



土木研究所資料 第 755 号

急傾斜地崩壊対策のための調査について

昭和 47 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	急傾斜地崩壊の調査.....	(6)
III	急傾斜地崩壊型の分類.....	(13)
IV	急傾斜地の分類基準.....	(20)
V	簡易貫入試験機による地盤調査.....	(24)
VI	簡易貫入試験機による地盤調査 (2)	
	—— 試験機の性能 ——	(29)

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り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を表-1に示すが、毎年いかに多くの死傷者を出しているかがわかるであろう。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。

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	個 所 数 (箇所)	死 者 (人)	負 傷 者 (人)	全 壊 (戸)	半 壊 (戸)
33. 9.25~27	狩野川台風	神奈川・東京	1,443	93 (1196)	142 (1814)	426	448
36. 6.27~29	梅雨前線	神奈川・静岡 長野・兵庫等	833	55 (407)	65 (1158)	282	429
41. 6.22	梅雨前線	鹿児島	37	2	12	10	9
41. 6.27~28	台風4号	関東・東北	1,390	58	89	113	126
41. 7. 7~9	梅雨前線	鹿児島	44	15	66	71	64
42. 7. 8~9	台風7号・ 梅雨前線	西日本	3,050	146 (379)	67 (1297)	313	294
42. 8.10~11	梅雨前線	羽越地方	108	5 (142)	2 (139)	1	1
42.10.27~28	台風34号	和歌山	255	7	4	3	22
43. 2.21	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. 6.29~7.11	梅雨前線	鹿児島・宮崎	69	73 (89)	184	237	284
45. 7. 1	"	千葉・神奈川	36	18	5	18	20

() は急傾斜地の崩壊を含めた全数。

建設省河川局報、災害統計 建設省河川局報、最近10か年間の災害統計 警察庁資料、その他による。

- 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-2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

表-2 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 以上	10戸 以上	20戸 以上	30戸 以上	50戸 以上	計	5戸未満 学校等	5戸 以上	10戸 以上	20戸 以上	30戸 以上	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
愛知	7	105	86	31	31	22	282	1	10	12	2	1	1	27	309
三重	0	72	61	21	19	22	195	0	22	8	1	1	0	32	227
福井	22	241	187	83	63	62	658	7	7	2	2	2	0	20	678
滋賀	8	45	27	10	12	16	118	0	1	0	0	0	0	1	119
京都	3	73	60	14	21	21	192	3	2	6	4	0	0	15	207
大阪	15	107	115	53	30	33	353	1	0	2	0	0	1	4	357
兵庫	0	8	12	3	4	2	29	0	1	2	0	1	2	6	35
奈良	0	485	360	161	134	90	1,230	0	0	0	0	0	0	0	1,230
和歌山	9	62	36	14	11	20	152	6	6	1	1	0	0	14	166
鳥取	12	95	73	33	31	23	267	2	31	39	17	13	12	114	381
島根	12	22	34	8	11	6	93	1	2	0	0	1	0	4	97
岡山	32	163	78	22	29	40	364	0	0	0	0	0	0	0	364
広島	13	66	55	17	18	22	191	1	6	2	1	1	0	17	202
山口	30	164	141	69	52	87	543	19	33	18	6	5	7	88	631
徳島	13	115	65	20	19	33	265	4	6	5	4	8	10	37	302
香川	0	115	104	58	52	47	376	0	3	2	0	0	0	5	381
愛媛	8	65	32	8	6	8	127	4	5	4	0	1	0	14	141
高知	16	75	54	13	49	41	250	4	4	2	2	2	3	17	267
福岡	0	70	38	12	7	23	150	0	6	4	4	0	0	14	164
佐賀	3	26	19	10	5	2	65	1	14	6	2	2	2	27	92
長崎	0	93	76	25	16	7	217	0	7	3	2	0	0	12	229
熊本	0	86	69	24	27	40	246	0	5	2	1	1	1	10	256
大分	0	196	118	60	32	35	441	0	4	3	0	2	0	9	450
宮崎	0	195	101	37	35	54	422	0	2	1	0	1	1	5	427
鹿児島	27	224	223	106	58	38	676	7	2	2	2	1	0	14	690
計	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	12,385	158	324	238	96	64	79	959	13,324

昭和44年8月建設省砂防課

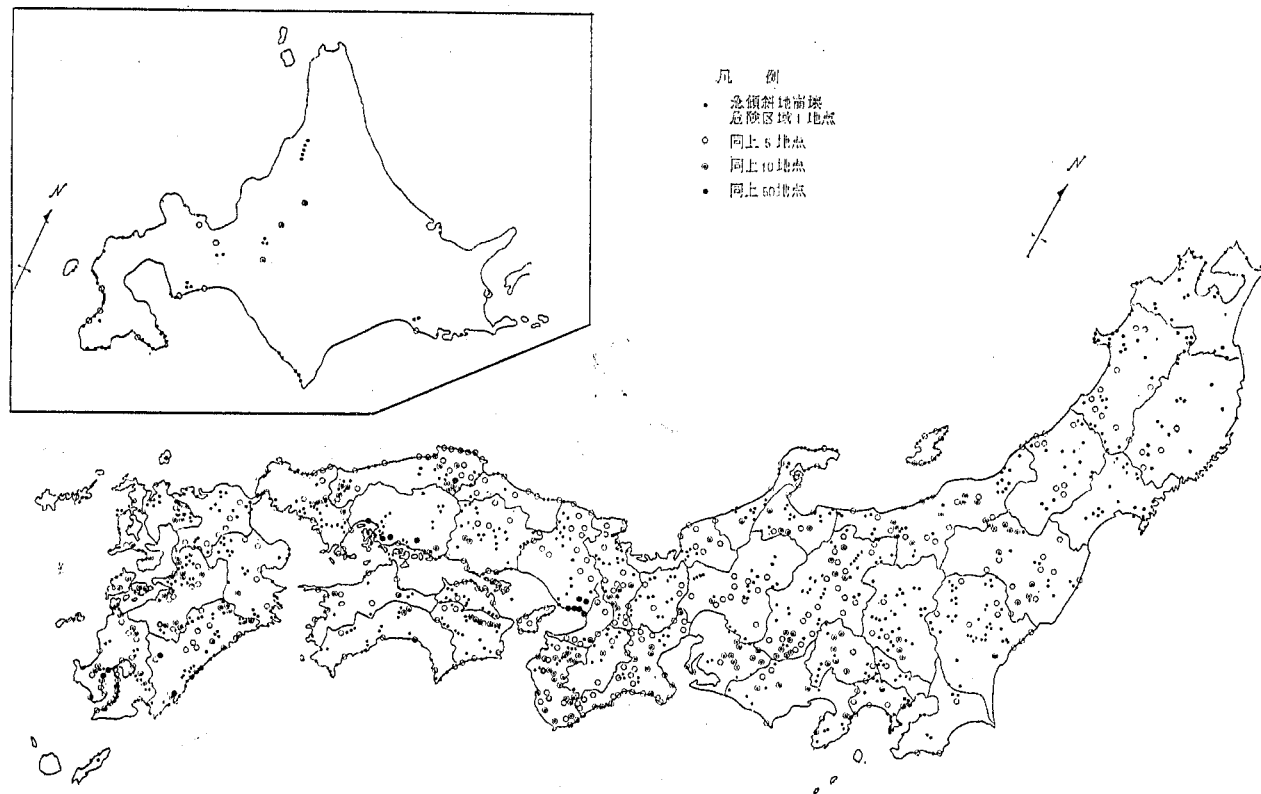


図-1 全国の急傾斜地の分布

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。

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(予定) 30 "

となっている。

5. 急傾斜地関係文献一覧

1. 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
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
3. 内田辰久：「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
4. 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
5. 鈴木 宏：ガケ崩れとその対策
河川 昭和46年7月号
6. 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 No. 11 1967
7. 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
8. 平尾公一，大久保駿：シラス地帯の災害，昭和44年6，7月梅雨前線豪雨による南九州の崖崩れ
土木技術資料 Vol. 11 No. 11 1969
9. 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
10. 大久保駿，上坂利幸，船崎昌雄：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 1971
11. 安江朝光：急傾斜地の分類基準
地すべり Vol. 7 No. 4 1971
12. 渡 正亮：急傾斜地崩壊型の分類
土と基礎 Vol. 20 No. 2 1972
13. 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
(投稿中)
14. 矢野，谷，釣谷，渡：砂防，地すべり防止工事ボ
ケットブック
山海堂 1968
15. 新田，小橋：土木工事ののり面保護工
鹿島出版会 1968
16. 建設省河川局：急傾斜地法の解説
全国加除法令出版 1970
17. 日本材料学会：斜面安定工法 『指針と解説』
鹿島出版会 1971
18. 山田，渡，小橋：地すべり，斜面崩壊の実態と対策
山海堂 1971

II. 急傾斜地崩壊の調査*

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っているが、建設省砂防部の調べ^{*)}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に、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、装置は持ちこめず、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なってできる調査法の骨格をまとめてゆかねばならない。

* 建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室長

** " " 主任研究員

*** " " 研究員

* 新砂防81号に掲載予定

3. 急傾斜地崩壊の分類

全国的13,000箇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 崩土の運動形態による分類。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ブ崩壊、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。この面ではクリーブ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、崩積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、表土あるいは崩積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3～7は上部に表土または崩積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、崩積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。

表-1 斜面構成物質別分類

1. 表土	} 表層土
2. 崩積土	
3. 火山碎屑物	} 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) 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-2 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. 火山碎屑物	(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、石灰岩、火山灰などの礫岩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

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を順を追って説明する。

(1) 対象区域の決定

ここで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のもでてくる。

(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いる中で、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、その中での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かつむために便利であり、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

斜面周辺の微地質を調べる。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で起ることが多いから、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もので、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変化したり、濁ったりするかを調べる。湧水が濁り、量も急増すれば、その斜面は崩壊の危険性が高いといえる。また、降雨中にのみ発生する湧水についても位置、量を調べておく。

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。

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、斜面途中に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かどうか、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。

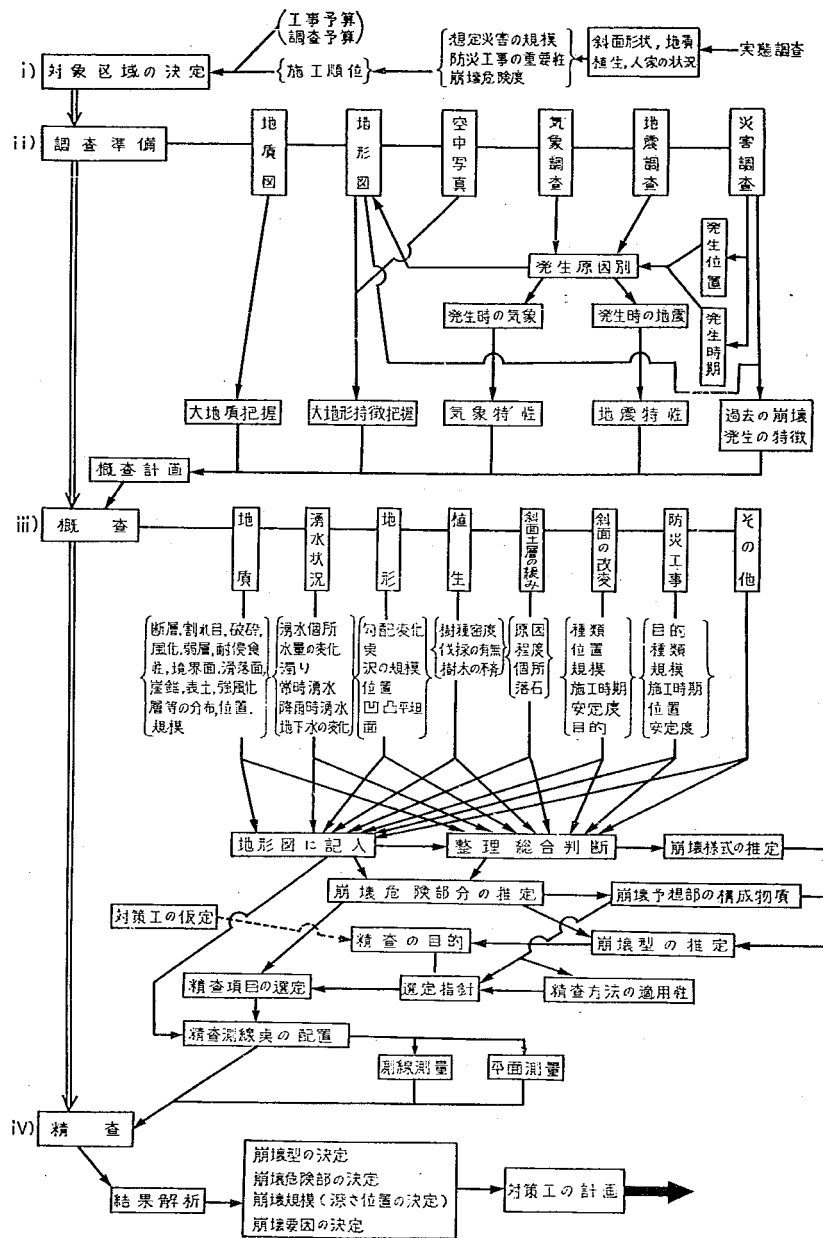


図-1 急傾斜地調査の骨組み

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。斜面の法肩の大木等は危険である。

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) 斜面の改変

盛土、切土、流路変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、崩積土等の分布、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子想をつける。

斜面の縦断形が凹型になっている場合は下部には崩積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積土はうすく、表土のみが被っている場合が多い。このような所の崩積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、滞水層の位置、分布、基盤面地形
 - ・ 土質常数 強度試験…粒度、比重、含水化、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¹¹⁻¹³⁾、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3～4m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

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くつく。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、テストピ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いる、不攪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。

テストピットは深さが2m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、また不攪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場合の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、掛矢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た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値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かく、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き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ことができなかった。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，船崎昌雄：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

III. 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。

一般に急傾斜地で発生する崩壊は、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的に見れば、一種の陸準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、オーバーハンク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）。

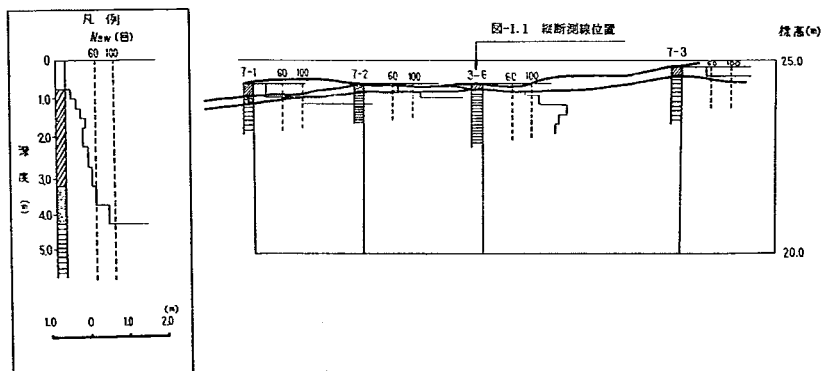
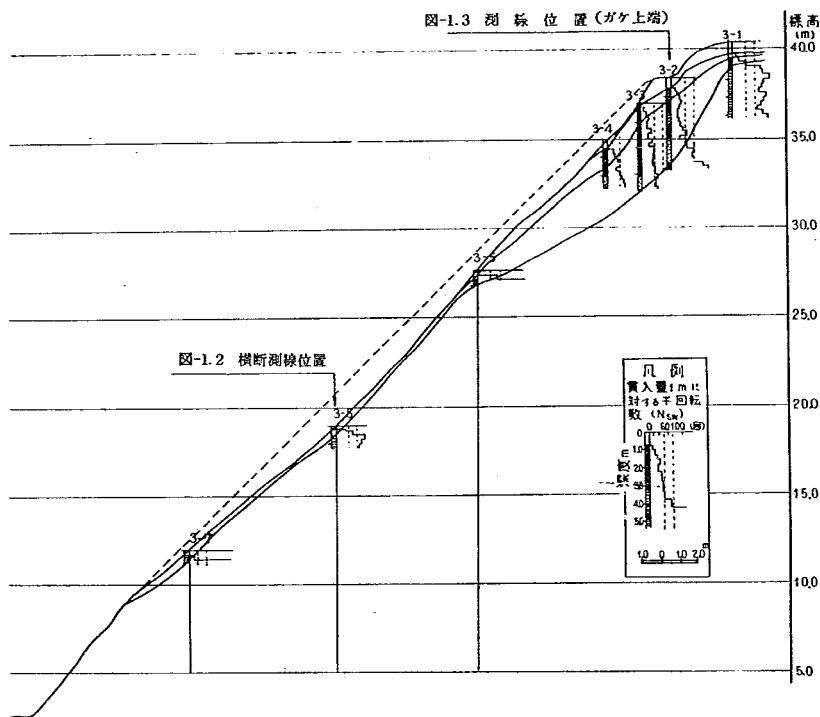
同一地域内で、地形が同じでもくずれたりくずれなかったりする原因の一つとしては、その斜面の微地形がある。

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）のがけの先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

* 建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室長

** 土木基礎 vol. 20, No. 2 (1972, 2) に掲載。



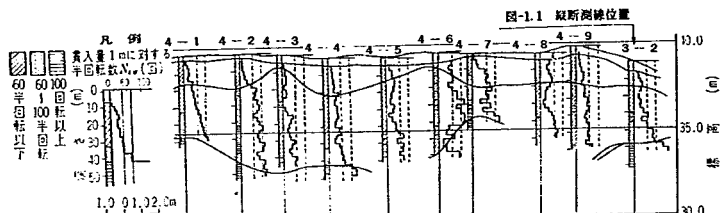


図-1.3 浜田サウンディング結果図 (3)

点は、地形的には尾根部にあたるが、その尾根の突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コウ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、崩壊時にその側面摩擦力が凹形斜面ほど働かないためであろう。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。自然地盤の中の透水性は、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場合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、土層内の間ゲ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ゲキの多い境界面を作り、表土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、根切れを起こし、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たり、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かる事ができる。

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スベリまたは地スベリ性崩壊と呼んでいる。

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

重力の作用で運搬された土で、がけすい（崖錐）や地スベリ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) 火山砕屑物

火山の噴火に伴って生じた砕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悪いもの)

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、火山砕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、砂層からのバイビ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・ロームなどの火山砕屑物、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。

3.1 表土

(1) 表土の崩落(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。

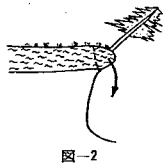


図-2

(2) 表土の滑落(slip)(図-3)

表土のみが滑落するもので、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。

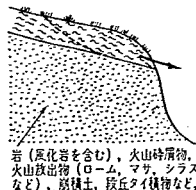


図-3

3.2 崩積土

(1) 崩積土の崩落(fall)(図-4)

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) 崩積土の地スベリ (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出来る。

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。

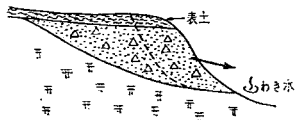


図-4

図-5

がけ下にはわき水を見ることが多い。

(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。

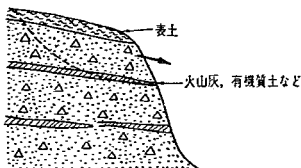


図-6

4.3 火山砕屑物

(1) 火山砕屑物の崩落 (fall)

(i) シラス, ロームなどの崩落 (図-7)

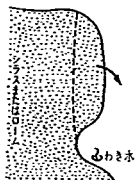


図-7

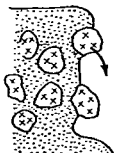


図-8

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)

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) 火山砕屑物の滑落 (slip)

(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て、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-9

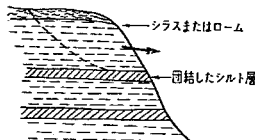


図-10

4.4 段丘タイ積物

(1) 段丘タイ積物の崩落 (fall)

(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)

レキ層以外の侵食が進み残ったレキが崩落する。

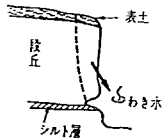


図-11



図-12

(2) 段丘タイ植物の滑落 (slip) (図-13)

円レキ層が滞水層になっているので、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) 土石流タイ植物の崩壊は、崩壊土または段丘タイ植物とは異同に取替える。
土石流タイ植物は問題となるようながけ面を形成することと比較的少ない。

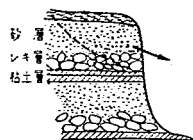


図-13

4.5 強風化岩 (マサ, 温泉余土)

(1) 強風化岩の崩落 (fall) (図-14)

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。

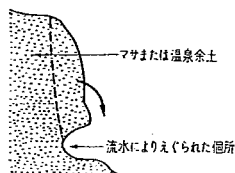


図-14

(2) 強風化岩の滑落 (slip)

(i) マサの滑落 (図-15)

15)

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すべるもので、その厚さは厚くて 2m 以下である。



図-15

(ii) 温泉余土 (図-16)

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) しているところの層沿いに滑落する。

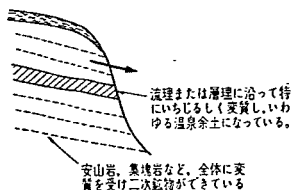


図-16

4.6 岩 (I) (硬岩)

(1) 岩 (I) の崩落 (fall)

(i) 割れ目などで囲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。

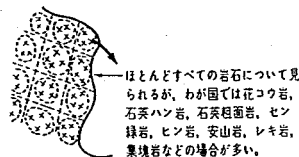


図-17

(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)

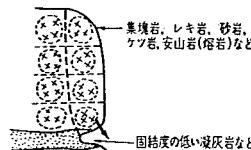


図-18

(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)

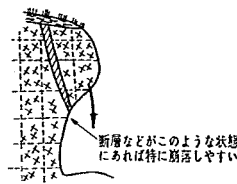


図-19

(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。

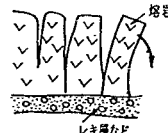


図-20

(2) 岩 (I) の滑落 (slip)

(i) 地層の境界面での滑落 (図-21, 図-22)

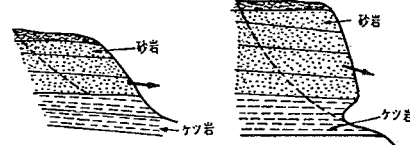


図-21

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。

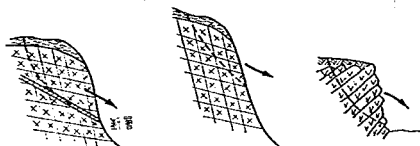


図-23

(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)

4.7 岩(II)

図-24



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、侵食に強い層が残る、それが崩落する(図-25)

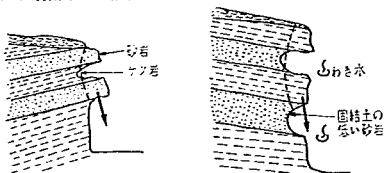


図-25

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。



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、層理面に沿ってすべることになる。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。

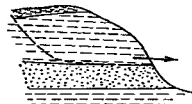


図-27

(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。

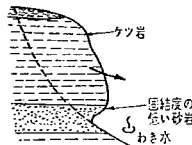


図-28

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なった、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)

IV. 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的解釈をたて、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に、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、急激な間引き水圧の上昇、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）、局所的な間引き水圧の急上昇、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

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択が異なる。急傾斜地対策事業を実際に進めるには、なるべく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タがどのような形になっているか。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、古い河岸段丘、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。

* 建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室

** 地すべり vol. 7, No. 4 (1971, 6) に掲載

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、また深部風化はないか。

16 温泉変質している所はないか、またその広がり。

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。

19 断層はあるか、形状、方向。

20 落石はないか。

21 雨水、凍上、地震などで最近とくにゆるみが著しい所はないか。

22 近くの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、調査方法そ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、草木類の根系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、崖縁、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洋段丘がある。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）、層理、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、軟くてハンマー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

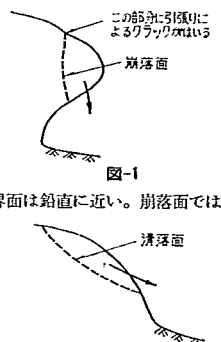


図-2

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		土質常数・強度試験				斜面変位調査・伸縮計	現地観察による地質 分類を行う際、特 にチェックする点				
			標準貫入試験 スウェーデン式サウンディング	コリンバットローメーター試験	ボーリング	オースターボーリング		簡易弾性波探査	電気探査	地下水調査	地下水流速試験	浸透試験	原位位置せん断試験			土質力学試験	土質物理試験	岩石試験	洗掘抵抗試験
A. 崖上	崩落		○	△	×	×	×	×	×	×	△	×	×	×	×	×	×	×	崩落する土塊の大きさ、立木の有無
	清落		○	○	×	○	△	○	×	○	×	×	△	△	△	△	×	清落する土の量と、すべり面の勾配、水の集り状況	
B. 斜面	崩落		○	×	×	×	×	×	×	△	×	×	×	×	×	×	×	原岩の種類、崖の形状	
	清落	基盤との境界	○	○	○	×	△	○	△	○	○	×	△	△	△	×	×	原岩の種類、境界での清水状況	
上	崩落	崩壊土中の清落	○	○	△	×	○	○	△	○	×	△	△	△	△	×	×	原岩の種類、スーズと清水箇所	
	清落	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	
C. 大山崎等	崩落	風化した凝結岩・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		○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、立木の有無	
	清落	マゼの清落	○	○	△	△	○	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	強風化の範囲、残存する亀裂面の方向	
F. 岩	崩落	温泉余土	○	△	○	△	○	○	○	○	△	△	△	△	○	○	△	極度に粒化した層の有無、その勾配	
	崩落	割れ目などで固まったブロック崩壊	○	×	×	×	△	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	岩の種類、崖の形状、清水状況	
	清落	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	○	×	×	×	△	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	崖の形状、岩の種類、清水状況	
	清落	同一地層でも下部が侵食に強く、上部が残っているもの	○	×	×	×	△	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	断層の有無、崖の形状、清水状況	
	清落	断層の節理による崩落	○	×	×	×	△	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	断層の節理の方向、崖の形状、清水状況、類似の箇所の崩壊状況	
	清落	地層の境界面での清落	○	×	×	×	○	×	○	△	△	△	△	△	×	×	×	境界面での風化及び清水状況、境界面の勾配	
G. 岩	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、不透水面の関係	
	清落	断層・節理で固結した、砂岩、火山灰などの断層部の境界面での清落	○	×	×	×	△	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	清水状況、水みちの形状、火山灰の性質	
	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、表面に平行する割れ目の状況	
	清落	第三紀層の頁岩の表面剥離による崩落	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	清水状況、水みちの形状、層理面の状況、勾配	
	清落	頁岩の層理面沿いの清落	○	△	×	○	×	○	×	△	○	×	×	×	×	×	×	清水状況、水みちの形状、層理面の状況、勾配	
	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)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、火山砕屑物、火山放出物、崩積土、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。

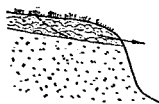


図-3

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とはまれで、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) 崩積土中の滑落

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、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積土によくみられる。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ことが大切である。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)や崩積の時期が古い場合には崩積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。

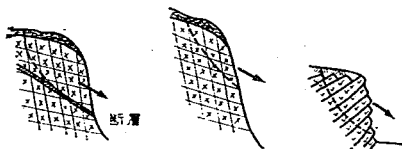


図-5

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

V. 簡易貫入試験機による地盤調査*

大久保 駿* 上坂 利幸**

ま え が き

最近、わが国では急傾斜地の崩壊による人命財産の損失という災害が非常に多くなっている。他の自然災害の防災措置の進捗により、従来あまり注意をはら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に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。社会的にこれらの災害を放置できないため、従来の個人的責任の範囲を脱して国家的事業として急傾斜地崩壊対策事業が行なわれることになり、昭和44年8月には「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」が制定され、崩壊防止措置、規制が行なわれることとなった。

崩壊防止工事の適切な工法を決定するためには、事前に斜面の地盤の状態を調べる必要があるが、対象とする地盤が急傾斜地であるという制約があるため、普通の土質調査、地盤調査の手法を適用できない場合が多い。本稿では、このような制約の多い急傾斜地に活用できる地盤調査の一方法として簡易貫入試験機による調査について各地で行なった比較試験の結果を報告し、簡易貫入試験によって得られる地盤の情報の判定、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

急傾斜地とは法律上でも定義されているように、傾斜30度を越すような急斜面であり、同時にその下端には人家のある生活圏に密着した急な崖面である。このような急傾斜地が持っている地盤調査を行なう際の制約条件あるいは特徴は、① 急斜面である。② 斜面下端には人家が密集している。③ 斜面上は植生で被われている。④ 想定される崩壊はあまり大規模なものではなく、かつ局所的であり、崩壊の厚さも3～4m程度までのものが多い。⑤ 崩壊の前駆的現象をつかみにくい。⑥ 崩壊現象は短時間で終る。⑦ 1箇所あたりの規模が小さいので、経費のかかる調査は行なえない。したがって間接的な調査手法が主体となる。⑧ 対象区域そのものは狭いが、崩壊現象にはその背後地の状況が密接な影響をもつ。⑨ 斜面末端に人家が密集して形成されているので、非常に小規模なたとえば落石のようなものまで対象

としなければならない。等の諸点があげられる。

一方、急傾斜地の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等である。崩壊に関係する要因は地形、地質、水理、水文、植生、地盤の状態等あらゆるものであるが、これらの中で、地盤の状態すなわち、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、あるいは締まり具合の変化、地盤構成物質の特徴等を調べることが崩壊の危険性、規模、位置等と知る上で最も直接的で適切な方法であると思う。ここで取り上げた簡易貫入試験はこれらの地盤中の強度、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簡単で有効な間接的手法と考えられる。サウンディングの手法は目的に応じて種々の方法が考えられているが、簡易貫入試験機は、① 急斜面上でかつ狭い区域での作業が容易であること、および対象区域をできるだけ面的に調査できるより据付、撤去、移動が容易であること。② 探査深度が3～4m程度までの比較的浅い地盤に用いる。③ 表層と基盤の境界をとらえる。あるいは密度、強度、締まり具合の相対的な変化を連続的にとらえる。④ 一点当りの作業の経費が少ない。等の諸点を考慮して従来の土工、路床の調査、施工管理のために制作さ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採用することとした。

2. 簡易貫入試験機について

装置の概略は図-1に示すように、ロッドの先端を円錐形のコーンにしたものをドロップウエイトの落下により

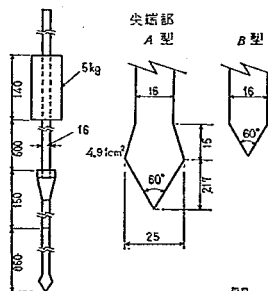


図-1 簡易貫入試験機

* 急傾斜地崩壊研究室

** 砂防研究室

** 土木技術資料第13巻第2号(1971, 2)に掲載

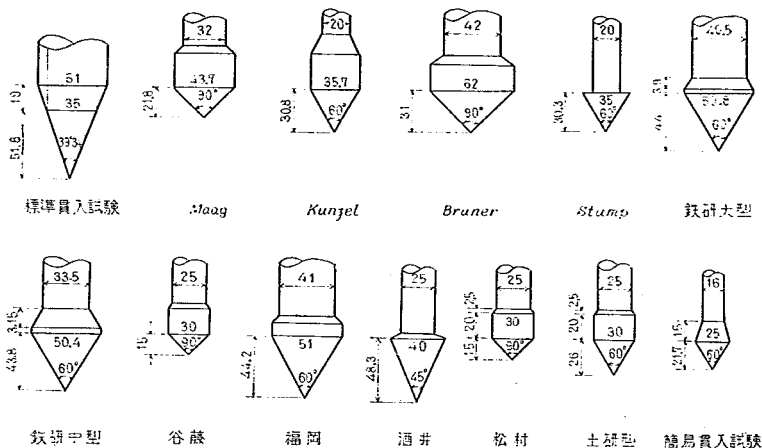


図-2 各種動的貫入試験 コーンの形式 (mm)

表-1 各種動的貫入試験

貫入試験	ロッド径 (cm)	コーン径 (cm)	コーン 断面積 (cm ²)	コーン 先端角 (°)	重量 (kg)	落下高 (cm)	方 法
標準貫入試験	5.1	5.1	20.3	39°34'	63.5	75	ケーシングなし ボーリング孔
Maag	3.2	4.37	15.0	90	50	50	ケーシングなし オーバーサイズ
Künzel	2.0	3.57	10.0	60	10	50	"
Bruner	4.2	6.2	30.0	90	50	33	ケーシング
Stamp	2.0	3.5	9.6	60	25.4	20	"
鉄研大型	4.05	5.03	20.3	60	63.5	75	"
鉄研中型	3.35	5.04	20.0	60	30	35	"
谷 藤	2.5	3.0	7.1	90	5	50	ケーシングなし オーバーサイズ
福岡	4.1	5.1	20.4	60	63.5	76	ドリルロッド
酒 井	2.5	4.0	12.6	45	8	30	ガスバイブ
土 研 型	2.5	3.0	7.1	60	5	50	ケーシングなし オーバーサイズ
松 村	2.5	3.0	7.1	90	5	50	"
簡易貫入試験	1.6	2.5	4.9	60	5	50	ケーシングなし オーバーサイズ

貫入させて、その貫入抵抗を求めるようになっている。ドロップウエイトの重量5 kg (2 kg, 3 kg に分けることができる)、落下高50cm (随目に変えられる)、ロッドの径16mm、先端コーンは先端角60°、径は16mmの普通サイズのもの、25mmのオーバーサイズのもの2種類である。従来から用いられている各種の動的円すい貫入試験機を表-1、図-2に示す。

3. 試験機の性能

簡易貫入試験による結果を10cm貫入させるに要する打撃回数 N_c で表示する (N_{c10} は30cm貫入させるに必要な打撃回数)。先端コーンおよびロッドの貫入の程度は地盤の密度、締め具合、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ような場合 (たとえば岩盤と表層の境界) 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なり、他の手法の併用を必要とする。特にロッドの周囲摩擦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恐れがある。

図-3は都城市付近の各種火山灰土層が成層をなした崖面での調査例であるが、ボラと黒ボクの貫入特性に注目したい。ボラ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ポーラスな層であり、黒ボクは緻密な透水不良の粘性土層である。右2図はそれぞれの土層を取り除いて行なったものである。ここでは先端コーンはオーバーサイズのものを用いなかったためで黒ボクの部分でのロッドの周囲摩擦がその下層のボラ、シラス等に累加されている状態が良く判る。ボラの N_c (ここでは1cm貫入させるに必要な打撃回数) が0.5程度であるが、その上に黒ボク、表土がのると1~4程度まで変化している。また、黒ボク自体も貫入曲線は傾きをもっており、ロッドの周囲摩擦の累積を示すものであると考えられる。

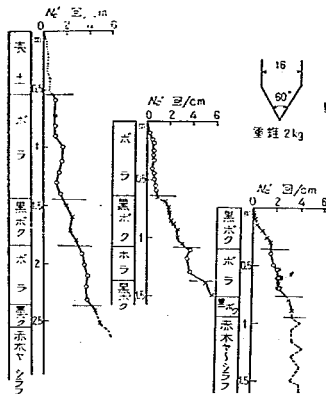


図-3 都城市付近のシルスの例

図-4はほぼ均一と考えられる砂質ローム地盤で先端コーンA型、B型(図-1)による比較試験の例である。A型に比べ周面摩擦の影響の強いB型は深さとともに N_c 値は漸増するが、オーバーサイズにしたA型はあまり変化がない。A型、B型では先端コーンの径が異なり、コーンの貫入抵抗はA型の方が大きい。浅い部分ではロッドの周面摩擦の累積が小さいので N_c 値はA型の方が大きい。ロッドの周面摩擦が累積していき、コーンの径の大きさによる貫入抵抗の差よりも影響が大きくなる所で(図では1m付近) N_c 値は逆転している。先端をオーバーサイズにするとロッドの周面摩擦の影響は相当小さくなるのがわかるが、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いえ

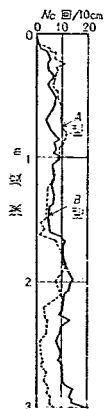


図-4 周面摩擦の影響

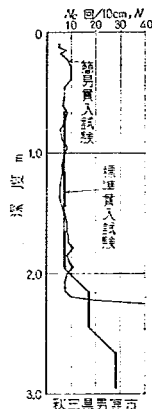


図-5 N 値との比較

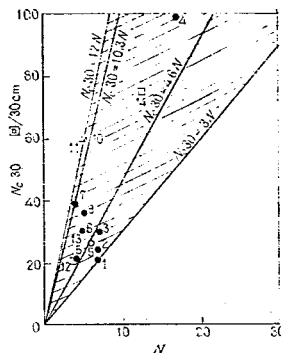


図-6 $N_{c30} \sim N$

ども無視できないものになってくるので結果の判定には注意を要する。

次に N_{c30} ($N_{c30} = 3N_c$) と標準貫入試験の N 値との比較を行なってみる。図-5は秋田県の第三紀頁岩の分布する斜面で比較を行なったものの1例であるが、

$$N_{c30} = (3 \sim 10)N \quad \text{.....①}$$

のようにかなり幅の広い関係が認められる。これを両軸に N_{c30} 、 N をとってプロットすると図-6の1～9の点となる。

先端コーンの貫入機構は複雑であり、また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と同様の方法である大型および中型動的円すい貫入試験(鉄研型)の N_d または、 $N_{d35/30}$ とから N 値への換算を行なってみる。 N_d 、 $N_{d35/30}$ はそれぞれドロップウェイト63.5kg、30kgを0.75m、0.35m落下させたときの30cm貫入させるに要する打撃回数である。

従来の比較試験の結果からは

$$N_d = N^{*1} \quad \left(\begin{array}{l} \text{周面摩擦の影響がほとんどない場合、砂および砂礫地盤} \end{array} \right) \quad \text{.....②}$$

$$N_{d35/30} = 10N^{*1} \quad \text{.....③}$$

なる関係が得られている。

$$\frac{30}{N_d} / \frac{30}{N_{c30}} = \frac{E_d}{A_d} / \frac{E_{c30}}{A_{c30}} = 4.62$$

ゆえに

$$N_{c30} = 4.62N_d = 4.62N \quad \text{.....④}$$

$$\frac{30}{N_{d35/30}} / \frac{30}{N_{c30}} = \frac{E_{d35/30}}{A_{d35/30}} / \frac{E_{c30}}{A_{c30}} = 1.03$$

ゆえに

$$N_{c30} = 1.03N_{d35/30} = 10.3N \quad \text{.....⑤}$$

ここに、 c_{30} 、 d 、 $d_{35/30}$ はそれぞれ簡易貫入試験、鉄

*1 土質工学会：土質調査法、pp. 100

研大型、鉄研中型の名試験を表わす。 E 、 A はそれぞれ打撃エネルギー、コーン断面積である。必要な諸数値は表-1に示す。

④および⑤の関係を図-6に示すと実線で表わした直線となる。

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 値への換算を行なってみる。

図-7の花崗岩風化層では、 $N_c=20$ と $N_{sw}=50$ がともに風化層とその上の表層土との境界を示し、図-8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。花崗岩の風化層を礫、砂、砂質土と考え、泥岩の強風化層を粘土、粘性土と考え、稲田氏の関係式

$$N=2+0.067N_{sw}^{**} \text{ (礫, 砂, 砂質土)} \quad \text{⑥}$$

$$N=3+0.05N_{sw}^{**} \text{ (粘土, 粘性土)} \quad \text{⑦}$$

より、それぞれ

$$N_{c10}=11.2N \quad \text{⑧}$$

$$N_{c10}=12N \quad \text{⑨}$$

が得られる。

一方、オランダ式貫入試験のコーン支持力 q_c と N との間には、砂質土の場合

$$q_c=4N^{**} \quad \text{⑩}$$

が得られているが、山梨県の変質風化層の例では q_c が 15, 20, 50 kg/cm² に対して N_c は 7, 10, 25 が良く対応する。したがって、

$$N_{c10}=(5.6, 6, 6)N \quad \text{⑪}$$

が得られる。

以上の⑧、⑨、⑪を先程の図-6にプロットすると10～14になる。以上数少ない例ではあるが、 N との関係は

$$N_{c10}=(3\sim12)N \quad \text{⑫}$$

となり相当幅をもった領域を示す。

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 同じ動的な貫入試験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。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が入っている。等の諸点に留意すべきである。

4. 調査例

図-7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(表土および崩壊土層)、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5～10cm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良くとらえており、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

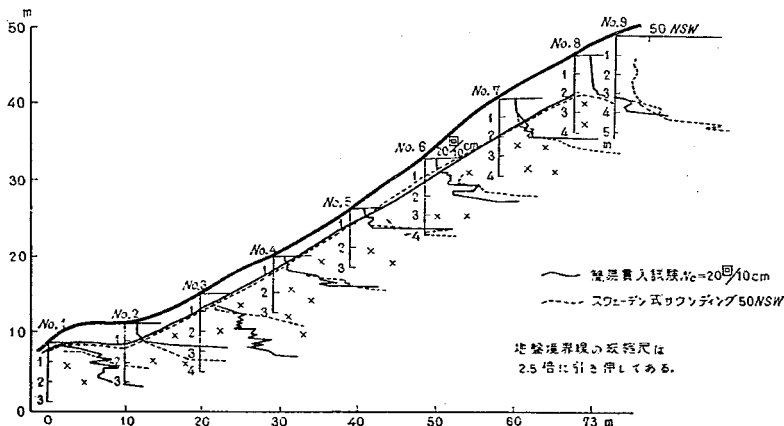


図-7 筑波(花崗岩)での調査例

** 稲田信雄: 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, p. 13~18, 1960.

** G. G. Meyerhof: Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Proc. of the A.S.C.E. Journal of the Soil Mech. and Found. Div. Vol. 82, No. SM1, Paper 866, 1956.

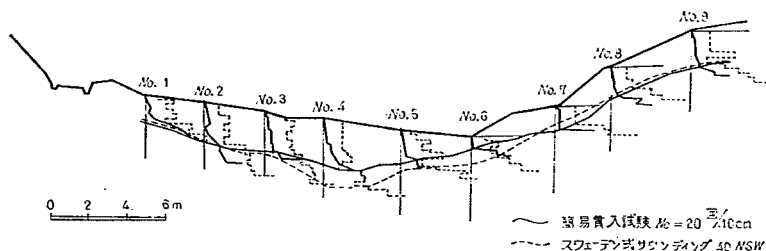


図-8 葉山（第三紀泥岩）での調査例

の差があらわれる。

図-8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は急変するが、探査深度は、斜面両端ではよく合っているが、中央部では合わず、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. 適用性

簡易貫入試験を用いた調査を行なう場合、およびその結果の解釈の際留意すべき点は、

- ① 探査限界深度は土質にもよるが、せいぜい4m程度である。
- ② 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。
- ③ 探査深度が大きい場合、地下水位以下の砂地盤、砂層、軟弱な粘性土の場合はロッドの周囲摩擦の影響があるので注意を要する。
- ④ きわめて軟弱な粘性土層には不向きである。
- ⑤ 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。
- ⑥ 探査深度が大きくなるにつれ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。

等である。

また、調査計画をたてる場合の留意点としては、

- ① 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。
- ② 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5m以上は離さない。
- ③ 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。
- ④ できれば代表的箇所でのボーリングコアの判定、テストピ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いよい。
- ⑤ 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。
- ⑥ 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ためのものであるが、本報告では中間的な結果しか述べられない。今後さらに、この方法による調査の有効性等の検討をつみ重ね、またこの方法によって得られた情報を有効に生かせる他の手法の併用法の開発を行ない、急傾斜面の地盤調査法をつくりたい。

VI. 簡易貫入試験機による地盤調査 (2)*

— 試験機の性能 —

大久保 駿* 上坂 利率** 船崎 昌継*

まえがき

先に、簡易貫入試験機を用いた地盤調査について、主として現地での試験結果を中心にその実用性、適用性等について述べたが¹⁾、簡易貫入試験機による地盤調査を行なう場合、その結果が土層のいかなる情報を表わしているのかをあらかじめ知っておく必要がある。そこで本稿では、簡易貫入試験によって表わし得る地盤の性質を知るために実験を行ないその結果を報告する。

ここで繰り返しておくが、簡易貫入試験とは、径 16 mm のロッドの先端を径 25 mm のオーバーサイズの円錐形コーン（先端角 60°）にしたものを 5 kg のウェイトを 50 cm 落下させることによって土中に貫入させ、土層の貫入抵抗を連続的に測定する方法である。

1. 性能実験の目的

簡易貫入試験機による地盤調査の目的は、地盤中の強度、締り具合、密度、堅さ等の不連続面、あるいは基盤面分布、できれば透水層の位置等を地表面から簡単にかつ、これらの性質の変化を連続的に測定することである。

土層の締り具合、堅さ、強度、あるいは透水性と密接な関係をもつ土層の密度を簡易貫入試験によってどの程度知ることができるか、また異なったエネルギーによって試験を行なった場合統一表示法である N_{e2} に換算し得るか、等を知り、実際に現地で試験を行なう場合、その結果にこれらをいかに反映させるかが本実験の目的である。

2. 実験の方法

N_e 値と密度の関係を求めるために室内実験土層による実験を行ない、打撃エネルギーとの関係を求めるために野外での実験を行なった。

(1) 室内実験の方法

a) 方法

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、2 kg のウェイトを 50 cm 落下させ

ることによって径 16 mm のロッド（先端コーンは径 25 mm のオーバーサイズ）を土中に貫入させ、打撃回数と貫入深を記録する。測定値を 10 cm 貫入させるに要する打撃回数 N_{e2} に換算し、縦軸に深度、横軸に N_{e2} をとりプロットする。

コーンの貫入時、土層はせん断的な破壊、塑性的な破壊を受け、コーンおよびロッド周辺の土塊は圧縮される。モールドの側壁はこの圧縮変形の及ぶ範囲以上のものでなければならぬ。Meyerhof²⁾ の観測によれば、ゆるい砂地盤にクイを打ち込んだ場合クイの周囲の砂の締め固め領域は、クイの径の 6 ~ 8 倍であるとしている。したがってコーン貫入時の締め固めの影響のないモールドの寸法はコーンの径 25 mm であるから 25 mm × 8 = 200 mm は少なくとも必要である。今回の実験では 30 cm × 30 cm の断面を有するモールドを使用しているので、このような締め固めが途中で規制されるおそれはないと考えられる。

b) 実験用試料

表-1 に示すような比重 2.67 の砂質ローム土および比重 2.75 の砂の 2 種類を用いた。粒度曲線を図-1 に示す。

c) 供試体の作成

モールド中の試料全体が均一な密度になるように供試体を作成するのは困難である。盛土の転圧を行なう場合³⁾ 地表面付近ほど沈下の割り合いが大きく、深くなるにつれ土層の圧縮は小さくなり土層全体が均一な密度を保てないことを示している。本実験ではこのような不均一をできるだけ少なくするためにモールド土層を 25 cm ごとに 4 層に分けて締め固めを行なった。しかし、それでも、締め固めの下層への影響、各層間の境界付近での不連続面の形成等があり、均一な土層が得られていないと思われる。締め固めの方法は 37.8 kg のウェイトを 50 cm 落下させて行ない、各試料について前もって図-2 のような締め固め回数と密度の関係を求めておいた。

d) 実験内容

土層の密度を種々変化させて表-2 に示すような実験を行なった。

A : 砂質ローム土の種々の密度について行なう。

No. 1 ~ No. 11

B : 砂の種々の密度について行なう。

No. 12 ~ No. 17

** N_{e2} は、ウェイトに 2 kg のものを用いて求めた N_e 値。

* 急傾斜地崩壊研究室 ** 砂防研究室

¹⁾ 土木技術資料第 13 巻第 8 号 (1971, 8) に掲載

²⁾ N_e 値は 5 kg のウェイトを 50 cm 落下させたときに径 25 mm のオーバーサイズコーンを土中に貫入させ、10 cm 貫入に要する打撃回数で表わす。

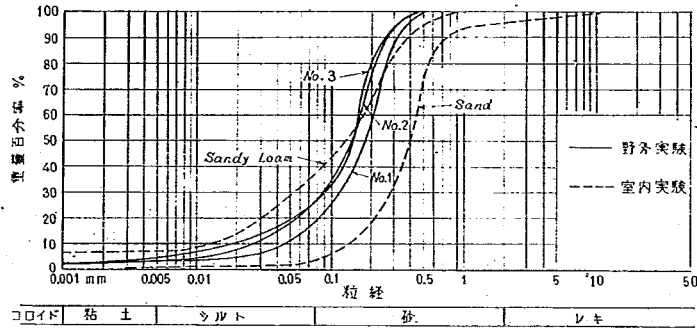


図-1 実験用試料 粒径加積曲線

表-1 実験用試料土質試験結果

	室内実験		野外実験		
	砂質ローム	砂	No.1	No.2	No.3
真比重 G_s ($T/15^\circ C$)	2.67	2.75	2.74	2.73	2.74
含水比 W (%)	71.56	4.10			
最大粒径 mm	0.84	9.52	2	2	2
60% 粒径 mm	0.17	0.42	0.210	0.178	0.160
30% 粒径 mm	0.065	0.31	0.121	0.088	0.092
10% 粒径 mm	0.013	0.14	0.046	0.029	0.018
均等係数	13	3	4.56	6.14	8.89
曲率係数	1.35	1.63	15.2	15.8	29.4
4.76mm以上の粒子 (%)	0	2	0	0	0
4.76~2mmの粒子 (%)	0	1.8	0	0	0
2~0.42mmの粒子 (%)	8.2	46.2	3	2	2
0.42~0.074mmの粒子 (%)	54.0	47.0	80	73	73
0.074~0.005mmのシルト分 (%)	29.8	3	14	21	19
0.005mm以下の粘土分 (%)	8	0	3	4	6
0.001mm以下のコロイド分 (%)	7.8	0	2	3	3
液性限界 LL (%)	106	—	—	—	—
塑性限界 PL (%)	76.6	—	—	—	—
塑性指数 PI	29	—	—	—	—
流動指数 I_f	17.5	—	—	—	—
三軸圧縮試験粘着力 C (kg/cm^2) (乱された)	0.12	—	—	—	—
内部摩擦角 ϕ 度	9	—	—	—	—

C : 砂質ローム土を2層に分け各層の密度を変化させて行なう。

No. 18~No. 27

D : 砂を2層に分け、各層の密度を変化させて行な

表-2 実験ケースとそのときの供試体密度

	No.	γ_s (gr/cm^3)		
		Sandy Loam	Sand	Sandy Loam/Sand
A	1	0.832		
	2	0.917		
	3	0.960		
	4	0.975		
	5	0.992		
	6	1.007		
	7	1.035		
	8	1.043		
	9	1.050		
	10	1.091		
	11	1.105		
B	12		1.270	
	13		1.440	
	14		1.500	
	15		1.520	
	16		1.560	
	17		1.580	
C	18	0.828/1.091(0.941)		
	19	0.911/1.091(0.993)		
	20	0.947/1.091(1.014)		
	21	0.986/1.091(1.036)		
	22	1.030/1.091(1.059)		
	23	1.042/1.091()		
	24	0.955/1.125(1.033)		
	25	1.000/1.125(1.059)		
	26	1.060/1.125(1.091)		
	27	1.075/1.125(1.100)		
D	28		1.270/1.590(1.408)	
	29		1.450/1.590(1.515)	
	30		1.515/1.590(1.543)	
	31		1.565/1.590(1.572)	
E	32			0.992/1.580
	33			1.050/1.580
	34			1.105/1.580

() は土層全体の平均密度

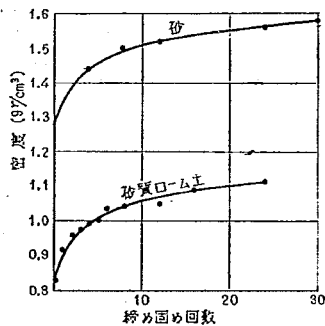


図-2 供試体の密度~締め固め回数

う。

No. 28~No. 31

E: 上層に砂質ローム土, 下層に砂を詰め, 上層の密度を変化させて行なう。

No. 32~No. 34

(2) 野外実験の方法

ほぼ均一土層と考えられる砂質ローム地盤(埋立地)において, ほぼ同一地点で行なった。土質試験結果は表-1, 図-11に示してある。

3. 実験結果と考察

(1) N_{c2} 値と密度または間隙比の関係

図-3は砂質ローム土, 図-4は砂について試験を行ない, N_{c2} の状況を各種密度ごとに示したものである。

砂質ローム土は地表から20cm以深になると N_{c2} 値は一定の値に近づく。砂の場合はバラツキはあるが40cm以深で一定の値に近づく^{*)}。砂質ローム土については20cm以深, 砂については40cm以深の平均的な N_{c2} 値を求め, 供試体の密度との関係を求めると図-5のように半対数紙上で直線関係を示す。この直線式を求めると

砂質ローム土:

$$\gamma_t = 0.192 \log N_{c2} + 0.81 \dots\dots\dots ①$$

砂:

$$\gamma_t = 0.146 \log N_{c2} + 1.30 \dots\dots\dots ②$$

ここに, γ_t : 供試体の密度 gr/cm^3

N_{c2} : 回/10cm

一方同様に間隙比と N_{c2} 値の関係も図-6に示すように半対数紙上で直線関係を示す。この直線式は

砂質ローム土:

$$e = -0.857 \log N_{c2} + 4.50 \dots\dots\dots ③$$

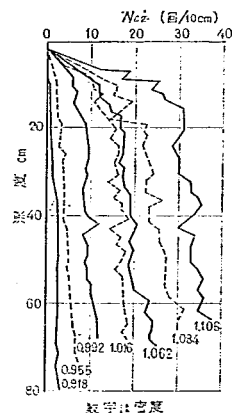


図-3 砂質ローム土 (N_{c2} と密度)

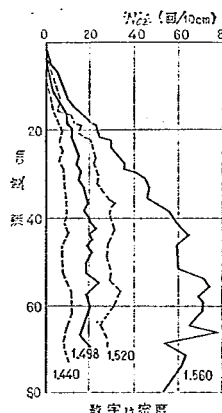


図-4 砂 (N_{c2} と密度)

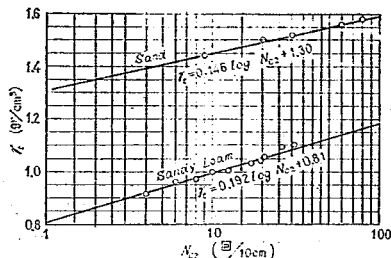


図-5 $\gamma_t \sim N_{c2}$

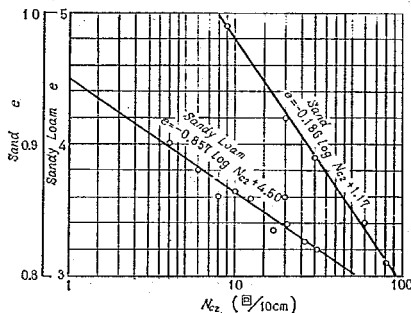


図-6 $e \sim N_{c2}$

砂:

$$e = -0.186 \log N_{c2} + 1.17 \dots\dots\dots ④$$

ここに, e : 供試体の間隙比

モールド中の土塊がすべて一様な密度になっていないおそれは充分あり, また締め固め段階で各土層の境界付近の密度は不連続になっているおそれも多分にあるが,

ここでは試料の膨れ上りの影響の大きい地表付近および圧密の影響のある底板付近を除いたモールド中間付近(40~60cm)の密度はほぼ均一と考えと(間隙比の場合も同様), 実験室で作成した試験土層では N_{c2} 値は砂質ローム土, 砂にかかわらず密度 γ_t , および間隙比 e と密接な関係をもっていることがわかる。

一般に土層の締め具合, 粗鬆度を示す指標は密度あるいは間隙比と考えることができる。また, これらは透水性を示す1つの指標でもあり, 地盤中のこれらの性質の変化位置が崩壊発生位置を規定することが多い。密度, 間隙比の絶対値はなくても, これらの値の変化位置を調べるとある程度崩壊位置の目安となり得る。室内での均一土層で得られた上記の①~④式を現地地盤にそのまま適用することはできないが, 密度, 間隙比と N_{c2} が密接な関係を持ち, しかもそれは指数関数的な関係であるという結果は適用してもさしつかえな

^{*)} 後述

いと思われる。しかし、現地地盤では N_{c2} 値の変化が単純に密度または間隙比の変化によるものか、または土層構成の変化によるものかの区別は困難であるが、地盤構成を知り得る他の方法（たとえばボーリング、テストピット等）でチェックすると N_{c2} 値の変化点の意味が明確になってくる。

図-7は砂質ローム土についてモールド中の土層を二層に分け、下層の密度を一定にし上層の密度を種々変化させて試験したものであり、左図は下層密度 1.09 gr/cm^3 に対して上層密度はその0.75, 0.84, 0.87, 0.90, 0.94, 0.96倍にとったそれぞれ0.828, 0.911, 0.947, 0.986, 1.030, 1.043 gr/cm^3 の密度について行なった場合であり、右図は下層密度 1.125 gr/cm^3 に対して上層密度はその0.85, 0.89, 0.94, 0.96倍にとったそれぞれ0.955, 1.000, 1.060, 1.075 gr/cm^3 の密度について行なったものである。

同様に図-8は砂について行なったもので下層密度 1.590 gr/cm^3 に対し上層はその0.80, 0.91, 0.95, 0.98倍にとった、それぞれ1.270, 1.450, 1.515, 1.565 gr/cm^3 の密度について行なった場合である。

砂の場合、含水比4%前後と非常に乾燥しており、また、モールド中の上層になるにつれ締め固め効果があらわれにくく、締め固めが不均一になる。地表付近のコーン貫入による試料の上方への膨れ上り、オーバーサイズのコーン貫入後のロッド周辺の孔隙崩れが起る等のため、貫入抵抗は深さとともに漸増する傾向がある。砂質ローム土は上述のような傾向は地表付近ごく浅い部分に見られるだけで、それ以深では密度の差による貫入抵抗

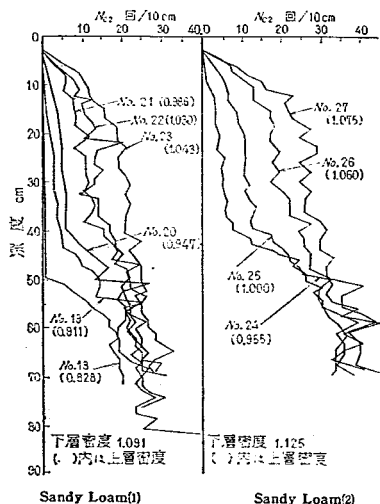


図-7 二種密度土層による N_{c2}

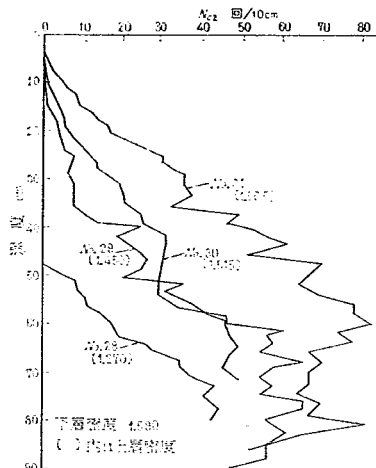


図-8 二種密度土層による N_{c2} (Sand)

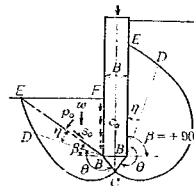


図-9 Meyerhof の破壊機構

の差は明瞭にあらわれる。

Meyerhof⁽⁴⁾は図-9に示すようにクイ基礎の支持力を考える場合、対数らせんのせん断破壊領域を考えているが、この破壊領域が地表面下に没するまではクイの貫入抵抗は漸増する傾向を示すのではないかと考えられる。図-3, 4, 7, 8の地表付近の N_{c2} 値が漸増する傾向はこれで説明することができる。また、図-7, 8の土層中で密度変化点付近で漸増傾向が見られるが、上層が下層に比べて密度が小さいので、地表付近と同じ状態であると考えられるので説明できる。

図-10は砂質ローム土の上層密度がほぼ同一のものについて単一密度土層と二種密度土層（下層が大）を比較したもので図中点線は単一密度土層、実線および一点鎖線は土層中で密度が変る二種密度土層を示している。密度の変化が著しい場合にはその密度の変化による貫入抵抗が明瞭に変わっているのがわかる。同様に図-11は砂の場合であるが同様の傾向が読みとれる。

現地地盤において貫入抵抗 N_{c2} 値から土層の密度または間隙比の変化を知ろうとする場合、室内実験によって得られた関係の絶対値は適用できないが図-10, 11から

知られるように貫入抵抗、密度それぞれの下層と上層の比(例に変化率と呼ぶ)で示して無次元化表示して比較すると現地への適用性は益がると思われる。図-12はこれらの変化率の関係を半対数紙上にプロットしたもので砂質ローム土の場合その直線関係は(砂の上層は漸増傾向を示すため読みとれない)。

$$\gamma'_i/\gamma'_t = 0.176 \log(N_{cs}'/N_{cs}) + 1.03 \quad \text{-----} \textcircled{6}$$

ここに、 γ'_i 、 γ'_t ：それぞれ下層、上層の密度

N_{cs}' 、 N_{cs} ：それぞれ下層、上層の N_{cs}

この図から貫入抵抗値の変化値を読むと、そのときの地盤中の密度の変化を知ることができる。

現地で作業をする場合、貫入抵抗の急変がこのような土層の密度の変化によるものか土層自体の構成がまったく異なるためなのかの判別はしにくい。図-13は下層に密度 1.580 gr/cm^3 の砂を詰め、上層に砂質ローム土をつめた場合に、上層の密度を下層の0.63, 0.67, 0.70倍

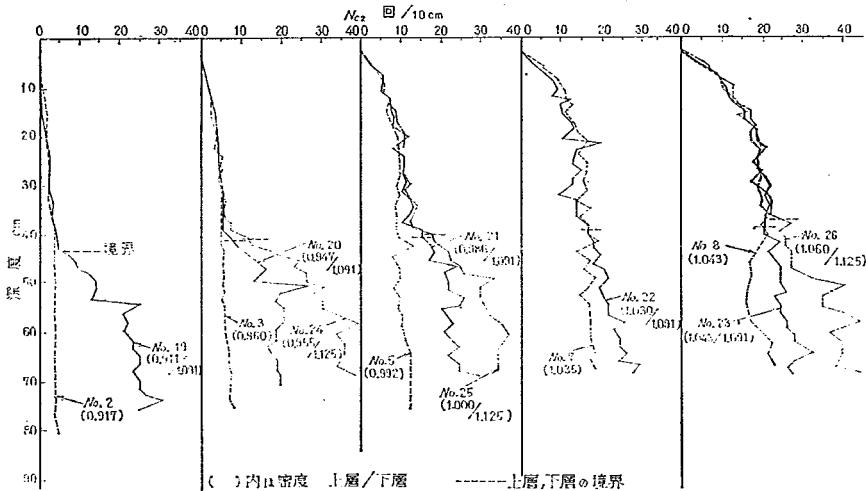


図-10 Sandy Loam

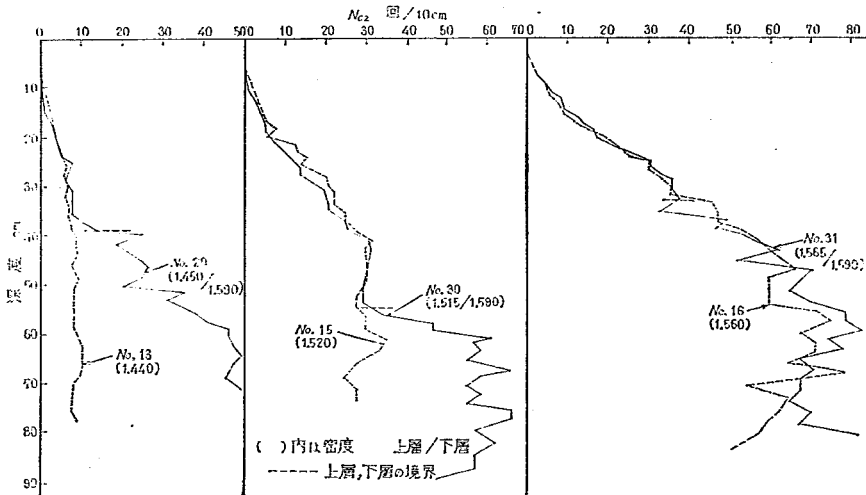


図-11 Sand

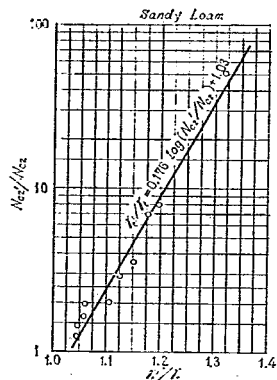


図-12 $\gamma_1 \sim N_{c2}$ 変化率の関係

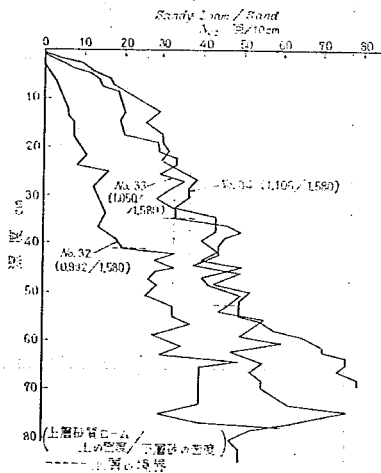


図-13 二種土層の実験

に変えて行なった結果であるが、貫入抵抗の変化が不明瞭になっている。下層の砂層も単一密度で行なった場合とは異なったバラツキのある傾向を示すようになる。密度の変化による貫入抵抗の変化と土質の違いによるそれとを分離することは不可能である。現地でこれらを判別するためには現地の地質地形、岩石の風化の程度、崖錐、表土等の概略の予備的な情報が必要となってくる。

(2) 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、落下高が同一ならウェイトの重量に比例する。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、ロッド縫目等によるエネルギー損

失を生じ、コーンの貫入抵抗が単純に、加えられるエネルギーの大小に比例するとは限らないので、エネルギーの大小が N_c 値と比例関係にあるとは限らない。いま、ほぼ均一と考えられる砂質ローム地盤でウェイトを 2 kg, 3 kg, 5 kg に変えて試験を行なった結果 図-14 に示すようになった。この累加打撃回数値から平均的な (N_c) 値を求めウェイトとの関係を図示すると 図-15 に示すようになった。

$$\text{直線式 } \log(N_c) = -1.57 \log W + 2.22 \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 W : ウェイトの重さ, 2 kg, 3 kg, 5 kg
以上の式が本実験以外の土質条件の場合にも一般的に適用されたと考えると、それは直線の傾きであって直線の位置は土質によって変化する (N_c) の大小を表わす項である。上式を書き換えると一般に

$$(N_c) = W^{-\alpha} \cdot K \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $\alpha = 1.57$, $K = 2.22$

$W = 2$ kg, 3 kg, 5 kg のときの (N_c) を N_{c2} , N_{c3} , N_{c5} とすると

$$N_{c2} = W_2^{-\alpha} \cdot K, N_{c3} = W_3^{-\alpha} \cdot K, N_{c5} = W_5^{-\alpha} \cdot K$$

ここに、 W_2 , W_3 , W_5 はそれぞれ 2 kg, 3 kg, 5 kg したがって

$$N_c / N_{c2} = \left(\frac{W_3}{W_2} \right)^{-\alpha} \quad N_c / N_{c3} = \left(\frac{W_5}{W_3} \right)^{-\alpha}$$

ゆえに

$$N_c = \left(\frac{W_2}{W_3} \right)^{\alpha} N_{c2}, N_c = \left(\frac{W_3}{W_5} \right)^{\alpha} N_{c3} \dots\dots\dots (8)$$

一般にウェイトに 5 kg 以外のものを用いたときには N_{ci} (i kg の場合の (N_c) 値) から N_c は次式によって換算することができる。

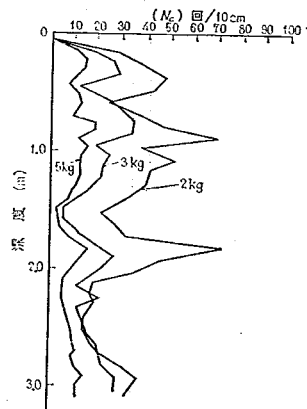


図-14 ウェイトの重量を変えて行なった場合の (N_c) の比較

* 2 kg, 3 kg, 5 kg に対するそれぞれの N_c 値の意味

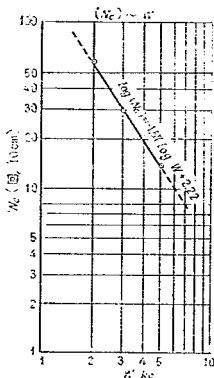


図-15 (N_c) とウェイト重畳
の関係

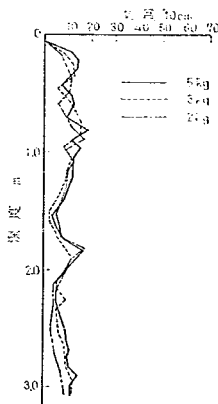


図-16 換算後の N_c 曲線

$$N_c = \left(\frac{W_t}{5}\right)^\alpha N_{c1} \quad \alpha = 1.57 \quad \text{⑨}$$

ここに、 W_t はウェイトの重さ (kg)

いま上式を求めた砂質ローム地盤の例の N_{c2} 、 N_{c3} を 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3本の貫入抵抗曲線は良く合う。

同様の考え方により、ウェイトの重さを5 kgに同一にして、落下高を変えて行なう場合も次式によって表わし得る。

$$N_c = \left(\frac{H_f}{0.5}\right)^\alpha N_{c1} \quad \text{⑩}$$

ここに、 H_f : ウェイト5 kgを用いたときの任意の落下高(m) $\alpha = 1.57$

以上の⑨、⑩式の関係が求まっていれば、あらゆる土質条件に応じてエネルギーを種々変えた試験を行なってもすべて統一的な表示法である N_c 値に換算することができる。

4. 結 論

(1) N_c 値は土層の密度および間隙比と非常に密接な関係をもつ、それらの関係は半対数紙上で直線関係である。しかし、これらは実験室内で作成した一様土層の結果についていえることで、直線式の数値を現地地盤に適用することはできない。しかし、密度、 N_c 値のそれぞれの変化率の間に半対数紙上で直線関係が得られたが、この傾きは現地地盤にも一般的に適用し得る。

(2) 密度が異なる二種密度土層の実験では N_c 値の変化により密度の変化は明瞭にあらわすことができるが、土層が同一でない二種の土質からなる実験では N_c 値の変化が密度の変化によるものか、構成土質の違いによる

ものかの判定はできない。このような場合土層の構成を知り得るボーリング、テストピット、露頭観察その他のチェックの手法を併用すればその地域全般にその結果を拡張適用できる。

(3) N_c 値の急激な変化が基盤に達したためなのか、構成土質の違いによるものかを判定しなければならない。一様土層中での N_c 値の急激な変化は土層の密度の変化によるものと判断することができる

(4) 土層の密度の変化は、その位置が土層の締め具合、堅さ等の不連続の位置を示し、崩壊の際にはその境界面となり得ることが多く、崩壊対策を考える場合その分布と形が重要となる。

(5) 同一土層に対するウェイトの重さ(落下高一定)または落下高(重さ一定)の違いによる (N_c) の違いは一般に次式によって N_c 値に換算できる。

$$N_c = \left(\frac{W_t}{5}\right)^\alpha N_{c1} \quad N_c = \left(\frac{H_f}{0.5}\right)^\alpha N_{c1}$$

ここに、 W_t : ウェイトの重さ(kg)

H_f : 落下高(m)

$\alpha : 1.57$

N_{c1} : 落下高を0.5mと一定にしてウェイトを W_t kgを用いた場合の (N_c)

(回/10cm)

N_{c2} : ウェイトの重さを5 kgと一定にし、落下高を H_f mとした場合の (N_c)

(回/10cm)

N_c : 統一表示法、5 kgのウェイトを0.5m落下させて径25mmのオーバーサイズコーンを地盤に貫入させたときの10 cm貫入当りの打撃回数(回/10cm)

おわりに

以上の実験は、当研究室が発足する以前から砂防研究室において行なってきたもので、実験、とりまとめ等に多大の示唆をいただいた急傾斜地崩壊研究室長 渡 正亮氏、前砂防研究室長 平尾 公一氏をはじめ砂防研究室、当研究室の皆様への御援助に深謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 大久保稔、土坂利幸：簡易貫入試験機による地盤調査、土木技術資料、Vol. 13, No. 2, 1971.
- 2) Meyerhof G.G.: Compaction of sands and bearing capacity of piles, Proc. A. S. C. E, 85, SM 6, 1959.
- 3) 久野悟郎：土の締め固め、主として道路土工に関連して、技報堂全書 57 p. p. 138, 1963.
- 4) Meyerhof G.G.: The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, Géotechnique 2, 1950~1951.

