



土木研究所資料 第 801 号

急傾斜地崩壊の実態とその対策

昭和 48 年 3 月

建設省土木研究所
急傾斜地崩壊研究室

目 次

I	急傾斜地崩壊対策事業について.....	(1)
II	急傾斜地崩壊による災害の実態.....	(5)
III	急傾斜地崩壊対策の考え方.....	(18)
IV	急傾斜地の調査.....	(25)
V	急傾斜地の分類基準.....	(32)
VI	急傾斜地崩壊型の分類.....	(36)
VII	急傾斜地での調査事例.....	(43)
VIII	簡易貫入試験の斜面地盤調査への適用.....	(51)
IX	急傾斜地関係文献.....	(60)

付表 崩壊の分類表

I. 急傾斜地崩壊対策事業について

1. 社会的要請と背景

わが国の国土の約8割近くが山地で占められ、したがって種々の自然災害の中でも山地に原因をもつ災害の比率が高いのは当然である。中でも最近、急傾斜地の崩壊——いわゆる崖崩れによる災害が急増してきた。この原因でまず第一に考えられることは、経済の成長にともなう人口の都市集中化とそれによる都市周辺の山地丘陵の急ピッチな開発である。従来、人間生活の場は生業の成り立つ範囲内で、氾濫、崖崩れ等の災害をできるだけ避けて形成されていたのであるが、近年の都市の膨張は、災害を度外視して進められ、毎年集中豪雨のたびに悲惨な災害を繰り返すのである。

第二に、気象条件の変化が考えられる。特に最近、局地的な集中豪雨の頻度が高まったように思われるが、これと人口の都市集中化とが相乗的に影響しあって、一度、集中豪雨があると、崖崩れが集中して起り、大きな災害をもたらしているのである。

第三に、崖崩れ災害はもちろん古くからあり、集中的ではないが、全国的に見るとかなりの数字になっていたのであるが、他の自然災害、たとえば水害等の規模の大きな災害にかくれていたが、これらの防止施策の進捗にともなって社会的な災害の比重が入れ変ってきたことも考えられる。

最近10余年内の主な急傾斜地の崩壊による災害の実情を見ると、毎年いかに多くの死傷者を出しているかがわかる。また、急傾斜地の崩壊が他の災害に比べて物的損失より人的損失の比率が高く、その災害はいたって悲惨なものである。

このような悲惨な急傾斜地の崩壊による災害の急増と、これに対して災害防止対策は従来の個人の責任の範囲を脱して国家的事業として取り上げていかなければならないという要請が強まり、昭和42年度から急傾斜地崩壊対策事業が実施された。

2. 法律制定の経過

従来、急傾斜地の崩壊に対しては建築基準法、宅地造成等規制法、砂防法、地すべり等防止法、森林法等によって必要な措置・規制が行われてきたが、これだけでは急増する急傾斜地崩壊全般、特に自然斜面の崩壊については必要な措置が講じられないため、昭和42年西日本を襲った集中豪雨災害を直接のきっかけとして「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」制定の動きが具体化した。以下経過は次のようである。

- 42・7・9 西日本集中豪雨災害に対して、総理府に「集中豪雨対策本部」を設置。
- 42・7・10 建設省内に「7月豪雨建設省非常対策本部」を設置。
- 42・7・12 建設大臣が国会答弁で特別立法を考慮していることを示唆
- 42・8 43年度建設省重点施策に取り入れられる。
- 43・3・21 次官会議で決定。
- 43・3・23 閣議決定、法案を第58通常国会に提出。
- 44・4・25 衆議院建設委員会で原案どおり可決。衆議院本会議可決。
- 44・6・26 参議院建設委員会で原案どおり可決。
- 44・6・27 参議院本会議可決、成立。
- 44・7・1 公布
- 44・8・1 7月はじめの南九州災害をきっかけに予定を繰り上げ施行される。
- 45・4・20 建設省砂防部内に地すべり対策室を新設、急傾斜地対策事業を所管する。同時に建設省土木研究所に急傾斜地崩壊研究室を新設

3. 法案の内容

「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」の中にもちいられている主な内容は次のとおりである。

1) 目的

急傾斜地崩壊による災害から国民の生命を保護すること。

2) 定義

傾斜度が30度以上の土地を急傾斜地と定義する。

3) 急傾斜地崩壊危険区域

相当数の居住者、その他の者に危害が生ずるおそれのある崩壊危険斜面、および崩壊が助長または誘発されることのないよう行為制限を行なう区域を急傾斜地崩壊危険区域とし、関係市町村の意見を聞いて都道府県知事が指定する。

4) 行為制限

危険区域内において、崩壊に対し有害な次のような行為は都道府県知事の許可を必要とする。

- ① 水の放流、停滞等による水の浸透を助長させる行為
- ② 急傾斜地崩壊防止施設以外の施設または工作物の設置、または改造
- ③ のり切、切土掘削、または盛土

- ④ 立木竹の伐採
- ⑤ 木竹の滑下または地引による搬出
- ⑥ 土石の採取または集積
- ⑦ その他崩壊を誘発、助長する行為で政令で定めるもの

5) 土地の保全

急傾斜地崩壊危険区域内の土地所有者、管理者は崩壊が生じないように努め、崩壊の被害を受けるおそれのある者は被害を除却または軽減するために必要な措置を講ぜねばならない。また災害防止のため必要があれば都道府県知事は、土地所有者、占有者その他に対し、防止工事の施工、家屋の移転等の必要な防災措置を勧告できる。

6) 改善命令

危険区域内で制限行為が行なわれたために崩壊の危険が著しくなった場合、その土地の所有者、管理者、占有者に対して都道府県知事は崩壊防止工事の施工を命令できる。

7) 都道府県の施行する急傾斜地崩壊防止工事

土地の所有者、管理者または占有者その他が防止工事を行なうことが困難または不適当と認められるものを施行する。

8) 急傾斜地崩壊防止工事の施行の基準

政令で定める技術基準に従う。

9) 災害危険区域

急傾斜地崩壊危険区域内の崩壊により被害を受けるおそれのある区域を建築基準法の規定により災害危険区域として指定し、必要な建築制限を行なう。

10) 警戒避難体制

市町村地域防災計画において、崩壊危険区域ごとに警戒避難体制を定める。

11) 都道府県営工事に要する費用の補助

国は都道府県営工事に要する費用の1/2以下を補助できる。

12) 受益者負担金

都道府県営工事により著しく利益を受ける者がある場合、工事に要する費用の一部を負担させることができる。

その他、調査および調査のための立ち入り、標識の設置、監督処分、立入検査、都道府県以外の者の施行する工事、付帯工事の施行、工事に伴う損失の補償、資金の貸付け、国有地の貸付け、罰則等の規定を含めて5章30条からなる法律である。

4. 急傾斜地崩壊危険斜面の実態と事業実施の現状

昭和44年8月建設省砂防部で行なった急傾斜地実態調査によると、表-1に示すように全国で1万3千余箇所の崩壊危険斜面が存在する。ここで扱われている急傾斜地崩壊危険斜面とは、傾斜30度以上、斜面の直高5m以

上、面積が1ha以上で人家5戸以上に著しい被害を及ぼすおそれのあるもの、官公署、学校病院等の公共建物に著しい被害を及ぼすおそれのあるもの、である。なお建設省砂防部では、44年の実態調査時以来の急傾斜地崩壊災害の実態を鑑み、現在、人家5戸未満の崩壊危険斜面までも含めた再調査を行なっている。

急傾斜地崩壊危険区域の分布を図-1に示す。

一方、事業の実施は

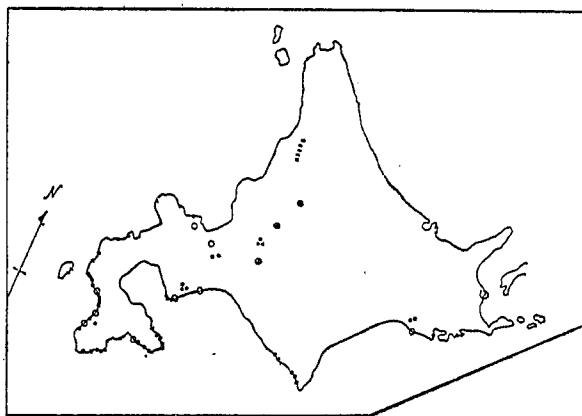
42年度	36箇所	事業費	2億円
43	96 "	"	6 "
44	136 "	"	8 "
45	191 "	"	12 "
46	317 "	"	26.5 "
47	588 "	"	61 "
48 (予定)	750 "	"	80 "

となっている。

表-1 急傾斜地崩壊危険区域実態調査表

	自 然 が け							人工がけ(崩壊の恐れのあるもの)							合 計
	5戸未満 学校等	5戸 ～9戸	10戸 ～19戸	20戸 ～29戸	30戸 ～49戸	50戸 以上	計	5戸未満 学校等	5戸 ～9戸	10戸 ～19戸	20戸 ～29戸	30戸 ～49戸	50戸 以上	計	
北海道	24	148	183	89	103	113	660	7	22	8	4	3	1	45	705
青森	0	26	42	17	20	14	119	0	0	0	0	0	0	0	119
岩手	8	27	23	6	15	6	85	2	3	5	1	1	3	15	100
宮城	3	7	10	7	6	2	35	1	0	0	1	0	0	2	37
秋田	5	38	72	28	25	20	188	0	0	0	0	0	0	0	188
山形	10	35	31	8	6	8	98	0	0	0	0	0	0	0	98
福島	48	84	47	24	9	12	224	39	15	13	5	1	0	73	297
茨城	8	45	35	11	8	16	123	2	0	2	0	0	1	5	128
栃木	29	26	7	5	9	7	83	3	2	1	1	0	0	7	90
群馬	17	46	25	7	5	1	101	0	1	0	0	0	0	1	102
埼玉	0	33	21	5	6	3	68	0	0	0	0	0	0	0	68
千葉	1	20	15	6	5	4	51	5	3	7	2	1	1	19	70
東京	1	7	6	2	0	0	16	7	23	32	7	3	2	74	90
神奈川	4	115	88	30	23	29	289	7	24	13	10	1	7	62	351
新潟	0	113	115	49	50	30	357	0	1	1	0	0	1	3	360
山梨	6	83	51	16	10	11	177	1	1	0	0	0	0	2	179
長野	21	202	114	38	21	35	431	0	0	0	0	0	0	0	431
富山	13	71	69	24	17	15	209	0	0	0	0	0	0	0	209
石川	13	192	133	43	38	38	457	4	14	4	2	3	6	33	490
岐阜	18	94	58	25	19	11	225	17	33	23	7	5	14	99	324
静岡	7	105	86	31	31	22	282	1	10	12	2	1	1	27	309
愛知	0	72	61	21	19	22	195	0	22	8	1	1	0	32	227
三重	22	241	187	83	63	62	658	7	7	2	2	2	0	20	678
福井	8	45	27	10	12	16	118	0	1	0	0	0	0	1	119
滋賀	3	73	60	14	21	21	192	3	2	6	4	0	0	15	207
京都	15	107	115	53	30	33	353	1	0	2	0	0	1	4	357
大阪	0	8	12	3	4	2	29	0	1	2	0	1	2	6	35
兵庫	0	485	360	161	134	90	1,230	0	0	0	0	0	0	0	1,230
奈良	9	62	36	14	11	20	152	6	6	1	1	0	0	14	166
和歌山	12	95	73	33	31	23	267	2	31	39	17	13	12	114	381
鳥取	12	22	34	8	11	6	93	1	2	0	0	1	0	4	97
島根	32	163	78	22	29	40	364	0	0	0	0	0	0	0	364
岡山	13	66	55	17	18	22	191	1	6	2	1	1	0	17	202
広島	30	164	141	69	52	87	543	19	33	18	6	5	7	88	631
山口	13	115	65	20	19	33	265	4	6	5	4	8	10	37	302
徳島	0	115	104	58	52	47	376	0	3	2	0	0	0	5	381
香川	8	65	32	8	6	8	127	4	5	4	0	1	0	14	141
愛媛	18	75	54	13	49	41	250	4	4	2	2	2	3	17	267
高知	0	70	38	12	7	23	150	0	6	4	4	0	0	14	164
福岡	3	26	19	10	5	2	65	1	14	6	2	2	2	27	92
佐賀	0	93	76	25	16	7	217	0	7	3	2	0	0	12	229
長崎	0	86	69	24	27	40	246	0	5	2	1	1	1	10	256
熊本	0	196	118	60	32	35	441	0	4	3	0	2	0	9	450
大分	0	195	101	37	35	54	422	0	2	1	0	1	1	5	427
宮崎	27	224	223	106	58	38	676	7	2	2	2	1	0	14	690
鹿児島	20	81	113	76	72	105	467	2	3	3	5	3	3	19	486
計	481	4,461	3,482	1,428	1,239	1,274	12,365	158	324	238	96	64	79	959	13,324

昭和44年8月建設省砂防課



- 凡 例
- 急傾斜地崩壊危険区域1地点
 - 同上5地点
 - 同上10地点
 - 同上50地点

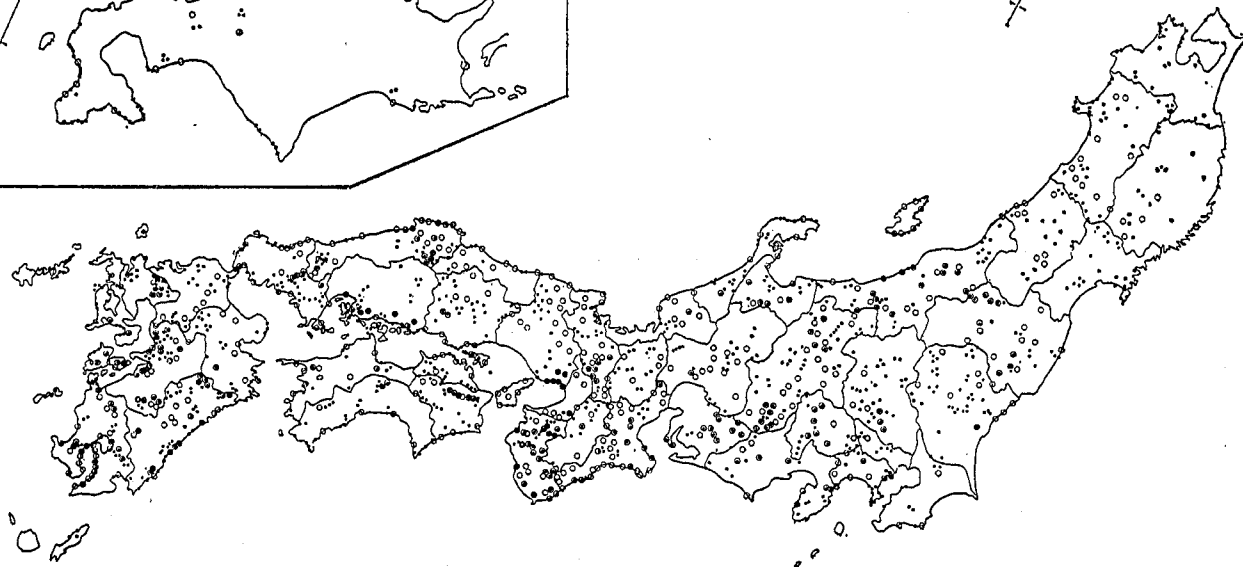


図-1 全国の急傾斜地の分布

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 による。

II. 急傾斜地崩壊による災害の実態*

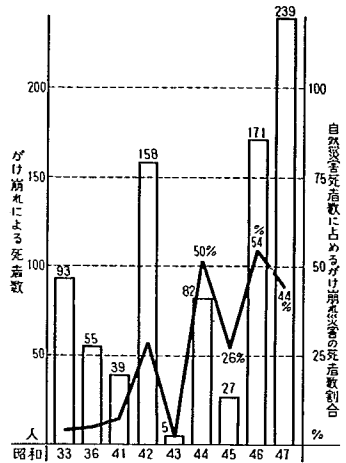
1. 概要

急傾斜地の崩壊による災害は表—1に示すように最近著しく増えてきている。特に梅雨前線、あるいは台風時期には毎年必ず災害が発生し、また、融雪、地震時等の災害も発生する。最近の自然災害中に占める急傾斜地崩壊による災害を、その死者の比率でみると図—1に示すように著しく高い。河川の氾濫等による災害では、最近あまり死者を伴わないのに対し、山地丘陵の急速な開発と相まって急傾斜地の崩壊による死者は年々増加する。

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

2. 崩壊のタイプ** について

崩壊型の中では、表土の滑落型の崩壊が極めて多く、全体の51%を占める。次いで強風化岩の滑落(ほとんどがマサ)が12%、崩積土の滑落が11.5%



図—1 自然災害中のかけ崩れ災害による死者数

表—1 最近の急傾斜地崩壊による被害状況

発生年月日	原 因	被 害 地 域	箇所数	死 者	負傷者	全 壊	半 壊
33. 9	狩野川台風	神奈川, 東京	1,443	93	142	426	448
36. 6	梅雨前線	神奈川, 静岡, 兵庫, 長野等	863	55	65	282	429
41. 6	梅雨前線	鹿児島	37	2	12	10	9
41. 6	台風4号	関東, 東北	1,390	58	89	113	126
41. 7	梅雨前線	鹿児島	44	15	66	71	64
42. 7	台風7号, 梅雨前線	西日本	3,050	146	67	313	294
42. 8	梅雨前線	羽越地方	108	5	2	1	1
42. 10	台風34号	和歌山	255	7	4	3	22
43. 2	えびの地震	宮崎		2	7	1	—
43. 5	十勝沖地震	岩手, 青森		—	—	7	19
43. 8	台風10号	愛知, 静岡, 長野, 石川		1	18	10	42
44. 6~7	梅雨前線	鹿児島, 宮崎	69	73	184	237	284
45. 7	梅雨前線	千葉, 神奈川	36	18	5	18	20
46. 1~5	融雪, 前線	福島, 長野	21		4	8	20
46. 6~7	梅雨前線	島根, 岡山, 鹿児島	41	8	10	13	45
46. 7	梅雨前線	山形, 兵庫, 長崎, 鹿児島	82	35	59	56	72
46. 8	台風19号	熊本, 大分, 鹿児島	320	55	71	235	144
46. 8	台風23号	三重, 大分, 宮崎	44	15	18	27	32
46. 9~10	秋雨前線	長野, 三重, 鹿児島	22	2	4	14	39
46. 9	台風25号	千葉	682	56	98	342	4,150
46. 9	台風26号	宮崎	2				2
46. 9	台風27号	奈良, 滋賀	6		1	2	4
47. 1~5	融雪, 前線	北海道, 愛媛	26	2	15	7	26
47. 6	梅雨前線	兵庫, 熊本	109	17	28	42	125
47. 7	梅雨前線	高知, 山口, 熊本, 岐阜, 愛知	783	188	145	335	766
47. 7	台風7号, 9号	愛媛, 大分	15	2	3	9	15
47. 8	秋雨前線	北海道, 広島	19	2	5	19	37
47. 9	秋雨前線	高知, 愛媛	43	6	16	18	66
47. 9	台風20号	神奈川, 京都, 高知	54	22	17	24	75

* 建設省河川局研砂部地すべり対策室, 土木研究所急傾斜地崩壊研究室: かけ崩れ災害実態調査 (中間集計) 土木研究所資料 第772号 昭和47年6月, より抜粋。

** 渡 正亮: 急傾斜地崩壊型の分類, 土と基礎Vol 20, No 2, 1972, 2

となり、これら3つで全体の75%を占めることになる。崩壊現象は複雑であり、また斜面を形成している地質も複雑であるが、崩壊の形と、崩壊する土質から見れば上述のように極めて明瞭な傾向があるのが分る。(表-2、図-2)

表-3、図-3は7通りに区分した斜面構成土質別の崩壊発生頻度であり、表土の崩壊が最も多く、(53.9%)、次いで崩積土(14.1%)、強風化岩(12.0%)となり、段丘堆積物(3.7%)、岩(I)(3.1%)の崩壊は極めて少ない。

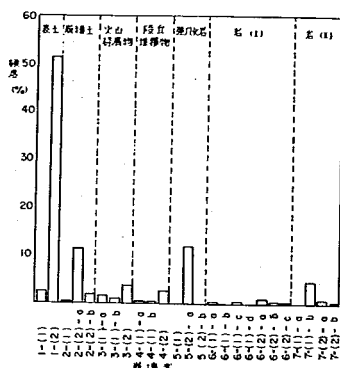


図-2 崩壊型の頻度

表-2 崩壊型毎の崩壊発生頻度

記号	崩壊型	個数	構成率%
1-(1)	表土の崩壊	5	2.6
1-(2)	表土の崩壊	98	51.6
2-(1)	崩積土の崩壊	1	0.5
2-(2)-a	崩積土の崩壊(基盤の地)	22	11.6
2-(2)-b	崩積土の崩壊(不連続面)	4	2.1
3-(1)-a	火山砕屑物の崩壊(シラス・ローム)	3	1.6
3-(1)-b	火山砕屑物の崩壊(風化堆積岩・凝灰角礫岩等)	2	1.1
3-(2)	崩積土の崩壊(シラス・ローム)	7	3.7
4-(1)-a	段丘堆積物の崩壊(不透水層)	1	0.5
4-(1)-b	段丘堆積物の崩壊(礫の抜け出し)	1	0.5
4-(2)	崩積土の崩壊	5	2.6
5-(1)	強風化岩の崩壊	0	-
5-(2)-a	強風化岩の崩壊(マサ)	23	12.1
5-(2)-b	強風化岩の崩壊(粗身会土)	0	-
6-(1)-a	岩(I)の崩壊(ブロック状)	1	0.5
6-(1)-b	岩(I)の崩壊(互層)	0	-
6-(1)-c	岩(I)の崩壊(下部が強い)	1	0.5
6-(1)-d	岩(I)の崩壊(塔岩)	0	-
6-(2)-a	岩(II)の崩壊(境界面)	2	1.1
6-(2)-b	岩(II)の崩壊(断層・割れ目)	1	0.5
6-(2)-c	岩(II)の崩壊(断層・生泥岩)	1	0.5
7-(1)-a	岩(III)の崩壊(互層)	0	-
7-(1)-b	岩(III)の崩壊(第3紀層)	9	4.7
7-(2)-a	岩(III)の崩壊(頁岩・層理面)	2	1.1
7-(2)-b	岩(III)の崩壊(砂岩・頁岩の互層)	1	0.5
計		190	100.0

表-3 斜面構成土質別崩壊発生頻度

記号	斜面構成土質	個数	構成率%
1.	表土	103	54.2
2.	崩積土	27	14.2
3.	火山砕屑物	12	6.3
4.	段丘堆積物	7	3.7
5.	強風化岩	23	12.1
6.	岩(I)	6	3.1
7.	岩(II)	12	6.3
計		190	100

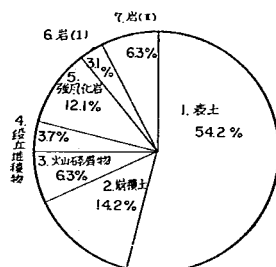


図-3 斜面構成土質別崩壊発生頻度

斜面構成土質別の分類をさらに大別すると、表-4に示すように、表土・崩積土の表層土のグループと、地山(土状)のグループ、地山(岩状)のグループに分けられ、それぞれのグループ毎の崩壊発生頻度は表-5、図-4のようになり、表層土の崩壊が極めて多い。表土・崩積土等の表層土は、それ自体で斜面を構成しているわけではなく、岩、段丘、火山砕屑物等の地山の上になっている。表土、崩積土等の崩壊は、すべての地域、地質の所で起り得るものであり、地山自体の中で起る崩壊と区別される。表土・崩積土の崩壊の割合が多いのはこのためであり、今回取り上げなかった他の斜面(崩壊、非崩壊を問わず)についても一般的にいえる傾向である。

一方、不安定土塊が落下する崩落型の崩壊と、境界面沿いにすべり落ちる滑落型の崩壊を比

表—4 斜面構成土質別分類

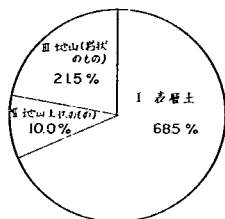
記号	斜面構成土質
1.	表土
2.	崩積土
3.	火山碎屑物
4.	段丘堆積物
5.	強風化岩
6.	岩 (I) 岩石自身は風化せず硬いが不連続面が発達した岩
7.	岩 (II) 第三紀層等の軟岩

表—7 斜面構成土質別の崩壊様式

斜面構成土質	個 数		構成率 (%)	
	崩 落	滑 落	崩 落	滑 落
1. 表土	5	98	4.9	95.1
2. 崩積土	1	26	3.7	96.3
3. 火山碎屑物	5	7	41.7	58.3
4. 段丘堆積物	2	5	28.6	71.4
5. 強風化岩	0	23	0	100.0
6. 岩 (I)	2	4	33.3	66.7
7. 岩 (II)	9	3	75.0	25.0

表—5 斜面構成土質別崩壊発生頻度

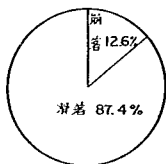
記号	斜面構成土質	個 数	構成率 (%)
I	表土	130	68.5
II	地山 (土状のもの)	19	10.0
III	地山 (岩状のもの)	41	21.5
計		190	100



図—4 斜面構成土質別崩壊発生頻度

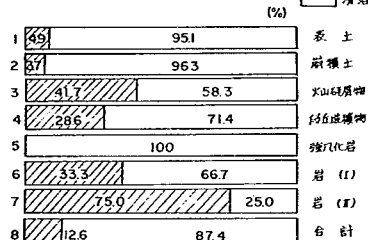
表—6 崩落・滑落別の崩壊発生頻度

崩壊様式	個 数	構成率 (%)
崩 落	24	12.6
滑 落	156	87.4
計	190	100



図—5 崩落・滑落別の崩壊発生頻度

■ 崩落
□ 滑落



図—6 斜面構成土質別崩壊様式割合

べると表—6, 図—5のように滑落型の崩壊が極めて多く, 87%を占める。崩落に比べ, 滑落が極めて多いのは, 表土の崩壊と関係がある。一般に表土の崩壊型式はうすい部分の滑落であるといわれるが, この結果からもこれを裏付けることができる。

斜面構成土質別に崩落・滑落別の割合を見ると表—7, 図—6のようになる。表土, 崩積土, 強風化岩は滑落が極めて多く, 火山碎屑物, 段丘堆積物, 岩(I)では崩落の占める割合が多くなり, 岩(II)では75%が崩落型となる。一般に火山碎屑物, 段丘堆積物, 岩の斜面では傾斜は急であり, 直立したような斜面が多く, すべり面沿いの滑落より斜面上端部の不安定土塊が落下する型の崩壊が多い。

地山の上にいる表土, 崩積土の崩壊は当然, 地山との境界部がすべり面になることが多く, 滑落型の崩壊が多くなる。強風化岩の場合はほとんどが花崗岩の風化したマサの崩壊であるが, マサの崩壊は崩落型のように上部が張り出したような型の斜面は少なく, マサと花崗岩の弱風化帯あるいは基岩との境ですべり落ちるものが多い。

3. 地質区分別の特徴

崩壊の起った斜面の基岩を表—8のように分類し

た。地質について記述のあった 194 個についての地質別の崩壊発生個数は表—9、図—7 のようになり、水成堆積岩類の地域で極めて多く、次いで花崗岩等の深成岩類地域が多い。しかしこれは水成堆積岩類の岩石の分布する地域が広範にわたるのであり特にこの地域で崩壊が起りやすいということにはならない。母数となる地質区分毎の区域の面積と比べなければ、どのような地質の所に崩壊が起りやすいかを判定することはできない。

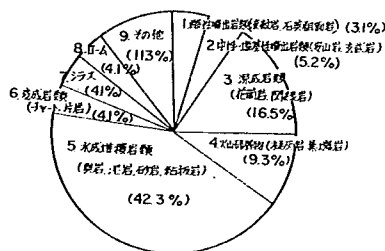
次に地質区分毎の崩壊型の特徴を見ると、ほとんど

表—8 地 質 分 類

記号	地 質 区 分	代表的な岩石
1.	酸性噴出岩類	流紋岩、石英斑岩
2.	中性～塩基性噴出岩類	安山岩、玄武岩
3.	深成岩類	花崗岩、閃長岩
4.	火山砕屑物	凝灰岩、集塊岩
5.	水成堆積岩類	頁岩、泥岩、砂岩、礫岩
6.	変成岩類	チャート、片岩
7.	シラス	
8.	ローム	
9.	その他	

表—9 地質別崩壊発生頻度

記号	地 質 区 分	個 数	発生率
1.	酸性噴出岩類	6	3.1
2.	中～塩基性噴出岩類	10	5.2
3.	深成岩類	32	16.5
4.	火山砕屑物	18	9.3
5.	水成堆積岩類	82	42.3
6.	変成岩類	8	4.1
7.	シラス	8	4.1
8.	ローム	8	4.1
9.	その他	22	11.3
計		194	100



図—7 地質区分別崩壊発生頻度

どの地質区分の地域で表土の滑落型が圧倒的に多く、中～塩基性噴出岩類、変成岩類の地域で崩壊土の滑落が多くなり、深成岩類地域では、強風化岩の滑落が表土の滑落よりずっと多くなる。ロームの地域では火山砕屑物の滑落が多くなる。シラス地域では地山としてのシラス斜面は崩壊せず、その上にのっている表土の滑落が極めて多いという特徴がある。

斜面構成土質別の頻度を見ても崩壊型同様深成岩類、中～塩基性噴出岩類、変成岩類、ローム以外の地質の地域では圧倒的に表土の崩壊が多い。深成岩類ではそのほとんどがマサであり、強風化岩の崩壊が多くなる。変成岩類の地域では、崩壊土の崩壊が半数あり、ロームでは強風化岩段丘堆積物の崩壊が多くなる。中～塩基性噴出岩類の地域では崩壊土の崩壊も多く、強風化岩、岩口の崩壊も多い。火山砕屑物地域で崩壊型の崩壊が多くなる程度で、他はいずれも滑落型の崩壊である。

4. 植生区分別の特徴

崩壊の起った斜面付近の植生を表—10のように区分し、植生についての記述のあった 199 例について、植生区分別の崩壊発生頻度を調べてみると(表—11、図—8)、最も崩壊の多発するのは広葉樹の斜面で、次いで針葉樹、草地に多い。しかし、これももともと、広葉樹で被われた斜面が多く分布しているからであって、崩壊の起りやすさは、これだけからでは判定できない。

次に植生区分毎の崩壊型の特徴を見ると、草地、広葉樹、針葉樹の地域で表土の滑落型の崩壊が多く、裸地では崩壊土、強風化岩の滑落が多くなり、竹の繁茂している地域では種々の崩壊の型が見られる。

広葉樹、針葉樹の地域では表土の滑落が多いが、その他にも各種の崩壊が見られる。岩の斜面でも植生は割り合い繁茂しており当然表層土がのっているが、地山にまで達する崩壊を起こしている。

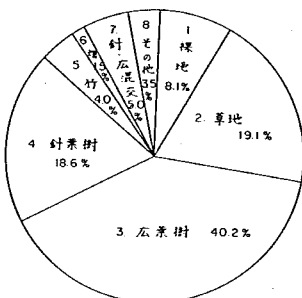
斜面構成土質別の頻度は、表土の崩壊が圧倒的に多いが裸地では、崩壊土の崩壊、強風化岩の崩壊が多くなる。

表—10 植 生 区 分

記号	植 生 区 分
1.	裸 地
2.	草 地 (草地及び埋地を含む)
3.	広葉樹 (広葉樹、草地混交を含む)
4.	針葉樹 (針葉樹、草地混交を含む)
5.	竹
6.	畑
7.	針葉樹、広葉樹混交
8.	その他(竹、針、広、草、等の混交)

表一11 植生区分別、崩壊発生頻度(%)

記号	植生区分	個数	構成率(%)
1.	埋地	16	8.1
2.	広葉樹	38	19.1
3.	針葉樹	80	40.2
4.	針葉樹	37	18.6
5.	竹	8	4.0
6.	畑	3	1.5
7.	針葉樹, 広葉樹混交	10	5.0
8.	その他	7	3.5
計		199	100



図一8 植生区分別崩壊発生頻度

広葉樹の地域では他のものに比べ崩落が比較的多く、針葉樹の地域では、ほとんどが滑落型の崩壊である。竹の繁茂している地域ではすべて滑落型の崩壊であるが、竹はもともと水分事情の良い所に立地し、滑落型の崩壊がしやすい。尾根のような張り出した地形の所には生育しにくいからであろう。針葉樹についても似たような傾向があり、広葉樹に比べ崩落型の崩壊が少ないのはこのためである。

5. 崩壊の状態(崩土の状態)による特徴

崩壊が起り、崩れ落ちた土砂の状態は斜面自体の地質、斜面土質、崩壊の型態、崩壊の原因等によって異なる。

また、崩壊直後の崩土の含水の程度によって、崩壊の型態が変わってくる。今回の調査では3ヵ年分の災害について行なっているが、そのほとんどが崩壊直後の崩土の状態を正確に表現し得ていないであろうという点に注意して以下の結果を見ていかねばならない。

崩土の状態についての記述を分類して表一12のような区分を行なった。

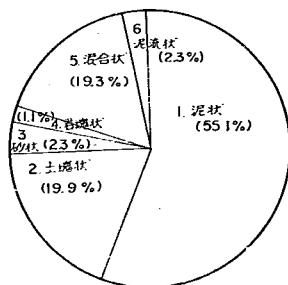
これらの176例の出現頻度を調べると表一13、図一9のようになり、泥状のものが最も多い。次いで土塊状のものである。

表一12 崩土の状態区分

記号	崩土の状態
1	泥状
2	土塊状
3	砂状
4	岩塊状
5	混合
6	泥炭状

表一13 崩土の状態、発生頻度(%)

記号	個数	構成率(%)
1	97	55.1
2	35	19.9
3	4	2.3
4	2	1.1
5	34	19.3
6	4	2.3
計	176	100.0



図一9 崩土の状態

泥状、土塊状のもの、ともに表土の滑落型の崩壊が多く、比較泥状の方が土塊状のものに比べ滑落型の割合合いが大きい。土塊状のものでは他に比べ岩塊状のいわゆる軟岩の崩壊の場合に良く起っている。土塊状のものは泥状のものに比べ崩落型の崩壊が多く、岩塊状のものが崩落、泥炭状のものが滑落であるのは当然といえよう。

6. 崩壊の規模

崩壊の規模を図一10のように、崩壊の高さ(H)、斜面の傾斜角(θ)、崩壊の幅(W)、崩壊の厚さ(d)、崩壊土量(V)、崩土の到達キョリ(L)で表す。崩壊の規模についての値を表一14に総括して掲げてある。

表-14 崩壊規模の平均値

	H _m	W _m	L _m	θ 度	d _m	V _m ³	L/H
平均値	19.4	17.1	12.8	46.3	2.1	68.4	0.71
最大から5割の値	5.0	4.0	3.6	7.0	5.0	200.0	15.0
" 10割	3.7	3.0	2.5	6.0	4.0	120.0	12.5
" 20割	2.5	2.0	1.8	6.0	2.8	60.0	1.00
最小から5割の値	6.4	4.5	2.7	3.0	0.6	2.2	0.16
" 10割	8	5	3.5	3.0	0.8	3.0	0.25
" 20割	9	7	5	3.5	1.0	5.4	0.33
平均値以下の個数	133(663)	145(712)	131(655)	113(573)	149(738)	165(820)	112(56)
" 以上 "	58(337)	56(282)	68(345)	85(427)	52(262)	36(180)	87(44)
全体の68割 $\bar{x} \pm \sigma$	31~35.7	~3.72	0.1~25.5	3.21~6.01	0.98~3.6	0~2660	0.23~11.9
" 95割 $\bar{x} \pm 2\sigma$	~5.19	~5.71	~38.3	1.80~7.42	~4.9	0~4667	~1.66
" 99.7割 $\bar{x} \pm 3\sigma$	~6.82	~7.73	~50.9	4.0~8.82	~6.3	0~6675	~21.4
変異係数 $\sigma/\bar{x}$	0.84	1.17	1.00	0.30	0.57	3.07	0.67
個数	201	201	199	198	201	201	199
最小値~最大値	4~115	2~200	0.5~85	2.0~81	0.3~15	7~20000	0.08~26.1

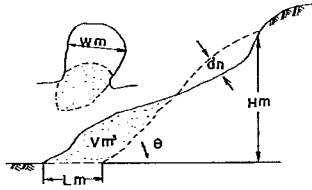


図-10 崩壊模式図

6.1 崩壊の高さ

崩壊の高さについて記述のあった201個のデータの平均値は19.4mである。この201個を高さ10m毎に11等分してそれぞれの頻度を示すと表-15、図-11のようになる。10~19mのものが最も多く、次いで10m以下のものである。平均値以下のもの（大体20m以下）が66%をしめ、全体の80%が25m以下であり50mを越すような規模の大きなものは、わずか5%程度である。このようにつけ崩れの規模は概し

表-15 崩壊の高さ頻度

(H) 範囲	個数	頻度%	相対累積%
0~9m	46	22.9	22.9
10~19	91	45.2	68.1
20~29	29	14.4	82.5
30~39	16	8.0	90.5
40~49	6	3.0	93.5
50~59	5	2.5	96.0
60~69	2	1.0	97.0
70~79	2	1.0	98.0
80~89	2	1.0	99.0
90~99	0		
100~	2	1.0	100.0
計	201	100.0	

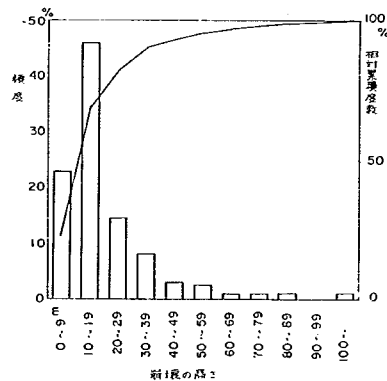


図-11 崩壊の高さ頻度

て小さい。10m以下のものでも23%を占め、崩壊の規模は小さくても、家屋破壊、人命損失につながるのかげ崩れ災害の特徴である。

6.2 崩壊の幅

崩壊の幅については 201個のデータの平均値は 17.1mである。この 201個を幅10m毎に13等分して、それぞれの頻度を示すと表-16、図-12のようになる。10～19mのものが半数近くを占め、次いで10m以下のものも多く、この両方で約74%を占める。平均値以下（17m以下）のものが全体の約72%をしめ、全体の80%が20m以下であり、50mを越えるような規模の大きなものはわずか3%程度である。崩壊の高さと同様、幅で表わした崩壊の規模は概して小さく、斜面全面にわたって崩れるものより、ごく局所的な崩れ方をするものが多いことが分る。

表-16 崩壊の幅頻度

(W) 範囲	個数	頻度 (%)	相対累積頻度 (%)
0～9m	65	32.3	32.3
10～19	83	41.3	73.6
20～29	31	15.4	89.0
30～39	10	5.0	94.0
40～49	3	1.5	95.5
50～59	2	1.0	96.5
60～69	2	1.0	97.5
70～79	2	1.0	98.5
80～89	0		
90～99	1	0.5	99.0
100～109	1	0.5	99.5
110～119	0		
120～	1	0.5	100.0
計	201	100.0	

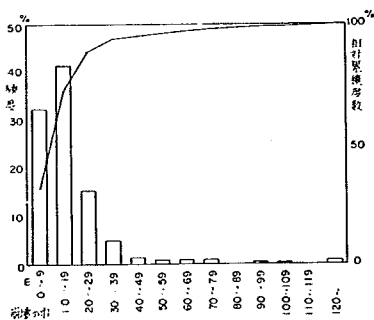


図-12 崩壊の幅頻度

6.3 斜面の傾斜角

斜面の傾斜角については 198個のデータがあり、

表-17 斜面の傾斜角頻度

(θ) 範囲	個数	頻度 (%)	相対累積頻度 (%)
0～9°	0		
10～19°	0		
20～29°	6	3.0	3.0
30～39°	48	24.2	27.2
40～49°	63	31.8	59.0
50～59°	40	20.2	79.2
60～69°	27	13.6	92.8
70～79°	12	6.1	98.9
80～89°	2	1.0	99.9
計	198	100.0	

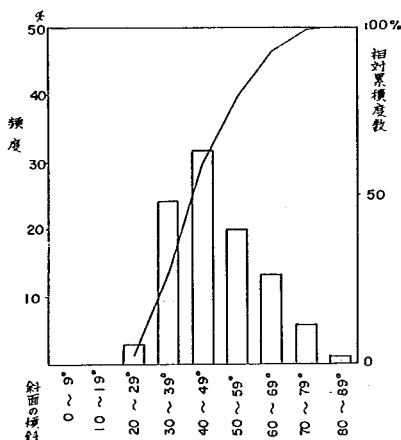


図-13 崩壊の傾斜角頻度

これらの平均値は46.1度である。10度毎に9等分しそれぞれの頻度を求めると表-17、図-13に示ようになる。

40～49度のものが32%を占め最も多く平均値より小さいものの個数は57%である。60度を越す急斜面は20%あり、概して斜面の傾斜は急であるといえる。20度以下の斜面での崩壊は皆無であり、30度以下が3%となり、30度を境に斜面の崩壊危険度が急激に増す。一般的に30～60度の勾配の斜面が多く、したがって崩壊個数も多くと考えられるが、60度を越す斜面での崩壊も多く、やはり急斜面崩壊の危険は高いことになる。

6.4 崩壊の厚さ

崩壊の厚さについては 201個のデータがあり、こ

表-18 崩壊の厚さ、頻度

(d) 範囲	個数	頻度(%)	相対累積度数(%)
~0.4 (m)	2	1.0	1.0
0.5~0.9	21	10.4	11.4
1.0~1.4	42	20.9	32.3
1.5~1.9	51	25.3	57.6
2.0~2.4	33	16.4	74.0
2.5~2.9	13	6.5	80.5
3.0~3.4	17	8.5	89.0
3.5~3.9	1	0.5	89.5
4.0~4.4	7	3.5	93.0
4.5~	14	7.0	100.0
計	201	100.0	

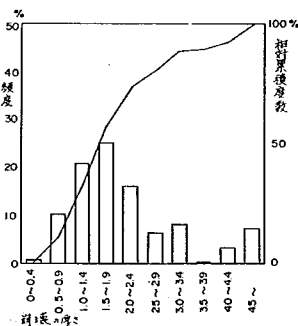


図-14 崩壊の厚さ、頻度

これらの平均値は 2.1m である。これらの 201 個を 0.5m 毎に 10 等分してそれぞれの頻度を調べた結果表-18、図-14 のようになった。最も多いのは 1.5~1.9m であり次いで 1.0~1.4m、2.0~2.4m となる。平均値 (2.1m) 以下の個数は全体の 74% を占め、また、全体の 80% が 2.8m 以下である。頻度分布は 1.5~1.9m を中心として、2m 前後に集中している。崩壊の厚さは大体 1~2.5m 程度のもが多く、妥当な値であると思われる。しかし、4.5m を越すものが 7% も含まれるが、地すべり性崩壊のように、大きな土塊が崩壊する例もある。崩壊の厚さはすべて推定によってしか求められなく、観察による誤差がかなりあると思われる。

6.5 崩壊土量

崩壊土量については 201 個のデータがあり、これらの平均値は 684m³ である。100m³ ずつに 11 等分してそれぞれの頻度を求めると表-19、図-15 のようになる。最も多いのは 100m³ 以下であり、次第に減

表-19 崩壊土量の頻度

(V) 範囲 m ³	個数	頻度(%)	相対累積度数(%)
~ 99	64	31.8	31.8
100~199	49	24.4	56.2
200~299	23	11.4	67.6
300~399	7	3.5	71.1
400~499	11	5.5	76.6
500~599	5	2.5	79.1
600~699	6	3.0	82.1
700~799	3	1.5	83.6
800~899	5	2.5	86.1
900~999	2	1.0	87.1
1000	26	12.9	
計	201	100.0	

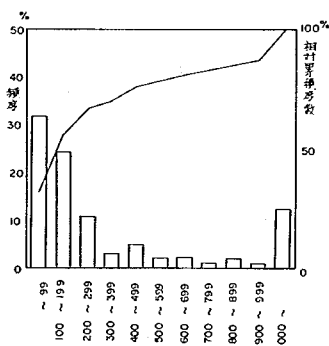


図-15 崩壊土量頻度

っていく。平均値以下の個数は 82% であり、全体の 5% は 2000m³ を越す大規模なものである。200m³ 以下が 56%、300m³ 以下が 67% であり、平均値が意外に大きいのは 20,000m³、10,000m³ 等の極めて規模の大きいものを含めた 1000m³ 以上のものが約 13% もあり、この影響が現われているからである。しかし、大規模なものが 10% 以上あるが、概して崩壊土量は 200m³ 以下程度と考えてさしつかえない。崩壊土量はあくまで推定によって得られる値であることに注意が必要がある。

6.6 崩土の到達距離

崩土の到達距離についての 199 個のデータの平均値は 12.8m であり、意外に小さい。これらを 10m 毎に 9 等分して、それぞれの頻度を調べると表-20、図-16 のようになった。最も多いのは 10m 以下であり、大きくなるにつれて次第に減ってくる。平均値 (12.8m) 以下の個数は 66% であり、全体の 80% は 18m 以下である。斜面下の人家にとってどの区域まで危険であるかを知る上にもこの崩土の到達距離は重要な値であるが当然斜面の高さによって変るべ

表-20 崩土の到達距離頻度

(L) 範囲	個数	頻度 (%)	相対累積頻度 (%)
0 ~ 9 m	110	55.3	55.3
10 ~ 19	53	26.6	81.9
20 ~ 29	20	10.1	92.0
30 ~ 39	7	3.5	95.5
40 ~ 49	4	2.0	97.5
50 ~ 59	1	0.5	98.0
60 ~ 69	2	1.0	99.0
70 ~ 79	0		
80 ~ 89	2	1.0	100.0
計	199		

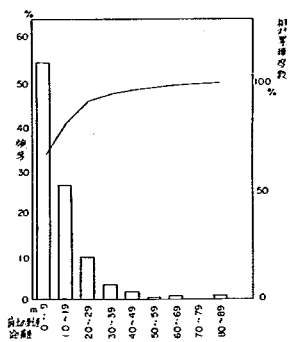


図-16 崩土の到達距離頻度

き数字であり、崩土の到達距離を崩壊の高さで除した L/H について次の節でべる。

ここで扱っている崩土の到達距離は自然現象そのままの値ではなく、斜面下端には人家があり、これが障害となって流下のエネルギーを減少させられて、実際よりは、小さな値となっている。

また、災害後、時日の経た調査であれば、崩土の取り片付け等により、実際の値よりも小さ目に測定されているおそれがある。

これらの点に留意して、本節および次節の結果を見る必要がある。

6.7 崩土の到達距離／崩壊の高さ

崩土の到達距離／崩壊の高さ（以下 L/H とする）の 199 個のデータの平均値は 0.71 で意外に小さい。この理由は前述の原因が考えられる。崩土は崩壊の高さの 0.7 倍の距離まで達したことになる。これらを 0.2 毎に 11 等分してそれぞれの頻度を求めると表-21、図-17 のようになる。最も多いのは 0.2~0.

表-21 崩土の到達距離／崩壊の高さ頻度

(L/H) 範囲	個数	頻度 (%)	相対累積頻度 (%)
~ 0.19	13	6.5	6.5
0.20 ~ 0.39	42	21.1	27.6
0.40 ~ 0.59	31	15.6	43.2
0.60 ~ 0.79	37	18.5	61.8
0.80 ~ 0.99	30	15.1	76.9
1.00 ~ 1.19	22	11.1	88.0
1.20 ~ 1.39	12	6.0	94.0
1.40 ~ 1.59	3	1.5	95.5
1.60 ~ 1.79	4	2.0	97.5
1.80 ~ 1.99	3	1.5	99.0
2.00 ~	2	1.0	100.0
計	199		

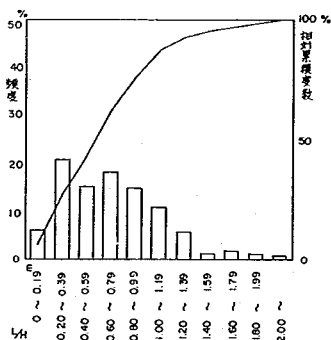


図-17 崩壊土到達距離／高さ、頻度

39 であるが、0.2~1.2 あたりに集中している。平均値以下の個数は 56% であり、全体の 80% は 1.0 以下である。最大は 2.61 であるが、全体の 95% でも 1.5 倍である。実際には先述したような理由により L の値は小さ目に求められていること、崩壊の高さが斜面上さらに上の位置から起った場合を考慮し、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おそれがあると考えなければならぬ。

7. 崩壊規模と諸要因の関係

崩壊の規模を表わす崩壊の高さ、幅、傾斜角、厚さ、崩土の到達距離、崩壊土量等の平均値を、崩壊型式別、斜面構成土質別、崩壊様式別、地質別、植生別に比較してみる。

7.1 崩壊型式による違い

表土の崩落型の場合崩壊の高さは極めて低く、幅も狭く、崩壊土量、厚さ小さく、崩壊の規模は概

して小さい。もちろん傾斜はきつく、崩土の到達距離も比較的小さい。これに比べ、表土の滑落は高さは高いが、幅が狭く、比較的細長い崩壊が多い。その他傾斜が平均に比べ若干きつく以下は平均以下である。

崩積土の崩落は高さ、幅ともに小さく傾斜も緩やかであり、崩壊土量も少なく、あまり大規模な崩壊は見られない。これと対照的に火山砕屑物の滑落は極めて規模の大きな崩壊を起すようである。

段丘堆積物の滑落は高さが低いわりに土量が多く、崩土も遠くまで達するようである。

強風化岩の滑落は、高さは高いが、崩壊・厚さが若干小さく傾斜も若干緩い。

岩山の崩落の場合は高さは高く、土量も多く、崩土はかなりの距離まで達するようである。

7.2 斜面構成土質による違い

火山砕屑物、段丘堆積物の崩壊土量は極めて大きく、岩山は斜面傾斜も急で高さが低く崩土の到達する距離も極めて小さい。火山砕屑物は、傾斜が急で高さが低い割りに崩土は遠くまで達し、崩壊の厚さも大きく、崩壊の規模は極めて大きい。段丘堆積物の崩壊は崩壊の幅が広いために崩壊土量が大きくなり、崩土もかなりの所まで達する。強風化岩、表土ともに幅が狭く、細長い崩壊になる。岩山は崩壊の幅が広く、土量も多く厚さも大きく、崩土は遠くまで達し、大きな崩壊が起しやすい、崩積土は傾斜は緩やかで、高さも低く崩壊自体はあまり大きくならないが、崩土は、若干遠くまで達する。

7.3 崩壊様式（崩落・滑落）による違い

崩落は滑落に比べ傾斜は急で崩壊の規模は小さく、崩土の達する距離も小さい。崩壊の厚さも薄く崩壊土量は大きくなる。崩壊土量が逆になっているのを除けば（これは平均質化の操作による誤り）当然の結果であるといえる。

7.4 地質による違い

シラス地帯の斜面では特に大規模な崩壊が起りやすく、災害の危険のある区域も広いことになる。一方、噴出岩類、変成岩類の地域では崩壊の規模は小さく、崩土が達する区域も狭い。深成岩類、水成堆積岩類、火山砕屑物地域では比較的大規模の崩壊が起りやすいようである。

7.5 植生による違い

針葉樹のある斜面で起る崩壊は極めて大規模である。崩壊の厚さ、土量ともに極めて大きく、高さも高く幅も広い崩壊で、崩土もかなりの距離まで達する。これと逆に、裸地、竹地では崩土の達する距離が大きい一方広葉樹の地域では崩壊の規模は大きくなく、かつ崩壊の厚さも小さい。

8. 災害危険区域について

崩土の到達距離と崩壊の高さの関係は明瞭ではなく、崩壊の高さが高い程、崩土の到達距離が大きいとはいえず、崩土の到達範囲は、崩壊の高さよりむしろ崩壊の型、崩土の含水の程度、崩土自身の性質により多く左右されるのではないかと考えられる。崩土の到達範囲が大きくなる程崩土の流下時の抵抗も増え、崩壊の高さに比例して大きくなるとは限らず自ずと限界がある。崩土の到達範囲はほとんどが40～50mまでで、それ以上になるのは極めて稀である。一方、 L/H の値もほとんどが2まででそれ以上になるのはほとんどない。したがって崩壊により被害を受けるおそれのある区域（災害区域）を設定するには L/H 、および L のものの両方から、上記の値に多少の安全率を見て、例えば $L/H = 2.5$ 以内、あるいは $L = 70m$ までの間を危険区域として設定するという方法が考えられる。

斜面の傾斜が急になる程崩土の到達距離は短くなる傾向があり、斜面が急になる程崩壊の型は崩落型に近づき、崩土は落下する状態で、遠くまで達しないと考えられる。斜面が直立に近いように急でも滑落型の崩壊が起り崩土が遠くまで達する例も多い。

崩土の達するおそれのある危険区域は先述したように L/H および L の値から判定するのと、もう一つ、今述べたように斜面の傾斜とそこで想定される崩壊のタイプからの両面からの検討を行なうて決めるのがよい。ここで一つ注意せねばならないことは斜面下部がさらに平坦ではなく傾斜を持っている場合は、崩土の到達距離はさらに長くなる可能性があることである。

一方、崩壊土量の大きい方が崩土の達する範囲は広く、この両因子とも崩壊の規模を左右するものである。

9. 降雨量について

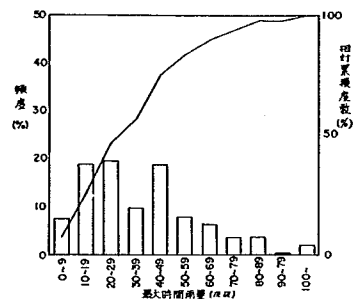
かけ崩れの最も大きな要因は降雨であるが、降雨強度の影響の他に、一雨の降雨総量の影響、あるいは雨の降り方の影響がある。そこで降雨強度を最大時間雨量で表わし、降雨量の大小をかけ崩れ発生までの24時間雨量で表わし、雨の降り方を9個のパターンに分けて表わし、これらの特徴を調べてみる。

9.1 最大時間雨量について

表—22、図—18に最大時間雨量を10mm単位で11等分し、それぞれの出現頻度を示したが、10～50mmの間でかけ崩れが頻発している。50mmを越すような強い雨の発生回数は少ないのでこの頻度グラフだけでは実際にどの程度の降雨のときにかけ崩れが発生し

表—22 最大時間雨量、頻度

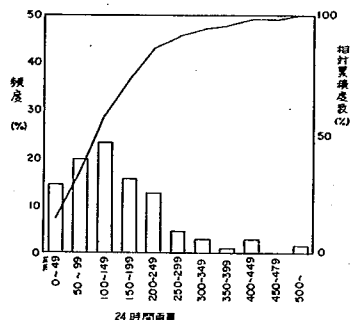
最大時間雨量(mm)	個 数	頻 度 (%)	相対累積 度数 (%)
0～9	14	7.6	7.6
10～19	35	19.0	26.6
20～29	36	19.6	46.2
30～39	18	9.8	56.0
40～49	35	19.0	75.0
50～59	15	8.2	83.2
60～69	12	6.5	89.7
70～79	7	3.8	93.5
80～89	7	3.8	97.3
90～99	1	0.5	97.8
100	4	2.2	100.0
計	184		



図—18 最大時間雨量、頻度

表—23 24時間雨量、頻度

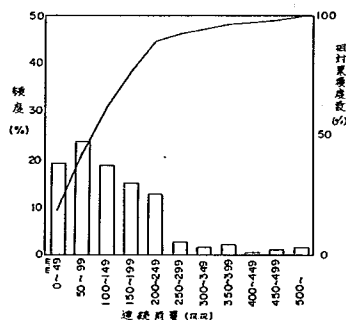
24時間雨量	個 数	頻 度 (%)	相対累積 度数 (%)
0～49	24	14.5	14.5
50～99	33	19.9	34.4
100～149	39	23.4	57.8
150～199	26	15.7	73.5
200～249	21	12.7	86.2
250～299	8	4.8	91.0
300～349	5	3.0	94.0
350～399	2	1.2	95.2
400～449	5	3.0	98.2
450～499	—	—	—
500～	3	1.8	100
計	166	100.0	



図—19 24時間雨量、頻度

表—24 連続雨量、頻度

連続雨量	個 数	頻 度 (%)	相対累積 度数 (%)
0～49	33	19.2	19.2
50～99	41	23.9	43.1
100～149	32	18.6	61.7
150～199	26	15.1	76.8
200～249	22	12.8	89.6
250～299	5	2.9	92.5
300～349	3	1.7	94.2
350～399	4	2.3	96.5
400～449	1	0.6	97.1
450～499	2	1.2	98.3
500～	3	1.7	100.0
計	172	100.0	



図—20 連続雨量頻度

やすいのかは判明しないが（以下、24時間雨量、連続雨量についても同様）実際に発生する降雨は大体50mm以下の場合が多く、かつこの程度までの降雨のときにかけ崩れは起っているのである。時間雨量10mm以下の降雨の実際に起る回数は極めて多いにもか

かわらず、かけ崩れ発生は少なく、時間雨量20mmを越すような降雨のときからかけ崩れが多発すると考えてよい。

9.2 24時間雨量および連続雨量について

表—23, 24, 図—19, 20に同様にそれぞれの頻度

を示すが、最もがけ崩れの頻発しているのは 100～150mmの間であり、100mm以下でも相当発生している。24時間雨量50mm以下は実際には頻繁に起きるが、がけ崩れ発生が多いのは、強度の強い雨が短時間に降った場合のものではないかと思われる。

連続雨量についても同様に50mm以下でもがけ崩れが多発している。大体、24時間雨量、連続雨量ともに250mm以下の場合で多発するが、もちろんこれ以上の降雨の場合にはさらに崩壊発生の割合は高いものと考えなければならない。

9.3 降雨パターンについて

雨の降り方を図-21に示すように9つのパターンに分類して、それぞれの頻度を調べてみると表-25、図-22に示すようになった。

最も多いのは降雨ピークが降雨の終りに表われるもので、ピーク前にかなりの降雨量があるもので、斜面表層がすでに飽和に近い状態あるいは湿润状態になっているときに強い雨が降った場合に崩壊するものである。逆にピークが初めにあり、その後にはばらく雨の続くタイプのものは極めて少ない。

次に多いのが、強いピークが2度あるものおよび降雨の真中頃にピークの現われるものであり、これも前述したような理由により崩壊を起しやすい。降り始めにピークのあるもの、雷雨のようにピークのみあらわれる短時間の強い雨等ではがけ崩れ発生は少ないように思われる。したがって降雨強度だけで

表-25 降雨パターン頻度

降雨パターン	個数	構成率%
1	24	16.1
2	26	17.4
3	8	5.4
4	13	8.7
5	12	8.1
6	25	16.8
7	5	3.4
8	8	5.4
9	28	18.7
計	149	100.0

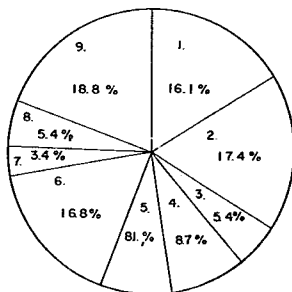
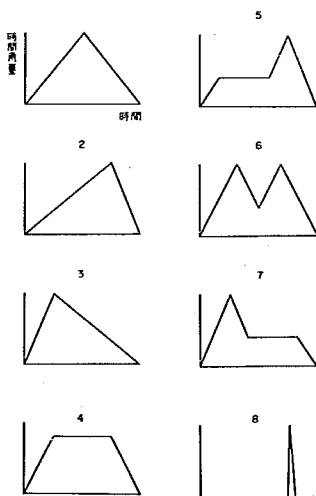


図-22 降雨パターン、頻度

なく、ピークに達するまでの雨の量および降り方ががけ崩れ発生に大いに関係する。

9.4 最大時間雨量と連続雨量の関係

図-23に両者の関係を示すが、図中点線①は連続雨量が最大時間雨量の1.5倍になるように引いたものであるが各点の上限に大体一致する。すなわち、少なくとも最大時間雨量の1.5倍以上の連続雨量ががけ崩れ発生時までには降っていなければがけ崩れは発生しにくいことを示している。さらに点②は図の右横方向へかなりの範囲で広がっているが、右の方へいくにつれて連続雨量の効果が強いのではないかと



9 スケール

※ 5時間雨量 10mm又は25mmを越えるものについて

図-21 降雨標準パターン

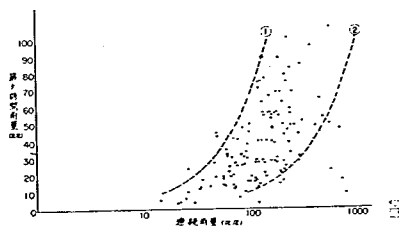


図-23 最大時間雨量と連続雨量の関係

表—26 地質と最大時間雨量の関係

地質区分	1	2	3	4	5	6	7	8	総平均
最大時間雨量 mm	54.0	39.4	26.7	33.2	45.0	36.1	42.7	43.0	38.7
個 数	5	8	30	17	75	8	7	8	158

思われる。

点線②は、連続雨量が、最大時間雨量の10倍になるようにして引いた線であるが、これが大体各点の下限に一致している。したがってかけ崩れの起りやすい雨の降り方は最大時間雨量の1.5～10倍の連続雨量があった場合で、5～6倍程度の連続雨量が降っているときに最もかけ崩れが起りやすいのではないかと考えられる。逆にいえば、ある程度の降雨が降り続けている場合、それまでの累計連続雨量の1/5～1/6程度の強雨が起る場合にかけ崩れが発生しやすく、降雨量からのかけ崩れ発生予知の手段として使えるのではないかと思われる。

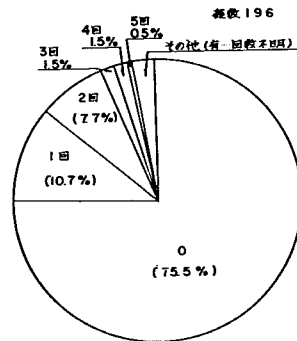
9.5 最大時間雨量と地質

表—26に地質区分毎のかけ崩れを発生させた最大時間雨量の平均値を示す。

最もかけ崩れを起しやすいのは地質区分3の深成岩類（主に花崗岩）地域であり、次いで火山碎屑物地域である。最も崩壊しにくいのは酸性噴出岩類地域であり、次いで水成岩堆積類地域である。シラス、ロームも割り合い小さな雨では崩れにくいことが分る。最も崩れやすいのと崩れにくいのでは、かけ崩れを発生させた最大時間雨量に2倍のひらきがある。しかし、ここで述べたことはあくまで最大時間雨量の平均値での話で、頻度、連続雨量、雨の降り方を無視していることに注意しなければならない。

10. 過去の災害について

図—24は、過去に崩壊があったかどうかを示した



図—24 過去の崩壊の回数

もので196例中75%余りは一度もなく、今回（44年～46年の間）初めて崩れた斜面である。1回崩れたものが10%、2回が約8%で、中には5回以上も崩れているものが0.5%含まれている。

一度崩れた斜面が再び崩れやすいかどうかは母数がないのでこれからは判定できない。しかし、少なくとも記録にある範囲で、一度も崩れたことのない斜面が崩壊を起す危険性を多く含んでいるといえよう。

Ⅲ. 急傾斜地崩壊対策の考え方*

安 江 朝 光

まえがき

急傾斜地(がけ)対策は重要な課題になってきているが、その真付けとなる技術については、過去の経験、実績に頼るところが多い。組織的な調査、研究に着手し始めたばかりであるが、現時点での考え方についてまともてみたい。

1. 急傾斜地崩壊対策の種類¹⁾

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、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

後者に相当するものとして、

- 1) 警戒避難体制の整備
- 2) がけ崩れにより被害をうけるおそれのある家屋等の移転
- 3) がけ崩れ災害危険区域での必要な建築制限

これらのことは、昭和44年に制定された「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」にすべて網羅されている。

2. 急傾斜地崩壊対策を決める際の技術的検討事項

つぎに、行政上および社会的要請により、崩壊防止対策の必要が認められた場合について述べる。

- 1) どのようにして現在あるがけ(斜面)ができたかについて、地質的・地形的解釈をたてる。

これには、がけ(自然斜面)を地質および形状から分類し、どのような地質の変遷によって現在に至ったかを考えることである。これは(2)以下に述べる事項において、大きな限りをなくすためにぜひ必要である。

現在、急傾斜地の分類基準ははばできて

おり、崩落と滑落の二つの形態と斜面を構成している地質区分により、急傾斜地を7区分、総数26の分類に分けている²⁾。昭和44から46年にかけて発生したがけ崩れについてみると、約半数が表土の滑落であり、強風化岩(マサ)の滑落、崩壊土の滑落、岩Ⅱ(第3紀層)の崩落、火山砕屑物の滑落等がこれに続いている。

2) 崩壊形態の予測

急傾斜地崩壊対策を考えるさい、これが最も重要である。しかし、対象となる斜面は一般に自然斜面であり、地質状況が多様・複雑であり、また崩壊のおも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決して簡単ではない。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、各人の主観がはいつてくる。地質・地形が同じような近くの所に、これまで崩壊した個所があれば、その性状をよく観察し、

表-1 崩壊形式別分類

1. 表土	(1) 崩落	1-1)
	(2) 滑落	1-2)
2. 崩壊土	(1) 崩落	2-1)
	(2) 滑落	2-2)-a
	b. 崩壊土中の滑落	2-2)-b
3. 火山砕屑物	(1) 崩落	3-1)-a
	b. 風化した集塊岩、凝灰角礫岩等	3-1)-b
	の崩壊	
	シラス・ローム等	3-2)
4. 段丘堆積物	(2) 崩落	
	(1) 崩落	a. シルト層等の不透水層がある場合
		4-1)-a
		b. 礫を含むルーズな堆積物からの礫の抜け出し
	(2) 滑落	4-2)
5. 強風化岩	(1) 崩落	5-1)
	(2) 滑落	a. マサの滑落
		5-2)-a
		b. 温泉余土
		5-2)-b
6. 岩(Ⅰ)	(1) 崩落	a. 割れ目で囲まれたブロック崩壊
		6-1)-a
		b. 互層になっている時、下層が侵食に弱く、上層が残されているもの
		6-1)-b
		c. 同一地層でも下部が侵食に弱く上部が残っているもの
		6-1)-c
		d. 熔岩の節理による崩落
		6-1)-d
	(2) 崩落	a. 地層の境界面での崩落
		6-2)-a
		b. 断層、割れ目の組み合わせによる
		6-2)-b
		滑落
		c. 礫岩・集塊岩で礫と粘土、石灰岩
		6-2)-c
		火山灰などの膠着部の境界沿いの
		滑落
7. 岩(Ⅱ)	(1) 崩落	a. 互層になっている時、侵食に強い
		7-1)-a
		層が残る、それが崩落
		7-1)-b
		b. 第三紀層の頁岩の表面剝離による
		崩落
		7-1)-b
	(2) 滑落	a. 頁岩の層理面沿いの滑落
		7-2)-a
		b. 砂岩・頁岩の二層にまたがる滑落
		7-2)-b

* 土木技術資料Vol.15, No.3, 1973, 3に掲載

これを対象とするがけ(斜面)に当てはめて考えてみることは効果的な方法である。この際、注意しなければならないのは、崩壊しなかった箇所も降雨量が多かったなら同じような崩壊を起こしたであろうと単純に考えるのではなく、降雨パターンについても検討し、一見同じに思われる崩壊箇所と非崩壊箇所とに何か違ったものがないかどうか、もう一度考え直すことである。崩壊形態の予測を少しでも客観的、合理的なものにするためには、次のような事項につき、それぞれ詳細につめていくとよいと思われる。

(i) 不連続面(崩壊面)の想定

強度および透水・浸透に関して、多少ともはっきりした不連続面がどこにあるかを調べることである。よい露頭があれば、踏査・観察でも十分なことが多いが、植生があったりする場合、ボーリング、サウンディング等が必要である。透水・浸透については、湧水箇所を調べたり、簡単な透水試験を実施することになる。これらの不連続面は二つ以上であることが多いが、ここでは一つにしばらくしておく。

(ii) 斜面形状より崩壊面を想定

つぎに述べるような場合は、斜面形状から崩壊面を想定されやすいが、最終的には、地盤性状などの要素と合わせて決めることになる。

図-1 のようにオーバ・ハングしていれば、その崩壊面は予想しやすい。

図-2 のような縦断形状の斜面では、凸から凹に変換する変換点が崩壊の頭部になりやすい。



図-1

図-2

横断形状についていえば、はっきりした谷形または沢形よりもわずかに谷形または沢形したものの方が崩壊する割合が高い。

(iii) 現在見られる斜面の変状より崩壊面を想定

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らより崩壊面の形を推定できることが多い。

つぎに、対象とするがけ(斜面)に降雨があった場合について考えていく。崩壊の誘因としては、この他に地震があるがここではとりあげない。

(iv) 表面流水による侵食

斜面背後地形より水量、斜面形状より流速、植生・地表状況より侵食に対する抵抗を検討する。当然のことな

がら、シラス等の侵食に対する抵抗が弱い地盤で特に重要な要素となる。つぎに、雨水が地表面より浸透し、これが崩壊に結びつく場合であり、以下に述べる要因に分けることができる。

(v) 間隙水圧の上昇

湧水箇所、付近の井戸あるいはボーリング等より常時の地下水位を推定する。次に、斜面およびその近傍の地表面より浸透した雨水による間隙水圧の上昇を検討する。この場合は、植生・地表状況による浸透の程度、地層の走向・傾斜(流れ盤か受け盤か)、地下の不透水層の形状等がおもな要素である。地表近くに相対的にその上層より難透水の地層があり、常時の地下水位がこの地層より下にある場合は、集中豪雨時に地表よりの大量の浸透水で、間隙水圧が地表面近くで局部的に上昇し、崩壊の原因となることが多い(図-3)。

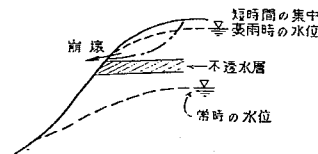


図-3

常時、地下水位より上にある地盤は不飽和の状態であり、これに雨水が浸透すると土の間隙中に占める水の割合が多くなり、空気の割合が少なくなっていくが、不飽和状態においても、間隙圧が発生する場合があることを示す実験データも報告されている。これには、間隙中の空気の量、浸透水の量、速度および間隙から空気が地表へ逃げて行く速度などが関係し、定量的な解析は困難だが定性的には、空気の占める割合が減ってくれば、間隙圧は、間隙が完全に水で満たされたときの間隙水圧に近くなる。長期間降雨があり、その後強い降雨があるとき、斜面が崩れやすいのは、間隙中の空気の割合が長期間の降雨で減っており、この状態で、地表より大量の水が浸透すると、常時、間隙圧がなかった地盤(土)に高い間隙圧が発生することになり、これがおもな原因の一つと考えられる。

なお、間隙水圧は水が流れているときは地下水頭と一致しないので、安定計算を行なう場合は注意を要する。

間隙水圧上昇のもう一つの型として、斜面から遠く離れた範囲に降った雨が地表面より浸透し大量の地下水となり、これによって斜面中の間隙水圧が上昇するものがある。これは斜面と背後地の標高差などの地表面の地形以外に、水道の形状ならびにそれに関連する透水層および不透水層の形状・性状、断層・破砕帯の性状など地下の構造に大きく左右される。これに対しては、単に常時および降雨時の湧水状況を調べるだけでは不十分で、こ

れを地下構造と関連させて検討することが必要である。ボーリング等による地下構造の把握、ボーリング孔での地下水位の変化の測定、さらには地下水換層、地下水追跡、水質試験の実施が望ましい。

㊦ 含水率の増加による土および岩の強度低下

崩壊に関連する水の問題としては、間隙水圧以外に、斜面を構成する土および岩が浸透水や地下水によってその含水率が増加し、化学的および物理的变化を受けて強度が低下する問題がある。一般の土および岩でもこの現象は見られるが、シラスや凝灰岩等の火山碎屑物や蛇紋岩等の特殊な岩石では、特にこの傾向が著しい。崩壊に関連して、この強度低下の程度を検討することは重要である。

㊧ 飽和度の増加による斜面の地盤の重量増

斜面を構成する地盤に浸透水や地下水が供給されると土の間隙や岩の割れ目に水がはいり、飽和度が増加し、単位体積重量が増すことになる。これは斜面をすべらす力 (Sliding Force) の増加となり、斜面崩壊の一つの要因となる。これは、斜面に間隙の多い土や割れ目の多い岩がある場合に特に検討すべき事項である。土の間隙や岩の割れ目を水で満たしていくには、そこにある空気を追い出すことになり、したがって、ある広がりを考える場合、飽和度の増加は時間がかかる。したがって、長期間連続して降雨があるとき、この事項は重要になってくる。

㊨ パイピングによる局部崩壊とその進行

地下水あるいは中間流の湧水によって斜面の表面でパイピングが生じ、局部的に地盤の洗い出しが始まる。この局部的な破壊が進行すると、潜在的なすべり面の足もとをさうらう形になり、大きな崩壊につながることもある。常時、湧水のある箇所では、降雨時に水量の増加が著しい箇所が、また常時は湧水のない箇所では、火山灰や風化が進んだ凝灰岩など、流水によって洗い出されやすいものなどが危険度が高い。

㊦～㊨は斜面崩壊の要因になる水の問題のうち、たとえば、一つの集中豪雨の降り始めの少しく前から、降り終ってせいぜい数日後の期間を考えればよいような、比較的短期間の現象であるが、これに対して非常に長期間に少くずつく進行し、崩壊に結びつくものとして風化がある。

㊩ 風化

これは、第三紀の泥岩などに見られる湿潤～乾燥の繰り返しによる表面近くの風化と、花崗岩に見られる深部の風化とがある。また、化学的变化による風化と、ひび割れの発生などの物理的な風化にも分けられる。切り取り面などでは、この他、斜面の応力状態の変化 (主として表面近い部分の応力緩和) による強度低下があるが、これも広義の風化に入れる。風化を考える際は、切

取りなどの人工が加わっておればそれからの経過日数、凍結など風化が急激に進む気象条件および蛇紋岩、凝灰岩、温泉変質岩など風化しやすい地質があるかどうかをおもな検討事項である。

3) 崩壊発生時の被災状況の想定

つぎに、2) で述べた事項を総合的に検討して、崩壊の形態を想定し得たなら、つぎには、それがどのような災害をもたらすかを想定する。ここでは、まず問題となるのは、崩壊形態は降雨パターンと関連して、一つの斜面で、複数の形態が想定される場合である。堅固な岩の上に薄い表層のみがある場合は、表層の崩壊だけを考えればよいが、このようなケースはむしろまれで、一般には2～3の崩壊形態が予想されるのが普通である。これに対しては、

- i) 集中豪雨等の異常気象の規模とその確率——この際は、過去の異常気象記録とそのときの崩壊の状況が参考になる。
- ii) 今後何年間のことを考えるか。
- iii) 壊崩対策の規模と経費——行政上および社会的制約が、その前提として検討されねばならない。

実際上の取扱いは、ある降雨条件 (総雨量、単位時間最大雨量、継続時間等) までのものに対しては崩壊防止工事で、それ以上の降雨に対しては、避難という二段がまえが一般にとられている。

この際の技術的問題は主として次の三つの点である。

- i) 崩落する土砂量
- ii) 崩落する速さ
- iii) 崩落土砂の到達距離

i) は崩壊の形態から概算できる。ii), iii) は崩落土砂の粘性、斜面の形 (高さ、勾配) の他、いったん崩壊した後、土砂にとの程度の衝撃が加わるかが重要な要素となり、理論的にはほとんど解明されていないのが現状である。昭和46年度全国約200例のがけ崩れについて

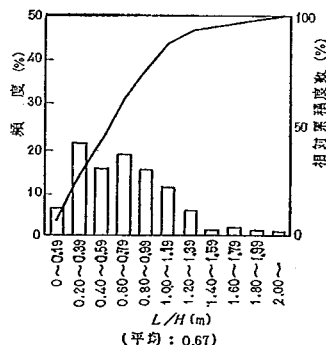


図-4 崩壊土到達距離/高さ 頻度

の実態調査によると、崩落土砂の到達距離 L は、これと崖高 H との比 L/H の傾度を求めてみると図-4のとおり平均0.67で、 $L/H=1.00$ までで全体の70%程度を占め、 $L/H=2.00$ をとると99%までがはいる。

3. 急傾斜地崩壊防止工法

急傾斜地崩壊防止工事は、急傾斜地の崩壊自体が地形、地質および降雨、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むずかしく、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。ここでは、崩壊防止工法の考え方について述べる。降雨による崩壊を防止するという見方から、工法は次のように大別される。

(A) 雨水が崩壊をもたらす要因については2.で述べたが、これらに対する防護を目的とするもの、これは2の(a)から(c)に対するものとなる。

(i) 表面流水による侵食防止工

① 植生工(種子吹きつけ、張り芝、筋芝)

植生工は斜面を植物で被覆して、侵食を防止する工法で、植物を使用するという点に特色がある。コンクリートや石材などを使用する工法に比べると、工費が低廉で美観上も好ましい。しかし、植物は生き物であるから施工時期や施工場所に制約があり、施工後の維持管理が必要である。

② 人工材料による表面侵食防止工

本工法は、セメント系、アスファルト系、合成樹脂系、合成繊維系、金属系などの人工材料を使用した保護工で、おもな工法としては被覆工、吹付工、ブロック工、格子わく工、柵工、蛇かご工などがある。個々の工法については、ここではふれないが、これら自体のすべり止めには留意しなければならない。また、これらの工法は、表面侵食防止の他、雨水の浸透防止、パイピングによる局部崩壊の防止等の効果もあるので、崩壊のおもな要因がなんであるかという点と美観、経済性から工法を決めればよい。

(ii) 雨水の浸透防止工

① ②で述べた工法のうち、柵工、蛇かご工を除いては浸透防止効果をもつが、ここでは省略する。

② 表面排水工

表面排水路を設置するときには、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。斜面の背後地からの表流水も排除されなければならないが、集中豪雨時にり肩部の排水溝の水が溢れてかえって崩壊につながった例もあるから、逆効果にならぬよう配慮が必要である。水路の安定のため、10~20m程度の間隔に帯工を設け、地盤が悪い場合は杭によって排水管を

固定することがある。

(iii) 間隙水圧の上昇の防止工

① (a)で述べた雨水の浸透防止工は、間隙水圧の上昇防止につながるが、ここでは省略する。

② 浅層地下水排除工

地下水は斜面崩壊と深い関係にあるが、自然地山の地下水は水道として分布しており、その探索および処理は簡単でない。この地下水を分類すれば、浅層地下水と深層地下水に分かれる。前者は流速が比較的小さく(10⁻² cm/sec 以下程度)、降水の直接浸透したもので、その水位は降水に敏感に影響され、水質も降水のそれに近い特質をもっている。この地下水は土の中の小さな亀裂、礫と土のすき間、および相対的に不透水層の上にある透水層(これも透水係数はどちらかといえば小さいことが多い)を通るため、排水効果を上げることが困難な場合が多い。

②-a 暗渠工および明暗渠工

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、地表の凹部に集まることが多いので、暗渠網は地表排水路網と一致することが多い。そこで図-5に示すような明暗渠工が用いられる。



図-5 明暗渠

③ 深層地下水排除工

深層地下水は、斜面の後背地に降った雨水が地下の滞水層に達し、水道を通して流れる。その水位は短期間の降水に対しては鈍感で、長期間連続した降雨や融雪に影響される。深層地下水には基盤の表面を流れるものと基盤内を流れるものの2種があり、前者は基盤の地形に従ってその凹部に沿って流れ、後者は基盤の中の断層や破碎された部分や亀裂をその通路としている。斜面の規模が大きい場合は、この深層地下水が崩壊に関係することが多いが、斜面の規模が小さい場合は、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となることが多い。工法としては横ボリング工がほとんどで、集水井工、排水トンネル、地下水遮断工は特殊な場所以外は使用されない。

(iv) 含水率の増加による土および岩の強度低下の防止工

これは地表よりの浸透水や地下水の供給によりもたらされるものであるから、これに対する防護としては、(a)の浸透防止工および(b)の間隙水圧の上昇の防止工とな

る。ただ、水を含むことによって急激に強度が低下する土や岩がある場合は、これに水がはいらないようにするよりも、これを取り除いたり、土やコンクリートで置換えたり、あるいは、擁壁等で強度が低下しても力のバランスがくずれないようにすることを検討した方がよい。

(v) 飽和度の増加による地盤の重量増の防止工

これは上述の(iv)と同じ条件にある。将来の方向としては、間隙の多い土や岩に対しては、その間隙を合成樹脂などの軽い物質で充填することが検討されるだろう。

(vi) パイピングによる局部崩壊とその進行の防止工

パイピングによる局部崩壊を防止するには、地下水の流れが地表近くである箇所で集中しないようにすることで、もし常時湧水している箇所などに降雨時湧水が集中し水量、流速とも増大する時はこれによる土や砂の粒子の流出を防止しなければならない。前者の目的では横ボーリング等で他の箇所へ排水させるが、この際は岩が出ている所があれば、そこからボーリングするなど、新たな流出がないようにしなければならない。後者の目的では湧水個所に透水性のマットや蛇籠を置いて、流出を防ぐ。いずれにしても土粒子や砂粒子の流出を防ぎ、かつ間隙水圧の上昇をきたさない配慮が必要である。なお、(a)で述べた間隙水圧の上昇の防止工は間接的にパイピングに対しても有効である。

(vi) 風化の進行防止工

風化の原因としては、熱、水、湿潤～乾燥の繰り返し、凍結、応力緩和がある。したがって、前述した雨水の浸透防止工、地下水排除工等いずれも風化の進行防止に役立つ。また、つぎに述べる押さえ盛土あるいはアンカー工等は応力緩和を防ぐ効果がある。したがって、実際は第三紀の泥岩などに特に切り取った後風化しやすいものや、あるいは冬季凍結が著しい場合に、風化の進行防止を検討するのが現状である。

(b) 雨水の作用を受けても崩壊が生じないようにするもの

斜面が降雨により崩壊する要因およびそれに対する防護工についてはすでに述べたが、つぎに、これらの雨水による作用を受けても崩壊が生じないようにする工法が考えられる。これは、各種の構造物や押さえ盛土等で崩壊しないように力のバランスをとる方法とグラウト等による地盤改良を行なう方法とに大別される。

(i) 抑止施設

(i)-① 擁壁

急傾斜地などの斜面では、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不可能で、次のような目的をもつことが多い。

a) すべり土塊をその下部でおさえる (図-6)

斜面上に基礎をとるので高い擁壁はできず、その地盤は岩など良好であることが望ましい。

b) 抑え盛土のためのもの (図-7)

c) 斜面の下部 (脚部) の安定 (図-8)、(図-9)

もたれ擁壁は場所をとらないので急傾斜地ではよく使われる。壁体と裏の土圧とが押し合うことによって均衡

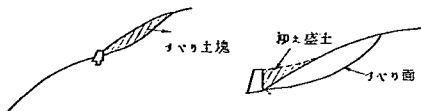


図-6

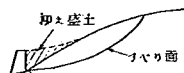


図-7

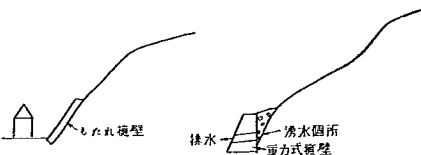


図-8



図-9

を保っているから、基礎地盤の沈下、壁体のすべり出し等が起こることはもちろん壁体の移動がないことが大切である。このためには、排水に注意する必要がある。

なお、擁壁の種類としては、コンクリート、ブロックおよび石積み、枠の他最近では施工法の面から鋼製のものが注目されている。

また、斜面上に基礎をもつ擁壁では、滑動抵抗が不足することが多くキイ (底面突起) をつける他、アンカーやテンションタイを用いるので、自重で土圧を支えるとされる擁壁というよりはむしろ外部より支柱で支えられた土留め壁に近い場合もある。

(i)-② 杭工

これは限られた用地で大きな横抵抗力をもつ構造物として、(i)-① 擁壁の代りとして用いられることが多い。杭の根入れ深さは杭の全長の $\frac{1}{3}$ 以上がすべり面の下の基礎地盤にはいることが必要とされている。直接杭を打ち込むよりボーリングを行なって掘孔した後、管鋼、H鋼鉄筋コンクリート杭を挿入して、まわりをグラウト等で固める方法がとられることが多い。

また、杭と杭との間に矢板等をわたして、薄い表層滑落等に対して土留め効果も期待することもある。

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り、将来はますます使われるであろう。

(ii) 斜面形状の改良

これは斜面の勾配をゆるくしたり、斜面の途中に平場を設けて階段状にしたりして、斜面の安定性を高めるものである。後に述べる不安定土塊の除去に伴って施工されることが多い。急傾斜地では、かけ面だけに人家がなく、その上部と下部の平坦地には人家があることがあるが、このような所では、用地の制約を受けて施工が困難なことが多い。また、排土作業、排土の運搬にも種々の制約を受けがちである。斜面が続いている場合は、ある範囲だけ斜面形状改良を行なってもそれに接する部分が新たに危険になったりするので注意を要する。

(ii) 押え盛土

これは(i)-①(b)に示したように、すべり面の下部に盛

土し、力のバランスによりすべりを抑止するものである。盛土の量によっては、それ自体の安定のため、広い用地やあるいは擁壁等の構造物が必要であったりして採用できないことが多い。また斜面上で小さなすべりを押さえ盛土で止めようとするときは、盛土自体の安定性以外に盛土部の下方に潜在性すべりが存在するか否かと、もしあれば、すべりを誘発するか否かの検討が必要である。

(v) 地盤改良

セメントモルタル、コンクリートモルタルあるいは薬液の注入により地盤を強化する注入工と、ロックボルト、アンカー等によってプレストレスを導入してせん断抵抗力を増加する工法がある。注入工は、不安定土塊の重量増を伴うので、これが著しい土や砂から成る地盤に用いられることはまれで、主として岩から成る斜面が対象となる。ダムや基礎などと異なって斜面の表面近くでは注入時に圧力がかけられないこと、強度増加の効果がはっきりしないこと、薬液の場合は特に時間経過による劣化等の問題があり、あまり用いられていないのが現状である。ロックボルト工、アンカー工は岩自体は堅硬であるが、割れ目があるものに用いられている。アンカー工は地盤改良効果を目的にするよりもむしろ斜面安定構造物、たとえば擁壁に作用する土圧をアンカーで受けもたせる目的で用いられることが多い。

(c) 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

これは斜面にある不安定土塊の除去で、一般に排土工と言われるものである。この工法は、最も確実な効果を期待できる工法の一つで、急傾斜地対策工ではよく用いられる。すべり土塊の全部を排除する場合と一部を排除する場合があるが普通は後者の方法が用いられる。

排土は上部より始めて下部に及ぶ施工方法を採用する。住居が近くにあるときは、施工中落石等で被害がないようにしなければならない。このため、一度に排除せず少しずつ区切って施工する。施工時期は乾季が最も適当で、降雨時には土の粘性が増して、排土の能率も悪く災害が発生する可能性が高い。土塊の排除がそれより上部のすべりを誘発してすべりが拡大する可能性がないことを事前に十分検討しておかねばならない。もし上方のすべりが小規模なら、これについての排土が必要だし、規模が大きい場合には本工法の採用を見合わせるべきである。排土後のり面は、地形および地質(土質)に応じて、表面排水工あるいはり面保護工を行なう。表層滑落型の斜面で、表層を排除した後基岩が露出する場合があるが、このときでも、割れ目などが発達していて風化されやすい岩質であれば吹きつけ工等を施す。土塊の排除は斜面形状を整形して全体の安全率を高める効果も合わせてもつ場合がある。

4. 工法の選択

3.で各種の工法につき述べたが、つぎにこれらの工法をどのように組み合わせるかで実際に工事を行っていくか

についてふれてみたい。くり返し述べたように、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、地震もきわめてその条件がとりにくい。実際に施工する段になると工費および社会的制約の他、人家に近い、重機械の搬入しにくい所で施工することになるので、これからの施工法の制約も受けることになる。したがって、実際は非常にケース・バイ・ケースということになるが、一つの典型ということで述べてみたい。

まず、基本的な考え方として

(I) 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する。

その後

(II) 表面侵食、風化、部分的崩落の防止をする。これは主としてり面保護工になる。

工法を考えるには、まず、2.の崩壊形態の予測で述べた各事項を個別的および総合的に検討して、どのような崩壊要因で、どのような形態で斜面が崩壊するかを想定する。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ことになる。つぎに、対策工事の順序であるが、

I-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)。

I-2 これに伴う斜面形状の改良(工法B)

I-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)。

I-4 斜面全体の安定性を考えて適当な抑止施設を設置する(工法B)。

I-5 崩壊に最もつながらる要因の排除(工法A) — この段階では前に述べた工法Aのうち(i)、(ii)、(iii)は問題にならずに、また、(iv)、(v)が非常に問題となるものはI-1、およびI-2で取り除かれていることが多いので、(ii)と(iii)が対象となる。

I-6 のり面保護工を助けること—IIで述べるのり面保護工だけでは、表面侵食、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、おもに豪雨時に斜面の背後地からくる表面流に対する工事になる。

以上の工事により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する。実際はI-1～I-6のうちすべてを行なうのではなく、崩壊形態、おもな崩壊要因および用地などから判断して、このうちいくつかを行なうことになる。

つぎに、IIのり面保護工を行なう。これは表面侵食、浸透防止、および風化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。

前に述べたように、実際の工事では用地、工費などの制約から行ないうる対策工事にも限界があることに留意しなければならない。このような意味で、工事完成後も豪雨がいったときに構造物に小さなクラックがはいると

うな変状が生じないか等の観察が大切である。また、排水路がつまっていたりすることがないよう平常の維持管理も重要である。

5. 安定計算の考え方

つぎに、急傾斜地崩壊対策に対する安定計算の考え方について述べる。ここで対象となる斜面は一般に自然斜面であり、比較的等方・均質な盛土などの人工斜面に対して土質工学で研究・開発された手法をそのまま適用できないことが多い。もちろん、土質力学でも複合すべり面の安定計算法が提案されており、急傾斜地においても、想定すべり面を多少修正することによって、複合すべり面に近似して計算を行なえる場合もある。最近、土や岩にも使われ始めた有限要素法は異方性の問題を取扱うのに有力な手段であるが、これも計算と施工後の実測との対比割合が少なく、現場で実際に使いにくいのが現状である。また、計算を行なう際に必要な地盤の真の強度、透水係数等が現位置試験、室内土質試験によって簡単に求めにくいという問題がある。以上のようなことに加えて、安定計算を行なう際のもう一つ的前提である降雨条件の設定の困難さがあげられる。

このような理由で、急傾斜地対策工事においては、安定計算を行なって構造物の設計をする場合が少ないのが現状である。従来の経験にもとづいた技術者の工学的判断 (Engineering Judgement) に頼らざるを得ないにしても、なんらかの計算を行なって、工学的判断、理論的計算、施工後の実測の三者の資料を集積して少しずつ急傾斜地対策工事を客観的・理論的なものにしていかねばならない。一般的なケースについて、現状で理論的検討を行なうとすると、それはつぎのようなことになる。

(1) まず、2の崩壊形態の予測で述べた各事項を個別のおよび総合的に検討して、どのような崩壊要素で、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。サウンディング、透水試験、採取した試料の土質試験が行なわれていれば、上述の崩壊形態の予測の精度は向上する。

(2) 崩壊をもたらす雨水の作用について、2で六つの事項をあげたが、このうち、表面流水による侵食、湧水等によるパイピングがもたらす局部崩壊、風化の進行の三つは、現状では理論的取扱いがほとんどできない。これらは、経験にもとづく工学的判断により、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不透防止し得たとしても、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、間隙水圧の上昇、含水率の増加による地盤の強度低下、飽和度の増加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 $F=1$ 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。崩壊の形態が二次元的に取り扱え、しかも滑落面の形が簡単なときは、以下に述べる検討を行なえる。

(5) 地盤の強度を地盤調査結果により求める。

(6) 地盤性状等から過去の最も条件の悪かったときと、今後ある確率の降雨に対して、間隙水圧の大きさ、その分布を想定する。

(7) 含水による強度低下については不攪乱試料の三軸試験等で求めることが考えられるが、側方拘束条件および試料の採取方法に工夫がある。

(8) 含水による重量増についても飽和度～重量増および間隙比～重量増の関係を室内試験で求める。

(9) (6)と(8)により過去の最も条件の悪かったときの間隙水圧の分布、単位体積重量を定め、このときの安全率 F を1として、地盤の強度定数 ($c, \tan \phi$) の組合わせをつくり、これを(5)および(7)により再検討し、過去の最も条件の悪かったときの地盤の強度を定める。

(10) (9)と同様にして、今後ある確率の降雨時の安全率が1よりどれだけ低下するか検討する。

(11) 過去の経験にもとづく工学的判断および上述の検討により、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 (1.2~1.5) となるように抑止施設を設計する。

(12) もう一度、全体を見直し、仮定した条件に落ちがないかチェックする。ここでいちばん問題になるのは、大量の中間流等の湧出であり、地形、地質よりこの可能性を再検討する。もし危険があれば排水施設を考える。

あとがき

急傾斜地崩壊対策はますます緊急なものになってきているが、技術的にはようやくその実態を整理検討している段階で、危険度判定、崩壊予知、崩壊防止工法については、ようやく手をつけ始めたところで、本文に述べたものの他、地震、風および植生など、多くの問題が未解決のまま残されている。従来の経験、施工事例の資料を充分活用することももちろん、これに多方面で得られている科学技術を応用して、技術水準の向上を計らねばならない。しかし、なにぶん対象が自然なので100%の安全はあり得ないことは留意しなければならない。崖くずれはその性格上、土質力学、水理学をはじめ多方面に問題が関連しているので、多くの専門分野の方々のご援助をお願いする次第である。

参考文献

- 1) 中村二郎：急傾斜地崩壊の実態とその対策について、コンストラクション、Vol. 10, No. 8, 1972
- 2) 渡正亮：地すべりと崖くずれの現況とその対策、土木学会誌、Vol. 57-10, 1972
- 3) 安江朝光：急傾斜地の分類基準、地すべり Vol. 7, No. 4, 1971

IV. 急傾斜地の調査*

渡 正 亮 安 江 朝 光 大 久 保 駿

1. まえがき

急傾斜地崩壊（いわゆる崖崩れ）の災害が毎年いかに多くの場所で起り、いかに多くの人命を奪っているかは昨年の集中豪雨、台風等による記録を見れば明らかである。毎年この災害は増えこそすれ減ることはない。建設省ではこれらの災害を未然に防ぐために対策事業を行なっているが、建設省砂防部の調べ¹⁾によると、人家5戸以上に影響のある危険斜面は全国で約13,000個所の多きを数える。この数字の大半は自然斜面であり、複雑な性質を持っている。このような膨大な危険斜面に対策工事を施すのであるから、その工法に対して適切な基準がなければならない。と同時に適切な対策工法を決めるためには充分その斜面の調査を行なっておかなければならない。本稿では、急傾斜地で行なう調査の着眼点と手順を説明して、現場での実務の参考に供したいと思う。

2. 急傾斜地調査の特徴

土木・建築構造物を築造する場合地盤調査を行なうが、急傾斜地崩壊防止工事を行なう場合も、地盤調査を中心とした調査が必要である。急傾斜地における調査は構造物の設計条件を与えるためのものより、むしろ斜面のどの部分がどの程度の規模で崩壊することが予想されるかという崩壊予測につながる意味の方が強いところに特徴がある。急傾斜地で行なう調査はこのような前提に基づいて行なうのであるが、急傾斜地の持つ特徴は、まず、① 対象地盤が自然地盤からなる急斜面である。ことであり、法律上の定義からいえば、② 傾斜30°以上、崖高5m以上の斜面であり、③ 斜面上、下部には人家のある生活圏に密着した土地であり、したがって、④ 斜面には切土・盛土・水路のつけ替え等の人工が一部加わっていることもあり、まったく自然な斜面でない場合もある。⑤ 斜面自体も土地利用がなされている場合もあり、自然に形成された斜面の特徴が変えられている場合もある。⑥ 普通は斜面全体が植生で被われている。また、⑦ 人家に影響を及ぼすおそれのある斜面を急傾斜地と呼び、まったく類似の斜面であっても人家に影響がなければ急傾斜地と呼ばない。等である。

このような特徴をもつ急傾斜地において調査を行なう場合、種々の制約あるいは特徴があるが、それらは、① 対象斜面のみにとらわれず、背後地・周辺の地形、地質、土地利用、植生、水理条件等の調査が必要で、② 斜面周辺の人家がそこにある理由——たとえば生業のため、水を得るため、他の災害を避けるため等——いつ建てられたか、その間に付近で崩壊があったか等の人間の生活環境の調査が参考になる。斜面自体に目を向けると、③ 急斜面であり、植生に被われているため作業が非常に危険で困難である。したがって、④ 大規模な器械、装置は持ちこまず、簡単に迅速に作業のできるものでなければならない。また、⑤ 斜面上下端には人家があるため、人家に被害あるいは悪影響を与えるような調査はできない。⑥ 斜面の地盤構成は複雑かつ不均一であり、土の性質から岩の性質まであらゆるものを持っている。⑦ 土の性質、岩の性質それぞれの調査法はある程度確立された手法があるが、その中間段階のものについて未だ確立された手法がなく、特に急傾斜地ではこの中間段階のものが多く、その調査法は未発達分野である。しかし、⑧ 急傾斜地崩壊の厚さはせいぜい3～4m程度までであり、この程度の土層内の調査を行なえる方法でよい。また、⑨ 自然地盤であり、複雑な土層構成を持っているので地点ごとのこれらの差異は著しく、できるだけ面的な調査が望ましい。一方、⑩ 対象区域が小さく、その対策および調査に使える経費は少なく、経費のかかる調査は行なえず、間接的な方法が主体となる。崩壊現象は、⑪ 地すべりと異なり、崩壊の前駆現象はつかみにくく、また、崩壊現象は短時間で終るので、継続的な斜面変位観測は行なえず、現象の始まる前に防止工事は完成していなければならない。⑫ そこで予想される崩壊を考慮においてその位置、規模等を知るために調査を行なうことが対策工事の設計、施工の最も重要な点である。等である。

これらのほとんどは調査を行なう場合の制約条件となり、急傾斜地における調査が非常に困難でむずかしい理由でもある。

急傾斜地の調査法はまだ確立されたものがなく、開発改良を進めなければならないが、現在の段階で能率的なそして合理的な調査を行なうために、これまで経験にた

* 新砂防8号、Vol.25、No.1に掲載

よってきた調査の根拠を裏付けることによって一般性を持たせて、現場の技術者が同じ考え方にたってできる調査法の骨格をまとめてゆかねばならない。

3. 急傾斜地崩壊の分類

全国的13,000個所の崩壊危険斜面それぞれ異なった性質を持っているが、ある性質について分類してみるといくつかの型にまとめることができ、類型化して取り扱うことができ、対策事業の組織的な実施に役立つ。崩壊の分類の方法は幾通りもあり、どの因子に重点を置くかによって異なる。分類の基準には、① 地質による分類、② 崩壊型式による分類、③ 斜面構成物質による分類、④ 崩壊要因による分類、⑤ 崩壊規模による分類、⑥ 崩壊位置による分類、⑦ 崩土の状態による分類、⑧ 崩土の運動型態による分類。等が考えられる。これらはまったく独立のものではなく、それぞれ密接な関連を持っている。この中でも特に重要な分類の方法は、②、③、④であり、④は降雨、風、地震、気温変化等の誘因となるべき要因による分類と、崩壊時の土層のせん断破壊、引張破壊等の破壊現象による分類を含める。②、③については観察または比較的簡単な調査によって推定できるもので、⑤、⑥は精査を行なった後に推定できる。

ここで述べる分類はあくまで類型化に視点を置き、作業が簡単に行なえ、かつ、主観的な判断が入らぬという観点から行なったもので、これはすでに各県で統一的に用いられている。

(1) 崩壊の様式別分類

崩壊の様式の種類を崩落（剝離、落石を含む）と滑落に分けた。さらに詳しく分ければクリープ崩壊、層状すべり、土砂流状崩壊、スランプ型崩壊等があるが、現場での崩壊予測、対策工事のための分け方は崩落、滑落で充分と思う。崩落は不安定土塊が落下するものであり、崩落面は鉛直に近く、崩落面では引張り抵抗力は作用するが、この面にはせん断力はほとんど作用しない。滑落は境界面沿いにすべり落ちるもので、境界面ではすべりに抵抗するせん断力が作用する。この面ではクリープすることによりある程度前駆現象（亀裂、変状など）が表われるが、地すべりに比べ、その現象が不明確でしかも滑落直前に表われることが多い。

(2) 斜面構成物質別分類

表-1 に示すように7区分を行なった。表

土、崩壊土はすべての地質の斜面に存在するものであり、崩壊が起ると考えた場合、その下層の地山（基盤）が何であれ、表土あるいは崩壊土のみが崩壊するもので、基盤が崩壊するものではないという考え方にたっている。後の3～5は上部に表土または崩壊土がのっている崩壊はさらにその下の基盤の中で起るという考え方で分類してある。この表土、崩壊土等と以下のものは本質的に異なり、1、2の表層土の崩壊、3、4の土砂状の基盤の崩壊、5、6、7の岩状の基盤の崩壊の3つに

表-1 斜面構成物質別分類

1. 表土	} 表層土
2. 崩壊土	
3. 火山砕屑物	} 地山(土状のもの)
4. 段丘堆積物	
5. 強風化岩	} 地山(岩状のもの)
6. 岩 (I)	
7. 岩 (II)	

表-2 崩壊型式別分類

1. 表土	(1) 崩落	1-(1)
	(2) 滑落	1-(2)
2. 崩壊土	(1) 崩落	2-(1)
	(2) 滑落	a. 基盤との境界 2-(2)-a b. 崩壊土中の滑落 2-(2)-b
3. 火山砕屑物	(1) 崩落	a. シラス・ローム等 3-(1)-a b. 風化した集塊岩、凝灰角礫岩等の崩壊 3-(1)-b
	(2) 滑落	シラス・ローム等 3-(2)
4. 段丘堆積物	(1) 崩落	a. シルト層等の不透水層がある場合 4-(1)-a b. 礫を含むルーズな堆積物からの礫の抜け出し 4-(1)-b
	(2) 滑落	4-(2)
5. 強風化岩	(1) 崩落	5-(1)
	(2) 滑落	a. マサの滑落 5-(2)-a b. 温泉余土 5-(2)-b
6. 岩 (I)	(1) 崩落	a. 割れ目で囲まれたブロック崩壊 6-(1)-a b. 互層になっている時、下層が侵食に弱く、上層が残されているもの 6-(1)-b c. 同一地層でも下部が侵食に弱く、上部が残っているもの 6-(1)-c d. 熔岩の節理による崩落 6-(1)-d
	(2) 滑落	a. 地層の境界面での滑落 6-(2)-a b. 断層、割れ目の組み合わせによる滑落 6-(2)-b c. 礫岩・集塊岩で礫と粘土、石炭・岩、火山灰などの膠着部の境界沿いの滑落 6-(2)-c
7. 岩 (II)	(1) 崩落	a. 互層になっている時、侵食に強い層が残る、それが崩壊 7-(1)-a b. 第三紀層の頁岩の表面剝離による崩壊 7-(1)-b
	(2) 滑落	a. 頁岩の層理面沿いの滑落 7-(2)-a b. 砂岩・頁岩の二層にまたがる滑落 7-(2)-b

大別できる。

(3) 崩壊型式別分類

(2)で分類を行なった斜面構成物質をさらに細分し、これを崩落、滑落の区分と組み合わせて表-2に示すような25通りの区分を行なった^{21)・22)}。斜面構成物質の細分は、土層内の不連続面の位置、湧水の有無、断層、割れ目の位置の方向、強弱2層の組み合わせ等、崩壊面を規定するような性質に注目して行なっている。

4. 急傾斜地調査の手順

急傾斜地の崩壊の要因の中で誘因に属するものは外力としての降雨、気温（凍結・融解）、風、融雪等の気象条件と地震力があるが、ここで述べる調査は主として、これらの外力を受けたときに斜面が持っている素因に属する地形、地質、植生、水理水文条件、地盤構成等の性質が崩壊発生に対してどのような影響を与えるかという点に基づいて行なうものである。

調査全体を、調査準備、予備調査（概査）、本調査（精査）に分ける。これらの中に含まれる調査の内容と着眼点を図-1のようにまとめている。これらの前段階に対象区域の決定という作業が入り、ここではすでに概査に似た作業が一部行なわれている。精査が終了後はこの結果から対策工法決定のための検討を行ない、さらに対策工事完成後の効果追跡調査が含まれる。以下この一連の調査作業の順を追って説明する。

(1) 対象区域の決定

この作業はすでに建設省砂防部の全国的な実態調査により、勾配、長さ、高さ、急傾斜面および急傾斜地の面積等の地形、地質、地表水、地下水、地被物の状況、被害区域内の人家戸数等の現況等が調べられ、崩壊危険度および対策工事の重要性等から工事順位が決められる。対策工事施工場所が決定されれば、その区域において以下の調査を実施する。これに調査に使える経費、調査を行なう時期と期限、工事実施時期等の条件が与えられ、この範囲内で可能な調査を行なうことになり、概査程度しか行なえないものでもてくる。

(2) 調査準備

急傾斜地で精査を行なうのは、すでに対象斜面が決まって、その中で崩壊の規模、位置の予測を行ない、工法、工事の規模、施工位置決定という手順の中の1つとして取り扱うのが望ましい。上述のように必ずしも精査まで行なうとは限らないが、そこで得られる資料をできるだけ集めて、以下の概査、精査がやりやすいようにしておく必要がある。ここで収集する資料は(1)で集められたものの他に、地質図、地形図等の図書類、空中写真、降雨、気温、風等の気象資料、地震に関する資料、周辺の

過去の崩壊、災害記録、斜面周辺の人家の年代、居住の理由等である。

地質図によって対象斜面の基盤地質、風化土層、崖錐の発達、地層の境界面、断層、割れ目の位置等の大まかな地質特性の予備知識を得る。

地形図は以下の概査、精査で得られる情報を書きこむために用い、また、対象斜面周辺の広い区域の地形特性と、その中で対象斜面の占める位置を知り、対象斜面への流水（地表水、地下水）の流入、流出等の水理条件の大略を知ることができる。

空中写真は周辺の大地形をつかむのに便利であり、類似斜面での崩壊の位置等を知ることができる。降雨資料、地震資料と、過去の崩壊記録を合わせると、その地域で崩壊が発生するときの降雨、地震特性を知ることができる。このようにして得られた資料の段階でも、すでに対象斜面の崩壊の危険性がどの程度かの目安はつけられる。

(3) 予備調査（概査）

この予備調査は必ず行なわなければならない。精査を行なうためには必ず必要であると同時にこの概査だけで充分崩壊危険度、崩壊規模、位置の予測が行なえる場合もあり重要な調査である。

i) 地質

斜面周辺の地質を調べる。近隣の崩壊地で調べた地層の境界面をよく調べる。崩壊は同じような地層の境界面から起こることが多いから、これを対象斜面に適用できる。露頭では、風化の程度、硬さ、雨滴侵食、流水による侵食に対する抵抗度、断層、割れ目の位置、形状、弱層の位置、土層・地層の境界等を調べる。また、境界面がすべり面になったり水の供給源になったりするので、2つ以上の地層があればその境界面が斜面のどこに表われるか、またそれが地形的な境界（たとえば傾斜変換点）として表われているかどうかを調べる。表土、崖錐、強風化層は崩壊しやすいからその規模と分布を調べる。

ii) 湧水状況

湧水のある場所を中心に崩壊は発生しやすく、湧水の位置・量を調べておく。常時ある湧水では降雨中にその量が増えたり、減ったりするかを調べる。湧水が増えれば、その斜面は崩壊の危険性が高いといえる。また、降雨中のみ発生する湧水についても位置、量、湧りを調べておく。

地表下に浸透した水は、地下水面に達する前に木の根、土層中の間隙などの水みちを通して流れることが多く、これが斜面上にあらわれるとその部分から崩壊が始まる例が多い。

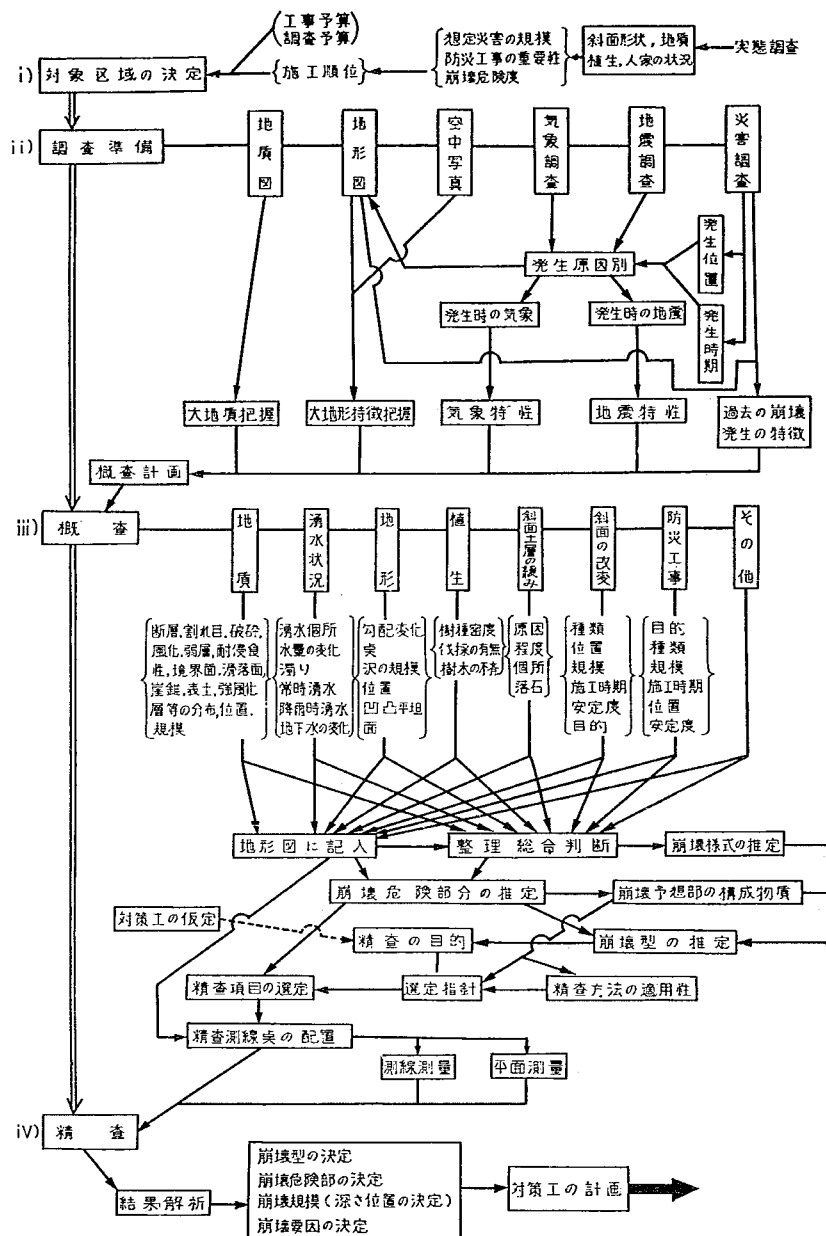


図-1 急傾斜地調査の骨組み

付近に井戸があればその水位の変化を調べておく。特に降雨中に水面が急激に上昇するような場合、その斜面は非常に危険である。

iii) 地形

上部および斜面内で張り出した状態になっている箇所はもちろん危険であり、斜面途中で平坦面があるような場合は滞水しやすく危険な場合が多い。沢の規模がその斜面で異常な大きさのものがどうか、崩壊によってできたものか、侵食によるものか、崩壊によってできた沢があれば拡大するおそれがある。斜面勾配の変換点、小さな沢形地形、凹み、段落ち、亀裂等の細かい地形の変化を調べておく。

iv) 植生

樹種、密度を調べる。一般に、竹、杉は地下水の豊富な所にあり、松、ヒノキ等は比較的透水性の良い地盤にある。植林の場合は経営目的のためか、治山のためか、伐採を最近行なったかどうか、風等のために樹木が不斉になっていないか、あればその付近の土層は攪乱されている場合が多く、水を浸透させやすく危険である。斜面の法肩の太木等は危険である。

v) 斜面土層の緩み

斜面土層の緩みは直接崩壊の危険度と位置を決定づけるものであり、念入りに調べなければならない。その原因が人工的（たとえば、表土のはぎとり、樹木の伐採、穴の掘削等）なものか、凍上、降雨、地表流、風による樹木の不斉等による自然のものかを調べる。いずれの場合も危険であるが自然のものはいずれ繰り返して起ることが予想されるので特に注意を要する。落石が頻繁に起るような所も危険であり、その位置を調べる。

vi) 斜面の改變

盛土、切土、流路變更等の斜面を変える行為があるかどうか、斜面上の盛土、斜面末端の切土、斜面上への水の放流等は特に危険であり、その位置、規模、施工時期等を調べる。また、これらの目的が、危険防止のためか、土地利用のためかを調べる。危険防止のためであれば、完全なものでない限りやはり危険である。

vii) 防災工事

斜面上に自衛の防災工事が施してある場合は、その斜面は昔から崩れた経歴があったか、あるいは危険であった斜面であることが多い。その目的が崩壊予防と、崩壊の復旧のためとあるいは土地利用を行なったためのものかの違いはあるが、いずれの場合でも完全なものでない限り、崩壊の危険性は持っている。防災工事の種類、施工時期、位置、安定度等を調べておく。

viii) その他

斜面全体の特徴から基盤の上のっている表土、崩壊

土等の分布、厚さ等の大体的見当をつけ、そこで想定される崩壊タイプの予想をつける。

斜面の縦断形が凹型になっている場合は下部には崩壊土がある場合が多く、その境目では勾配変化点がある。また、このような所は谷部に多く、植生も密であり、水分事情もよい。斜面形が凸型になっている場合は崩壊土はうすく、表土のみが被っている場合が多い。このような所の崩壊土は尾根状になっており水分事情が悪く、植生も比較的疎である。

複雑な形をした斜面では、勾配の変化点（特に凸部から凹部に変るような所）が崩壊の頭部になりやすいのでこの点を連続的に結んでみる必要がある。

以上の概査で得られた結果を地形図上に記入し、あるいは、表にまとめて整理し、崩壊のタイプと位置の推定を行なった後、精査に進む。

(4) 本調査（精査）

概査の段階で斜面に対するかなり詳しい情報が得られたわけであるが、精査は対策工事の位置、工法、規模等の決定のために、崩壊危険位置、崩壊の規模（深さ、広がり）、崩壊を起す誘因、崩壊型式、構造物設計のための土質特性等を調べる。精査の方法は何を知ろうとするかにより次のような種類に分けられる。

- ・サウンディング……………崩壊危険土層の深さ分布、基盤面地形、土層構成、土層の相対的な強度・密度、強度・密度の不連続等
 - ・土層観察……………土層構成、土層密度分布、土質試験用サンプリング、サウンディング・物理探査のチェック
 - ・地下水調査……………広域の地下水の挙動、地下水の流向、流速、流動層の位置、地下水位の変化、水質、透水性、透水性の不連続
 - ・物理探査……………土層内の速度変化、地盤構造、潜水層の位置、分布、基盤面地形
 - ・土質常数 強度試験…粒度、比重、含水比、単位体積重量、塑性・液性、強度、岩石試験、耐侵食性、根系分布
 - ・斜面変位調査……………斜面変形の長期的な観測、伸縮、ひずみ、割れ目の発達、間隙水圧の変化等
- 以上のような方法を目的に応じて、そして適用性によって選定しなければならない。

i) サウンディング

一般に急傾斜地で良く用いられるサウンディングの種類には標準貫入試験、スウェーデン式サウンディング、簡易貫入試験⁰⁻³⁾、コーンペネトロメーター等がある。その他にも静的・動的試験がたくさんあるが、いずれも原理的には同じである。急傾斜地の比較的浅い土層で用

いられる一般的な方法はスウェーデン式サウンディング、簡易貫入試験であり、これらは作業も容易である。

スウェーデン式サウンディングは玉石あるいは礫を含む土を除き、あらゆる土質に適用されるといわれるが、砂質土にはあまり有効ではない。表土や崩積土とその下層の境界、崩積土中の不連続面等を調べるのに有効である。

簡易貫入試験は、深度3～4 mまでの調査なら作業が簡単であり、打撃エネルギーが小さいのでわずかな土層の貫入抵抗の変化をとらえることができ、岩を除いたあらゆる土層に適用できる。玉石、礫を含む土質には不向きであるが、作業が簡単なので、短時間に多くの測点で調査ができ、斜面を面的に調べることができ、有効である。

標準貫入試験はN値が求められ、地盤の支持力、一軸圧縮強度への換算も可能であり、構造物設計のための基礎地盤調査には有効である。比較的浅い土層部分での調査には経費が高つく。しかし、標準貫入試験はこれだけで行なうのではなく、ボーリング孔掘削、コア採取ができ、ボーリング孔を用いた地下水調査、透水試験等も行なえるので非常にボーリングの用途は広く、経費の許す範囲でボーリングを行なうことが望ましい。

その他のサウンディング類は試験装置が大きすぎたり、適用範囲が狭かったりで用いられる例は少ない。できるだけ斜面内を細かく調査するために、作業の簡単な経費の少ない、かつ正確な方法で数多くの点で調査を行なうのが望ましい。

ii) 土層観察

急傾斜地の調査は主として地表面から間接的に地下構造を推定しようとするものであり、これらの結果を肉眼で確かめるために土層観察は必要である。付近に露頭があり、土層断面が見られる所は最も手取り早い、ない場合は、ボーリング、オーガーボーリングによる試料の採取、テストビット掘削等を行なう。

ボーリング、オーガーボーリングの試料は乱されており、不撓乱試料による土質試験も行なう場合は不向きであるが、標準貫入試験、地下水調査、透水試験等を行なう場合は用途が広い。特にオーガーボーリングは作業が簡単であり、浅い土層の観察を行なう場合は非常に有効である。

テストビットは深さが2 m程度までの土層を観察するには土層配列をあるがままの状態を観察でき、また、不撓乱の土質試験用試料を採取することができるので非常に有効である。掘削によって斜面土層を緩め不安定にしたり崩壊の危険を増すおそれもあり注意を要する。

iii) 地下水調査

急傾斜面に地下水があり、降雨時に水位の上昇により土層強度を弱めたり、斜面末端でパイピングを起こして崩壊するおそれがある場合は地下水の挙動について充分調べなければならない。斜面背後地区から斜面への地下水の流入、斜面末端での湧出、地下水流の流速、地下水の流動層の位置を地下水検層、地下水追跡で調べる。また、地下水位の降雨による変動が崩壊に大きく関係するので水位変化も調べる。地層内の透水性の土層沿いに地下水流が発生し、崩壊面になることが多く、この位置と相対的な透水性の変化を透水試験によって調べる必要がある。地盤全体の透水係数を求めるよりも土層ごとの透水性の相対的な比較を行ない、相対的な不透水層の位置を調べる方が重要であり、現場でこの目的に沿って行なえる透水試験の方法がいくつかある。

iv) 物理探査

急傾斜地で使える物理探査は大きく分けて、弾性波探査、電気探査、反射検層である。地盤構造が単純で、境界が明瞭な場合有効な方法である。

人家密集地の多い急傾斜地では火薬を用いることができず、掛欠程度の振源で行なわざるを得ない場合が多く、探査深度は概して小さい。また、急斜面で、地形の起伏も大きく、地形、傾斜の影響も表われやすい。最近よく用いられるようになった簡易な弾性波探査器で小範囲の浅い土層の構造を調べるのはある程度有効である。電気探査も必要な測線長が充分とれない場合が多く、急傾斜地で使うには改良の余地が多い。反射検層は、未だ急傾斜地で用いた例はなく、今後検討する必要がある。

v) 土質常数、強度試験

斜面の安定計算を行なう場合は土質常数を求めおく必要がある。しかし急傾斜地のように自然斜面の場合、斜面土層から試料を採取して土質試験を行なったとしても、その土層の不均質さのために結果が斜面全体の土の強度を代表するものと考えると誤差が大きく、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となり、安定計算上でも非常に大きな安全率を採用せざるを得なくなるという結果になる。したがって安定計算は対策工設計のための数量的取扱いの根拠として用いられても崩壊の予測としては用いられない。

vi) 斜面変位調査

崩壊する前には斜面上になんらかの変位が表われるが、地すべりと異なり、変位が表われてから崩壊に至るまでの時間がきわめて短く、ほとんど測定することは不可能である。測定し得たとしても対策を行なう時間的余裕もなく、むしろ警報装置を取りつけ斜面変位が起った場合避難を行なうような利用を考えた方がよい。

以上で一連の調査を終り、崩壊型、崩壊位置、規模、崩壊に影響を与える要因等から、対策工法の選定、位置、規模等を決定する。

あとがき

急傾斜地での調査の手順と着眼点を簡単に述べたが、他に調査結果の解析と対策工事への利用の指針は述べる事ができなかった。これについては稿を別にして述べたい。

ここで述べたような調査を完全に行なうことは、非常に無理があるが、データは多いにこしたことはなく、できるだけ多くのデータを得るよう努力する必要がある。このような調査資料の集積は後の調査手法の改良に非常に役立つと思う。

参考文献

- 1) 建設省砂防部調べによる急傾斜地実態調査 昭和44年8月
- 2) 安江朝光：急傾斜地の分類基準 地すべり Vol. 7, No. 4 pp9~12 1971, 6
- 3) 渡 正亮：急傾斜地崩壊型の分類 土と基礎 Vol. 20, No. 2 pp27~32 1972, 2
- 4) 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 pp31~35 1971, 2
- 5) 大久保駿，上坂利幸，船崎昌経：簡易貫入試験機による地盤調査(2)——試験機の性能——土木技術資料 Vol. 13, No. 8 pp35~41 1971, 8

(原稿受理日、昭和47年3月10日)

V 急傾斜地の分類基準*

安 江 朝 光

ま え が き

昭和42年度から急傾斜地対策事業が実施されているが、対象となる斜面は一般に自然斜面であり、比較的等方・均質な盛土などの人工斜面と同じように取扱うことができない。自然斜面の特長として地質状況が多様、複雑であり、したがって、斜面をつくっている地盤の強度および水に関する性質が顕著な異方性・非均質性を示すこと、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ことがあげられる。斜面の崩壊を考える際には、その誘因となる降雨、気温、積雪、地震、風などの自然条件が重要となる。また、実際に対策工事を行なう段階では、人家との接近度、戸数等が直接問題となってくる。われわれは過去3年間、急傾斜地の実態と崩壊に関連した斜面の地盤調査方法の研究を進めてきた。斜面の地盤調査では、サウンディング、ボーリング、物理探査、各種現位置試験など、従来、土質・地質調査に用いられている各種の方法を人家の近くの急傾斜地に適用することを主に検討してきたが、これらの調査方法を経済的に効率よく用いるにはどうしても斜面の分類が必要である。換言すれば、能率よく調査を行なうには、どのようにして現在ある斜面ができたかという地質的地形の解釈をたてて、その後、従来開発された土質調査を行なうという順序をとらねばならない。またこれは崩壊防止対策工法に大きな誤りをなくすためにも必要である。

1. 急傾斜地の分類

急傾斜地は現在あるものに対してなされる分類のほか、予想される崩壊に対する分類もある。それらは概略、次のように分けられる。

(1) 誘因別分類

降雨によるもの：地表面の流水による侵食、地下水・湧水による侵食、急激な間接き水圧の上昇、地盤の含水率の増加による強度低下

これはまた、さらに、豪雨、長雨、地下水等に分けられることもある。

地震によるもの：土粒子・岩塊などのかみ合わせ、構造のゆるみ・破壊（内部摩擦角の減少）、局所的な間接き水圧の急上昇、樹木等の転倒

このほかの誘因としては、樹木等に作用する風、凍結、融雪、積雪、河川および波浪による侵食、火山の噴

・地すべり Vol.7, No.4 (1971, 6)に掲載

出等があげられる。また、これら自然的なものとは別に切り取りなど人工のものも当然はいってくる。

また、斜面を構成している地質、土質による素因別分類および海食、河食などの斜面（崖）の成因別の分類もある。

(2) 地質的分類

斜面を構成する土質・地質による分類で、これについては次に述べる。

この他、崩壊の形態による分類、斜面の形状による分類および急傾斜地に隣接する人家の戸数など行政的な見地による分類がある。

2. 急傾斜地の地質分類

上に述べたように、種々の見方から分類がなされ、それぞれ長短があり、どういう使い方をするかによって選別が異なる。急傾斜地対策事業を実際に進めるには、なるだけ現場の技術者が判定しやすく、また主観的な判断がはいらぬものという観点から、地質による分類をとりあげ述べてみたい。

現地で急傾斜地の地質分類を行なうとき、同時に次の点を特にチェックすると、調査、対策工に役立つと考えられる。

- (1) 崩壊対策の対象となっている急傾斜面の多くは、海岸、河岸段丘が海食または河食により崖となっている場合が多いが、その地形の変移点。
- (2) 小沢や斜面上の細かいヒダがどのようなはいる方になっているか。その成因の推定、これから地形上不安定な場所の推定、既往の崩壊の痕跡。
- (3) 人工が加わっていないか。
- (4) 植生の性状、これから地下の水の状態、根のはいっている範囲の推定。
- (5) 斜面の高さ、勾配、形状。
- (6) 侵食されやすいのはどこか。
- (7) 含水によって強度低下が著しい層はないか。
- (8) 雨水および地下水の集まりやすい所はどこか。
- (9) 透水層はどこか、不透水層はどこか。
- (10) 湧水はどこにあるか、その量の変化、温度は。
- (11) 地下水の水みちはどこか。
- (12) 貯水するような地層はないか。
- (13) 斜面の背後に広い集水地がないか、古い海岸段丘、河岸段丘などの平坦面があると、それによって崩壊の位置、形態が特徴づけられる。

⑭ 土質や岩質の境はどこか、この境界が地下でどのような分布をしているか、この境界面の勾配、浸透水、地下水との関係。

⑮ 風化層はどこまでか、また深層風化はないか。

⑯ 温泉変質している所はないか、またその広がりは。

⑰ すべりそうな弱層はどこにあるか、また、その勾配は。

⑱ 岩の破碎の程度はどうか、割れ目間隔、割れ目の幅。

㉑ 断層はあるか、形状、方向。

㉒ 落石はないか。

㉓ 雨水、凍上、地震などで最近とくにゆるみが著しい層はないか。

㉔ 近くと同じような地質の所でどんな崩壊がおこったか。

次の急傾斜地の地質分類を表-1にまとめる。

この表には調査方法の種類のみをあげたが、個々のものの詳細については後日発表する予定である。簡易貫入試験については、すでに掲載されている²⁾。また、表中の適用性のランクづけは、調査方法のものに対してのみなされたもので、実際に作業する際には、この他経費、工期、人家の接近度、積雪状況なども考慮して、どれを採用するかを決めなければならない。表にあげた地質の一般的な性状を次に述べるが、これも実際の現場では判別しにくかったり、一つの斜面で同時にいろいろな形態の崩壊が予想されたり、また二つ以上の地質分類にまたがる斜面があったりして、斜面の地質分類に困まることが考えられるが、このようなときは現場観察記録をつくるとき特に入念に注釈を入れて、もとの斜面と記録との差がないようにしなければならない。

表土：地表に分布する土で腐植土を含み、草木類の根の侵入している範囲にあり、一般に茶褐色、黄褐色、黒褐色を呈する有機質土である。普通は地表10~100cm範囲内に分布している。

崩積土：重力の作用によって運搬された移動距離の短かい運積土であり、崖堆、地すべり崩土がその代表的なものである。一般に角礫混りの土砂で成層せず不均質に堆積している。角礫は巨大なものから、径数cmのものまで分布する。

火山碎屑物：火山の噴火に伴って生じた碎屑物が堆積したもので、噴出物の大きさおよび固結しているか否かによって次のように分けられる。

(A) 岩状のもの(固結したもの)

凝灰岩、凝灰角礫岩、集塊岩

(B) 土砂状のもの(未固結のもの、または風化が進んだもの)

火山灰(シラス、ローム、ヨナ等)、風化が進ん

だ凝灰岩、凝灰角礫岩、集塊岩

(A)については表では岩Iに入れている。

段丘堆積物：段丘には河岸段丘と海岸段丘がある。そのほとんどが流水で運搬され堆積したもので、水平的にはほぼ均質な円礫、砂、シルトの地層であるが、垂直的にはこれらが互層となっている。特殊な例として、土石流の堆積物の場合もある。これは特に巨礫を多く含む。

強風化岩(マサ、温泉余土等)：岩が深部まで強く風化したり、変質したりすると一見土のようになる。マサや温泉余土が単独で崖を形成することはまれであるが、崖の一部を形成し、これが崩壊することはよく見られる。

岩I：岩石自身は風化、変質せず硬いが、断層、割れ目(節理、き裂)、陥理、流理、片理、互層などの不連続面が発達した岩。これは火成岩、変成岩および第三紀より古い時代の堆積岩に広く見られるものである。割れ目などの不連続面は開口したり、風化したりしている。

岩II：これは第三紀の堆積岩で、頁岩、砂岩がおもなものである。固結度は低く、軟くてハンマで傷をつけることができる。割れ目、断層は一般に少ない。崩壊を考える際、岩Iでは割れ目、断層などの不連続面が問題であるのに対して、岩IIでは一般に固結度が問題となる。ただ、破碎帯の近くにあつて、割れ目、断層の発達が著しい場合は岩Iと類似した崩壊が見られる。岩自身が弱くて、特に互層などの場合に水に対する抵抗の違いが大きく、それが崩壊の誘因となる。

日本各地の地質図が数多く作られ、市販されているので、斜面の地質分類にあたっては、これを参照されることが望ましい。

次に、崩壊を崩落と滑落に区分したことについて述べる。

崩落(fall)

典型的には、斜面(崖)のうち、オーバ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、すなわち、もとの地盤と崩落したブロックの境界面は鉛直に近い。崩落面では引張り抵抗力は作用するが、この面に沿うせん断抵抗はほとんど作用しない。

滑落(slip)
典型的には、斜面

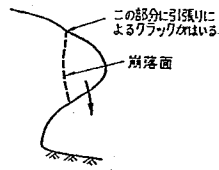


図-1

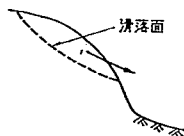


図-2

表-1 急傾斜地の地質分類

地質分類	調査法 及び調査 の着眼点	現地 地形地 質植生 観察	サウンディング			土層観察 サンプリング		物理探査		地下水調査		土質常設・強度試験			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			
			簡易 貫入 試験	標準 貫入 試験	オランダ式貫入試験	ボーリ リング	テスト ピット	簡易 弾性 波探 査	電気 探査	浅層 反射	地下水 位調査	地下水 追跡	浸透 試験	水質 試験	原位 位置 セン サ断 面試験	土質 力学 試験		土質 物理 試験	岩石 試験	洗掘 抵抗 試験
A. 崩落土	崩落		○	△	×	×	×	×	×	×	△	×	×	×	×	×	×	×	×	崩落する土塊の大きさ、立木の有無
	清落		○	○	×	○	△	○	△	○	×	○	×	△	△	△	×	△	×	清落する表土の厚さと、すべり面の勾配、水の集り状況
B. 崩壊土	崩落		○	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×	×	×	×	×	×	×	原岩の種類、崖の形状
	清	基盤との境界	○	○	○	×	△	○	△	○	○	×	×	△	△	△	×	△	×	原岩の種類、境界での清水状況
	土	崩壊土中の清落	○	○	△	×	△	○	○	×	△	○	△	×	△	△	△	×	△	原岩の種類、ルーズと清水箇所
C. 火山砕屑物	崩落	シラス・ローム等の崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	清水状況、崖の形状、類似の箇所の崩壊状況
	崩落	風化した凝灰岩・凝灰角礫岩等の崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	清水状況、崖の形状、類似の箇所の崩壊状況
	清落	シラス・ローム等の清落	○	○	△	△	△	○	○	△	△	○	△	×	△	△	△	×	○	シラス・ロームの種類、清水箇所、背後の地形
D. 段丘堆積物	崩落	シルト層等の不透水層がある場合	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、清水状況、背後の地形
	清落	礫を含むルーズな堆積物からの礫の抜け出し	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、清水状況、背後の地形
E. 強風化岩	崩落		○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	透水層・不透水層の分布勾配、清水状況
	清	マサの清落	○	○	△	△	△	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	崖の形状、立木の有無
	土	源泉余土	○	△	○	○	△	○	○	○	△	○	△	△	△	△	○	×	△	強風化の範囲、残存する亀裂面の方向
F. 岩	崩落	割れ目などで囲まれたブロック崩壊	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、清水状況
	崩落	互層になっている時下層が侵食に弱く、上層が残っているもの	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、岩の種類、清水状況
	崩落	同一地層でも下部が侵食に弱く、上部が残っているもの	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	断層の有無、崖の形状、清水状況
	崩落	堆積の節理による崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	節理の目通り方、崖の形状、類似の箇所の崩壊状況
I. 清	崩落	地層の境界面での清落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	境界沿いの風化及び清水状況、境界面の勾配
	崩落	断層・割れ目の組み合わせによる清落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	断層・節理の方向、割れ目の状況、不連続面の間隙
	崩落	礫岩・凝灰岩で礫と粘土、石灰質、火山灰などの礫層部の境界面に清落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	清水状況、水みちの形状、火山灰の性質
G. 岩	崩落	互層になっている時、侵食に強い層が残る、それが崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形、清水状況、類似の箇所の崩壊状況
	崩落	第三紀層の頁岩の表面割れ目による崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形、清水状況、表面に平行する割れ目の状況
	崩落	頁岩の層理面沿いの清落	○	△	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	清水状況、水みちの形状、層理面の性状、勾配
II. 落	崩落	砂岩、更岩の二層にまたがる清落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	清水状況、更岩の風化度、砂岩の固結度

○ 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

(崖)のうち、斜面(崖)がある面(滑落面)に沿ってすべるもので、地すべりのすべりより相対的に短かい時間ですべる。滑落面は鉛直ではない。滑落面沿いにすべりに対する抵抗(せん断抵抗)がはたらく。

上述のごとく、急傾斜地は表に示したように地質分類されるが、このうち崩壊の例が多い2,3の場合について、現地観察時にチェックする点と、それがどうして重要かについて述べる。

(1) 表土の滑落

表土のみが滑落するもので、滑落面は表土と下層(同時にすべらないものとする)との境にある。下層は風化した岩、火山碎屑物、火山放出物、崩壊土、段丘堆積物などであるが、風化した岩盤上の表土の滑落などはその典型的なものである。この場合は、滑落する土塊の厚さと滑落する個所の調査に重点が置かれなければならない。



図-3

滑落する土塊の厚さ: 滑落面は表土と下層の境であるが、より工学的に表現すれば空隙率が大きく、浸透性・透水性が高く、強度が低かったり、あるいは含水によって強度が急減する層が相対的に難浸透・難透水で強度の大きい層を被う場合にこの両者の境が滑落面となる。滑落する土塊の厚さは比較的うすい。滑落面が浅い場合はオーガボーリングで、多少深くなればボーリングまたはスウェーデン式サウンディング等でその深さを求めることができる。また難浸透・難透水の層の面が滑落面となるから、オーガ孔などで水位の変化を調べることによってわかる。

滑落する個所: ある広がりをもつ斜面で表土が一度にすべることがまれで、斜面のある個所だけ滑落することが多い。上述の難浸透・難透水の面(滑落面になる)は斜面の表面からある深さにおいて連続しているわけだが、これにはわずかの谷形があり、ここに表面からの浸透水が集まりやすく、この個所の表土がまずすべることになる。この谷は、また中間流出(湧水)の個所であることが多い。

(2) 崩壊土中の滑落

崩壊土がその生成の過程において粒度が異なったり、火山灰、粘性土・有機質土を挟んだりしており、これを境界面としてすべるものである。特に火山放出物の崩壊土によくみられる。ここでは、滑落面になりやすい水み



図-4

ちと粘性土・有機質土の分布を調べるのが大切である。

水みち: 浸透水は乱雑な堆積によってできたレンズ状の不透水層(泥層など)や崩壊の時期が古い場合には崩壊の休止期に堆積した火山灰層とか、堆積後に生じた割れ目などに沿って多量に供給される。その結果水みちが泥状化し崩壊を発生させる。この水みちの末端は湧水となるから、湧水個所の調査と特に降雨後それがどのようになるかを調べる。ボーリング孔での水位変動の測定、地下水追跡といった調査を行えば地下の水みちがよりはっきりする。

粘性土・有機質土の分布: 原岩が片岩、千枚岩、第三紀の角礫凝灰岩や泥岩では、岩塊、岩片を含む粘性土を生じている。これは強度が低いからもし面的広がりをもって、しかもそれに勾配がついていると、すべり面になる可能性が大きい。これを精査するには少なくとも一本ボーリングを行ない、サウンディングと斜面周辺の露頭調査を併用して、その分布をつかまねばならない。

(3) 岩Iの断層、割れ目の組合せによる滑落

この場合、岩の割れ目、断層などの不連続面の組合せで滑落面ができる。したがって、不連続面の性状(開口度、これ沿いの風化の程度)、不連続面の頻度(間隔)、これらおよびその組合せの方向に調査の主眼が置かれねばならない。一般に、このような岩の滑落は局部的であり、その位置も急傾斜面上部特に上部の平坦面との接合部近くが多い。不連続面の通り方とその方向、湧水の状況、斜面(崖)の形から滑落するブロックの範囲をおさえることがたいせつである。

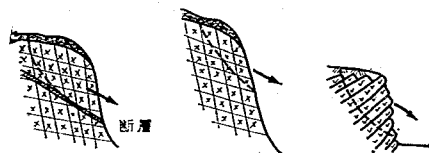


図-5

あとがき

以上、急傾斜地の地質分類と現地観察時のポイントについて述べたが、これを設計、施工に結びつけるには、斜面の性状を数量で表示しなければならない。土質については、土質調査の手法が、また岩については、ダムなどで開発された試験方法があるが、これらを急傾斜地に適用するには、これらを簡易化して使用し、資料を収集しなければならない。

参考文献

- (1) 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 11-5, 昭和44年
- (2) 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 13-2, 昭和46年

VI 急傾斜地崩壊型の分類*

渡 正 亮

1. ま え が き

自然斜面の崩壊による災害は近年の都市域の拡大や土地利用度の飛躍的な高度化によってきわめて顕著になり、この数年間の統計によると、このための死傷者数は、その他の自然災害によるものを大きく引離して、第1位にランクされている。

この災害を防止するために、建設省では、昭和44年に急傾斜地崩壊防止法が立法されたのにしたがって、傾斜30度以上、斜面の直高5m以上、がけ周辺の民家5戸以上の斜面の中から、崩壊の危険性の大きい斜面を「急傾斜地崩壊危険区域」に指定して、その対策を実施している。

このような斜面の崩壊の対策は大別すれば、その崩壊の予測と、防止工の実施であるが、これらを行なうためには、斜面の地質、地形、土質構成、地表水、地下水、植生などを調査して発生すべき崩壊の特徴を把握して、これを力学的に解析して、その危険度を判定し、その起こるべき災害の規模を推定して対策工の規模、安全率を決定する必要がある。

この問題を解決するために、建設省土木研究所でも、昭和45年度より急傾斜地崩壊研究室を発足させて、鋭意その研究を進めている。

一般に急傾斜面で発生する崩壊は、地スベリと比べてその規模が小さく、突発的であり、地形、地質上の特徴が地スベリ程明確ではない。これは斜面を構成する物質の非常にわずかな不均質さが、崩壊の原因となるため、したがって一見均質な物質で構成されている斜面でも、その中のほんの小さな異質物や異質層の分布によって崩壊を起こしたり、起こさなかったりする。

よって崩壊現象は、ある一定地域をマクロに見れば、一種の確率事象のように見えるが、細かく観察すれば、その原因を見いだすことの出来ることが多い。

また、このような崩壊を起こし得る斜面は全国至る所にあるが、これが災害と結びつくのは、その斜面近傍に人家などのある場合に限り、したがって、その地域性もある訳で、都市や農漁村の中で、立地条件の悪い人家密

集地域に集まる傾向を持っている。斜面の構成物質は粘土から砂や岩まで種々で、その斜面形も、オーバーハングしているものから直線的な斜面まで種々である。崩壊発生時の雨量も地域によってまちまちで、全国的にこれをまとめてみるにもある一つの傾向を捕えることは不可能である。

このように多くの因子が複雑に相互に関連し合っている現象であるから、ある特定の斜面の対策を考える場合には、どうしても一定基準による斜面の分類を行ない、その類型の崩壊の特徴を明確にして、これを着眼点として、対策計画を立てることからまず出発することとする。土木研究所では昭和43～45年度に砂防、地質、水文、土質の研究者によって共同研究班を作り、各地のがけくずれの実態を調査し、その対策の着眼点について討論し、若干の現地試験や室内試験を行なって、崩壊型の分類を行なってみたので、ここでこれを紹介するものである。

2. 崩壊地の特長

2.1 地 形

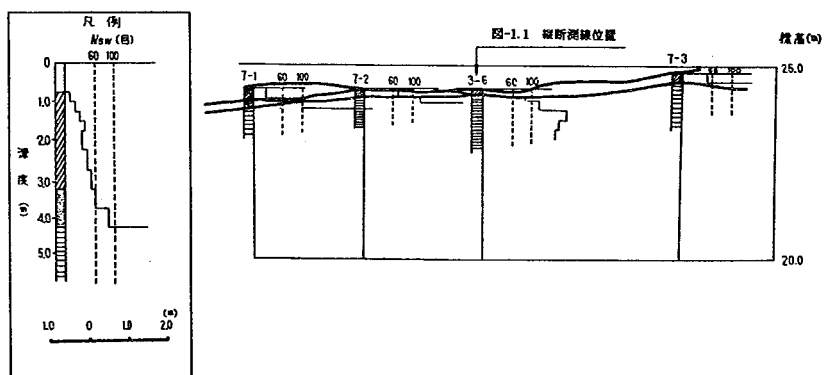
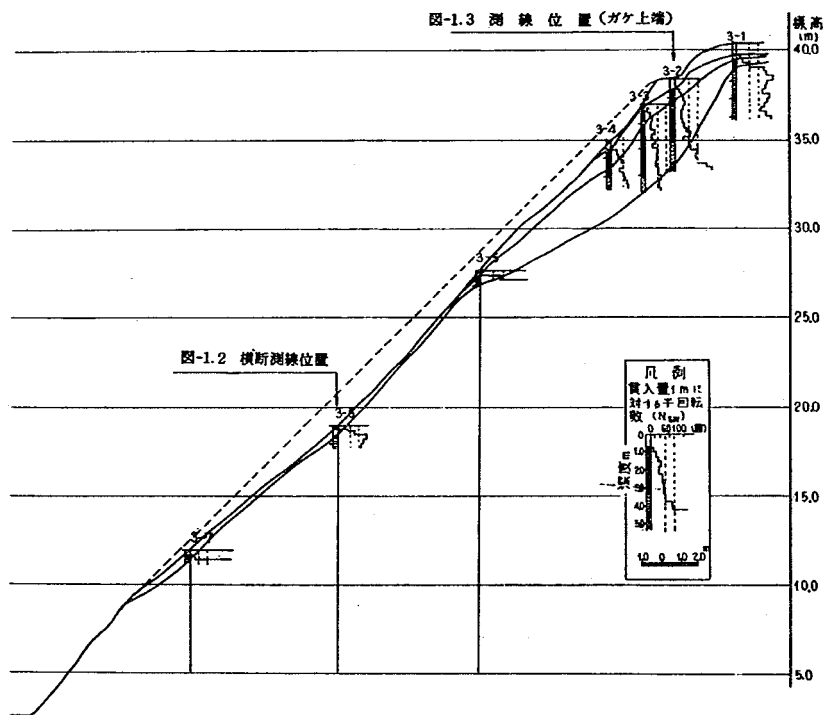
急傾斜面の形成は地形発達史的に見れば、その大部分が海食、河食によるものである。わが国ではその立地条件が島国である関係上、海岸部に都市、集落が集中する傾向があり、したがって海食がけの崩壊による災害が特に目立っている（神戸、横浜、呉など）。

同一地域内で、地形が同じでもくずれたりくずれなかったりする原因の一つとしては、その斜面の微地形がある。

一般に集中豪雨などによる崩壊の発生しやすい地形は、その尾根あるいはがけぎわの形が凸形の場合が多く、しかもその半径の比較的小さな、むしろ小さなあるいはわずかな沢状を呈する（ふだんは水が流れていず、沢の跡もとどめない場合が多い）所に特に多い。

これはもち論、地表水が集まりやすいことによるわけであるが、そのために地下水も豊富で、地層は風化が促され、地下水が集まりやすくなっている。図-1は呉市の花コウ岩風化地帯（マサ）のがけの上端に沿って行なったスウェーデン式サウンディングの結果である。この地

* 土と基礎 Vol. 20, No. 2 (1972. 2) に掲載



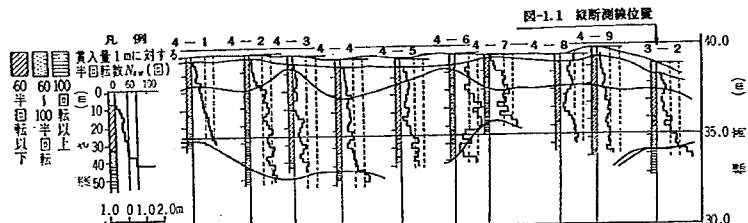


図-1.3 浜田サウンディング結果図(3)

点は、地形的には尾根部にあたるが、その尾根の先端部にいく分のゆるい沢状地形があり、この部分で起こった崩壊である。結果からみる通り、このゆるい沢部の中央では花こう岩の風化層がいく分厚くなっており、地下水がこの凹部を容易に走り得る事が推定できる。

次に地震による崩壊地を見ると、これは凹形よりもむしろ凸形の斜面に集中している。これは凸形の部分の方が一般に斜面コウ配が急であることと、崩壊時にその側面摩り力方が凹形斜面ほど働かないためであらう。一般に地震によるもの場合は岩盤が落石状にくずれる場合と噴砂現象などによってくずれる場合が多く見られる。

2.2 土質構成

崩壊面の形成過程を土質工学的に見ると、最も大きな影響があると考えられるものに土層内の透水性の変化がある。自然地盤中の透水性は、まず表土と地山の間に透水性の違いがみられる外、地層内でも薄い粘土や砂層などを含むために数 cm 程度の違いで、透水性が急激に変化する。この薄い層がある程度の広がりを持っている斜面にはこの付近が有力な地下水の流路となり、これが斜面内でわき水してパイピングを起こしたり、土層の間でギキ水圧の上昇に寄与することが多い。

崩壊発生後は、スベリ面に薄い粘土が付着しているが、これがスベリによって生成されたものか否かは不明である。パイピングによる場合は、最初小さくずれが発生してこれが次第に拡大するが、異常に高い間ゲキ水圧による場合は比較的広い範囲の土塊が一気に滑落する。

2.3 植 生

斜面内の植生の分布は、その地盤の風化や表土化を促進したり、透水性を変化させたりする。一般に深根性の植生は深層風化の原因となり、また、岩石の割れ目の拡大の原因となる。根系に沿った水の浸透も考えられる。

浅根性のものは、その根系がからみ合って地表面の浸食防止の役目をするが、そのために表土と地山の間に空気の多い境界面を作り、土の崩落の原因ともなる。

がけぎわにはえた喬木は、強風時にゆれて、根切れを起し、表土もろとも落下する場合がある。

2.4 地表水、地下水

地表水は、斜面流下時に浸食し、これが崩壊の原因となることが多いので、がけ上の水路などからの溢水、漏水は極力防止するとともに、

地表水を集めやすい斜面では崩壊の危険性が大きいので、これを処理する必要がある。シラス地帯やマサ地帯の崩壊にはこれによるものが大部分である。

地下水は豪雨時には流路を形成して斜面内にわき出し、斜面内の一定の地層に滞留して崩壊の原因となる。

急傾斜地の地盤内の地下水面は平常は非常に低く、降雨時に急激に上昇して来る点が地スベリ地とは異なっている。地下水の流路は前述のような地質的な不均質面に沿う事が多いので斜面をよく観察すれば見つける事ができる。

2.5 地 質

崩壊の起こる原因の大部分は、地質的に見て、地層内の不連続面に起因し、この面を境界として地下水の流路ができて崩壊面に発展する。このような不連続面とは整合面、不整合面や層理、片理、節理、断層、破碎、変質、腐植、風化や、割れ目、ゆるみなどに起因している。そしてこの不連続面から上の地層が滑落土塊となる。その規模が大きければ、それに伴ってその変動の前駆現象（き裂の発生、斜面の変状など）が明確に表われるのでこれを地すべりまたは地すべり片崩壊と呼んでいる。

滑落土塊の性質は種々でありそれぞれによって崩壊の特徴が異なっているが、これを大きく分類すると次の通りになる。

(1) 表 土

地表に分布する土で腐植土に富み、草本類の根の浸入している範囲までを表土という。一般に茶かっ色、黄かっ色、黒かっ色を呈し、地表面での浸透は少ないが、土層内での透水性は大きい（水が根の付近を伝わるから）。

表土層の厚さは大体 10~100 cm で、この層の崩壊が急傾斜地崩壊の中で最も多い。

(2) 崩 積 土

重力の作用で運積された土で、がけすい（崖錐）や地すべり崩土がその代表である。一般にレキ混じり土砂状で不均質である。レキは巨大なものから径数 cm のものまであり、この中を地下水は樹枝状に乱流し、崩壊を起こす。

(3) 火山碎屑物

火山の噴火に伴って生じた碎屑物がタイ積したもの

で、その固結度によって次の通りわかれる。

(i) 岩状のもの(固結したもの)

凝灰岩、凝灰角レキ岩、集塊岩

(ii) 土砂状のもの(未固結か、または固結の程度の低いもの)

火山灰(シラス、ローム、ヨナなど)、風化が進んだ岩状のもの、

この中で(i)は後述の岩Iにはいる。

(ii)は表土層の崩壊に次いで数の多いもので、豪雨の際特定の地域に集団的に発生する。

(4) 段丘タイ積物

流水で運搬されタイ積した土砂層で河岸段丘と海岸段丘にわかれる。地層は水平にタイ積し、レキ、砂、シルトが互層状に規則正しく配列される。この地層は多孔質で透水性に富み間ゲキ水圧が異常に上昇することが少ないので古い段丘では降雨時の崩壊は比較的少ない。むしろ地震や段丘脚部の洗掘や掘削によって安定を失う事が多い。

(5) 強風化岩(マサ、温泉余土など)

岩が深部まで強く風化したり変質して、土のようになったもので、この強風化と弱風化の境界面付近で崩壊する。

特に地表水、地下水の影響によるものが目立ち、その中でもマサ地帯では比較的厚さの大きい崩壊も起こる。

(6) 岩(I)(硬岩)

岩自身は風化や変質していないが、断層、割れ目(節理を含む)、地層のタイ積面である層理、火山碎屑物の流動面である流理、基岩の変成作用の結果生じた片理などの不連続面が発達したり、硬軟互層の場合に、その不連続面や軟質層が開口したり軟弱化してくずれるもので、落石形を呈する。一般には、常に崩落を繰返すので、付近に人家のある事はまれであるが、溶岩流の末端などには人家密集地帯がある。降雨、地震のいづれにも抵抗力が弱く、抑止も非常に困難である。

(7) 岩(II)(軟岩)

固結度の低い、ハンマーで容易に傷をつけることが出来る岩で、割れ目や断層は一般的には少ない、第三紀の泥岩や凝灰岩がこれに属するが、多くは層理面沿いにすべったり、砂層からのパイピングが原因で起こる。例は比較的少ない。

3. 崩壊形態

崩壊の形態には次の2種類がある。

3.1 崩落(fall)

典型的には斜面の中でオーバーハングしたブロックが、その自重によって落下するもので、崩落面は鉛直に近く、崩落面付近では引張り抵抗力が作用する。この形

の崩壊の中で最も多いのは表土(草木の根系で支持された)と岩(I)である。岩の場合は落石様を呈する。

3.2 滑落(slip)

斜面中のある面(滑落面)に沿ってすべり落ちるもので、形式は地スベリと同様である。スベリ面では土のせん断抵抗力が働き、クリープするため、ある程度の前駆現象(き裂変状など)が表われるが、地スベリと異なり、その現象が不明確でしかも滑落直前に表われる事が多い。表土、シラス・ロームなどの火山碎屑物、マサなどの強風化岩の場合に多い。

次に崩落土の挙動に関しては、今回の調査が災害直後のものでないため、明確ではないが、大体次の三つに分かれる。

(1) 静止形

崩落土塊が、崩落前の形態をあまり変えずに原形のまま斜面下にタイ積する場合で、小降雨や地震による崩壊、地スベリ、落下高の小さい崩壊の場合に多く見られた。

(2) 流動形

崩落土塊が落下後、流動する場合で一般に強雨の場合や落下高の大きい崩壊の場合に多く見られた。

(3) 分散形

崩落土砂が流動せずに分散し原形をとどめない場合で崩落(fall)の場合や、岩(I)の場合に多く見られた。

4. 崩壊型の分類

以上述べた調査によって崩壊型を分類すると次の通りになる。

1 表土

(1) 表土の崩落(1-(I))

(fall)(図-2)

風、雨、地震力などにより発生する。表土の下層が侵食または人工により、えぐられ、表土が張り出した状態になっている部分が崩壊する。

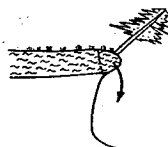
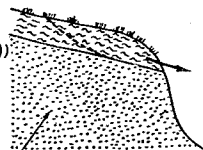


図-2

(2) 表土の滑落(1-(II))

(slip)(図-3)

表土のみが滑落するので、スベリ面は表土と下層(同時にすべらないものとする)との境にある。崩壊で最も例が多い。



岩(風化岩を含む)、火山碎屑物、火山灰出物(ローム、マサ、シラスなど)、崩壊土、段丘タイ積物など。

図-3

2 崩積土

(1) 崩積土の崩落(fall)(図-4)(2-(I))

比較的例の少ないもので、地スベリの末端部などにと

きどきみられる。

(2) 崩積土のスベリ

(slip) (図-5)

(i) 崩積土がその下盤である岩盤または、その風化帯を境界面としてすべるもので小型の地スベリと見ることができる。(2-(2)-a)

下盤は層理を有するタイ積岩(ケツ岩, 砂岩, レキ岩, 片岩など)であることが多い。

一般にがけ面全体が一度にすべることが多い。

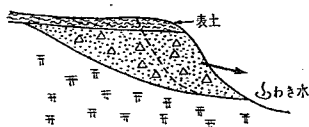


図-4

がけ下にはわき水を見ることが多い。(2-(2)-b)

(ii) 崩積土中の不連続面ですべるもの(図-6)

崩積土がその生成の過程において粒度が異なったり、火山灰をはさんだり、有機質土をはさんでおり、これを境界面としてすべるものである。

現地調査においては、これらがけ面内になんらかの不連続面(はさみ層)を見つけたら、その粒度、色調、その個所でのわき水状況を記載するとよい。

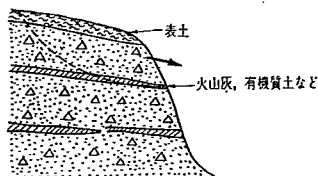


図-5

3 火山碎屑物

(1) 火山碎屑物の崩落 (fall) (3-(1)-a)

(i) シラス, ロームなどの崩落 (図-7)

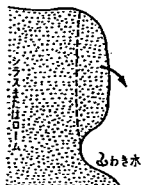


図-6

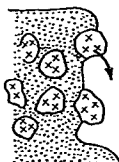


図-7

シラスの崩落が最も特徴的であるが、ロームでも砂質の層をはさむ場合は同様の現象が見られる。特に地震に対して弱い。

シラス, ロームでも一般に下部にわき水があり、その侵食によってえぐられるのが原因である。また、流水によって下部が侵食されている場合もある。

(ii) 風化した集塊岩, 凝灰角レキ岩などの崩落 (図8) (3-(1)-b)

岩レキ以外の部分の風化, 侵食が進み、残った岩レキが崩落する。

(2) 火山碎屑物の滑落 (slip) (3-(2))

(i) シラス, ロームなどの滑落 (図-9, 10)

シラス, ロームとも滑落は一般に全体が均質でなく、砂質のわき水, 透水層があるか、または、固結したシルト層などの相対的な不透水層がある場合に見られる。

降雨により、不透水層の上にあるシラスまたはローム中のパイピングや間ゲキ水圧が上昇してすべりを誘発する。



図-8

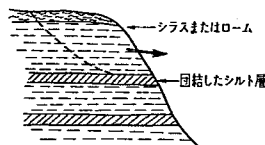


図-9

4 段丘タイ積物

(1) 段丘タイ積物の崩落 (fall) (4-(1)-a)

(i) シルト層などの不透水層がある場合 (図-11)

例が非常に少ないが、シルト分を多く含んだ地層の周辺にわき水のある場合に発生することがある。

(ii) レキを含むルーズなタイ積物からのレキの抜け出し (図-12) (4-(1)-b)

レキ層以外の侵食が進み残ったレキが崩落する。

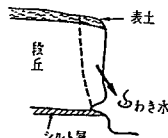


図-10

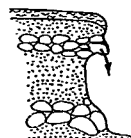


図-11

(2) 段丘タイ積物の滑
落 (slip) (図-13) (4-(2))

円レキ層が滞水層にな
っているの、この滞水層で
地下水をのみ切れない場合
にはスベリを起こす。

地形的には、水を集めや
すい所に発生しやすい。

(注) 土石流タイ積物の崩壊は、崩壊土または段丘タイ積物とは同じ
に取扱える。
土石流タイ積物は問題となるようながけ面を形成することが比
較的少ない。

5 強風化岩 (マサ、温泉余土)

(1) 強風化岩の崩落 (fall) (図-14) (5-(1))

例が非常に少ないが、がけの下部が流水によって侵食
された場合に見られる。

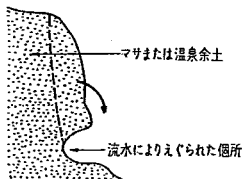


図-14

(2) 強風化岩の滑落 (slip)

(i) マサの滑落 (図-
15) (5-(2)-a)

マサの滑落は、砂層化
した強風化花コウ岩が弱風化
した花コウ岩との境界面
でずれるもので、その厚さは
厚くて 2m 以下である。



図-15

(ii) 温泉余土 (図-16) (5-(2)-b)

温泉変質地帯では熱水、熱気および温泉の作用によ
って、安山岩、集塊岩などが変質を受け全体に軟弱化して
おり、このうちでも特にある流理または層理に沿って粘
土化 (温泉余土) しているとこの層沿いに滑落する。

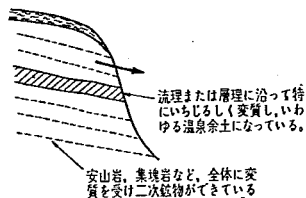


図-16

6 岩 (I) (硬岩)

(1) 岩 (I) の崩落 (fall)

(i) 割れ目などで固まれたブロックの崩落 (図-17)
降雨、凍結などで割れ目がゆるんだとき、ブロックの
崩落 (落石) が生じる。地震時にはよく起こる。

(6-(1)-a)

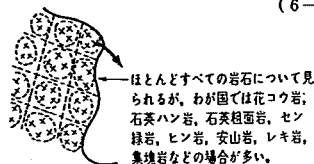


図-17

(ii) 互層になっているとき、下層が侵食に弱く、上
層が残されているもの (図-18) (6-(1)-b)

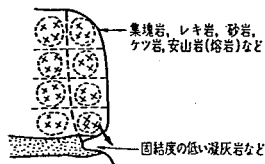


図-18

(iii) 同一の地層でも、下部が侵食に弱く、上部が残
っているもの (図-19) (6-(1)-c)



図-19

(iv) 溶岩の節理による崩落 (図-20)

溶岩 (特に安山岩質) の末端
部などで発生することが多く、
非常に高いがけとなっており、
その節理 (柱状節理) 面からは
く落する。火山地帯の河岸や海
岸に見かける。(6-(1)-d)

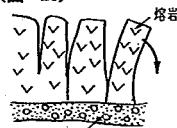


図-20

(2) 岩 (I) の滑落 (slip)

(i) 地層の境界面での滑落 (図-21, 図-22)
(6-(2)-a)

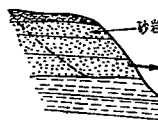


図-21

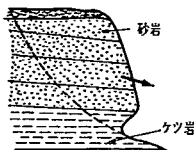


図-22

砂岩とケツ岩の組合わせなど、特に強度、透水性の異なる互層に多い。

(ii) 断層、割れ目の組合わせによる滑落(図-23)

断層、割れ目(節理、き裂)の方向性、密度、状態がおもな要素で、これらの組合わせによって種々のスベリ面ができる。(6-2)-b)

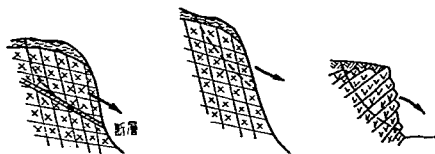


図-23

(iii) レキ岩、集塊岩で、レキと粘土、石灰岩、火山灰などの膠結部の境界沿いに滑落するもの(図-24)(6-2)-c)



図-24

4.7 岩(II)



写真 岩(II)の崩壊
第三紀層の泥岩の上盤にある砂岩が崩壊した例である。泥岩と砂岩の境界には地下水流路が形成されており、これを境界として崩壊している。昭和45年千葉県南部で発生したものである。

【第三紀層のいわゆる軟岩】

(1) 岩(II)の崩落(fall)

(i) 互層になっているとき、侵食に強い層が残リ、それが崩落する(図-25)(7-1)-a)

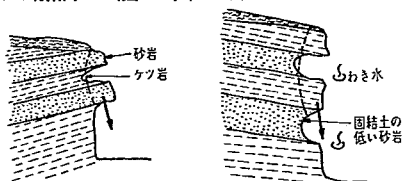


図-25

上図とは反対に、新第三紀層などでは砂岩の固結度が低く、わき水によって流出されてえぐられている場合がある。

(ii) 第三紀層のケツ岩の表面はく離による崩落(図-26)

表面近くに(普通30cm以内)表面乾燥によるクラックが表面に平行して発生し、これを境にして崩落する。(7-1)-b)

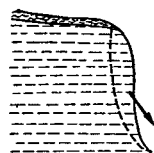


図-26

(2) 岩(II)の滑落(slip)

(i) ケツ岩の層理面沿いの滑落(図-27)

第三紀層のケツ岩は非常に風化しやすい。層理面から風化が進むことが多く、層理沿いにするようになる。下部に砂岩などの透水性の高い地層があるときは、この傾向が助長される。

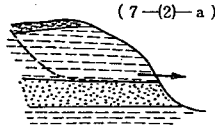


図-27

(ii) 砂岩、ケツ岩の二層にまたがる滑落(図-28)

新第三紀層で砂岩の固結度が低くわき水によって洗い流され、えぐられている場合などによく見られる。(7-2)-b)

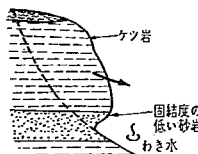


図-28

4. 結 び

以上の分類にしたがって、急傾斜地を分類した場合の予想される崩壊の規模とその防止のために必要な着眼点を整理したが、これらについて実際に防止工を行ったり、予測を行なう場合には当然、ある程度の計測を必要とし、ある一定の数値を基準として計画されねばならない。

調査方法としては前述のスウェーデン式サウンディングの外に土木研究所で開発した急傾斜地用の簡易貫入試験もあるが、今後、さらにこれら計測手段を開発してゆきたい。また、防止工の計画については、安定解析が必要となるが、これについての考え方もまだ整理されていないのが現状である。

(原稿受理, 1971.12.21)

VII 急傾斜地の調査実例とその考察*

安江朝光* 大久保駿**

まえがき

急傾斜地崩壊対策事業は昭和42年から行なわれていて、昭和44年には「急傾斜地崩壊の危険防止に関する法律」が制定され、法的根拠に基づいた事業として急速に体制が整ってきたが、社会的要請が先行して事業が着手されたので、計画・調査・工法検討等の技術的な面での開発が遅れている。土木研究所では、これら一連の技術面の開発、改良に努めているが、本文では、その一端として秋田県男鹿市の急傾斜地で行なわれた調査について考察を行ない、急傾斜地における調査から工法検討までの考え方について述べ、今後の参考に供したいと思う。

1. 急傾斜地崩壊の分類と調査

人家5戸以上に影響のある危険な斜面は全国で13,000有余の多きを数え、また、これらは一例ずつ異なった性質を持ち、そこにある主たる崩壊の要因は複雑多岐にわたる。そこで、これらを一般的な基準に基づいた分類を行ない、類型化して取り扱う必要がある。崩壊の分類を行なうにあたって、その分類基準は重点を置く因子によって種々の方法がある。たとえば地質による分類、崩壊型式による分類、斜面構成物質による分類、崩壊要因による分類、崩壊規模による分類、崩壊位置による分類、崩壊の状態による分類、崩壊の運動形態による分類等があり、これらは独立しているものではなく、相互に関連している。

実際に対策工事の計画・設計を行なう場合、崩壊の規模と位置の予測および崩壊型式の推定が行なえれば、その精度は向上する。このような計画・設計の目的にあった、かつ現場の技術者が一般性をもって行なえるような分類の方法が必要であり、これらの観点から、土木研究所では次に述べるような崩壊の分類を行なった^{1),2)}。これはすでに現場で統一的に用いられている。

崩壊様式を崩落と滑落に分けた。崩落は不安定土塊が落下するものであり、崩落面は鉛直に近く、崩落面では引張り抵抗力は作用するが、この面にはほとんどせん断力は作用しない。滑落は境界面沿いに滑り落ちるもので、境界面ではすべりに抵抗するせん断力が作用する。この面ではクリープすることによりある程度の前駆現象

(亀裂、変状など)が表われることが多いが、地すべりに比べ、その現象が不明確でしかも比較的遅い時点で表われることが多い。

斜面構成土質は次のように、1. 表土、2. 崩積土、3. 火山砕屑物、4. 段丘堆積物、5. 強風化岩、6. 岩(I)、7. 岩(II)の7区分を行なった。1. 2の表土崩積土は以下のものと本質的に異なり、3以下のすべての地質の斜面に存在するものであり、その崩壊は基盤(地山)が崩壊するものではなく、その上の表土、崩積土等の表層のみが崩壊するものである。3以下の崩壊は表層土がのっているも基盤(地山)の中で崩壊が起るものである。3, 4は土砂および礫からできている基盤の崩壊、5, 6, 7は岩状の基盤の崩壊および1, 2の表層土の崩壊の3つに大別できる。

これらの分類の方法を組み合わせて表-1に示すような25通りの分類を行なった。これは、土層内の不連続面の位置、湧水の有無、断層・割れ目の位置・方向、強弱2層の組み合わせ等の崩壊面を規定するような性質に注目して組分を行なったものである。

急傾斜地で行なう調査には、まだ確立された手法がないが、大体次のような順序で調査を実施するのが望ましい³⁾。

イ. 調査準備

ロ. 踏査による予備調査(概査)

ハ. 本調査(精査)

急傾斜地の調査では、建設省砂防部が全国的に行なった急傾斜地の実態調査結果が基礎資料となる。実態調査では、斜面の規模(勾配、長さ、高さ、急傾斜地および急傾斜地崩壊危険区域の面積等)、地質、地表面・地下水・地被物の状況、被害区域内の人家・戸数等の現況が調べられており、これらにその他の地質図、地形図、空中写真、気象・地震記録、過去の崩壊・災害記録等の資料をできるだけ集めた後、踏査による予備調査を行ない、斜面の状況資料に肉付けをしていく。

踏査では、風化の程度、割れ目の位置・形状、弱層の位置、土層・地層の境界、硬さ、耐侵食性、表土・崖錐強風化層等の規模・分布等の細かい地質的な特徴、斜面の勾配変化点、沢の規模・位置、凹凸・平坦面の位置、湧水の位置・量・濁り、地下水・地表面の状況等の細かい地形的な特徴、植生の状況、斜面土層の緩み、斜面の改変、防災工事の状況、土地利用等について細かい観察を行なう。この踏査の結果に基づいて、崩壊分類、崩壊

* 土木技術資料 Vol.14, No.8, 1972, 8に掲載

表-1 崩壊型式別分類

1. 表土	(1) 崩落	1-(1)
	(2) 滑落	1-(2)
2. 崩積土	(1) 崩落	2-(1)
	(2) 滑落	a. 基盤との境界 2-(2)-a
		b. 崩積土中の滑落 2-(2)-b
3. 火山砕屑物	(1) 崩落	a. シラス・ローム等 3-(1)-a
		b. 風化した集塊岩、凝灰角礫岩等の崩壊 3-(1)-b
	(2) 崩落	シラス・ローム等 3-(2)
4. 段丘堆積物	(1) 崩落	a. シルト層等の不透水層がある場合 4-(1)-a
		b. 礫を含むルーズな堆積物からの隆の抜け出し 4-(1)-b
	(2) 滑落	4-(2)
5. 強風化岩	(1) 崩落	5-(1)
	(2) 滑落	a. マサの滑落 5-(2)-a
		b. 温泉余土 5-(2)-b
6. 岩 (I)	(1) 崩落	a. 割れ目で囲まれたブロック崩壊 6-(1)-a
		b. 互層になっている時、下層が侵食に弱く、上層が残されているもの 6-(1)-b
		c. 同一地層でも下部が侵食に弱く、上部が残っているもの 6-(1)-c
		d. 熔岩の節理による崩落 6-(1)-d
	(2) 滑落	a. 地層の境界面での滑落 6-(2)-a
		b. 断層、割れ目の組み合わせによる滑落 6-(2)-b
		c. 礫岩・集塊岩で礫と粘土、石灰岩、火山灰などの膠着部の境界沿いの滑落 6-(2)-c
7. 岩 (II)	(1) 崩落	a. 互層になっている時、侵食に強い層が残る、それが崩落 7-(1)-a
		b. 第三紀層の頁岩の表面剝離による崩落 7-(1)-b
	(2) 滑落	a. 頁岩の層理面沿いの滑落 7-(2)-a
		b. 砂岩・頁岩の二層にまたがる滑落 7-(2)-b

予想位置、崩壊予想部の斜面構成土質、崩壊要因等の大体の推定を行ない、以後の本調査（精査）の計画を行なう。

精査は対策工事の位置、工法・規模等の決定のために、崩壊危険位置・規模の推定、崩壊を起す誘因、構造物設計のための地盤特性調査等を行なうことに主たる目的がある。したがってどのような精査を行なうかは、精査によって何を知らうとするかにより次のような種類の調査が考えられる。

- イ、サウンディング……………崩壊危険土層の深さ分布、基盤面地形、土層構成、土層の相対的な強度・密度、強度・密度の不連続面の位置等
- ロ、地層観察……………地層構成、地層密度分布、土質試験用サンプリング、サウンディング、物理探査のチェック等
- ハ、地下水調査……………広域の地下水の挙動、地下水の流向・流速、流動層の位置、地下水位の変化、水質、透水性、透水性の不連続等
- ニ、物理探査……………土層内の弾性波速度の変化、地盤構造、滞水層の位置・分布、基盤面地形等

水、土質常数、強度試験…粒度、比重、含水比、単位体積重量、塑性・液性、強度、岩石試験、耐侵食性、根系分布等

ヘ、斜面変位調査……………斜面変形の長期的な観測、伸縮計、歪計、傾斜計等による地盤の挙動の測定、間隙水圧の変化、割れ目の発達等

以上のような調査を目的あるいは適用性に応じて選定し、その結果から崩壊型、崩壊位置、規模、崩壊に影響を与える要因等を検討し、対策工法の計画を行なう。

3. 実施例について

対策工事に先立って急傾斜地調査を行ない、工法決定までの1例として本文でその内容を述べるのは秋田県男鹿市船川港の外ヶ沢急傾斜地である。調査は秋田県砂防課が行なったが、土木研究所では、調査の一部を行ない、また、調査方針の決定、調査結果の考察、工法選定の指針等の面で協力を行なった。

(1) 斜面概要

外ヶ沢急傾斜地の概要を建設省砂防部で行なった実態調査³⁾の結果に基づいて述べると、

斜面規模：高さ 40 m、勾配 39°、急傾斜地の長さ 100m、急傾斜地の面積 0.65ha、急傾斜地崩壊危険区域の面積 1.55ha

地質：泥岩、上に乗っている土の厚さは 0.5m 以上

地表水、地下水の状況：地表水少なく、地下水は浅い。

地被物の状況：林地 100%

被害区域内の人家戸数：31戸

公共的建物：無

公共的施設：道路 100m

移転適地：無

被害区域内居住者の生業依存度：漁業

急傾斜地の形成時期：不明

崩壊の有無：現在急傾斜面に崩壊が生じており、過去にもあった。

斜面周辺の地質^{3),4)}は船川層と呼ばれる新第三紀黒色泥岩から成る。男鹿半島は東北震旦系第三系の標式地として知られ、無層理ないしは微層理の黒色泥岩の厚層の中にしばしば凝灰岩の薄層をはさんでいる。

地形的に見ると外ヶ沢急傾斜地は、男鹿半島南部の船

川港の背面に広がる海岸段丘から成る斜面である。海岸段丘はこの地域に発達する6段の海岸段丘の最下位のものに属し⁹⁾、その比高は40m程度であり、傾斜30°~40°の斜面を形成している。段丘上の平坦面には円礫および砂から成る段丘堆積物があり、その下層が黑色泥岩になっている。

図-1に対象斜面の位置を示すが、斜面に向って左方~中央部の斜面上部は海岸段丘の平坦面となっており、末端から上部へいくにつれて傾斜は緩くなっている。斜面に向って右方は全体的に比較的緩やかな地形であり、右端は沢に落ちこんでいる。この部分は人家が無秩序に建てられていて、切土、盛土、水路のつけ替え等の人工的な斜面の改変がかなり行なわれている。この部分の下端の斜面も40°~50°の急斜面をなしている。斜面に向って左方には小さな谷筋が見られ、調査の段階では、上記のような、A：斜面に向って左方の谷筋、B：中央の尾根部、C：右方の緩斜面の3つに区分して別々に考えなければならない。このように同じ一つづきの斜面であっても斜面形状、斜面の種類、平面形状等が不整であり、わずかの区域内でも変化する。したがって、崩壊に関係する斜面の持つ要因、崩壊型式、位置・規模等が複雑であり、これらを適確に知るために精細調査が必要なので

ある。

斜面に向って左方の谷筋では下部は沢部の堆積物が厚く堆積している様子で、その下端は泥岩の露頭があり、流末は消えてなくなっている。斜面に向って左方~中央部にはその他目立った沢型地形は見られず、わずかにひだ程度の凹みが見られる程度である。しかし、斜面に向って右方ではまず道路が段丘面を2分するように斜面上方に向ってのびており、これが降雨時の地表水の流路となっているようであり、また中腹にある人家群の間には排水溝がたくさんあり、平常時の水の処理にはこと欠かないが、降雨時の地表水の流下の径路は複雑なものとなっている。

斜面上の植生は、下部急斜面はわずかな杉をまじえたカン木が主体であり、上部緩斜面はほとんど杉(10~15年生)である。右方斜面では杉の根曲りが見られるが、一度すべった形跡と考えられる。

斜面は全体的に前述した黑色泥岩で被われているが、段丘平坦面と斜面に向って右方の谷に面した緩斜面では風化層あるいは崩積土層が厚そうであり、それ以外の部分では斜面勾配がきつくと、基盤は浅くなり、風化層はうすく、下端で泥岩の露頭が見られる。上部緩斜面から段丘平坦面にかけて次第に基盤の位置は深くなっているようである。下部急斜面の泥岩は細かな割れ目が発達し、その割れ目を通じたしみ出し水が見られ、また泥岩とその上部の表層土との境界付近から湧水が見られる。

(2) 崩壊の要因

地形的には、右方の緩斜面以外の所では斜面全体が突出したような尾根部に位置し、表層は極めて薄いようである。もちろん、斜面に向って左方の小さな沢型地形の所、その他のひだのような部分では表層は厚くなくては考えられる。

崩壊の型式は尾根状部分で表層の滑落型(1-(2)型)¹⁰⁾、谷または沢型地形部では崩積土の滑落型(2-(2)-a、または2-(2)-b型)で、崩積土がその下盤の泥岩またはその風化帯を境界面として滑るか、あるいは崩積土中に介在する有機質土、粘性土等のはさみ層を境界面として滑る場合が考えられる。尾根状部分の崩壊は斜面下部の急傾斜面の表層が中腹付近から滑落し、その後上部緩斜面の表層をひきずるといった2段の崩壊が考えられる。沢沿いでは沢部に形成された粗礫な堆積物が不透水層または基岩の泥岩またはその風化層を境にして滑るもので、崩壊の厚さはかなりなものと思われる。斜面に向って右方の緩斜面では人工的な切土、盛土等が各所で行なわれているので、これらの部分の小崩壊が考えられる。また、基盤の泥岩の位置、形状、地下水の状況いかによっては割り合い規模の大きな地すべり状崩壊を起すことも考えられる。特に斜面に向って右方端をまき込

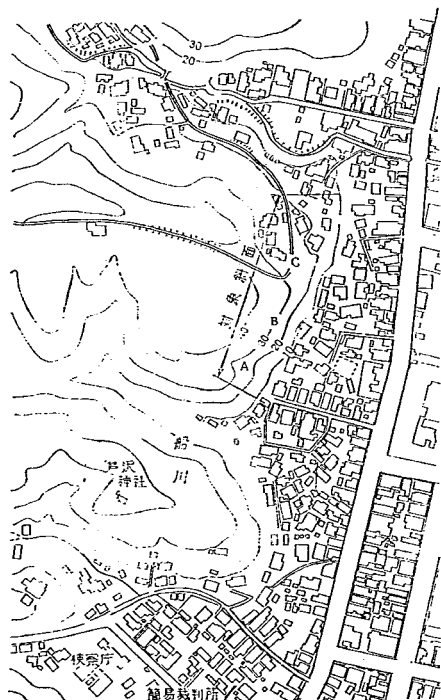


図-1 調査位置図 1/50,000

むようにして流れている溪流は斜面末端を切り、側方侵食および溪岸崩壊も見られることから、この部分での斜面末端の不安定化も考慮に入れておく必要がある。また、斜面に向って右方の下端の急斜面では、やはりうすい表層の滑落型の崩壊が想定される。いずれも表層および風化軟質部の厚さ分布、特に基盤泥岩の地形および両層の境界位置、地表付近の水（地表流を含めて）の動きが崩壊の形を決めるものであろう。

(3) 本調査の方針

崩壊は表層土が滑落するものであると推定され、本調査はその厚さ分布を調べることに主眼を置く必要がある。表層部の厚さ分布を測ることによって、非崩壊部と考えられる基盤の泥岩またはその風化部の地形も知ることができ、それによって崩壊予想位置、規模等の推定を行ない、工法検討の指針が得られる。

表層土の厚さ分布を調べるためには、サウンディング類、物理探査、ボーリング等の方法が考えられる。急傾斜面ではわずかな地形、あるいは地盤内の変化が崩壊に大きな影響を与えるので、できるだけ面的に数多くの測点での調査が望ましい。そこで次のような調査計画を樹てた。

イ. サウンディング

厚さ4～5 m程度までの土層の探査に適しており、また作業が容易であるのでサウンディングを中心とした調査を行なうことにし、できるだけ多くの測点で行なう。サウンディングのうち、簡易貫入試験^{7),8)}とスウェーデ

ン式サウンディングを併用することにし、スウェーデン式サウンディングは簡易貫入試験に比べ探査深度が大きいので、土層の厚い部分の探査および簡易貫入試験結果と対比を行なうために用いた。

測線は図-2に示すように前述の3地域を中心に配置し、測点間隔は5 mとした。スウェーデン式サウンディングは各測線上少なくとも1点は入るようにした。

ロ. ボーリング

地層構成を肉眼で観察するためには確実な方法であるし、また、後の地下水位観測にも用いるため2箇所で実施した。サウンディング、弾性波探査結果のチェック用にも用いられる。ボーリング掘削時に標準貫入試験も実施した。ボーリング掘削位置は図-2に示すように、尾根部および緩斜面の地層配置を比較するため、斜面中央部L-6測線上および斜面に向って右方緩斜面のL-10測線上とした。

ハ. 弾性波探査

2～3 m程度までの低速度層である表層土の厚さを検出するために行なう。地表下数m程度までの地盤構造を調べるためには測点間隔を短かくしなければならず、また急斜面上人家に隣接した地域で行なうため振源に火薬等の危険なものは使用できないので簡易な弾性波探査器が適している。測線は図-2に示すように斜面中央部の縦断方向の測線L-6、L-8、斜面右方の緩斜面上に設けた縦断方向の測線L-10、斜面を横断する方向に設けた測線L-11であり、L-11は急斜面から緩斜面へ移る勾配

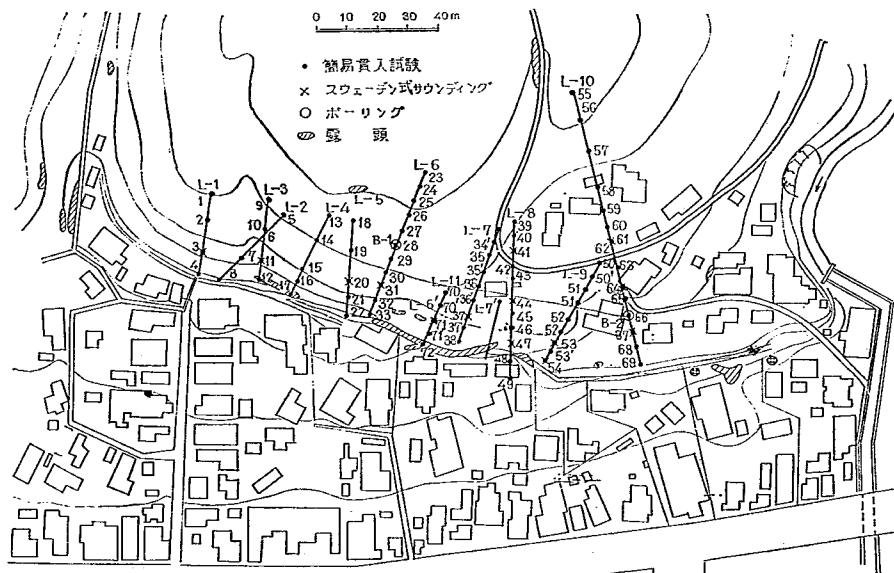


図-2 測線配置図

変化点あたりに設けた。

(4) 調査結果

No.28, No.66で行なったボーリングの結果をみると、No.28では0.8 m程度の礫混りの表層～崩積土層、1.95 m程度までがシルト質強風化層、6.8 m 付近までが風化して粘土化した部分を含む泥岩の弱風化層となり、その下部が堅い泥岩層となっている。掘進終了後の孔内水位は2.3 mで割り合い浅い。No.66は斜面に向って右方の緩斜面のものであるが、ごくうすい表層の下は8 m近くまでが強風化泥岩層であり、部分的に岩片を含んでいるが大部分が粘土化しており、その下部は10 m程度までクラック沿いに粘土化している程度の弱風化泥岩層になる。これより下部が堅い泥岩層となっている。孔内水位は2.3 mで浅い。No.28に比べ風化層の風化の程度は著しく、No.28の強風化層の N 値が7であるのに対し、No.66では5～6である。また、弱風化層の N 値はNo.28で26～28、No.66で17～19となり、基盤である泥岩層の N 値はいずれも50以上である。緩斜面での地下水位の変動は激しく、一層風化が進行しやすいのではないかと考えられる。

サウンディングの結果を見ると、簡易貫入試験の場合、 N_c 値は

$N_c^{*1} < 5$	表層
$5 \sim N_c \sim 10$	崩積土
$10 \sim N_c \sim 20$	強風化層
$N_c > 20$	弱風化層（この層を基盤と考えてさしつかえない）

と考えられる。これは付近の地層構成の分る露頭で試験的に行なった結果に基づいて推定したもので、場所によってはある程度の変化がある。これに対し、スウェーデン式サウンディングでは $N_{sn}^{*2} > 50$ が泥岩の弱風化層に相当するようである。

$N_c > 20$ の層は実際には貫入不能であり、確実に岩の様相を示している。構造物の基礎としての適否は別にして、崩壊を想定するならこれより上層の強風化層、崩積土層および表層を考えれば良い。図-3～図-5は代表的な測線の N_c から判定した地盤断面図である。

弾性波探査の結果によると、 $V=0.2$ km/secの第1速度層、 $V=0.5$ km/secの第2速度層、 $V=1.8$ km/secの第3速度層の3層が検出された。第3速度層は堅固な泥岩層であり、第2速度層は弱～強風化層を示し、第1速度層は表層崩積土層を示していると考えられる。

斜面に向って左方の小さな谷筋に設けた測線L-3では、 $N_c > 20$ の弱風化層は下方にいくに従って深くなる、谷の堆積物層の厚さは次第に大きくなっている。強

風化層は斜面下部で厚さ約40 cm程度見られるだけで、その他の部分では崩積土の下はかなり硬い弱風化層になっている。崩積土および表層中の N_c の変化は概して小さく、ほぼ一様な構成をしているのではないと思われる。斜面下部の急勾配の部分には細片化した泥岩弱風化層の露頭があり、この上部で沢の形はなくなっている。この部分で想定される崩壊は弱風化層とその上層の崩積土層の境界で起るかなり厚さの大きな滑落型のもので、どちらかといえばスランプ型崩壊であると考えられる。崩壊の規模自体はたいして大きくないが、厚さがあるので土量はかなり多くなりそうである。

図-3は斜面中央の尾根状部分の測線L-6であり、E L. 37.00 m 付近より上方が段丘面になっている。段丘面の弱風化層の位置は概して浅く、2 m程度であるが、上方にいくにつれ次第に深くなっている。さらに上層にいくに従い、崩積土層が厚くなり、やがて円礫を含む段丘堆積物があらわれる。段丘肩部で崩積土が少し厚くなる。E L. 37.00 mより下方では小さな沢が斜めに横切るNo.30 付近を除いて、強風化層も含めて表層は極めて薄く、1 m程度までである。斜面下端付近では崩積土層が厚くなり、間に少し N_c 値の大きな層をはさんでいる。この部分で想定される崩壊はごくうすい表層の滑落であり、特に小さな沢より下部の斜面が崩れやすい。沢よりも上の斜面ももちろん崩れやすいが規模は小さい。No. 31 付近および段丘肩部付近が崩壊の頭になりそうである。

図-4は、中央尾根部から右方緩斜面へ移ろうとする部分に設けた測線L-8である。上部は緩斜面であり、人家、道路等があり、切土、盛土等が行なわれている。この部分の崩積土層はかなり厚い。この緩斜面の下部は急斜面になっており、特にE L. 15.00 m 以下は急である。この部分の表層はL-6同様極めてうすい（大体1 m程度まで）。No.45の小段にクラックが入っており、ここより下方でうすい表層の滑落を起すおそれがあり、E L. 15.00 mより下の急斜面では一層表層の滑落を起しやすい。

(5) 工法検討の考え方

代表的な測線L-8について工法の考え方を述べる。崩壊のおそれのある土塊は $N_c > 20$ の強風化層、崩積土層および表層であり、強風化層が粘土化している場合は崩積土、表層と考えられる。また、崩壊の及ぶ範囲はNo.45付近より下部であり、特にNo.45の上の小段にあるクラックからの土中への水の浸透が大きな影響を与える。No.45より下の斜面の土層は1 m程度の表層が弱風化層の上ののっている形で崩積土、強風化層はほとんど見られない。したがってうすい表層の滑落型の崩壊を想定すればよい。E L. 15.00 m 付近で斜面は2分される。

*1 径25mm、尖端角60°の円錐コーンを5kgの重錘を50cm落下させることにより土中に貫入させたとき、10cm貫入させるに要する打撃回数、回/10cm

*2 貫入量1m当りの半回転数

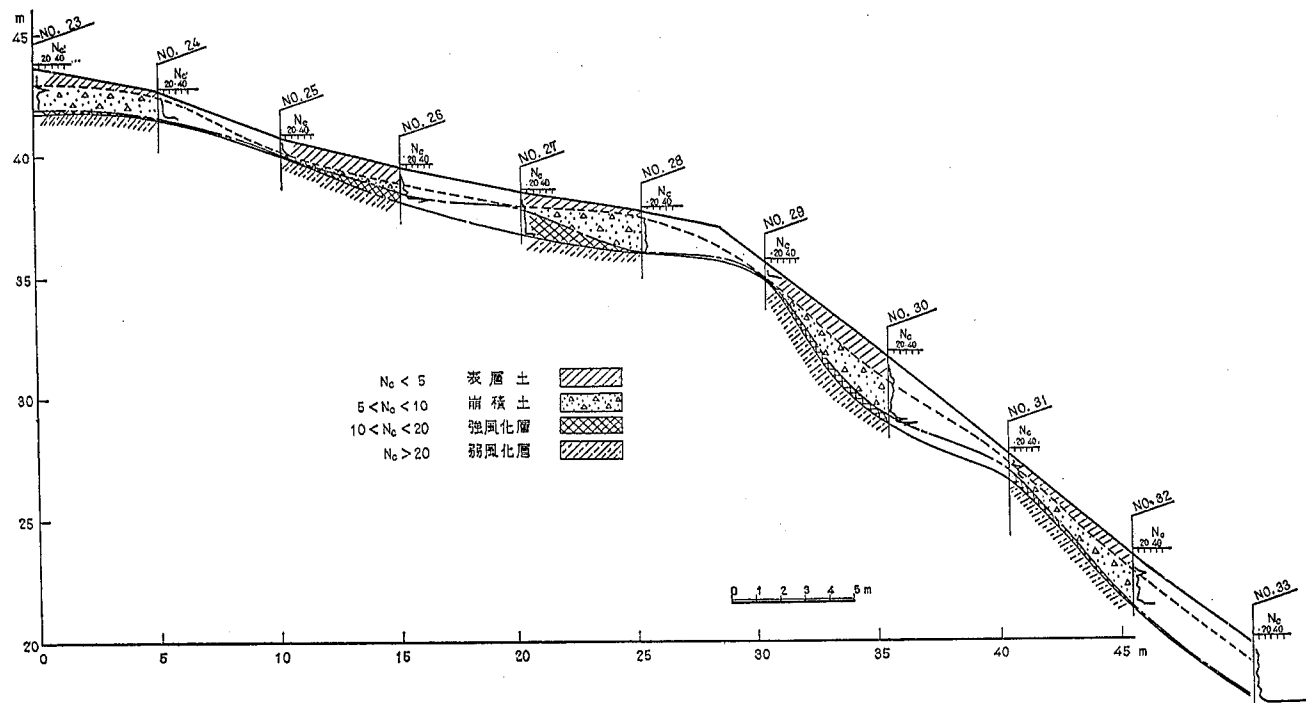


图-3 地盤断面图 L-6

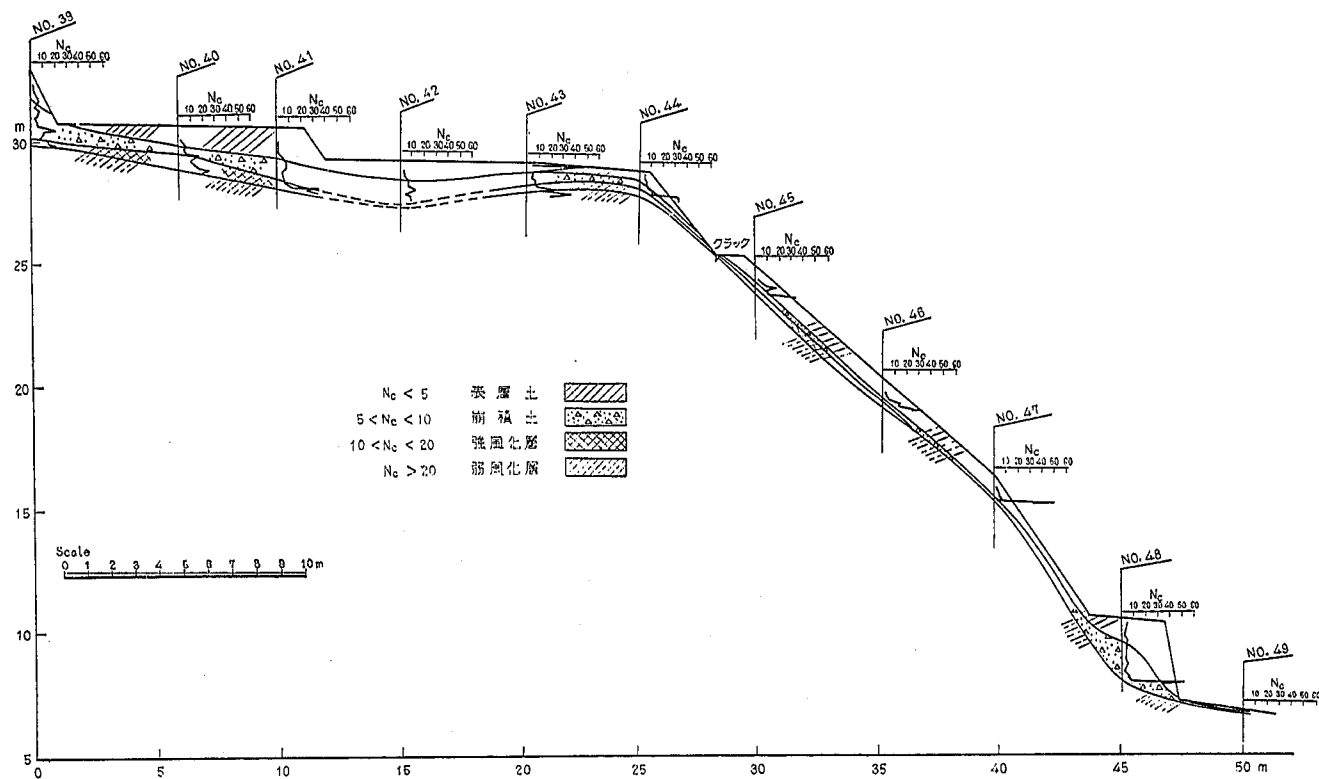


図-4 地盤断面図 L-8

E L. 15.00mより下では斜面勾配がきつ、表層の厚さはさらに小さくなり、表層の滑落というよりは崩落に近い表層の剥げ落ちのような崩れ方をし、そうである。E L. 15.00mより上方では表層は幾分か厚くなり、勾配もわずかに緩やかになり、この部分では表層の滑落が起る。斜面下端には盛土部分があり、この部分の補強を行なうためにはもたせかけ擁壁が良い。もたせかけ擁壁は場所が狭くて普通の擁壁を建て込むのがむずかしい場合には適した工法である。この部分の平地には泥岩の弱風化層が露出しているので擁壁の基礎は問題ない。E L. 15.00mより下方の斜面は不安定な表層を除去し、泥岩風化層の風化の促進を防ぐためにモルタル吹きつけを行なっておくのが良いのではないかと思われる。

E L. 15.00mより上方の斜面に対しては、勾配の変化点付近に擁壁を設けて、それより上方の表層部分を安定させる必要がある。この擁壁は、それより上方の構造物の基礎をも兼ねるが、斜面中腹でもあるし、大きなものは造れない。擁壁の基礎は泥岩の弱風化層に達している必要があり、安定のためにキョおよびアンカーをつける。アンカーは第3速度層の $V=1.8\text{km/sec}$ （堅い泥岩層）層まで達する必要がある。擁壁の上にはなだれ防止柵を作るのがよい。

擁壁より上部の斜面では崩壊のおそれのある表層を固定させることにより安定化を図るため格子枠工を行なうのが良いのではないか。格子枠工は現地形をあまり変えないで現場打ちのものを施工するのが良い。枠で囲まれた部分にはモルタルまたはコンクリート吹きつけによる中詰工を行ない、表工の流亡、下層の風化防止を図る。格子枠自体の滑動防止のために適当な間隔で $V=1.8\text{km/sec}$ 層に達するアンカーをとっておく。

格子枠工上端には地表水が土層内に浸透するのを防ぐため横集水路を設け、すみやかに斜面下端に排水できるようにしておく。

上部の段丘面からの地下水の影響が大きい場合は斜面内に達する前に排除できる方法を考えなければならない。急斜面上端の不安定な土塊は緩勾配になるよう切土をし、切土面には必要に応じて侵食あるいは風化防止のために植生工を行なえばよい。以上の考え方を模式的に図-5に示す。

今まで述べたのはL-8部分についてであるが、L-6になると若干条件が異なり、斜面下端に擁壁を設け、直接下端付近の崩壊を防ぐ方法が可能である。L-3の谷筋では崩壊土の崩れを防ぐ必要があるが、下端には弱風化岩の露頭があり、この部分より天端が上にくる擁壁が必要になる。

このように同じ一つの対象斜面でありながら、わずかの斜面条件の変化により崩壊の様相も異なるし、したが

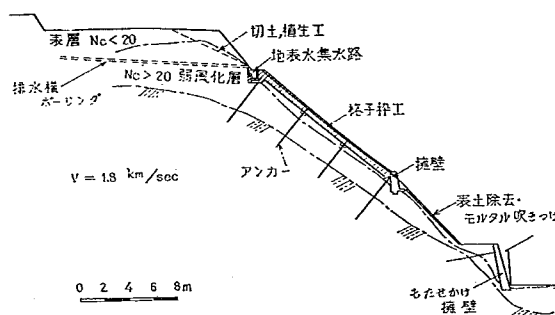


図-5 工法モデル図 L-8

って適切な工法も異なってしかるべきである。

ここに述べたものは、あくまでも工法検討までの一つの考え方の見本であり、実際の施工の段階では、その他の条件を考慮してさらに検討を加える必要がある。

おわりに

急傾斜地崩壊対策事業の踏査の段階から工法検討までの過程を一通り行なった例と思うが、各地で同じような実績を積んでいく必要がある。しかし、何分対象が複雑な自然地盤であるのでいかなる事態に対しても100%安全な工法はあり得ないことも留意すべきである。われわれは今後、暗中模索の内から次第に急傾斜地調査の方法を確立するよう努力したい。今回の例でもこれで作業は終わったのではなく、工事実施段階での現地の状況と調査結果の点検、照合、工事完了後の斜面の実態の変化を継続して調べる必要がある。

最後に、本文をまとめるにあたって貴重な多くのデータを提供して下さいた秋田県砂防課の皆様、有益な助言を下された土木研究所渡室長に深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 安江朝光：急傾斜地分類基準，地すべり Vol.7, No.4 1971.6
- 2) 渡 正亮：急傾斜地崩壊型の分類，土と基礎 Vol.20, No.2 1972.2
- 3) 渡，安江，大久保：急傾斜地崩壊の調査，新砂防 84, 1972.5
- 4) 建設省砂防部：急傾斜地崩壊実態調査，1969
- 5) 日本地質学会秋田部会：地質見学案内書，男鹿半島，1954
- 6) 地質調査所：5万分の1地質図幅説明書，戸賀・船川（秋田一第1号，第2号）1959
- 7) 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, 1971.2
- 8) 大久保，上坂，船崎：簡易貫入試験機による地盤調査一試験機の性能—土木技術資料 Vol.13, No.8 1971.8

VIII 簡易貫入試験の斜面地盤調査への適用*

大久保 駿 上坂 利幸 船崎 昌継

まえがき

最近、わが国では急傾斜地の崩壊による災害が非常に顕著になってきている。他の自然災害の防災措置の進捗により、従来あまり注意を払われなかったこの種の災害が注目を浴びようになり、また人口の都市集中化ともなう都市周辺の山地丘陵の急激な開発のために、必然的に急傾斜地の崩壊による災害は集中的に、かつ広範におよぶようになってきた。

これらの崩壊による災害を防止するための適切な対策工法を決定するには、事前に斜面の地盤の状態を調べる必要があるが、対象とする地盤に多くの制約条件があるため、普通の土質調査、地盤調査の手法を適用できない場合もでてくる。このような制約条件の多い急傾斜地に適用できる地盤調査の一方法として簡易貫入試験機を用いた調査を行ない、それによって得られる地盤の情報判定、解釈について考えてみることにする。

1. 簡易貫入試験機による地盤調査の目的

急傾斜地で行なう地盤調査には次のような制約条件がある。

- ① 急斜面であり崩壊の危険がある。
- ② 斜面下端には人家が密集しており、危険な作業、崩壊を促すような作業は行なえない。
- ③ 想定される崩壊はあまり大規模なものではなく、局所的であり、崩壊の厚さは3~4m程度までである。しかし、崩壊現象にはその背後地の状況が密接な影響をもつ。
- ④ 対象とする斜面が急で、かつ狭いため大きな調査器械は持ちこめない。また、植生、積雪などのため調査作業が困難な場合が多い。
- ⑤ 1個所当りの規模が小さいので大規模な調査は行なえず、簡易なかつ間接的手法が主体となる。
- ⑥ 急傾斜地は自然地盤であり、土から岩にいたるまでのあらゆる特徴をもつ。土、あるいは岩について調査手法はすでにあるが、それらをすべてあわせ持

つ急傾斜地での調査手法と解釈法を新たに作らなければならない。

- ⑦ 崩壊の前駆現象をつかみにくく、かつ崩壊現象は短時間で終わるため、崩壊の予測、崩壊現象の測定の手法がない。

一方、急傾斜地崩壊の中で最も頻度の高いタイプは岩盤上の表層土の滑落であり、さらに厚い崩壊土層中の粘土層あるいは不透水層、あるいは基盤面沿いの崩壊などである。これらの崩壊に関係する要因は種々あるが、中でも地盤中の強度の不均一、透水性の不連続、基盤面の分布、透水層の分布、密度、締まり具合の変化、地盤構成物質の特徴などである。

簡易貫入試験は上記のような制約条件の多い急傾斜地で、地盤中の強度、密度等の相対的な変化を連続的に知り、また基盤面の探査を行なうための調査法である。

試験機は、①急斜面上、かつ狭まい区域での作業が容易であり、対象区域をできるだけ面的に数多く調査ができるように据付け、撤去、移動が容易であること。②小型、軽量であり、調査に要する経費が少ないこと。③探査深度が3~4m程度の比較的浅い地盤に用いる。④表層と基盤の境界をとらえる。あるいは密度、締まり具合の相対的な変化を連続的にとらえる、などを考慮して、従来の土工、路床の調査、施工管理のために作られた土研型の貫入試験機をさらに小型軽量化したものをを用いることとした。

2. 簡易貫入試験機について

図-1に示すような構造を有する装置を用いる。

ロッド：径 16 mm、長さ 1 m のものを用い、各ロッドは継ぎ足しできる構造とする。
コーン：径 25 mm、先端角60°の円錐コーンで、上部にテーパーを 15 mm つけたもの。
ウェイト：原則として 5 kg の重さとし、長さ140 mm の円柱形のものを用いる。

(ノッキングヘッド、ガイドロッド等は図に示す構造とする。材質はステンレス鋼で、総重量約 10 kg である。)

試験方法は先端にコーンをつけたロッドをドロップウ

* 地すべり Vol.8, No.4, (通巻第28号)に掲載

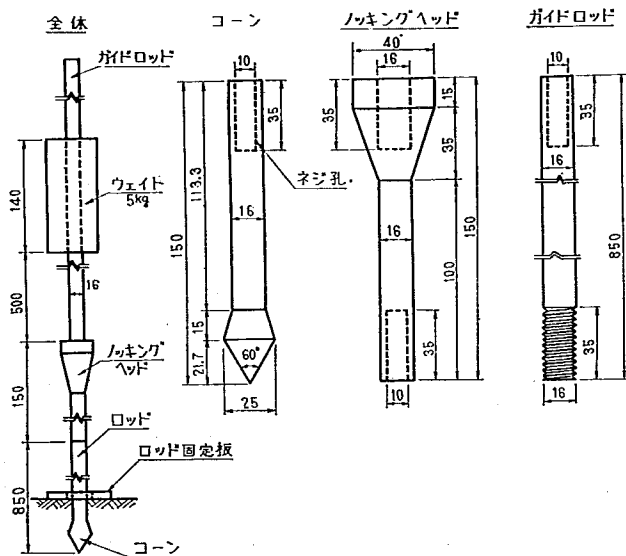


図-1 簡易貫入試験機 (単位:mm)

ウェイトの落下により地盤中に貫入させ、その貫入抵抗を求めようとするものである。ドロップウェイトの重さ 5 kg、落下高 50 cm で貫入深と打撃回数を記録し、これを 10 cm 貫入させるに要する打撃回数に換算し、これを N_e 値として表示する。

3. 試験機の性能

簡易貫入試験機による試験結果はコーンおよびロッドを 10 cm 貫入させるに要する打撃回数で表示し、統一的に N_e という記号を用いる。

先端コーンおよびロッドの貫入の程度は地盤の密度、締まり具合、堅さ、相対的な強度、透水性の大小、粘塑性、粒径、間隙、その他の土質の影響を受ける。土質によっては同じ動的な貫入方法であってもコーンの貫入機構は異なり、また加えるエネルギーによっても異なってくる。また、ロッドの摩擦が貫入抵抗を支配する場合もある。ある深さで貫入抵抗が急変する、たとえば岩盤とその上層との境界のような場合、この方法はきわめて正確で有効な方法である。しかし、地盤が崩壊土層、あるいは風化層のように貫入抵抗に急激な変化がなく、漸移していくような土層では境界面の位置あるいは不透水層の位置等の認知はむずかしく、他の手法の併用を必要とする。特にロッドの周面摩擦の影響が大きくなるような地盤では、これによる抵抗が累積して誤った傾向を判断するおそれがある。以上のようなことに着目して簡易貫入試験機の性能について考えてみる。

3.1 N_e 値と土層の密度または間隙比との関係

土層の密度または間隙比の変化を簡易貫入試験機で知ることができるかどうかを見るために室内での試験土層による実験を行なった。試験土層は 30 cm × 30 cm × 1 m のモールド中に試料を所定の密度になるように詰めて作製し、2 kg のウェイトの落下により貫入試験を行なった。ウェイト以外は N_e 値を求めるときとまったく同一の条件であり、このときの貫入抵抗を N_{e2} として表す。試料には比重 2.67 の砂質ローム土、比重 2.75 の砂の 2 種を用い、次のような実験を行なった。

A: 砂質ローム土

- ① 一様土層で、種々の密度について行なう。
- ② 二層に分け、各層の密度を変えて行なう。

B: 砂

- ① 一様土層で、種々の密度について行なう。
- ② 二層に分け、各層の密度を変えて行なう。

図-2, 3はそれぞれ砂質ローム土、砂の N_{e2} の変化を土層の密度との関係で示したものである。砂質ローム土は 20 cm 以深、砂は 40 cm 以深で N_{e2} 値は一定の値に近づく、地表面付近は試料の上方への膨れ上がり等によって N_{e2} は漸増傾向を示し、底板付近は圧密の影響で乱れる。

いま 40~60 cm 付近の N_{e2} 値と、そのときの供試体密度または間隙比の関係を調べると図-4, 5に示すように半対数紙上で直線関係を示す。これらの直線式は

[密度]

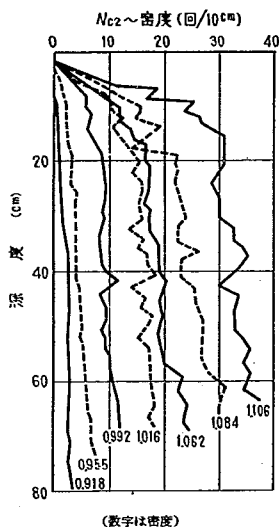


図-2 Sandy Loam

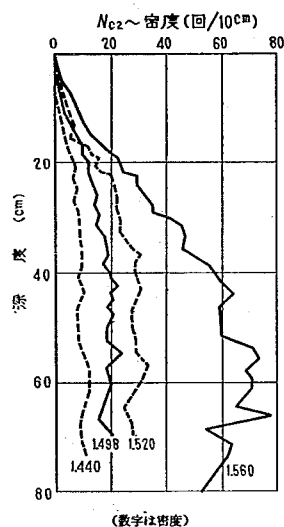


図-3 Sand

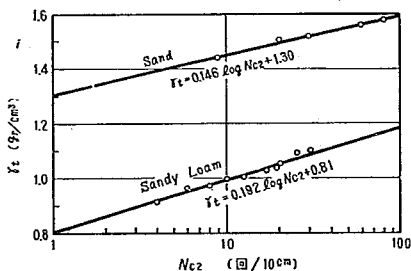


図-4 供試体密度 ~ N_{c2}

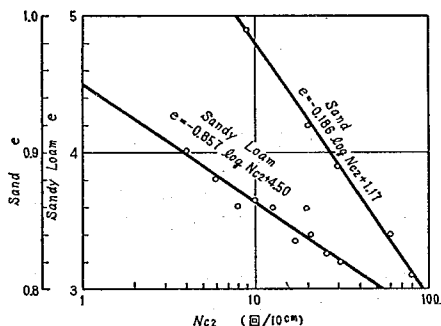


図-5 供試体間隙比 ~ N_{c2}

砂質ローム土: $\gamma_t = 0.192 \log N_{c2} + 0.81$ (1)

砂: $\gamma_t = 0.146 \log N_{c2} + 1.30$ (2)

[間隙比]

砂質ローム土: $e = -0.857 \log N_{c2} + 4.50$ (3)

砂: $e = -0.186 \log N_{c2} + 1.17$ (4)

ここに, γ_t : 供試体の密度 (g/cm³)

e : 間隙比

N_{c2} : 回/10 cm

すなわち, 密度または間隙比と N_{c2} との間には指数関数的関係が認められ, N_{c2} 値の変化から密度または間隙比の変化を知ることができる。しかし, これらの関係は室内で作成した一様土層の実験から得られたものであり, 数字そのものを現地地盤に適用できるかどうかかわからない。

土層を2層に分け, 下層の密度を大きくし, 上層を種々変えて行なった実験の結果では図-6, 7に示すように密度の変化が N_{c2} の変化となってよく表われている。図-4, 5からは N_{c2} と密度または間隙比との関係が指数関数的であることがわかったが, これを現地地盤に適用するには, 密度が明瞭に変化する土層で下層密度と上層密度の比と, そのときの N_{c2} の比を比較すれば, いずれも無次元化できるので一般的に適用が可能であると考えられる。そこで, 図-6, 7の実験から求めた γ'_t/γ_t と N_{c2}'/N_{c2} (仮りにいずれも変化率と呼ぶ) を半対数紙上にプロットすると図-8に示すように直線関係を示す。その直線式は,

$$\gamma'_t/\gamma_t = 0.176 \log (N_{c2}'/N_{c2}) + 1.03 \quad \text{.....(5)}$$

ここに, γ'_t, γ_t : それぞれ下層, 上層の密度 (g/cm³)

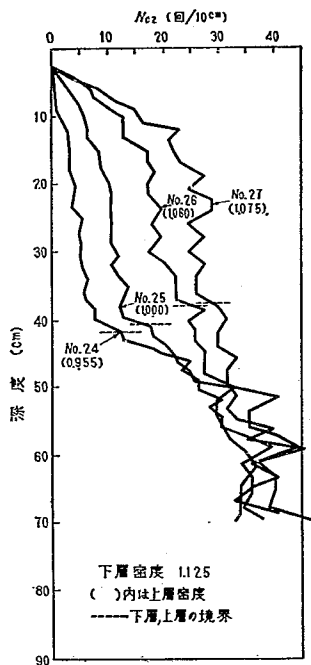


図-6 Sandy Loam

N_{c2} , N_{c2} : それぞれ下層, 上層の N_{c2}
(回/10 cm)

(5)式の関係を用いると現地地盤において N_{c2} の変化の程度を知ることによって密度の変化の程度を知ることができる。

しかし、ここで問題になるのは、 N_{c2} の変化が本当に土層の密度の変化によるものか、それとも土層構成その

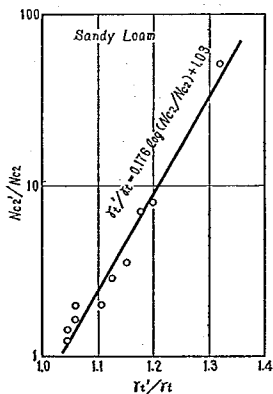


図-8 $\gamma_t \sim N_{c2}$ 変化率の関係

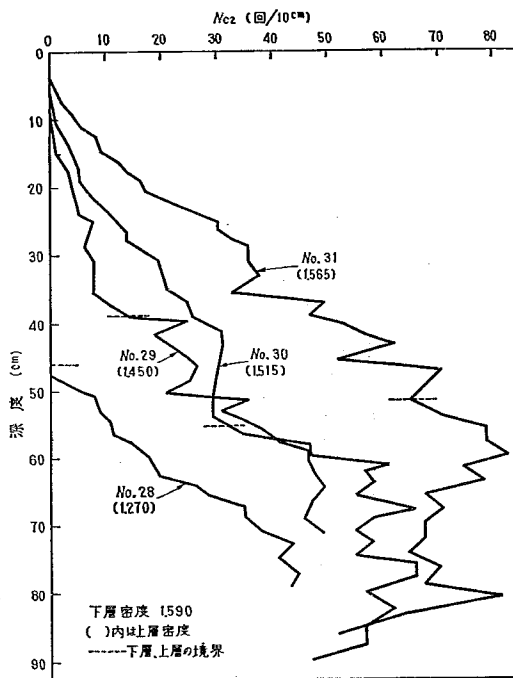


図-7 Sand

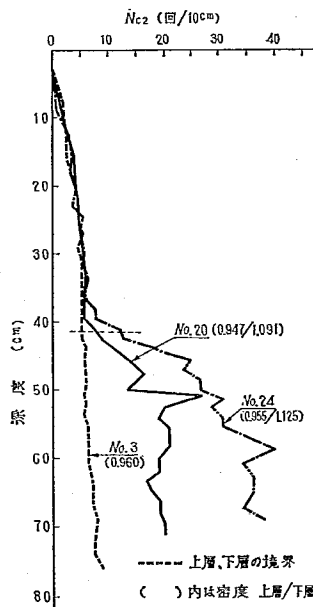


図-9 Sandy Loam

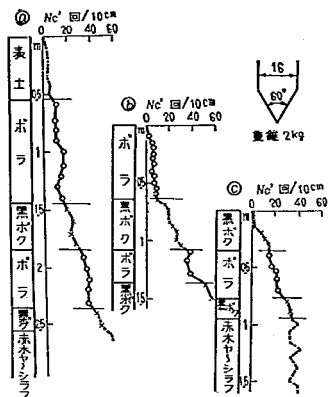


図-10 都城市付近での試験

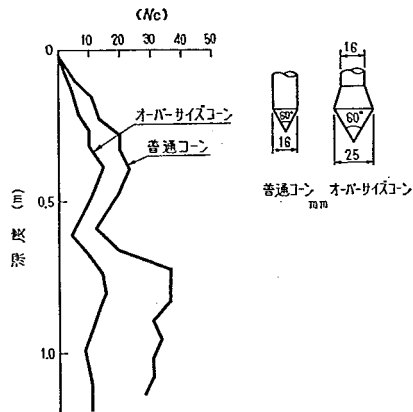


図-11 ロッド周面摩擦の影響

ものがまったく異なっているためであるかの判別はできない。このような場合土層構成を知り得るボーリング、テストピット、露頭観察などでチェックすれば対象斜面全域に拡げて使用できる。図-9は一様密度土層の試験結果と、2層に分けた土層での試験を比較したものの一例であり、密度の高い土層で N_{c2} が急増するのがわかる。

3.2 ロッドの周面摩擦の影響

ロッドに作用する周面摩擦は貫入深度の増加に従い累加されてゆく。崩壊土層あるいは風化土層のように土層、貫入抵抗の漸変する場合は周面摩擦の影響により誤った結果を得る場合もある。本試験機は、この周面摩擦をいくぶんかでも除くために先端コーンはロッド径よりも大き目に作製してある。

図-10 は都城市付近の各種火山灰土層が成層をなした崖面でロッドの周面摩擦の程度を調べたものである。図の⑤、⑥は順次上部の土層を取り除いて行なったものである。ボラ層は小豆大の軽石状のものからなるきわめて透水性の高い空隙に富んだ層であるが、 $N_{c'}$ 値はほぼ5程度であるが⑥、⑦に表土層ののりと表土層によるロッドの周面摩擦のために $N_{c'}$ は10~15に増加する⑧。一方、黒ボク層はきわめて緻密な透水不良の粘性土層であり、その下のボラ層は同様に $N_{c'}$ は20前後に増加する。また、黒ボク自体も貫入曲線は傾きをもってロッドの周面摩擦の累積が大きいことを示している。

図-11 はほぼ均一と考えられる砂質ローム地盤（埋立地）で行なった実験結果である。一方は径 25 mm のオーバーサイズコーンを用い、他方は径 25 mm のロッド先端を円錐形にしたものであり、後者の方が貫入抵抗が大きく、ロッドの周面摩擦が深度とともに累積している

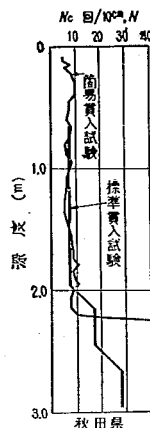


図-12 N 値との比較

のがわかる。オーバーサイズコーンの場合の周面摩擦の影響についての実験は行なわなかったので影響がどの程度であるかは判明しないが、探査深度が増すにつれ、また粘性の高い地盤、地下水位以下の砂地盤、あるいは軟弱な地盤等ではロッドの周面摩擦の影響はオーバーサイズとはいえ、無視できないものが出てくるので結果の判定には注意を要する。

3.3 N 値との関係

簡易貫入試験によって得られる N_{c0} 値が土質調査で一般的に用いられる N 値と対応できれば便利である。いま、 N 値と同様の表示法 N_{c30}^{*2} と N 値との比較を行な

*1 $N_{c'}$ は 2 kg のウェイトを 50 cm 落下させることによって径 16 mm のコーン（先頭角 60°）およびロッドを 10 cm 貫入させるに要する打撃回数

*2 N_{c30} は 30 cm 貫入させるに要する打撃回数 $N_{c30} = 3N_{c0}$

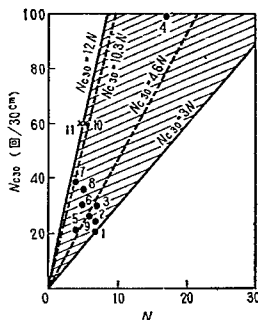


図-13 $N_{c30} \sim N$

ってみる。

図-12 は秋田県の第三紀頁岩の分布する斜面で行なったものの1例であり、次のような範囲を示す関係となる。

$$N_{c30} = (3 \sim 10)N \quad \dots\dots\dots(6)$$

これを両軸に N_{c30} , N をとってプロットすると図-13の1～9の点になる。

先端コーンの貫入機構は複雑であり、土層の性質にも左右されるが、いま単純にコーンの1回打撃当りの貫入量がコーン単位断面積当りに加えられる打撃エネルギーの大小に比例すると考えて簡易貫入試験（鉄研型）の N_d^{**} , または $N_{d35/30}^{**}$ とから N 値への換算を行なう。従来の比較試験の結果から次のような関係が得られており、この2式

$$N_d = N^{(1)} \quad (\text{周面摩擦の影響がほとんどない場合、砂および砂礫地盤}) \quad \dots\dots\dots(7)$$

$$N_{d35/30} = 10N^{(1)} \quad \dots\dots\dots(8)$$

を使って計算すると次のようになった。

$$N_{c30} = 4.62N_d = 4.62N \quad \dots\dots\dots(9)$$

$$N_{c30} = 1.03N_{d35/30} = 10.3N \quad \dots\dots\dots(10)$$

(9)および(10)の関係を図-13中に点線で示す。

次に、従来から得られているスウェーデン式サウンディングの N_{SW} と N の関係を用いて N 値への換算を行なうと図-13の10～11となる。

図-17の花崗岩風化層の例では $N_c = 20$ と $N_{SW} = 50$ がともに風化層とその上の表層土の境界を示し、図-18の第三紀泥岩の地すべり地域の例では $N_c = 20$ と $N_{SW} = 40$ がともに粘土化した泥岩の強風化層とその上の崩壊土層の境界を示す。花崗岩の風化層を砂、砂質土と考え、泥岩の強風化層を粘土、粘性土と考え稲田氏²⁾の次式
砂、砂質土 $N = 2 + 0.067 N_{SW} \dots\dots\dots(11)$

粘土、粘性土 $N = 3 + 0.05 N_{SW} \dots\dots\dots(12)$
を適用するとそれぞれ次式が得られた。

$$\left. \begin{aligned} N_{c30} &= 11.2N \\ N_{c30} &= 12N \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(13)$$

以上の(6), (9), (10), (13)式から、 N 値との関係は、次のように相当の幅をもった領域を示す関係となる。

$$N_{c30} = (3 \sim 12)N \quad \dots\dots\dots(14)$$

以上の比較は、①貫入機構の異なる動的、静的な方法の比較により求めていること。②同じ動的な方法でもコーンの大きさ、打撃エネルギーが極端に異なるものの比較であること、③適用土質によっては関係式の適用範囲が異なる。④コーン単位断面積当りの打撃エネルギーの大小で比較するという仮定を用いている。等の諸点に留意すべきである。

3.4 打撃エネルギーと N_c の関係

ロッドに加えられる打撃エネルギーは $M = mgh$ で表わされ、貫入量はこのエネルギーの大小に比例するはずである。しかし、実際にはウェイトの落下によるノッキングヘッドのクッション、ロッド、土の弾性圧縮、ロッドの横振動、ロッドの傾き、ロッドの継ぎ目等によるエネルギー損失を生じ、コーンの貫入量は加えられるエネルギーの大小に単純に比例するとは限らない。

そこで、この両者の関係を調べておくと、現地条件に応じた任意のエネルギーによる試験を行なっても N_c 値に換算でき、統一した比較が可能である。

いま、ほぼ均一と考えられる砂質ローム地盤（埋立

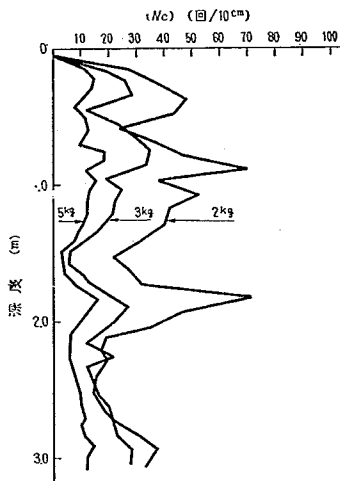


図-14 ウェイトの重量を変えて行なった場合の N_c の比較

^{**} 63.5 kg のハンマを 50 cm 落下させて径 50.8 mm のオーバーサイズコーン（先端角60°）を 30 cm 貫入させるに要する打撃回数

^{**} 30 kg のハンマを 35 cm 落下させて径 50.4 mm のオーバーサイズコーン（先端角60°）を 30 cm 貫入させるに要する打撃回数。

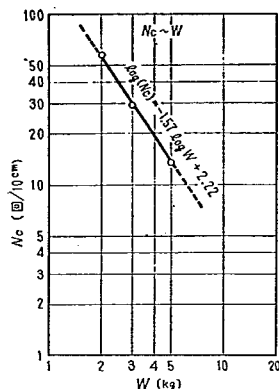


図-15 N_c とウェイト重量の関係

地) でウェイトを 2 kg, 3 kg, 5 kg に変えて試験を行ない (図-14), この累加打撃回数値から平均的な (N_c) 値³³を求め, ウェイトとの関係を求めると図-15に示すような結果が得られた。その式は

$$\log(N_c) = -1.57 \log W + 2.22 \quad (1)$$

ここに, W : ウェイトの重さ, 2 kg, 3 kg, 5 kg

上式の傾きは本実験以外の土質条件に一般的に適用される項であり, 直線の位置は土質によって変化する貫入抵抗の大小を表わす項である。上式は一般的に

$$(N_c) = W^{-a} \cdot K \quad (a=1.57, K=2.22) \quad (2)$$

となり, $W=2$ kg, 3 kg, 5 kg に対する (N_c) を N_{c2} , N_{c3} , N_c とすると $N_{c2}=W_2^{-a} \cdot K$, $N_{c3}=W_3^{-a} \cdot K$, $N_c=W_5^{-a} \cdot K$ より

$$N_c/N_{c2} = (W_5/W_2)^{-a}$$

$$N_c/N_{c3} = (W_5/W_3)^{-a}$$

したがって,

$$N_c = (W_5/W_2)^a N_{c2}$$

$$N_c = (W_5/W_3)^a N_{c3}$$

ゆえに, 一般に

$$N_c = (W_5/5)^a N_{c1} \quad (a=1.57) \quad (3)$$

なる関係が得られる。ここに, W_1 : ウェイト重量 kg, N_{c1} : W_1 kg のウェイトを用いたときの (N_c) 値, ただし落下高は常に 50 cm で一定である。

同様の考え方により, ウェイトの重さを 5 kg と一定にして落下高を変えた場合は

$$N_c = \left(\frac{H_1}{0.5}\right)^a N_{c1} \quad (a=1.57) \quad (4)$$

なる関係が得られる。ここに, H_1 : 落下高(m), N_{c1} : H_1 (m) の落下高を用いたときの (N_c) 値である。

いま, 図-14 の結果を(4)式によって N_c に換算して同一グラフ上に表わすと図-16に示すように 3 本の貫入曲

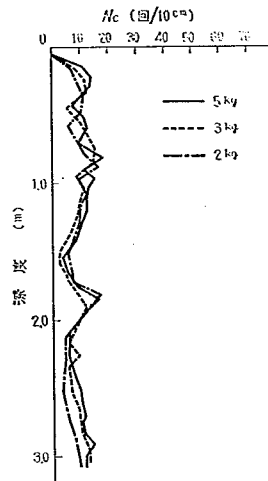


図-16 換算後の N_c 曲線

線はよく合う。

以上の式(1), (2)により, あらゆる土質条件に応じて任意のエネルギーを用いて試験を行なっても統一表示法である N_c 値に換算でき比較することができる。

4. 調査例

図-17 は茨城県筑波の花崗岩地域の例である。この地域はうすい表層土 (表土および崩積土層), およびその下の花崗岩風化層, その下部の基岩となっている。風化層は径 5~10 cm 程度の風化してボロボロになった礫を若干含む細粒のマサであり, 基岩は礫の表面が風化している巨礫状の花崗岩である。実線, 点線はいずれもこの風化層と表層の境界をとらえたものであり, ここで貫入抵抗が急変する。スウェーデン式サウンディング, 簡易貫入試験ともにこの境界をよくとらえており, 同一地点で得られる深度の差は小さい。基岩の巨礫は時には内部までほとんど風化している場合があり, このような所では簡易貫入試験ではこの巨礫をときどき貫入することがあるが, スウェーデン式サウンディングではほとんど貫入不能である。打撃による貫入と荷重と回転だけによる貫入の差があらわれる。

図-18 は神奈川県葉山の第三紀泥岩の地すべり地域の例である。土層は表土, 礫を含む粘土質の崩積土層, 粘土化の傾向を示す風化泥岩からなる強風化帯, 亀裂の発達した泥岩~砂岩, 堅固な泥岩~砂岩となっている。

図に示した地盤境界線は強風化帯の上部の境界をとらえていると思われる。2 方法によって求めた境界はこの部分でいずれも貫入抵抗が急変するが, 探査深度は斜面両端ではよく合っているのに対し, 中央部では合わなく

³³ (N_c) は 2 kg, 3 kg, 5 kg に対するそれぞれの N_c 値の意味

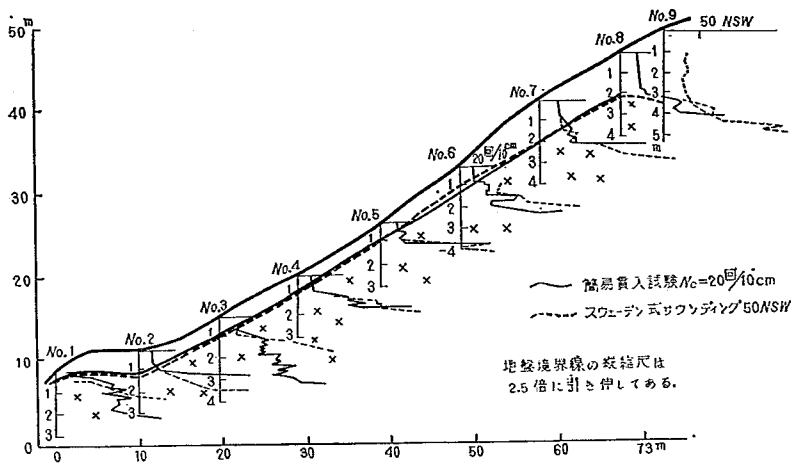


図-17 筑波（花崗岩）での例

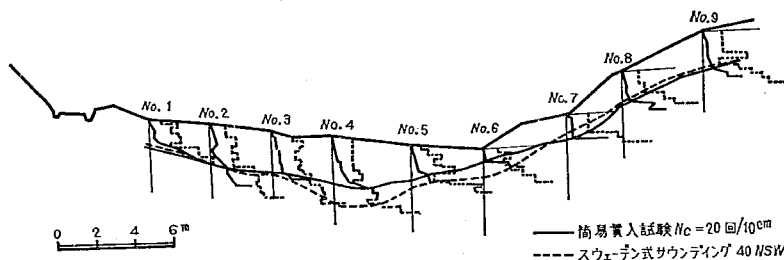


図-18 葉山（第三紀泥岩）での例

スウェーデン式サウンディングの方が深目に表われている。これは、斜面中央部では土塊の移動が行なわれ、土層の disturb が激しく、粘性土化しているためと思われる。先端コーンの貫入は、簡易貫入試験の場合、静的な荷重と回転による場合より塑性的な土塊の破壊に対して大きな抵抗を受けるからであろうと思われる。

5. まとめおよび適用性

- ① 土層の密度または間隙比と N_c 値の間には指数関数関係が認められる。
- ② しかし、これらの関係式の数値は実験室の一樣土層で得られたものであり、現地地盤に適用できるかどうかかわからない。
- ③ 密度および N_c 値の変化の割合 $\gamma'/\gamma'_c \sim N_c/N_{c0}$ の間にも同様に指数関数関係が認められる。これらはともに無次元化してあるので半対数紙上に書いた直線の勾配は現地地盤に一般的に適用し得る。
- ④ すなわち、 N_c 値の変化を知ることによって、その土層の密度の変化の程度を知ることができる。
- ⑤ しかし、実際には N_c 値の変化が土層の密度の変

化に起因するものか、土層の構成自体がまったく異質なものであるためかはわからない。土層の構成を知り得るボーリング、テストピット、露頭等によりチェックするとよい。

- ⑥ ロッドに作用する周面摩擦は大きく、土層が漸移するような崩壊土層等では判定が困難である。この周面摩擦を除くためにコーンをロッドよりも大きいオーバーサイズにするとほとんど除くことができる。
- ⑦ しかし、探査深度が大きいほど、また粘性の高い地盤、地下水位以下の砂地盤、あるいは軟弱な地盤等ではオーバーサイズといえども無視できなくなるおそれがあり、結果の取り扱いには注意を要する。
- ⑧ N 値との関係を数例について調べてみると $N_{c30} = (3 \sim 12) N$ 、という幅の広い領域を示す。関係の求め方、適用土質等、種々の問題があり、妥当な関係とはいいがなく、 N 値に対応させることにも無理があるようである。
- ⑨ N_c 値と加えるエネルギーの間には指数関数的な関係があり、異なったエネルギーを用いて行なった

試験から統一表示法である N_c には次式によって換算することができる。ただし、落下高、ウェイト重量の

$$N_c = (W_f/5) \cdot N_{cf}, \quad N_c = (W_f/0.5) \cdot N_{cf}$$

うち一方は常に一定にしなければならない。

- ⑩ したがって、あらゆる土質条件に応じたエネルギーを用いた試験を行なっても N_c に換算できる。

⑪ 適用性

- i) 探査限界深度は土質にもよるが、せいぜい 4 m 程度である。
- ii) 礫、転石等を多く含む土層、崩積土層等では誤った解釈を行なう場合がある。
- iii) ロッドの周囲摩擦がはたきやすいような地盤条件のところで結果の取り扱いに注意を要する。
- iv) きわめて軟弱な粘性土層には向かない。
- v) 砂礫質、あるいは固結した土質からなる堅固な土質には静的な方法に比べて有利である。
- vi) 探査深度が大きくなるとロッドのたわみ等によるエネルギーの損失が大きくなる。

⑫ 調査計画を樹てる場合の留意点

- i) できるだけ斜面全域を面的に調査するのがよく、対象区域全域に格子状に試験点を配置するのがよい。
- ii) 特に崩壊の起りやすい谷地形等では、縦断測線上の試験点は密にとるべきで、少なくとも 5 m 以上は離さない。
- iii) 前もって地形地質の概査を行なっておき、主測線を中心に、試験点の配置の疎密を考慮する。
- iv) できれば代表的な個所でのボーリングコアの判定、テストビットによる土層の観察を行ない試

験結果と対比させるのがよい。同時に土質の力学試験、物理試験を行なっておくとよい。

- v) 簡易貫入試験だけでは適切な結果が得られない場合、スウェーデン式サウンディング、その他の方法の併用を試みるのもよい。
- vi) その他に透水試験、微地形、微地質、湧水、地下水の挙動、地表水の径路、植生の特徴等を調べて総合的な考察を行なうのがよい。

おわりに

本試験法は目新しい方法ではないが、地形的な制約の非常に多い急傾斜面で、かつ比較的堅い地盤である山地地盤に適用するものである。本稿ではその性能についていくつか述べたが、今後、現地試験を数多く行ない、さらにその特徴を明らかにしたいと思う。多大の示唆、御教示をいただいた急傾斜地崩壊研究室長渡正亮氏をはじめ研究室の皆様に深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土質工学会編：土質調査法 pp. 100
- 2) 稲田倍徳：スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について、土と基礎、Vol. 8, No. 1 pp. 13~18, 1960
- 3) 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, pp. 31~35, 1970
- 4) 安江朝光：急傾斜地の分類基準、地すべり Vol. 7, No. 4 1971
- 5) 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

IX 急傾斜地関係文献

1. 谷 勲 :
急傾斜地崩壊対策事業について
水利科学, No58, 1967
2. 谷 勲 :
急傾斜地崩壊防止工事について
第8回砂防及び地すべり防止講義集
1968
3. 熊本 益美 :
急傾斜地の崩壊による災害防止に関する法律(案)について
水利科学, Vol 12, No 2, 1968
4. 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 9月号 1968
5. 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 4, No11, 1967
6. 矢野, 谷, 釣谷, 渡 :
砂防・地すべり防止工事ポケットブック
山海堂, 1968
7. 新田, 小橋 :
土木工事のり面保護工
鹿島出版会, 1968
8. 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
9. 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
10. 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, No11, 1969
11. 芥川 真知 :
急傾斜地崩壊の特徴
第9回砂防, 地すべり防止, 1969
12. 建設省河川局 :
急傾斜地法の解説
全国加除法令出版, 1970
13. 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
14. 安江 朝光 :
急傾斜地の分類基準
地すべり, Vol. 7, No 4, 1971
15. 鈴木 宏 :
ガケ崩れとその対策
河川, 昭和42年7月号, 1971
16. 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)一試験機の性能
土木技術資料, Vol.13, No 8, 1971
17. 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
18. 日本材料学会 :
斜面安定工法「指針と解説」
鹿島出版会, 1971
19. 山田, 渡, 小橋 :
地すべり, 斜面崩壊の実態と対策
山海堂, 1971
20. 渡 正亮 :
急傾斜地崩壊型の分類
土と基礎, Vol.20, No 2, 1972
21. 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
22. 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 168, Vol.20, No 2, 1972, 2
23. 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
24. 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
25. 中野尊正, 門村活, 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
26. 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
27. 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
28. 建設省地すべり対策室, 土木研究所急傾斜地崩壊研究室: かけ崩れ災害実態調査 (中間集計)
土木研究所資料 772, 1972, 6
29. 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, No18, 1972, 8
30. 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
31. 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, No10, 1972, 9
32. 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, No10, 1972, 9
33. 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, No10, 1972, 9
34. 土木研究所急傾斜地崩壊研究室:
昭和47年7月6日～7日秋雨前線ならびに台風25号によるかけ崩れ, (調査報告書)
土木研究所資料 782号, 1972, 10
35. 栃木 省二:
昭和47年7月4日・5日の豪雨により高知県繁藤地区に発生した地すべり性崩壊について, (ニュース)
地すべり30, Vol. 9, No 2, 1972, 10
36. 渡 正亮:
急傾斜地崩壊の実態調査結果について
第2回砂防・地すべり防止講義集
1972, 11
37. 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
38. 田中 茂:
集中豪雨による斜面の本質的検討
施工技術, Vol. 5, No11, 1972, 11
39. 奥田 積:
集中豪雨とはどんなものか
一土砂崩壊との関連性について—
施工技術, Vol. 5, No11, 1972, 11
40. 小坂 丈子:
土砂崩壊における粘土鉱物の分布とその性質
施工技術, Vol. 5, No11, 1972, 11
41. 原田博介, 河村忠孝:
シラス地帯での道路土工の防災対策—九州縦貫道の場合—
施工技術, Vol. 5, No11, 1972, 11
42. 松本克雄:
集中豪雨による切取崩壊
—鹿児島本線薩摩大川構内の例—
施工技術, Vol. 5, No11, 1972, 11
43. 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, No11, 1972, 11
44. 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, No11, 1972, 11
45. 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, No11, 1972, 11
46. 渡正亮:
岩盤地すべりの実態とその問題点
施工技術, Vol. 5, No11, 1972, 11
47. 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, No11, 1972, 11
48. 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, No11, 1972, 11
49. 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, No11, 1972, 11
50. 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, No13, 1972, 12
51. 谷 勲:
47・7豪雨をかえりみて
新砂防86, Vol.25, No 3, 1973, 1

52. 安江 朝光：
のり面と斜面安定工指針
第25回建設技術研修会テキスト
1973, 1
53. 猪瀬 賢：
47年7月災害報告
新砂防86, Vol.25, No.3, 1973, 1
54. 竹腰 正保：
47・7豪雨災害 —神奈川県—
新砂防86, Vol.25, No.3, 1973, 1
55. 神谷忠良, 加藤真機, 富増栄三：
47・7豪雨による愛知県三河地方の災害について
新砂防86, Vol.25, No.3, 1973, 1
56. 中村浩之, 大平成人, 吉岡良朗, 黒田和男,
岸本良次郎, 安藤武：
昭和47年7月豪雨災害ニュース特集
地すべり31, Vol.9, No.3, 1973, 1
57. 大久保駿, 服部泰英：
千葉県で発生したかけ崩れの特徴について
新砂防86, Vol.25, No.3, 1973, 1
58. 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
59. 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
60. 大久保駿, 服部泰英：
か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—
土木技術資料, Vol.15, No.3, 1973, 3

崩壊の分類表

[illegible]

◎最も良く用いられる方法 ○しばしば用いられる方法
△場合により用いられる方法 ×不適當

◎最も良く用いられる方法 ○しばしば用いられる方法
△場合により用いられる方法 ×不適當

○重要な原因 △一般的な原因
×ほとんど関係ない