の地質区分ごとの分布面積率と比較すると、特に深成岩類での崩壊発生率が高いという傾向がある。

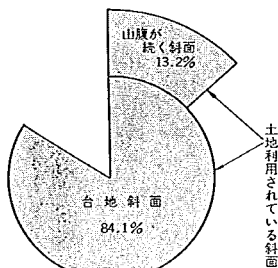
崩壊（災害を伴ったもの）事例559の内、斜面上方が台地状になっているものが約63%あり、山腹が続くような場合は約34%である。前述の急傾斜地の立地上の特徴を考へる上で興味ある傾向を示している。急傾斜地の斜面高は平均で26.5mであるが特に台地斜面では約20m、山腹斜面で約39mと大変異なる。また台地斜面では30m以下のものが約85%に対し、山腹斜面では約56%であり（全体では74.2%）、台地斜面の場合、低い方の分布が高い。対策上からすれば、高さが有限の台地斜面の方が比較的取り扱いきやすく、斜面が半無限に続く山腹斜面の場合には対策

工実施範囲が広大になり、技術的にも経費的にもそれをすべてカバーするのは不可能となり、崩壊防止に効果のある工法およびその施工範囲を決める上で困難ともなる。

逆に、土地利用による制約という面から見ると、図2のように台地斜面は、人家・田畑に使われているものが84%あり、逆に山腹の続く斜面では13%となり、また台地斜面の方が既して急であり（平均値で約52°、山腹斜面は約49°）台地斜面では対策工の工法選択、用地の確保、施工法等に問題が多いであろう。特に斜面不安定土塊除去等のための切土が充分行なえない場合が多い。

斜面高に対してどの位置から崩壊が起りやすいかは、対策工の範囲設定の上で重要な点であるが、前述の調査結果によると平均値で斜面高の0.77倍の位置が崩壊の頭部になり、これを台地斜面と山腹斜面に分けるとそれぞれ0.83、0.64となる。またその頻度の傾向は図3のようになる。実際にはこの値は当然斜面の高さ規模によって変ってくるし、もちろん斜面ごとの条件によって異なるが、斜面の高さが高いほど崩壊の位置は相対的に低くなってきて図4のようになる。

台地状の斜面の形状は、縦断的に見ると、途中に傾斜が変化する点があるようなものが少なく、むしろ均一勾配あるいは変化のない斜面が多いことになる（図5参照）。これは1つには斜面高が高くないせいもあるが、斜面形成の過程や、有限斜面のため上方からの崩壊土の供給と下方での堆積が明瞭でないことなどによる。一方、山腹の続く斜面では、当然斜面上方では侵食・崩壊等による斜面表面の変化が多く、下方には崖錐性堆積物等の堆積部が広がっていて斜面縦断型は勾配の変化の多い斜面となっている。縦断形は崩壊・侵食等による結果であるが、地山を構成する地質特性の影響が大きい。現時点で縦断形の変化する点、特に傾斜変換点等付近では、不安定な表層土、風化層の分布に変化があったり、基岩の表面形に変化があり、その結果として地表水・浸透水等の集中、分布等に変化のある場



台地斜面の84.1%は土地利用され、山腹の続く斜面では13.2%で、残りの多くは山林である。

図2 斜面形態と土地利用（人家、田畑）

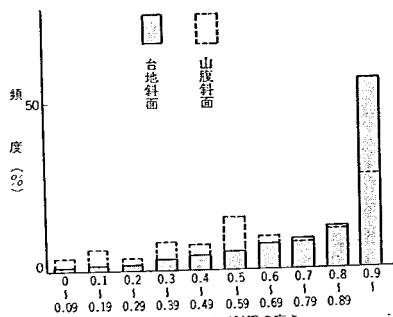


図3 崩壊の位置、頻度分布

施工技術

合が多く、なんらかの形で崩壊に結びつきやすい地形上の特徴と考えておくのがよい。

一般に崖崩れは、降雨による地表水・浸透水等の集中ないしは停滞しやすい地形条件の所で多く起りやすいと言われる。しかし実際の崖崩れは、少なくとも地表水の集中する明瞭な谷地形の所では存外少なく、むしろ崩壊面を見ても平滑なものが多く、図6を見ても明瞭に谷型を示す斜面での崩壊はきわめて少なく（約3%）、谷型全体でも約19%であり、半数以上は横断方向に変化のない直線状の平滑な斜面での崩壊となっている。明瞭な谷型では常時浸食・崩壊によって可動土塊が失われていて、崩壊は起りにくい場合が多い。実際には地表水の集中しやすい地表面地形と、浸透水の集中に関係する地表下基岩あるいは不透水層等の地形とが、必ずしも対応していない場合が考えられ、直線状の平滑な斜面でも地表下の土層構成断面は複雑な形をしているであろう。

降雨が崩壊に及ぼす影響は

- ① 地表面侵食
- ② 降雨の浸透による土層強度の低下
- ③ 土層の重量増
- ④ 間隙圧の増加
- ⑤ バイビングによる局部崩壊とその進行拡大
- ⑥ 風化の促進等

であるが、いずれの場合も地表水だけを見るなら、その影響の最も強くあらわれる地表水の集中箇所はただちに判定できるが、実際にはそうはいかないのは、やはり浸透水の影響がきわめて大きいからである。厄介なことには、浸透水は地表下の基岩や不透水層の形に左右されるだけでなく、わずかな地中の水みちを通して流れ、必ずしも透水性の違いだけではその位置を知ることがむずかしいし、まして、広がりをもった水面を持って流れているわけでもない。数量化解析を試みた結果²⁾や地盤調査³⁾の結果でも斜面横断形はかなり重要な要因であり、しかも凹んだ形の所

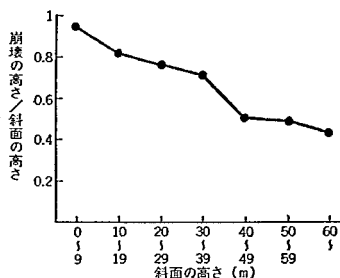


図4 斜面の高さと崩壊高/斜面高

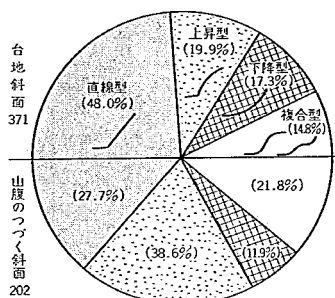


図5 斜面の形態と斜面横断型

での崩壊のしやすさは高いという結果もあるが、特に地表面地形に変化のない平滑な斜面で、崩壊位置を予測することは重要であるがきわめてむずかしい。

一方、浸透水の集中や停滞の多少を判断する材料を斜面表面から得ることができる。それは湧水である。湧水位置付近では浸透水が集中していると考えてもよい。常時湧水

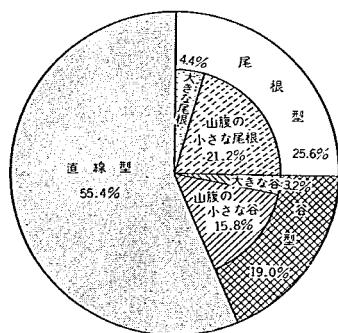


図6 斜面の横断形と崖崩れ発生（崩壊個数580）

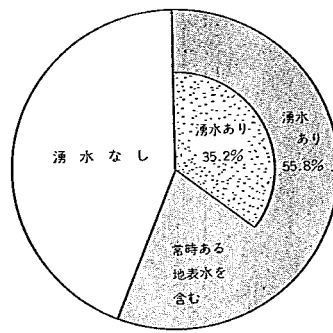


図7 湧水と崩壊（崩壊個数565）

図 8 崩壊型の分類

が見られる時はその水源となるべき、浸透水等の滯水層の存在が想像されるし、また地形図上または地表面形状から判定できる集水面積の大きさ、浸透水の集水区域（地表面地形とは異なる）の大きさ等と照らして考える必要がある。特に降雨時に量が変化したり、濁るような湧水の場合には崩壊発生に関係する重要な要因となろう。

図7は湧水のある斜面での崩壊の割り合いを示したものである。湧水の定義がむづかしいが、ここでは常時地表水の見られる場合も湧水に含めている。現実には、湧水があってもその確認ができていないものがあるので、この図の割り合いはさらに増加すると思われ、湧水の認められる斜面、あるいは常時地表水の見られる斜面等では崩壊との関係に注意を払うべきであろう。

急傾斜地の崩壊の形態は、図8のように25種類に分類されているが、559個の崩壊を分類してみると図9に示すようになる。崖崩れの顕著な特徴は、表土の滑落がきわめて多い（約39%）ことである。もともと表土自体はほとんどの斜面（岩の露出した斜面以外）に存在するものであり、基盤の土層または岩が何であろうと、表土の崩壊が多いのは当然と言えよう。また、図10に示したように、地山にまで及ぶ崩壊は全体の44%あるが、半数以上は表土・崩壊土等の地山の上にいる表層土の崩壊となっている。崩壊の深さの平均値は全体で1.6mであるが、表層土の崩壊は1.61m、土状地山にまで及ぶ崩壊では1.85m（岩状の地山での崩壊は1.46m）となる。崩壊の深さの最頻値は1.0～1.4mであり、崖崩れの深さはあまり大でない。対策工を設計する際に崩壊の想定される土層規模の面的な分布は、特に基岩上に表層土がのっているような場合は簡単なサランディング⁹⁾で容易に調べることができる。

IV. 崖崩れによる被害の特徴

狭義の意味での急傾斜地とは斜面下に保全対象たる人家や公共建物が存在する。したがって、崩壊が起ればまず被害が発生する。

47～49年の間の崖崩れ563箇所⁹⁾の調査では、崩壊1箇所あたりの保全対象人家は22.5戸で、家屋被害は約2.4戸、

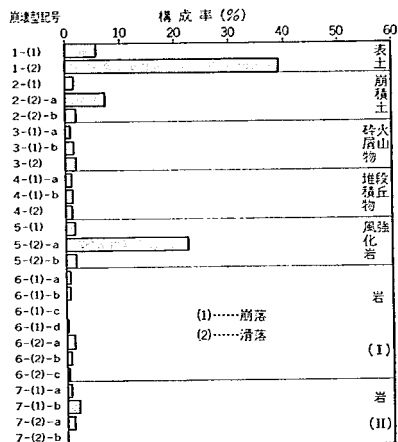


図9 崩壊型ごとの崖崩れの発生頻度

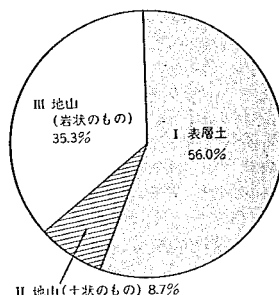


図10 崩壊面の位置

人的被害約0.7人である（表1参照）。保全対象人家10戸に1戸は被災しており、30戸に1戸で人的被害を出していることになる。

崖崩れが発生した際、崩壊土砂は崩壊の高さ、含水の程度、傾斜、保全対象の配置・密度・強度、この部分の傾斜等によっても異なるが、平均値で斜面下端から12mの位置まで達する。全体の約96%は40mまでである。また、斜面の高さに対する崩壊土砂の斜面下端からの流下距離の比は平均値で0.52であり、全体の約96%は1.6以下である。斜面下端から斜面の高さの1.5倍程度、あるいは40mの範囲に入る人家は、被災の恐れがあるとして対策を考えておくのが良い。特に斜

表1 崖崩れによる被害

	保全対象 人家戸数	人的被害			家屋被害		
		死者	負傷者	合計	全壊	半壊	一部破損
全	(563) 12,659	(563) 159	(563) 232	(563) 391	(563) 372	(563) 318	(563) 635
人的被害、家屋被害別の それぞれの割合	—	% 40.7	% 59.3	—	% 28.1	% 24.0	% 47.9
崩壊1ヵ所あたりの数	22.5	0.282	0.412	0.694	0.661	0.565	1.128
保全対象人家1戸あたりの 被害	—	0.013	0.018	0.031	0.029	0.023	0.050
被災家屋1戸あたりの 人的被害	—	0.120	0.175	0.295	—	—	—

* ()内は崩壊個数

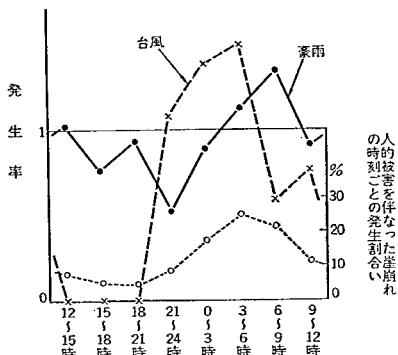


図 11 台風とその他の豪雨に分けた場合の人的被害発生率の比較

面に最も近い家屋群はまずまちがいなく被災する。崖崩れによる災害の発生は、自然現象としての気象条件の生起に左右されるが、特に人的被害という点で見ると、非常に異なった傾向を示す。図11には時刻ごとの崖崩れ発生と人的被害発生率等を示してあるが、崖崩れ自体も深夜～早朝～朝にかけて多いが、人的被害の発生率は深夜～早朝にかけて高い。当然睡眠中の時間帯であり、避難警告、避難が円滑に行ないにくいためである。

台風と豪雨に分けてみると多少発生率のピークがずれるが、台風の場合、12時～21時には人的被害の発生がまったくない。台風の場合は、襲来のコース・時刻・勢力、強風・強雨域等の予想が刻々と出されるので、準備が早くから行なわれ、避難に対する心構え、避難実施が突然発生するものの多い集中豪雨に比べ、はるかに円滑に行なえるはずである。避難等については、集中豪雨発生予測、崖崩れ発生予測等とともに深夜～早朝における避難体制の確立が人的被害減少に有効である。表2に同様に台風と集中豪雨に分けて被害規模を示したが、台風の方が家屋等の被災規模

表 2 災害原因と被害規模

		保全対象家 1戸当たりの 被害家屋数 (全壊・半壊・ 一部破損)	保全対象家 1戸当たりの 人的被害(死 者・行方不明 者・負傷者)	被災家屋1戸 当たりの人的 被害
49年全国	集中豪雨 (90件)	0.070	0.027	0.385
	台風 (100件)	0.092	0.020	0.221
50年台風5号高知 (49件)		0.110	0.017	0.139

が大きい割には人的被害が小さいことが判る。

V. 崖崩れ対策

急傾斜地崩壊対策は、現在、建設省および都道府県を中心に次の4項目が実施されている。

- ① 危険地からの家屋移転
- ② 危険地への建築制限および行為制限
- ③ 危険時の避難
- ④ 崩壊防止工事の実施

家屋移転については、建設省所管の「崖地近接危険住宅移転事業制度」によって、危険住宅の除去、移転地での建築費等の補助あるいは援助、公営住宅への入居、宅地の斡旋等を行なっている。また国土庁所管（施行当時は自治省所管）の「防災のための集団移転促進事業制度」によっても、災害激甚地の生活再建と民生安定のため、被災地住民の集団移転により安全地域での地域集落再建を行なう施策も行なわれる。

危険地での建築制限・行為制限は、建築基準法や急傾斜地法に基づいて危険地での被災対象を増やさないことや、斜面を危険にする例えば斜面下部の切土や上端の盛土、水の放流等を制限するものである。

危険時の避難については、市町村防災計画を通じて避難体制を整備し、住民に対する避難方法の伝達、避難の有効なことのPR等が行なわれている。

崩壊防止工事は、家屋移転が不可能な危険地において危険度の高い斜面より順次実施されている。

VI. 斜面崩壊防止工事

急傾斜地崩壊対策工事は昭和42年度以来実施されてきている。昭和44年に法律（「急傾斜地法」）が施行されると法的裏付けをもった事業として一層強力に進められることとなった。図12には、急傾斜地崩壊対策事業の実績を示す。

急傾斜地崩壊防止工事は、昭和42年度以来約3,600箇所で行なわれており、その内完成したものは約1,050箇所である。昭和51年度には約940箇所の対策工事実施が予定されており、総事業費約144億円が予定されている。

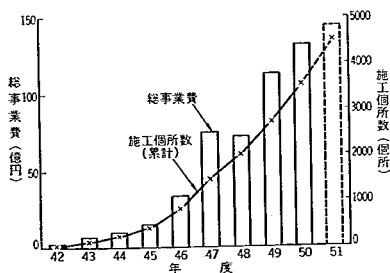


図 12 急傾斜地崩壊対策事業の推移

一連の急傾斜地の崩壊防止工事完成には単年度で終るものもあれば数年間を要するものもあり、工費総額には大変差がある。しかし、単年度内に急傾斜地で実施される工事の費用は大体1,500万円程度であり、概して規模の小さい工事が多い。

急傾斜地の崩壊防止工事は一部を除いて切土斜面に対する対策と同様に扱える。斜面崩壊防止工事を大きく分けると表3のように、抑制工と抑止工に分けられる。

抑制工は斜面の安全率の低下を防ぐために行なわれる工法で、安全率低下の原因が地表水・地下水等による土層の間隙圧増加、含水による土層の重量増あるいは土層強度の低下等であれば排水工を行ない、地表水による斜面侵食・風化等であればり面保護工等が行なわれる。

抑止工は、斜面の安全率向上を図る工法で、擁壁、杭、押え盛土工等の直接的な抵抗力附加の方法と、排水等の滑動力除去の方法がある。り面保護工の中には多少の滑動力に抗し得る効果を兼ねた現場打ちのり枠工のようなものもある。

これらは、斜面が崩壊を起さないように行なう対策工事であり、この他に、斜面が崩壊を起しても被災対象に達する前に阻止する方法等もある。

どのような工法を採用するかは、斜面が将来降雨等の外力を受けた際の安全率の低下の程度、崩壊が予想される範囲の予測、崩壊形態の予測、地表および地表下の水の集中、停滞の程度、斜面土層、または基岩の風化、侵食の受けやすさなど、あらゆる要因を総合的に判断することになる。

基本となる考え方は、斜面は現状で安全率が1または1以上であり、これに外力（降雨・地震・時には人為作用）が加えられた時に安全率が1を下回って崩壊を起すということである。したがって、降雨についてのみ考えると、まず第一には、降雨水が斜面表面および表面下に入りこむことによる斜面の不安定化を取り除くことである。そのため、斜面上端での排水路、斜面上での地表水排除等を行なう。これらはいずれの工法を選択しても必ず行なわれる工法である。しかし、これらの地表水排除工だけでは地表下へ浸透する水をすべて排除することは不可能である。たとえば、後背面積がほとんどなく、この部分からの浸透水の流入がないとしてもである。したがって、地表水排除工のみでは斜面の安定改善を過大に期待するのは危険である。

雨水等が地表下に浸透した場合、斜面の安定を損なう場合が多いが、この場合、浸透水または地下水を直接除去する場合と、他の抑止工等によって斜面の安定の回復または維持を保つ場合がある。

浸透水ないしは地下水排除は、地すべり防止工で用いられる方法が準用できるが、斜面崩壊に対する場合は、地下水が定常的に存在する場合が少ないこと、斜面勾配が急で範囲が狭く、かつ崩壊が地表下2~3m程度までのものが

表3 斜面崩壊防止工，分類

分 類	目的および効果	分 類	工 種
(A) 抑制工	(A-1) 雨水の作用を受けにくいようにする	植 生 工	種子吹付工、芝工など
		構造物によるり面保護工	吹付工、型工 現場打ちのり枠工 落石防止工 コンクリート重力式護壁 もたれ擁壁など
	(A-2) 雨水の作用を受けて崩壊する可能性の高いものを除去する	り面排水工	表面排水工 地下排水工
		地盤改良工	注 入 工 (ロックボルト工)
(B) 抑止工	(B-1) 雨水の作用を受けても崩壊が生じないように力（抑止力）のバランスを加える	不安定土塊の切取り	切 土 工
		斜面形状の改良	切 土 工 コンクリート重力式護壁 もたれ擁壁、型工 (現場打ちのり枠工)
	(B-2) 雨水の作用を受けにくいようにする	抑 止 施設	杭 工 深 礎 工 のり面アンカー工
		押 え 盛 土	

多いなどの理由で、ボーリング排水、明暗排水程度のもので使われるのみである。むしろ、抑止工等の構造物、あるいはり面保護工等で斜面を被った場合等、地表付近の浸透水あるいは湧水等の排除に注意を払っておくべきであろう。

り面保護工は、主目的が、不安定土塊除去、斜面整形、あるいは安全率向上等のために行なった切土後のり面の侵食、風化防止である。自然状態の斜面表層を取ることによって地山が空気中にさらされることになり、また、雨水等の浸透が促進されるため、地山の風化が急激に進む場合が多い。また、同様に切土面を裸においておくこと直ちに侵食を受け、斜面は不安定の一途をたどる。そのため、切土面を植生で覆ったり、コンクリート等の枠やブロック等を張ったり、時にはモルタル等で全面被覆してしまう場合もある。しかし、環境保全の上からも、できるだけ植生等を用いたり面保護を行なうことが望ましい。

り面保護工の中には、例えば現場打ちのり枠工のように、多少とも抑止力の期待できるものもある。期待できると言っても、現在、この枠工の安定解析、あるいは設計計算の方法が確立されていなく、また外力の作用のしかたも不明の点が多いので、具体的にほどの程度の抑止力を期待するのはわからない。しかし、少なくとも基礎地盤に支持力が得られれば、もたれ擁壁のような考え方で安定計算は可能であるし、ラーメン構造としての扱いにより部材の設計ができる。また外力の作用のしかたは杭に作用する土圧の考え方等をもとにして、ある程度の計算は可能であろう。斜面崩壊防止工事の中では比較的多く用いられる工法であり、安定計算法、設計法の確立が急がれている。

抑止構造物としては、擁壁・杭等による抵抗力の付加による安全率の改良を行なう。擁壁も、現実には斜面崩壊を

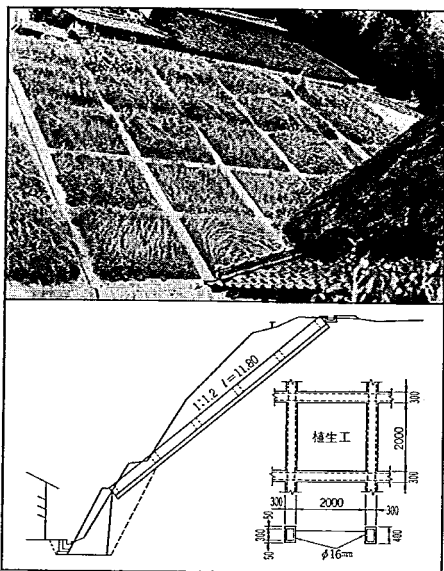


写真1, 図13 現場打ちのり枠工の例 (三重)

招く恐れのあるきわめて大なる掘削をできるだけ避ける必要があるため、普通の重力タイプのものが施工できるスペースが得がたい場合がでてくる。また、斜面土塊の滑動力を擁壁ですべて受け持つことは困難な場合が多く、時にはアンカー等の併用が必要である。背面土圧あるいは土塊の滑動力を受け持つ用の方他に、斜面下端ののり尻の安定を保つための土留め壁的な用の方、のり面保護工の基礎としての用い方等がある。

重力式擁壁の他に、特に狭い場所での施工性等から、もたれ擁壁が比較的良く用いられる。もたれ擁壁はそれ自体では安定でなく、擁壁の自重と背面の土圧のせり持ち式で安定を保っているもので、狭い場所での施工が可能で、断面が節約でき斜面の掘削を少なくすることができる。特に壁背面の一部が軟岩等の場合は表土をはぎとる程度でもたれ擁壁を直接施工し、背面土圧を一部受け持ち、その上方斜面の押えのための基礎として用いるなどの方法がある。

杭工は、限られた場所での大きな横抵抗力を持つので、斜面の抑止施設として最近では施工例も増えてきた。設計には地すべり防止工の方法を準用できる部分が多いが、急斜面であること、崩壊を起そうとする土層の厚さがうすく、規模が小さいこと、あるいは地すべりでは受働領域に杭が設置されるのが通例であるが、崩壊の場合には、一般に主働領域に設置されることや、杭間の土塊のぬけ落ちが多い

ことなどから、杭のせん断抵抗力だけでなくモーメントを考慮した設計が必要なことなどの問題がある。杭間隔、配列等について特別の配慮を要する。

斜面下端に比較的空間のある場合は、押え盛土等によって斜面の抵抗力を増大させる方法が有効である。

斜面が崩壊を起しても、崩土が被災対象に達しないようにする方法もある。他の工法によることが不可能な場合等に、例えば擁壁背面を空にして崩土を待ち受ける方法を用いざるを得ない場合がある。特に落石防止等のために用いられる。

斜面崩壊防止工事の個々について詳細を述べることはできないが、比較的よく用いられる現場打ちのり枠工の例を図13、写真1に示す。

VII. 今後の問題点

斜面崩壊防止工事を実施するには、斜面のある程度の調査が必要であるだけでなく、斜面の崩壊危険度、あるいは崩壊危険地の判定が必要である。

現在急傾斜地崩壊危険区域は、高さ5m以上、傾斜30度以上、保全対象人家5戸以上という基準で調査された結果⁷⁾、全国に6万余箇所の危険地があることが判明している。6万余箇所の他に現在保全対象がなくなるとも将来できるものについての危険地域分けを行なう必要がある。そのためには、災害実態や数値化解析、その他の方法等による崩壊発生危険地域分けを行なっていくのが望ましい。さらに現在ある6万余箇所の危険地のどこから対策を行なうかは、崩壊危険度によるべきであるが、過去の経験に基づく工学的判断と地元の情勢を考慮した行政的判断によって行なわれる。工学的判断の部分にさらに客観的な危険度判定方法を取り入れる必要がある。

崩壊防止工事実施にあたっては斜面の調査を行なう⁸⁾。崩壊防止工事実施箇所決定のため、および概略工法決定のための調査をわれわれは概査と呼んでいる。主として資料調査と踏査による調査からなる。これは広い区域の中でそれぞれの斜面特性がどのような位置づけにあるか、あるいは周辺斜面との関連等を知るために行なうものである。崩壊防止工事実施箇所が決まれば、工法決定あるいはその構造物設計のための詳しい調査一精査を行なう。現実には、調査にかかる経費を充分得にくいことや、構造物の設計法が確立されていないためなどによって詳しい調査が実施されている例は多くない。崩壊防止工事の施工箇所数は今や4,000箇所を超えるが、施工工法のデータは集積されていく一方において、そのバックデータである斜面の調査データや設計データが少ないのは残念である。データの積み上げと、そこから出てくる改良が未知の分野に非常に役

立つと思う。

前述したように崖崩れ対策工事自体は個々の斜面に直接行なわれるものである。しかし、崩壊による被害防止という面から見ると、地域計画の中の一環として、効果的な土地利用、機能的な都市施設配置、安全で快適な住環境配置等の面からの見なおしが重要となってくる。防災計画についても他の災害との関連を考慮した総合的な地域防災計画の中に組み入れて防災体制の一層の充実が必要である。

さらに、崩壊対策工事が施された斜面は少なくとも斜面の安定性はほぼ確保されたが、この空間は利用価値のないものになってしまう。将来、都市近郊等の自然の山地丘陵や、その周辺の“みどり”を主体とする生態系の回復が自然保護、環境保全、あるいは人々の憩いの場確保等の立場から、さらに強く要求されることとなる。そのためにも、崩壊対策工事に“みどり”の要素を充分取り入れるとともに、生活環境との調和を考えた工法や施工法等を検討しなければならない。また、守るべき被災対象が分散したままではなく、計画的に集中させ、その後の斜面を有効に利用する方法を、単に平面的にだけでなく、空間として立体的に考えることが要求されるであろう。

VIII. あ と が き

崖崩れの実態、およびその対策について簡単に述べてみ

た。崩壊防止の技術的な面からは新しい工法の開発や改良もさることながら、現時点で用いられている工法の設計法や安定計算法の確立が出発点であるように思う。そのためには外力としての地山からの力の実態を知る必要がある。

一方、災害防止の行政的な施策の面からは、崩壊危険地の予測や危険度、あるいは崩壊発生時の予知等の手法開発が必要である。

さらに近い将来の課題としては、斜面空間の有効利用や住環境との調和、あるいは地域計画、地域防災計画等の中へ組み入れた総合的な防災計画の中の一つとしての役割り等があげられよう。

参 考 文 献

- 1) 建設省傾斜地保全課、土木研究所急傾斜地崩壊研究室：がけ崩れ災害実態について、土木研究所資料、第1109号、昭和51年2月。
- 2) 建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室：昭和46年9月6日～7日秋雨前線ならびに台風25号によるがけ崩れ調査報告書、土木研究所資料第782号、昭和47年10月、p.60～70。
- 3) 大久保隆、服部孝美：千葉県で発生したがけ崩れの特徴について、新砂防86、昭和48年1月、p.10～19。
- 4) 渡 正亮：急傾斜地崩壊型の分類、土と基礎、Vol.20, No.2, 1972, p.27～32。
- 5) 大久保隆、上坂利平、船崎昌雄：区画買入試験の斜面地盤調査への適用、地すべり、Vol.8, No.4, 1972, p.21～29。
- 6) 安江朝光：斜面崩壊防止工の設計の現状、土木技術資料、18-5, 1976, p.219～225。
- 7) 建設省砂防部：急傾斜地の崩壊等による災害危険箇所の総点検、集計表、昭和48年7月。
- 8) 建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室：急傾斜地調査指針、土木研究所資料、第864号、昭和48年7月。

18. 昭和51年7月の伊豆災害における 被害調査速報

安江朝光，桑原啓三
元田良孝，反町雄二

土木技術資料 Vol. 18. No. 10
1976. 10

安江朝光* 桑原啓三**
元田良孝*** 反町雄二****

我々は、建設省沼津工事事務所、静岡県土木部砂防課の係官とともに、7月19日から21日の間、主に土砂災害を対象に現地を調査した。各々の災害の原因等については、今後行なわれる調査研究の結果を待つとして、ここでは速報をまとめて被害の概況を紹介しようと思う。

伊豆半島南部において、7月10日より始まった梅雨前

時刻(時)	位 置						
	下田市	南伊豆町	東伊豆町	河津町	長崎町	天 城	筑
10日9時 ~11日5時	7.0	1.0	3.0	1.0	18.0		0.0
5~6	14.0	16.5	5.5	15.0	2.5		0.0
~7	18.0	34.5	11.5	18.0	12.0		10.0
~8	28.0	30.0	29.5	23.0	15.0		50.0
~9	14.0	15.0	32.0	34.0	20.0		30.0
~10	32.0	40.0	67.0	⊙75.0	10.5		20.0
~11	37.0	25.0	⊙74.0	49.0	1.5		12.0
~12	⊙58.0	⊙69.5	62.0	53.0	2.0		1.5
~13	15.5	6.5	60.0	60.0	⊙60.0		11.5
~14	0.0	0.5	3.5	17.0	45.0	⊙59.0	31.0
~15	36.0	27.0	31.5	29.0	12.0		31.0
~16	9.0	6.5	22.0	23.0	15.0		40.0
~17	17.5	11.5	35.0	37.0	5.0		34.0
~18	5.5	0.5	5.5	2.0	1.0		0.0
~19	0.0	4.0	0.0	2.0	3.5		1.0
~20	14.0	21.0	2.5	4.0	5.0		0.0
~21	25.0	26.0	13.0	20.0	16.0		10.0
~22	16.0	20.0	27.0	21.0	18.0		20.0
~23	15.0	4.0	13.0	13.5	2.5		5.0
~24	0.0	0.5	2.0	2.0	1.0		10.0
11日24時 ~13日24時	10.5	3.5	18.0	21.5	12.0		91.5

•	建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室長
••	地質化学部地質研究室主任研究員
•••	機械施工部土質研究室研究員
••••	砂防部急傾斜地崩壊研究室研究員

被害状況を表-2, 3に示す。斜面崩壊、土石流などの土砂災害が多発したことで、中小河川のはんらん決壊が続出したことが今回の被害で特に目立った。国道135号線(有料道路)白田地区の法面崩壊、河津町大塚地区の土石流、河津町梨本地区の道路盛土の崩壊が大きな土石災害であり、河川のはんらんによる被害は南伊豆町の青野山、下田市の稲生沢川で特に著しかった。

今回の調査地域の地質は図-2に示すように大部分が

A map of the Kanto Plain in Japan, showing isohyets (lines of equal annual precipitation) and precipitation data for various locations. The isohyets are labeled with values 100, 200, 300, 400, and 500 mm. The locations and their precipitation data are as follows:

- 熱海 (Natsuji): 1850 (140)
- 沼津 (Numazu): 2510 (150)
- 伊東 (Ito): 2510 (150)
- 修善寺 (Shuonsai): 1850 (140)
- 土肥 (Tsuhi): 218 (53.5)
- 大宮湯沢 (Omia Yuzawa): 305.5 (68.5)
- 矢張山 (Yakushan): 517.0 (59)
- 松崎 (Matsuzaki): 310.5 (60)
- 河津 (Kawazu): 520 (75)
- 碓氷 (Utsunomiya): 517.5 (74)
- 下田 (Shimoda): 402.0 (58)
- 南伊豆 (Minami Izu): 397.5 (69.5)
- 石廊崎 (Ishirangaki): 397.5 (69.5)

图-1 等雨量线图 (総雨量)

中新世ないし鮮新世の第三系よりなり、部分的に第四系が分布している。伊豆半島は後期中新世より現在まで激しい火山活動が行なわれ、第三系、第四系ともに主として火山噴出物、すなわち、凝灰岩や凝灰角礫岩等より構成されている。このように比較的新期の堆積物のため、地層は締りがわるく、全般にルーズであり、風化が進み

局部的には著しく変質している所がある。また第四紀の火山性堆積物は崖錐状を呈する所がある。

地形は、山地が海岸線までせまり、居住地となっている海岸近くの平坦部は扇状地にあたり、土砂は、海岸まで直接流出している個所も多い。平野に相当する地域も狭く、そこを流れる河川の断面も小さく、通常時は流量も少ない。また河川の延長距離も短く、縦断勾配が急であり、流域に降雨があった場合流出までの時間が短い。このため、今回のような集中豪雨では、流量が急増し、はんらん決壊をもたらす。

山腹斜面は、地層が軟かいにもかかわらず急峻である。崩壊はほとんどが豪雨による崩壊に最も良く見られる表層滑落型であり、わずかに凹状になった斜面に多い。

3 調査個所の被害状況

今回の調査では、斜面崩壊・土砂流などの土砂災害と中小河川のはんらん決壊が目立ったが、そのうち被災の大きかった個所について現地踏査時の状況を述べる(図-3参照)。

(1) 松崎町峰輪地区の県道被害(写真-1)

那賀川(2級河川)がはんらんし、堤防が決壊した。

表-2 被害状況表(その1)

市町村名		下	田	南伊豆	東伊豆	西伊豆	河	津	松	賀	茂
被害区分	(人)	死者	4	1	1	2	6				
		行方不明	1								
		負傷者	1	8	8	3	8	4			
住家被害(戸)		全壊	5	7	8		5	1			
		半壊	4	7	8	1	9	4			
		一部破損		9		2		5			
		床上浸水	1321	520	34	33	100	185			
		床下浸水	515	352	118	159	278	336	60		
田・畑(ha)		流失・埋没		55	6	4	13	19	2		
		冠水		141	3	52	100	66	10		
崖くずれ(箇所)			5	244	29	35	55	38	32		
罹災世帯数(世帯)			1330	534	50	34	114	190			

表-3 被害状況表(その2)

(金額単位:千円)

工種	河川		海岸		砂防		道路		橋梁		計	
	箇所	金額	箇所	金額	箇所	金額	箇所	金額	箇所	金額	箇所	金額
県工事	392	2,076,024			1	5,400	159	416,813	3	3,700	555	2,531,937
市町村工事	595	2,156,197					294	442,373	22	177,838	911	2,776,708
計	987	4,232,221			1	5,400	453	889,186	25	181,538	1,466	5,308,645

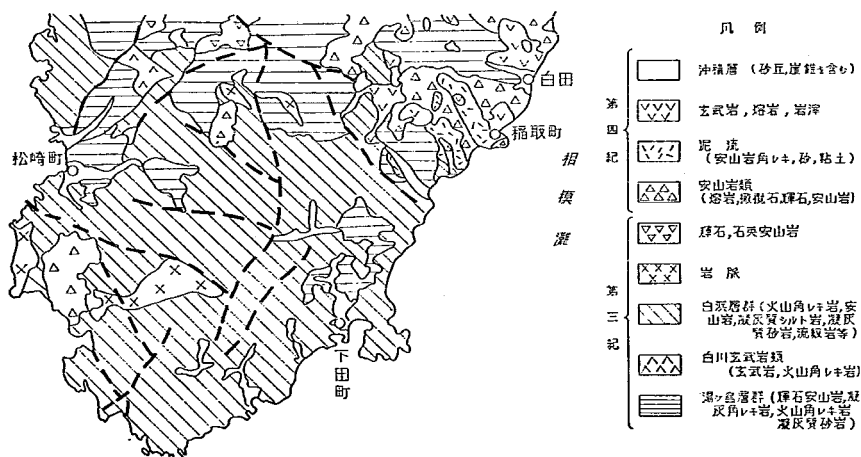


図-2 地質図

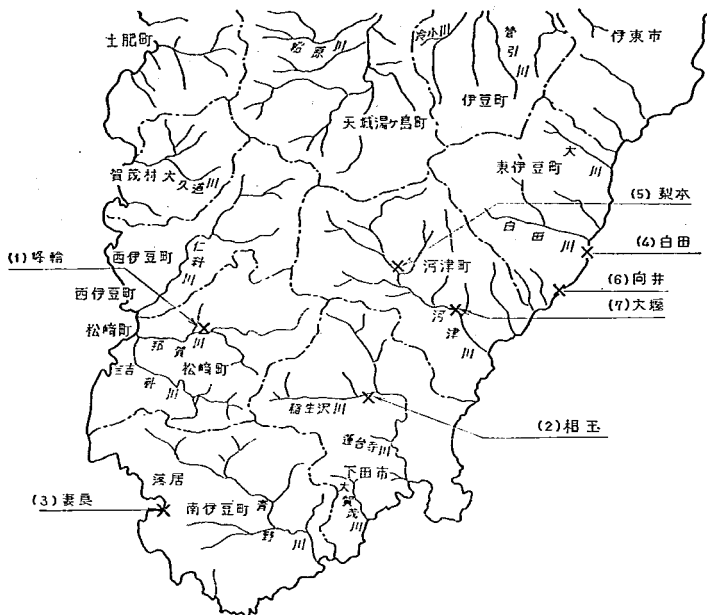


図-3 調査箇所図

県道下田—松崎線が堤防上にあったので、これが延長約100mにわたってえぐられていた。流失した箇所から下流にかけて県道側の川岸には護岸工（石積み）が施されており、比較的新しく施工されたものであった。調査時にはすでに決壊部分に土が盛られていて被災時の様子はうかがえなかったが、流失部分の始点と終点にはコンクリート製のカルバートがあり、それ以上の洗掘を食い止めたものと考えられる。那賀川の県道側には民家が立ち並んでいるが反対側は田畑になっていて人家はない。しかし、道路側の堤防より反対側は高い。

(2) 下田市相玉地区の道路被害 (写真-2)

県道下田—松崎線が崩壊し、たまたま現場を通りかかった車が下を流れる稲生沢川に転落して不幸にも2名が亡くなった現場である。道路は盛土であったが幅10m程が崩れ去って跡形もなかった。写真中の橋は被災後にかけた仮橋である。右岸側は山で、小さな川が盛土中の暗渠（ボックスカルバート）を通して稲生沢川に流れ込んでいたが、流木等によりカルバートが閉そくした形跡は見られなかった。

(3) 南伊豆町妻良地区の土石流災害 (写真-3)

被災地は妻良漁港に面したわずかな平地で背後は山が接近している。災害の様相については現地で詳細に確認できなかったが、土地の人の話や県の係官の言では、3箇所で山腹崩壊が7月11日の午前10時～10時半に発生し、その後雨は一時小降りになったが、再び激しい雨になり午前11時半頃家が土砂流で埋ったとのことである。被災地からは山腹崩壊地が2箇所遠望されるが、これは明らかに谷であると分る地形でなく、また崩壊の頭部の幅が広く、山腹

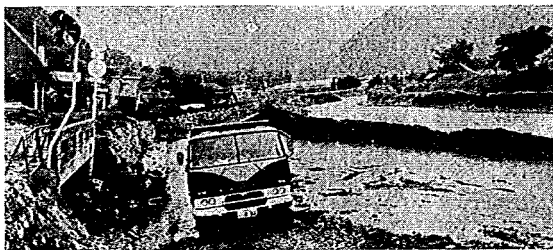


写真-1 松崎町峰崎地区の被害

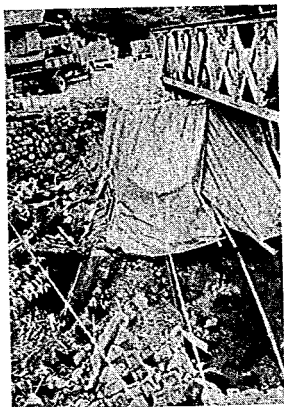


写真-2 下田市相玉地区の道路被害

のかなり上部から崩壊している。このような特徴は、降雨による崩壊地にも見られるが、2年前の伊豆半島沖地震による崩壊地に多く見受けられたことから、地震の影響の有無を今後調べていきたい。

(4) 東伊豆有料道路(国道135号線)(東伊豆町) 白田地区の道路沿いの斜面崩壊(写真-4)

まず11日12時30分頃の落石状の小崩壊が発生し、付近住民が避難した。11日13時30分頃伊東側が大崩壊し、土砂は道路、民地、伊豆急線路を越え海岸まで達した。これに続く崩壊が18時頃起こり道路上に土砂が3m堆積した。次いで12日7時頃下田側が大崩壊し、道路本体が欠壊し、民家を押しつぶし、伊豆急線路も海へ押し流した。斜面の地質は、下部は凝灰角礫岩、上部は火山性碎屑物(固結度低く崖に近い)であり、調査時に湧水がこの境より出ていた。崩壊の原因、対策工については、道路公園を中心に現在検討中である。

(5) 河津町梨本地区県道の被害(写真-5)



写真-4 東伊豆町白田地区の東伊豆有料道路の斜面崩壊

県道13号線河津町梨本地区で盛土路体が崩壊し、通行禁止になった。崩壊地点は山腹斜面上に片盛の高盛土を行なっている所で、道路幅員は約5.5m、法面は斜面崖錐上に高さ約3mのコンクリート擁壁、その上にブロック張工(高さ10~15m)が施工してある。道路の線形は崩壊部の修善寺寄約50m位から直線部になり約3%程度の下り勾配である。崩壊部の自然斜面は道路とほぼ平行斜面であるが、やや凹地形になり、集水しやすい地形になっている。

崩壊は崖錐上のコンクリート擁壁、ブロック張工を含め、路体の大部分が法尻より5~60m流されている。コンクリート擁壁の基礎は直接崖錐の上ののっており、岩着してなかった。

(6) 東伊豆町向井(稲取)地区の崖くずれ(写真-6) 人家の裏山の斜面が幅約20m、高さ約25mにわたって崩壊し、そのため、家屋全壊1、半壊3の被災を受けた。地山は凝灰角礫岩であり、その表層が11日の午後6時頃滑落したものである。

(7) 河津町大堰の土石流災害(写真-7)

河津町大堰の被害は土石流によって死者3名、家屋全壊、半壊各1を出したものである。土石流発生までの降

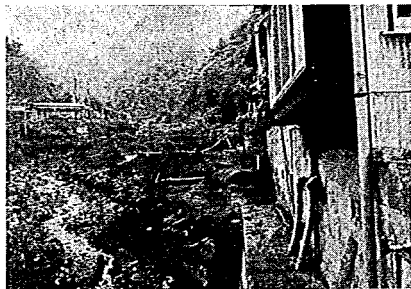


写真-3 南伊豆町妻良地区の土砂災害



写真-5 河津町梨本地区県道の被害



写真-6 東伊豆町向井(稲取)地区の崖くずれ

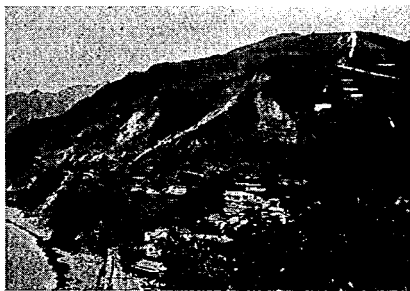


写真-8 落居地区の全景

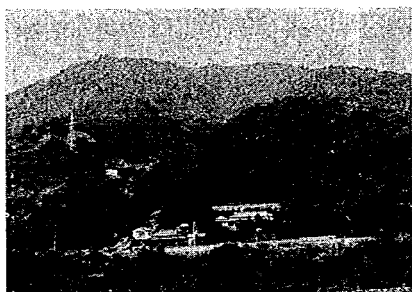


写真-7 河津町大堰の土石流災害

雨は7月10日にわずかの降雨があり、11日は早朝よりの豪雨が午前9時頃ピークに達し、その後やや小降りになったものの12時頃第2のピークに達した。土石流は第2のピークとはほぼ同時の12時30分に発生した。

土石流は、比高約300m、傾斜角45°に近い急峻な一連の斜面の沢部に発生した。地質は下位に第三紀の角礫凝灰岩、上位に第四紀の火山噴出物が載っている。沢の流量は多く、普段より比高200m位より湧水し、ワサビ田として利用され、湧水地点より上部は降雨時のみに流れるようである。

山頂部分は別荘地開発のために宅地造成しており、崩壊頭部直上は幅員約6mの道路である。道路の谷側(崩壊側)はL型側溝、山側はU字溝が設けてあり、また排水溝が崩壊地点の約50m上にある。崩壊頭部は2箇所あ

り、1箇所は排水溝や側溝を溢れた水が流れた形跡があるが、崩壊の末端は土石流本体と連なった崩壊には達していない。他の箇所の崩壊は土石流が発生した沢の延長上にあり連続している。この崩壊の頭部に道路より湛水した水が流れこんだ形跡は明確でなかった。

(8) マーガレットライン等

西伊豆のマーガレットラインや落居、伊浜などの部落は'74.5伊豆半島沖地震によって斜面崩壊など多大の被害を受けたが、今回の豪雨によってどのように影響を受けているかを調べた。概して言えば、落居、伊浜、中木部落等には多くの斜面崩壊が見られるが、地震の影響を受けている崩壊はほとんどない。地震災害の大きかった地域で植生の回復が不十分な斜面が多いが、これが今回の豪雨で表面浸食を受けているが、大きく崩壊した斜面は今回の調査では見当らなかった。

あとがき

伊豆半島は、昭和49年5月の伊豆半島沖地震、昭和50年10月の秋雨前線豪雨による災害に今回の災害が続いている。地震、降雨の誘因がたまたま続いたと言うこと以外に被害が大きかったのは伊豆半島の持つ地形・地質の素因が関与していると考え方が妥当である。自然条件と防災を地域計画に現在以上に反映する必要がある。

現地調査にあたっては、本省の各部局、沼津工事事務所、日本道路公団、静岡県土木部などの方々へ情報の提供と現地の案内をお願いした。文末であるが、これらの方々により感謝の意を表わす次第である。

19. 台風17号による土砂災害

土木研究所砂防部

土木技術資料 Vol. 19. No. 1
1977. 1

<通報>

台風17号による土砂災害

建設省土木研究所砂防部

はしがき

台風17号は51年9月上旬、九州南方海上に停滞して、前線を斜めに続けたため、四国、中国、近畿、中部の各地方には昭和51年9月8日から13日にかけて、記録的な大雨をもたらした。この雨は雨量強度そのものも大きかったのと同時に長時間降り続いたため、各地にいろいろな形の土砂害を発生した。

土木研究所では、直ちに砂防部を中心として土砂害調査団を組織し、建設省砂防部の調査員に同行して各災害現場にゆき、土砂害に関するデータの収集と災害復旧の技術的指導を行った。

土砂害調査団のメンバー、日程、担当地区は次のとおりである。

期 間	担当地域	メンバー
51.9.16~21	香川、愛媛	泉 岩男 ⁽¹⁾ 、池谷 浩 ⁽²⁾
51.9.16~22	兵庫、岡山、広島	安江朝光 ⁽³⁾ 、中村浩之 ⁽⁴⁾
51.9.19~23	徳島、高知	藤田寿雄 ⁽⁵⁾ 、山内 修 ⁽⁶⁾

この報告は、これらの調査団員全員によってまとめられたものである。地域的には災害のため情報の収集が遅れた所もあり、土砂害の全容を明らかにしたものとは言えないかも知れないが、緊急報告として読んで頂ければ幸いである。

(砂防部長 渡 正亮)

1 台風17号の概況と降雨量

1.1 台風の概況⁽¹⁾

昭和51年9月3日21時に、カロリン群島東部海上で発生した弱い熱帯低気圧は、4日15時、発達して、台風第17号となった。

台風第17号は、その後次第に発達しながら北西に進み、沖の大東島南方約200kmの海上に達したところには、中心気圧910mb、中心付近の最大風速60m/sとなり、大型の非常に強い台風となった。台風は、以後も北西に進み、沖縄の東南東約150kmの海上で進路を北にかえ、速度をおとしながら北上した。そして、臥蛇島付近で10

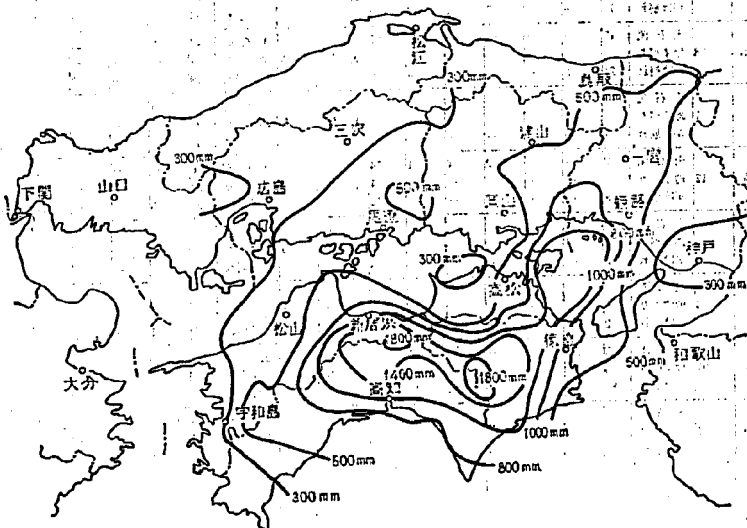


図-1 中国・四国地方の総降雨量

(1)砂防研究室長 (2)同研究室員 (3)急傾斜地崩壊研究室長 (4)地すべり研究室主任研究員 (5)地すべり研究室員 (6)砂防研究室研究員

日夜から12日午前にかけて約30時間停滞状態を続けた。台風は停滞しながらも中心気圧 950~955mb の大型で強い勢力を保っていた。この停滞が、中国・四国地方を中心に長時間にわたり大雨を降らせた。

台風は、太平洋高気圧が後退しはじめた12日午後になって北上をはじめ、九州西方を北北東に進んで13日午前1時40分、長崎付近に上陸、九州北西部を縦断して5時頃に玄界灘に抜け、日本海を北東に進んで14日朝、温帯低気圧となって消滅した。

台風第17号は、西日本を中心に大被害をもたらした。これは、台風前面に広がった雨域が大雨を降らせたこと及びこの雨域の外周部に南から大量に湿った空気が流れ

こみ大雨を降らせたこと等が原因と考えられている。そして、この台風第17号の特徴は、全国で 167名という多くの死者・行方不明者をだしたことと言えよう。これら死者のうち113名は、土石流・地すべり・がけ崩れ等の土砂害によるものであるところに注目すべきである。

1.2 降雨量

中国・四国地方を中心とした 8日~13日間の連続降雨量を等降雨量線でまとめたのが図-1である。

図-1は、土木研究所砂防部からの現地調査班が、それぞれ現地で収集してきた資料をとりまとめたものである。これによると、四国山地を中心に最高 1,800mm 台の豪雨が降っている。特に、瀬戸内海沿岸は通常、降雨量が

表-1 台風17号による被害(土石流、地すべり、がけ崩れ)状況

県名	土砂害の発生件数	土砂害の区分		人的被害(人)			家屋被害(戸)			県名	土砂害の発生件数	土砂害の区分		人的被害(人)			家屋被害(戸)		
		種類	件数	死者	行方不明	負傷者	全壊	半壊	一部破損			種類	件数	死者	行方不明	負傷者	全壊	半壊	一部破損
北海道	2	土石流 地すべりがけ崩れ	2	—	—	3	—	—	2	岡山	270	土石流 地すべりがけ崩れ	7 258	— 11	— 22	4 77	3 79	16 265	2 16
山梨	4	土石流 地すべりがけ崩れ	4	—	—	—	—	—	1	広島	64	土石流 地すべりがけ崩れ	3 58	— 13	— 16	— 22	4 13	4 44	6 44
長野	3	土石流 地すべりがけ崩れ	3	—	—	—	—	—	—	山口	21	土石流 地すべりがけ崩れ	21	1	—	6	8	5	16
石川	25	土石流 地すべりがけ崩れ	12 13	— —	— —	— 7	— 4	— 3	—	徳島	89	土石流 地すべりがけ崩れ	10 65 14	6 1 —	— — 5	1 39 8	64 48 9	17 137 20	10 137 20
岐阜	38	土石流 地すべりがけ崩れ	17 21	— 2	— —	— 3	— 6	— 8	21	香川	67	土石流 地すべりがけ崩れ	47 1 19	49 — 1	— — 9	25 — 26	111 35 26	59 — 46	12 — —
愛知	1	土石流 地すべりがけ崩れ	1	—	—	—	—	—	1	愛媛	93	土石流 地すべりがけ崩れ	23 27 43	4 — —	1 — —	5 — 12	9 1 23	6 2 71	26 71 26
三重	12	土石流 地すべりがけ崩れ	3 1 8	— — —	— — —	2 — —	4 — —	1 — 12	14	高知	63	土石流 地すべりがけ崩れ	6 34 23	— 1 3	— — —	— 16 26	6 1 13	2 35 17	2 35 17
福井	3	土石流 地すべりがけ崩れ	3	—	—	—	—	—	3	福岡	1	土石流 地すべりがけ崩れ	1	—	—	—	—	—	1
京都	3	土石流 地すべりがけ崩れ	1 2	— 1	—	—	—	— 1	—	長崎	7	土石流 地すべりがけ崩れ	— 7	— 2	— —	— 2	— 4	— 2	— 10
兵庫	91	土石流 地すべりがけ崩れ	3 82	4 6	— 3	—	— 46	— 73	30	熊本	4	土石流 地すべりがけ崩れ	— 4	— —	— —	— —	— 1	— 3	— 3
奈良	1	土石流 地すべりがけ崩れ	1	—	—	—	—	—	1	大分	35	土石流 地すべりがけ崩れ	3 2 30	— — 4	— — 6	— — 7	3 — 6	3 — 29	3 — 29
和歌山	4	土石流 地すべりがけ崩れ	4	—	—	—	—	— 1	3	鹿児島	14	土石流 地すべりがけ崩れ	— 14	— 5	— —	— 5	— 10	— 5	— 4
鳥取	6	土石流 地すべりがけ崩れ	1 5	— —	— —	— —	— —	— 2	5	合計	921	土石流 地すべりがけ崩れ	123 164 634	63 2 49	1 3 0	37 204 253	127 53 279	124 268 591	124 268 591
										全合計									
										921 114 4 137 566 459 976									

少ない地方であるだけに今回の多量な降雨量によって災害が発生したものと考えられる。

1.3 被害の概況

被害状況の総括を表-1に示す。主な被害の状況を県別に報告する。

2 兵庫県

2.1 概況

兵庫県下では県西南部の岡山県境付近を中心にして連続雨量にして1,000mm前後(図-1参照)の降雨に見舞われ、ほぼこの雨量に比例して、連続雨量で600mmの地域にわたって土砂災害が発生している。しかし、今回の兵庫県下の災害を特徴づけるものとしては、瀬戸内海の家島を中心とする主としてがけ崩れ災害と、マスコミを賑わした宍粟郡一宮町福知地区に発生した地すべりである。

2.2 家島の土砂災害

最大時間雨量85mmを記録した家島では宮地区でのがけ崩れ(幅40m、長さ60m)が発生し、4名が死亡したものを含めて全島で数十箇所の崩れが発生し、建物、公共土木施設に大きな被害を与えた。

地質は古生層の粘板岩が全島の大半を占めており、表層部の風化が特に著しく、多量の降雨により、がけ崩れが多発したものと推定される。

家島本島では小渓流での土石流災害がみられる他、坊勢島、西島等でのがけ崩れが生じている。

2.3 相生付近の土砂災害

相生、赤穂付近は白亜紀後期から古代三紀にかけて噴出したとみられる流紋岩が広く分布しているが、時間雨量で60mm程度の降雨や連続雨量で1,000mm前後の降水にしては非常に崩れの数が少なく(保砂防課の昭和51年9月末現在では全県で82箇所)ことが印象的であった。崩れの規模も大きなものはなかったが、中には相生市坪根地区で山腹で崩壊が発生し、谷を流下した土砂が沿岸辺りの19戸の家屋を襲い被害を与えたが、住民はそれ以前に舟で海上に避難して人的被害をまぬがれた例や、赤穂市陽和で死者1名を出したががけ崩れが、急傾斜地工事の未完了の比較的傾斜のゆるい竹林が滑落しているものなどみられた。

2.4 福知の地すべり

昭和51年9月13日9時30分頃、兵庫県一宮町福知で大規模の地すべりが発生し、埋没崩壊民家35戸、流失民家5戸、公共施設被災7件、事業所被災24件、被災人数192名(内死亡3名)という大被害を与えた。

現場は揖保川の河口より40km上流の地点で、地質的には花崗閃緑岩類、安山岩類、流紋岩類等の入り組んだ非常に複雑な地域である。昔よりこのすべりを起こした地域は抜山と呼ばれているところであるが、日本全国

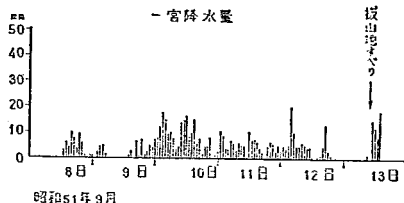


図-2 兵庫県一宮町での降雨状況

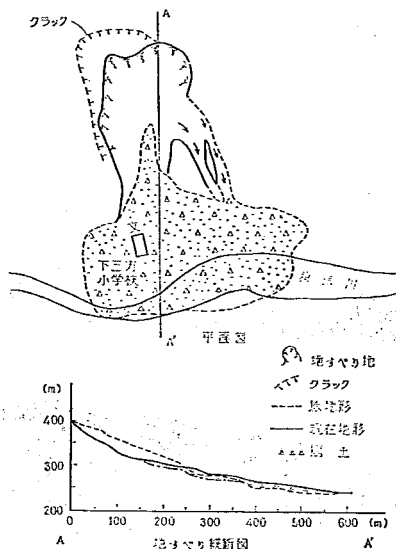


図-3 福地の地すべり

に分布するいわゆる地すべり地帯には属していない。

福知での降水量を図-2に示したが、8日より降り始めた雨が11日頃最大になり、すべりの発生した13日には日雨量39mmと少なくなっている。地すべりの規模は長さ250m、幅200m、平均深さ20m(最大35m)で土量にして約100万 m^3 の土砂がすべり落ち、民家や学校を飲み込んでしまい、流下した土砂は揖保川の支川三方川を閉塞し天然ダムを形成するなど幅250m、長さ550m、平均厚さ10m程度に堆積した(図-3参照)。この地すべりをむしろ崩壊に近いと主張する人もいるが、いずれにしても規模が大きくなる程、断層などの地質構造と地下水の影響を強く受けるというこれまでの実態が今回の災害にも当てはまるようである。

地すべりは13日の朝7時20分ごろ末端部で小崩壊が発生し、民家1戸を襲い、家族6人を埋没することによ

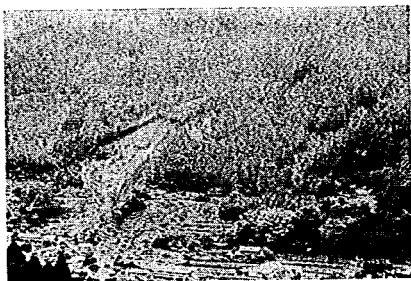


写真-1



写真-2

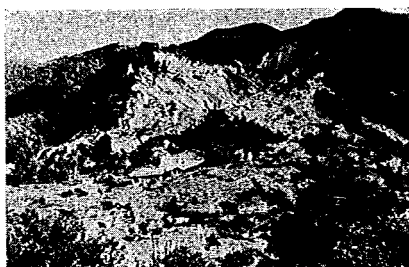


写真-3

て始まったが、その内3名は消防隊員により救出された。しかし残り3名を救出中さらに大規模のすべりが予想されたので避難した後多量の土砂が崩れてきた。地すべりは朝方起こったためそのとき多くの目撃者や貴重な写真や8ミリフィルムなどが壊れている。写真-1~2は一宮役場の稲田信明さんが撮影した地すべりの様子の連続写真の一部である。

また地元一宮町立下三方小学校の生徒達が、「台風17号」という文集に抜山地すべりについて作文しているのでここにその一部を紹介する。

台風十七号

四年 小田美智子

わたしは、十三日の朝、おにいちゃんに、「あれ、山くずれみたい。」と言いました。すると、おにいちゃんは、ふしぎそうな顔をしておばちゃんに、「あれ、山くずれかいな。」と聞きました。おばあちゃんも、「そうやろうなあ。」と言いながらわたしたちと見ました。八時ごろの山は、小さなつぼみみたいな形をして土がみえていましたが、九時半ごろ、急に緑の山が大きく動きました。「ゴー」とおそろしい音をたてて山がくずれてきました。山津波です。「あっ。」と言うまに、山がずんずんずれていきます。たくさんのお家がおしつぶされ、下三方小学校も見えなくなりました。わたしは、うそのような気がしてもう一度よく見ましたがほんとうです。……と対岸からのすべりの様子を書いておきます。

また 8mm フィルムからの観察からすると、地すべりの初期の崩土は急流を流れる水のように流動し、9時30分頃、山頂部に帯状のクラックが生じてから約7分程度で対岸に至り川をせき止めている様子がうかがえる。その後崩れおちた土砂は徐々にゆっくりと広がっていったようだ。

不幸中の幸いだったことは地すべりが午前中に起こり、避難もかなりうまくいったため人的被害が3名であったことと思う。被害者の方々の御冥福を心からお祈りするものであります。

3 岡山県

岡山県では県の南東部の兵庫県との県境付近と県の西部、広島県境付近に土砂害が集中している。

日生町、備前市地域は流紋岩地帯であるが、崩れの発生した9月11日の14時から16時頃で、そのときの連続降水量は 600mm 弱を示している。崩壊は一般に規模は小さく、山の薄い表土層が崩落するものが大部分である。また小さな溪流から土砂が流れ出し、道路等に押し出している例が非常に多かった。この地域は昭和49年にも被災しているがそのとき復旧工事をうけているがけでは今回ほとんど被害がなかった。

また牛窓町の花崗岩地帯には多数のがけ崩れ(推定約300箇所)が発生したが、人的被害はみられなかった。

次に県南西部の笠岡市を中心とする花崗岩地帯にもがけ崩れが発生し、花崗岩地帯特有の薄い風化表層土の崩壊がみられるが、降水量が比較的少ないため、その数はあまり多くはなかった。

4 広島県

広島県では、岡山県境に近いほど雨量が多く、連続雨量は福山 462mm、三原 373mm、呉 305mm、広島市 236mm となり県下約60箇所ではがけ崩れが発生しているが、人的被害は特に尾道市、福山市に集中している。

尾道市三軒家町では山腹が延長 80m、幅 14m、厚さ

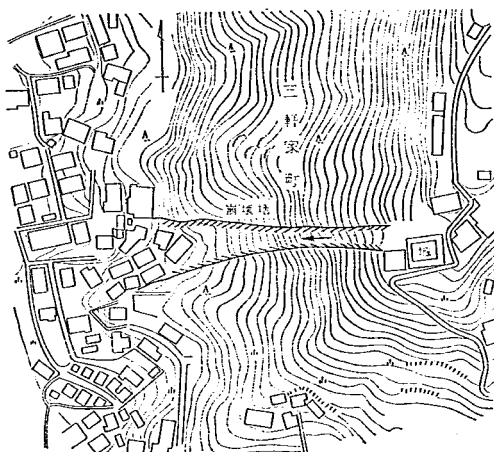


図-4 尾道市三軒家崩壊地

約1.2mにわたって崩壊し、山裾にあった人家に流れ込んで、死者7名、負傷者6名、家屋全壊6戸、半壊3戸の被害を出した(図-4)。この近くの同市西久保町、栗原東二丁目でも同じような山腹崩壊が発生している。これらの崩壊はその形態から地表面を流下した水の侵食により発生したものと思われるが、地形的には沢状を呈していなかった。斜面高が少なく防災工事もそれなりに可能な台地周辺斜面と異なり、これらの山腹斜面はいわゆる長大斜面であり、その対策も警戒避難体制の強化にならざるを得ない。

豊田郡川尻町では、寺の境内に亀裂が入り、下に人家が密集しているので、境内の一角にあった釣鐘も撤去して警戒避難したが大事には至らなかった。

その他、大崎上島などの瀬戸内海の島は、年間降雨量が少なく、山腹のほとんどがみかん畠で、今回の豪雨による被災が心配されていたが、被害は思ったより少なかった。

5 香川県

5.1 降雨量

平年年間降雨量 1185mm (高松)

既往最大 24時間雨量 425.5mm

既往時間最大雨量 92mm

今回最大連続雨量 1,433mm (灘山…小豆島)

今回最大24時間雨量 778mm (" ")

今回時間最大雨量 95mm (殿川ダム…小豆島)

5.2 雨の降り方

小豆島・内海ダムの例(図-5)

四国地方に寒冷前線が停滞し、これが、台風の

北上にともなって活動をはじめた10日0時ごろから降雨がはじまり、10日5時～11時ごろまで時間雨量 20mm をこす強雨があり、その後、12時間単位は時間雨量 10mm 以下の小康状態を保っていた。しかし、台風が鹿児島南西海上で停滞をはじめた11日0時ごろから、時間雨量 30mm をこす強雨がはじまり、11日はほとんど1日中強雨が続いた。とりわけ、11日 12時～13時、13時～14時には、時間雨量 50mm をこし、11日20時～21時には、時間雨量 88mm という強雨が降っている。この雨は12日9時ごろまで続き、その後、徐々に小降りになり、12日19時からほとんど降雨はやんでいる。

5.3 地質及び地形

5.3.1 小豆島地方

小豆島における今回の災害地の地質はほとんど中粒もしくは粗粒花崗岩地帯で発生している。表層地層²⁾では閃緑岩(地質³⁾としては領家型花崗岩とされている)地帯での災害は中筋川だけであった。地形的²⁾には主に山地の小起伏山地(200～400m)に分類されるところでの災害が発生している。

5.3.2 本島地方

津田町北山地方における地質断面図²⁾は図-6のようであり、他の災害地もおおむね花崗岩地帯で発生している。地形的にも小豆島とほぼ類似しており、起伏量が 200～400m の小起伏山地地形に分類されるところで災害が発生している。

5.4 土地利用状態

今回の災害地における土地利用状態については、数箇

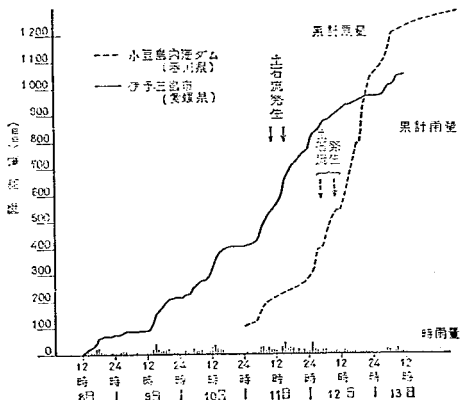


図-5 降雨状況

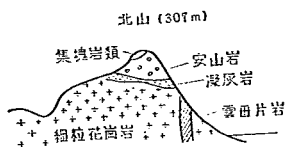


図-6 香川県津田町北山周辺地質断面図

所でミカン園が営まれていたが、ほとんどの流域では天然針葉樹(松を中心とした)の地帯であり、特に今回、災害と土地利用形態との関係はみいだされていない。むしろ、すでに報告⁴⁾されているように、土地利用というより利用可能な平坦地が少ないため、かなり急傾斜地まで宅地に利用せざるをえない地域的な特色が災いとなっている。

5.5 被害状況

人的被害は全国一となった最悪の被害が生じている(表-1参照)。

6 愛媛県

6.1 降雨量

平年年間降雨量 1,345mm (松山)

既往最大 24時間雨量 215mm

既往時間最大雨量 53mm

今回最大連続雨量 1,801mm (上猿田)

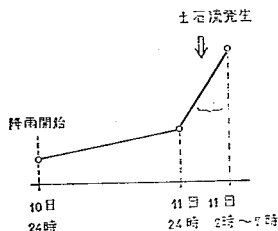
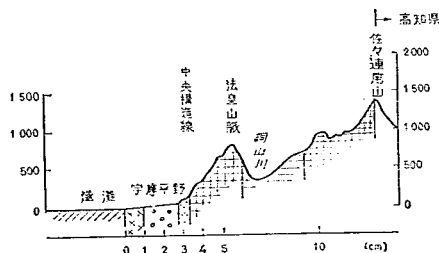


図-7 降雨一時間曲線と災害発生

図-8 三島市付近の断面図⁶⁾

今回最大24時間雨量 522mm (上猿田)

今回時間最大雨量 46mm (三島)ただし、上猿田

は不明

6.2 雨の降り方

三島地方の例では降雨は図-7のようである。

6.3 地質及び地形⁹⁾ (図-8)

今回、豪雨に見舞われた愛媛県東予地区は、平均勾配約 1/6 位の急な北〜北東斜(三島市周辺)であり、急勾配な溪流を流れていった流水は河口より 3〜5km 位までに発達した扇状地性低地で大きな勾配変化点をもつ地形を有している。地質的には東予地区は、山間部は黒色片岩、砂岩片岩等の変成岩に一部砂岩、頁岩互層が含まれており、今治から西の中予、松山にかけては花崗岩質の深成岩で構成されている。

6.4 土地利用状態

扇状地地形性低地から急傾斜をなす山腹は、海岸側は天然の針葉樹が、山間部は人工の針葉樹によって構成されている。この天然の針葉樹の中にむしくいのように果樹園(ミカン山)が点状しており、小さいのは個人で開拓したものから、大は国営パイロット事業による果樹園と大小さまざまな開拓果樹園が存在する。

7 香川・愛媛両県における災害の特徴

7.1 降雨量と災害発生

香川県においては昭和49年7月、小豆島災害時に過去の記録を2倍も上まわる豪雨に見舞われたが、わずか2年でその記録が破られている。

愛媛県においても同様に年間平均降雨量がたった4日ほどの間に降っていることとなり、最大24時間雨量は過去の最高値の2.4倍という異常値を示して、今回災害の特徴の一つは想像をこえた降雨量にあると言える。これらのことは、既設砂防ダムの袖を流水が溢流していること、溜池の余水バケの断面不足による欠陥、渓流部では河幅が拡大されていること等からも判断できる。図-5に小豆島内海町の降雨一時間曲線と災害との関係を示した。一つのパターンとして、降雨の累加曲線の勾配が

急変して、しばらくして土石流が発生している。これは、それまでの間に十分雨をしみこませ、飽和状態になったところにインパクトとなる強雨がいったため、土石流が発生したと考えられる。

7.2 災害を発生させた土砂

過去のいくつかの調査報告にもあるように、ここで

も、山腹崩壊土砂量よりも渓床・渓岸・堆積物の再移動が多い。そして、流域面積 $0.1 \sim 0.3 \text{ km}^2$ 程度のいわゆる山ひだ (1次谷) のような流域からの土砂流出も多く、これらの調査や工事の遅れが目立っている。特に、畑は旧土石流堆積物の上に形成されており、今回の災害ではこれら堆積物の流出が目についた。

両県にわたって分布している風化した花崗岩 (真砂) は、今回もいかに豪雨にもろいことを示した。また、花崗岩地帯では $50 \sim 100 \text{ m}$ もある大径の転石と真砂の流出が生じ、中間径の流出が少ない。花崗岩地帯の風化の特色を示していると思われる。特に、真砂は流送区間の流路工などではその堆積が見られず、この区間を掃流力により運搬されて勾配変化点から下流の緩勾配地帯に堆積して、河川の埋そくをして、浸水害を多発させる原因をなしている。また、氾濫被害を生じた地域は流域の流水を処理できるだけの流路がない場合が多く、道路などでは横断している暗渠が小さすぎたため、災害を誘発している例も見うけられる。溜池の欠陥が災害発生の原因となっている例が見うけられた。特に、年間降雨量の少ない当地方では香川県下の名のある溜池だけでも20,000以上といわれ、名もない溜池を含めると数は不明と言われていいる。溜池の欠陥は床下、床上浸水や電線等に被害を与えるなどしているが、これら溜池の管理に問題があるのではなかろうか。

7.3 災害に対する住民意識

一口に言って災害に対する住民意識の高い地区からは犠牲者がでず、「これまで災害がなかった場所だから安心だ。」といって、避難をしなかった地区で多くの死者を生じている。小豆島の谷尻地区や愛媛県の例などはそのことを物語っている。逆に昭和49年災害で死者・行方不明あわせて17名という大災害を生じた小豆島内海町橋地区は早期に避難命令を出したため、橋川の土石流等、土砂害は生じたものの人的被害を出していない。

今後、いかに、住民に災害に対する認識をもたせるかが一つの命題となろう。そして、避難体制を確認し、避難場所を安全なところに設定し、住民に正しい情報をいかに早く伝達するか等、多くの問題を提起しているものと考えられる。

7.4 砂防工作物の効果

両県にわたって砂防工作物の施工されていた渓流はほとんど被害を受けておらず、住民の砂防工作物に対する評価は高まっている。しかし、報道陣は「金さえあれば災害は防止できる」(9月17日四国新聞)といった考え方ももっている。ただ一つ、愛媛県因幡川においては昭和30年代に施行された床固工が一部破壊されており、今後の砂防計画の参考となるものと考えられる。

7.5 危険渓流調査 (S47. 10, 建設省砂防課調べ)との関係 (表-2)

表-2 危険渓流調査

(S47. 10. 建設省砂防課調べ)

	土砂害 発生渓流数	うち 危険渓流調査対象数			
		ランク A	B	C	計
香川県	42	26	1	1	28
愛媛県	14	6	0	0	6

※筆者らが現地踏査もしくは空中写真等で確認したものに限る

山ひだのような渓流及び開発パイロット等によって山地が開発された渓流は、調査時に対象外とした可能性があるが確認していない。

7.6 地すべり災害

今回の災害は、土石流やがけ崩れだけでなく、地すべりによる災害も目についた。特に、愛媛県下では黒田地区 (宇摩郡新宮村)、大松地区 (西条市) 等、27地区にものぼっている。幸い、人的被害はいまのところ発生していないが、各地区ともクラックの発生が多く、9月20日現在でも多くの住民が避難している現状で、これらの地区住民にとっては、災害はまだ続いていると言えよう。

7.7 その他

がけ崩れを含めミカン山からの崩壊が多くある。しかも図-9のように盛土部からの崩壊が目についた。



図-9 盛土をした造成地の模式図

8 徳島県

8.1 概況

記録的な降雨量をもたらした台風17号の雨域の中で最も激しかったのは徳島県西南部の剣山周辺から木頭村にかけてであり、気象台公式記録でも木頭で1,904mmに達しているほか、局部的には3,000mmを超える区域もあったといわれる程であった。

このために穴吹町、木屋平村、木頭村では山間部での小溪流からの土砂の押し出し、斜面の小崩壊が著しく、道路が至る所で寸断されたため、陸路での調査には時間を要するため、海上自衛隊の好意によりヘリコプターによる概況視察の機会が与えられ、吉野川から穴吹川、剣山、木頭村をまわり、貞光川を上流から下って吉野川に戻る約1時間半のコースで空から被災状況を視察した。

吉野川支川のいずれも土砂の流出、堆積が著しいが、雨域の中心となった穴吹川沿川では谷頭の崩壊が集中的に生じており、地形的に、谷頭から谷にむかって勾配が急傾斜となることから崩壊土砂は山腹にとどまることなく、谷筋まで流出している様相が一望され、土砂生産の主因となっていることがわかる。しかしこのような崩壊

災害は穴吹川に集中しており、わずか5~10km 西側流域の真光川沿用では崩壊が散在するが穴吹川程ではなく、降雨のあり方が、せまい範囲で地域的に全く異なったものであることを思わせる。ただし、飛行高度が高かったため細部についての観察はできなかったため、木屋平村から最も被害の甚大であった穴吹町古宮付近について現地視察した。

8.2 土石流

徳島県下では、吉野川水系の穴吹川流域の穴吹町と木屋平村および那賀川流域の木頭村と木沢村を中心に多発している。これらのうち人家に被害をもたらしたものは12渓流である。

今までの土石流災害では、ほとんどの場合、人命の損傷を伴うのが通例であったが、今次の災害では事前の避難がスムーズに実施されて人命の損傷をほとんど伴わなかったのは何よりであった。ただ唯一の例外として木頭村平の土石流では6名の死者をだしている。

8.3 地すべり

木屋平村へは鮎喰川沿いに神山町から川井峠を経て入ったが、川井峠の県道は神山町側、木屋平村側とも地すべり活動が激しくなると、路面の沈下が著しい。特に川井峠直下の大北地すべり地では県道のヘアピンカーブの3段にわたって落差1m以上の亀裂が発生し、通行にも支障を生ずる程の変動があって危険な状況にあった。木屋平村に至る他のルートが山崩れなどで遮断されているので、生活道路としての必要性から、とりあえず車の通行を可能とするだけの応急措置により、かろうじて維持しているが、今後の降雨により移動が心配されている。

穴吹川上流部、森遠付近では流出土砂の堆積が河道内で5~10mに及んで河状を一変させているが、同時に洪水による山脚の横浸蝕が著しく、川沿いの斜面崩壊や小地すべりを多数発生させて道路欠陥の原因となっている。

左岸の森遠地すべり、谷口地すべり地内ではこのような小崩壊が数多いが、右岸の谷口カゲ地すべり地では上下流の2箇所で比較的大きい地すべりを生じている。

谷口カゲ下流部の地すべりは幅150m、長さ100m程の規模で、滑落崖の高さ約10m、すべり面の深さ20m~30mの一体の動きで穴吹川へ押し出している。この地点は旧河状では水衝部に当っており、まず山脚の浸蝕が激しくて不安定となり、地すべりとなったものと考えられる。現在の河床は5m以上流出土砂の堆積により上昇しているので、河床の低下がなければこの形状で安定している。

上流部では下流と同様に水衝部で、川に面した急斜面の小崩壊があって背後の地すべり運動を誘発している。

頭部の亀裂ではまだ50cm程の沈下にすぎないが、これからの移動が継続するものと考えられる。

さらに地すべり区域の境界部尾根筋を頭とする山腹小

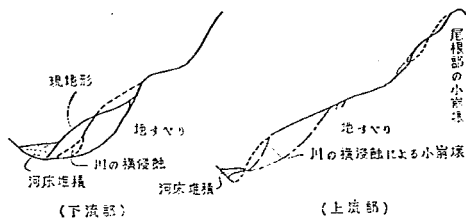


図10 谷口カゲ地すべりの模式図

崩壊が数箇所みられたが、これは下部の地すべり移動の影響というよりも、多量の表流水が集まった部分の局部的な崩壊であり、土層の組成粒子が粗のため、末端流動範囲は10~30mにとどまり被害も小さい。

次に穴吹川を下って穴吹町に入ると豪雨域の中心に近づき、兩岸の小溪から流出した土石流の痕跡が数多いが谷頭の崩壊が集中した区域である。

最も流出家屋の多かった古宮地区に近い半平地すべり地でも谷口カゲ下流と同様な地すべりが発生しているほか、穴吹川に沿った小地すべりが数箇所発生していて道路の沈下などの被害が生じている。

当時の道路事情からこまごまの調査が限度であったがこの後連絡網の回復について地すべり災害の報告が増加し、現在40数箇所にのぼる被害報告がでている。ちなみに、この地域に近づく地すべり研究室で試験地としての鮎喰川江島地すべりでは、調査結果から実施した隧道排水工の効果が著しく、被害は全くなかったことを記しておく。

9 高知県

9.1 概況

雨域は愛媛県境吉野川上流部と徳島県剣山のそれぞれ総雨量1,800mmの二つの中心があって、主として高知県中央部に災害が集中している。特に吉野川上流では、5,000t/secという記録的な出水があったり、これまで比較的地すべりの発生が少なかった吉野川上流、地蔵寺川上流にも地すべりが集中して起っているのが目につくが、50年の災害で山腹・谷筋崩壊の多発した仁淀川水系においては放発的な地すべり・崩壊がみられる程度であったのは、崩壊の免疫性によるものであろうか。

高知市内では鏡川の洪水のほか住宅地周辺の斜面崩壊地すべりが多いが、奇妙な共通点として変動斜面に昔からの墓が存在していることがあげられ、昔の土葬の習慣が地下水の動きに影響したと考える人もいるようである。

9.2 土石流

高知では集中的に土石流の発生した地域はなかったがそれでもヘリコプターから見ると吉野川流域にかなりの

数の土石流が発生していた。

家屋被害を伴う土石流として報告されたものは、6溪流あるが、人的被害は皆無である。やはり、昨年の災害が教訓となって避難体制が万全であったためとのことである。

土石流発生溪流のうち、吉野川水系井尻谷川と国分寺川水系赤井谷川を現地に見ることができた。

この2つの溪流ではいずれも土石流堆積物の堆積勾配は $5^{\circ}\sim 8^{\circ}$ の間にあり、流下部の勾配が $14^{\circ}\sim 16^{\circ}$ 、谷頭崩壊地点は赤井谷川でしかみることができなかったが 29° であった。これらは今まで報告されている土石流のものと同様一致している。

9.3 地すべり

吉野川流域ではまず早明浦ダム下流の本山町地内斜面をみた。農業用灌漑水路に幅 $1\sim 2\text{cm}$ の亀裂が約 50m の延長にわたって発生しており、その上部道路の擁壁に小亀裂が出ている。はっきりしたすべり範囲は不明で、背後地全域にわたる調査を必要とする。

地蔵川右岸の本山町田井地区では幅 $20\sim 30\text{m}$ 、斜面延長 200m におよぶ地すべりが発生している。側面亀裂は 20cm 程で移動量は少ないが、地下水がこの区域に集中しており、応急的に地下水排除が必要である。地すべり地形的にみて、大きい地すべりの側面部の動きの可能性もあり、この点について精査する必要がある。

地蔵寺川中流部、下地蔵寺地内では旧地すべりの再活動が生じている。区域は幅 200m 、斜面長 $150\sim 200\text{m}$ の比較的大きいブロックで頭部の亀裂の開きは $10\sim 20\text{cm}$ で9月21日現在、 $1\text{日}1\text{mm}$ の変位を測定しており今後継続移動するであろう。この地すべりによる被災家屋は5戸であるが、崩壊に至れば河川の埋塞は必至である。

早明浦ダム上流では右岸道路の地すべりによる欠陥が約10箇所みられたが、左岸県道の被災は崩土のかぶり程度で比較的軽微であった。

貯水池中流の小松地区では約 100m 上部の斜面に落差 $1\sim 2\text{m}$ の亀裂を生じ、調査と対策が必要である。またさらに上流の大橋ダム直下流の日の浦地区で、幅約 100m 、斜面長約 120m の地すべりが2箇所発生している。頭部の落差 50cm 、道路の沈下約 20cm で地域内の人家3戸は避難しているが、すべり面の末端は河床より高いと考えられるため滑落の可能性もある。

この上流約 10km の長沢ダムサイト右岸においても地すべりが発生しており、その滑落崖はすでに 2m にも達しており、全土量 $60\text{万}\text{m}^3$ と推算されているので急激な移動による貯水池内への崩落は2次災害を予測させるので、応急的な亀裂の覆いなど対策を講じている。

このほか仁淀川流域の伊野市藤ヶ瀬地すべり、池川町舟形地すべり、高知市内筆山地すべりなど多くの人家に影響を与える地すべりが発生しており、この当時ので全



図-11 日ノ浦地すべり模式図

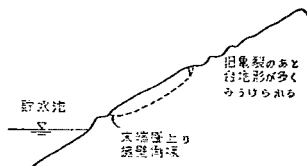


図-12 長沢ダムサイト右岸地すべり模式図

地すべり箇所数は33箇所に及んでいて、早急な調査と対策が望まれている。

9.4 がけ崩れ

がけ崩れは高知市内とその周辺域に集中しているが、調査することのできた5箇所のうち4箇所までが崩壊地に墓地を含んでおり、いささか気味の悪い思いがした。なかでも約 $1\text{万}3\text{千}\text{m}^3$ の崩壊が下方に至って土石流となり、3戸を全壊させ10数戸に土砂を流しこむという広範囲な土砂害を起こした高知市北高見町の東向斜面は200年以上の歴史をもつ墓所で、崩壊跡地には墓石が数十基も散乱して、折からお彼岸の墓参りに訪れてきた人々も先祖代々の墓を失って呆然としている光景もあった。

不幸中の幸いはここ数年の災害で避難に対する心構えができてきたお蔭で極めて多くの人命が現実には救われているということであろう。がけ崩れ防止工事がたとえ完成したとしても予測し得ない事態は常にあるものである。徳島・高知両県ともに避難に対するP.R.など県市当局の地道な努力が人命損失の軽減に大いに力あったことを記しておきたい。

参考文献

- 1) 松山地方気象台の資料及び気象庁発表の新聞記事によりまとめた。
- 2) 経済企画庁：土地分類図，37（香川県）
- 3) 建設省土木研究所，香川県砂防課：小豆島土石流調査報告書，p.7 昭50.3
- 4) 大田原幸亘：小豆島49.7.7豪雨災害報告，p.43，土木技術資料，16-11（1974）
- 5) 経済企画庁：土地分類図，38（愛媛県）

20. 斜面崩壊対策の現状

安 江 朝 光

昭和51年度土木研究所講演会講演集
1977. 3

斜面崩壊対策の現状

急傾斜地崩壊研究室長 安江朝光

1 ま え が き

毎年梅雨期や台風期にくり返されるがけ崩れ、道路や宅地造成に伴う切土のり面など斜面崩壊の問題は、国土保全あるいは開発において大きなウエイトを占めるにもかかわらず、降雨、地震などの誘因の多様さと、斜面を構成している地山の地形・地質・土質条件など素因の複雑さにより、その技術的水準は必ずしも満足のものではなく、従来の経験に頼る所が多い。

急傾斜地崩壊（がけ崩れ）を中心にして、これら斜面崩壊対策の現状について述べてみたい。

急傾斜地崩壊対策事業は、台風などの災害の復旧事業などにおいて、対策工事それ自体は、古くから実施されているが、従来どちらかといえば個人の責任の範囲で処理されがちであったものを国家的事業として取り上げるようになったのは、昭和44年に「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」が成立してからである。この法律では傾斜度が30度以上の土地を急傾斜地としている。

昭和47年11月河川局砂防部が実施した調査では、傾斜度30度以上、高さ5m以上の急傾斜地で想定被害区域内に人家5戸以上（5戸未満であっても官公署、学校、病院、旅館等のある場合を含む）ある箇所（急傾斜地

崩壊危険箇所）数は全国で、60,756箇所であった。このうち、箇所数の多い県は神奈川、新潟、長野、三重、兵庫、広島、山口、愛媛、高知、熊本、大分、鹿児島である。

急傾斜地の崩壊による災害は、防災に対する全国的な努力にもかかわらず、異常気象の多発と山地丘陵の急速な開発によりむしろ増加の傾向を示し、社会的にも重要な課題になってきている（表-1）。

急傾斜地崩壊（がけ崩れ）と地すべり相違については、人によって若干異なり必ずしも統一された見解はないが、一応表-2に示す区分が現時点では妥当だと考え

表-1 急傾斜地の崩壊による被害発生状況

昭和	被害の状況					主な被害の原因	主な被災地
	発生 件数	死者 (人)	負傷者 (人)	家 全 壊 (戸)	家 半 壊 (戸)		
33		(2487) 93	142	426	448	狩野川台風 (9月)	東京都、横浜市周辺
36		(882) 55	65	177	270	梅雨前線豪雨 (7月)	神奈川、静岡、長野、兵庫
41		(578) 39	63	67	66	梅雨前線豪雨 (7月)	横浜市周辺
42	359	(585) 158	73	317	319	西日本豪雨 (7月) 羽越豪雨 (8月)	長崎、佐賀、広島、兵庫 山形、福島、新潟
43	27	(195) 5	25	26	62	台風10号集中豪雨 (8月) 地震 (2月えびの) 5月十勝沖	愛知、長野 宮崎、北海道 青森
44	128	(162) 82	72	70	124	梅雨前線豪雨 (6月) 集中豪雨 (8月) 等	大分、鹿児島 富山、新潟
45	348	(105) 27	34	169	319	梅雨前線豪雨 (7月) 台風 9, 10, 11, 号等 (8月)	千葉、神奈川、岐阜 三重、徳島
46	1220	(316) 171	265	691	4508	梅雨前線豪雨 (7月) 台風 19, 23, 25, 号等 (8, 9月)	島根、鹿児島、大分 宮崎、三重
47	1070	(592) 239	231	463	1,139	7月豪雨 (7月) 集中豪雨及台風 20号 (9月)	高知、熊本、岐阜、愛知 島根、山口 京都
48	56	17	16	34	101	梅雨前線豪雨 (6月) 集中豪雨 (9月)	岩手、高知、福岡、鹿児島 北海道
49	384	129	132	249	473	台風 8号 (7月) 台風 18号 (9月)	神奈川、静岡、三重、兵庫 石川、高知、大分
50	530	49	54	231	552	台風 5号 (8月) 台風 6号 (8月) 低気圧その他 (9月～ 11月)	北海道、青森、愛媛、高知 北海道、香川、愛媛、徳島 岡山、静岡、山形、大分

られる。これらの2つの現象はその典型的なものについては明らかな相違があるが、その中間的な性格のものも存在するわけで、極端ない方をすれば、この現象の大部分はその両方の性格を具備しているといっても過言ではない。そこで地すべ

表-2

	地 す べ り	が け 崩 れ
1) 地 質	特定の地質または地質構造の所に多く発生する。	地質との関連は少ない。
2) 土 質	土として粘性土をすべり面として滑動する。	砂質土（マツ、ヨナ、シラス等）の中でも多く起る。
3) 地 形	5°～20°の緩傾斜面に発生し、特に上部に台地状の地形をもつ場合が多い。	20°以上の急傾斜地に多く発生する。
4) 活動状況	継続性、再発性	突発性
5) 移動速度	0.01mm/day～10mm/day のものが多い、一般に速度は小さい。	10mm/day 以上で速度はきわめて大きい。
6) 土 塊	土塊の乱れは少なく、原形を保ちつつ動く場合が多い。	土塊はかく乱される。
7) 誘 因	地下水による影響が大きい。	降雨特に降雨強度に影響される。
8) 規 模	1～100ha で規模が大きい。	規模が小さい。
9) 徴 候	発生前にきれつの発生、陥没、隆起、地下水の変動等が生ずる。	徴候の発生が少なく、突発的に滑落してしまう。

り性崩壊や崩壊性地すべりという言葉が生れてくるほどであり、このようなケースでは、地すべりで用いられている手法が準用される。急傾斜地、道路や宅地造成に伴なう斜面の問題については、急傾斜地要綱、河川砂防技術基準、道路土工指針、宅地造成等規制法等により技術基準が定められているが、例えば道路土工指針において硬石の標準のり面こう配が1:0.3～1:0.8とされているように、巾の広い基準であり、実務上の判断は現場の担当者にゆだねられている所が多い。

2 急傾斜地崩壊対策の種類

がけ崩れによる災害を防止するためには、がけ崩れが発生しないようにすることと、発生しても人的、物的被害がないようにすることの2つの方法がある。

前者に対応するものとしては、

① 崩壊防止工事

急傾斜地法においては、土地の所有者等は、その良好な管理によって崩壊を起こさないように努めることになっており、またその崩壊によって被害を受けるおそれのある者はそれを防止するため必要な措置を講ずるよう努めるものと定めている。しかしながら防止工事の施工には多額の費用、高度の機械や技術を要することが多く、土地の所有者等に施工させることが経済的に困難であったり、社会的に不公平となる場合に都道府県が防止工事を実施するのである。国においては次の採択基準により予算の範囲内において、危険度、経済効果等を勘案の上緊要なものから、その工事に要する費用の1/2以内を補助することとしている。

〔急傾斜地崩壊事業国庫補助採択基準〕

- 1) 急傾斜地の傾斜度30度をこえ、その高さが10m以上であること。
- 2) 急傾斜地の崩壊によりおおむね家屋10戸以上（緊急災害の場合は5戸以上）に対し倒壊等著しい被害を及ぼすおそれのあるとき。
- 3) 上記家屋は生業依存度が高く移転適地がなく、かつ工事費が至大で人家密集地であること。

本事業は既に昭和42年度より予算補助によって実施しており、その後毎年のがけ崩れ災害による犠牲者数の増大等社会的にもその要請がきわめて大きくなり、年々大幅な事業費の伸びを示してきたところである。

- ② 水の放流、のり切り、工作物の設置、土石採取など崩壊の原因となる有害な行為の制限
急傾斜地崩壊危険区域において、このような行為は都道府県知事の許可を要するものとしている。
後者に相当するものとして

① 警戒避難体制の整備

急傾斜地崩壊危険区域の指定があったとき、市町村防災会議は市町村地域防災計画において危険区域ごとに情報の収集及び伝達、災害の予報警報の発令及び伝達・避難・救助等警戒避難体制を定めることとしている。これは不幸にして崩壊が生じた場合でもその被災を最小限度に止め、人命の安全を図らんとするものである。

② がけ崩れにより被害を受けるおそれのある家屋等の移転

家屋移転については、建設省所管の「崖地近接危険住宅移転事業制度」によって、危険住宅の除去、移転地での建築費等の補助あるいは援助、公害住宅への入居、宅地の斡旋等を行なっている。また国土庁所管（施行当時は自治省所管）の「防災のための集団移転促進事業制度」によっても、災害激甚地の生活再建と民生安定のため、被災地住民の集団移転により安全地域での地域集落再建を行なう施策も行なわれる。

③ がけ崩れ災害危険区域での必要な建築制限

建築基準法や急傾斜地法にもとづいて、危険地での被災対象を増やさないようにする。

3. 自然斜面崩壊対策を進める上での技術的検討事項

自然斜面崩壊対策を行なう場合、基本的には、

- ① 一連の自然斜面のうちどの区域が崩壊のおそれがあるか
 - ② 一つの自然斜面のどの部分が崩壊のおそれがあるか
 - ③ 何時、どのような場合（降雨量、降雨強度、地震の強さ）崩壊のおそれが強いのか
 - ④ それらの危険度はどの程度か
- そしてまた、もし崩壊するとすれば
- ⑤ どんな形態で崩壊するか
 - ⑥ どんな状態で下方に移動し、どんな被害がでるか
- 崩壊防止工事を実施するとすれば
- ⑦ どんな調査を行なって、どんな対策工を採用すれば良いか
 - ⑧ 対策工にはどれだけの経費がかかるか

これらの問題を整理して、それらが現在どのように取扱われているかについて述べる。

(1) 危険度判定

斜面の危険度を判定する方法には、従来の経験を整理した形の点数制と崩壊に関連する要因の組合せと重みづけを崩壊した斜面とそうでない斜面とが最も良く分離するように数量化解析と呼ばれる統計的手法により求めて、危険度を判別するものがある。

点数制による方法は、昭和47年7月の全国的な災害の後実施された急傾斜地の総点検において採用された。ここでは、崩壊に関連の深い要因を選定し、経験的にその関連性の高いほど点数を表-3に示すように与え、その点数の合計によって危険度をA、B、Cに分けた。調査対象となった

斜面は、傾斜度30度以上、高さ5m以上の急傾斜地で、想定被害区域内に、人家1戸以上がある場合を対象にしたものであり、全国60,756の急傾斜地の内訳は表-4に示す。この点数制がどの程度妥当なものであったかは、その後集中豪雨などで、ある地域での崩壊した急傾斜地がどのようなものであったかという実態から分る。山口県下について追跡調査した結果を表-5に示す。これによるとランクAと判定された斜面の崩壊した割合は、B、Cに比べて高くなっている。

表-3

(a) 急傾斜地崩壊危険区域危険度判定基準

項目	内容	点 数		備 考
		自然斜面	人工斜面	
1. 高 さ	10m以上	7	7	
	10m未満	3	3	
2. 傾 斜 度	45°以上	1	1	
	45°未満	0	0	
3. オーバーハング	有	3	3	
	無	0	0	
4. 表土の厚さ	0.5m以上	1	1	
	0.5m以下	0	0	
5. 湧 水 等	有	1	1	
	無	0	0	
6. 周辺の崩壊	有	3	3	
	無	0	0	
7. 急傾斜地崩壊防止工事の技術的基準	満 足	0	0	
	不 満 足	3	3	
8. 積込物の異常	有	3	3	
	無	0	0	

(注) 人工的工事によって各要因による危険が消滅しているものについてはその要因をないものとし点数とする。

(b) 急傾斜地危険度採点区分

ラ ン ク	点 数		備 考
	自然斜面	人工斜面	
A	9点以上	15点以上	危険度 大
B	6点~8点	9点~14点	中
C	5点以下	8点以下	小

数量化解析による方法は、道路沿いの斜面について国土地理院が実施し、この結果、道路ルート沿いの危険斜面の分布を示す図が作成されている地域がある。数量化解析については、急傾斜地においても試験的に行なっているが、これについては後述する。

上述の2つの方法はいずれも斜面の総合評価より危険度を判定しようとするものであるが、自然斜面の崩壊には、例えば弱層が流れ盤になっていて、これが斜面の表面に出るように掘削すれば、他の条件には関係なく崩壊危険が大であるといった(図-1参照)要因(critical factor)に支配される傾向があり客観的な総合評価による危険度判定には限界がある。現場技術者の判断(Engineering Judgement)に頼るところ

表-4 急傾斜地危険度別箇所数

危険度別	自然斜面	人工斜面	計
危険度 A	33413 (600 箇所)	1192	34605 (570 箇所)
" B	19029 (341 箇所)	2329	22358 (351 箇所)
" C	3127 (56 箇所)	1486	4613 (76 箇所)
完 成	179 (03 箇所)	1	180 (03 箇所)
計	55748 (100 箇所)	5008	60756 (100 箇所)

表-5 危険度ランク別の崩壊発生率

	全 体 (箇所)	崩壊斜面内 (箇所)	崩壊斜面外 (箇所)	崩壊発生率(%)	崩壊発生率の割合
A	143	65	78	45.45%	3.64
B	112	14	98	12.50%	1.00
C	29	8	21	27.59%	2.21
計	284	87	197		

がまだまだ多い。

(2) 計器による崩壊の予知

危険な斜面、のり面に計器を設置して崩壊を事前に

察知しようとする試みが最近各方面で行なわれるようになった。計器による斜面崩壊の予知は現在試験段階であるが、将来はある程度まで可能となると考えられる。計器の対象としては落石、地表変位(ヒズミ)・地中ヒズミ・地表傾斜・含水量・間げき水圧・音(振動)などである。計器とし

ては現在種々のものが開発されている(表-6)。このほか地下発電所建設などに際して用いられている初期応力測定法も有力な計測方法になると考えられる。計器による崩壊の予知については参考文献⁽¹⁾にまとめたので参照されたい。

(3) 避難基準

斜面崩壊防止工事を危険箇所にて短期間に施工することは予算その他から実際には不可

能であり、また、長大斜面などでは、工事は斜面末端部の安定が得られるという限られた効果しかないのが現実であるから、異常気象時には避難するということは、防災上大きなウエイトを占めている。この際、何時の時点で避難の準備をし、何時の時点で避難するかを決めなければならない。現在は降雨量をもとにする方法が採られており、地域における過去の記録、地質、地形的特性、避難地までの距離、住民の年齢構成、住民意識などの社会的特性を考慮して地域ごとに基準となる降雨量を決めている。異常気象時における道路の通行規制区間及び道路通行規制基準について

もルートごとに個別に定めている。

がけ崩れについては、表-7に示すものが標準的な参考例である。第一警戒体制においては、住民等に対して避難準備を行なうよう広報するほか、必要に応じて警告、事前措置、避難の指示等を行なう。避難体制では、実施責任者、避難方法、避難場所、伝達方法について平常時はっきりさせておくことが特に重要である。

(4) 自然方法

自然斜面の調査は、一口で言うところの誘因となる降雨について、雨が地表に降ってからどの様に集まり、それがどんな経路で斜面を流れ下るか、地下水としては、どんな経路で斜面のどの部分で表面

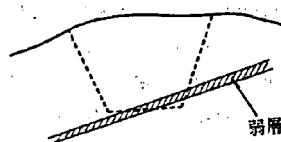


図-1

表-6 計器の種類

計器の種類	計測の対象	計測方法
(1) 落石の計測器	落石の有無 落石のヒン度 落石の衝撃力 落石による振動	落石受板、落石ネットなどで検知するか、あるいはピニール被覆線の断線により検知する。 検知板に当たった落石の回数、衝撃力を電氣的に計測する。 落石防護ツラに振動計を設置し落石の衝撃を振動でとらえる。
(2) 地表変位計	地表の変位	伸縮計、変位ゲージなどで地表の変位を計測する。
(3) 地中ヒズミ計	地中のヒズミ	パイプヒズミ計などで地中のヒズミを計測する。
(4) 傾斜計	地表の傾斜	傾斜(角)式傾斜計などで地表の傾斜を計測する。
(5) 含水量計	地山の含水量	含水量によって土の誘電率、電導度などが変化することを利用して計測する。
(6) 間ダキ水圧計	地山の間ダキ水圧	水圧を電氣量に変える電氣式のもの、マンローで直接求める方法とがある。
(7) 音または振動	地山内で発生する微小音または振動	音、振動を電氣量に変え、増幅して、強度、センズ、波長、周波数などを計測する。
(8) 雨量計	累積雨量 雨量強度 実効雨量	雨量計と時間記録器との組合わせにより、累積雨量、雨量強度、実効雨量を計測する。

表-7 警戒体制をとる場合の基準雨量例

	前日までの連続雨量が100mm以上あった場合	前日までの連続雨量が40~100mmあった場合	前日までの降雨がない場合
第1警戒体制	今日の日雨量が50mmを超えたとき	今日の日雨量が80mmを超えたとき	今日の日雨量が100mmを超えたとき
第2警戒体制	今日の日雨量が50mmを超え、時雨量30mm程度の強雨が降り始めたとき	今日の日雨量が80mmを超え、時雨量50mm程度の強雨が降り始めたとき	今日の日雨量が100mmを超え、時雨量50mm程度の強雨が降り始めたとき

に湧出かということと、素因としての地形・地質・土質の特性を調べることに主眼がおかれる。調査は現地踏査時の観察を中心に、従来から地質、土質調査で用いられている方法が利用されている。これらの調査結果と従来の経験をもとに担当者となるたけの確な工学的判断(Engineering Judgement)を下すという流れで進められる。

急傾斜地の調査の体系を表-8に示す。調査は、計画段階の概査と設計段階の精査に分かれるが、現地踏査などでは同じような作業が両方の段階で行なわれており、必ずしも両者は内容的に区別し難いことが多い。

現地踏査は最も重要であり、概査では、

地形：地すべり地形、谷地形、
河岸段丘などの地形区分
など

地質：地層(岩種)分布、地

質構造(断層、破碎帯など)、湧水箇所、過去の崩壊など

に主眼がおかれ、対象とする斜面がどの様な変遷をへて現在ある形になったかについて地質学的に解釈をたてる。精査時の現地踏査については、調査と対策工の検討がオーバーラップする部分が多いので、(5)対策工の検討のところであふれる。

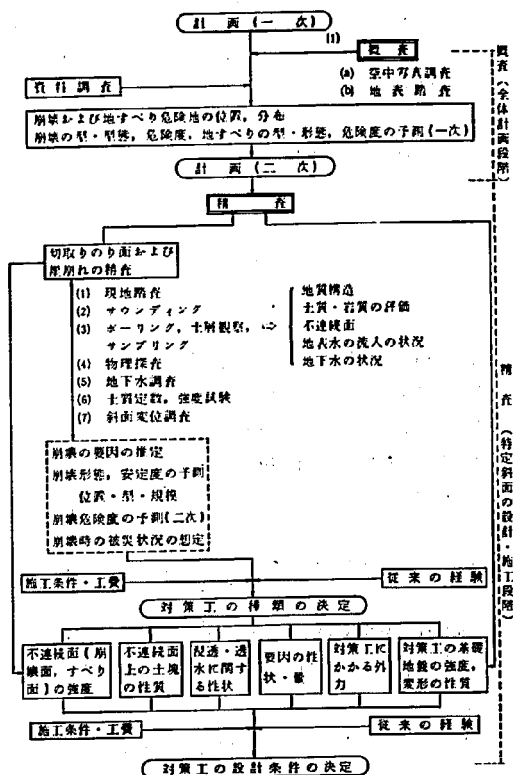
斜面の地盤調査ではボーリング機械の設置がむづかしいことがあり、サウンディングによる調査が重要になってくる。斜面近くで地層が観察できる所があれば、ここでサウンディングを行ない、サウンディングで得られる値と観察される地層とを対比することによって、精度の高いものにする。

急傾斜地で崩壊防止工事を実施するための調査では、崩壊形態と崩壊をもたらす水の経路、動きを的確に想定する、対策工の基礎となる地盤の強度を知ることの3つが着眼点である。

崩壊の規模が大きくなるほど、地質構造と地下水の影響を受ける傾向がある。したがって、想定される崩壊の規模が大きいくほど、これらに対する調査のウェイトが上がる。

道路の斜面崩壊に対する調査は、ルート選定時の調査と選定後の工法検討時の調査に分かれるが、後者は表-8に示す急傾斜地に対するものに、切取り時の調査項目が追加される形になる。

表-8 斜面調査フローチャート



① ルート選定時の調査

④ 切り取りによる大規模な斜面崩壊発生の危険度の高い場所である。

これに該当する箇所としては、

- ① 断層や破砕帯が多く存在し、全体的に岩盤に割れ目（節理、き裂）などの不連続面が多く、しかもゆるんでいる箇所
- ② 厚い崩積土層（崖錐層）が分布する箇所
- ③ 周辺で多数の崩壊が起っている箇所

③ 自然斜面及び切土斜面の崩壊の密度（道路延長に対する予想される崩壊斜面の個数）が高い場所をさける。

わずかの切土により斜面崩壊が頻発する場所としては、

- ① 過去に崩壊した形跡が随所にある。
- ② 落石や小崩壊が降雨のたびに発生している。
- ③ 勾配の急な崖雫やルーズな表土層が厚く存在する所。
- ④ 地下水位が高く、湧水が多い箇所

◎ 施工後のり面安定工の変状、あるいは上部の自然斜面からの落石等により維持管理上困難が予想される場所をさける。

これに該当する場所としては、

- ① ジャ紋岩，緑色岩（片岩，凝灰岩），第三紀以降の凝灰岩，温泉変質岩の地帯が分布。
- ② 割れ目が多く，かつ風化している岩盤
- ③ マサ・シラスあるいはルーズな砂質地山でパイピングによる局部的洗掘が予想される場所。
- ④ 上部の斜面より落石が多い箇所

② 工法検討時の調査

次に述べる急傾斜地に対するものとはほぼ同じ流れの調査になるが、次の調査項目をつけ加える必要がある。

- ④ 切土により斜面のどの部分が不安定になるかを検討する。
- ⑤ 切土により流れ盤になっている不連続面が斜面の表面に出てこないかを検討する（図－１参照）。
- ⑥ 踏査、ボーリング、物探により地山（土質、岩質）の全体的な評価を求め、道路土工指針にある地山の土質、岩質と標準のり勾配、のり高、小段の位置を検討する。

(5) 対策工法の検討

まず第一に、対象とする斜面について、崩壊の形態をなるべく的確に、想定、把握することである。

このための手順は

- ### ① 斜面の地質調査と履歴解析

どのようにして現在の斜面ができたかについて地質的、地形的解釈をたてる。斜面の地質によ

って、どんな崩壊が起るかは経験的に分ることが多い。たとえば、風化花崗岩からなる斜面では、表面流水や滲透水によって図-2のように表面のマサ土が滑落する。近傍の斜面で過去に崩壊したものがあれば、それと比較対照する。



図-2

② 現地調査

強度および透水、滲透に関した不連続面がどこにあるかを調べる・よい露頭をさがしだし、その連続性、方向、傾斜を調べる。不連続面は潜在的なすべり面であることが多い。地形、斜面形状も十分注意する。オーバー・ハングしておれば、その崩壊面は予想しやすい。斜面の縦断形状については、凸から凹に変わる変換点が崩壊の頭部になりやすい。

斜面上部に見られるクラックあるいは斜面中部～下部のはらみ出し等が見られる場合はこれより崩壊面の形を推定できることが多い。

③ 地盤調査

ボーリングやサウンディングあるいは弾性波探査等で地盤構成が判明すると、それから崩壊面を推定することもできる。これは、まずボーリング等により地質(土質)が判明すると、それより、崩壊の形態が想定されるからである。

また、崩壊は地盤内の地層の境界、風化、破碎の違い、土の締り具合、岩の固結度、透水性の違いによる不連続面を境にして生ずる場合が多いから、これらの調査から崩壊面を推定することができる。崩壊形態の推定で最も重要なことは、ここに述べた方法による推定結果を総合的に解析することであり、1つの手法からのみ崩壊形態を推定するのは判断を誤る危険がある。

また、崩壊形態とともに崩壊要因についても的確に推定することである。崩壊の要因は、地表面浸食、含水による土層の強度低下と重量増、間げき(水)圧の上昇、パイピング、風化であり、これらの雨水の作用の処理という観点から、斜面崩壊対策工は表-9のように分類できる。

実際には、これらの工法を組み合わせ、対策工の計画をたてるわけだが、不均質、異方性の自然斜面であり、また工費、用地、及び施工条件等がからんで非常にケース・バイ・ケースになるが一般的な流れについて述べる。

(A) 自然斜面の崩壊対策工の計画

まず、基本的な考え方としては、どのような崩壊要因でどのような崩壊形態になるかを的確に想定する。これに対して、まず降雨等によっても斜面自体は全体的に見て安定であるようにし、次に表面浸食・風化・部分的崩落の防止(り面保護工)を計画する。

複数の崩壊形態が想定されるときは、各々に対しても同じ手順をふむことになる。

典型的な検討の流れは、

- ① 最小限の不安定土塊の除去 — オーバ・リングをしているような危険度の高い土塊、即ち除去する以外に方法がないか、あるいは、除去した方が明らかに工費がかからないものが対象となる。
- ② これに伴う斜面形状の改良 — 指針に定める標準のり面勾配を考慮にして、なるだけゆるく切り取りすることが望ましいが斜面長が大きかったり、用地が十分でない時は制約をうけがちである。

⑩ 上記の斜面に対して、部分

的に不安定な所があれば、これに対して抑止施設を設置する。この時、基礎地盤の堅固さと、必要な抑止力の大きさの算定を行なう。

⑪ 斜面全体の安定を考慮して、適当な抑止施設を設置する。のり尻保護のための擁壁などがこれに当る。

⑫ 力のバランス以外に、地下水の影響を受けることが調査結果からわかれば、排水ボーリング等これに対する施設を計画する。

⑬ 表流水に対する浸食・風化

・局部的な崩落防止の目的で表面被覆(のり面保護)を検討する。この際、背後地から流入する水があれば、それに対する処理も検討する。
・実際は①～⑫のうち、すべてをおこなうのではなく、崩壊形態、崩壊要因、用地、工費等を勘案して、このうちいくつかを計画する。

(B) 切取りのり面の崩壊対策工の計画

切取りが行なわれたのり面を考える。まず基本的な考え方としては、地山の状態の調査結果から、指針で決める標準のり面勾配(表-10)を参考にして、のり面形状を決める。なるべく切取りすることが望ましいが、斜面長が大きかったり、用地が十分でない時は、制約を受けることが多いが、次のような場合は特に慎重な検討が必要である。

表-10 地山の土質に対する標準のり面こう配

断層や破砕帯があり、全体的に岩盤に断層、割れ目が多くゆるんでいる場合、特にこの不連続面が流れ盤になっている場合。

崩壊土層(がい隕)が分布する場合、特にがい隕層が岩盤上にあり、しかもその境界面が流れ盤になっている時。

地山の土質	切土高	こう配
硬岩		1:0.3~1:0.8
軟岩		1:0.5~1:1.2
砂 SP, SW		1:1.5~
砂質土 SM, SC	密実なもの	5m以下 1:0.8~1:1.0
		5~10m 1:1.0~1:1.2
	密実でないもの	5m以下 1:1.0~1:1.2
		5~10m 1:1.2~1:1.5
砂利または岩塊まじり砂質土 GW, GM, GC, GP	密実なもの、または粒度分布の良いもの	10m以下 1:0.8~1:1.0
		10~15m 1:1.0~1:1.2
	密実でないもの、または粒度分布の悪いもの	10m以下 1:1.0~1:1.2
粘質土および粘土 ML, MH, OL, OH, CL, CH		0~10m 1:0.8~1:1.2
		5m以下 1:1.0~1:1.2
岩塊または玉石まじりの粘質土		5m以下 1:1.0~1:1.2
		5~10m 1:1.2~1:1.5

※ 記号(例えば SM)は統一分類法による。

表-9 斜面崩壊防止工の種類

分類	目的および効果	分類	工の種類
(A-1) 抑止	雨水の作用を受けをないようにする	植生工	種子吹付工、張芝工など
		構造物によるのり面保護工	吹付工、張工
			現場打のり防工
			活石防工
(A-2) 抑止	雨水の作用を受けて崩壊する可能性の高いものを除去する	のり面排水工	コンクリート重力式擁壁
			もたれ擁壁など
		地盤改良工	表面排水工
			地下排水工
(B) 抑止	雨水の作用を受けても崩壊が生じないように力(抑止力)のバランスを加える	不安定土塊の切取り	圧入工
		斜土形状の改良	(ロックボルト工)
		抑止施設	切工
			切工
(C) 抑止	雨水の作用を受けても崩壊が生じないように力(抑止力)のバランスを加える	抑止工	コンクリート重力式擁壁
			もたれ擁壁(現場打のり防工)
			枕工
			活石防工
(D) 抑止	雨水の作用を受けても崩壊が生じないように力(抑止力)のバランスを加える	抑止工	のり面アンカー工

周辺で多数の崩壊が起っている場合。

切土のり面についても、(A)の自然斜面の場合と同様に、基本的にはまず降雨等によって斜面自体は全体的に見て安定であるようにし、次に表面侵食・風化・部分的崩落の防止(のり面保護工)を計画する。典型的な検討の流れも同じで、

- ① 最小限の不安定土塊の除去と斜面全体の安定を考えた斜面形状の改良 — (i)切土によって、地層境界等の想定すべり面(特に流れ盤の場合)が、切土面に出るか否か、(ii)地山の全体的な良さ(評価)に対して切土形状が経験的な範囲に入っているか、(iii)長大斜面では、切土の上方に自然斜面が残ることが多く、上部の自然斜面の崩壊が誘発しないか、といった点が重要となる。
- ② 上記の斜面に対して、部分的に不安定な所があれば、これに対して抑止施設を設置する。
- ③ 斜面全体の安定を考えた、のり尻保護の擁壁など抑止施設を設置する。
- ④ 力のバランス以外に地下水の影響を受けることが調査結果からわかれば、排水ボーリング等の施設を計画する。
- ⑤ 表流水に対する侵食、風化、局所的な崩壊防止のためのり面保護工、地表水排水工を計画する。

実際は①～⑤のうち、崩壊形態、崩壊要因、用地、工費等を勘案して、このうちのいくつかを計画する。

切土のり面の留意事項としては、上記のほか、特殊な地質(じゃ紋岩、緑色凝灰岩など)の風化による強度低下、割れ目の多い岩、特にそれに風化が伴う場合の切土の時間経過による応力解放、排水路側面の侵食などである。

4. 調査研究

自然斜面の崩壊については、技術的に解決すべき問題は多いが、画期的成果が急速に望めるような性格でなく、従来の経験、実績の収集と整理、災害の実態調査、対策工完成後の応力、土圧等の実測、室内実験、理論的検討等多方面から地道に調査研究を積み重ね、これらを総合して少しずつ技術の向上に努めねばならない。土木研究所急傾斜地崩壊研究室においても昭和45年4月、研究室の発足以来、災害実態調査、対策工の施工例の収集・整理・調査指針作成、対策工完成後の応力・土圧等の測定・室内実験及び理論的検討など多方面から総合的な調査研究を進めている。

次にそのうちの2、3のものについて若干説明する。

(1) 災害の実態調査

調査は昭和44年～46年の3年間(第1回調査)201箇所、1220件のがけ崩れと、昭和47～49年の3年間(第2回調査)601箇所、3213件について実施した。調査項目を表-11に示す。このうち主な項目の集計結果を述べる。

① がけ崩れの規模

表-12に崩壊規模の平均値の一覧を示す。図-3に崩土の到達距離/斜面の高さを示す。これは、被災の範囲の実態を示すもので、0.2～0.39が最頻値で0.6以下で全体の72.5%を占める。さらに斜面の高さの1.4倍までを考えれば、全体の94.2%が含まれる。実際問題では斜

面の高さの3倍以上

上離れておれば、被災を受けないとしても一応許容されるであろう。

② 斜面の地山の性質

山口県において、

崩壊斜面90件、

非崩壊斜面197件

について、崩壊発生と

素因(斜面地山の性質)の関連

を数量化解析した。

斜面地山の性質を表わす要因とその

区分(カテゴリー)を表-13に示す

ようにし、崩壊斜面と非崩壊斜面が

最もよく分離するように、各要因の

カテゴリー別得点を統計学的手法で

算出した結果を表-14に示す。表

中のレンジは要因

表-11 調査項目

調査項目	分類
1. 崩壊発生日時	N, NE, E, ES, S, SW, W, WN
② 斜面の向き	
3. 斜面の型	1. 大きな屋根部 2. 山腹の小さな屋根部 3. 大きな谷部 4. 山腹の小さな谷部 5. 平衡な山腹 6. その他
a 水平断面型	1. 凸型 2. 凹型 3. 直線型 4. 複合型(S型) 5. 複合型(逆S型) 6. その他
b 垂直断面型	1. 尾根 2. 台地 3. 凹地 4. その他
④ 斜面上端の状態	1. 水路又は沢 2. 道路 3. 池沼 4. 家
⑤ 斜面の利用状況	1. 田畑 2. 山林 3. その他
6. 斜面の傾斜	
7. 斜面の高さ	
8. 地質	表層土の種類および厚さ 1. 噴出岩類 2. 深成岩類 3. 火山砕屑物 4. 水成堆積 岩類 5. 変成岩類 6. シラス 7. ローム 8. その他 および岩石名
9. 地被物の状態	1. 裸地 2. 草地 3. 竹 4. 針葉樹 5. 広葉樹 6. 針広混交 7. その他
a 種類	上記4, 5, 6について a 10年未満 b 10~30年未満 c 30~50年未満 d 50年以上
b 樹令	1. 疎 2. 中 3. 密
c 密度	
10. 崩壊型	
11. 崩壊の規模	
a 崩壊高	
b 崩壊の巾	
c 崩壊深	
d 崩壊斜面長	
e 崩壊土量	
f 崩土の到達距離	
12. 崩土の状態	1. 泥状 2. 土塊状 3. 砂状 4. 岩塊状 5. その他
13. 崩壊頭部の位置	1. 上部 2. 中部 3. 下部
14. 過去の崩壊の有無	付近および同一個所での崩壊および回数、年 a 有 b 無
⑤ 水の存否	崩壊前、崩壊後の有無 "
a 地表水	a 崩壊発生時までの連続雨量 b 発生時の日雨量
b 湧水	c 発生時までの24時間雨量 d 発生時までの最大時間雨量 e 平均年雨量 f 既往最大日雨量 g 既往最大時間雨量
16. 崩壊の発生原因	
17. 降雨資料	
18. 保全対象人家戸数	a 死者 b 負傷者
19. 人的被害	a 全壊 b 半壊 c 一部破損
20. 被災戸数	
21. その他の被害	
② 観測点との関連	S, 47. 観測点時のA, B, Cランク

(注) ○印をつけた調査項目は第二回調査に際して追加した項目

表-12 崩壊規模 平均値

	崩壊の高さ h m	崩壊の巾 W m	崩壊の深さ d m	崩壊土量 V m³	崩土の到達距離 L m	崩壊の斜面 長ℓm	崩壊の位置 h/H	崩土の範囲 L/H	崩壊の形状 W/h
平均値	16.6	17.6	1.60	335.6	120	239	0.77	0.52	1.47
個数	596	600	600	592	598	590	590	598	1,612
分散	249.3	250.2	4.67	58.1	604.6	922.8	0.08	0.50	3.46
標準偏差	15.8	15.8	2.16	6.1762	24.6	30.4	0.29	0.71	1.86
変動係数	95.2%	90.1%	124.5%	106.21%	20.5%	127.2%	37.2%	0.135%	1.27%
最小値~最大値	1.3~200	2~120	0.25~8	1~15,000	0.5~350	1.7~340	0.03~1	0.01~129	0.06~250
平均値(第1回調査)	19.4	17.1	2.10	684.0	128			0.71	
個数	201	201	201	201	199			199	

内得点差であり、この値が大きい要因ほど斜面崩壊への関連度が高いことになる。本調査では、その順位は次のようになる。

1. 地被物の種類
2. 表土の厚さ
3. 斜面高さ
4. 地質
5. 斜面傾斜
6. 湧水の有無
7. 近辺の崩壊の有無

なお、この時の適中率は86.1%であった。すなわち25.4%の誤差をもって、危険度の高いグループに属するか否かの判定ができたといえる。

(2) 岩盤斜面の調査法

ダム等では、岩盤を客観的に観察区分し、これと現位置強度試験を対応させることにより、工学的な地質図を作成し、設計に直接結びつけることが行なわれている。斜面では、事業の性格上、現位置強度試験が不可能なので、自然斜面の形態を基準（安全率=1）として、有限要素法により切り取りによる応力分布の変化と点安全率の変化の状況を求め、岩盤区分がされている断面図にオーバーラップさせて記載し、これによって、法面勾配、形状等を検討する際の資料とする方法である。福山工事事務所管内の国道184号線、畑地区での調査について述べる。

岩盤区分を表-15に示す。道路土工指針の標準のり面勾配への対応を考慮して、切土の高さと安定勾配から総合判定区分として、**A, B, Cu, Cm, Cf**の6つに分けた。区分要素として岩質、割れ目の状態、間隔、通

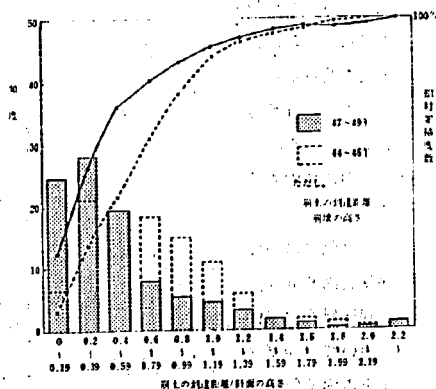


図-3 崩土の到達距離/斜面の高さ頻度分布

表-13 要因カテゴリー一覧表

要 因	カテゴリー（グループ）
1. 地被物の種類	(1) 裸地 (2) 草地 (3) 林地A（10年未満） (4) 林地B（10年以上） (5) その他（竹等）
2. 斜面の傾斜	(1) 3°～4.9° (2) 4.5°～5.9° (3) 6°～
3. 斜面の高さ	(1) 0～1.99m (2) 2.0～4.99m (A) 5.0m～ (B) 0～1.49m (2) 1.5～2.99m (3) 3.0～4.49m (4) 4.5～5.99m (5) 6.0m
4. 湧水の有無	(1) 有 (2) 無
5. 近辺の崩壊の有無	(1) 有 (2) 無
6. 表土の厚さ	(1) 0.5m未満 (2) 0.5m以上
7. 地質	(1) 噴出岩類 (2) 深成岩類 (3) 水成岩類 (4) 変成岩類

表-14 カテゴリーの得点、レンジ、分散分析による検定

要 因	カテゴリー	1	2	3	4	5	レンジ
1. 地 被 物		408663	387162	-215353	-153398	395772	62036
2. 斜面傾斜		-101237	012186	118928			20165
3. 斜面高さ		077413	-060264	-141962			219375
4. 湧 水		037737	-024980				062717
5. 近辺の崩壊		-020795	013675				034470
6. 表土の厚さ		-276272	129886				406158
7. 地 質		041177	037565	-045605	-167430		208607

り方、方向性、傾度を選んだ。

法面は時間的に4段階に分けられる。1段階は本来の自然地山である。2段階目は戦前に軌道を敷くために自然地山を掘削した。この鉄道は雨が降ると時々崩壊のため列車が止まったという。3段階目は、道路をつくるため当初計画断面で掘削した断面である。この時はのり面の高さの約2分の1所(断層破砕帯の下部)まで掘り下った状態で崩壊が発生している。次の第4段階では、計画を変更し切直したも

表-15

のである(図-4参照)。第一の段階の安全率 $F_{S1} = 1$ とし、その後の断面について安全率 F_S を求めた。安全率は各点における点安全率の変化で求めた。図-5はその結果の例で、表面よ

区分	判定基準	岩盤状況	推定弾性波速度(km/sec)
A	3分より急で7m以上可(1.5mまで)	岩質は非常に堅硬で全く風化しない。	5.0km/sec以上
B	3~5分で7mまで可 浸食防止のため法面処理の要あり	岩質は非常に堅硬かつ新鮮なもので一部に割れ目が発達する部分もあるが割れ目は大部分が新鮮である。	3.0~5.0km/sec
C	5~8分で7mまで可 浸食防止のため法面処理の要あり	岩質はかなり新鮮堅硬であるが、割れ目沿いに風化変質が認められる。一般に割れ目が発達し、その中で割れやすい。	2.0~4.0km/sec
	8分~1割で7mまで可 浸食防止のため法面処理の要あり	岩質はわずかに風化変質している。割れ目が発達し、粘土を挟持する。	1.0~2.0km/sec
	8分~1割2分で5mまで可 浸食防止のため法面処理の要あり	風化作用を受け、一部は粘土化している。岩片は全般的に軟質で、一部には硬い岩片を残す。	0.5~2.5km/sec
D	1割2分以上で5mまで可 浸食防止のため法面処理の要あり	完全に風化し、土壌化している。硬い岩片をほとんど残さない。	0.3~1.0km/sec

り深度1.0mの所の点安全率の変化を求めたものである。

点安全率はある点における応力より描かれるモールの応力円とモールの破壊条件式($\tau = C + \sigma \tan \phi$)で表される直線との間の隔りにより定義されるものである。

(3) 崩壊要因にもとづく崩壊対策工の設計

自然斜面の安定計算については、地山が均質な場合で地山を構成する土のせん断特性が土質試験によって明らかになっている場合に限って安定計算を行なうことができる(のり面工と斜面安定工指針)。

しかし自然斜面は等方、均質なことはまれであり、実際上は、計算が不可能である。有限要素法により異方性、不均質なケースとして計算しても、強度、変形に関する特性を数値で表示する困難さが判

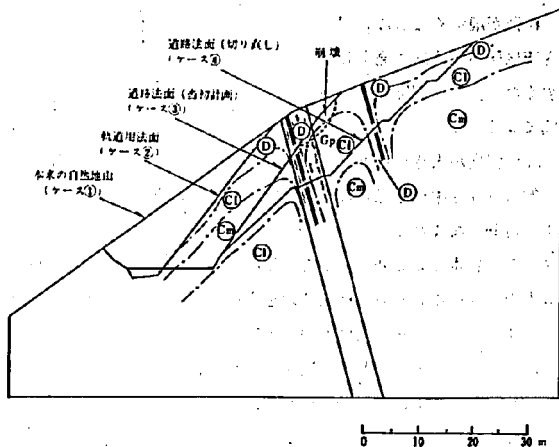


図-4

う。

われわれは崩壊要因を考慮した実際的な計算方法を検討した。

降雨に関連した崩壊要因は、①表面流水による侵食、②間隙圧の上昇、③含水による地盤の強度低下、④含水による地盤の重量増、⑤バイピングによる局部崩壊とその進行、⑥風化、がある。このうち①、⑤、⑥は現状では理論的取扱いが實際上ほとんど不可能である。これらは、通常のり面被覆工により施工面で対処されるが、雨水の浸透は、対象となる斜面からの浸透は防止し得たとしても、地下水などの形で他から侵入があるから、結果的には防ぎ得ないと考えられるから、間隙圧の上昇、含水による強度低下が検討事項として残る。

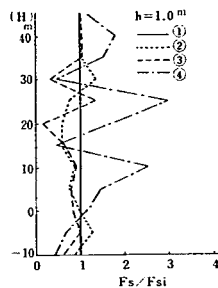


図-5

この2つの事項について空け
実験を行なった。

図-6(a), (b)は実験土槽に、
それぞれ砂およびロームをつめ、
これに強い雨を降らした時の間
げき圧の発生状況を示す。こ
れらの実験を種々の土に対して
実施した結果から次のことがわ
かった。

- ① 雨が地表より浸透する時、
最初はサクショで下方に浸
透し、その後サクションが消
失し、重力により浸透する。
- ② 粒径が細くなるほど間げ
き空気圧が一時的に発生しや
すくなる。この空気圧は短期
間でなくなる。
- ③ 降雨強度が大きいほど、一

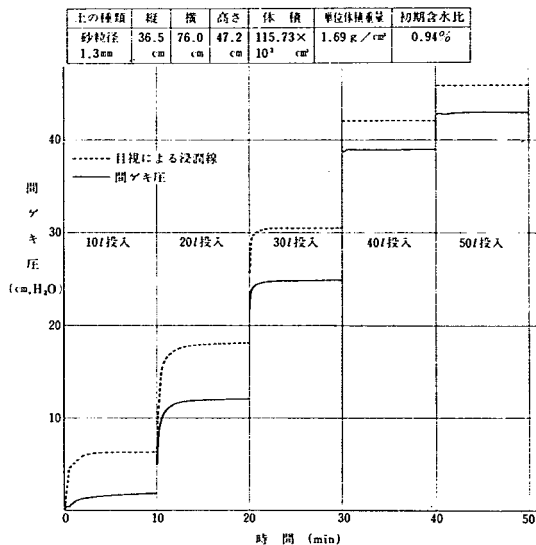


図-6(a)

時的に間げき中に空気が残る状態になり、高い空気圧が出る。しかしこの空気圧も一時的なもので短時間でなくなる。

図-7は含水による強度低下を三軸試験により求めたものである。

以上のようなことから、崩壊要因を考慮した次のような手順で計算を行なうことを試みている。

- ① すでに述べた方法に斜面の崩壊形態を想定する。
- ② 斜面は、少なくともこれまで崩壊しなかったのだから、過去の最も条件の悪かった時の安全率 $F_s = 1$ としても、その後風化や地震の影響を受けないとすれば安全側にある。サクションは消失する迄含水したが、間げき圧が発生しない状態を過去の最も条件の悪かった時とし、想定すべり面に沿うすべり安全率 $F_s = 1$ として分割法等、従来から用いられている計算式で対応する強

度数 (C, ϕ) を求める。

例えば

$$F_s = \frac{\Sigma (Cl + (W' \cos \theta) \tan \phi)}{\Sigma W' \sin \theta} = 1$$

- ③ 今後起り得る最も条件の悪い時は、飽和度は100%、浸潤面は工学的判断により、考えられる最大限まで上昇するものとする。この時、強度定数の低下を室内実験から、また重量増は簡単な計算により求められるから、この条件で所定の安全率 ($F_s = 1.2 \sim 1.5$) を確保するに必要な抑止力 P が求まる。この P により擁壁などの構造物を設計する。

例えば、

$$\frac{\Sigma \{C' l + (W' \cos \theta - ul) \tan \phi'\} + P}{\Sigma W' \sin \theta} = 1.5$$

土の種類	縦	横	高さ	体積	単位体積重量	初期含水比
関東ローム 粒径3mm	36.5 cm	76.0 cm	47.2 cm	115131 cm ³	1.22 g/cm ³	40%

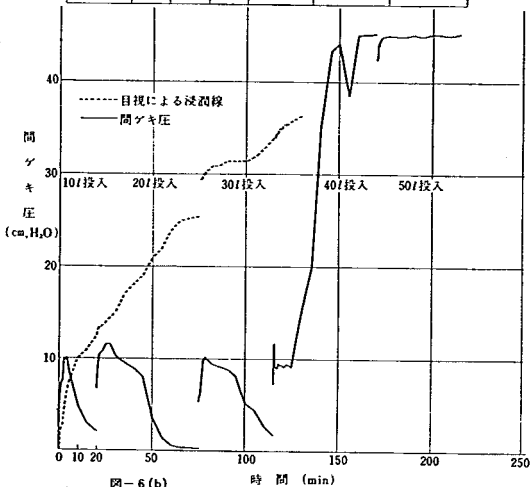


図-6(b)

図-6(b)

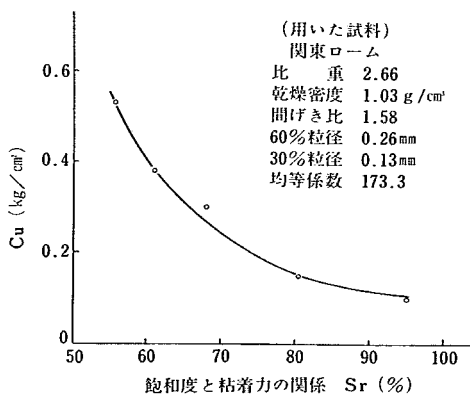


図-7

5. あとがき

行政面および技術面で、多くの努力が国、あるいは県のレベルで払われているにもかかわらず、毎年、集中豪雨等により、人的、物的被害がありしかもこれが急速に減る見通しがないことにはいささか焦躁の念にかられる。

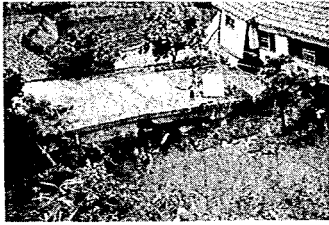


写真-1

災害後、現地をまわるといろいろなことを考えさせられる。

写真-1は、昨年6月豪雨での鹿児島市鴨池町での災害状況である（図-8参照）。

敷地内で、土砂が通る中心をさけるよう建物を配置し、また何かの事情で万一避難ができなければ、少なくとも斜面から最も離れた所の2階におれば、被害が軽減されるという教訓がこの写真から引き出させるのではないだろうか。

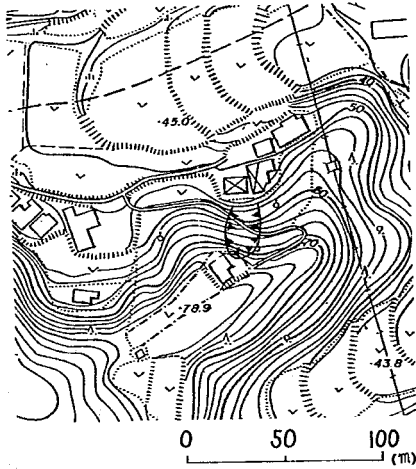


図-8

参 考 資 料

- (1) 土質工学会、切土のり面第5章 計器による崩壊の予知（1977）

21. 近年の斜面崩壊にともなう土砂 災害の調査結果

青 木 義 光

土木技術資料 Vol. 19. No. 7
1977. 7

近年の斜面崩壊にともなう土砂災害の調査結果

青 木 義 光*

まえがき

昨年の台風17号は長時間にわたる大雨をもたらし、全国各地に崩壊・土石流・地すべりを発生させた。これらの崩壊などにより、多くの家屋や公共施設が破壊・埋没されたばかりでなく、167名という多くの尊い人命が奪れるという重大な被害を受けた。

崩壊などの土砂の運動にともなう生じる災害「土砂災害」は、全国各地で発生しており、しかも近年急増する傾向があり、特に人命の損傷という重大な被害を受ける場合が多いため、社会的な問題となっている(表-1図-1参照)。

豪雨による斜面崩壊の調査については、これまでも主に個々の斜面崩壊を対象に、その結果を報告してきた(脚注参照)。土地利用の多様化、高度化にともない、個々の斜面崩壊を防止したり、それによる被害を軽減することと併行して、地域全体を対象にした防災計画の必要性が増大して来ている。

今回の調査は、昨年の台風17号により土砂災害が多発した岡山県備前地域を対象に、地域内の地形・地質・土地利用状況などと崩壊発生頻度・規模・形態・崩土の移動状況および被災の状況などが、どのような関連しているかという観点から調査したものである。

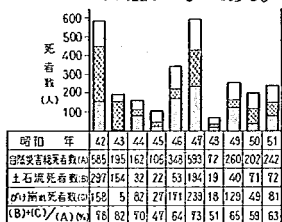


図-1 土砂災害による被害状況(死者数)(昭和42~51年)

1 調査の概要

1.1 調査の目的

ある地域の土砂災害を防止する適正な対策を計画するには、まず土砂災害を予測する必要がある。土砂災害は

*建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室 研究員

*久保隆 原部泰英:千栗里で発生した谷崩れ,土木技術資料 15-3, (1973)

**金内剛:北海道函館市周辺におけるけずれ崩れ災害の現地調査結果,第13回土木研究所発表会(1975)

表-1 土砂災害の発生状況(昭和42~51年)

昭和	主たる災害の誘因	主な被災地
42	西日本豪雨(7月) 羽越豪雨(8月)	長崎、佐賀、広島、兵庫 山形、福島、新潟
43	台風10号 集中豪雨(8月) 地震(2月及び、5月十勝沖)	愛知、長野 富山、北海道 青森
44	梅雨前線豪雨(6、7月) 集中豪雨(8月)等	大分、鹿児島 富山、新潟
45	梅雨前線豪雨(7月) 台風9、10、11号等(8月)	千葉、神奈川、岐阜 三重、徳島
46	梅雨前線豪雨(7月) 台風19、23、25号等(8月9月)	鳥取、鹿児島、大分 宮崎、三重
47	7月豪雨(7月) 集中豪雨及び台風20号(9月)	高知、熊本、岐阜、神奈川 愛知、鳥取、山口、京都
48	低気圧(1~5月) 梅雨前線豪雨(6月) 集中豪雨(8月) 台風6号(8月) 集中豪雨(9月)	神奈川、山口、長崎、愛媛、高知 岩手、高知、福岡、鹿児島 静岡、熊本、福岡 北海道、青森、宮城
49	降雪、地震等(1~5月) 梅雨前線(6、7月) 台風8号(7月) 集中豪雨(7、8、9月) 台風18号(9月) 秋雨前線その他(9、10月)	青森、山形、静岡 岩手、神奈川、石川、徳島、山口 神奈川、静岡、三重、兵庫、 岡山、香川 三重、滋賀、長崎 石川、高知、大分 宮崎、群馬
50	降雪、地震、豪雨等(1~6月) 梅雨前線(6、7月) 豪雨(6、7、8月) 台風5号(8月) 台風6号(8月) 低気圧その他(9、10、11月)	北海道、福井、大分、神奈川 熊本、鹿児島、長崎、大分、 岐阜、 神奈川、青森、秋田、山形、京都 北海道、青森、愛媛、高知 北海道、香川、愛媛、徳島 岡山、静岡、山形、大分、 神奈川、鹿児島
51	降雪(2月) 低気圧(4月) 集中豪雨(6月) 梅雨前線豪雨・地震(7、8月) 台風17号・集中豪雨(9月)	新潟 高知、岡山 福岡、佐賀、大分 岐阜、鹿児島 静岡 神奈川、岐阜、兵庫、岡山、広島、 香川、徳島、高知、愛媛、大分

図-2のような発生過程をもつと考えられるので、土砂災害を予測する上で次の点が問題となる。

第1に、その地域の素因にある誘因が働きかけた時に、土砂の運動が発生するか否か。そして土砂の運動が発生する場合は、発生の時期・位置・規模・および土砂の運動形態・到達区域はどうか。

第2に、土砂の運動の到達区域に被災対象が存在するか否か。これは土地利用の状況と密接な関係がある。そして被災対象が存在する場合は、どんな被災状況になるか。これらの問題を解明するためには、数多くの土砂災害

誘因	素因	土砂の運動	被災対象	土砂災害
降雨 降雪 地震	地質 地形 植生	移動 停止	人命 家屋・田畑 公共物 森林・河川・港湾	崩壊・土石流 滑り・埋没

図-2 土砂災害発生過程の概念図

について調査を積み重ねて、それらのうちに何らかの法則性を見出すことが必要である。

1.2 調査の方法

昭和51年9月の台風17号により、多様な土砂災害が地域的に集中して多発した岡山県備前市・日生町を調査対象地域とした。

本地域については、災害前の空中写真(昭和50年1~3月撮影・縮尺 1/8000・カラー)と災害後の空中写真(昭和51年9月15日撮影・縮尺1/8000・白黒)とがあり、これらの判読や計測により地形・植生・土地利用の状況や崩壊・土砂災害の状況を調査した。

また現地踏査により、斜面構成物質や崩壊地の状況(崩壊物質・深さ・崩壊に関する現象)や被災地の状況を調査した。

2 調査地域の概要

本地域は、瀬戸内海に面した小起伏山地を主体とした東西約 10km、南北約 1km、面積約 9km² の地域である(図-3参照)。

2.1 調査地域の地質

本地域には、中生代白亜紀に噴出した古い流紋岩質溶結凝灰岩が広く分布しており、所によって石英斑晶の量や捕獲岩片の量に若干の変化がみられるが、岩質的にはほとんど変化がない。一般に 20~50cm 間隔の節理が発達しており、特に表層近くには短間隔の節理や不規則な亀裂が多く、その多くは 0.3~1cm 程度開口している。

地表から、土壌化が進んだ表土層・風化が進んだ風化層・風化がほとんど及んでいない基岩層に区分できるが、その推移状態は漸移的であり、所によって層厚の変化が大きい。

2.2 調査地域の地形

本地域は、瀬戸内海沿岸に東北東-西西南に連なる小起伏山地で、標高は概ね 300m 以下と低く、丸味をおびた平坦な山頂とそれに続くなだらかな斜面が特徴的である。山頂の平坦面とそれに続く斜面とは勾配が不連続に変化しており、尾根を取り囲むように遷急線が存在して

いる。

また本地域に見られる東北東-西西南の直線状の山頂の配列やこれに直交する直線状の谷の配列は、地質構造を反映しており、谷の配列は地質構造上の弱線(節理・破碎帯など)の存在を暗示している。

本地域に見られる地形は、次のように区分できる。

- 山地(尾根型斜面, 山腹斜面, 谷型斜面, 海蝕崖)
- 山麓堆積地(崖錐, 麓斜面, 扇状地)
- 低地(河岸段丘, 谷底平野, 海岸平野, 埋立地)

① 尾根型斜面 山頂付近の凸型の平坦な斜面で、あまり、侵蝕されておらず土壌層の発達是比较的良好で乾性褐色森林土壌が多い。

② 山腹斜面 尾根型斜面と谷型斜面に挟まれる直線状およびそれに近い型の斜面で、侵蝕の影響で土壌は浅いか欠失しており、粗粒残積性未熟土壌が多い。

③ 谷型斜面 谷筋周辺の凹型斜面で 侵蝕の影響で土壌は浅いか欠失しており、粗粒残積性未熟土壌が多い。谷筋には谷底堆積物が薄く堆積するか露岩している場合が多い。一般に下流部の緩傾斜部には堆積物が存在している。

④ 海蝕崖 山地が海岸に面する所で、狭い海岸平野の後方に存する急傾斜面(40°~50°)で、過去海進期に海蝕を受けて形成されたものである。

⑤ 崖錐 山地の周辺部に、主に上方斜面から崩落した岩屑が堆積して形成した急傾斜(ほぼ 15°以上)の円錐状またはそれが複合した形状の堆積地である。

⑥ 麓斜面 山地の周辺部に、上方斜面の風化生成物(岩屑・風化土)が、匍行や雨洗によって運搬され堆積して形成した緩傾斜(ほぼ 15°以下)の堆積地である。

⑦ 扇状地 山地の周辺部の谷の出口に、流送された砂礫が堆積して形成した緩傾斜(ほぼ 3°~15°)の扇状の堆積地である。

⑧ 河岸段丘 伊里川左岸に存する標高 2~3m の幅の狭い平坦地で、古い谷底平野が侵蝕から取り残されて形成されたものである。

⑨ 谷底平野 比較的大きな谷の下流部に存する平坦地で、谷の沖積作用によって砂礫を堆積させて形成されたものである。

⑩ 海岸平野 海岸に面した標高 1m 未満の平坦地で、過去の浅海底堆積面が海退により陸化して形成されたものである。

⑪ 埋立地 浅海に土を盛って造成した平坦な土地である。

2.3 調査地域の植生

本地域は、年平均気温が 15°C 前後で温暖であるが、年降水量が 1,200mm 程度の寡雨地帯で、海風の影響もあって乾燥傾向が極めて大である。また窯業や製塩業のための燃料として伐

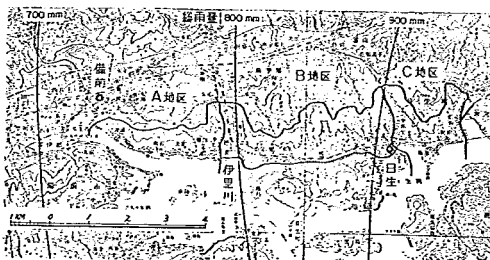


図-3 調査地域平面図

採が繰返され、さらに頻発する山火事のため林地の劣悪化は極度に進んでいる。しかも山地は、山頂平坦地に乾性褐色森林土壌が発達しているのを除き、表層がかなり侵蝕を受けた粗粒残積性未熟土壌が広く分布しており、アカマツの劣悪林地で占められている。山麓堆積地においては、褐色森林土壌が発達しアカマツの生育が比較的良好な箇所もある。アカマツ林は10~30年生のものが多く、アカマツの外には、高木としてコナラ・ウバメガシ・アラカシ・エノキ・クリ、低木としてヤマツツジ・ヤブツバキ・マダケ・ヒサカキ、下草としてコンダ・スゲ・ネザサ・ノイバラ・ススキが見られる。

2.4 調査地域の土地利用

本地域の土地利用の現況を前述の地形区分と関連づけてみると次のようになる。

① 山地 山地のほとんどは天然林（マツ林）で、B地区（図-3参照）の一部に劣悪林地改良事業による人工林（混交林）がある。

② 山麓堆積地 崖崩および麓斜面の上部は天然林（広葉樹の多い混交林）となっており、麓斜面の下部および扇状地は畑と住居地になっている。新しい住居は、麓斜面の上部に新築されていることが多かった。また扇状地において棚田を造成している所もあった。

③ 低地 河岸段丘、海岸平野は住居地として、埋立地は工業地として利用されている。谷底平野は、田として利用され農家が散在している。

3 調査の結果

3.1 災害発生の状況

3.1.1 災害発生の誘因

本地域に災害をもたらした誘因は、前線の停滞とそれに続く台風17号の通過にともなって降った降雨である。日生町役場（図-3参照）での雨量観測では、昭和51年9月8日13時から13日13時までに総雨量 910mm、最大時間雨量 87mm/h を記録している（図-4参照）。瀬戸内海沿岸は、一般に寡雨で、岡山の年平均雨量（1941~1970年）が1218mm/年であることと比較すると、台風17号の降雨がこの地域にとっていかに大きな豪雨であったかがわかる。また本地域の周囲の雨量記録から、一般に東の方に行く程、総雨量も最大時間雨量も大きくなる傾向があったので、比較のため備前市役所の雨量記録を図-5に示す。

本地域の災害発生時刻（12例）は、9月11日13時~15時の間に集中しており最大時間雨量が降った11~13時間後にあたる。

3.1.2 災害の状況

本地域の災害は、土砂の運動が発生した位置から次のように区分できる。

① 山地斜面のうち主に谷型斜面に発生した崩壊の崩

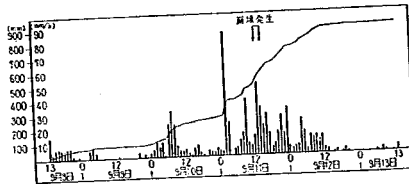


図-4 日生町役場雨量記録（時間雨量・累加雨量）

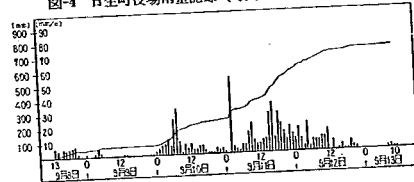


図-5 備前市役所雨量記録（時間雨量・累加雨量）

土および谷の下流部に堆積していた土砂が、谷の出口で氾濫したもので、家屋の破壊・埋没、田の埋没、ため池の埋没、道路の埋没という形態をとったもの。

② 海蝕崖に発生した崩壊の崩土が、直下の海岸平野の家屋の破壊・埋没、道路の埋没という形態をとったもの。

③ 山麓堆積地に発生した崩壊により、崩壊地土塊（崖上上の墓地・扇状地上の田）そのものの擾乱破壊、崩壊地直下の家屋の破壊・埋没という形態をとったもの。いずれの崩壊も家屋の破壊をともなったが、住民が事前に避難していて人的被害はまぬがれた例が多かった。

3.2 崩壊発生の状況

3.2.1 崩壊発生と植生区分

本地域の崩壊の多くは、表土層一風化層の境界または風化層一基岩層の境界で滑落したもので、その深さは、1m以下と浅いものであった。植生の高低および疎密は表土層の条件（乾湿・層厚など）を反映していると考え、これと崩壊箇所数とを調査した。この時、降雨条件や地形条件の違いを考慮して、本地域をA・B・Cの3地区に区分して各地区別に崩壊箇所数・面積を調査し、単位面積あたり崩壊箇所数を算定した（表-2~表-4参照）。これらから、次のことがいえる。

表-2 植生区分別 表-3 植物区分別 表-4 単位面積あたり崩壊箇所数

		崩壊箇所数					面積 (km ²)					単位面積あたり崩壊箇所数				
		A	B	C	計	計	A	B	C	計	計	A	B	C	計	計
高木	密	12	17	24	53	0.58	0.87	0.55	1.99	0.41	0.41	21	21	44	27	27
	中	—	8	15	23	—	0.27	0.19	0.41	—	—	—	26	29	55	55
	疎	0	7	8	15	0.40	0.17	0.87	0.27	0.41	0.41	114	114	56	56	56
	計	12	25	47	84	0.98	1.23	1.61	2.67	0.82	0.82	135	135	109	135	135
低木	密	11	39	16	66	0.75	1.30	0.16	2.21	0.41	0.41	15	24	138	50	50
	中	3	5	43	51	0.29	0.21	0.60	1.01	—	—	—	—	—	—	—
	疎	6	32	36	74	0.34	1.20	0.23	1.77	0.41	0.41	18	31	157	45	45
	計	20	76	95	191	1.38	2.71	0.99	4.99	0.41	0.41	33	55	195	95	95
その他		5	18	9	32	0.50	0.70	0.50	1.70	—	—	10	26	18	19	19
計		37	131	191	359	2.42	4.42	2.60	7.32	0.41	0.41	43	90	293	134	134

① 同一植生区分については、東の方に行く程、単位面積当りの崩壊箇所数が多くなっており、特にC地区は飛び抜けて多い。

② 植生区分による単位面積当りの崩壊箇所数の多少は地区によって異なるが、全般的に植生が密の所は疎の所より少ない。

また現地踏査において見た崩壊地に限って言えば、崩壊地の位置は植生の疎と密の境界付近であったことが多かったし、周囲にコシダが出現し始めた所のことが多かった。コシダは乾性褐色森林土壌の指標植物であるので、土壌が粗粒残積性未熟土壌から乾性褐色森林土壌に変化する境界で、上方斜面の乾性褐色森林土壌層およびその下層の風化層が滑落していたといえる。粗粒残積性未熟土壌の分布する範囲は、過去の侵蝕によって表土層を喪失したものであり、この土壌の分布する上限は、いわば侵蝕前線といえることができる。

3.2.2 崩壊発生と地形区分

本地域に発生した崩壊地の位置は、尾根型斜面—山腹斜面の境界付近および山腹斜面—谷型斜面の境界付近が多かった。そこで、山地斜面に発生した崩壊地で、下方に凹型斜面が続く場合は谷型斜面の崩壊地、その他は山腹斜面の崩壊地と区分し、地形区分別の崩壊箇所数を表-5に示す。また各地区の崩壊に因連すると思われる地形の諸元を表-6に示す。これらから表-7を作成した。

表-5 地形区分別
崩壊箇所数

地形区分	A	B	C	計
山地	9	28	87	125
谷型斜面	16	86	81	193
山腹斜面	9	12	13	34
山腹堆積地	3	4	0	7
計	37	131	181	349

表-6 地形諸元

地形諸元	A	B	C
崩壊箇所数	290	219	249
崩壊箇所数/ha	1.90	3.92	1.80
谷頭の数	48	192	100
谷頭の数/ha	25	90	56

表-7 単位あたり
崩壊箇所数

要素式	A	B	C
山腹斜面崩壊 崩壊箇所数	5	7	48
谷型斜面崩壊 崩壊箇所数	8	22	51
谷頭の数	0.3	0.4	3.9

これらの表から、次のことがいえる。

① (谷頭の数/山地面積)の比較では、A地区はB・C地区の1/2と少ないが、B地区とC地区とは大差がない。

② 単位あたり崩壊箇所数の比較では、A地区とB地区とは大差がないが、C地区は飛び抜けて多い。

C地区の崩壊箇所数が飛び抜けて多いということは、「3.2.1 崩壊発生と植生区分」でも現れている。地質・地形・植生といった素因に大差が無いのに、崩壊箇所数に大差が有るのは、誘因(降雨)の差によるものと考えるのが妥当であろう。

次に崩壊の発生した斜面の地形区分と崩壊状況について、主に現地踏査によって調査した結果を述べる。

① 山腹斜面に発生した崩壊 崩壊の発生した位置は尾根に近い凹凸のあまりない平滑な斜面が多かった。崩壊の規模は、幅4～9m、長4～13m、高3～5m、深

0.3～1mだった。崩壊は、風化層—基岩層を境界として滑落したものが多く、表土層のみが滑落したものもあった。崩土は拡散され流送された後、下方の緩傾斜地に堆積していたのが多かったが、谷筋に流送され流水によってさらに下流に流送されたものもあった。(写真-1参照)

崩壊地の上部断面の表土層—風化層の境界に直径20cm程度のバイピング孔が集中的にみられたが、現地踏査の時点では湧水はみられなかった。地元の人の話によると崩壊時には、崩土が一気に流送され、それに引き続いて黄濁した多量の水が30分程流れたとのことである。崩壊地の上方では多量の水が流れた形跡がないので、前述のバイピング孔から湧水したものと思われる。崩壊地の下端は露岩していることが多く、また下方斜面の植生は低木が疎生しており、流送土砂により下方に倒れているが、表土や草木はほとんどはぎとられていなかった。これは、崩壊地の下方斜面が過去の崩壊により表土層を侵蝕されて、表土層が薄くなっていることを示していると思われる。したがって新規崩壊地は、過去に崩壊した跡地の上方斜面に発生したものといえることができる。

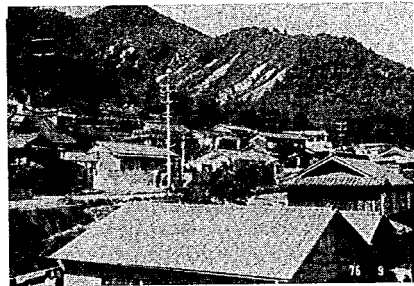


写真-1 日生町の山腹斜面崩壊

② 谷型斜面に発生した崩壊 崩壊の発生した位置は尾根に近い谷筋の最上端(谷頭)が多かったが、崩壊地の上方に浅い谷状の凹地が続いていたこともあった。崩壊の規模は、幅4～11m、長6～13m、高4～8m、深0.3～1.5mだった。崩壊はすべて風化層—基岩層を境界として滑落したもので、崩土は既存の谷底堆積物上に生育している高木群によって堰止められていたこともあったが、大部分は谷筋を長い距離流送され谷の出口で氾濫して堆積していた。

崩壊地の上部断面の表土層—風化層の境界に直径20cm程度のバイピング孔が集中的にみられた。現地踏査の時点で、表土層—風化層の境界および風化層—基岩層の境界に湧水を確認することが多かったが、崩壊地の上方の浅い谷状の凹地には地表水がなく、かつ多量の地表水が流れた形跡がなかった。したがって崩土は、崩壊に続いてバイピング孔から多量に湧水した水によって谷の出口まで流送されたものと思われる。崩壊地の下端は露岩し

ており、また谷筋の所々に露岩がみられた。崩壊地の直下の谷筋の草木は下方に倒れており、かつ付近の立木にはかなり高い位置 (0.5~1m) まで土砂が付着しており、崩土はかなりの速度で一気に流送されたものと推定される。また谷筋の下流の緩傾斜部 (15~20°) の既存の谷底堆積物は、ガリー状 (幅 0.5~1m、深 0.5~1m) に侵蝕されていた。この付近の立木にもかなり高い位置まで土砂が付着しており、崩土はガリーの幅よりもっと幅広く集散的に流送されたと推定されるので、このガリーは崩壊後に多量に湧出した水の流下によって侵蝕され形成されたものと推定される。

③ 海蝕崖に発生した崩壊 崩壊は海蝕崖上方の緩傾斜地に達していた。崩壊の規模は、幅 6~15m、長 7~15m、高 7~15m、深 0.5~1m だった。崩壊は風化層一基岩層を境界として滑落したものが多かったが、基岩層の一部 (節理によって小岩塊状になっている部分) も滑落した例もあった。崩土は、崩壊地の直下に堆積していた。

崩壊地上方の緩傾斜地には、亀裂が入って 0.1~1m の段差が数段ついており、地元の人の話によると、台風 17 号の降雨のまえからついていたとのことであり、過去に小規模な崩壊を生じていたものと思われる。

④ 山麓堆積地に発生した崩壊 崖壁に発生した崩壊は 1 例のみで、規模は幅 15m、長 50m、高 20m、深 2m と、他の崩壊より規模が大きいが、崩壊は崩壊土層が滑落したもので、崩土の移動は少ないが、土塊は擾乱されていた。

扇状地に発生した崩壊は、棚田状に造成した水田の盛土部が滑落したものであった。

3.2.3 崩壊発生と地形要因

崩壊危険地推定のための資料として、B・C地区の山

腹斜面と谷型斜面に発生した崩壊地の地形要因について空中写真から計測した。また崩壊地から約 20m 離れた同標高の地点に同じ平面形の新崩壊地を設定し、同様に地形要因について計測した。

計測した地形要因は次のとおりである。

上方斜面 (横断面・集水距離・単位幅あたり集水面積) (非)崩壊地 (傾斜)

下方斜面 (横断面)

① 上方斜面横断面 (非崩壊地の上方 20~30m の斜面における等高線に平行な方向の横断面)。

② 集水距離 (非)崩壊地に集水する上方斜面の区域の最高地点と(非)崩壊地の上端の地点との直線水平距離。

③ 単位幅あたり集水面積 崩壊地に集水する上方斜面の区域の平面積を崩壊地の最大幅で割ったもの。

④ 傾斜 崩壊地上端の地点と下端の地点との区間の傾斜。

⑤ 下方斜面横断面 崩壊地の直下の斜面における等高線に平行な方向の横断面。

計測の結果を図-6に頻度分布図にして示す。

また崩壊地と非崩壊地の各地形要因についての頻度分布の差異が、統計的に有意か否か χ^2 検定した。この結果から②集水距離を除いて他の地形要因は、99%の信頼度で有意の差異が認められた。

これらから崩壊の発生が多かった地形は、①上方斜面横断面 凹、直、③単位幅あたり集水面積 40~m²、④傾斜 25~34°、⑤下方斜面横断面 凹、ということができる。

4. 調査結果の総括

本地域の土砂災害について、調査結果を総括すると次のとおりである (表-8 参照)。

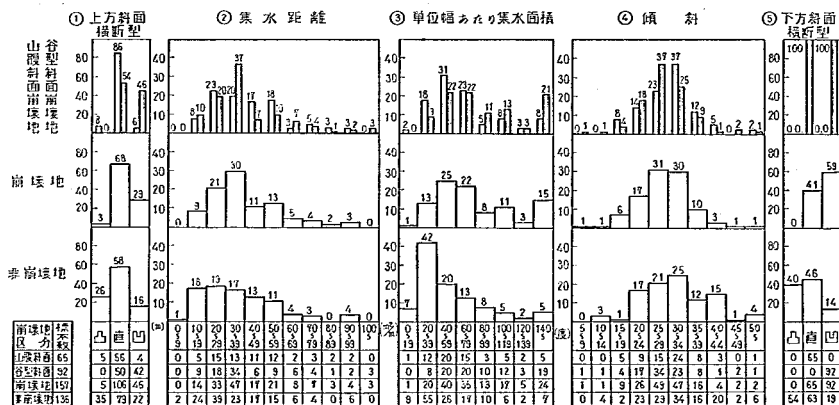


図-6 地形要因頻度分布図(%)

① 災害をもたらした誘因は、前線の停滞と台風17号の通過とともなった降雨で、総雨量・最大時間雨量ともこの地域にとって異常に大きなものであった。

② 崩壊の発生は、降雨量の多かった東の地区で多く、崩壊跡地にみられた現象などから崩壊機構は、降雨が地表面から浸透し地下水となってある地点に集中したため間隙水圧が上昇し崩壊を生じたと考えられる。

③ 土砂災害をもたらした主な崩壊は、山地の谷型斜面に発生した崩壊と海蝕崖に発生した崩壊であった。

谷型斜面の崩壊は、崩土が多量の湧水によって谷筋を一気に集散的に流送され谷の出口で氾濫して災害を生じた。

海蝕崖の崩壊は、崩土が直下の住居地に滑落して災害を生じた。

④ 事前に避難したため人的被害をまぬがれた例が多かった。

⑤ 本災害の根底には、本地域内に平坦地が少ないため土砂災害の危険度の高い土地に居住しなければならないという事情があった。

⑥ 今後の開発に対しては、崩壊を誘発助長する開発行為および崩土の到達する危険区域内の開発行為を規制する必要がある。

表-8 土砂災害発生状況の総括表

[illegible]

() は頻度の少ないことを示す。

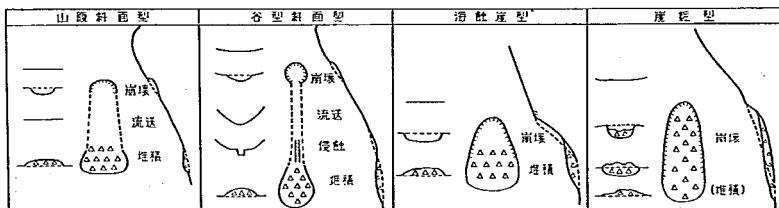


図-7 土砂の運動の模式図

あとがき

土砂災害の防止のためには、誘因に応答する土砂の運動の発生と予測・土砂の到達区域の予測・被災状況の予測などの調査研究および危険区域の表示・警戒避難体制の確立・適正な土地利用計画の樹立・防災工事の実施などの対策が必要である。今回の調査は主に、前者の予測のための調査であったが、その成果は十分なものとは言えない。今後ともこの種の災害調査を行ない、より良い成果を得るよう努めるつもりである。

最後に、現地踏査を行なうにあたって便宜をはかって

いただいた岡山県庁砂防課・備前市役所・日生町役場の
皆様に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 国土地理院：土地条件調査報告書（岡山地域）（1976.3）
- 2) 国土地理院：土地条件図（和気）（播州赤穂）
- 3) 経済企画庁：土地分類図（岡山県）（1974）
- 4) 建設省土木研究所砂防部：台風17号による土砂災害土木技術資料，19-1（1977）

22. 崩壊土砂の流下距離

反 町 雄 二

土木技術資料 Vol. 19. No. 10
1977. 10

崩壊土砂の流下距離

反町 雄二*

はじめに

急傾斜地崩壊対策工事の進捗が計られ、また崩壊対策工法や崩壊機構等についての研究も進められているが、がけ崩れによる災害は周知のとおり毎年のように各地で発生している。これは、都市化の進みつつある地域では山地・丘陵を切り開いて宅地を造成することもありむしろ危険な地域に近づく傾向にあること、また地方の小都市及び近辺の地域などにおいては、たとえば、海岸沿いでは海と過去に形成された砂食崖との間の幅の狭い所にも集落がみられるし、山間部では平地を農耕用に使うなどのために山裾に集落がみられること、などによる。

このような、一度裏山が崩れれば被害はまぬがれないとみられる地域が全国には非常に数多い。たとえば、昭和 47 年に建設省砂防部が実施した急傾斜地の崩壊等による災害危険箇所総点検（保全対象人家戸数 5 戸以上、傾斜 30 度以上、高さ 5 m 以上の斜面）によると、危険箇所数は全国で 60,756 カ所にも達する。

このため、急傾斜地崩壊対策事業の着手にあたっては崩壊の危険度及び災害の危険度を考慮し、施工の優先順を決める必要がある。

今回は、災害の危険度の判定を行なう基礎として崩壊土砂の流下距離について以前集めた調査資料を整理した。

流下距離をとりあげたのは、がけ崩れの被災地をみるとがけ上の家屋の被害に比べてがけ下の崩壊土砂による被害が著しく多いためである。

なお、被害の大小を考えると崩壊土砂の流下距離の他に、土砂の流下速度、量、構成物質なども考え合わせる必要があるが、速度は流下距離、構成物質は崩壊型（後述）に反映されると考える。

1 流下距離の概要

当研究室で収集した 601 個の資料（昭和 47 年～49 年の間に発生したがけ崩れを対象に収集したもので、がけ崩れ災害実態統計について¹⁾でまとめられている）の流下距離を 1 m 毎に区切り、その度数分布を図-1 に示す。

図中、10～10.9、20～20.9 m などがその前後に比べて

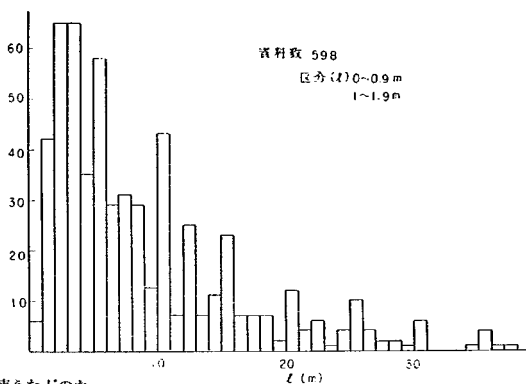


図-1

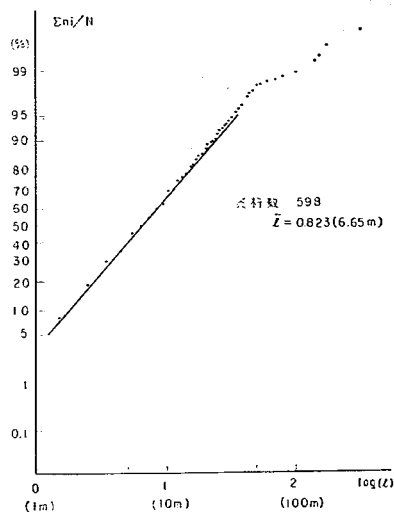


図-2

度数が多いのは、現地の調査時に 10、20 m といった区切りのよい数値にまとめられ、報告されたものと考えられる。

この結果を対数確率紙に移したものが図-2 である。

*建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室研究員

この図は横軸に流下距離をとり、縦軸にはその流下距離以下の崩壊が発生する確率を示している。中央値は 6.65m で、平均値 (12.0m) 以下の発生率は 70 % を越える。

この図をみると、がけ崩れの場合約 2/3 は流下距離が 10m 以下であることがわかる。つまり、この調査が行なわれた地区のすべての家ががけから 10m 以上離れてい

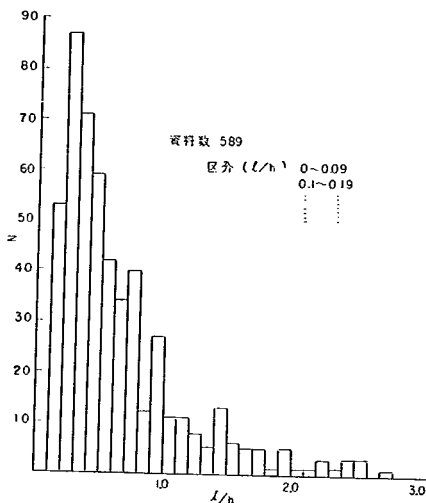


図-3

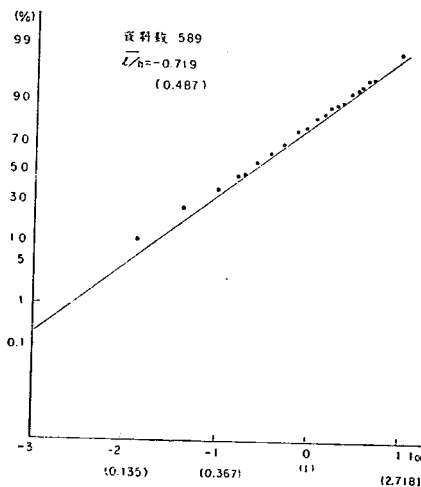


図-4

たとすれば、被害発生斜面数は 1/3 になっていたことになる。

流下距離を崩壊高 (がけ下から崩壊地の最上部までの直高) で除した場合についても同様に行なったものが図-3.4である。図-3は流下距離/崩壊高を 0.1 ずつに区切りその度数分布を示したものである。最大値は 10 を越えるが 3 以上のものは数例である。次にこれを確率紙 (横軸は自然対数) に移したものが図-4で、この図は横軸に流下距離/崩壊高をとっており、ある値以下の発生率がわかる。中央値は 0.49 で、流下距離/崩壊高が 1 以下のがけ崩れの発生率は 80 % 以上になる。このことから斜面高 (斜面の直高、≧崩壊高) と同じ距離だけがけ下から離れると、がけが崩れた場合でも土砂に埋められる確率は 20 % に満たないことがこの結果からは云える。

2 流下距離に影響を及ぼす斜面形態

崩壊土砂の流下距離は、崩壊形態、崩壊規模、集水面積、崩壊高、斜面傾斜角といった斜面に関すること、がけ下が平地か傾斜がついているか、家の有無やその構造、密集度の違いといったがけ下の条件に影響される。

しかし、現有の資料ではがけ下に関する項目が不十分なために 3.2 でとりあげた斜面を除いては特別の考慮はしていない。また、集水面積についても資料がないために、これらの項目に関する資料の収集、解析は今後行なっていくことにする。

崩壊形態 (崩壊型)、崩壊規模 (崩壊土量)、崩壊高、及び斜面傾斜と流下距離の関係をみるために図示したが、その一部を図-5, 6 で示す。図-5は流下距離を横軸に、傾斜角を縦軸にとり、各資料の流下距離と傾斜角をプロットしたものである。図中、丸印をつけたものは後述するが、これらの点を除いてみると流下距離の最大値は 70 m で、このときの傾斜角は 35 度である。また、傾斜角 20~80 度の間には流下距離が 25 m 未満のものが数多くみられるが、25 m 以上のものは 35 度を頂点とした三角形内にある。

図-6は流下距離/崩壊高を横軸に、傾斜角を縦軸にとり、図-5と同様に行なったものである。図中の丸印については後述するが、これらを除くと流下距離/崩壊高が 3 を越えるものはない。1.5 以上のものは傾斜角 34~50 度を上辺にした台形状で、この中に各点とも入っている。

しかし、図で示しただけでは斜面形態と流下距離の関係がとらえづらいので、一元配置分散分析法により流下距離及び流下距離/崩壊高の斜面形態別の平均値の相違を調べることにした。

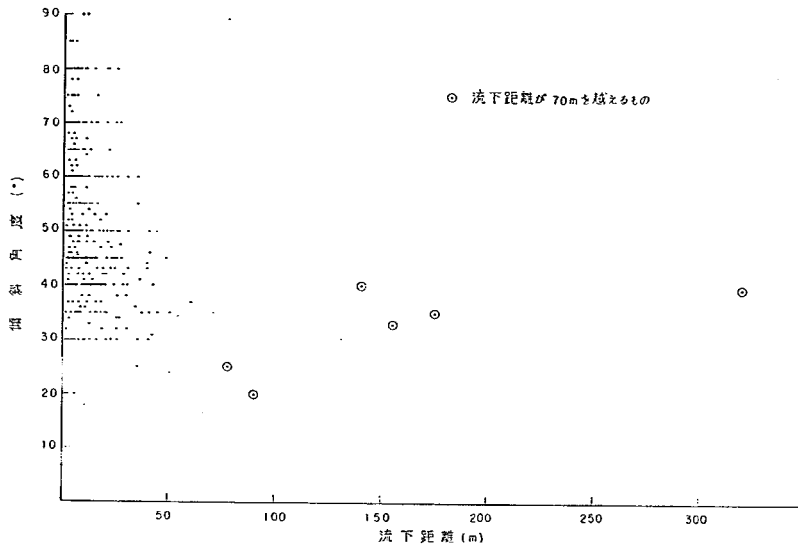


図-5

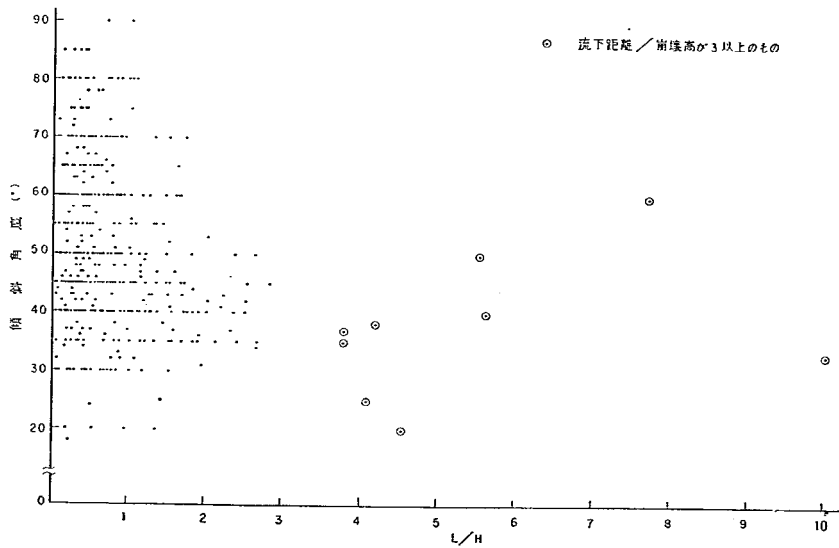


図-6

3 平均値の検定

たとえば、崩壊型を例にとると表-1に示した7つに分類されている。601の調査斜面は各々どこかの分類に属することになるので、各分類別に流下距離と流下距離/崩壊高の平均、分散が求められ分類間の平均値の相違が検定できる。分散が等しくかつ平均が異なれば、各分類別の流下距離及び流下距離/崩壊高の発生分布は異なると云える。

3.1 要因と水準

表-1に示した要因、水準で平均値の検定を行なった。崩壊型や規模、傾斜、崩壊高以外にも影響があるとみられるものをとりあげてみた。なお、傾斜角、崩壊高、及び崩壊土量の水準区分はそのとり方によっては解析結果が変わることもあるが、今回はこの表のとおりで行なった。

3.2 資料の修正

図-5、6で丸印を付けたものは、それ以外のものとかげ離れた所にあるので、これらについて各県の担当の方に問い合せたところ、がけ崩れよりもむしろ地すべりや土石流に属するとみられるもの、計測・記入上のミス、がけの下側が平地ではなく傾斜がついているものなどがあり修正またはとり除くとともに、地震によって崩れた例も除いた。このため斜面総数は592となった。

3.3 水準間の平均値の検定

表-1に示した斜面の因子毎に各水準間の平均値の検定を行なったが、これには正規性及び等分散の2前提条

件がある。

1) 正規分布検定

ある要因のある水準に属す斜面の流下距離（または流下距離/崩壊高）の平均（ m ）と標準偏差（ σ ）を求め、次に（ $m-1.5\sigma$ ）未満、（ $m-1.5\sigma$ ）以上（ $m-0.5\sigma$ ）未満、（ $m-0.5\sigma$ ）以上（ $m+0.5\sigma$ ）未満、…、（ $m+1.5\sigma$ ）以上の5区分に属す斜面の度数を調べる。この値と理論度数とのくい違い（ χ^2 ；カイ二乗検定）を調べてみると、流下距離については、縦断形、崩壊型、地表水の有無、湧水の有無の各水準別の分布は危険率5%で正規分布ではないとは云えない。残りの要因の中には、各々1つずつ正規分布という帰無仮説が棄てられるものがあった。流下距離/崩壊高では横断形と崩壊高で各1つ帰無仮説が棄てられたが残りは正規分布であった（表-1備考欄参照）。

2) 等分散の検定

一元配置分散分析を行なう前提となる正規性及等分散の2条件のうち正規性についてはある程度はずれていても検定の結果にさほど大きな影響をもたないと云われることから、すべての要因について等分散の検定を行なった。なお、水準数（ k ）が3以上のものについてはバートレット（Bartlett）の検定法で行なった。これは、まず水準区分毎の不偏分散（ $S_1^2, S_2^2, \dots, S_k^2$ ）を求める。

また各試料の大きさを $n_1, n_2, \dots, n_k$ とし、 $n_i - 1$ を各々の自由度（ f_i ）とする。一方、平均的な分散 S^2 を

$$S^2 = \frac{f_1 S_1^2 + f_2 S_2^2 + \dots + f_k S_k^2}{f_1 + f_2 + \dots + f_k} = \frac{\sum_{i=1}^k f_i S_i^2}{\sum_{i=1}^k f_i} \quad (1)$$

表-1 要因の種類と水準区分

要因	水準区分							備考欄			
	1	2	3	4	5	6	7	正規性		等分散性	
								I	I/H	I	I/H
1 斜面横断形	大きな尾根部	山腹の小さな尾根部	大きな谷部	山腹の小さな谷部	平衡な山腹	その他		△	△	○	×
2 斜面縦断形	上昇型(凸型)	下降型(凹型)	直線型	複合型(S型)	複合型(逆S型)	その他		○	○	○	○
3 斜面上端の状態	尾根	台地	凹地	その他				-	○	-	○
4 斜面の角型	$\theta < 30^\circ$	$30^\circ \leq \theta < 40^\circ$	$40^\circ \leq \theta < 50^\circ$	$50^\circ \leq \theta < 60^\circ$	$60^\circ \leq \theta < 70^\circ$	$70^\circ \leq \theta$		△	○	○	×
5 崩壊の型	表土の崩落・滑落	崩壊土の崩落・滑落	大山崎層の崩落・滑落	段丘堆積物の崩落・滑落	強風化岩の崩落・滑落	岩(I)の崩落・滑落	岩(II)の崩落・滑落	○	○	○	○
6 崩壊高	$H < 10\text{m}$	$10\text{m} \leq H < 20\text{m}$	$20\text{m} \leq H < 30\text{m}$	$30\text{m} \leq H < 40\text{m}$	$40\text{m} \leq H$			△	△	○	○
7 崩壊土量	$V < 50\text{m}^3$	$50\text{m}^3 \leq V < 100\text{m}^3$	$100\text{m}^3 \leq V < 200\text{m}^3$	$200\text{m}^3 \leq V < 300\text{m}^3$	$300\text{m}^3 \leq V$			△	○	○	○
8 崩壊の有無(同一カ所)	有	無(○)						△	○	○	○
9 地表水(崩壊前)	有	無(○)						○	○	○	×
10 湧水(崩壊前)	有	無(○)						○	○	×	○

※I: 流下距離 H: 崩壊高 ○: 肯定 ×: 否定 △: (1つだけ否定)

で求める。この2種類の分散 (S^2 と S_p^2) と自由度から

$$M=2.3026 \{(\sum f_i) \log S^2 - \sum f_i \cdot \log S_p^2\} \dots\dots\dots(2)$$

及び

$$C=1+\frac{1}{3(k-1)} \cdot \left\{ \frac{1}{\sum f_i} - \frac{1}{\sum f_i} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

を求める。 M/C は自由度 $k-1$ の χ^2 (カイ二乗) 分布に近い分布をする。もし、 M/C の値が $\chi^2_{k-1}(\alpha)$ の値に等しいか大きければ有意水準 α で帰無仮説を捨てて、各試料間で分散は等しくないという対立仮説をとることになる。なお、(2)式の係数は常用対数を自然対数に直すための係数である。

水準数が2の場合は F 検定法で行なった。これは、不偏分散 S^2 と S_p^2 を求め、試料の大きさを n_1 , n_2 とすれば $F=S^2/S_p^2$ ($S^2 \geq S_p^2$) を求めるとともに $F_{n_1-1, n_2-1}(\alpha)$ を調べ両者を比較するものである。この結果、 $F > F_{n_1-1, n_2-1}(\alpha/2)$ ならば分散の違いが得られる確率は α よりも小さいことがわかり、分散は等しいという帰無仮説は有意水準 α で捨てて、分散は等しくないという対立仮説をとる。この結果、有意水準5%で分散は等しいという対立仮説をとるものは流下距離では湧水の有無、流下距離/崩壊高では斜面横断型、傾斜角及び地表水の有無であった(表-1 備考欄参照)。

3) 平均値の検定

水準区分数が2つのものは t 検定法、ただし等分散が否定されたものは Aspin-Welch 法で、他は一元配置分散分析法で行なった。

Aspin-Welch 法は

$$t_{cal}=(\bar{x}_1-\bar{x}_2)/\sqrt{(S_1^2/n_1)+(S_2^2/n_2)} \dots\dots\dots(4)$$

($\bar{x}_i$; 平均 S_i^2 ; 分散 n_i ; 個数) を求め、次に

$$C=\frac{S_1^2/n_1}{(S_1^2/n_1)+(S_2^2/n_2)} \dots\dots\dots(5)$$

を求める。これから

$$n=1/[C^2/(n_1-1)+(1-C)^2/(n_2-1)] \dots\dots\dots(6)$$

が求まり、この n を自由度にし t 分布表をひく。この t_{α} (α) と t_{cal} を比較するものである。

t 検定法は t を (7) 式で計算し

$$t=\frac{\bar{x}_1-\bar{x}_2}{\sqrt{\{(\sum (x_{1i}-\bar{x}_1)^2+(\sum (x_{2i}-\bar{x}_2)^2)/(n_1+n_2-2)\} \cdot \frac{1}{\sqrt{(n_1+n_2)/(n_1n_2)}}} \dots\dots\dots(7)$$

次に $t_{n_1+n_2-2}(\alpha)$ を t 分布表からひき両者を比較するものである。

一元配置分散分析法は、種類(水準)が k 種とするとき各種類毎に $T_i (= \sum x_i)$ を求め

$$S_A=\sum \frac{T_i^2}{n_i} - \frac{T^2}{\sum n_i} \dots\dots\dots(8)$$

$$S_T=\sum \sum x_{ij} - \frac{T^2}{\sum n_i} \dots\dots\dots(9)$$

$$S_R=S_T-S_A \dots\dots\dots(10)$$

を計算する。これより

$$V_A=S_A/(k-1), V_R=S_R/\sum (n_i-1)$$

が求まるので $F(=V_A/V_R)$ と F 分布表の $F_{\sum(n_i-1)}^{k-1}(\alpha)$ の比較ができる。表-2に平均値が異なる要因を示す。

また、一元配置分散分析法ではいくつかある群の平均値に差があるかどうか全体として判断したが、平均値に差がある群とない群とが混在していることもあるので、ある群と他の群との間の平均値の比較も行なった。

$$F=\frac{(n_1T_1-n_2T_2)^2/[n_1n_2(n_1+n_2)]}{V_R} \dots\dots\dots(11)$$

この F が $F_{n_1-1, n_2-1}(\alpha)$ より大きければ $\bar{x}_1$ と $\bar{x}_2$ との間の差は有意とみなすものである。

この結果をまとめると、傾斜角は等分散が否定されているために水準区分の分け方を改める必要があるが、今回の結果を参考程度にまとめると傾斜角が急になるに従い流下距離は短くなっている。また、流下距離/崩壊高もほぼ同様ではあるが70度以上になると少し大きくなっている。この点も検討ができるように水準区分を変えた。崩壊の型については流下距離/崩壊高では差がある

表-2 平均値、分散一覧表

要 因	水準	流 下 距 離		流 下 距 離 / 崩 壊 高	
		平均(m)	分散(m)	平 均	分 散
傾 斜 角	1	19.95	1.62	0.86	3.40
	2	11.22	1.66	0.62	2.41
	3	7.49	1.45	0.53	2.16
	4	5.68	1.36	0.44	1.94
	5	4.54	1.34	0.40	1.74
	6	4.52	1.41	0.45	1.54
崩 壊 の 型	1			0.44	2.10
	2			0.60	2.12
	3	差		0.47	1.71
	4	な		0.88	1.97
	5	し		0.47	1.78
	6			0.40	1.70
	7			0.44	2.25
崩 壊 高	1	3.58	1.32	0.56	1.83
	2	6.65	1.36	0.51	1.94
	3	8.80	1.40	0.40	2.15
	4	12.23	1.53	0.38	2.65
	5	23.83	1.49	0.39	2.29
崩 壊 土 量	1	3.81	1.36	0.42	1.70
	2	5.94	1.37	0.48	2.10
	3	7.09	1.32	0.52	2.06
	4	7.12	1.46	0.50	2.05
	5	12.80	1.50	0.57	2.31
崩 壊 の 有 無	1	差		0.39	1.87
	2	な		0.50	2.04

が流下距離では差がみられない。このことから、平均値が他と異なると判定された水準区分2の崩壊土と4の段丘堆積物の崩壊高は他に比べると低いとみられる。ただし、3、4、6、7は資料がいずれも20台と少ない。崩壊高については、高い程流下距離は大きな値であるが流下距離/崩壊高は次第に小さくなる傾向がみられる。図-7は崩壊高の水準毎の流下距離の分布を示したものである。どの分布についてみても、他のものとは各々平均値が異なる例である。崩壊土量については、量が多い程どちらも大きくなっていく。このうち、水準区分2~4は平均値に差がないと判定されている。

同一箇所の過去の崩壊の有無では、流下距離に差がみられない。崩壊の型と同様で以前崩壊したことのある斜面の方が崩壊位置が高いとみられる。

以上の事柄は統計結果に基づいたもので、今後はなぜこのような結果が得られたかを追索する必要がある。

4 数量化第Ⅱ類による流下距離の計算

数量化第Ⅱ類については、参考文献2)などに詳しく書かれているので省略するが、同書に載っているプログラムを参考に、いろいろな要因をとりあげ計算した。

図-8はその一例で、傾斜角、崩壊型、崩壊高、及び過去の崩壊の有無の4因子を用いて、流下距離/崩壊高を0.5未満、0.5~1未満、1以上の3グループに分けた場合の分布状況を示したものである。3つの分布曲線のかさなり合う部分が狭い程、精度の良い分類といえるので、この図ではまだ実用的ではない。

あとがき

がけ崩れ土砂の流下距離と斜面因子について述べてきたが、平均値の検定をみてみてもわかるように、検定上は異なるといわれる数値でも、小さな値であるために差にはたして意味がどれ程含まれているのか疑問として残った。がけ崩れの場合図-2、4を見てわかるように流下距離、流下距離/崩壊高の値が小さな所に多いのでこのことを考えると意味もあるようだが、細かな計算よりも家一軒分だけががけから離れる方が今のところはより安全なようである。離れることができず、かつ崩壊の危険があり、避難できないときなどは、がけから一番離れた部

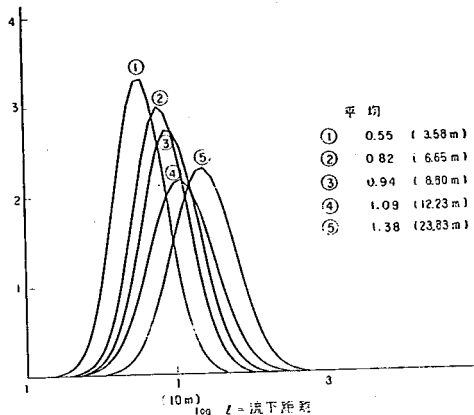


図-7

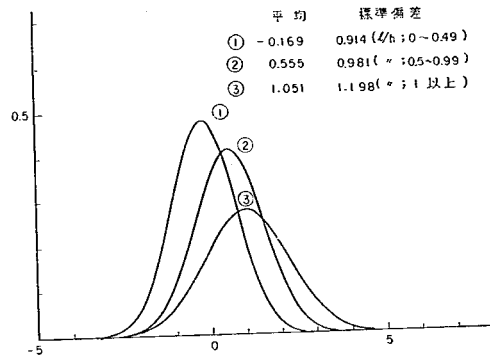


図-8

屋、それも2階の方が望ましい、に移ると土砂に埋められる率は大幅に低下することがわかる。

災害実態調査資料に基づく統計解析結果をのべたが、今後は資料の充実を計り統計上の結果をまともにとともに、現地調査、実験を行ない力学面から崩壊土砂の流下距離を解析していき、両者を合わせた災害危険度の判定手法を確立したい。

参考文献

- 1) 「がけ崩れ災害実態について」 土木研究所資料第1109号, 昭和51年2月
- 2) 林, 樋口, 駒沢: 「情報処理と統計数理」産業図書
- 3) 石居進: 「生物統計学入門」培風館

23. 斜面抑止工の外力算定について

安 江 朝 光
吉 川 正 徳

地すべり学会第16回研究発表会研究発表予稿集
1977. 10

(29) 斜面抑止工の外力算定について

建設省土木研究所 安江朝光

○吉川正徳

自然斜面の安定計算は、斜面崩壊対策工設計の基礎であるが、対象となる斜面の地盤条件の複雑さと降雨条件の多様性により確立されておらず、一般的には、地山が均質な場合で地山を構成する土のせん断特性が土質試験により明らかになっている場合に限って安定計算ができるとされている（日本道路協会、のり面工と斜面安定工指針）。将来も現場指導者の工学的判断（Engineering Judgement）に頼る部分が残るにしても、計算による方法も合せてできるようにする必要があり、この目的で若干の検討を行なった。

降雨に関連した崩壊要因は、①表面流水による浸食、②間ゲキ（水）圧の上昇、③含水による地盤の強度低下、④含水による地盤の重量増、⑤パイピングによる局部崩壊とその進行、⑥風化がある。この内①、⑤、⑥については現状では理論的取り扱いが実際上ほとんど不可能である。これらは、通常の面被覆工等により施工面に対処されるが、雨水の浸透は対象となる斜面からの浸透を防ぎ得たとしても地下水等の形で他からの進入があるから結果的には防ぎ得ないと考えられるから、②、③、④が検討事項として残る。

土のせん断抵抗（ S ）は、有効応力表示の場合は、 $S = C' + (\sigma - U) \tan \phi'$ で示され、 U の上昇、 C' 、 ϕ' の低下により崩壊に近づくことはこの式でも表されている。

図-1、2に示したものは降雨時の不飽和土の間ゲキ圧の挙動について基礎的な実験を行なった一例であり、図-3、4は関東ロームの飽和度と C' 、 ϕ' の関係を示したものである。以上の考慮により崩壊要因に基づく設計外力の算定を次のような手順で実施することを試みた。

- (1) まず現地踏査及び地盤調査によって、どのような形態で斜面が崩壊するか想定する。
- (2) 斜面は少なくともこれまで崩壊しなかったのだから、過去の最も条件の悪かった時の安全率 $F_s = 1$ としても、その後風化や地震の影響を受けないとすれば安全側である。サクシオンは消失したが、間ゲキ圧は発生しない状態を過去の最も条件の悪かった時とし、想定すべり面に対して $F_s = 1$ として分割法等従来から用いられている方法により強度定数（ C' 、 ϕ' ）を求める。
- (3) 今後起こり得る最も条件の悪い時は、飽和度100%とし浸潤面は工学的判断により考えられる最大限まで上昇するものとする。この時強度定数の低下を室内試験等で求める。対象とする斜面に対して所定の安全率を確保するのに必要な抑止力 P を求める（例えば $(\sum [C' + (w \cos \theta - u) \tan \phi'] + P) / \sum w \sin \theta = 1.5$ ）。

ϕ'

土の種類	径	横	高さ	体積	単位重量	初期含水比
砂	36.5	76.0	472	115131	1.49 g/cm ³	0.94%
粒径 3 mm 以下	62%	62%	62%			

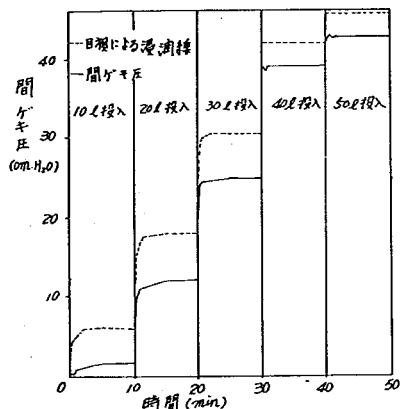


図-1

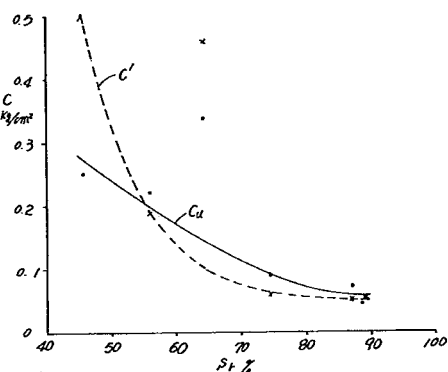


図-3

土の種類	径	横	高さ	体積	単位重量	初期含水比
砂	36.5	76.0	472	115131	1.22 g/cm ³	0.00%
粒径 3 mm 以下	62%	62%	62%			

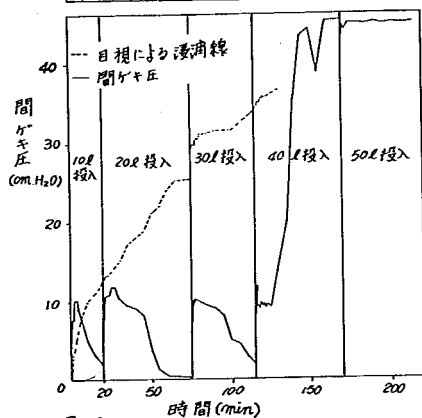


図-2

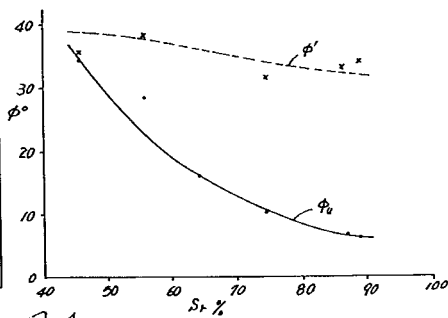


図-4

24. 鹿児島市竜ヶ水の土砂災害

安 江 朝 光
青 木 義 光
桜 井 孝

地すべり Vol. 14. No. 3
1977. 12

ニュース

鹿児島市竜ヶ水の土砂災害

安江 朝光* 青木 義光* 桜井 孝**

まえがき

昭和52年6月24日、鹿児島市吉野町竜ヶ水の鹿児島湾に面した急崖で発生した崩壊は、巨大な岩塊を含む土石流となって谷筋を流下し、住居13戸と国鉄日豊線を埋没して9人の命を奪った(図-1、図-2参照)。

筆者は、7月7日～9日に現地を調査する機会を得たので、その調査結果について報告する。

なおこの調査は、現地踏査を主体として行なったもので、災害前の空中写真・森林基本図などを補足的に用いた。ただし、踏査時に崩壊面を間近に観察できなかったし、測量・ボーリング・サウンディング等の計測を行っていない。

1. 土砂災害の概要

新聞などによれば、土砂災害の状況は次のようであった。

昭和52年6月24日は、明け方から小雨が降っていた。午前10時48分頃に、国鉄日豊線竜ヶ水駅から約100m鹿児島市街地寄りの吉野町竜ヶ水地内の急崖で、崩壊が発生した。熔結凝灰岩の巨大な岩塊を含む崩土は、土石流となって谷筋を流下し、谷の出口の集落と国鉄日豊線を破壊・埋没した(写真・1・2 参照)。

これによる被害は、死者9人、住居の全壊13棟・浸水

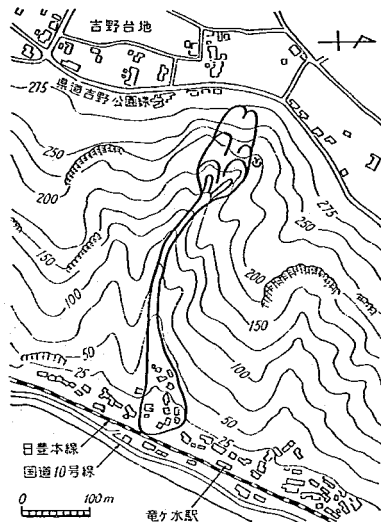


図-2 被災地平面図

4棟・一部破損1棟、鉄道200mであった。またこのため日豊線は7月24日まで不通となり、国道10号線は7月7日まで通行禁止となった。

また災害発生時の状況について住民は次のように語った。「最初は地震みたいに家が揺れた。とたんにゴゴゴというものすごい地響きがした。あわてて家を飛び出してみたら、近所の家がなくなっていた」「地震のような揺れが2・3度あって、怖くなって外に飛び出したら、ザーという音とともに大きな岩が押し寄せて来た。危いと奥の間に逃げたが、アッという間に家もろとも土石の下敷きになった」。これはいずれも、土石流の流下に先立って、地震のような振動があったことを述べている。

2. 被災地の概要

崩壊が発生した斜面は、吉野台地の東側の縁辺で鹿児島湾に面する急崖である。この急崖と鹿児島湾とに挟まれるわずかな土地には海岸に沿って国道10号線・国鉄日豊本線が走っており、これらの上方の谷の出口に広がる

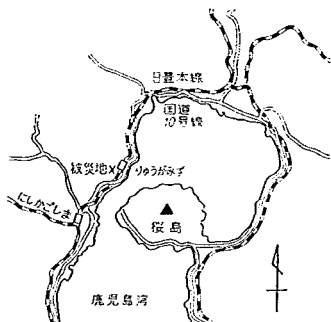


図-1 被災地位置図

* 建設省土木研究所
** 国鉄鉄道技術研究所



写真-1 土砂災害の状況

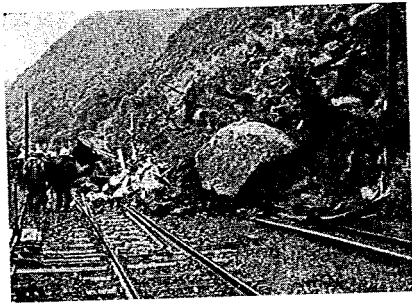


写真-2 土石流堆積物

緩斜面に集落が密集している (図-2 参照)。

2.1 被災地周辺の地質・地形

吉野台地は、300~200mの標高で、南西方向に緩く傾斜 (約3度) するシラス台地である。吉野台地の鹿児島湾に面する急崖は、2万5千年~2万年ほど前に活動したという始良火山のカルデラ壁にあたる。

被災地周辺の地質は、下部より安山岩・花倉層 (凝灰質泥岩~砂岩と軽石質凝灰角礫岩の互層)・熔結凝灰岩・ローム・表土から成っている (図-3 参照)。

安山岩は、新第三紀のもので節理が多いが、岩片は硬質である。

花倉層は、新第三紀のもので凝灰質泥岩~砂岩と軽石質凝灰角礫岩の互層から成り、層厚は約25mである。上層の熔結凝灰岩と比較すると、本層は不透水層となっている。

熔結凝灰岩は、洪積世後半 (約2万5千年~2万年前頃) に始良カルデラを中心に大量に噴出した火砕流の堆

積したもので、上部および下部にはシラスの部分を含んでおり、層厚は約90mである。熔結凝灰岩には柱状節理が発達しており、岩体としては透水性に富んでおり、下層の花倉層との境界付近から湧水することが多い。

ロームは、吉野台地の表面に累積した火山灰で、層厚は約5mである。

吉野台地上部の緩斜面を開析する河川は吉野台地の緩斜面の傾斜方向 (南西方向) に緩く流下している。また吉野台地東縁の急崖には、急勾配の浅い谷が形成されているが、その谷頭は台地上部の緩斜面には及んでいないものが多い。

2.2 被災地周辺の土地利用

吉野台地上部の緩斜面は主に畑や集落となっていて、人工針葉樹林や竹林がわずかに存在している。吉野台地東縁の急崖は天然広葉樹林 (シイ・タブなど) となっており、急崖の上縁にわずかにマツが点在している。

吉野台地東縁の急崖と鹿児島湾に挟まれる狭い土地には、鹿児島湾に沿って国道10号線と国鉄日豊本線とが走っており、これらの上方の谷の出口に広がる緩斜面に集落が密集している。

3. 被災地における観察

被災地を踏査して観察したところ、地質・地形や土砂の運動の状況から、当地域を3つの地区に分けることが

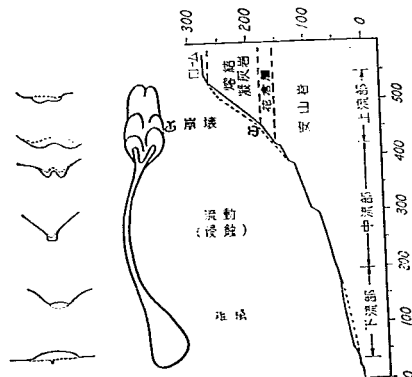


図-3 土砂の運動の状況

ニュース

でき、上流から上流部・中流部・下流部として、これらについて述べる(図-3参照)。

(1) 上流部

標高約 150m より上方の急斜面で、斜面の傾斜は花倉層で約35度・熔結凝灰岩層で約47度・ローム層で約30度である。谷は直下流部で分岐しており当地区には浅い谷が上方に続いていた。

崩壊は分岐した2つの谷筋の上方で発生しており、花倉層中に2つの崩壊ブロック・熔結凝灰岩層中に4つの崩壊ブロックが認められる。下方の崩壊ブロックの方が、幅が広く深さが深い(写真-3参照)。

崩壊地に見られた湧水には次の2通りあった。1つは湧水の位置が点状で、湧水量が比較的多く、通常も湧水が涸れることがない(崩壊地の左岸側の地点で熔結凝灰岩層と花倉層との境界付近からの湧水)。もう1つは、湧水の位置が層状で、湧水量が比較的少なく、無降雨日が続くと湧水が涸れてしまう(熔結凝灰岩層と花倉層との境界層および花倉層中の透水層からの湧水で、踏査時にはこれらの層は互層状に褶れていた)。

崩壊地の隣接地の状況や崩壊前の空中写真の状況から当地区の下部には崩壊土の堆積がかなりあったようである。

(2) 中流部

標高約 150m から標高約 50m までの谷の形が明瞭な地区で、谷筋には2箇所に比高 10m はどの滝状の段差

があり、延長は約 240m・勾配は15~20度である。

今回の崩壊によっても発生した土石流の流下時に、溪床堆積物と溪岸が侵蝕されて、安山岩が露出していた(写真-3参照)。

(3) 下流部

標高約 50m から下方の扇状の緩斜面(約10度)で、谷筋を運搬された土石が堆積して形成した地形である。

今回の土石流の堆積は、延長約 160m・最大幅約 60m・最大厚約 7m で、その土量は約 30,000m³ であった。この土石流の堆積で特徴的なことは、堆積直後では水分が少ないこと・熔結凝灰岩の巨大な岩塊(直径 3m 程度)が多く混在すること・堆積の下流端が非常な急勾配となっているなどである(写真-1, 2参照)。

4. 土砂災害の発生

4.1 降雨の状況

竜ヶ水の崩壊が発生した当日およびその15日間前の降雨量を図-4に示す。これから分かるように、崩壊時の雨量強度は 9mm/h で、連続累加雨量は 29mm でしかない。今回の崩壊を発生させた誘因となった主たる降雨は、崩壊当日の降雨ではなく、15~7日間前に降った雨であろうと思われる。

4.2 土砂災害の発生機構の推定

住民が語った災害発生時の状況・被災地における観察・降雨の状況などから、今回の土砂災害の発生機構は次

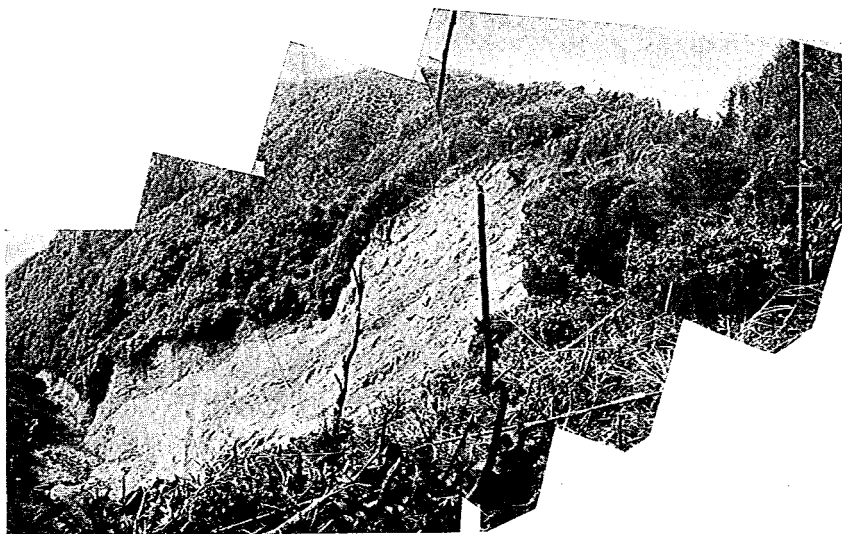


写真-3 上流部の崩壊状況と中流部の侵蝕状況

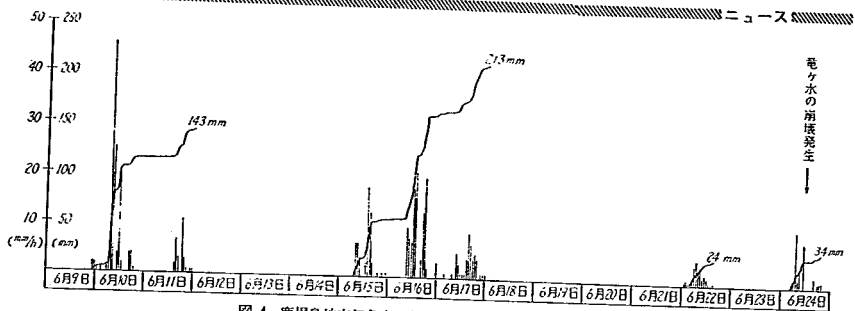


図-4 鹿兒島地方気象台雨量記録(時間雨量、累加雨量)

のようであろうと推定される。

① 上流部の急斜面において、節理の発達した岩や風化した岩が長い年月の間に小規模に崩壊を繰り返す、急斜面下部に崖状の崩壊土をまた谷筋に溪床堆積物を累積していた。

② 崩壊発生日の15～7日間前に降った雨が、吉野台地から地中に浸透し、通常の湧水箇所の湧水量を増加させたり熔結凝灰岩層と花倉層の境界層や花倉層中の透水層から湧水したりし、崩壊土や溪床堆積物を湿潤な状態にしていた。

③ 花倉層中の谷頭部にあたる箇所、崩壊が生じた。それによって上方の熔結凝灰岩は、脚部がえぐられた状態となり、誘発的に崩壊を生じた。

④ 熔結凝灰岩には柱状節理が発達しており、巨大な岩塊となって急斜面を滑落し、湿潤状態になっていた崩壊土に大きな衝撃を与えた。

⑤ これによって流動化した崩壊土と巨大な岩塊が土石流となり、土石流は谷筋を流下するときに溪床堆積物や溪岸を侵蝕し、さらに土量を増大した。

⑥ 土石流は、谷の出口において、流路勾配の緩和と流路幅の拡大により停止・堆積した。

あとがき

今回の被災地について、住民は「岩山で絶体崩れん。いままで崩れたことは聞いたことがない」、「祖父母の代から百年余り、安心して暮して来た」と語っていた。しかも災害は15～7日間も前に降った雨によって惹き起こされたので、安心しきっていた住民が受けたショックは大きなものであったろう。

しかし、災害発生後に被災地を調査してみたところ、当地域には土砂災害を被る素因が充分あったと考えられる。しかも隣接した地域には被災地と地形的に類似の箇所がある。こうした箇所について調査を実施して、今回のような災害を未然に防止することが必要である。

最後に、現地踏査にあたって便宜をはかっていただいた鹿兒島県庁砂防課・治山課の皆様には感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 義正雄・藤井義雄：鹿兒島県奄水・磯附近の地質 地質学雑誌 63-740 (1957)
- 2) 鹿兒島県：土地分類基本調査(鹿兒島 5万分の1) (1973)

25. 急傾斜地崩壊関係文献目録

(87篇)

番号	著 者 名	文 献 の 標 題	誌名, 巻号	発行年・月
1	谷 勲	急傾斜地崩壊対策事業について	水利科学, No 58	1967
2	内 田 辰 丸	「急傾斜地崩壊による災害の防止に関する法律」の内容と, 6, 7月の梅雨前線による豪雨の災害(鹿児島県地方)について	月刊建設 8月号	1969. 8
3	土 屋 昭 彦 平 尾 公 一	昭和 42 年 7 月の集中豪雨による西日本の災害状況	土木技術資料 Vol. 9, No 11	1967. 11
4	矢 野, 谷 鈞 谷, 渡	砂防・地すべり防止工事ポケットブック	山海堂	1968
5	新 田, 小 橋	土木工事ののり面保護工	鹿島出版会	1968
6	渡 正 亮 中 村 浩 之	花崗岩風化地帯における崖崩れの調査方法	土木技術資料 Vol. 11, No 4	1969. 4
7	芥 川 真 知	急傾斜地崩壊の特徴と対策の着眼点	土木技術資料 Vol. 11, No 5	1969. 5
8	平 尾 公 一 大久保 駿	シラス地帯の災害-昭和 44 年 6, 7 月梅雨前線豪雨による南九州の崖崩れ-	土木技術資料 Vol. 11, No 11	1969. 11
9	建設省河川局	急傾斜地法の解説	全国加除法令出版	1970
10	大久保 駿 上 坂 利 幸	簡易貫入試験機による地盤調査	土木技術資料 Vol. 13, No 2	1971. 2
11	安 江 朝 光	急傾斜地の分類基準	地すべり Vol. 7, No 4	1971
12	鈴 木 宏	ガケ崩れとその対策	河川 昭和 46 年 7 月号	1971. 7
13	大久保 駿 上 坂 利 幸 船 崎 昌 継	簡易貫入試験機による地盤調査(2) - 試験機のパフォーマンス -	土木技術資料 Vol. 13, No 8	1971. 8
14	渡 正 亮	国道 150 号線大崩海岸の崩落事故について (ニュース)	地すべり 25 Vol. 8, No 1	1971. 8
15	日本材料学会	斜面安定工法「指針と解説」	鹿島出版会	1971
16	山田, 渡, 小橋	地すべり, 斜面崩壊の実態と対策	山海堂	1971
17	渡 正 亮	急傾斜地崩壊型の分類	土と基礎 Vol. 20, No 2	1972. 2

番号	著 者 名	文 献 の 標 題	誌名, 巻号	発行年・月
18	渡 正 亮 安 江 朝 光 大久保 駿	急傾斜地崩壊の調査	新砂防 Vol. 25, No 1	1972
19	久保村 圭 助 小 橋 澄 治	国鉄の斜面崩壊の実態と対策	土と基礎 168 Vol. 20, No 2	1972. 2
20	土と基礎編集 委員会	斜面安定に関する研究活動状況	土と基礎 168 Vol. 20, No 2	1972. 2
21	福 岡 正 巳	斜面崩壊と社会へのつながり	土と基礎 168 Vol. 20, No 2	1972. 2
22	中 野 尊 正 門 村 活 余 松 田 磐 余	東京山手台地におけるがけ・擁壁崩壊危険 度の実態調査	土と基礎 168 Vol. 20, No 2	1972. 2
23	斉 藤 迪 孝	斜面崩壊の予測について	土と基礎 168 Vol. 20, No 2	1972. 2
24	大久保 駿 上 坂 利 幸 船 崎 昌 継	簡易貫入試験の地盤調査への適用	地すべり 28 Vol. 8, No 4	1972. 4
25	建設省地すべり 対策室, 土木研 究所急傾斜地崩 壊研究室	がけ崩れ災害実態調査(中間集計)	土木研究所資料 第 772 号	1972. 6
26	安 江 朝 光 大久保 駿	急傾斜の調査実例とその考察	土木技術資料 Vol. 14, No 18	1972. 8
27	中 村 二 郎	急傾斜地崩壊の実態とその対策について (特集地すべりと対策)	コンストラクシ ョン Vol. 10 No 8	1972. 8
28	田 中 茂	浸透などに起因する山腹崩壊 (特集に よせて)	土木学会誌 Vol. 57, No 10	1972. 9
29	大河原 満 矢 野 勝太郎	昭和 47 年 7 月豪雨による災害の概要 (資料)	土木学会誌 Vol. 57, No 10	1972. 9
30	渡 正 亮	地すべりと崖崩れの現況とその対策	土木学会誌 Vol. 57, No 10	1972. 9
31	土木研究所急傾 斜地崩壊研究室	昭和 46 年 9 月 6 日～7 日秋雨前線ならび に台風 25 号によるがけ崩れ (調査報告 書)	土木研究所資料 第 782 号	1972. 10

番号	著 者 名	文 献 の 標 題	誌名, 巻号	発行年・月
32	渡 正 亮 吉 岡 良 朗 安 江 朝 光	47・7 豪雨による災害の特徴について	防災 第42号	1972. 11
33	田 中 茂	集中豪雨による斜面の本質的検討	施工技術 Vol. 5, No. 11	1972. 11
34	奥 田 稔	集中豪雨とはどんなものか —土砂崩壊との関連性について—	施工技術 Vol. 5, No. 11	1972. 11
35	矢 野 勝太郎	昭和47年災害の状況とその問題点	施工技術 Vol. 5, No. 11	1972. 11
36	吉 中 龍之進	46年度千葉県集中豪雨による土砂災害	施工技術 Vol. 5, No. 11	1972. 11
37	高 橋 淳 一 辻 文 博	46年度千葉県集中豪雨災害の復旧工事	施工技術 Vol. 5, No. 11	1972. 11
38	渡 正 亮	岩盤地すべりの実態とその問題点	施工技術 Vol. 5, No. 11	1972. 11
39	難 波 宣 士	豪雨による山地崩壊と森林との関係	施工技術 Vol. 5, No. 11	1972. 11
40	岸 田 英 明	集中豪雨による宅地のかけ崩れ —東京・横浜地方における実際例—	施工技術 Vol. 5, No. 11	1972. 11
41	施工技術編集部	最近の集中豪雨集計 ・集中豪雨発生状況と被害状況一覧表 (1956~1965年) ・最近の豪雨被害一覧表(1966~1971年) ・集中豪雨発生分布図(1956~1965年)	施工技術 Vol. 5, No. 11	1972. 11
42	高 橋 裕	現代の水害をどうとらえるか —昭和47年7月豪雨災害について感想—	土木学会誌 Vol. 57, No. 13	1972. 12
43	岡 本 正 男	ホンコンのかけ崩れについて	新砂防 86 Vol. 25, No. 3	1973. 1
44	安 江 朝 光	急傾斜地崩壊対策の考え方	土木技術資料 Vol. 15, No. 3	1973. 3
45	大久保 駿 服 部 泰 英	千葉県で発生したかけ崩れについて	土木技術資料 Vol. 15, No. 3	1973. 3

番号	著 者 名	文 献 の 標 題	誌名, 巻号	発行年・月
46	大久保 駿 服 部 泰 英	がけ崩れに対する住民の意識 －昭和46年の千葉県の大災害の例－	土木技術資料 Vol. 15, No. 3	1973. 3
47	山 村 和 也 久 奈 勝 行 川 口 丸 雄	降雨実験からみた斜面の安定解析法	土木技術資料 Vol. 15, No. 3	1973. 3
48	藤 田 寿 雄	現場計測 ー地すべり (1)ー	土木技術資料 Vol. 15, No. 3	1973. 3
49	藤 田 寿 雄	現場計測 ー地すべり (2)ー	土木技術資料 Vol. 15, No. 4	1973. 4
50	大久保 駿	現場計測 ー急傾斜ー	土木技術資料 Vol. 15, No. 4	1973. 4
51	渡 正 亮	地すべりと崩壊	土と基礎 182 Vol. 21, No. 4	1973. 4
52	松 尾 稔彦 黒 田 勝 彦	切盛土の安定に関する信頼度分析	土木学会論文報告集 No. 212	1973. 4
53	渡 正 亮 安 江 朝 光	のり面工と斜面安定工指針について	月刊建設 Vol. 17, No. 4	1973. 4
54	福 岡 正 巳	鋼製擁壁に加わる土圧に関する実験	土と基礎 184 Vol. 21, No. 6	1973. 6
55	村 尾 重 信	関東ロームのクリープ特性	土質工学会 第 8 回研究発表会	1973. 6
56	急傾斜地崩壊 研究室	急傾斜地調査指針	土木研究所資料 第 864 号	1973. 7
57	急傾斜地崩壊 研究室	急傾斜地崩壊防止工事施工例集	土木研究所資料 第 859 号	1973. 7
58	谷 口 敏 雄	地すべり, 斜面崩壊とその対策	土と基礎 185 Vol. 21, No. 7	1973. 7
59	小 橋 澄 治 小 倉 正 巳	切取りノリ面の安定度調査法について	土と基礎 185 Vol. 21, No. 7	1973. 7
60	渡 正 亮	自然斜面の崩壊とその予知	土木技術資料 Vol. 15, No. 9	1973. 9

番号	著 者 名	文 献 の 標 題	誌名, 巻号	発行年・月
61	空中写真利用 研究グループ	「空中写真判読による斜面の安全度判定法 について」の研究会の報告	新砂防 89 Vol. 26, No 2	1973. 11
62	篠 木 嶺 二 奥 園 誠 之	斜面安定問題 —安定計算における理論と実際—	土と基礎 189 Vol. 21, No 11	1973. 11
63	大工原 潮	土砂害による災害危険箇所の総点検につい て	地すべり 35 Vol. 10, No 3	1974. 1
64	安 江 朝 光 大久保 駿	急傾斜地崩壊による災害の実態	地すべり 35 Vol. 10, No 3	1974. 1
65	安 江 朝 光	崖崩れに対する防災技術の現状と今後の課 題	季刊カラム No 51	1974. 3
66	安 江 朝 光 岡 本 正 男 金 内 剛	斜面崩壊対策工の設計に関する一試算	土質工学会 第 9 回研究発表会	1974. 6
67	安 江 朝 光 岡 本 正 男 今 村 遼 平 中 林 一	マルチスペクトル写真による道路沿いの斜 面調査	施工技術 Vol. 7, No 6	1974. 6
68	土木研究所災害 調査団	伊豆半島沖地震における土木関係被害調査 速報	土木技術資料 Vol. 16, No 7	1974. 7
69	岡 本 正 男 服 部 泰 英	かけ崩れに関連した降雨データの集計	土木技術資料 Vol. 16, No 10	1974. 10
70	大田原 幸 亘	小豆島 49.7.7 豪雨災害報告	土木技術資料 Vol. 16, No 11	1974. 11
71	渡 正 亮 中 村 浩 之 板 垣 治	地すべりの実態統計(その1)	土木研究所資料 第 987 号	1975. 2
72	安 江 朝 光 岡 本 正 男 服 部 泰 英 吉 川 正 徳	シラス地帯の斜面崩壊対策に関する調査報 告書	土木研究所資料 第 998 号	1975. 2
73	渡 正 亮 酒 井 淳 行	地すべり地の概査と調査の考え方	土木研究所資料 第 1003 号	1975. 3
74	田 中 茂 中世古 幸次郎	傾斜地造成の防災	土と基礎 208 Vol. 23, No 6	1975. 6

番号	著 者 名	文 献 の 標 題	誌名, 巻号	発行年・月
75	駒田敬一 飯田 丈 龍岡 俊 岡中 正 小林 保	大分県中部地震調査速報	土木技術資料 Vol. 17, No 7	1975. 7
76	駒田敬一 菅原 捷 飯田 裕 北原 次 松本 久 岡中 彦 小林 保	大分県中部地震調査続報	土木技術資料 Vol. 17, No 8	1975. 8
77	田中茂 川谷 健 沖村 孝 福尾 昭 義	斜面風化層の変形について	自然災害科学総 合シンポジウム 第12回	1975. 10
78	木宮一邦	降雨による地下水圧上昇の実測結果	自然災害科学総 合シンポジウム 第12回	1975. 10
79	芥川真知 吉中 龍 風 中 進 村 広 昭 間 秀 彦	1974年7月豪雨による横須賀地区の斜面 崩壊の実態	自然災害科学総 合シンポジウム 第12回	1975. 10
80	大久保 駿 大田原 亘 板垣 治 岡本 正 白 石 夫	台風5号, 6号による高知・徳島の土砂災 害	土木技術資料 Vol. 18, No 1	1976. 1
81	河川局砂防部傾 斜地保全課 土木研究所砂防 部急傾斜地崩壊 研究室	がけ崩れ災害実態について(資料編)	土木研究所資料 第1109号	1976. 2
82	藤田寿雄 板垣 治	地すべりの実態統計(その2)	土木研究所資料 第1121号	1976. 2
83	安江朝光	斜面崩壊防止工の設計の現状	土木技術資料 Vol. 18, No 5	1976. 5
84	大久保 駿 板垣 治 吉川 正 徳	がけ崩れ, 地すべり危険地予測のための数 量化解析の適用	土木技術資料 Vol. 18, No 5	1976. 5
85	大久保 駿	アメリカの地すべり・崩壊危険地予測の動 向	土木技術資料 Vol. 18, No 5	1976. 5

番号	著 者 名	文 献 の 標 題	誌名, 巻号	発行年・月
86	安 江 朝 光 大久保 駿	崖崩れの実態とその対策	施工技術 Vol. 9, No. 8	1976. 8
87	斉 藤 迪 孝	斜面と掘削	土と基礎 222 Vol. 24, No. 8	1976. 8