

ISSN 0386—5878

土木研究所資料 第2099号

土 木 研 究 所 資 料

急傾斜地崩壊関連資料集

昭和59年 3 月

建設省土木研究所
急傾斜地崩壊研究室

Copyright © (1984) by P. W. R. I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

目 次

1. 急傾斜地崩壊対策	1
2. 防災対策技術 — がけ崩れを中心として —	13
3. 地震と斜面崩壊について	21
4. 斜面崩壊に関する最近の調査研究	31
5. 地すべり, 急傾斜地対策 地震に対する急傾地の危険度評価	37
6. がけ崩れ対策 — 調査とその設計への結びつき —	47
7. 地震と斜面崩壊	55
8. 斜面崩壊に関する最近の調査研究	63
9. 地震とがけ崩れ	71
10. 地震災害と地形・地質 山地における事例を中心にして	89
11. 斜面安定に用いるアンカー I	99
12. 斜面崩壊の実態と対策	109
13. 急傾斜地における計測	113
14. 斜面安定における弱層の影響について	123
15. 斜面の地震応答特性の解析	133
16. 環境, 地震, 長大斜面の関連が緊急課題	141
17. 斜面の調査と復旧工法について	151
18. のり面安定工法「道路土工—のり面工, 斜面安定工指針」の内容と考え方	157
19. 急傾斜地崩壊防止工事技術指針について	169
20. 急傾斜地技術指針について — 抑制工 —	181
21. 急傾斜地技術指針について — その2抑止工編 —	189
22. 浦河沖地震における土木関係被害調査報告	197

23. 昭和 57 年 7 月長崎集中豪雨災害について	207
24. 土砂災害の実態と対策技術の動向	215
25. 土砂災害防止技術の周辺事情	235
26. 斜面における岩盤分類とその現場への適用	239
27. 地すべり, がけ崩れおよび切土のり面崩壊の発生原因と安全対策	259
28. 砂防における新工法の開発の現状と将来	269
29. 土砂災害の予知と対策崩壊	275

1. 急傾斜地崩壊対策

安 江 朝 光

基礎工 Vol. 6. No. 3

1978. 3

各 論

急傾斜地崩壊対策

安江 朝光*

1. ま え が き

毎年梅雨期や台風期に繰り返される急傾斜地の崩壊（がけ崩れ）は、国土保全において大きなウェイトを占めるようになった（表-1、写真-1参照）。

急傾斜地崩壊対策事業は、台風などの災害の復旧事業などにおいて、対策工事それ自体は古くから実施されているが、従来どちらかといえば個人の責任の範囲で処理されがちであったものを、国家的事業として取り上げるようになったのは、昭和44年に「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」が成立してからである。この法律では傾斜度が30度以上の土地を急傾斜地としている。

昭和47年11月河川局砂防部が実施した調査では、傾斜度30度以上、高さ5m以上の急傾斜地で想定被害区域内に人家5戸以上（5戸未満であっても官公署、学校、病院、旅館等のある場合を含む）ある箇所（急傾斜地崩壊危険箇所）数は全国で、60,756箇所であった。このうち、箇所数の多い県は神奈川、新潟、長野、三重、兵庫、広島、山口、愛媛、高知、熊本、大分、鹿児島である。

急傾斜地崩壊（がけ崩れ）と地すべりの相違については、人によって若干異なり必ずしも統一された見解はないが、自然斜面を対象とした場合、一応表-2に示す区分が現時点では妥当だと考えられる。これらの2つの現象は、その典型的なものについては明らかな相違があるが、その中間的な性格のものも



写真-1 急傾斜地崩壊（崖崩れ）

（昭和50年8月、台風5号によるもの、高知県池田町竹山田浦）

存在するわけで、極端ないい方をすれば、この現象の大部分はその両方の性格を具備しているといっても過言ではない。そこで地すべり性崩壊や崩壊性地すべりという言葉が生まれてくるほどであり、このようなケースでは、地すべりで用いられている手法が準用される。

2. 急傾斜地崩壊（がけ崩れ）の実態

被災対象たる人家があることが急傾斜地の条件とすれば、急傾斜地の分布が地質等の自然要因との結びつきより社会的条件との結びつきの方が大であるわけである。しかし、過去の崩壊実態からみるとがけ崩れの大雑把な地質区分ごとの割合は図-1に示すような結果になっている。日本の地質区分ごとの分布面積率と比較すると、特に深成岩類での崩壊発生率が高いという傾向がある。

*建設省 土木研究所 急傾斜地崩壊研究室長 | 東京都北区志茂
5-41-7

表-1 急傾斜地の崩壊による被害発生状況

	被害の状況					主なる被害の要因	主な被災地
	発生 件数	死者 (人)	負傷者 (人)	家屋 全壊 (戸)	家屋 半壊 (戸)		
昭和 33		(2,487) 93	142	426	448	竹野川台風(9月)	東京都、横浜市周辺
36		(832) 55	65	177	270	梅雨前線豪雨(7月)	神奈川県、群馬、長野、兵庫
41		(578) 39	63	67	66	梅雨前線豪雨(7月)	横浜市周辺
42	359	(585) 158	73	317	319	西日本豪雨(7月) 羽越豪雨(8月)	長崎、佐賀、広島、兵庫 山形、福島、新潟
43	27	(195) 5	25	26	62	台風10号集中豪雨(8月) 地震(2月入りの 5月十勝沖)	愛知、長野 宮崎、北海道 青森
44	128	(162) 82	72	70	124	梅雨前線豪雨(6月、7月) 集中豪雨(8月)等	大分、鹿児島 富山、新潟
45	348	(105) 171	34	169	319	梅雨前線豪雨(7月) 台風9、10、11号等(8月)	千葉、神奈川県、岐阜 宮崎、三重
46	1,220	(316) 27	265	691	4,508	梅雨前線豪雨(7月) 台風19、23、25号等(8、9月)	鳥取、鹿児島、大分 宮崎、三重
47	1,070	(592) 239	231	463	1,139	7月豪雨(7月) 集中豪雨および台風20号 (9月)	高知、熊本、岐阜、愛知、 鳥取、山口 京都
48	56	17	16	34	101	梅雨前線豪雨(6月) 集中豪雨(9月)	岩手、高知、福岡、鹿児島 北海道
49	384	129	132	249	473	台風8号(7月) 台風18号(9月)	神奈川県、群馬、三重、兵庫 石川、高知、大分
50	530	49	54	231	552	台風5号(8月) 台風6号(8月) 低気圧その他(9-11月)	北海道、青森、愛知、高知 北海道、香川、愛媛、徳島 岡山、群馬、山形、大分

崩壊(災害を伴ったもの)事例559のうち、斜面
上方が台地状になっているものが約63%あり、山腹
が続くような場合は約34%であり、前述の急傾斜地
の立地上の特徴を考えるうえで興味ある傾向を示し
ている。急傾斜地の斜面高は、平均で26.5mである
が、特に台地斜面では約20m、山腹斜面で約39mと
大変異なる。また台地斜面
では30m以下のものが約85
%に対し、山腹斜面では約
56%であり(全体では74.2
%)、台地斜面の場合、低い
方の分布が高い、対策上か
らすれば、高さが有限の台
地斜面の方が比較的取り扱
いやすく、斜面が半無限に
続く山腹斜面の場合には対
策工実施範囲が広大になり
技術的にも経費的にもそれ
をすべてカバーするのは不

可能となり、崩壊防止に効果の
ある工法およびその施工範囲を
決めるうえで困難を伴う。

斜面高に対してどの位置から
崩壊が起こりやすいかは、対策
工の範囲設定のうえで重要な点
であるが、前述の調査結果によ
ると平均値で斜面高の0.77倍の
位置が崩壊の頭部になり、これ
を台地斜面と山腹斜面に分けると
それぞれ0.83、0.64となる。

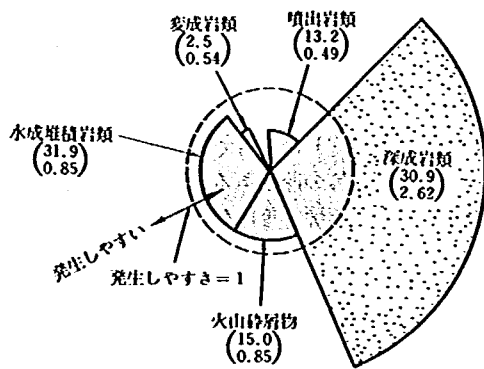
急傾斜地の崩壊の形態特徴は
表土の滑落がきわめて多い(約
39%)ことである。もともと表
土自体はほとんどの斜面(岩の
露出した斜面以外)に存在する
ものであり、基盤の土層または
岩が何であろうと、表土の崩壊
が多いのは当然といえよう。ま
た、地山にまでおよぶ崩壊は全
体の44%あるが、半数以上は表
土・崩積土等の地山の上にある
表層土の崩壊となっている。崩
壊の深さの平均値は全体で1.6
mであるが、表層土の崩壊は1.61
m、土状地山にまでおよぶ崩壊

では1.85m(岩状の地山での崩壊は1.46m)となる。

がけ崩れの崩壊規模については、その平均値の一
覧を表-3に示す。また図-2に崩土の到達距離/
斜面の高さを示す。これは、被災の範囲の実態を示
すもので、0.2~0.39が最頻値で0.6以下で全体の
72.5%を占める。さらに斜面の高さの1.4倍までを

表-2

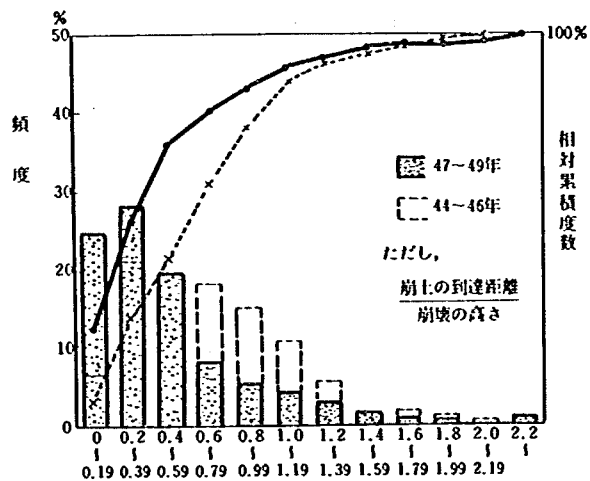
	地 す べ り	が け 崩 れ
1) 地 質	特定の地質または地質構造の所に多 く発生する。	地質との関連は少ない。
2) 土 質	主として粘性土をすべり面として滑 動する。	砂質土(マサ、ヨナ、シラス等)の 中でも多く起こる。
3) 地 形	5°~20°の緩傾斜面に発生し、特に上 部に台地状の地形をもつ場合が多い。	20°以上の急傾斜地に多く発生する。
4) 活動状況	継続性、再発性	突発性
5) 移動速度	0.01mm/day~10mm/dayのものが多く、 一般に速度は小さい。	10mm/day以上で速度はきわめて大き い。
6) 土 塊	土塊の乱れは少なく、原形を保ちつ つ動く場合が多い。	土塊はかく乱される。
7) 誘 因	地下水による影響が大きい。	降雨時に降雨強度に影響される。
8) 規 模	1~100haで規模が大きい。	規模が小さい。
9) 徴 候	発生前にきわめての発生、陥没、隆起、 地下水の変動等が生ずる。	徴候の発生が少なく、突発的に滑落 してしまう。



崩壊回数 601

中心角の大きさが各地質区分ごとの構成率を示し、半径の大きさが発生しやすさを示す。数字は上段が構成率(%), 下段が発生しやすさ。1以上で発生しやすく、1以下で発生しにくい。

図-1 地質区分と崩壊れ



崩土の到達距離/斜面の高さ

図-2 崩土の到達距離/斜面の高さ頻度分布

表-3 崩壊規模 平均値

		崩壊の高さ	崩壊の幅	崩壊の深さ	崩壊土量	崩土の到達距離	崩壊の斜面	崩壊の位置	崩土の範囲	崩壊の形状
		h m	W m	d m	V m ³	l m	長 l m	h/H	L/H	W/h
第2回調査	平均値	16.6	17.6	1.60	335.6	12.0	23.9	0.77	0.52	1.47
	個数	596	600	600	592	598	590	590	598	1,612
	分散	249.3	250.2	4.67	58.1	604.6	922.8	0.08	0.50	3.46
	標準偏差	15.8	15.8	2.16	6,176.2	24.6	30.4	0.29	0.71	1.86
	変動係数	95.2%	90.1%	124.5%	1,062.1%	20.5%	127.2%	37.2%	0.135%	1.27%
第1回調査	最小値-最大値	1.3-200	2-120	0.25-8	1-15,000	0.5-350	1.7-340	0.03-1	0.01-12.9	0.06-25.0
	平均値(第1回調査)	19.4	17.1	2.10	684.0	12.8			0.71	
	個数	201	201	201	201	199			199	

(注) 第1回調査は昭和44-46年を対象に、第2回調査は昭和47-49年を対象に実施した。

考えれば、全体の94.2%が含まれる。実際問題では斜面の高さの3倍以上離れておれば、被災を受けないとしても一応許容されるであろう。

かけ崩れによる被害については、狭義の意味での急傾斜地とは斜面下に保全対象たる人家や公共建物が存在する。したがって、崩壊が起こればまず被害が発生する。

47-49年の間のかけ崩れ563箇所の調査では、崩壊1箇所あたりの保全対象人家は22.5戸で、家屋被害は約2.4戸、人的被害約0.7人である(表-4参照)。保

全対象人家10戸に1戸は被災しており、30戸に1戸で人的被害を出していることになる。

表-4 崖崩れによる被害

	保全対象 人家戸数	人的被害			家屋被害			
		死者	負傷者	合計	全壊	半壊	一部破損	合計
全数*	(563) 12,659	(563) 159	(563) 232	(563) 391	(563) 372	(563) 318	(563) 635	(563) 1,325
人的被害、家屋被害別のそれぞれの割合	—	40.7%	59.3%	—	28.1%	24.0%	47.9%	—
崩壊1カ所当たりの数	22.5	0.282	0.412	0.694	0.661	0.565	1.128	2,353
保全対象人家1戸当たりの被害	—	0.013	0.018	0.031	0.029	0.023	0.050	0.105
被災家屋1戸当たりの人的被害	—	0.120	0.175	0.295	—	—	—	—

* () 内は崩壊回数

3. 急傾斜地崩壊対策の種類

がけ崩れによる災害を防止するためには、がけ崩れが発生しないようにすることと、発生しても人的・物的被害がないようにすることの2つの方法がある。

前者に対応するものとしては、

① 崩壊防止工事

急傾斜地法においては、土地の所有者等は、その良好な管理によって崩壊を起こさないよう努めることになっており、また、その崩壊によって被害を受ける恐れのある者は、それを防止するため必要な措置を講ずるよう努めるものと定めている。しかしながら防止工事の施工には多額の費用、高度の機械や技術を要することが多く、土地の所有者等に施工させることが経済的に困難であったり、社会的に不公平となる場合に都道府県が防止工事を実施するのである。国においては次の採択基準により予算の範囲内において、危険度、経済効果等を勘案のうえ緊要なものから、その工事に要する費用の1/2以内を補助することとしている。

〔急傾斜地崩壊事業国庫補助採択基準〕

- (1) 急傾斜地の傾斜度30度をこえ、その高さが10m以上であること。
- (2) 急傾斜地の崩壊によりおおむね家屋10戸以上（緊急災害の場合は5戸以上）に対し倒壊等著しい被害を及ぼすおそれのあるとき。
- (3) 上記家屋は生業依存度が高く移転適地がなく、かつ工事費が至大で人家密集地であること。

本事業はすでに昭和42年度より予算補助によって実施しており、その後、毎年のがけ崩れ災害による犠牲者数の増大等社会にもその要請がきわめて大きくなり、年々大幅な事業費の伸びを示してきたところである。

② 水の放流、のり切り、工作物の設置、土石採取など崩壊の原因となる有害な行為の制限

急傾斜地崩壊危険区域において、このような行為は都道府県知事の許可を要するものとしている。

後者に相当するものとして、

① 警戒避難体制の整備

急傾斜地崩壊危険区域の指定があったとき、市町村防災会議は市町村地域防災計画において危険区域ごとに情報の収集および伝達、災害の予報警報の発令および伝達・避難・救済等警戒避難体制を定めることとしている。これは不幸にして崩壊が生じた場合でもその被災を最小限度に止め、人命の安全を図

らんとするものである。

② がけ崩れにより被害を受ける恐れのある家屋等の移転

家屋移転については、建設省所管の「崖地近接危険住宅移転事業制度」によって、危険住宅の除去、移転地での建築費等の補助あるいは援助、公営住宅への入居、宅地の斡旋等を行なっている。また国土庁所管（施行当時は自治省所管）の「防災のための集団移転促進事業制度」によっても、災害激甚地の生活再建と民生安定のため、被災地住民の集団移転により安全地域での地域集落再建を行なう施策も行なわれる。

③ がけ崩れ災害危険区域での必要な建築制限

建築基準法や急傾斜地法にもとづいて、危険地での被災対象を増さないようにする。

4. 急傾斜地崩壊対策に必要な技術とその現状

急傾斜地崩壊対策を進めるうえで、必要な技術的検討事項は基本的には、

- ① 一連の自然斜面のうちどの区域が崩壊のおそれがあるか。
 - ② 一つの自然斜面のどの部分が崩壊のおそれがあるか。
 - ③ いつ、どのような場合（降雨量、降雨強度、地震の強さ）崩壊のおそれが強いのか。
 - ④ それらの危険度はどの程度か。
- そしてまた、もし崩壊するとすれば、
- ⑤ どんな形態で崩壊するか。
 - ⑥ どんな状態で下方に移動し、どんな被害がでるか。

崩壊防止工事を実施するとすれば、

- ⑦ どんな調査を行なって、どんな対策工を採用すれば良いか。
- ⑧ 対策工にはどれだけの経費がかかるか。

これらの問題を整理して、それらが現在どのように取り扱われているかについて述べる。

(1) 危険度判定

斜面の危険度を判定する方法には、従来の経験を整理した形の点数制による方法と崩壊に関連する要因の組合せと重みづけを崩壊した斜面とそうでない斜面とが最も良く分離するように数量化解析と呼ばれる統計的手法により求めて、危険度を判別する方法とがある。

点数制による方法は、昭和47年7月の全国的な災

表-5(a) 急傾斜地崩壊危険区域危険度判定基準

要 因		点 数	
		自然斜面	人工斜面
1. 高 さ	10m以上	7	7
	10m未満	3	3
2. 傾 斜 度	45° 以上	1	1
	45° 未満	0	0
3. オーバーハング	有	3	3
	無	0	0
4. 表土の厚さ	0.5m以上	1	1
	0.5m以下	0	0
5. 湧 水 等	有	1	1
	無	0	0
6. 周辺の崩壊	有	3	3
	無	0	0
7. 急傾斜地崩壊防止 工事の技術的基準	満 足		0
	不 満 足		3
8. 構造物の異常	有		3
	無		0

(注) 人為的工事によって各要因による危険が消滅しているものについてはその要因をないものとし0点とする。

表-5(b) 急傾斜地危険度採点区分

ラ ン ク	点 数		備 考
	自然斜面	人工斜面	
A	9点以上	15点以上	危険度 大
B	6点～8点	9点～14点	危険度 中
C	5点以下	8点以下	危険度 小

害の後、実施された急傾斜地の総点検において採用された(表-5)。調査対象となった斜面は、傾斜度30度以上、高さ5m以上の急傾斜地で、想定被害区域内に、人家1戸以上がある場合を対象にしたものであり、全国60,756の急傾斜地の内訳は表-6に示す。

数量化解析により各要因のカテゴリー(表-7)別得点を算出した例として、山口県を対象に実施した結果を表-8に示す。表中レンジは要因内得点差であり、この値が大きい要因ほど斜面崩壊への関連が統計上高くなる。

しかし、以上2方法とも主に踏査時に観察できる要因のみであり、サウンディング結果等も考慮して、

表-8 カテゴリーの得点、レンジ、分散分析による検定

要因	カテゴリー	1	2	3	4	5	レ ン ジ
1. 地 被 物		4.08683	3.87162	-2.15353	-1.53398	-3.95772	6.2036
2. 斜面傾斜		-1.01237	0.12386	1.18928			2.0165
3. 斜面高さ		0.77413	-0.60264	-1.41962			2.19375
4. 湧 水		0.37737	-0.24980				0.62717
5. 周辺の崩壊		-0.20795	0.13675				0.34470
6. 表土の厚さ		-2.76272	1.29886				4.06158
7. 地 質		0.41177	0.37565	-0.45605	-1.67430		2.08607

表-6 急傾斜地危険度別箇所数

危険度別	自然がけ	人工がけ	計
危険度 A	箇所 33,413 (60.0%)	箇所 1,192	箇所 34,605 (57.0%)
危険度 B	19,029 (34.1%)	2,329	22,358 (35.1%)
危険度 C	3,127 (5.6%)	1,486	4,613 (7.6%)
完 成	179 (0.3%)	1	180 (0.3%)
計	55,748 (100%)	5,008	60,756 (100%)

表-7 要因カテゴリー一覧表

要 因	カテゴリー (グループ)	
1. 地被物の種類	(1) 裸 地 (2) 草 地 (3) 林地 A (10年未満) (4) 林地 B (10年以上) (5) その他 (竹等)	
2. 斜面の傾斜	(1) 30°～44.9° (2) 45°～59.9° (3) 60°～	
3. 斜面の高さ	(A) (1) 0～19.9m (2) 20～49.9m (3) 50m～	(B) (1) 0～14.9m (2) 15～29.9m (3) 30～44.9m (4) 45～59.9m (5) 60m
4. 湧水の有無	(1) 有 (2) 無	
5. 周辺の崩壊の有無	(1) 有 (2) 無	
6. 表土の厚さ	(1) 0.5m未満 (2) 0.5m以上	
7. 地 質	(1) 噴出岩類 (2) 深成岩類 (3) 水成岩類 (4) 変成岩類	

現場技術者の総合的判断 (Engineering Judgement) に最終的には頼らざるを得ないのが現状である。

(2) 計器による崩壊の予知¹⁾

危険な斜面、のり面に計器を設置して崩壊を事前に察知しようとする試みが最近各方面で行なわれるようになった。計器による斜面崩壊の予知は現在試験段階であるが、将来はある程度まで可能となると考えられる。計器としては現在種類のものが開発されている(表-9)。

表-9 計器の種類

計器の種類	計測の対象	計 測 方 法
(1) 落石の計測器	落石の有無 落石のひん度 落石の衝撃力 落石による振動	落石受板、落石ネットなどで検知するか、あるいはビニール被覆網の新線により検知する。検知板に当たった落石の回数、衝撃力を電氣的に計測する。落石防護さくばね振動計を設置し落石の衝撃を振動でとらえる。
(2) 地表変位計	地表の変位	伸縮計、変位杭などで地表の変位を計測する。
(3) 地中ヒズミ計	地中のヒズミ	パイプヒズミ計などで地中のヒズミを計測する。
(4) 傾斜計	地表の傾斜	気泡管式傾斜計などで地表の傾斜を計測する。
(5) 含水量計	地山の含水量	含水量によって上の誘電率、電導度などが変化することを利用して計測する。
(6) 間ゲキ水圧計	地山の間ゲキ水圧	水圧を電氣量に変える電氣式のもの、マノメータで直接求める方法とがある。
(7) 音または振動	地山内で発生する 微少音または振動	音、振動を電氣量に変え、増幅して、強さ、ひん度、波長、周波数などを計測する。
(8) 雨量計	累積雨量 雨量強度 実効雨量	雨量計と時間記録器との組合わせにより、累積雨量、雨量強度、実効雨量を計測する。

表-10 警戒体制をとる場合の基準雨量

	前日までの連続雨量が 100mm以上あった場合	前日までの連続雨量が 40～100mmあった場合	前日までの降雨が ない場合
第1警戒体制	当日の日雨量が50mmを こえたとき	当日の日雨量が80mmを こえたとき	当日の日雨量が100mm をこえたとき
第2警戒体制	当日の日雨量が50mmを こえ、時雨量30mm程度 の強雨が降り始めたとき	当日の日雨量が80mmを こえ、時雨量30mm程度 の強雨が降り始めたとき	当日の日雨量が100mm をこえ、時雨量30mm程 度の強雨が降り始めた とき

ただし、降雪、融雪時ならびに地震、地すべり等発生時は別途考慮するものとする。

(3) 避難基準

斜面崩壊防止工事を危険箇所ですべて短期間に施工することは予算その他から実際上は不可能であり、異常気象時には避難するということは、防災上大きなウェイトを占めている。

この際の標準的な基準の参考例を表-10に示す。

(4) 調査方法

急傾斜地の調査はひとくちでいうと誘因となる降雨について、雨が地表に降ってからどのように集まり、それがどんな経路で斜面を流れ下るか、地下水としては、どんな経路で斜面のどの部分で表面に湧出するかということと、素因としての地形・地質・土質の特性を調べることに主眼がおかれる。調査は現地踏査時の観察を中心に従来から地質、土質調査で用いられている方法が利用されている。これらの調査結果と従来の経験をもとに担当者になるための確かな工学的判断 (Engineering Judgement) を下すと

いう流れで進められている。

急傾斜地の調査の体系を表-11に示す。

現地踏査は最も重要であり、概査では地形・地質に主眼がおかれ、対象とする斜面がどのような変遷をへて現在ある形になったかについて地質学的にまず解釈をたてる。精査時の現地踏査については、調査と対策工の検討がオーバーラップする部分が多いので、対策工のところでふれる。

斜面の地盤調査ではボーリング機械の設置がむずかしいことがあり、サウンディングによる調査が重要になってくる。斜面近くで地層を観察できる所があれば、ここでサウンディングを行ない、サウンディングで得られる値と観察される地層とを対比することによって、精度の高いものにする。

急傾斜地で崩壊防止工事を実施するための調査では、崩壊形態と崩壊をもたらす水の経路、動きを的確に想定する、対策工の基礎となる地盤の強度を知ることの3つが着眼点である。

崩壊の規模が大きくなるほど、地質構造と地下水の

影響を受ける傾向がある。したがって、想定される崩壊の規模が大きいほど、これらに対する調査のウェイトが上がる。

5. 急傾斜地崩壊対策工事

急傾斜地崩壊対策工事は昭和42年度以来実施されてきている。昭和44年に法律 (「急傾斜地法」) が施行されると法的裏付けをもった事業として一層強力に進められることとなった。図-3には急傾斜地崩壊対策事業の実績を示す。

一連の急傾斜地の崩壊防止工事完成には単年度で終わるものもあれば数年間を要するものもあり、工費総額には大変差がある。しかし、単年度内に一急傾斜地で実施される工事の費用は大体1,500～2,000万円程度であり、概して規模の小さい工事が多い。

崩壊の要因は、地表面侵食、含水による土層の強度低下と重量増、間げき (水) 圧の上昇、パイピン

表-11 斜面調査フローチャート

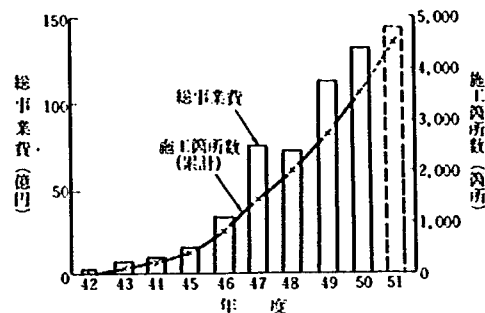
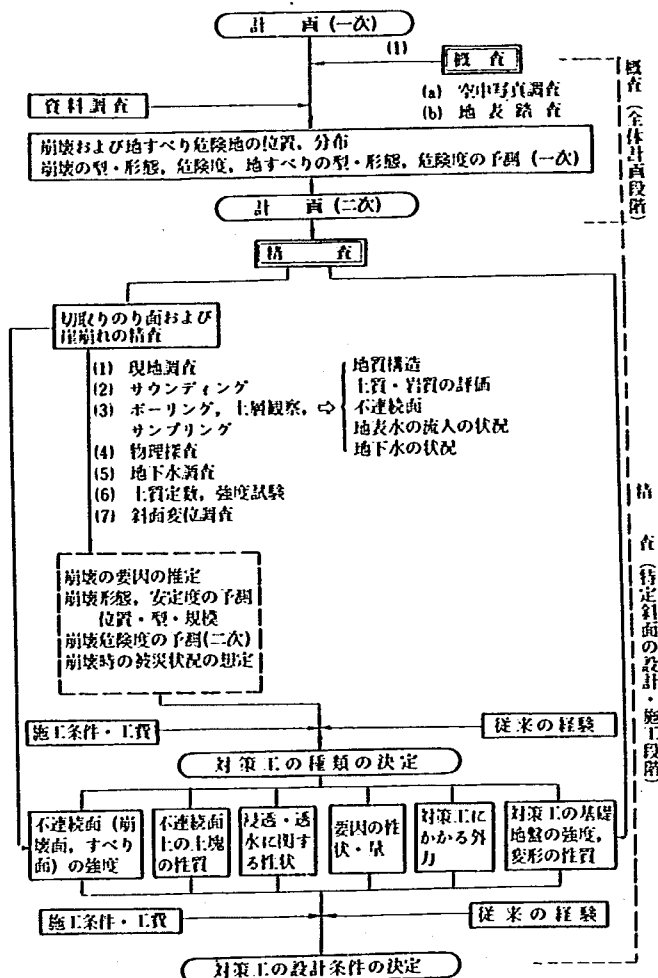


図-3 急傾斜地崩壊対策事業の推移

要因でどのような崩壊形態になるかを的確に想定する。これに対して、まず降雨等によっても斜面自体は全体的に見て安定であるようにし、次に表面浸食・風化・部分的崩落の防止(のり面保護工)を計画する。

複数の崩壊形態が想定されるときは、それぞれに対しても同じ手順をふむことになる。

斜面は現状で安全率が1または1以上であり、これに外力(降雨・地震・ときには人為作用)が加えられた時に安全率が1を下回って崩壊を起こすし、降雨についてのみ考えると、まず第一には、降雨水が斜面表面および表面下に入りこむことによる斜面の不安定化を取り除くことである。そのために、斜面上端での排水路、斜面上での地表水排除等を行なう。これらはいずれの工法を選択しても必ず行なわれる工法である。しかし、これら

の地表水排除工だけでは地表下へ浸透する水をすべて排除することは不可能である。たとえ、後背面積がほとんどなく、この部分からの浸透水の流入がないとしてもである。したがって、地表水排除工のみでは斜面の安定改善を過大に期待するのは危険である。

雨水等が地表下へ浸透した場合、斜面の安定を損なう場合が多いが、この場合、浸透水または地下水を直接除去する場合と、他の抑止工等によって斜面の安定の回復または維持を保つ場合とがある。

浸透水ないしは地下水排除は、地すべり防止工で用いられる方法が準用できるが、斜面崩壊に対する場合は地下水が定常的に存在する場合が少ないこと、斜面勾配が急で範囲が狭く、かつ崩壊が地表下2～

グ、風化であり、これらの雨水の作用の処理という観点から、斜面崩壊対策工は表-12のように分類できる。

実際には、これらの工法を組み合わせ、対策工の計画をたてるわけだが、不均質、異方性の自然斜面であり、また工費、用地および施工条件等がからんでくる。

どのような工法を採用するかは、斜面が将来降雨等の外力を受けた際の安全率の低下の程度、崩壊が予想される範囲の予測、崩壊形態の予測、地表および地表下の水の集中、停滞の程度、斜面土層、または基岩の風化、浸食の受けやすさなど、あらゆる要因を総合的に判断することになる。

まず、基本的な考え方としては、どのような崩壊

表-12 斜面崩壊防止工、分類

分 類		目的および効果	分 類	工 種
(A) 抑 制 工	(A-1) 抑 制 工 (I)	雨水の作用を受けないようにする	植 生 工	種子吹付工、張芝工など
			構造物による のり面保護工	吹 付 工、張 工
				現 場 打 の り 枠 工
				落 石 防 止 工
	のり面排水工	表 面 排 水 工		
		地 下 排 水 工		
(A-2) 抑制工 (II)	雨水の作用を受けて崩壊する可能性の高いものを除去する	地盤改良工	注 入 工 (ロックボルト工)	
		不安定土塊の切取り	切 土 工	
(B) 抑 止 工	(B) 抑 止 工 (III)	雨水の作用を受けても崩壊が生じないように力(抑止力)のバランスを加える	斜面形状の改良	切 土 工
			抑 止 施 設	コンクリート重力式擁壁
				も た れ 擁 壁 (現場打のり枠工)
				杭 工
	押 え 盛 土	深 礎 工		
		のり面アンカー工		

3m程度までのものが多いなどの理由で、ボーリング排水、明暗渠排水程度のもので使われるのみである。むしろ、抑止工等の構造物、あるいはのり面保護工等で斜面を被った場合等の地表付近の浸透水あるいは湧水等の排除に注意を払っておくべきであろう。

のり面保護工は、主目的が不安定土塊除去、斜面整形、あるいは安全率向上等のために行なった切土後ののり面の浸食、風化防止である。自然状態の斜面表層を取ることによって地山が空気中にさらされることになり、また、雨水等の浸透が促進されるため、地山の風化が急激に進む場合が多い。また、同様に切土面を裸で置いておくと直ちに浸食を受け、斜面は不安定の一途をたどる。そのため、切土面を植生で覆ったり、コンクリート等の枠やブロック等を張ったり、ときにはモルタル等で全面被覆してしまう場合もある。しかし、環境保全の上からも、できるだけ植生等を用いたのり面保護を行なうことが望ましい。

対策工には、たとえば現場打ちのり枠工等のように、多少とも抑止力の期待できるものもある。期待できるといっても、現在、この枠工の安定解析、あるいは設計計算の方法が確立されていなく、また外力の作用のしかたも不明の点が多いので、具体的に

ほどの程度の抑止力を期待するのかわからない。しかし少なくとも基礎地盤に支持力が得られれば、もたれ擁壁のような考え方で安定計算は可能であるし、ラーメン構造としての扱いにより部材の設計ができる。また、外力の作用のしかたは杭に作用する土圧の考え方等をもとにして、ある程度の計算は可能である。

抑止構造物としては、擁壁・杭等による抵抗力の付加による安全率の改良を行なう。擁壁も、現実には斜面崩壊を招く恐れのみわめて大なる下端の掘削をできるだけ避ける必要があるため、普通の重力タイプのものを施工できるスペースが得がたい場合がでてくる。また、斜面土塊の滑動力を擁壁ですべて受け持つことは困難な場合が多く、ときにはアンカー等の併用が必要である。背面土圧あるいは土塊の滑動力を受け持つ用い方のほかに、斜面下端ののり尻の安定を保つための土留め壁的な用い方、のり面保護工の基礎としての用い方等がある。

重力式擁壁のほかに、特に狭い場所での施工性等から、もたれ擁壁が比較的よく用いられる。もたれ擁壁はそれ自体では安定でなく、擁壁の自重と背面の土圧のせり持ち式で安定を保っているもので、狭い場所での施工が可能で、断面が節約でき斜面の掘削を少なくすることができる。

杭工は、限られた場所で大きな横抵抗力を持つので、斜面の抑止施設として最近では施工例も増えてきた。崩壊の場合には、一般に主働領域に設置されることや、杭間の土塊のぬけ落ちが多いことなどから、杭のせん断抵抗力だけでなく、モーメントを考慮した設計が必要である。杭間隔、配列等について特別の配慮を要する。

次に工法検討の例として、秋田県男鹿市船川港の外ヶ沢急傾斜地における工事について述べる。

この急傾斜地は、高さ40m、勾配約40°の海岸段丘の斜面であり、基盤は新第三紀黒色泥岩であり、表面近くは風化が激しく、その上に表土層ののるが、場所によっては表土層の下部は崩積土となっている。これらの境界が崩壊面になると想定されたので、現地踏査、サウンディング、物理探査、ボーリングによる調査では、これを主眼とした(図-4参照)。

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、

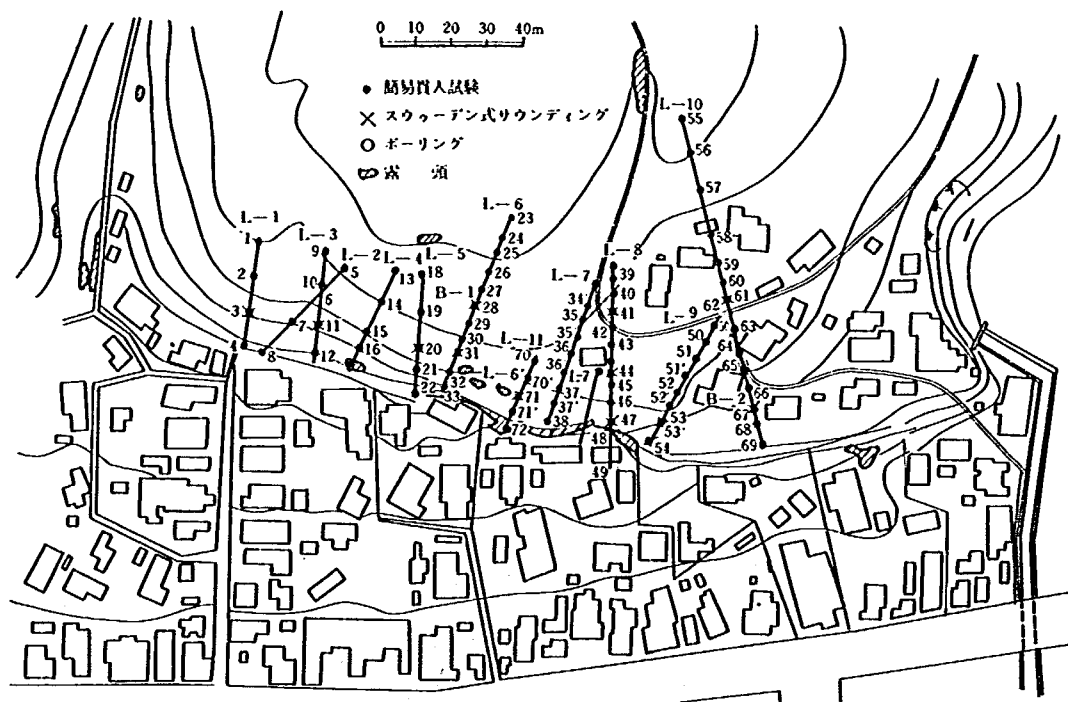


図-4 測線配置図

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、崩壊のおよぶ範囲は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1m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。したがって薄い表層の滑落型の崩壊を想定すればよい。EL. 15.00m付近で斜面は2分される。EL. 15.00mより下では斜面勾配がきつく、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剝げ落ちのような崩れ方をしそうである。EL. 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こる。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。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。EL. 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よいのではないと思われる。

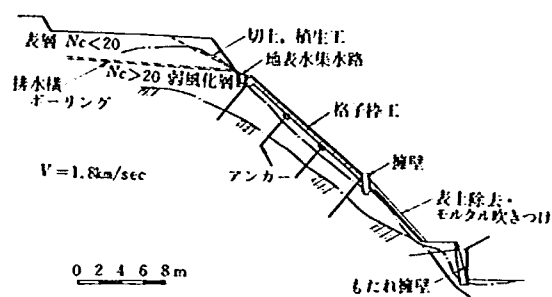
EL. 15.00mより上方の斜面に対しては、勾配の変化点付近に擁壁を設けて、それより上方の表層部

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、大きなものは作れない。擁壁の基礎は泥岩の弱風化層に達している必要があり、安定のためにキイおよびアンカーを付ける。アンカーは第3速度層の $V=1.8\text{km/sec}$ (強い泥岩) 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よいのではないかと。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よい。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、表土の流亡、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浸食ある



N_c : 径25mm、先端角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貫入させるのに要する打撃回数、回/10cm

図-5 工法モデル図 (L-8)

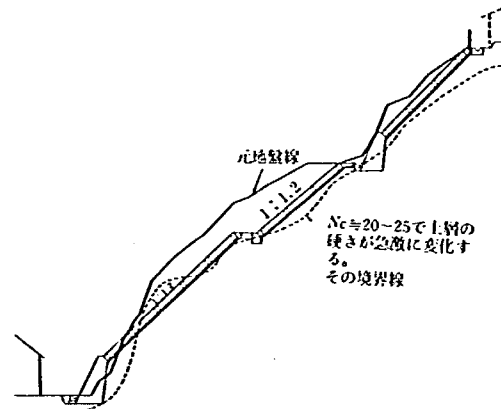


図-6 三重県上野市諏訪町急傾斜地断面



写真-2 三重県上野市諏訪町急傾斜地 (向かって右側が図-6に対応)

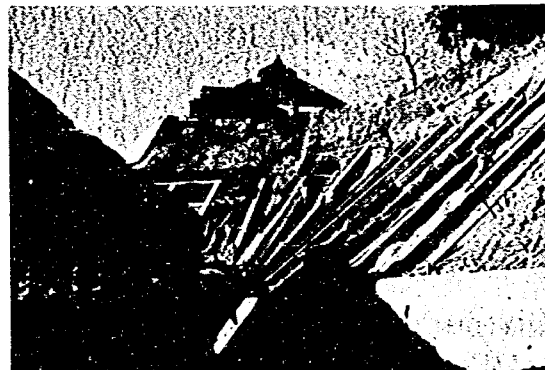


写真-3 同傾斜地の施工中

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。

図-6は三重県上野市諏訪町における現場打ちのり枠工の例を示す(写真-2, 3参照)。

6. あとがき

がけ崩れの実態、およびその対策について簡単に述べてみた。崩壊防止の技術的な面からは新しい工法の開発や改良もさることながら、現時点で用いられている工法の設計法や安定計算法の確立が出発点であるように思う。

一方、災害防止の行政的な施策の面からは、崩壊危険地の予測や危険度、あるいは崩壊発生時の予知等の手法開発をさらに進める必要がある。

さらに近い将来の課題としては、斜面空間の有効利用や、自然環境あるいは住環境との調和、あるいは地域計画、地域防災計画等の中へ組み入れた総合

的な防災計画の中の一つとしての役割等があげられよう。

参考文献

1. 建設省傾斜地保全課、土木研究所急傾斜地崩壊研究室：がけ崩れ災害実態について、土木研究所資料、第1109号、昭和51年2月
2. 建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室：昭和46年9月6日～7日秋雨前線ならびに台風25号によるがけ崩れ調査報告書、土木研究所資料第782号、昭和47年10月、p.p.60～70
3. 大久保駿、服部泰英：千葉県で発生したがけ崩れの特徴について、新砂防86、昭和48年1月、p.p.10～19
4. 渡正亮：急傾斜地崩壊型の分類、土と基礎、Vol. 20, No. 2, 1972. 2, p.p.27～32
5. 大久保駿、上坂利幸、船崎昌雄：簡易貫入試験の斜面地盤調査への適用、地すべり、Vol. 8, No. 4, 1972. 4, p.p.21～29
6. 安江朝光：斜面崩壊防止工の設計の現状、土木技術資料、18-5, 1976. 5, p.p.219～225
7. 建設省砂防部：急傾斜地の崩壊等による災害危険箇所の総点検、集計表、昭和48年7月
8. 建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室：急傾斜地調査指針、土木研究所資料、第864号、昭和48年7月
9. 土質工学会：切土ノリ面、1977

2. 防 災 対 策 技 術

—がけ崩れを中心として—

安 江 朝 光

工業技術 Vol. 19. No. 2
1978. 3

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

LIBRARY

EX-100

100-100

100-100

風水害の予防・保安技術— 2

防災対策技術

—がけ崩れを中心として—

安江 朝光

建設省土木研究所
急傾斜地崩壊研究室長



毎年梅雨期や台風期にくり返される土砂災害は、国土保全あるいは開発において、重要な課題になっているにもかかわらず、降雨、地震などの誘因の多様さと地形、地質等の素因の複雑さにより、その技術的水準は必ずしも満足のいくものではなく、従来の経験や実績、資料に頼る所が多い。

土砂災害には、がけ崩れ、土石流、地すべりに分けられることが多いが、これらを区分する明確な定義はなく、また自然現象としては、連続していることもある。一般的な見方としては、表1のように区分される。

ここでは、最近特に緊急性の高いものになってきているがけ崩れについて述べてみたい。

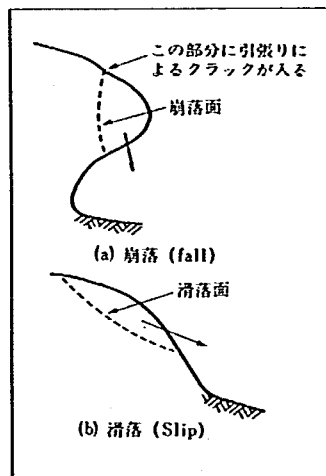
がけ崩れの実態

がけ崩れは崩落(fall)と滑落(slip)に分けられる(図1)。滑落は、滑落面沿いにすべりに対する抵抗(せん断抵抗)が働くが、崩落は引張抵抗は働くがせん断抵抗はほとんど働かない。

昭和44~49年の実態調査の結果では、崩壊のタイプは、表土の滑落型が最も多く全体の約50%を占め、次いで強風化岩(主にマサ)の滑落、崩壊土の滑落が、12%程度であり、これら三つで全体の75%を占める。崩壊の平均値を表2に示す。

崩土の到達距離/崩壊の高さは、0.2~1.2辺りに集中している。

図1 崖崩れの形態



工業
技術
●
39

表1 土砂災害の分類

	が け 崩 れ	地 す べ り	土 石 流 (広義)
1) 地 質	地質との関連は少ない	特定の地質、または地質構造の所に多く発生する	地質との関連は少ない
2) 地 形	20°以上の急な斜面に多く発生する	5~20°の緩傾斜面に発生し、特に上部に台地状の地形をもつ場合が多い	20°以上の谷(渓流)地形に多い
3) 誘 因	降雨、特に降雨強度に影響される	地下水による影響が大きい	降雨、特に降雨強度に影響される
4) 発生時期	豪雨の直後か豪雨中に多い	降雨の終了後ある程度の時間をおいて起こる	豪雨の直後か豪雨中に多い
5) 活動状況	突発性	継続性、再発生	突発性
6) 移動の形態	移動速度が急速である 移動土塊の擾乱が激しい	移動速度が緩慢である 移動土塊が原形を保っている場合が多い	移動速度が急速である 流体の運動に近い土砂流、泥流と、流体の運動と土塊の移動との中間的な土石流(狭義)に合けられることが多い

全体の80%は1.0以下であり、全体の95%でも1.5倍である。ある程度の余裕を見て最低、崩壊の高さの

2倍以内の距離にある人家は被災の恐れがあると考えなければならない。

がけ崩れ防止のための技術的課題

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、法切り、工作物の設置、土石採取など崩壊の原因となる有害な行為の制限

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受ける恐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

これらの対策を進める上での技術的課題は基本的に次のようなものである。

(1)一連の自然斜面のうちどの区域が崩壊のおそれがあるか

(2)一つの自然斜面のどの部分が崩壊のおそれがあるか

(3)何時、どのような場合（降雨量、降雨強度、地震の強さ）崩壊のおそれが強いのか

(4)それらの危険度はどの程度かそしてまた、もし崩壊するとすれば、

(5)どんな形態で崩壊するか

(6)どんな状態で下方に移動し、どんな被害がでるか

崩壊防止工事を実施するとすれば、

(7)どんな調査を行って、どんな対策工を採用すれば良いか

(8)対策工にはどれだけの経費がかかるか

次に、これらの問題を整理して、それらが現在どのように取り扱われているかについて述べる。

危険度判定、予知、避難

①危険度判定

斜面の危険度判定を定量的に行うことは現在の技術では極めて難しいことは言うまでもない。然し防

災計画を立てる上には是非必要であり、実務上ある程度割切って基準を作っている。

建設省では昭和47年7月の全国的な豪雨災害の後、急傾斜地の崩

壊等による災害危険箇所の総点検に際して、表3に示す基準により点数を算出し、急傾斜地をA、B、Cのランクに区分した。

もう一つの危険度判定方法は、崩壊に関連する要因の組合せと重みづけを崩壊した斜面とそうでない斜面とが最も良く分離するように、数量化解析と呼ばれるものがある。これは地表に関する情報が主体であり、ボーリングやサウンディング等の地中の情報が入っていないのが一般的であり、また崩壊現象の性格として、支配的要因(Critical factor)に支配される傾向があるのでその精度は制約を受ける。

②計器による崩壊の予知

危険な斜面、のり面に計器を設置して崩壊を事前に察知しようとする試みが最近各方面で行われるようになった。計器による斜面崩壊の予知は現在試験段階であるが、将来はある程度まで可能となると考えられる。計器の対象としては落石、地表変位(ヒズミ)、地中ヒズミ、地表傾斜、含水量、間げき水圧、音(振動)などである。計器としては現在種々のものが開発されている(表4)。このほか地下発電所建設などに際して用いられている初期応力測定法も有力な計測方法になると考えられる。計器により崩壊の予知については参考文献に

表2 崩壊規模 平均値

		崩壊の高さ hm	崩壊の幅 Wm	崩壊の深さ dm	崩壊土量 V _m	崩壊土の 到達距離 Lm	崩壊の斜面 長/m	崩壊の位置 h/H	崩壊の範囲 L/H	崩壊の形状 W/h
第二回調査	平均値	16.6	17.6	1.60	335.6	12.0	23.9	0.77	0.52	1.47
	個数	596	600	600	592	598	590	590	598	1,612
	分散	249.3	250.2	4.67	58.1	604.6	922.8	0.08	0.50	3.46
	標準偏差	15.8	15.8	2.16	6,176.2	24.6	30.4	0.29	0.71	1.86
	変動係数	95.2%	90.1%	124.5%	1,062.1%	20.5%	127.2%	37.2%	0.135%	1.27%
	最小値 最大値	1.3~200	2~120	0.25~8	1~15,000	0.5~350	1.7~340	0.03~1	0.01~12.9	0.06~25.0
第一回調査	平均値 (第1回調査)	19.4	17.1	2.10	684.0	12.8			0.71	
	個数	201	201	201	201	199			199	

表3 急傾斜地崩壊危険区域危険度判定ランク
およびその基準
(昭和47年度建設省河川局砂防部：急傾斜地の崩壊
等による災害危険箇所の総点検の実施要綱)

要 因		点 数		備 考
		自然斜面	人工斜面	
高 さ	10m以上	7	11	崖上に奥行10m以上の平坦面がある場合を含む。
	10m未満	3	3	
傾 斜 度	45°以上	1	1	
	45°未満	0	0	
オーバーハングの有無	有	3	3	
	無	0	0	
表土の厚さ	a(0.5m以上)	1	1	
	b(0.5m未満)	0	0	
湧水等の有無	有	1	1	
	無	0	0	
崩壊の有無	有	3	3	人為的工事によって各要因による危険の消滅しているものはその要因がないものとして計算する。 例①オーバーハングしているがコンクリートで完全に保護している場合は0点とする。
	無	0	0	
急傾斜地崩壊防止工事の技術的基準	満 足		0	
	不満足		3	
構造物等の異状の有無	有		3	
	無		0	

まとめたので参照されたい。

③踏査あるいは観察による 危険斜面の監視

地表、あるいは構造物に新たに亀裂が発生したり、湧水量が急増したり、濁ったりすると危険が大きい。

④避難基準

異常気象時には避難することは、現在では防災上大きなウエイトを占めている。この時の基準は表5に示すものが標準的な参考例である。第一警戒体制においては、住民等に対して避難準備を行うよう広報するほか、必要に応じて警告、事前措置、避難の指示等を行う。避難体制では実施責任者、避難方法、避難場所、伝達方法について平常時はっきりさせておくことが特に重要である。

防災工事

かけ崩れ防止工事は崩壊自体が地形、地質および降雨、地震など、その形態を予測することが難しく、したがって安定計算などの量的な設計を行い得るケースは極めて

表4 計器の種類

計器の種類	計測の対象	計 測 方 法
(1) 落石の計測器	落 石 の 有 無 落 石 の ヒ ン 度 落 石 の 衝 撃 力 落 石 による 振 動	落石受板、落石ネットなどで検知するか、あるいはビニール被覆線の断線により検知する。 検知板に当たった落石の回数、衝撃力を電気的に計測する。 落石防護サックに振動計を設置し落石の衝撃を振動でとらえる。
(2) 地表変位計	地 表 の 変 位	伸縮計、変位ゲイなどで地表の変位を計測する。
(3) 地中ヒズミ計	地 中 の ヒ ズ ミ	パイプヒズミ計などで地中のヒズミを計測する。
(4) 傾 斜 計	地 表 の 傾 斜	気ホウ（泡）管式傾斜計などで地表の傾斜を計測する。
(5) 含 水 量 計	地 山 の 含 水 量	含水量によって土の誘電率、電導度などが変化することを利用して計測する。
(6) 間ゲキ水圧計	地山の間ゲキ水圧	水圧を電気量に変える電気式のもの、マノメータで直接求める方法とがある。
(7) 音または振動	地山内で発生する 微少音または振動	音、振動を電気量に変え、増幅して、強さ、ヒン度、波形、周波数などを計測する。
(8) 雨 量 計	累 積 雨 量 雨 量 強 度 突 効 雨 量	雨量計と時間記録器との組合わせにより、累積雨量、雨量強度、突効雨量を計測する。

て稀で、過去の資料、経験に基づいて担当技術者が決めているのが現状である。その際、降雨による崩壊の要因としては、次の六つを考えればよい。

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

降雨による崩壊がほとんどであり、これを防止するという観点から工法は表6のように大別される。

表5 警戒体制をとる場合の基準雨量例

	前日までの連続雨量が100mm以上あった場合	前日までの連続雨量が40～100mmあった場合	前日までの降雨がない場合
第1警戒体制	当日の日雨量が50mmをこえたとき	当日の雨量が80mmをこえたとき	当日の雨量が100mmをこえたとき
第2警戒体制	当日の日雨量が50mmをこえ、時雨量30mm程度の強雨が降り始めたとき	当日の日雨量が80mmをこえ、時雨量30mm程度の強雨が降り始めたとき	当日の日雨量が100mmをこえ、時雨量30mm程度の強雨が降り始めたとき

ただし、降雪、融雪時ならびに地震、地すべり等発生時は別途考慮するものとする。

実際には、これらの工法を組み合せて、対策工の計画をたてるわけだが不均質、異方性の自然斜面であり、また工費、用地および施工条件等がからんで非常にケース・バイ・ケースになるが一般的な流れについて述べる。

まず、基本的な考え方としては、

どのような崩壊要因でどのような崩壊形態になるかを的確に想定する。これに対して、まず降雨等によっても斜面自体は全体的に見て安定であるようにし、次に表面浸食・風化・部分的崩落の防止(のり面保護工)を計画する。

複数の崩壊形態が想定されると

きは、各々に対しても同じ手順を
ふむことになる。

典型的な検討の流れは、

- ①最小限の不安定土塊の除去
- ②これに伴う斜面形状の改良
- ③上記の斜面に対して、部分的に不安定な所があれば、これに対して抑止施設を設置する。
- ④斜面全体の安定を考慮して、適当な抑止施設を設置する。のり尻保護のための擁壁などがこれに当る。
- ⑤力のバランス以外に、地下水の影響を受けることが調査結果からわかれば、排水ボーリング等これに対する施設を計画する。
- ⑥表流水に対する浸食、風化、局所的な崩落防止の目的で表面被覆(のり面保護)を検討する。この際、背後地から流入する水があれば、それに対する処理も検討する。

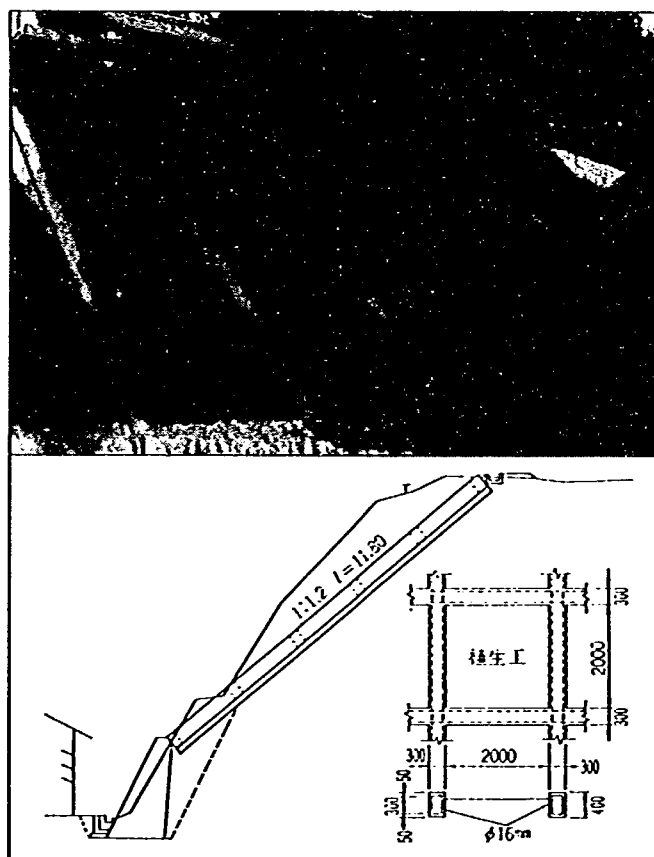
実際は①～⑥のうち、すべてを行うのではなく、崩壊形態・崩壊要因・用地・工費等を勘案して、このうちいくつかを計画する。

環境保全の面から“みどり”を生かす工法が最近では要求されている。現場打ちのり枠工は安全と環境の両者のバランスを最も保ちやすい工法の一つである。(写真1、図2参照)

表6 斜面崩壊防止工、分類

分 類	目的および効果	分 類	工 種
(A) 抑 制 工	(A-1) 雨水の作用を受けないようにする	植 生 工	種子吹付工、張芝工など
		構造物によるのり面保護工	吹 付 工、張 工 現場打のり枠工 落 石 防 止 工 コンクリート重力式擁壁 もたれ擁壁など
		のり面排水工	表 面 排 水 工 地 下 排 水 工
	(A-2) 雨水の作用を受けて崩壊する可能性の高いものを除去する	地盤改良工	注 入 工 (ロックボルト工)
		不安定土塊の切 取 り	切 土 工
(B) 抑 止 工	雨水の作用を受けても崩壊が生じないように力(抑止力)のバランスを加える	斜面形状の改良	切 土 工
		抑 止 施 設	コンクリート重力式擁壁 もたれ擁壁 (現場打のり枠工) 抗 工 深 礎 工 のり面フンカー工
		押 え 盛 土	

写真1、図2現場打ちのり枠工の例(三重)



工業
技術
●
43

参考文献

- (1)土質工学会「切土のり面、第5章 計器による崩壊の予知」1977
- (2)安江朝光、大久保 駿、「がけ崩れの実際とその対策」施工技術、Vol9 No8, 1976

3. 地震と斜面崩壊について

安江朝光・反町雄二

砂防と地水 Vol. 11. No. 2
1978. 3

1900-1901

1901-1902

1902-1903

1903-1904

地震と斜面崩壊について

安 江 朝 光
反 町 雄 二

まえがき

「地震・雷・火事・親爺、といわれるように、地震は世の恐いもののなかでもその筆頭に挙げられている。この順位がどのような根拠に基づいて決められたのかはともかくとして、地震の恐しさは突然襲ってくる、しかも震度が大い場合など人は殆んど自由に動くことができず為す術がないこと、そしてこの瞬時の活動の停止中が防災上重要であること、などにもあるのではないだろうか。また、地震に伴ない火災・津波なども発生し被害を大きいものになっている。

地震発生の予知に関しては、個人的ではあるが雲の様子などから推定できるという人もいようであるし、中国では地下水位の変動などから予測したと伝えられている。また、動物が事前に察知したということも時々いわれているが、例えばナマズの場合だと信頼性に問題があるようだ。というのは、地震の前だけ何らかの反応を示したのであれば良いが、時折そのような反応を示しておりたまたまある時地震が起きたというのでは予知に用いるのに問題がある。「大地震について直前に魚の異常生相が報告されたケースは90%に達するらしいが、逆に魚の異常があった時に必ず地震がくるかどうか、というところでもない」(53年5月19日付朝日新聞)。ただ、東海地震の発生が注目を浴びているが、地殻の変動などからどの地域で地震のエネルギーが蓄積されつつあるといったことはある程度わかってきているようである。

今年になってからの目立つ地震というと、1月14日12時24分頃発生した伊豆大島近海地震がある。前夜から群発地震が発生し、当日も午前中を中心に震度4クラスの地震が発生しており、また日頃から住民の地震に対する警戒が比較的ゆきとどいていたからか、昼食時の本震に際しても火災は発生していないようである。しかし、山崩れ、崖崩れ、落石等による人的被害は御存知のとおりである。

このようなことから地震と斜面崩壊を考えると、先にも記したように地震時には迅速な行動がどこまでとれ

るかわからず危険な所から簡単に避難することは難しいので、斜面の崩壊や落石そのものの発生を防ぐ、もしくは崩壊や落石があってもこれが保全の対象となる人・家屋・道路・鉄道等に影響を及ぼさないようにする、といった防災対策を考えていかねばならない。

国土の約75%が火山地・丘陵を含む山地である我が国では、山地を走る道路・鉄道の多いことは勿論であるが、斜面に近接している人家も非常に多いことから、過去の崩壊の様子や危険な斜面などについて述べて、地震による斜面崩壊の特徴などを知って頂きたい。

1. 斜面崩壊の実態

地震により発生した斜面崩壊の様子について記したもので古いのは日本書紀である。他には郡誌・日記等にも記されていることがあるが、鎌倉付近では1210年代、江戸付近では1590年代になってやっと被害地震の記録があるということである。近年では、空中写真等により広範囲にわたり斜面崩壊の発生状況等を記録として残せるし、各分野の専門家が現地に入り諸調査を行うので整った報告書も多く残されている。

1.1 過去の例

参考文献¹⁾によると、斜面崩壊について記述されているもので最も古いのは日本書紀である。この中に679年筑紫で起きた地震のことが記されている。これによると「丘が崩れたが、その上の百姓の家は破壊することなく、家人は丘の崩れたのに気づかなかったという」ということから、地すべり性の大崩壊であったと考えられる。

地盤等にもよるが、震源に近いほど一般に被害は大きくなる。この点を考えると震源が内陸にあり、かつ規模の大きい地震が最も恐しいといえる。これに該当する一つが1891年の濃尾地震で、我が国での内陸地震では最大といわれる。地表での変動の激しさ(根尾川断層等)はよく知られている。また、山崩れの発生箇所数は1万を越えている。マグニチュードは7.9~8.4とされている。

箇所数が多いのは1847年の善光寺地震で4万以上であ

る。このうちのいくつかは川を堰止め上流の村を水没せしめている。しかも、この堰が後に決壊し下流の家屋が多数流失している。マグニチュードは7.4とされている。

1923年の関東大地震では火事による被害が大きかったようであるが、斜面崩壊に関して特筆すべきことは根府川の山津波(土石流)である。これは「同谷の上流から約6kmの距離を5分程で100~300万m³の土砂が流れ落ち、根府川の部落170戸を土中に埋め、駅に停車中の列車も流された」(参考文献¹⁾より)という。マグニチュードは7.9である。

後述するが、斜面崩壊は雨や地震によってひきおこされることが多い。そこで考えられるのは、かなりの量の雨が降っているとか降った後に地震が起きたら、どちらか一方だけであれば崩壊するに至らないものでも崩壊することがあるのではないかということである。1968年の十勝沖地震では青森県下で被害が多かったが、この一因として前日までの雨量が多く斜面が崩壊しやすい状態になっていたのではないかということも考えられる。

逆に、地震の後に雨があっても崩れやすいと考えられる。この例では、1967年の羽越豪雨による山崩れなどは新潟地震(1964年)の影響もあったのではないかとわれている。

ただ、崩壊現象は非常にその解明が難しいため、雨と地震とどちらの影響が強く作用したのかといったことはわからない。崩壊は雨や地震のような発生誘因とともに素因も複雑に絡んでいるためで、例えば隣り合った斜面やある地域内の斜面を考えた場合、発生誘因には大きな差はないとみてよいのであるが、崩壊する斜面としない斜面が出てくる。これは斜面のもつ素因(地形・地質・植生等)の違いによるわけである。

このように、斜面崩壊は複雑な現象で、定性的な事項がわかっていく程度で、定量的なことになるとまだ不明確なことが多いのが現状である。

1.2 伊豆大島近海地震による斜面崩壊

当地震は1978年1月14日12時24分頃発生、震源は伊豆大島西方の海底でマグニチュード7.0である。伊豆半島では4年前の5月9日にも「伊豆半島沖地震」と呼ばれる地震があり西伊豆方面を中心に被害が発生しているが、今回は東伊豆と半島の中心部に被害が多数発生した。

(1)被害概要

死者に限ってみると斜面崩壊や落石等で25人(東伊豆町9人、河津町11人、天城湯ヶ島町5人)の命が奪われている。前回の地震では南伊豆町仲木での大崩壊などにより死者数は30人にも達しており若干少なかったが、持

越堰堤が破壊されるなど前回には見られない被害もあった。

(2)斜面崩壊及び落石

この時の斜面崩壊は、(i)土の斜面の崩壊、(ii)岩の斜面の崩壊、(iii)落石の3つに大別されている(参考文献²⁾)。 (i)は表土層の浅い崩壊から、崩壊面が地表から数mの深さのものまでいろいろあるが、雨による崩壊によくみられるようなはっきりとした谷型地形での崩壊はあまりなかった。(ii)は岩盤斜面の上層の表土が基岩との境から崩れ落ちるものと、溶岩類や凝灰岩等が風化層を主体にして崩れ落ちるものとがあった。(iii)は数多くの発生箇所があった。特に落石の場合、山地の中では発生しても目立たない事がらでもあり、人目につき易い道路沿いが多かった。

川を堰止めた崩壊も2,3あったが、規模が小さく大事には至らなかったようである。

(3)その後の調査

発生直後に政府の調査団が派遣されたのを始めとし、研究機関・大学等もおのおの調査を行ったようである。現在も引続き調査研究が進められているようである。

2. 危険度判定

斜面崩壊による災害を軽減していくためには、崩壊そのものの発生を抑止する、崩壊土砂から保全地域を守る、危険な地域から避難するなど考えられるが、まず第一にどこが危険であるかを調査しなければならない。ここでは、どのような斜面が危険であるのか、そしてそこは雨によっても崩壊しやすい所であるのかどうかといったことについて述べる。次に、どの程度危険であるのかといった危険度判定にもふれる。

2.1 どんな斜面が危険か

地震によって崩壊しやすい斜面型があるかどうか、新

表-1 斜面型の分類

カテゴリー アイテム	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
縦断型	直線	下降	上昇	複合				
横断型	谷	直線	尾根					
傾斜角	30度以下	31~40度	41~50度					
方位	北	北東	東	南東	南	南西	西	北西
樹高	8m以下	9~15m	15m以上					
樹冠密度	40%以下	41~70%	71%以上					

潟地震について調査した例について述べる。

まず、斜面の特徴であるが表-1のように分類する。例えば、縦断型は直線・下降・上昇・複合のどれに属するか、横断型は谷・直線・尾根のどれに属するかと調べていく。ここでいう斜面は、無作為に選んだ崩壊がない斜面(非崩壊斜面)と斜面の一部分、場合によっては全部が崩壊している斜面(崩壊斜面)とのことである。

分類は空中写真判読・計測や現地踏査から決めていく。

なお、非崩壊斜面も調べる理由であるが、崩壊したものだけでは崩壊斜面中に数多く現われる斜面型の数は把握できるが、絶対数の多いものが危険であるという結論にはならないからである。危険かどうかみるためには、その斜面型が調査地域内にはどれくらい存在しているのか、そしてそのうちどれだけが崩壊したのかわからなければならぬのである。

この両者を比較した結果は以下のとおりである。

(1)縦断型

図-1をみて頂きたい。棒グラフ中の丸の数字は表-1と対応している。棒グラフの横幅は非崩壊斜面中のおおの分類がどの位の割合で出現しているかを示している。①が最も狭いが、この直線型は非崩壊斜面81例中6例しかなくその出現率は7%強に過ぎない。グラフは7%分の幅をとってある。

資料数が81に過ぎないために、この調査地域内では斜面縦断型が直線型である斜面は約7%であるなどとはとてもいえず、今後資料数を増す必要はある。

次に崩壊斜面についてもどの分類に属するか調査した。ここでは直線型に属する斜面が4カ所、一方調査した崩壊斜面数は81であるから出現率は約5%である。

崩壊が縦断型には全く影響なく起きるものであれば、非崩壊斜面では直線型が約7%であるから崩壊斜面中にも約7%の割合で現われるはずである。他の型状についても同じことがいえなければならない。

このような違いを統計学では χ^2 (カイ2乗)検定で調べるが、資料数が少ないので図でのみ示し検定は行わない。

直線型についてだが、非崩壊斜面中の出現率約7%に比べると崩壊斜面中におけるのが約5%と低い。このように低い斜面型は地震に対して崩壊しにくいと考えることができる。これを図-1の縦軸値で示してみた。図中の横線は崩壊斜面中の出現率を非崩壊斜面中のもので除した値が1を示す。つまりこの線よりも上に出ている斜面型(図-1では④の複合型)は地震に弱いとみることができる。

現地踏査等の経験からすると、③上昇型が予想よりも低いのであるが、④も含め凸型のある斜面は弱いようである。

以下は全く同様に調べた結果である。

(2)横断型

図-3のとおりである。②直線型と③尾根型が崩壊しやすいようである。

(3)傾斜角

図-5のとおりで、急になるほど崩壊しやすい傾向を示しているが、50度未満までの資料しかなく50度以上ではどのようなことになるのか現在のところ不明である。

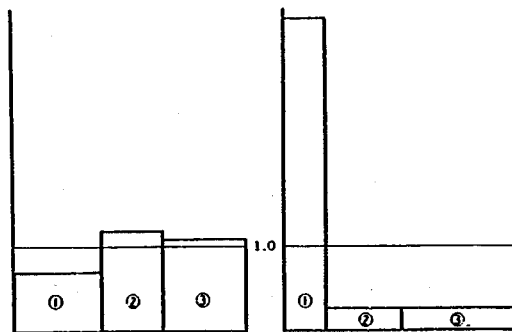


図-3 横断面型(地震)

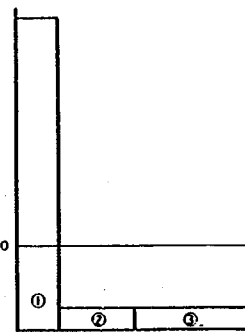


図-4 横断面型(雨)

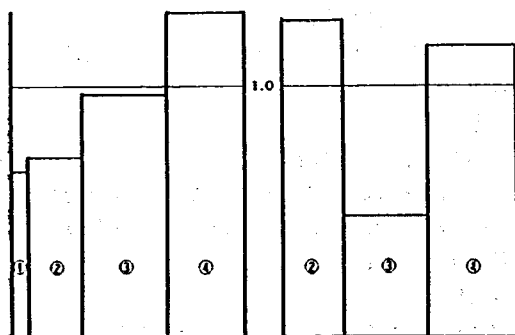


図-1 縦断面型(地震)

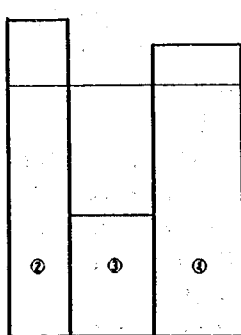


図-2 縦断面型(雨)

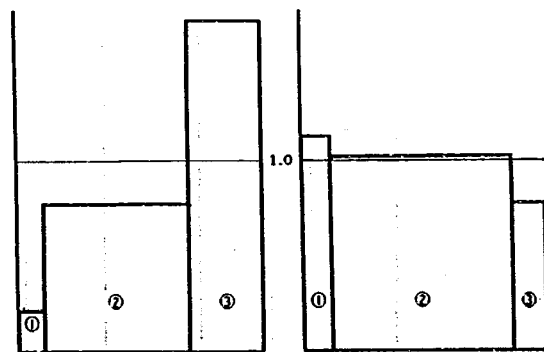


図-5 傾斜角(地震)

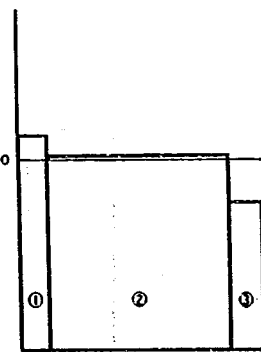


図-6 傾斜角(雨)

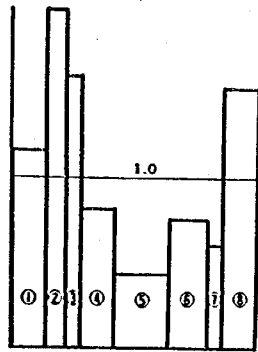


図-7 方位(地震)

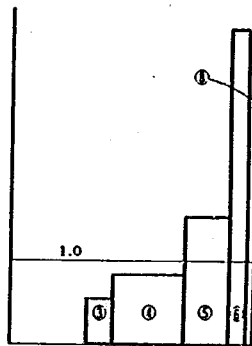


図-8 方位(雨)

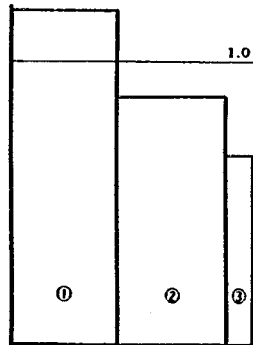


図-9 樹高(地震)

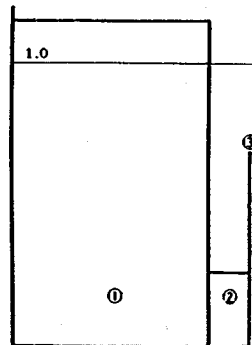


図-10 樹高(雨)

(4)方位

調査地震は震源(栗島東方)の東方に位置しているが、斜面の向いている方向により変化がどうなるのか調べた(図-7参照)。①北、②北東、③東、④北西の4方向が崩壊しやすいようであるが、震源に対し平行とか直角方向が危険といった結果にはなっていない。

(5)樹高

図-9で、樹高の高い方が崩壊しにくいようである。根の張り方の相違と考えたい。

(6)樹冠密度

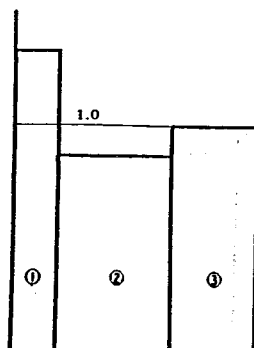


図-11 樹冠粗密度(地震)

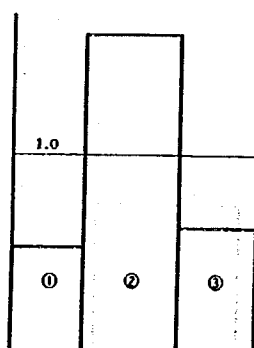


図-12 樹冠粗密度(雨)

図-11であるが、②が低くその理由が不明である。

(7)その他

このような調査を、斜面の高さについてや表土層の厚さについてなどにも行ってみたいと考えている。なお、地質は花崗岩がそのほとんどを占めているので、地質別には調査できない。

2.2 雨との違い

図-1.3.5.7.9.11では地震に対し弱い斜面形状を図示したが、雨にも同様な所が弱いのかどうか調べてみる。

やり方は前と全く同じで、調査地は羽越豪雨(1967年8月28~29日)による崩壊多発地域の一部である。ここでは新潟地震の影響も考えられる訳であるから、雨による崩壊の特徴であるとは断定できないが、現在のところ地震の影響度合は全くわからない。もう一つ、雨だけで崩壊した例も調べて、これら三者を比較すると何か得られるかもしれない。

この地域を選んだのは地質が先と同じ花崗岩であるためである。

(1)縦断型

図-2で、②下降、④複合が崩壊しやすいようである。①直線がないが、これは非崩壊斜面中に現われなかったからであり崩壊斜面中では約4%ある。この点をみても資料数が少ないための影響がわかって頂けると思う。

地震とでは、④複合はどちらに対しても弱いことがわかる。

(2)横断型

図-4で、①谷型が他を問題とせず雨に弱い。地震とは対照的な結果となった。

(3)傾斜角

図-6で、区分間の差はほとんど無いが、区分の境界値を多少変えてみたところ、②よりも③の方が幾分高いグラフになった。

雨による崩壊について、傾斜角別に調べられた例はいくつか発表されているが、図-6はこれらとは異なるようである。それで階級別けを変えてみたのであるが50度以上の資料が全くないことなどもあり、ここでは結論を出せなかった。

(4)方位

図-8で(6)南西、⑧北西が多い。⑦西は(1)①と同じ理由による。西の方向に多かった理由は詳しい調査をしていないのでわからないが、植生の相違、地形の相違、風化の相違などではないか。

(5)樹高

図-10で、③が②より高いが、③は数も少ないので重要でないとすると低い方が崩壊しやすいようである。こ

れは地震と同じである。

(6)樹冠密度

図-12で、②が高い結果となった。地震とは反対の結果である。

(7)まとめ

図1~12では定性的なことがわかるだけであり、今後はなぜこのような結果になったのか、崩壊誘因が今回と異なれば（地震であれば震度が違ったりした場合）崩壊箇所数等はどうか変化するのか、などを研究する必要がある。

2.3 数量化解析

斜面の縦断型が直線であるとか、上昇型であるなどといったことが、これらは数値では表わされていない。これを数値に変換するのが数量化である。方法は統計の専門書に載っているのが割愛するが、適当な数値を入れるのではなく、似た測定パターンの対照同士の差がなるべく小さく、似ていない測定パターンの対照同士の差はなるべく大きくなるようにする。ここでいえば、各斜面とたとえば縦断型は直線、横断型は尾根など決まっているので、この直線や尾根が数量化されていればその斜面の得点がわかる。そしてこの点数が、崩壊斜面同士又は非崩壊斜面同士では小さく、崩壊斜面と非崩壊斜面では大きくなるようにするわけである。

(1)計算例

新潟地震の資料で行ってみた。資料数は崩壊、非崩壊斜面共に81である。用いた斜面型は表-1とはほぼ同じであるが、方位を除き比高（斜面の下端から上端までの高さ）を入れてある。

数量化した値は表-2に示す。これがどの程度信頼できるか調べたところ66.7%の的中率であった。的中率とは、総ての斜面の点数が計算され、ある点以上を崩壊グループ、ある点未満を非崩壊グループとした場合、崩壊した斜面中崩壊グループに入るもの及び非崩壊斜面で非崩壊グループに入ったものの率である。的中率が高いほど2グループにうまく分けられる数量化ができたことに

なる。

(2)応用方法

表-2の数値が信頼できるものであれば、これを用いて各地の斜面に点数を付けることができる。その点数が崩壊グループに属するものであれば、その斜面は地震時に崩壊する危険が高いことになるわけで危険度の判定が行える。

あ と が き

(1)前期雨量

前期雨量の影響があったのではといわれるのが十勝沖地震である。しかし、残念ながらどう影響があったのかはわからない。雨と崩壊の関係が定量的にわかっておれば解決していけるのであるが、地震と崩壊も定量的にはわかっていないため、2つが重なり合った現象となると難しい。ただ、このような事例がいくつかあれば、多少でも研究を進めることができる。

地震後の雨についても同じことがいえる。

(2)土砂の到達距離

崩壊した土砂が斜面からどのくらい遠くまで飛ぶのかという問題は、斜面崩壊による災害の多くは崩壊した土砂に埋められて起きていることから重要である。

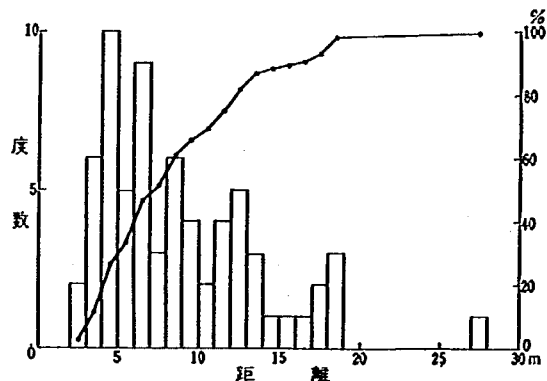


図-13 地震による崩壊の土砂の到達距離

雨による崩壊の土砂の到達距離に関する資料数は多いのであるが、地震による崩壊の土砂の到達距離についてはあまりない。ここでは昭和43年2月21日を中心に発生したえびの地震による崩壊の土砂の到達距離の資料を基に雨と比較した結果を記す。

(i)距離：斜面の下端から崩壊土砂の最先端までの距離の階級別度数分布を図-13に示す。同図は地震によって崩壊したもので、図中の折れ線グラフはその階級以下の

表-2 水準別得点表

カテゴリー アイテム	①	②	③	④	⑤
縦断型	-0.40649	-0.32781	-0.03444	0.26225	
横断型	-0.30373	0.17085	0.13667		
傾斜角	-1.59393	-0.32415	0.68311		
比高	0.50997	-0.16998	-0.29998	-0.38249	0.53370
樹高	0.25497	-0.16926	-0.57550		
樹冠密度	0.19191	-0.09651	0		

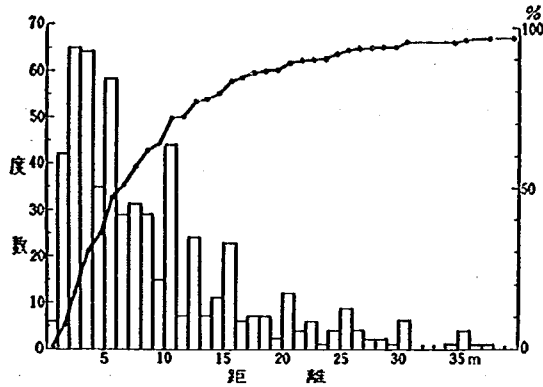


図-14 雨による崩壊の土砂の到達距離
資料数：592
区分：0～0.9m, 1～1.9m, 2～2.9m……

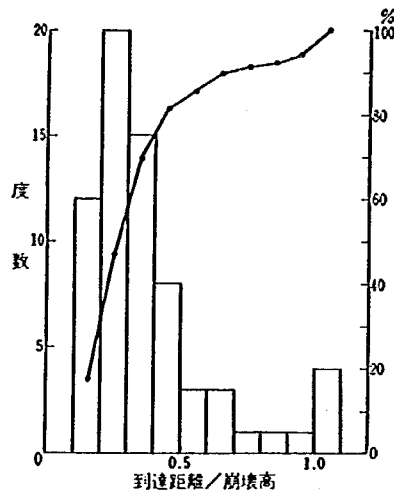


図-15 地震による崩壊の土砂の到達距離/崩壊高

発生率を表わしている。資料数が68に過ぎないので今後多数の資料を集めると異なる結果になることも考えられるが、同図からは20mを超えるものは殆んど無いこと、全体の2/3は10m以下で止ったことなどがわかる。同様に雨についても整理したのが図-14で20mを超える率は地震よりも高いが、10m以下の発生率はだいたい2/3で地震と大差がない。

(ii) 距離/崩壊高：距離は(i)のとおり、崩壊高は斜面の下端から崩壊地の最上部までの高低差である。地震については図-15のとおりで、約80%は0.5(崩壊高の半分)未満で土砂は止っており、崩壊高と同じくらい斜面から離れると被災する確率は低いことがこの図ではいえる。

一方、雨については図-16のとおりで1未満が約80%である。距離は地震でも雨でも大差がなかったことを考えると崩壊高が異なるようで、地震の方が高い位置から崩壊するようである。

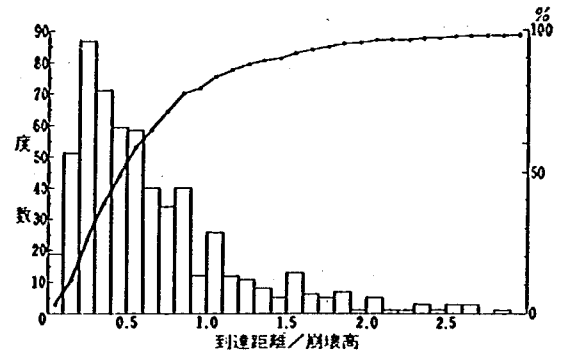


図-16 雨による崩壊の土砂の到達距離/崩壊高
資料数：592
区分：0～0.09, 0.1～0.19, 0.2～0.29……

なお、雨に関する資料(参考文献³⁾)は昭和47～49年に発生したげけ崩れの一部である。これは全国から収集した資料であり、地震はえびの地区だけであるから、ここに記したような単純な比較だけでは問題があることを付け加えておく。

(iii) 傾斜角による相違：斜面の傾斜角度別に(ii)の項目を調べてみると30度未満では地震0.39, 雨0.86, 30～0度未満では0.32と0.62, 40～50度未満では0.29と0.53となり急になるほど、その値は小さくなっていく。

(3) 日頃の心がけ

参考文献¹⁾によると日本付近では地震が平均して、マグニチュード6以上が年間16～17回、7以上が1～2回、8以上は10年に約1回の割合で起きているという。規模が大きくても震源が比較的遠くの海底であれば斜面崩壊は少ないであろうし、直下型地震であれば規模は小さくても斜面崩壊は多くなると考えられる。また、地盤の良否によっても異なってくることであろうから、上記の総ての地震の度に斜面崩壊が発生することはないが、我々はこのような条件のところで生活しており、いつ災害にあらうとも限らないことを忘れることはできない。

斜面崩壊についていえば、斜面から十分に離れてさえいればこれによる災害にあわずに済むのであるから危険な区域に住まないことが一番良い。しかし、山地が多く狭い国土に1億以上の人生活しているのであるから、現状はなかなか厳しく全国で6万カ所以上ある危険な斜面の下に100万以上の家屋が存在しているのである。

こういった所にいる場合、図-13, 14からもわかるように崩壊した土砂は何十mも流れだすのは数少なく、半分は6～7mで止っているのであるから、同じ家の中でも斜面からなるべく離れた所にいるのが良い。一番離れた2階などであれば、家の一部は土砂により破損しても生命は助かることも多くなるであろう。これは防災上の参考になるのではないだろうか。

(4)おわりに

地震による斜面崩壊については、十分な研究もまだされていなくともあり、定性的な事ばかりの内容となってしまったが、危険度の判定などは資料さえ蓄積すれば実施できることで、行政的にも要望されていることからなるべく早いうちにまとめた。

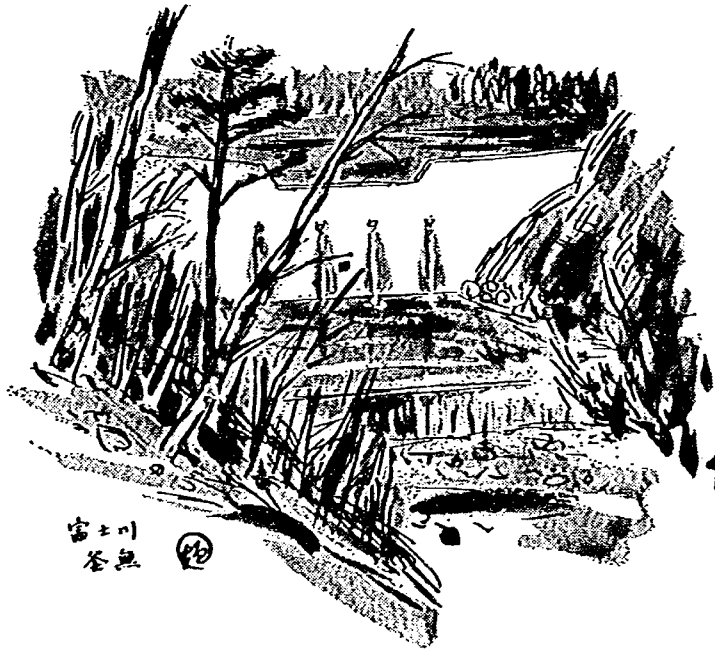
(2)建設省土木研究所：「1978年1月伊豆大島近海地震調査概要」土木研究所資料1346号 昭和53年2月

(3)建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室：「がけ崩れ災害実態について」土木研究所資料1109号 昭和51年2月

参考文献

(1)宇佐美 龍夫：「資料日本被害地震総覧」東京大学出版会 昭和50年3月

(安江朝光：建設省土木研究所赤羽支所急傾斜地崩壊研究室長)
(反町雄二：同室研究員)



4. 斜面崩壊に関する最近の調査研究

安 江 朝 光

建設月報 No. 348
1978. 6

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

1964

1964

1964

斜面崩壊に関する 最近の調査研究

土木研究所
安江朝光

まえがき

毎年梅雨期や台風期にくり返されるがけ崩れ、道路や宅地造成に伴う切土のり面など斜面崩壊の対策は、国土保全あるいは開発において重要な課題であるにもかかわらず、降雨などの誘因の多様さと、斜面を構成している地山の地形・地質・土質条件など素因の複雑さにより、その技術的水準は必ずしも満足のいくものではなく、従来の経験に頼る所が多い。

また、最近では、対策工事を進める場合、災害を防ぐだけでなく、周囲の環境も良好な形で保全することが要望されて、行政面ばかりでなく技術的にもその対応が難しくなっている。

斜面崩壊については、行政的あるいは社会的に問題が多岐にわたっているが、ここでは、土木研究所を中心に研究サイドでの話題を二、三紹介したい。

1. がけ崩れの実態調査から明らかになったこと

がけ崩れの調査研究は、まずその実態を明らかにすることから始める必要があった。がけ崩れが発生する斜面の地形や地質は箇所ごとに異なり、また

雨の降り方も多様であるが、多数の事例を収集して、項目ごとに整理することにより、その実態が漸次はっきりしてきた⁽¹⁾。

- ① がけ崩れの多くは地山（基盤）の上にある表土・崩積土などの崩壊であり、地山を構成する地質（岩石の種類）には比較的関連がない。
- ② がけ崩れの発生しやすい地形は明瞭に屋根とか谷とか判断できるような箇所より、むしろ一見して大きな変化のない斜面である。
- ③ 岩質の地山自体が崩壊する場合は、成層構造、断層、層理面の存在とその方向・位置などの地質構造と地下水の影響を受ける傾向があり、崩壊の規模が大きいほどこの傾向は著しい。
- ④ がけ崩れの平均的規模は表一に示すように厚さ1.5～2m、幅17～18m、長さ20～

表一 崩壊規模 平均値

		崩壊の長さ L (m)	崩壊の幅 W (m)	崩壊の深さ H (m)	崩壊土量 V (m ³)	崩土の到達距離 L ₁ (m)	崩壊の長さ L ₂ (m)	崩壊の幅 W ₂ (m)	崩土の範囲 L/H	崩壊の形状 W/L
		平均値	平均値	平均値	平均値	平均値	平均値	平均値	平均値	平均値
第2回調査	平均値	16.6	17.6	1.60	335.6	12.0	23.9	0.77	0.52	1.47
	最大値	596	600	600	592	598	590	590	598	1.612
	最小値	249.3	250.2	4.67	58.1	624.6	322.8	0.68	0.50	3.46
	標準偏差	15.8	15.8	2.16	6,176.2	24.6	30.4	0.29	0.71	1.86
	変動係数	95.2%	90.1%	124.5%	1,862.1	20.5%	127.2%	37.2%	0.135%	1.27%
第1回調査	最小値-最大値	1.3-200	2-120	0.25-8	1-15,000	0.5-350	1.7-340	0.61-1	0.01-12.9	0.06-25.0
	平均値	19.4	17.1	2.10	644.0	12.8			0.71	
第1回調査	最大値	201	201	201	201	199			199	

(注) 第1回調査は昭和44～46年を対象に、第2回調査は昭和47～49年を対象に実施した。

25m, 崩壊土量は半数近くが100m³以下で, 300m³以下で約80%を占める。

- ⑤ 崩土の到達距離/斜面の高さは, 被災の範囲の実態として重要なものであるが, 図-1に示すように0.2~0.39が最頻値で, 0.6以下で全体の72.5%を占める。さらに

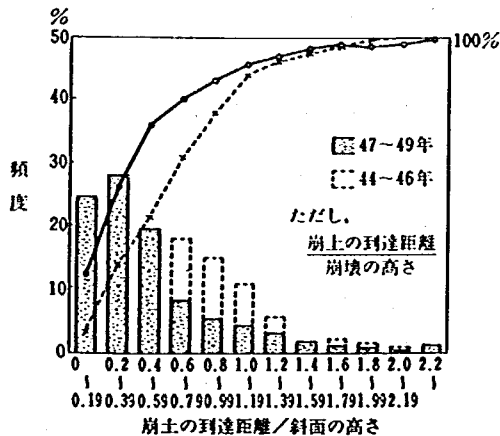


図-1 崩土の到達距離/斜面の高さ頻度分布

斜面の高さの1.4倍まで考えれば, 全体の94.2%が含まれる。実際問題では, 斜面の高さの3倍以上離れておれば, 被災を受けないとしても一応許容されるであろう。

降雨については,

- ⑥ 崩壊の発生件数が最も多いのは, 梅雨期の豪雨による崩壊の場合のように, 降雨が連続して地盤が湿潤状態になっているときに強い雨が降ったケースであった。これを崩壊発生機構から考えると, 前期降雨により地盤の含水率が増加し, 地盤の強度低下と重量増が生じているところに, 降雨強度の高い雨が降り, 間隙圧が一時に上昇したり, 表面流水による浸食が生じやすくなることが主な原因であろう。

2. 危険度判定について

斜面崩壊の危険度を明確に判定し, 崩壊の予知・予測を行うことは急傾斜地崩壊対策を進める上で, その基盤となるものである。

現在, これらに対して次のような方法がある。

- ① 現地踏査, 地盤調査の結果から, 従来の経験, 資料をもとに担当者が判断を下す。
② 従来の経験, 資料などにより, 危険度判定に際して点数制などの一応の基準をつくり現地踏査, 地盤調査の結果をこの基準にあてはめて危険度を決める。
③ ある地域を対象に, 崩壊に関連する要因の組合せと重みづけを崩壊した斜面とそうでない斜面とが最も良く分離するように数量化解析と呼ばれる統計的手法により求めて危険度を判別する方法。この要因としては, 一般に空中写真などで調査できるものが用いられる。

昭和47年7月の全国的な豪雨災害のあと, 建設省が行った調査では60,576の急傾斜地崩壊危険箇所を②の点数制により, 危険度のランクづけをした。その基準を表-2に示す。その

表-2

(a) 急傾斜地崩壊危険区域危険度判定基準

要 因	点 数	備 考
	自然斜面	人工斜面
1. 高 さ	10m以上 7 10m未満 3	7 3
2. 傾 斜 度	45°以上 1 45°未満 0	1 0
3. オーバーハング	有 3 無 0	3 0
4. 表土の厚さ	0.5m以上 1 0.5m以下 0	1 0
5. 湧 水 等	有 1 無 0	1 0
6. 周辺の崩壊	有 3 無 0	3 0
7. 急傾斜地崩壊防止 工事の技術的基準	満 足 0 不 満 足 3	0 3
8. 構造物の異常	有 3 無 0	3 0

(注) 人為的工事によって各要因による危険が消滅しているものについてはその要因をないものとし0点とする。

(b) 急傾斜地危険度採点区分

ラ ン ク	点 数		備 考
	自然斜面	人工斜面	
A	9点以上	15点以上	危険度 大
B	6点~8点	9点~14点	中
C	5点以下	8点以下	小

後, 昭和49年には, このうち157箇所が崩壊したが危険度ランクとの相関は表-3に示す結果

表-3 危険度と49年災害の比較

ラ ン ク	危険度判定 25R	49年災害 D	D/R×100 %	Cランクを1とした 時のA,Bの発生割合
A	34,605	144	0.416	18.9
B	21,358	12	0.056	2.5
C	4,613	1	0.022	1.0
計	60,576	157	—	—

※1は保全対象人家5戸以上の急傾斜地崩壊危険箇所

になり、かなりの程度まで斜面の危険度が判定できているといえそうである。

統計的手法による危険度判定については、数量化判別解析⁽²⁾のほか、最近では、共軸座標系による図相関解析も試みられている。

また地盤調査の結果から、有限要素法により力学的に解析して危険度を求める研究も進んでいる⁽³⁾。

このほか、危険な斜面に計器を設置して崩壊を事前に察知しようとする試みも最近各方面で行われている⁽⁴⁾。

3. 植生に関する研究

急傾斜地での崩壊対策工事では、防災とともに、良好な環境の保全が要望される。植生をなただけ使用するためには、まず植生の持つ斜面安定上の効果を数量的に明らかにする必要がある。

植物の根系により地盤の強度が増加すると定性的にされている。これを定量的に調べるため、土質調査に用いられているベーン試験機を図-2に示すように改造しベーン式根系強度計

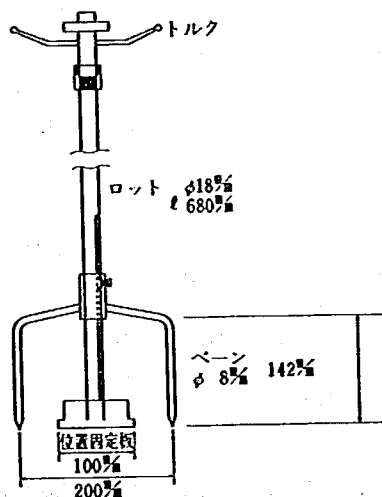


図-2 改良ベーン式根系強度計断面

を試作した。これは、計測しようとする位置でベーンを押し込みロッドを回転させて根系を含む土のせん断時の最大抵抗値をトルク量で測定し根系強度とするものである。

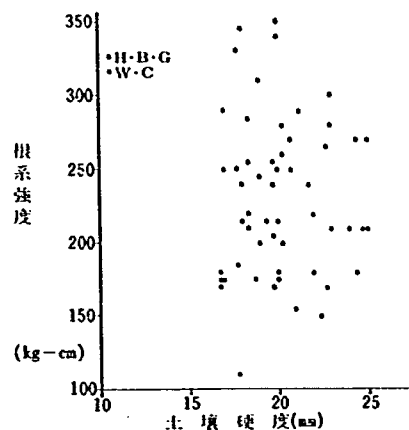


図-3 根系強度-土壌硬度

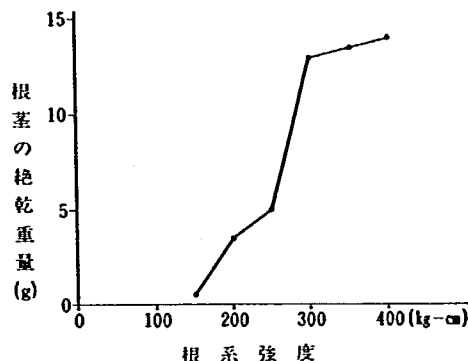


図-4 根茎の絶対重量-根系強度

図-3、図-4は、根系強度と調査位置での根系の量及び山中式土壌硬度計で測定した土壌硬度の関係を示したものである。ハイランド・ベントグラス(H・B・G)、ホワイトクローバー(W・C)とも土の硬度より、根系の張り方・緊縛力の方が支配的であることがわかる。

植物の被覆による浸食防止効果については、シラスなどで用いられている洗掘抵抗試験⁽⁵⁾で調査している。

4. 新しい工法の開発

崩壊防止工事を施工しようとする箇所は、もともと崩壊の危険度の高い地形、地質のところであり、しかも人家ががけに近接しているため、施工条件が他の事業に比して、困難な場合が多い。また、斜面の上・下ともに人家がある所では、斜面の勾配をゆるく切土することによって、斜面を安定さす工法が採用できない。

図一5に、新しい試みの現場打ちコンクリー

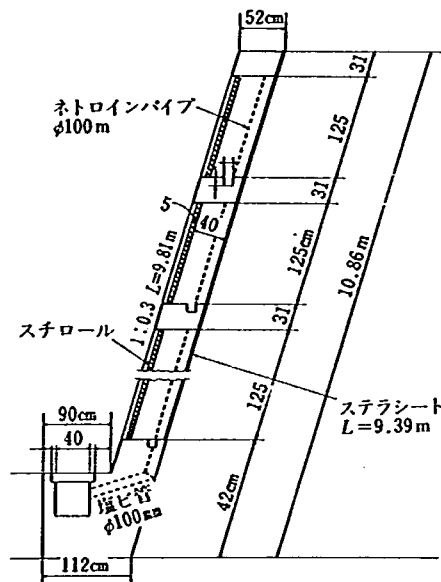


図-5 新しいのり枠工の構造

トのり枠工の構造を示す。スチロールの厚さは5cmであり、スチロールとトのり表面の間には40

月日 12/1 12/5 1/1 1/15 2/1 2/15 3/1 3/15

温度 (°C)

① スチロール外部 (測定日での最高温度)
② スチロール外部 (測定日での最低温度)
③ スチロール内部 (測定日での最高温度)
④ スチロール内部 (測定日での最低温度)

月日	① スチロール外部 (測定日での最高温度)	② スチロール外部 (測定日での最低温度)	③ スチロール内部 (測定日での最高温度)	④ スチロール内部 (測定日での最低温度)
12/1	4	-5	0	-1
12/5	9	-5	2	-2
1/1	1	-15	1	-3
1/15	9	-18	2	-3
2/1	5	-12	2	-4
2/15	15	-12	5	-3
3/1	20	-12	8	-2
3/15	18	-15	6	-2

図-6 冬期外気とスチロール内側の気温の関係

に示す。外気が最低零下17℃に達したのに、スチロール内側は最低2°程度にとどまり、冬期一度も凍結することなく、湧水は継続し、春先の局所的な崩落もなく、現在のところ期待通りの成果を挙げている。

あとがき

これまで述べたほか、都市では、がけを残された貴重な生活空間としてとらえ、防災、環境、土地利用の3つの面から広い視野に立って対策を進める動きがあり、技術的にも新しい対応が要求されてきている。また先般の伊豆大島近海地震を契機として地震による斜面崩壊、落石も重要な研究テーマになってきている。

参考文献

- (1) 河川局砂防部傾斜地保全課，土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室“がけ崩れ災害実態について”，土木研究所資料第1109号，1976.2
- (2) 大久保 駿，板垣 治，吉川正徳，“がけ崩れ，地すべり危険地予測のための数量化解析の適用”，土木技術資料 Vol. 18, No. 5，1976.5
- (3) 安江朝光“斜面崩壊対策の現状”，土木研究所講演集，1977.3
- (4) 土質工学会，“切土のり面第5章計器による崩壊の予知”，1976.12
- (5) 三谷 建，安達匡治，“シラスの特性と洗掘抵抗試験”コンストラクション，Vol.7, No.1, 1969

(砂防部 急傾斜地崩壊研究室長)

5. 地すべり・急傾斜地対策
地震に対する急傾地の危険度評価

安江朝光・仲野公章

土木技術 Vol.34 No.8
1979.8

SECRET

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

特

集

:地すべり,急傾斜地 対策

地震に対する急傾斜地の危険度評価

安 江 朝 光*
仲 野 公 章**

1. ま え が き

急傾斜地の崩壊による災害は、防災に対する全国的な努力にもかかわらず、異常気象や地震の多発と山地丘陵の急速な開発によりむしろ増加の傾向を示し、社会的にも重要な課題になってきている。

このような情勢のもと昭和 44 年の「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」が成立して以来、急傾斜地対策事業が急速に進展している。

急傾斜地などの自然斜面は一般に不均質、異方性を示すなど、その地形、地質、土質などの素因は複雑である。したがって降雨による斜面崩壊についてもその技術的水準は必ずしも満足のいくものではないが、何といっても事例が多いので、資料や経験が豊富であり、これらをベースに問題に対処しているのが現状である。

近年、地震時に斜面崩壊による被害が目立ち、昭和 53 年 1 月の伊豆大島近海地震では、特にこの傾向が顕著であった。表-1 に近年の地震による斜面崩壊の例を示す。しかし、地震による斜面崩壊に対しては、地震時の自然斜面の挙動に関して研究的にも不明な点が多く、また災害の事例自体が少ないので、降雨による斜面崩壊に比べて解らなかつたり、難しかったりする点が多い。斜面の危険度評価についても、崩壊の実態調査結果を収集、整理している段階であるが、重要な課題であるので、その現状についてふれてみたい。

2. 地震による急傾斜地崩壊の実態

近年の地震災害の資料を整理して、地震による斜面

崩壊の実態について述べる。また降雨による崩壊との差異も重要なのでここで述べることにする。

1) 地形との関連

新潟地震 (39 年 6 月) により崩壊した斜面について整理した。また、それを降雨による崩壊と比較するために、地質が同じ花崗岩地域に発生した羽越豪雨 (42 年 8 月) による崩壊の資料も整理した。

表-2 の斜面型の分類に沿って説明して行くが、図-1~4 の棒グラフ中の丸の数字は表-2 と対応している。棒グラフの横軸幅は非崩壊斜面中それぞれの分類がどの位の割合で出現しているかを示している。また縦軸幅は崩壊斜面中の出現率を非崩壊斜面中のもので除したもので、その値が 1.0 の線より上に出ている斜面型が地震 (もしくは雨) に弱いとみることができる。

(1) 斜面方位

調査地域は震源 (粟島東方) の東方に位置しているが、図-1(a) では①北、②北東、③東、④北東の 4 方向が崩壊しやすいようであるが、震源に対し平行と

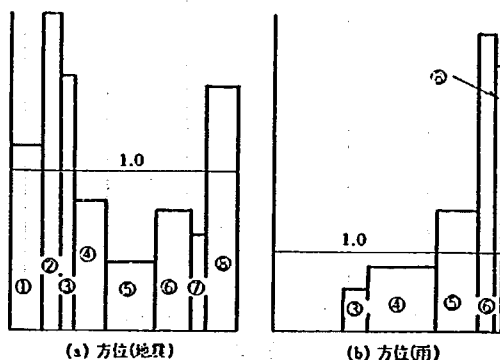


図-1

* 建設省土木研究所 急傾斜地崩壊研究室長

** 同研究員

表-1 近年の地震による斜面災害

年月日	地震名	場所	マグニチュード	斜面災害
S36.2.27	日向灘地震	北緯 32°, 東経 132°	7 震度 5	宮崎から油津に至る国分線日南市富士付近 (落石) 鹿児島県末吉町通山付近 (崖くずれ)
S36.8.19	北美濃地震	岐阜, 福井, 石川県境	7	九頭竜川水系打波川筋, 手取川水系牛首川筋, 庄川水系大川筋に被害が大
S38.3.27	越前沖地震	越前沖約 20km 北緯 35°08', 東経 135°08'	7	敦賀市色ヶ浜付近幅 25~30m, 高さ 20~30m の山崩れ, 地方道敦賀三国線で落石, 国道 27 号線, 一般県道常神三万線, 白木美浜線, のり面崩壊
S39.6.16	新潟地震	北緯 38°04', 東経 139°02'	7.5±0.2 震度 6	河川堤防の崩壊きれつ, 道路のり面崩落盛土沈下
S43.2.21	えびの地震	北緯 32°01', 東経 130°43'	6.1	火山灰地帯(シラス)に山・崖崩れが多く, その被害箇所は, 宮崎県 30, 鹿児島県 11, 熊本県で 30
S43.5.16	十勝沖地震	北海道釧路沖 北緯 40°07', 東経 143°07'	7.8	道路のり面崩壊および盛土本体の崩壊, 河川堤防の破壊, きれつ
S47.2.29	八丈島近海の地震	八丈島の東北東約 140km	7.2	100カ所, 延長 1,429m, 土砂量 9,256.1m³
S49.5.10	伊豆半島沖地震	北緯 34°06', 東経 138°08'	6.8	石廊崎, 仲木, 前原地区で被害大 110カ所
S50.1.22	阿蘇山北東部の地震	北緯 33°, 東経 131°08' 阿蘇郡一の宮町手野付近	6.1 震度 4(1.22) 震度 5(1.23)	急峻な坂路部被害大
S50.4.21	大分県中部地震	北緯 33°08', 東経 131°20' 大分県大分郡庄内町	6.4 震度 4	道路の盛土部のすべり上方のり面からの土砂崩壊落石の被害大
S53.1.14	伊豆大島近海地震	北緯 34°46', 東経 139°15'	7.0	伊豆半島東部~中央部の急傾斜地に多数の落石崩壊, すべりが発生した
S53.6.12	宮城県沖地震	北緯 38°06', 東経 142°24'	7.4	山やけ崩れの被害箇所は宮城県下 138, 福島県下 26, 岩手県下 22

表-2 斜面型の分類

カテゴリー アイテム	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
縦断型	直線	下降	上昇	複合				
横断型	谷	直線	尾根					
傾斜角	30度以下	31~40度以下	41~50度以下					
方位	北	北東	東	南東	南	南西	西	北西
樹高	8m 以下	9~15m	15m 以上					
樹冠密度	40%以下	41~70%	71%以上					
比高	20m以下	21~40m	41~60m	61~80m	81m以上			

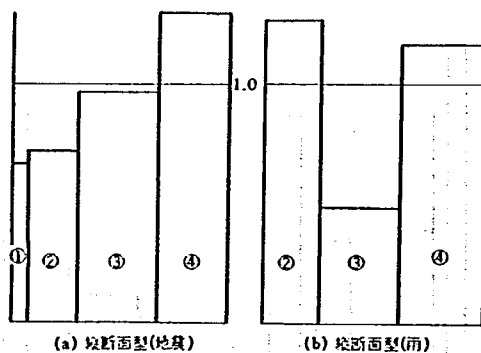


図-2

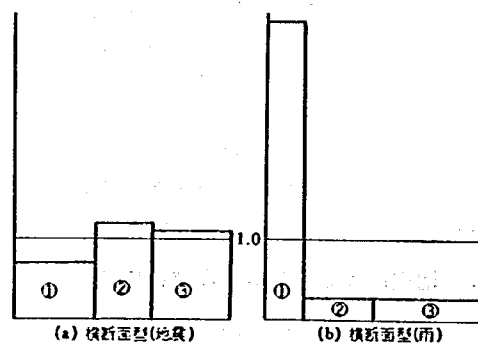


図-3

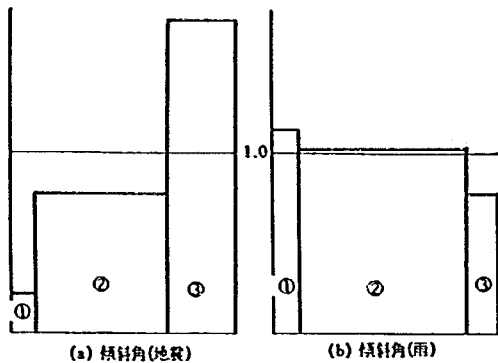


図-4

が直角方向が危険といった結果にはなっていない。

図-1(b)は降雨によるものであり、⑥南西、⑧北西と西の方向に多かったが、植生、地形、風化などの相違と考えられ、地震によるものと同様に詳しくはわからない。

(2) 斜面縦断型

図-2(a)では④複合型が地震に弱いとみることができるが、現地調査などの経験からすると、③上昇型が予想よりも低いのであるが、④も含め凸型のある斜面は弱いようである。

図-2(b)では②下降型、④複合型が降雨によって崩壊しやすいようであるが、④複合型は地震、降雨のどちらに対しても弱いことがわかる。

(3) 斜面横断型

地震では図-3(a)のように、②直線型と③尾根型が崩壊しやすいようであるが、①谷型も耐震性があるといえる程ではなく、横断型はあまり影響を与えないようである。

それに比べると、図-3(b)の降雨によるものでは、表流水および地下水が集中しやすいと考えられる①谷型が極めて弱く、地震によるものとの差異が明らかである。

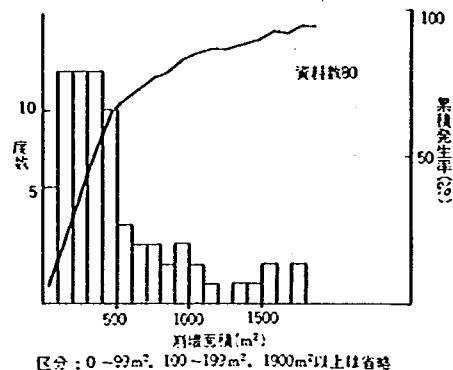
(4) 傾斜角

50度未満までの資料しかなく50度以上では不明であるが、図-4(a)のように地震では傾斜角が大きい程弱くなる傾向があるが、図-4(b)の降雨によるものでは傾斜角による差異はほとんどない。

降雨による崩壊について、傾斜角別に調べられた例はいくつか発表されており、図-4(b)はそれらとは異なるようであるが、50度以上の資料が全くないことなどもあり、ここでは結論を出せない。

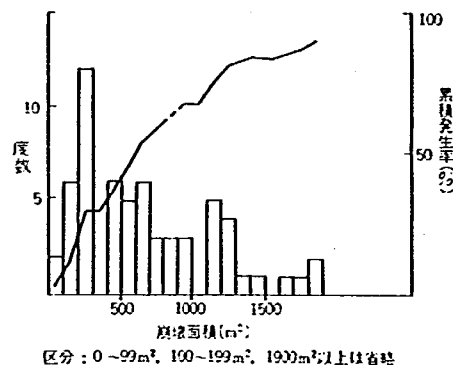
(5) まとめ

図-1~4に整理した資料は、地震、降雨のいずれによるものも資料数が少なく、統計的に精度が不十分



区分：0-99m², 100-999m², 1000m²以上は省略

図-5 崩壊面積別度数分布図(新潟地震)



区分：0-99m², 100-999m², 1000m²以上は省略

図-6 崩壊面積別度数分布図(えびの地震)

であり、定性的な内容にとどまっている。また崩壊要因が本事例と異なった場合(地震であれば震度など)違った場合)ではどうなるのかという問題は、今後整理を進めたい。

2) 崩壊規模の特性

地震による崩壊の特性については、主にえびの地震(43年2月)による資料と、一部新潟地震による資料とで説明していくが、1)と同様に資料数は少ない。

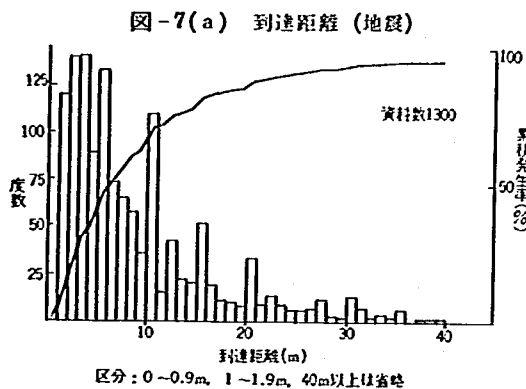
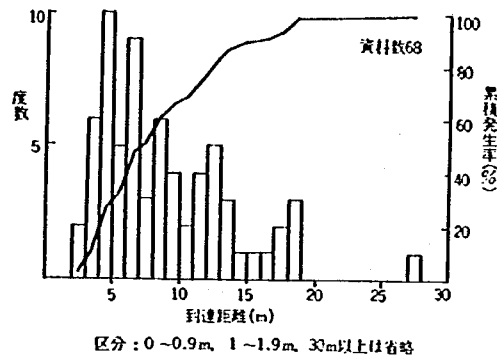
降雨による崩壊の資料は、昭和47~52年に各地で発生したがけ崩れのうちの1,390例である。

(1) 崩壊面積

地震による崩壊を崩壊面積について整理した結果を図-5, 6に示す。図中の棒グラフは崩壊面積の階級別度数を、折線グラフはその階級以下の累積発生率を表わしている。

新潟地震(図-5)では、崩壊面積500m²未満の崩壊が約2/3、1,000m²未満が約80%強あるが、えびの地震(図-6)では500m²未満が約40%、1,000m²未満が約2/3であるから新潟地震よりも幾分崩壊地は広い。

降雨によるがけ崩れの場合、崩壊土量100m³未満の崩壊が約半数あるからこれよりも大きい、1,000



m² 単位の崩壊面積が多い豪雨に起因する山腹の崩壊などと比較すると小さい崩壊が多い。

(2) 崩壊土砂の到達距離

斜面の下端から崩壊土砂の最先端までの距離の階級別度数分布を図-7に示した。図-7(a)はえびの地震によって崩壊したもので、20mを越えるものはほとんどないこと、全体の2/3は10m以下で止まったことなどがわかる。

同様に雨についても整理したのが図-7(b)で20mを越える率は地震よりも高いが、10m以下の発生率はだいたい2/3で地震と大差がない。

(3) 到達距離/崩壊高

距離は(2)のとおり、崩壊高は斜面の下端から崩壊地の最上部までの高低差である。えびの地震については図-8(a)のとおりで、約80%は0.5(崩壊高の半分)未満で土砂は止っており、崩壊高と同じくらい斜面から離れると被災する確率は低いことがこの図ではいえる。

一方雨については図-8(b)のとおりで、1.0未満が約80%である。地震と比べると、崩壊高が同じであれば雨による方が到達距離が長いことになるが、(2)で述べたように、到達距離は地震でも雨でも大差ないことを考慮すると、地震の方が高い位置から崩壊するようである。

3. 地震時の急傾斜地の崩壊に対する危険度判定

降雨に対する危険度判定のやり方には、

- (i) 従来の経験、資料をベースにした技術者の工学的判定
- (ii) 上記を整理して点数制という形で判定する
- (iii) 数量化判別解析などの統計的手法
- (iv) 地盤調査
- (v) 上記をベースにして、計算により解析

があり、地震時の斜面安定についても、種々の面から検討できるが、従来ややもするとこれらの方法による危険度判定結果を相互に比較検討する努力が少なかったように思われる。

まず、従来の資料の整理、経験といった点について述べる。昭和49年5月伊豆半島沖地震、昭和50年4月大分県中部地震、昭和53年1月伊豆大島近海地震、昭和53年6月宮城県沖地震を通して、次のようなことがいえそうである。

(a) 雨に弱い斜面は地震にも弱いという傾向が一般に見られる。したがって、ある区域内の崩壊率といったものも、雨により斜面災害の多発する地域は、地震に際しても斜面災害が多発しやすい。

(b) 傾斜が急な斜面は弱い。特にオーバーハングしている斜面は弱く、雨に対しては安定しているオーバーハングした岩盤が、地震では崩落する例が時々見受けられる。

(c) 浮石、転石などがある斜面は弱い。

(d) 斜面途中の盛土は崩壊しやすい。

(e) 基盤の上の表土層や強風化層などが、基盤との境界で崩壊しやすい。これは、雨に対しても見られることである。

(f) 山腹斜面などでは、降雨では浸透水が途中で斜面の表面に湧出する地点が崩壊の頭部になる例が多いが、地震時ではこの地点より上方の稜線あたりから崩壊する例が多い。

また、斜面崩壊防止工に関して、伊豆大島近海地震では次のような傾向が見られる。

(a) 一部の例外を除き、程度のよいり面保護工を施工した個所は、ほとんど被害を受けていない。コンクリート擁壁土、のりわく工、練り石積み工、練りブロック積み工などがこれに当たる。石積み工、ブロック積み工で被害を受けているものは、空積み、もしくは囲込めコンクリートの薄い構造の擁壁である。

(b) コンクリート吹付工、モルタル吹付工、落石防止網工、落石防止柵工なども有効に働いていると見ら

表-3 水準別得点表

カテゴリー アイテム	①	②	③	④	⑤
縦断型	-0.40649	-0.32781	-0.03444	0.26225	
横断型	-0.30373	0.17085	0.13667		
傾斜角	-1.59393	-0.32415	0.68311		
比高	0.50997	-0.16998	-0.29998	-0.38249	-0.53370
掘高	0.25497	-0.16926	-0.57550		
掘冠密度	0.19191	-0.09651	0		

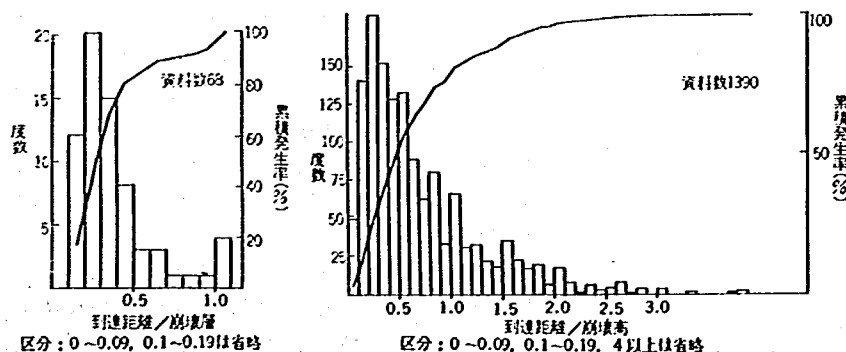
表-4 降雨に対する急傾斜地崩壊区域危険度判定法
(a) 急傾斜地崩壊危険区域危険度判定基準

要 因		点 数		備考
		自然斜面	人工斜面	
1 高 さ	10m以上 10m未満	7 3	7 3	
2 傾 斜 度	45° 以上 45° 未満	1 0	1 0	
3 オーバハング	有 無	3 0	3 0	
4 表土の厚さ	0.5m以上 0.5m以下	1 0	1 0	
5 湧水など	有 無	1 0	1 0	
6 周辺の崩壊	有 無	3 0	3 0	
7 急傾斜地崩壊防止 工事の技術的基準	満 足 不 満 足		0 3	
8 構造物の異常	有 無		3 0	

(注) 人為的工事によって各要因による危険が消滅しているものについてはその要因をないものとし0点とする。

(b) 急傾斜地危険度採点区分

ラ ン ク	点 数		備 考
	自然斜面	人工斜面	
A	9 点 以上	15 点 以上	危 険 度 大
B	6 点 ~ 8 点	9 点 ~ 14 点	" 中
C	5 点 以下	8 点 以下	" 小



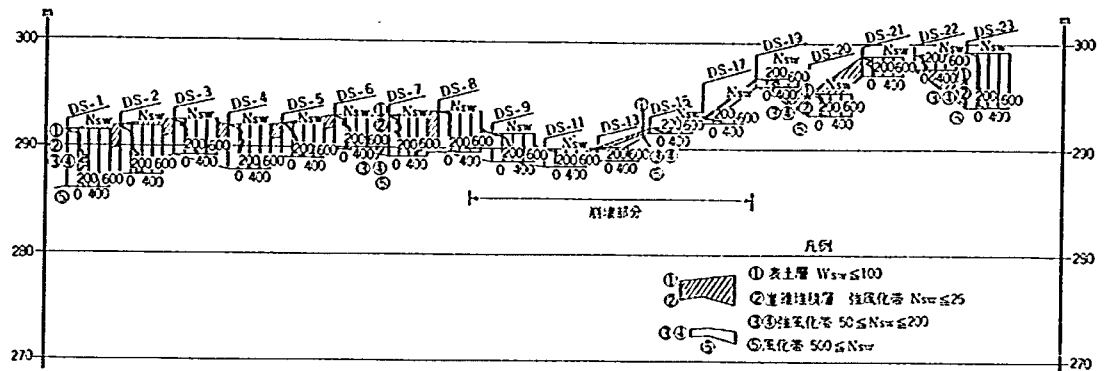


図-9 一般国道修善寺一下田線七滝近傍崩壊地スウェーデン式サウンディング貫入抵抗断面図

表-5 地震に対する急傾斜地崩壊区域危険判定法 (試案)

(崩壊地の横断方向)

(a) 急傾斜地崩壊危険区域危険度判定点数区分 (地盤)

要 因	点 数		備 考
	自然斜面	人工斜面	
高 さ	10m 以上 10m 未満	7 3	
傾斜度	60° 以上 45° 以上 60° 未満 45° 未満	3 1 0	
オーバーハングの有無	有 無	4 0	* オーバーハングしているがコンクリートなどで保護している場合は2点とする。
斜面の地盤	表面に転石が多いもの キレツの発達した岩 砂 質 土 粘 質 土 キレツの発達していない岩	5 3 1 0 0	
表土および崩壊土の厚さ	a (2.0m 以上) b (0.5~2.0m 未満) c (0.5m 未満)	3 1 0	斜面途中に盛土がある場合も同じ扱いにする。盛土と表土および崩壊土がオーバーラップする場合は両者の点数を加算する。
湧水などの有無	有 無	1 0	斜面に奥行 10m 以上の平坦面がある場合も含む。
崩壊の有無	有 無	3 0	
落石の有無	有 無	2 0	
斜面安定工の完全さの程度	満 足 不満足	0 3	
構造物などの異常の有無	有 無	3 0	

(注) 人為的工事によって各要因による危険が消滅しているものについてはその要因をないものとし0点とする。

(b) 急傾斜地危険度採点区分

ランク	点 数		備 考
	自然斜面	人工斜面	
A	12点以上	15点以上	危険度 大
B	8~11点	10~14点	中
C	7点以下	9点以下	小

のであれば、その斜面は地震時に崩壊する危険が高いことになるわけで危険度の判定が行なえる。

地盤調査については、次にふれるように地震時の崩壊箇所の地盤を個々に調べた結果が報告されてきているが、全体として、強度と崩壊につきとりまとめるまでには至っていない。図-9は、一般国道修善寺一下田線の道路沿いの斜面崩壊箇所における横断方向の断面でのスウェーデン式サウンディングの結果を示す。崩壊した部分では $N_{sw} \leq 25$ の層が薄くなっていることが解る。このようなことは、降雨による崩壊地でも通常みられる。

斜面内の地盤は常に静的せん断応力を受けているが、なんらかの原因でこれが増加したり、あるいは地盤の強さが減ったりすることが崩壊の原因である。地震時に起こる斜面崩壊も例外ではなく、地震時に地盤に加わる慣性力によりせん断応力が増加することと、振動によって地盤中の強度が一時的に低下したり、あるいは地盤中の間げき(水)圧の上昇によって地盤の強度が低下することが崩壊の要因である。したがって、地震時の斜面安定は、基本的には常時の安全率、地震の加速度、地震による地盤強度の低下率に支配される。

危険度判定法のうち、点数制は最も簡便な利点があり、降雨に対しては表-4に示すものが現在使われている。地震時の急傾斜地の危険度判定についても、既

往の資料や経験的な知識をもとに表-5 のような試案をまとめた。

4. あ と が き

実態を整理している段階で、ここに述べたことも後日訂正をすることがあるかも知れないと思っている。特に地震時の急傾斜地の危険度判定表は、とりあえずのたたき台ということで、大目に見ていただきたい。御批判、御意見をおよせ下されば幸いである。

橋梁などの構造の分野では、耐震設計に関してすぐれた手法が確立しているので、この分野の方々の御援助をお願いする次第である。

参 考 文 献

1) 中村二郎編：「砂防・地すべり防止，急傾斜地崩

壊防止施工法」山海堂，昭和53年11月

2) 宇佐美龍夫：「資料日本被害地震総覧」東京大学出版会，昭和50年3月

3) 建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室：「がけ崩れ災害実態について」土木研究所資料第1109号，昭和51年2月

4) 伊豆大島近海地震調査団：「1978年1月伊豆大島近海地震調査概要」土木研究所資料1346号，昭和53年2月

5) 安江朝光，反町雄二：「地震と斜面崩壊について」砂防と治水 Vol. 11, No. 2, 昭和53年8月

6) 反町雄二：「地震による斜面崩壊の実態」土木技術資料 Vol. 20, No. 12, 昭和53年12月

(完)

6. が け 崩 れ 対 策
—調査とその設計への結びつき—

安 江 朝 光

砂防と治水26 Vol. 12. No. 2
1979. 8

Q. Now, what was the date of the first meeting?

A. I don't know the date.

Q. Now, what was the date of the first meeting?

A. I don't know the date.

Q. Now, what was the date of the first meeting?

がけ崩れ対策

—調査とその設計への結びつき—

安江 朝光*

—まえがき—

毎年梅雨期や台風期にくり返される急傾斜地崩壊（がけ崩れ）の対策は、国土保全において重要な課題であるにもかかわらず、降雨などの誘因の多様さと、斜面を構成している地山の地形・地質・土質条件など素因の複雑さにより、数値による設計は困難なことが多いが、これを従来の経験、資料によって補い、事業の推進を計っている。

ここでは調査とその設計への結びつきを中心に述べてみたい。

1. がけ崩れの調査

(1) 調査の流れ

急傾斜地の調査では、誘因となる降雨について、雨が地表に降ってからどのように集まり、それがどんな経路で斜面を流れ下るか、地下水としてはどんな経路で斜面のどの部分で表面に湧出するかということと、素因としての地形・地質・土質を調べることに主眼が置かれる。調査は現地踏査時の観察を中心に、従来から地質・土質調査で用いられている方法が利用されている。これらの調査結果と従来の経験をともに、崩壊形態の想定、崩壊危険度の予知・予測、対策工の検討などに関して、担当者ができるだけの確かな工学的判断(Engineering Judgement)を下すという流れで進められる。

自然斜面の調査の体系を表-1に示す。調査は、計画段階の概査と設計段階の精査に分かれるが、現地踏査などでは同じような作業が両方の段階で行われており、必ずしも両者は内容的に区別しがたいことが多い。

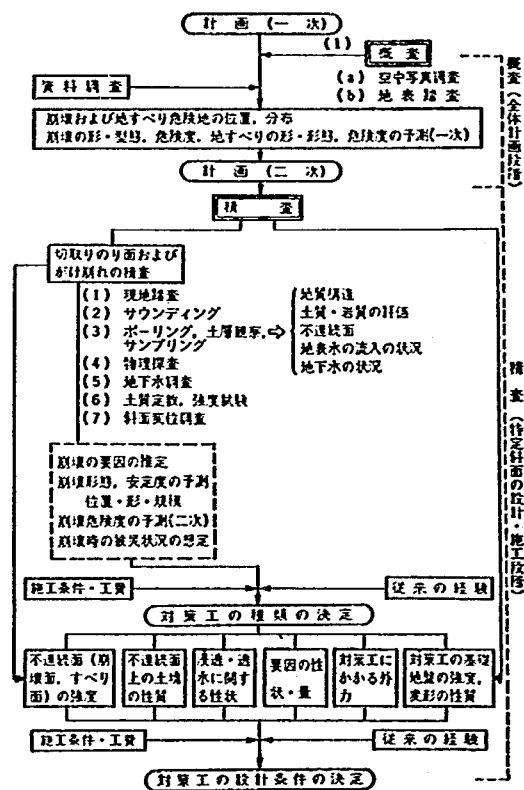
急傾斜地崩壊防止工法を検討する際の最も基本的な事

項は、どのような崩壊要因によって、どのような形態の斜面崩壊が発生するかということと、それを防止するための構造物の基礎地盤はどうかということである。

(2) 予備調査、概査

予備調査の段階では直接現地へは行って調査する前に、資料として入手できるものはなるべく集め、以下の

表-1 斜面調査フローチャート



* 建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室長

概査・精査に生かすことが必要である。収集する資料は次のようなものである。

- ① 過去の災害記録
- ② 斜面周辺の環境記録
- ③ 気象記録
- ④ 地震記録
- ⑤ 地質図
- ⑥ 地形図
- ⑦ 空中写真
- ⑧ 文献

概査は、急傾斜地崩壊対策工事等の全体計画に必要な調査であり、前の資料調査をもとに現地踏査および空中写真調査が主なものである。一般に1/2,000～1/3,000の地形図を用い、成果は地質図等で示される。概査は資料調査も含んだ意味に用いられることが多い。概査は精査を行なうために必ず必要であるばかりでなく、対象斜面を含む地域の地形、地質がどのような地質学的変遷を経て形成されたかについて、解釈をたてるものであるから、それだけで崩壊危険度、崩壊規模、形態、位置等の想定がかなりの程度できる場合があり、重要な調査である。

崩壊する土(地)層を表土、崩壊土、火山砕屑物、段丘堆積物、強風化岩、岩(I)(硬岩)、岩(II)(軟岩)に分け、崩壊の形態を崩落、滑落に分けて、この組合せによる崩壊形分類が行政的にもすでに用いられているが、この分類は概査段階の調査の参考となる。

(3) 精査

概査の段階で、斜面に対してある程度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、崩壊形態、規模、崩壊要因の想定、崩壊危険度の予測および基礎を含めた構造物の設計に必要な斜面の地盤条件・土質特性等を調べるものである。

精査の方法は、概査の結果からその目的によって次のように選択される。

- ① 想定される崩壊の位置および規模の推定
サウンディング類、物理探査、ボーリング等
- ② 滑落面の推定
サウンディング類、物理探査、ボーリング、土層観察等
- ③ 土層構成および土層の強度、透水性の変化
サウンディング類、物理探査、ボーリング、土層観察、土質試験、透水試験等
- ④ 地表付近の水の挙動
透水試験、物理探査、間隙水圧の測定等
- ⑤ 地下水の挙動
地下水位観測、地下水追跡試験、地下水検層試験、

間隙水圧の測定、揚水試験、水質試験等

- ⑥ 土質の特性
土質物理試験、土質力学試験、サウンディング類等
- ⑦ 岩石の性質
岩石の物理試験、岩石の力学試験、物理探査、ボーリング等
- ⑧ 斜面の挙動
伸縮計による地表変位調査、地中ひずみ計によるすべり面調査、間隙水圧の測定等

調査結果から対策工の検討を行なうに当たっては、まず対象とする斜面について、崩壊の形態をなるべく的確に、想定、把握することである。このため、調査時、次の方向で整理する。

① 斜面の地質調査と履歴解析

どのようにして現在の斜面ができたかについて地質的、地形的解釈をたてる。斜面の地質によって、どんな崩壊が起きるかは経験的に分ることが多い。たとえば、風化花崗岩からなる斜面では、表面流水や浸透水によって表面のマサ土が滑落することが多い。近傍の斜面で過去に崩壊したものがあれば、それと比較対照する。

② 現地調査

強度および透水、浸透に関した不連続面がどこにあるかを調べる。よい露頭をさがしだし、その連続性、方向、傾斜を調べる。不連続面は潜在的なすべり面であることが多い。地形、斜面形状も十分注意する。オーバー・ハングしておれば、その崩壊面は予想しやすい。斜面の縦断形状については、凸から凹に変わる交換点が崩壊の頭部になりやすい。

斜面上部に見られるクラックあるいは斜面中部～下部のはらみ出し等が見られる場合はこれより崩壊面の形を推定できることが多い。

③ 地盤調査

ボーリングやサウンディングあるいは弾性波探査等で地盤構成が判明すると、それから崩壊面を推定することもできる。これは、まずボーリング等により地質(土質)が判明すると、それより、崩壊の形態が想定されるからである。

また、崩壊は地盤内の地層の境界、風化、破碎の違い、土の締め具合、岩の固結度、透水性の違いによる不連続面を境にして生ずる場合が多いから、これらの調査から崩壊面を推定することができる。崩壊形態の推定で最も重要なことは、ここに述べた方法による推定結果を総合的に解析することであり、一つの手法からのみ崩壊形態を推定するのは判断を誤る危険がある。

また、崩壊形態とともに後で述べる崩壊要因につい

ても的確に推定することが大切である。

2. がけ崩れの危険度

斜面崩壊の危険度を明確に判定し、崩壊の予知・予測を行うことは急傾斜地崩壊対策を進める上で、その基盤となるものである。

現在、これらに対して次のような方法がある。

- ① 現地踏査、地盤調査の結果から、従来の経験、資料をもとに担当者が判断を下す。
- ② 従来の経験、資料などにより、危険度判定に際して点数制などの一応の基準をつくり現地踏査、地盤調査の結果をこの基準にあてはめて危険度を定める。
- ③ ある地域を対象に、崩壊に関連する要因の組合せと重みづけを崩壊した斜面とそうでない斜面とが最も良く分離するように数量化解析と呼ばれる統計的手法により求めて危険度を判別する方法。この要因としては、一般に空中写真などで調査できるものが用いられる。昭和47年7月の全国的な豪雨災害のあと、建設省が行った調査では60,576の急傾斜地崩壊危険箇所を②の点数

表-2

(a) 急傾斜地崩壊危険区域危険度判定基準

要 因	点 数		備 考
	自然斜面	人工斜面	
1. 高 さ	10m 以上	7	7
	10m 未 満	3	3
2. 傾 斜 度	45° 以上	1	1
	45° 未 満	0	0
3. オーバーハング	有	3	3
	無	0	0
4. 表土の厚さ	0.5m 以上	1	1
	0.5m 以下	0	0
5. 湧 水 等	有	1	1
	無	0	0
6. 周辺 の 崩 壊	有	3	3
	無	0	0
7. 急傾斜地崩壊防止工事の技術的基準	満 足	0	0
	不 満 足	3	3
8. 建造物の異常	有	3	3
	無	0	0

(注) 人為的工事によって各要因による危険が消滅しているものについてはその要因をないものとし0点とする。

(b) 急傾斜地危険度採点区分

ラ ン ク	点 数		備 考
	自然斜面	人工斜面	
A	9 点 以上	15 点 以上	危険度 大
B	6 点 ~ 8 点	9 点 ~ 14 点	中
C	5 点 以下	8 点 以下	小

制により、危険度のランクづけをした。その基準を表-2に示す。

その後、危険度ランクづけされた箇所が崩壊しているが、崩壊発生度合と危険度ランクとの相関は、表-3に示す結果になり、かなりの程度まで斜面の危険度が判定できているといえそうである。

表-3 総点検時の危険度判定とその後の災害発生状況の比較

災害年度	ランク	危険度判定 R	箇所数 D	D/R×100 (%)	Cランクを1とした時のA・Bの発生度合
49	A	34,605	144	0.416	18.9
	B	21,358	12	0.056	2.5
	C	4,613	1	0.022	1.0
50	A	37,440	119	0.318	8.8
	B	20,119	27	0.131	3.7
	C	5,602	2	0.036	1.0
51	A	37,440	270	0.721	5.0
	B	20,119	69	0.343	2.4
	C	5,602	8	0.143	1.0
52	A	37,440	105	0.280	15.6
	B	20,119	25	0.124	6.9
	C	5,602	1	0.018	1.5
49~52	A	37,440	633	1.704	8.1
	B	20,119	133	0.661	3.1
	C	5,602	12	0.214	1.0

*1 保全対象人家5戸以上の急傾斜地崩壊危険箇所

統計的手法による危険度判定については、数量化判別解析のほか、最近では、共軸座標系による図相関解析も試みられている。

また地盤調査の結果から、有限要素法により力学的に解析して危険度を求める研究も進んでいる。(1)

このほか、危険な斜面に計器を設置して崩壊を事前に察知しようとする試みも最近各方面で行われている。(2)

図-1 降雨終了後の時間別崩壊発生数

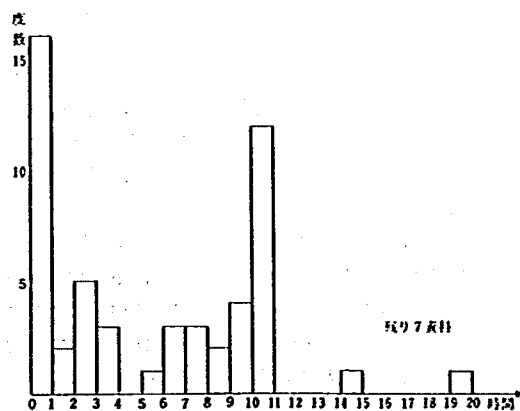


表-4 地震に対する急傾斜地崩壊の区域危険度判定法（試案）

(a) 急傾斜地崩壊危険区域危険度判定点数区分（地震）

要 因	点 数	備 考
高 さ	10m以上 10m未満	7 3
傾 斜 度	60° 以上 45° 以上60° 未満 45° 未満	3 1 0
オーバーハングの有無	有 無	4 (2)*1 0
斜面の地質	表面に転石が多いもの	5
	キレツの発達した岩	3
	砂 質 土	1
	粘 質 土	0
表土及び崩積土の厚さ	キレツの発達していない岩	0
	a (2.0m以上)	3
	b (0.5~2.0m未満)	1
湧水等の有無	c (0.5m未満)	0
	有 無	1 0
崩壊の有無	有 無	3 0
落石の有無	有 無	2 0
斜面安定工の完全さの程度	満 足 不 満 足	0 3
構造物等の異常の有無	有 無	3 0
計		

(注) 人為的工事によって各要因による危険が消滅しているものについてはその要因をないものとし0点とする

(b) 急傾斜地危険度採点区分

ラ ン ク	点 数		備 考
	自然斜面	人工斜面	
A	12点以上	15点以上	危険度 大
B	8点~11点	10点~14点	中
C	7点以下	9点以下	小

最近、地震時の急傾斜地の安全性について関心が高まっている。地震時の危険度判定についても、既往の資料や経験的な知識をもとに表-4のような試案をまとめた。とりあえずのたたき台として作ったもので、ご批判、ご意見を下さるようお願いする次第である。

斜面は一般に降雨中は危険と感じられても、降雨が止むと安心してしまうことが多い。しかし、昭和48年度から51年度までの4ヶ年にのべ24県について追跡調査した結果では、降雨中が656件、終了以降が60件で全体の約1割は止んでから崩れていることがわかる。

次に降雨終了時間を基準とし、それ以降の崩壊発生件

数を時間別に調べてみたのが図-1である。これをみると降雨終了後半日以上たつと崩壊はぐっと少なくなることがわかる。

3. 急傾斜地崩壊防止工の設計

崩壊防止工事を設計するにあたっては、対象となる斜面の地形・地質などから崩壊の要因と崩壊の形態を想定し、安全性・耐久性・施工性・周囲の環境との調和などを十分考慮して、有効・適切な工法を選択しなければならない。崩壊防止工事を実施する斜面は住居と密接しており、ひとたび崩壊が発生すれば直ちに人命の損傷につながる危険性がきわめて高いため、特に安全性・耐久性などに十分配慮しなければならない。また、崩壊防止工事を実施する斜面は居住区域と密接しているため、斜面の安定性を保持するうえで許容しうる範囲内で植生工を併用し周囲の環境に調和するように配慮することが望ましい。

斜面崩壊の要因は、地表面侵食、含水による土層の強度低下と重量増、間隙（水）圧の上昇、パイピング、風化であり、これらの雨水の作用の処理という観点から、斜面崩壊対策工は表-5のように分類できる。

実際には、これらの工法を組み合わせる対策工の計画をたてるわけだが、不均質、異方性の自然斜面であり、また工費、用地および施行条件等がからんで非常にケース・バイ・ケースになるが、一般的には次のような流れになることが多い。

崩壊防止工の計画に際しては、まずどのような崩壊要因でどのような崩壊形態になるかを的確に想定することである。これについては、がけ崩れの調査で述べた。

崩壊要因と崩壊形態が想定されれば、これに対してまず降雨などによっても斜面自体は全体的にみて安定であるような崩壊防止工を行い、次に表面侵食、風化、部分

的崩落の防止（のり面保護）を行うことを計画する。

複数の崩壊形態が想定されるときは、おのおのに対しても同じ手順を踏むことになる。

典型的な検討の流れは、

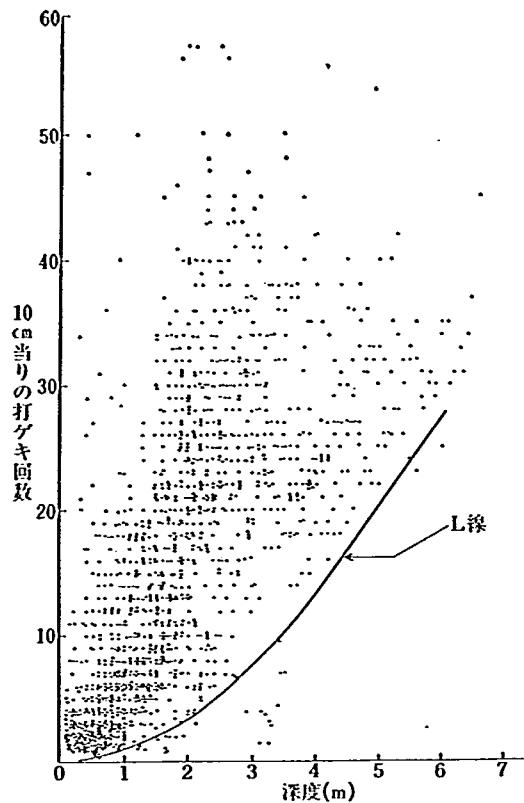
- ① 最小限の不安定土塊の除去—オーバーハングをしているような危険度の高い土塊、すなわち除去する以外に方法がないか、あるいは除去したほうが明らかに工費がかからないものが対象となる。

図-2は、昭和47年7月の豪雨で被災が著しかった愛知県西三河地域において、崩壊箇所を含むある範囲の斜面での土研式簡易貫入試験結果を示す。付近の地質は花崗岩でありマサ化が進んでいる。この図は、地盤の強度は深くなるに従って増加すると仮定してデータを整理したもので試験値が求められた地盤は、この豪雨で崩壊しなかった部分か、あるいは、崩壊箇所の

表-5 急傾斜地崩壊防止工の分類

分	類	目 的 及 び 効 果	分	類	工 種
(A)	(A-1)	雨水の作用を受けないようにする。	地表水および地下水排除工	横排水路工 縦排水路工 地下水排除工	
			植生および構造物によるのり面保護工	植 生 工 吹 付 け 工 ブロックのりわく工 張 り 工 現場打ちコンクリートのりわく工 その他ののり面保護工	
			地 盤 改 良 工	注 入 工 ロックボルト工	
	(A-2)	雨水の作用を受けて崩壊する可能性の高いものを除去する。	不安定土塊の切土工	切 土 工 (A)	
(B)	抑 止 工	雨水の作用を受けても崩壊が生じないように力（抑止力）のバランスを加える。	斜面形状を改良する切土工	切 土 工 (B)	
			擁 壁 工	ブロック積擁壁工および石積擁壁工 もたれ擁壁工（現場打ちのりわく工） コンクリート重力式擁壁工 コンクリートわく擁壁工	
			く い 工	く い 工（深礎工）	
			ア ン カ ー 工	アンカー工	
			押 え 盛 土 工	押え盛土工	
そ の 他 施 設				落石防止工 なだれ防止工	

図-2



崩壊面より下の部分に該当するから、図中のL線より上にある範囲は、この程度の雨量では崩壊しにくいと割り切ることも許されよう。この表は、マサの斜面で、切土をする場合の一つの目安を提示する。すなわち、強度的にL線より下にある範囲の地盤が切土の対象とみなせよう。なお、崩壊箇所については、図中の深度は、崩壊前の地表面よりの深度で示した。

災害調査を通してこのような表を整備することにより、地盤調査結果をより対策工の設計に結びつけることが可能になろう。

- ② これに伴う斜面形状の改良一指針に定める標準のり面勾配を考慮して、なるべくゆるく切り取りすることが望ましいが、斜面長が大きかったり、用地が十分でな

い時は制約を受けがちである。

- ③ 上記の斜面に対して、部分的に不安定なところがあれば、これに対して抑止施設を設置する。このとき、基礎地盤の堅固さと必要な抑止力の大きさの算定を行う。
- ④ 斜面全体の安定を考えて、適当な抑止施設を設置する。のり尻保護のための擁壁などがこれにあたる。
- ⑤ 力のバランス以外に、地下水の影響を受けることが調査結果からわかれば、排水ボーリング等これに対する施設を計画する。
- ⑥ 表流水に対する浸食・風化・局部的な崩壊防止の目的で表面被覆（のり面保護）を検討する。この際、背後地から流入する水があれば、それに対する処理も検討する。

実際は①～④のうち、すべてを行うのではなく、崩壊形態、崩壊要因、用地、工費等を勘案して、このうち幾つかを計画することになる。

—あ と が き—

急傾斜地崩壊対策事業が始まって間もない頃には、工事中に斜面の脚部に擁壁を設置する際に斜面の末端部を切土し、上部の崩壊を誘発するような事例も若干見られたが、最近では改善されるなど、急傾斜地崩壊防止工事の施工例が増えるにつれて、技術の集積が進んでいる。しかし、一方、長大斜面の取扱い方、これに関連するいわゆる待ち受け構造物の設計法、崩壊防止工の耐震設計など新たな問題が出て来ている。斜面崩壊に関する技術は現場での経験、実績に裏付けされて初めて確立されている性格のものであり、事業の進展とともに今後とも技術が一層向上してゆくことを期待したい。

参 考 文 献

- 1) 安江朝光：斜面崩壊対策の現状，昭和51年度土木研究所講演会，1977。
- 2) 土質工学会：切土のり面（第5章，計器による崩壊の予知），1977。
- 3) 中村二郎編：砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法，山海堂，1978。

7. 地震と斜面崩壊

安江朝光・反町雄二

道路
1978.9

THE NEW YORK PUBLIC LIBRARY

ASTOR LENOX TILDEN FOUNDATION

1897

地震と斜面崩壊

安江朝光・反町雄二

まえがき

今年になってから伊豆大島近海地震〔1月14日、マグニチュード（以下 M と記す）7.0〕、宮城県沖地震（6月12日、 M 7.5）と M 7 以上の地震が相次いで起きた。宇佐美¹⁾によると日本付近では平均して、 M 6 以上が年間 16~17 回、7 以上が 1~2 回、8 以上は 10 年に約 1 回の割合で起きているというから、 M 7 以上については半年にして 1 年分が起きているわけである。

この二つの地震による被害の特徴として、伊豆大島近海地震では斜面崩壊・落石によって多数の死傷者がでたのであるが、宮城県沖地震ではブロック塀の転倒などによる死傷者が多く、斜面崩壊による死傷者は少なかったことがあげられる。主な被災地の震度は前者が 4 であるのに対し後者は 5 であるが、斜面の崩壊数は前者が 93 カ所、後者が 175 カ所（6月13日現在、警察庁調べ）である。後者では石巻、仙台、新庄、福島各市で震度 5 が記録されていることから、かなり広範囲にわたって強い揺れがあったことがわかるが、これと比較すると伊豆では斜面崩壊が多い。規模も伊豆では河津町見高入谷七廻や同町梨本川合野などで大きな崩壊が発生している。

このようなことから地震に対する斜面の抵抗力が異なることがわかるが、現在の調査の段階は斜面崩壊が多数発生した地震を取上げて崩壊した斜面と、その近隣で崩壊しなかった斜面とでは地形や植生などに明確な違いがみられるかどうかの資料収集・解析がその中心である。地震ごとにある調査範囲を決めその中で行っている段階で、異なる地震の資料を同時には解析していない。このため伊豆大島近海と宮城県沖地震の被害（斜面崩壊）の特徴がどのようなことによりみられるに至ったかは明らかにできないが、地震による斜面崩壊の実態やどのような斜面が崩壊しやすいのかなど述べていきたい。

1. 斜面崩壊の原因・対策

(1) 原因

斜面崩壊を考えると、崩壊誘因・崩壊素因という用

語を使うことが多い。誘因は雨や地震である。細かく分類すると雨ならば短時間の雨量強度、降り始めからの累計雨量、降雨パターンなどであるが、これらが複雑に絡みあって崩壊するので定量的な解析は仲々難しい。地震の前にながりの雨が降っていれば、崩壊の誘因は地震ばかりではなく雨もそうである。

昭和 50~52 年の 3 カ年に発生した災害報告の対象となった、がけ崩れ約 800 のうち誘因が地震であったのはわずか 6 例で、他に融雪などいくつかを除く残りは雨によって引き起こされている。

素因は地形・地質・植生などで、細かく分類すると例えば地形では斜面の縦断形状・横断形状・傾斜角度・傾斜遷急点の有無などになる。

崩壊した斜面とその近隣で崩壊しなかった斜面とでは誘因に大きな差はないから、素因の違いが大きかったとみることができる。素因にほとんど変化がないようでも、ある降雨では崩壊しなかった斜面が別の降雨では崩壊するのであるから、このようなときは誘因の違いが大きかったとみることができる。

人間の力では誘因（雨・地震等）を変えることはできないから、その影響力を小さくすることや素因を変化させることなどによって崩壊を防止していかなければならない。また災害の防止だけを考えるなら斜面から遠く離れていさえすれば、たとえ崩壊しても被災はまぬがれるわけである。ところが実際には危険な斜面に人間が近づいている傾向がある。大都市ではその中心部の人口は減少しているものの周辺を含めると増加している。このため都市周辺の山地・丘陵地が切開かれ宅地となりつつある。地方でも中心の都市では先のドーナツ化現象はみられないが、人口が増加しつつあり宅地の開発が進んでいる。斜面の上や近くに住宅があるから、崩壊した場合は極めて危険である。

車の増加・社会資本の充実・施工技術の向上・余暇の活用などのことから、山間部の道路も数多く建設されて交通量も多い。斜面に近づくことは、それだけ被災する可能性が高まることになるのは既に述べた。このような

所では道路法面またはその上部からの崩壊の落石が考えられる。橋などは安全性が高まったようだが、斜面崩壊や落石に対する防災施設はまだ不十分である。

近年は斜面崩壊による災害が目立つが、以上述べてきたように人が斜面に近づいていることや防災施設の立ち遅れなどにも原因がある。

(2) 対 策

まず地震直後に応急対策がとられ、道路については通行規制、応急対策工事、本格的復旧工事といった順序になる。

斜面安定工の耐震設計は確立してなく問題も多いので、本年度日本道路協会に道路震災対策委員会が設置され検討されることになった。

広い意味での斜面崩壊対策としては崩壊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。

前者は崩壊防止工事の施工や崩壊の原因となる有害な行為の制限などである。

後者は崩壊性の予知・予測の向上を計るとともに、警戒避難体制の整備・道路であれば通行規制などである。

このほか立法措置として、地震に関する科学技術の水準の向上に伴い、地震予知情報を有効に生かすことにより、地震災害から国土と国民を守ることを目的とした大規模地震対策措置法が、昭和53年6月15法律第73号として公布され、公布の日から起算して6月を超えない範囲において、政令で定める日から施行される。

(3) 研 究

伊豆大島近海地震後、多くの調査団が現地に入って様様な調査を行った。現在でも引続き行われているようである。建設省土木研究所では所内に研究会を設け、5年間程度調査研究を実施していくことにしている。また前述した道路協会の委員会の他、道路公団でも独自の委員会をもっている。

土木研究所の研究計画は現地調査、モデル化手法、安定解析、振動実験、対策工法、まとめといったことについて行うことにしている。

2. 地震時の斜面崩壊の実態

(1) 過 去 の 例

古いものでは日本書記に、地震時の斜面崩壊の実態が記述されている。この中で679年に筑紫で起きた地震について、「丘が崩れたが、その上の百姓の家は破壊することなく、家人は丘の崩れたのに気づかなかったという」と記されていることから、地すべり性の大崩壊であったと考えられる。

地盤の良否等にもよるが、震源に近いほど一般に被害

は大きくなる。この点を考えると震源が内陸にあり、かつ規模の大きい地震が最も恐しいといえる。これに該当するのが1891年の濃尾地震で M は7.9~8.4で、わが国での内陸地震では最大といわれる。地表での変動も根尾川断層としてよく知られている。山崩れの発生箇所数は1万を越えている。

山崩れの発生箇所数が多いのは1847年の善光寺地震で4万以上にのぼる。これも M 7.4の内陸地震である。山崩れのうちのいくつかは川を堰止め上流の村を水没せしめている。しかも、この堰が後に決壊し下流の家屋が多数流失している。

1923年の関東大地震(M 7.9)では火事による被害が大きかったようであるが、斜面崩壊に関しては土石流が発生している。「根府川の支流から約6kmの距離を5分程で100~300万 m^3 の土砂が流れ落ち、根府川の部落170戸を土中に埋め、駅に停車中の列車も流された」(参考文献(1)より)という。

(2) 伊豆大島近海地震による斜面崩壊・落石

伊豆大島近海地震は1978年1月14日12時24分頃発生、 M 7で、気象庁による暫定的な震源地は北緯31度45分、東経139度14分であり、震源の深さは3km程度である。震度は大島・横浜で5、東京・静岡・石巻・館山・網代・三島で4と発表されている。伊豆半島では4年前の5月9日にも「伊豆半島沖地震」と呼ばれる地震があり、西伊豆方面を中心に被害が発生したが、今回は東伊豆と半島の中心部に被害が多数発生した。

被害概要

死者に限ってみると斜面崩壊や落石等で25人(東伊豆町9人、河津町11人、天城堂ヶ島町5人)の命が奪われている。前回の地震では南伊豆町仲木での大崩壊などにより死者数は39人にも達した。

斜面崩壊および落石

今回の地震による斜面崩壊は①土の斜面の崩壊、②岩の斜面の崩壊、③落石の三つに大別されている(参考文献(2)より)。①は表土層の浅い崩壊から、崩壊面が地表から数mの深さのものまでいろいろあるが、雨による崩壊によくみられるようなはつきりとした谷型地形での崩壊はあまりなかった。②は岩盤斜面の上層の表土が基岩との境から崩れ落ちるものがあった。③は数多くの発生箇所があった。特に落石の場合、山地の中では発生しても目立たないこともあり、人目につき易い道路沿いが多かった。

この他、川を堰止めた崩壊も2、3あったが、規模が小さく大事には至らなかったようである。

3. 危険度判定

斜面崩壊による災害を軽減していくためには、崩壊そのものの発生を抑止する、崩壊土砂から保全地域を守る、危険な地域から避難するなどが考えられるが、まず第一にどこが危険であるかを調査しなければならない。ここでは、どのような斜面が危険であるのか、そしてそこは雨によっても崩壊しやすい所であるのかどうかといったことについて述べる。次に、どの程度危険であるのかといった危険度判定にもふれる。

(1) どんな斜面が危険か

地震によって崩壊しやすい斜面型があるかどうか、新潟地震について調査した例について述べる。

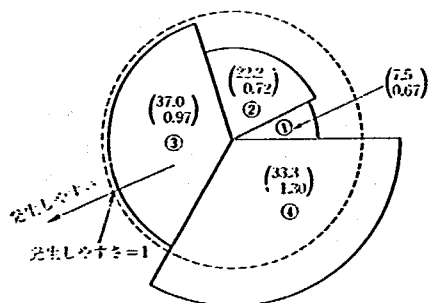
まず斜面の特徴であるが表-1のように分類する。例えば縦断型は直線・下降・上昇・複合のどれに属するか、横断型は谷・直線・尾根のどれに属するかと調べていく。ここでいう斜面は無作為に選んだ崩壊がない斜面（非崩壊斜面）と、斜面の一部分場合によっては全部が崩壊している斜面（崩壊斜面）とのことである。

分類は航空写真判読・計測や現地踏査から決めていく。

なお非崩壊斜面も調べる理由であるが、崩壊したものだけでは崩壊斜面中に数多く現われる斜面型は把握できるが、絶対数の多いものが危険であるという結論にはならないからである。危険かどうかみるためにはその斜面

表-1 斜面型の分類

カテゴリー アイテム	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
縦断型	直線	下降	上昇	複合				
横断型	谷	直線	尾根					
傾斜角	30度以下	31~40度	41~50度					
方位	北	北東	東	南東	南	南西	西	北西



中心角の大きさが各区分ごとの構成率を示し、半円の大きさが発生しやすさを示す。数字は上段が構成率(%), 下段が発生しやすさ。1以上で発生しやすく、1以下で発生しにくい。

図-1 斜面縦断型

型が調査地域内にはどれくらい存在しているのか、そしてそのうちどれだけが崩壊したのかわからなければならないのである。

この両者を比較した結果は以下のとおりである。

縦断型

整理した結果を図-1に示す。図中の丸の数字は表-1と対応している。崩壊斜面も非崩壊斜面も資料数はともに81に過ぎないことをおことわりしておくが、縦断型の構成率は非崩壊斜面の調査結果から図中上段に示す数値となった。崩壊斜面についても各々どの区分に属するかを調べることににより、崩壊斜面の縦断型区分の構成率がわかる。どの区分も崩壊斜面と非崩壊斜面の構成率が同じであれば、地震によって崩壊しやすい縦断型はないということになるので、区分毎に崩壊斜面の構成率を非崩壊斜面のそれと除してみた。それが図中下段の数値である。この数値が1以上になった区分は地震に対して崩壊しやすいことになる。

ここでは④複合型（S字形を呈す縦断型）が1.30と高いが、現地踏査等の経験からすると、③上昇型（上に凸形の斜面）が予想外に低い。それでも①や②よりも高く、外に凸形のある斜面はない所よりも地震に対しては弱いようである。

横断型

谷型に比べ、直線や尾根型の斜面は崩壊しやすいようである。縦断型と同じように内に凹形である方が強いようである（図-2参照）。

傾斜角

急なほど崩壊しやすくなっている

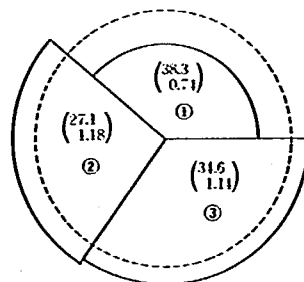


図-2 斜面横断型

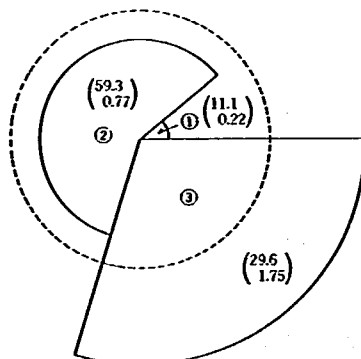


図-3 傾斜角

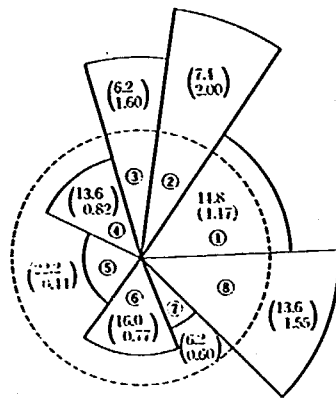


図-4 方 位

が、調査した範囲内では 50 度以上がないため、これよりも急な斜面ではどのようなことになるのか不明である。また資料数が多ければもう少し細かく区分をすることである(図-3 参照)。

方 位

調査地域は震源(栗島東方)の東方に位置しているが、斜面の向いている方向により崩壊発生が異なるのか調べた。図-4 では①が北向き、②が北東と図の上方が北になっているという順番が実際とは逆になっており見にくい。北・北東・東・北西の4方向が崩壊しやすいようである。震源に対し平行とか直角方向が危険という結果は得られない。

なお資料数が少ないので図示だけに統計解析等ここではひかえる。

(2) 雨による崩壊との違い

羽越豪雨(1967年8月28~29日)についても、先の地震と同様の調査をした。ここは新潟地震の影響も考えられるが、花崗岩地域で地質が同じであるので調査した。その結果、地震と異なることとして

① 縦断型では、地震では崩壊しにくかった下降型が雨では弱く、逆に上昇型は雨に対し強い。複合型はどちらにも弱い。

② 横断型では地震に強かった谷型が非常に弱く、先の図の半径でいえば約3になる。

③ 傾斜角では、地震とは逆に緩いほど弱いという結果となったが、地震ほど区分間に差はなく、あまり傾斜の影響はなかった。

④ 方位では南西、北西が弱い結果となったが、植生・地形・風化の程度などの相違による影響が強いのではないかと考える。

(3) どの程度危険か

地震時に斜面がどの程度危険か、すなわち斜面の崩壊

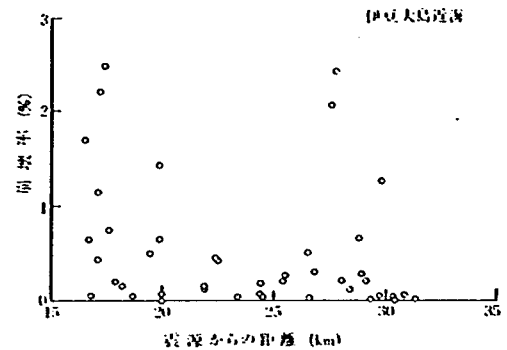


図-5 崩 壊 率

率がどのくらいかという問題は重要であるにもかかわらず、既往の資料がほとんどない。

図-5 は伊豆大島近海地震での崩壊率を示す。調査対象地域は主要地方道修善寺~下田線の河津~天城峠の道路を中心に幅 1.5~2.0 km の範囲と、稲取一下入谷間の海岸より陸上部へ幅 1.5~2.0 km の範囲である。したがって最も規模の大きかった見高入谷七廻の崩壊は含まれていない。まず地震直後の航空写真から 1/5,000 の森林基本図に崩壊箇所とその範囲を図化したものを用いて、上記地域を 1 km² のメッシュで細分し、この内に含まれる崩壊地の面積を点格子板で計測し崩壊率を求めた。震源は気象庁が発表したものを用いた。

地震時の斜面崩壊に関係するものには誘因として加速度の値・持続時間など、あるいはそれらを総合した形の震度、素因として地形・地質・土質・地下水などがあり、またそれ以外に河川による洗掘、人工的な切土あるいは斜面安定工の施工の有無などがある。図-5 にばらつきがあるのも、震源からの距離が同じであってもこれらの要素に差があるからで、別の整理方法をとればもっとばらつきが少なくなるかも知れないが、これについては現在検討中である。なお関東大地震の際の推定崩壊率は大略 11% といわれている。

また伊東一戸田を結ぶ線より南側の伊豆半島について国土地理院の資料を整理した結果、1 km² のメッシュに崩壊が全くなかったものが 75.1%、1 km² 当たり 1 個が 8.8%、2~3 個が 3.6%、4~5 個が 5.3%、7~10 個が 1.8%、11~15 個が 0.4% であった。

次に危険度判定法の一つとして数値化解析があり、以下概略を述べる。

斜面の縦断型が直線であるとか、上昇型であるなどといったことが、これらは数値では表わされていない。これを数値に変換するのが数値化である。方法は統計の専門書に載っているのが好愛するが、適当な数値を入れるのではなく、似た測定パターンの対照同士の差になるべ

く小さく、似ていない測定パターンの対照同士の差はなるべく大きくなるようにする。ここでいえば各斜面とも、たとえば縦断型は直線、横断型は尾根などと決っているの、この直線や尾根が数量化されていればその斜面の得点がわかる。そしてこの点数が崩壊斜面同士または非崩壊斜面同士では小さく、崩壊斜面と非崩壊斜面では大きくなるようにするわけである。

計 算 例

新潟地震の資料で行ってみた。資料数は崩壊、非崩壊斜面共に 81 である。用いた斜面型は表-1 とほぼ同じであるが、方位を除き比高（斜面の下端から上端までの高さ）を入れてある。

数量化した値は省略するが、これがどの程度信頼できるか調べたところ 66.7% の的中率であった。的中率とは総ての斜面の点数が計算され、ある点以上を崩壊グループ、ある点未満を非崩壊グループとした場合、崩壊した斜面中崩壊グループに入るもの、および非崩壊斜面で非崩壊グループに入ったものの率である。的中率が高いほど 2 グループにうまく分けられる数量化ができたことになる。

応 用 方 法

この結果が信頼できるものであれば、これを用いて各

地の斜面に点数を付けることができる。その点数が崩壊グループに属するものであれば、その斜面は地震時に崩壊する危険が高いことになるわけで危険度の判定が行える。

あ と が き

伊豆大島近海地震による斜面崩壊地の調査も行っているが、まだ未整理なため発表するに至っていない。

伊豆では地震後の降雨で何回か斜面崩壊が発生している。地震の影響も十分に考えられるので、地震による斜面崩壊とともに地震後の雨による崩壊も調査する必要がある。同じように降雨後または降雨中、地震があった場合（十勝沖地震など）の斜面崩壊に関しても調査する必要がある。

参 考 文 献

- 1) 宇佐美徳夫：「資料日本被害地震総覧」東京大学出版会、昭和50年3月
- 2) 建設省土木研究所：「1978年1月伊豆大島近海地震調査概要」土木研究所資料1346号、昭和53年2月
（安江朝光；建設省土木研究所 急傾斜地崩壊研究室長
反町雄二；建設省土木研究所 急傾斜地崩壊研究室研究員）

8. 自然斜面の実態と対策工について

安 江 朝 光

豪雨時における自然斜面
の安定に関するシンポジウム
1978.12

自然斜面の実態と対策工について

建設省土木研究所

安 江 朝 光

まえがき

斜面崩壊による災害は各地で頻発しているが、崩壊の実態、災害の様相は十分に整理した形では把握されていない。それは起る現象が複雑で、気象、地形、土質、地質、水理、水文、砂防など多くの専門分野にまたがりそれらを総合した形では整理しにくいこと、個々のケースによって非常に限られた特異性をもつからである。

従って数多くの事例から得られる知識を個々のケースに適用させるのに困難さと不正確さを伴なう。しかし、数多くの事例の中からある性質について資料を整理すれば、その性質に関する一般的傾向を求めることが出来る。

斜面崩壊の実態を精度よく把握することは、現時点においては学問的にも重要な意味を有し、またそれは斜面崩壊対策工設計時の基礎資料、住宅移転範囲の決定や対策工着工順位の選定の基礎資料として活用できるほか、災害危険地の住民意志の向上を促進する資料として行政面にも反映される。

1. 自然斜面（急傾斜地）の崩壊の実態

昭和44～49年間に建設省が実施した災害実態調査⁽¹⁾の結果を中心に崩壊の形態、特徴について述べる。

急傾斜地の分布は、地質、地形等による特徴よりむしろ、人家郡の形成等の社会的条件に影響される。最近では都市近郊の丘陵山地に住宅地が規則性もなく拡大しているが、急傾斜地として扱われるような古くからの斜面には、生活立地上の配慮に基づいた分布の特徴が見られる。例えば、漁港周辺では、良港の立地上平地が少ないため、山と海のわずかな平地に山を背にして集落がはりつくという生業立地上の理由により崩壊による災害危険箇所が多く形成され、また氾濫原では氾濫からのがれるために山裾に集落が集まる、などである。

被災対象たる人家があることが急傾斜地の条件とすれば、急傾斜地の分布が地質等の自然要因との結びつきより社会的条件との結びつきの方が大であるわけである。しかし、過去の崩壊実態からみると崖崩れの大雑把な地質区分ごとの割合は図1に示すような結果になっている。日本の地質区分ごとの分布面積率と比較すると、特に深成岩類での崩壊発生率が高いという傾向がある。⁽²⁾

崩壊（災害を伴ったもの）事例559の内、斜面上方が台地状になっているものが約66%あり、山腹が続くような場合は約34%である。前述の急傾斜地の立地上の特徴を考える上で興味ある傾向を示している。急傾斜地の斜面高は平均で265mであるが特に台地斜面では約20m、山腹斜面で約39mと大変異なる。また台地斜面では30m以下のものが約85%に対し、山腹斜面では約56%であり（全体では742%）、台地斜面の場合、低い方の分布が高い、対策上からすれば、高さが有限の台地斜面の方が比較的取り扱い

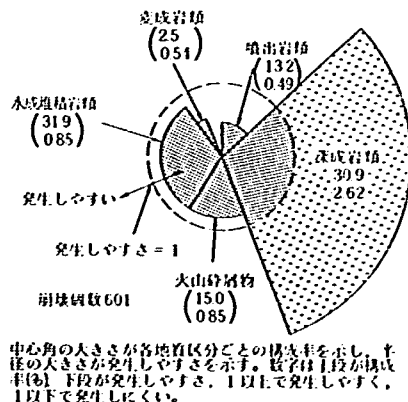


図1 地質区分と崖崩れ

やすく、斜面が半無限に続く山腹斜面の場合には、対策工実施範囲が広大になり、技術的にも経済的にもそれをすべてカバーするのは不可能となり、崩壊防止に効果のある工法およびその施工範囲を決める上で困難をとまう。逆に、土地利用による制約という面から見ると、図2のように台地斜面は、人家・田畑に使われているものが84%あり、逆に山腹の続く斜面では13%となり、また台地斜面の方が概して急であり（平均値で約52°、山腹斜面は49°）台地斜面では対策工の工法選択、用地の確保、施工法等に問題が多いであろう。特に斜面不安定土塊除去等のための切土が充分行なえない場合が多い。

斜面高に対してどの位置から崩壊が起りやすいかは、対策工の範囲設定の上で重要な点であるが、前述の調査結果によると平均値で斜面高の0.77倍の位置が崩壊の頭部になり、これを台地斜面と山腹斜面に分けるとそれぞれ0.83、0.64となる。

またその頻度は図3のようになる。実際にはこの値は当然斜面の高さ規模によって変わってくるし、もちろん斜面ごとの条件によって異なるが、斜面の高さが高いほど崩壊の位置は相対的に低くなってきて図4のようになる。

台地状の斜面の形状は縦断的に見ると、途中で傾斜が変化する点があるようなものが少なく、むしろ均一勾配あるいは変化のない斜面が多いことになる（図5参照）、これは1つには斜面高が高くないせいもあるが、斜面形成の過程や、有限斜面のため上方からの崩壊土の供給と下方での堆積が明瞭でないことなどによる。一方山腹の続く斜面では、当然斜面上方では侵食・崩壊等による斜面表面の変化が多く、下方には崖錐性堆積物等の堆積部が広がって斜面縦断型は勾配の変化の多い斜面となっ

ている。縦断形は崩壊・侵食等による結果であるが、山地を構成する地質特性の影響が大きい。現時点で縦断形の変化する点、特に傾斜変換点等付近では、不安定な表層土、風化層の分布に変化があったり、基岩の表面形に変化があり、その結果として地表水・浸透水等の集中、分布等に変化のある場合が多く、なんらかの形で崩壊に結びつきやすい地形上の特徴と考えておくのがよい。

一般的に崖崩れは、降雨による地表水・浸透水等の集中ないしは停滞しやすい地形条件の所で多く起りやすいと言われる。しかし実際の崖崩れは、少なくとも地表水の集中

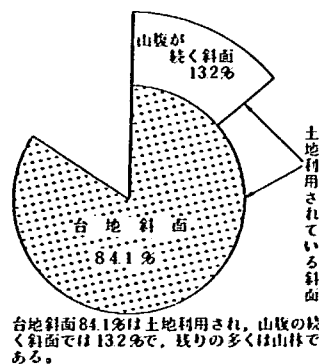


図2 斜面形態と土地利用（人家、田畑）

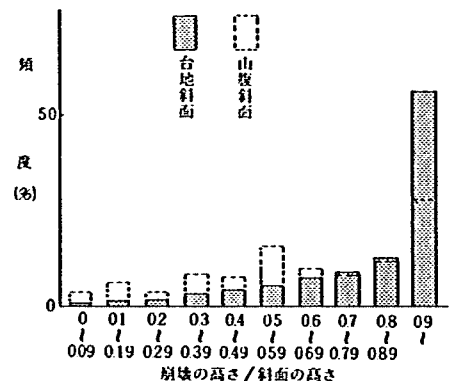


図3 崩壊の位置、頻度分布

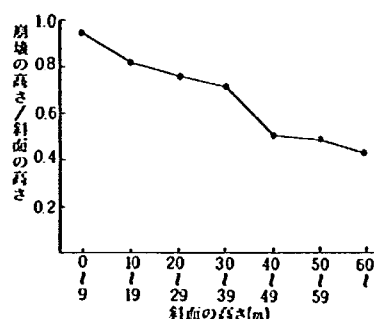


図4 斜面の高さと崩壊高/斜面高

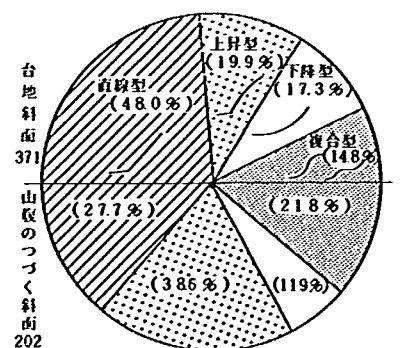


図5 斜面の形態と斜面縦断型

する明瞭な谷地形の所では案外少なく、むしろ崩壊面を見ても平滑なものが多い。図6を見ても明瞭に谷型を示す斜面での崩壊はきわめて少なく(約3%)、谷型全体でも約19%であり、半数以上は横断方向に変化のない直線状の平滑な斜面での崩壊となっている。明瞭な谷型では常時侵食・崩壊によって可動土塊が失われていて、崩壊は起りにくい場合が多い。実際には地表水の集中しやすい地表面地形と、浸透水の集中に関係する地表下基岩あるいは難透水層等の地形とが、必ずしも対応していない場合が考えられ、直線状の平滑な斜面でも地表下の土層構成断面は複雑な形をしているであろう。

降雨による崩壊要因には

- 1 地表面侵食
- 2 降雨の浸透による地盤強度の低下
- 3 地盤の重量増
- 4 間ゲキ(水)圧の増加
- 5 パイピングによる局部崩壊とその進行
- 6 風化の促進

であるが、いずれの場合も地表水だけを見るなら、その影響の最も強く表われる地表水の集中箇所はただちに判定できるが、実際にはそうはいかないのは、やはり浸透水の影響がきわめて大きいからである。厄介なことには、浸透水は地表下の基岩や難透水層の形に左右されるだけでなく、わずかな地中の水みちを通して流れ、必ずしも透水性の違いだけではその位置を知ることはむずかしいし、まして、広がりをもった水面を持って流れているわけでもない。数量化解析を試みた結果や、地盤調査⁽²⁾の結果でも斜面横断形はかなり重要な要因であり、しかも凹んだ形の所での崩壊のしやすさは高いという結果もあるが、特に地表面地形に変化のない平滑な斜面で、崩壊位置を予測することは重要であるがきわめてむずかしい。一方、浸透水の集中や停滞の多小を判断する材料を斜面表面から得ることが出きる。それは湧水である。湧水位置付近では浸透水が集中していると考えてもよい。常時湧水が見られる時はその水源となるべき、浸透水等の滞水層の存在が想像されるし、また地形図上または地表面形状から判定できる集水面積の大きさ、浸透水の集水区域(地表面地形とは異なる)の大きさ等と照して考える必要がある。特に降雨時に量に変化したり、濁るような湧水の場合には崩壊発生に関係する重量な要因になろう。

図7は湧水のある斜面での崩壊の割合を示したものである。湧水の定義はむずかしいが、ここでは常時地表水の見られる場合も湧水に含めている。現実には、湧水があってもその確認ができていないものがあるので、この図の割合はさらに増加すると思われ、湧水の認められる斜面、あるいは常時地表水の見られる斜面等では崩壊との関係に注意を払うべきであろう。

急傾斜の崩壊形態は、表1のように25種類に分類されているが、その実態を整理すると、表土の滑落がきわめて多く(約39%)なる。

もともと表土自体はほとんどの斜面(岩の露出した斜面以外)に存在するものであり、基盤の土層または岩が何であろうと、表土の崩壊が多いのは当然と言えよう。また、図8に示したように、地山に及ぶ崩壊は全体の44%あるが、半数以上は表土・崩積土等の地山の上の表層土

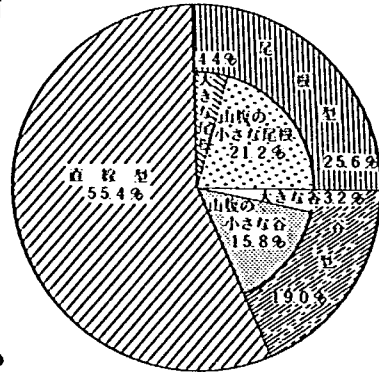


図6 斜面の横断形と崖崩れ発生(崩壊個数580)

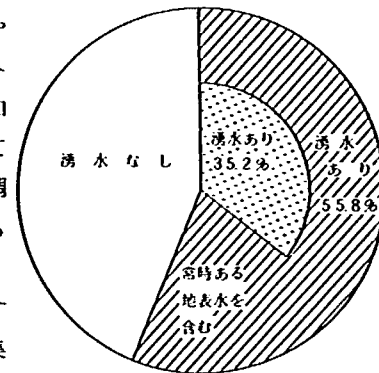


図7 湧水と崩壊(崩壊個数565)

の崩壊となっている。

急傾斜地の崩壊規模については、その平均値の一覧表を表2に示す。また、図9に崩土の到達距離/斜面の高さを示す。これは、被災の範囲の実態を示すもので02～039が最頻値で06以下で全体の72.5%を占める。さらに斜面の高さの1.4倍までを考えれば、全体の94.2%が含まれる。実際問題では斜面の高さの3倍以上離れておれば、被災を受けないとしても一応許容されるであろう。

次に降雨の実態については、⁽¹³⁾崩壊の発生件数が多いのは梅雨期のように地盤が湿潤状態

表-1 崩壊型毎のかけ崩れ発生頻度

記号	崩壊型	(47～49年) 個数	A (47～49年) 構成率%	B (44～46年) 前回調査 の構成率%
1-11	表土の崩落	31	5.6	2.6
1-12	表土の崩落	219	39.2	51.6
2-11	崩壊上の崩落	9	1.6	0.5
2-12-a	崩壊上の崩落(基盤の境)	41	7.4	11.6
2-12-b	" (不連続面)	12	2.2	2.1
3-11-a	火山砕屑物の崩落(シラス・ローム)	5	0.9	1.6
3-11-b	" (風化集塊岩・凝灰角礫岩)	10	1.8	1.1
3-12	火山砕屑物の崩落(シラス・ローム)	12	2.1	3.7
4-11-a	段丘堆積物の崩落(不透水層)	6	1.1	0.5
4-11-b	" (礫の抜け出し)	8	1.5	0.5
4-12	段丘堆積物の崩落	7	1.3	2.6
5-11	強風化岩の崩落	10	1.8	0
5-12-a	強風化岩の崩落(マサ)	126	22.6	12.1
5-12-b	" (温泉余土)	11	2.0	0
6-11-a	岩山の崩落(ブロック状)	3	0.6	0.5
6-11-b	" (互層)	4	0.7	0
6-11-c	" (下部が弱い)	0	0	0.5
6-11-d	" (熔岩)	2	0.4	0
6-12-a	岩山の崩落(境界面)	8	1.5	1.1
6-12-b	" (断層・割れ目)	5	0.9	0.5
6-12-c	" (礫岩・集塊岩)	2	0.4	0.5
7-11-a	岩山の崩落(互層)	5	0.9	0
7-11-b	" (第3紀層)	16	2.2	4.7
7-12-a	岩山の崩落(頁岩・粘板岩)	7	1.3	1.1
7-12-b	" (砂岩・頁岩の互層)	0	0	0.5
計		559	100	100% (190)

表-2 崩壊規模 平均値

	崩壊の高さ h m	崩壊の巾 W m	崩壊の深さ d m	崩壊上量 V m ³	崩土の到達距離 L m	崩壊の斜面 長#m	崩壊の位置 h/H	崩土の範囲 L/H	崩壊の形状 W/h
平均値	165	173	161	345.8	122	236	0.76	0.53	1.35
個数	598	602	603	593	599	594	593	590	597
分散	2539	2441	089	11286627	6138	8461	007	050	139
標準偏差	159	156	094	10624	248	291	027	071	118
変動係数	963%	905%	584%	3072%	2033%	123%	357%	1344%	870%
最大値	13-200	150-120	025-800	10-15000	05-350	08-340	003-100	001-1290	004-100
第1回調査 平均値	194	171	210	6840	128			071	
第1回調査 個数	261	201	201	201	199			199	

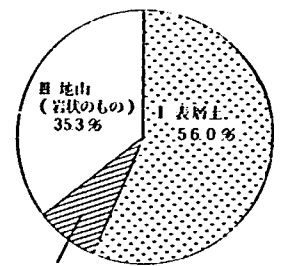


図8 崩壊面の位置

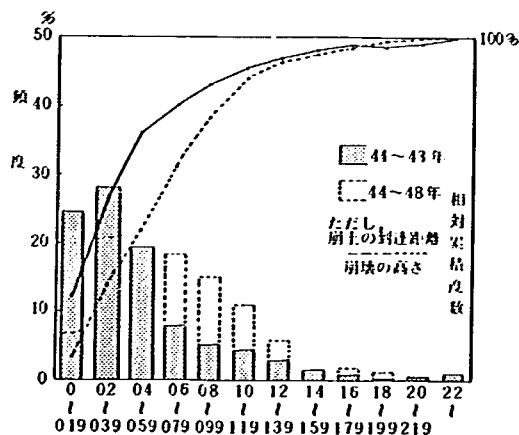


図9 崩土の到達距離/斜面の高さ頻度分布

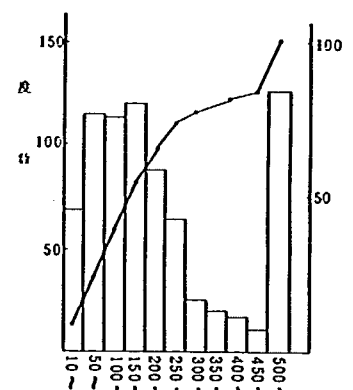


図10 発生時までの連続雨量

に近くなっている時に強い雨が降ったケースであった。図10に崩壊発生時までの連続雨量を、表3に崩壊発生時刻と最大時間雨量発生時刻のずれを示す。

表-3 崩壊発生時刻と最大時間雨量発生時刻のずれ

時 間 の ずれ	神奈川	兵庫	長崎	秋田	高知	千葉	鹿児島	北海道	岐阜	熊本	三重	愛知	愛媛	鳥取	静岡	石川	合計
-5					1					1	1	1				4	8
-4							2						1	1		6	10
-3							2						1		7	8	18
-2		1			1		2					1	1		15	22	43
-1	3	3		1	1	6	1				5	4	1	13	17	9	64
0	10	23	6		39	30	5		2	14	4	6	7	2	8	20	176
+1	12	3	5		6	38	7		8	3	2	16	6	8	11	20	148
+2	9				9	7	10		5	2		2	6	1	2	18	71
+3	6	6			5	12	7		2	3	2	1	1	2	7	18	75
+4	1	1	1		6	5	7					1	12		10	16	60
+5	1						1		1					2	2	12	19
+6	2				2		3	2					2		3	18	32
+7					1		33						1		3	19	57
+8			1							1			1		1	16	20
+9	2		2				1		1			1		2	1	11	21
+10	2		1		2		3					1		1		18	28

-は最大時間雨量の発生前に崩壊したことを示す。

2. 対策工の実態

急傾斜地崩壊対策工事については昭和42年度以来強力に進められている。図11には急傾斜地崩壊対策事業の実績を示す。

一連の急傾斜地の崩壊防止工事完成には単年度で終わる

ものもあれば数年間を要するものもあり、工費総額には大変差がある。しかし、単年度内に一急傾斜地で実施される工事の費用は大体1500～2000万円程度である。

道路についても建設時はむろん、既設の道路についても維持管理の面から斜面対策は重視され、法面工、斜面防災工に多額の経費が投じられている。

降雨による崩壊要因に対処するという観点から、斜面崩壊対策工は表4のように分類される。

実際には、これらの工法を組合せて、対策工の計画をたてるわけだが、不均質、異方性の自然斜面であり、また工費、用地および施工条件等がからんでくる。

どのような工法を採用するかは、斜面が将来降雨等の外力を受けた際の安全率の低下の程度、崩壊が予想される範囲の予測、地表および地表下の水の集中、停滞の程度、斜面土層、または基岩の風化、侵食の受けやすさなど、あらゆる要因を総合的に判断することになる。

まず基本的な考え方としては、どのような崩壊要因でどのような崩壊形態になるかを的確に想定する。これに対して、まず降雨等によっても斜面自体は全体的に見て安定であるようにし、次に表面侵食・風化・部分的崩落の防止（のり面保護工）を計画する。

複数の崩壊形態が想定されるときは、それぞれに対しても同じ手順をふむことになる。

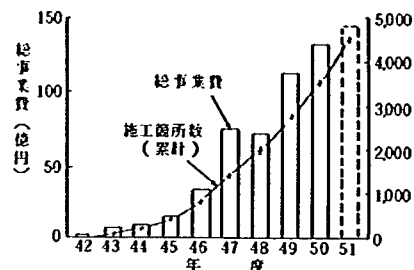


図11 急傾斜地崩壊対策事業の推移

表-4 斜面崩壊防止工、分類

分 類	目的および効果	分 類	工 種
(A) 抑制工	(A-1) 雨水の作用を受けにくいようにする	植 生 工	種子吹付工、張芝工など
		構造物によるのり面保護工	吹 付 工、張 工 現場打のり砕工 落 石 防 止 工 コンクリート重力式擁壁 もたれ擁壁など
		のり面排水工	表 面 排 水 工 地 下 排 水 工
		地盤改良工	注 入 工 (ロックボルト工)
(B) 抑止工	(A-2) 雨水の作用を受けて崩壊する可能性の高いものを除去する	不安定土塊の切取り	切 土 工
	(B) 雨水の作用を受けても崩壊が生じないように力（抑止力）のバランスを加える	斜面形状の改良	切 土 工
		抑 止 施 設	コンクリート重力式擁壁 もたれ擁壁（現場打のり砕工） 植 生 工 深 礎 工 のり面アンカー工
抑え盛土			

急傾斜地については、表1に示した想定される崩壊形態と対策工の関係は一般的に次のようになっている。

(1) 土砂の崩落（表土、火山砕屑物、マサ、段丘堆積物等）

いずれも上部が突出した斜面に発生するもので、風によって突出部の林木がゆれて根切を起して崩落する場合や降水や地震、融雪によって起ることもある。このような崩落に対しては突出部の切りならしや立木の伐採が最も容易な工法であるが、立木伐採の場合、根株が残っていると、根が腐って根切を起しやすくなるので、これも除去する必要がある。

(2) 岩の崩落（岩（Ⅰ）、岩（Ⅱ）、火山砕屑物等）

多くはきれつ面の発達や膠結物質の風化によって起こるものが多く、その発生部位が定まらないのが特徴である。発生部位の定まるものについてはロックアンカーやロックボルトが有効であるが、この定まらない広い斜面では、斜面全体の切ならしと張り工や吹付け工が用いられ、落石の場合は落石防護工が併用される。

(3) 土砂の滑落

土砂の斜面の滑落の主要原因は地表水、地下水である。特に地表水に関しては、これが集中して流下する斜面に崩壊が起りやすい。したがって、どのような場合でも斜面上部と斜面内での地表水排除工が計画されるべきである。この時、地形や背後斜面の排水状況も考慮に入れて排水系統について十分な配慮が必要で、万一排水系統に何等かの支障が生じた場合にも必ず予備排水系によって無害に地表水を排除できるような配慮が望ましい。また、土砂層の層厚が大きい場合は地下水の水圧の影響も大きいので、地下水の集中しやすい所での地下水排除を考慮する必要がある。

土砂斜面での切土や抑え盛土は崖崩れに対する積極的な対策として有効であるが、用地取得の関係上実施が困難な場合が多い。危険な斜面の上部を切土して下部に擁壁や土留めを設けて抑え盛土を行う場合が多い。このとき固結度の良い土砂の場合は時には張り工が用いられることもあるが一般には擁壁が用いられる。のり切した斜面には雨水による侵食を防止するために植生工や法粹工を施す。土砂の層厚の大きい時は谷止工や山腹工で崩壊を防止することもある。

(4) 岩の滑落

岩の斜面の滑落防止には地表水排除工と共に擁壁やロックアンカーが用いられる。また、節理やきれつの発達した斜面では張り工や吹付け工が行なわれ、斜面の風化を防止する。

参考文献

- 1) 建設省傾斜地保全課，急傾斜地崩壊研究室：がけ崩れ災害実態について，土木研究所資料 1109，昭51.2月
- 2) 大久保駿，服部泰英：千葉県で発生したがけ崩れの特徴について，新砂防86，昭48.1月
- 3) 土木研究所：急傾斜地崩壊の避難基準雨量設定に関する調査，土木研究所資料1364，昭53.3月

9. 地震とがけ崩れ

安江朝光

砂防および地すべり防止講義集××
1980.3

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

地震とがけ崩れ

建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室長

安江朝光

1. ま え が き

急傾斜地の崩壊による災害は、防災に対する全国的な努力にもかかわらず、異常気象や地震の多発と山地丘陵の急速な開発によりむしろ増加の傾向を示し、社会的にも重要な課題になってきている。

このような情勢のもと昭和44年の「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」が成立して以来、急傾斜地対策事業が急速に進展している。

急傾斜地などの自然斜面は一般に不均質、異方性を示すなど、その地形、地質、土質などの素因は複雑である。したがって降雨による斜面崩壊についてもその技術的水準は必ずしも満足のいくものではないが、なんといっても事例が多いので、資料や経験が豊富であり、これらをベースに問題に対処しているのが現状である。

近年、地震時に斜面崩壊による被害が目立ち、昭和53年1月の伊豆大島近海地震では、特にこの傾向が顕著であった。表-1に近年の地震による斜面崩壊の例を示す。しかし、地震による斜面崩壊に対しては、地震時の自然斜面の挙動に関して研究的にも不明な点が多く、また災害の事例自体が少ないので、降雨による斜面崩壊に比べてわからなかったり、難しかったりする点が多い。地震時の斜面安定については、崩壊の実態調査結果を収集・整理している段階であるが、重要な課題であるので、その現状について触れてみたい。

2. 地震による急傾斜地崩壊の実態

新潟地震（1964年6月）とえびの地震（1968年2月）の崩壊の実態について述べる。また降雨による崩壊との差異も重要なので、これについても触れる。2.1～2.3の項目については、新潟地震により崩壊した斜面とそれと比較するため、羽越豪雨（1967年8月）による崩壊の資料を整理した。2.4～2.6の項目については、主にえびの地震による資料と一部新潟地震による資料を用いた。降雨による崩壊の資料は、昭和47～52年に各地で発生したがけ崩れのうちの1390例である。

2.1 斜面縦断面型

表-2の斜面型の分類に沿って説明していくが、図-1～3の棒グラフ中の丸の数字は表-2と対応している。棒グラフの横軸幅は非崩壊斜面中各々の分類がどのくらいの割合で出現しているかを示している。また縦軸幅は崩

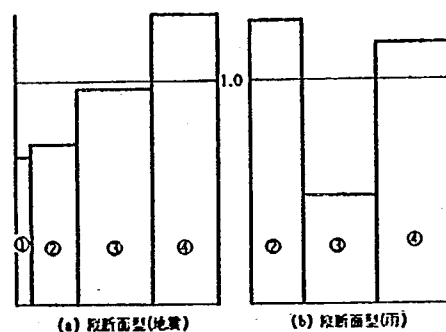


図-1

表-1 近年の地震による斜面災害

年月日	地震名	場 所	マグニチュード	斜 面 災 害
昭和36年 2月27日	日向灘地震	北緯32°, 東経132°	7 震度5	宮崎から油津に至る国分線日南市富士付近(落石) 鹿児島県末吉町通山付近(がけ崩れ)
昭和36年 8月19日	北美濃地震	岐阜, 福井, 石川県境	7	九頭竜川水系打波川筋, 手取川水系牛首川筋, 庄川水系大川筋に被害が大
昭和38年 3月27日	越前沖地震	越前沖沖約20km 北緯35°08', 東経135°08'	7	敦賀市色ヶ浜付近幅25~30m, 高さ20~30mの山崩れ, 地方道敦賀三国線で落石, 国道27号線, 一般県道常神三万線, 白木美浜線, のり面崩壊
昭和39年 6月16日	新潟地震	北緯38°04', 東経139°02'	7.5±0.2 震度6	河川堤防の崩壊き裂, 道路のり面崩落盛土沈下
昭和43年 2月21日	えびの地震	北緯32°01', 東経130°43'	6.1	火山灰地帯(シラス)に山・がけ崩れが多く, その被害箇所は, 宮崎県30, 鹿児島県11, 熊本県で30
昭和43年 5月16日	十勝沖地震	北海道襟裳岬沖 北緯40°07', 東経143°07'	7.8	道路のり面崩壊および盛土本体の崩壊, 河川堤防の破壊, き裂
昭和47年 2月29日	八丈島近海の地震	八丈島の東北東約140km	7.2	100箇所, 延長1429m, 土砂量9256.1m³
昭和49年 5月10日	伊豆半島沖地震	北緯34°06', 東経138°08'	6.8	石廊崎, 仲木, 前原地区で被害大110箇所
昭和50年 1月22日	阿蘇山北東部の地震	北緯33°, 東経131°08' 阿蘇郡一の宮町手野付近	6.1 震度4(1.22) 震度5(1.23)	急峻な坂路部被害大
昭和50年 4月21日	大分県中部地震	北緯33°08', 東経131°20' 大分県大分郡庄内町	6.4 震度4	道路の盛土部のすべり上方のり面からの土砂崩壊落石の被害大
昭和53年 1月14日	伊豆大島近海地震	北緯34°46', 東経139°15'	7.0	伊豆半島東部~中央部の急傾斜地に多数の落石崩壊, すべりが発生した
昭和53年 6月12日	宮城県沖地震	北緯38°06', 東経142°24'	7.4	山やがけ崩れの被害箇所は宮城県下138, 福島県下26, 岸手県下22

表-2 斜面型の分類

カテゴリー			①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
アイテム			①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
縦断型	断型	型	直線	下降	上昇	複合				
横断型	断型	型	谷	直線	尾根					
傾斜角			30度以下	31~40度以下	41~50度以下					
方位			北	北東	東	南東	南	南西	西	北西
樹高			8m以下	9~15m	15m以上					
樹冠密度			40%以下	41~70%	71%以上					
比高			20m以下	21~40m	41~60m	61~80m	81m以上			

壊斜面中の出現率を非崩壊斜面中のものから除いたもので、その値が1.0の線よりも上に出ている斜面型が地震(もしくは雨)に弱いとみることができる。

図-1(a)では④複合型が地震に弱いとみることができるが、現地調査等の経験からすると、③上昇型が予想よりも低いのであるが、④も含め凸型のある斜面は弱いようである。

図-1(b)では②下降型、④複合型が降雨によって崩壊しやすそうであるが、④複合型は地震、降雨のどちらに対しても弱いことがわかる。

2.2 斜面横断型

地震では図-2(a)のように、②直線型と③尾根型が崩壊しやすそうであるが、①谷型も耐震性があるといえるほどではなく、横断型はあまり影響を与えないようである。

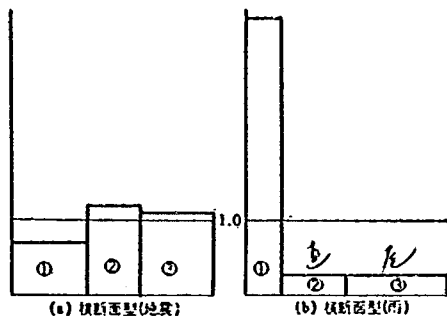


図-2

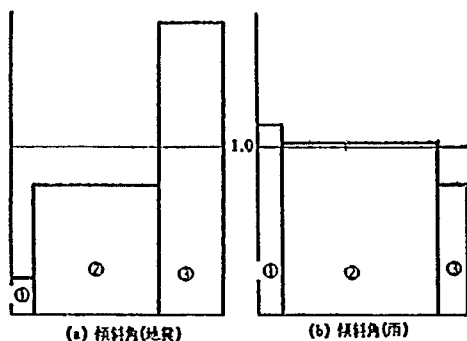


図-3

る。

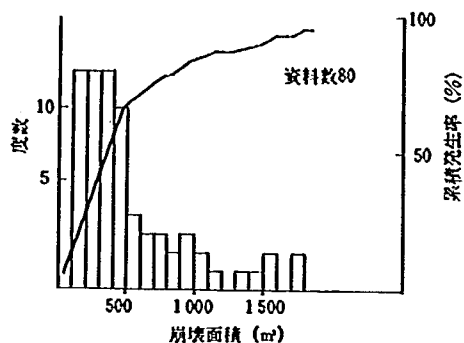
それに比べると、図-2(b)の降雨によるものでは、表流水および地下水が集中しやすいと考えられる①谷型がきわめて弱く、地震によるものとの差異が明らかである。

2.3 傾斜角

50度未満までの資料しかなく、50度以上では不明であるが、図-3(a)のように地震では傾斜角が大きいほど弱くなる傾向があるが、図-3(b)の降雨によるものでは傾斜角による差異はほとんどない。

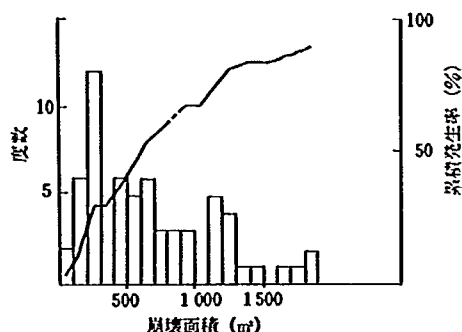
降雨による崩壊について、傾斜角別に調べられた例は幾つか発表されており、図-3(b)はそれらとは異なるようであるが、50度以上の資料が全くないことなどもあり、ここでは結論を出せない。

なお、図-1～3に整理した資料は、地震、降雨のいずれによるものも資料数が少なく、統計的に精度が不十分



区分：0～99m²、100～199m²、1900m²以上は省略

図-4 崩壊面積別度数分布図（新潟地震）



区分：0～99m²、100～199m²、1900m²以上は省略

図-5 崩壊面積別度数分布図（えびの地震）

であり、定性的な内容にとどまっている。また崩壊要因が本事例と異なった場合（地震であれば震度率が違った場合）ではどうなるのかという問題は、今後整理を進めたい。

2.4 崩壊面積

地震による崩壊を崩壊面積について整理した結果を図-4, 5に示す。図中の棒グラフは崩壊面積の階級別度数を、折れ線グラフはその階級以下の累積発生率を表わしている。

新潟地震（図-4）では、崩壊面積500m²未満の崩壊が約2/3、1000m²未満が約80%強あるが、えびの地震（図-5）では500m²未満が約40%、1000m²未満が約2/3であるから新潟地震よりもいくぶん崩壊地は広い。

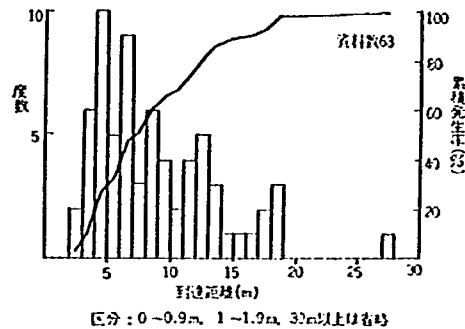


図-6(a) 到達距離 (地震)

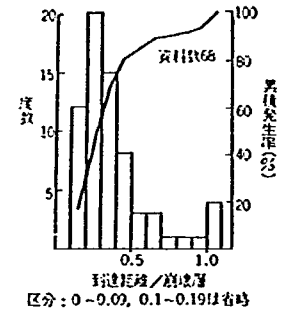


図-7(a) 到達距離/崩壊高 (地震)

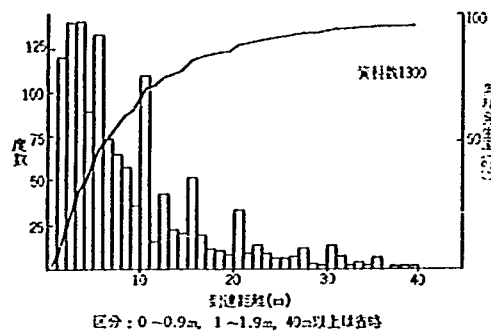


図-6(b) 到達距離 (雨)

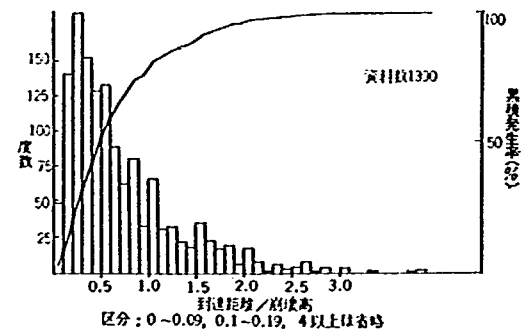


図-7(b) 到達距離/崩壊高 (雨)

降雨によるがけ崩れの場合、崩壊土量 100m^3 未満の崩壊が約半数あるからこれよりも大きい、 km^2 単位の崩壊面積が多い豪雨に起因する山腹の崩壊などと比較すると小さい崩壊が多い。

2-5 崩壊土砂の到達距離

斜面の下端から崩壊土砂の最先端までの距離の階級別度数分布を図-6に示した。図-6(a)はえびの地震によって崩壊したもので、20m を越えるものはほとんどないこと、全体の2/3は10m 以下で止まったことなどがわかる。

同様に雨についても整理したのが図-6(b)で20m を越える率は地震よりも高いが、10m 以下の発生率はだいたい2/3で地震と大差がない。

2.6 到達距離/崩壊高

距離は2.5のとおりで、崩壊高は斜面の下端から崩壊地

の最上部までの高低差である。えびの地震については図-7(a)のとおりで、約80%は0.5(崩壊高の半分)未満で土砂は止まっており、崩壊高と同じくらい斜面から離れると被災する確率は低いことがこの図ではいえる。

一方、雨については図-7(b)のとおりで、1.0未満が約80%である。地震と比べると、崩壊高が同じであれば雨によるほうが到達距離が長いことになるが、2.5で述べたように、到達距離は地震でも雨でも大差ないことを考慮すると、地震のほうが高い位置から崩壊するようである。

3. 伊豆大島近海地震での急傾斜施設の状況

昭和53年1月14日伊豆大島近海でマグニチュード



图-8

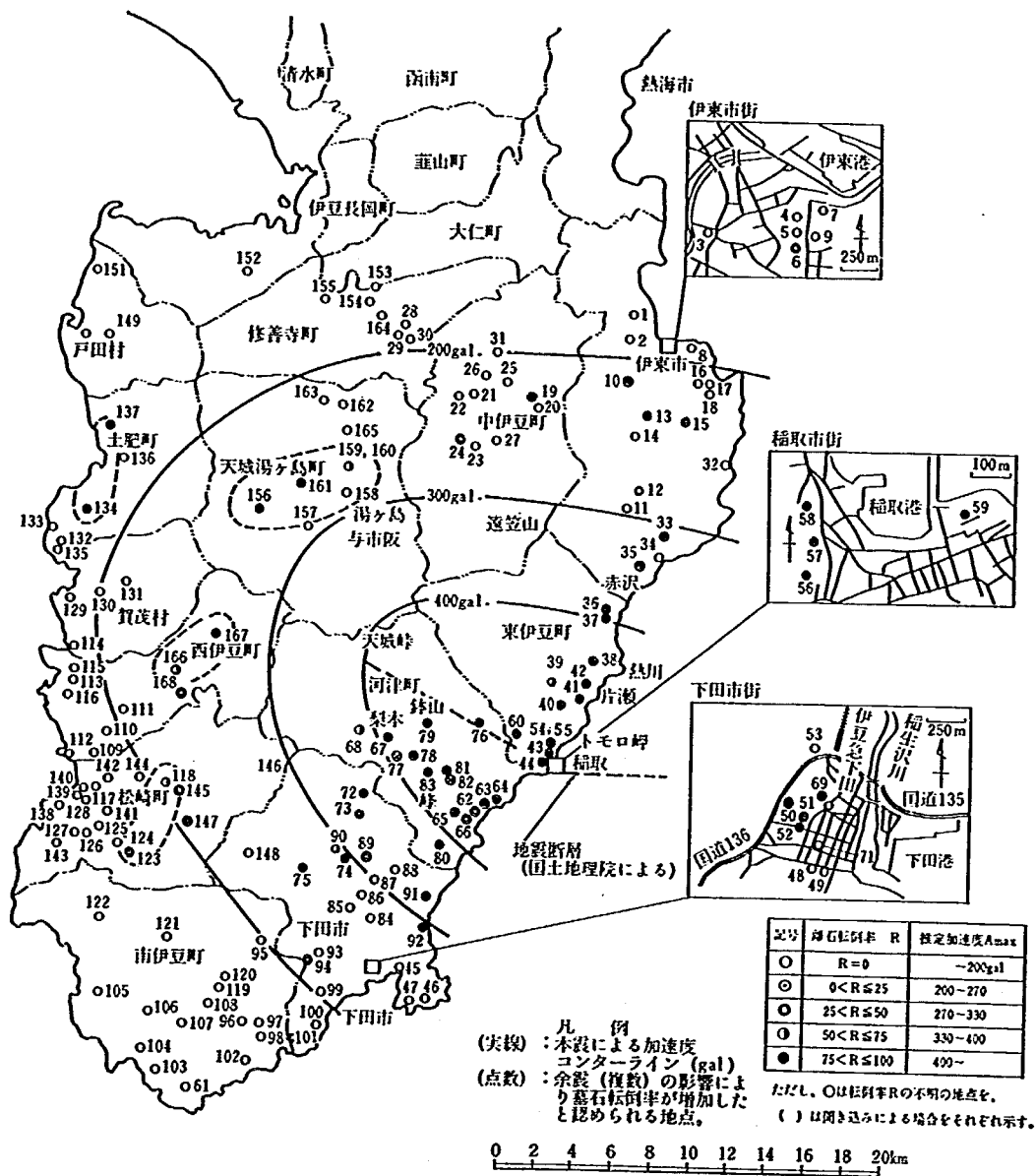


図-9 墓石の転倒状況から推定した最大加速度分布

た範囲にあった施設について詳細な全数調査がなされた。図-9に最大加速度分布を、図-10に施設のあった急傾斜地の分析を示す。

表-3に地震後の個所別防止施設の状況の一覧を示す。被害が見られた個所は、向井、湯ヶ野、梨本、野本であったが、いずれもごく局部的な被害であり、今回の地震

表-3 個所別防止施設の現況一覧表

番号	区域名	地質など	平均 斜面 勾配 度	斜面の 方位	地震横震方 位	推定 震度	工事施 工斜面 長	工作物ののり勾配	被害 状況	備 考	
1	向井	砂および 粘土	45	S	直下および SW~S	5.5~ 5.9	50m	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 井げた工 ブロック積み工 種子吹付け工 のり付工 種子吹付け工 擁壁工 煉り石積み工 種子吹付け工 擁壁工 のり付工 コンクリート吹付け工	1:0.3 1:1.0 1:1.0 1:0.4 1:0.4 1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:0.2 1:0.4 1:1.1 1:0.4 1:0.8 1:0.8	有	地震時の被害は地元の既設工作物
2	見高入 谷中村	砂および 粘土	30	SW	NW~NE SW~SE (ローリング)	5.5~ 5.9	30	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 井げた工 ブロック積み工 種子吹付け工 のり付工 種子吹付け工 擁壁工 煉り石積み工 種子吹付け工 擁壁工 のり付工 コンクリート吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:0.36 1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:0.6 1:0.8~1.0 1:0.5~0.6	無	
3	湯ヶ野	砂および 粘土	40	S	直下および SE	5.5~ 5.9	19	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 擁壁工 煉り石積み工 種子吹付け工 擁壁工 のり付工 コンクリート吹付け工	1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:0.2 1:0.4 1:1.1 1:0.4 1:0.8	有	
4	梨本	砂および 粘土	35	SE	直下および SE	5.5~ 5.9	20	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 擁壁工 煉り石積み工 種子吹付け工 擁壁工 のり付工 コンクリート吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:0.2 1:0.4 1:1.1 1:0.4 1:0.8	有	
5	須崎	凝灰質 砂岩	45	E~SE	SW	4.5~ 5.0	30	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 植生ネット工 擁壁工 のり付工 種子吹付け工 格子付工 植生ネット工 のり付工 モルタル吹付け工 土壌吹付け工 擁壁工 格子付工 種子吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:0.36 1:1.0 1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:0.6 1:0.8~1.0 1:0.5~0.6	無	
6	論田	凝灰質 砂岩	40	SW	SW	4.5~ 5.0	30	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 植生ネット工 擁壁工 のり付工 種子吹付け工 格子付工 植生ネット工 のり付工 モルタル吹付け工 土壌吹付け工 擁壁工 格子付工 種子吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:0.36 1:1.0 1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:0.6 1:0.8~1.0 1:0.5~0.6	無	
7	森山	凝灰質 砂岩	35	SE	SW	4.5~ 5.0	22	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 格子付工 植生ネット工 のり付工 モルタル吹付け工 土壌吹付け工 擁壁工 格子付工 種子吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:0.6 1:0.8~1.0 1:0.5~0.6	無	
8	前原	凝灰質 砂岩	65	SW	SW	4.5~ 5.0	30	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 格子付工 植生ネット工 のり付工 モルタル吹付け工 土壌吹付け工 擁壁工 格子付工 種子吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:0.6 1:0.8~1.0 1:0.5~0.6	無	
9	古山	凝灰質 砂岩	30	SW	SW	4.5~ 5.0	28	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 格子付工 植生ネット工 のり付工 モルタル吹付け工 土壌吹付け工 擁壁工 格子付工 種子吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:0.6 1:0.8~1.0 1:0.5~0.6	無	
10	小稲	輝石 安山岩	45	S	SW	4.0~ 4.5	30	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 擁壁工 のり付工 種子吹付け工 格子付工 植生ネット工 のり付工 モルタル吹付け工 土壌吹付け工 擁壁工 格子付工 種子吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:0.6 1:0.8~1.0 1:0.5~0.6	無	
11	前浜	輝石 安山岩	70	SW	SW	4.0~ 4.5	30	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 格子付工 植生ネット工 のり付工 モルタル吹付け工 土壌吹付け工 擁壁工 格子付工 種子吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:0.6 1:0.8~1.0 1:0.5~0.6	無	
12	大瀬	輝石 安山岩	35	SE~S NE~E NW	SW	4.0~ 4.5	16	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 格子付工 植生ネット工 のり付工 モルタル吹付け工 土壌吹付け工 擁壁工 格子付工 種子吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:0.6 1:0.8~1.0 1:0.5~0.6	無	
13	石廊	輝石 安山岩	60	SE	SW	4.0~ 4.5	10	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 格子付工 植生ネット工 のり付工 モルタル吹付け工 土壌吹付け工 擁壁工 格子付工 種子吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:0.6 1:0.8~1.0 1:0.5~0.6	無	
14	仲木	凝灰質 砂岩	50	N~NE	W~SW	4.0~ 4.5	36	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 格子付工 植生ネット工 のり付工 モルタル吹付け工 土壌吹付け工 擁壁工 格子付工 種子吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:0.6 1:0.8~1.0 1:0.5~0.6	無	
15	妻良	凝灰質 砂岩	45	NE	W~SW	4.0~ 4.5	32	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 格子付工 植生ネット工 のり付工 モルタル吹付け工 土壌吹付け工 擁壁工 格子付工 種子吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:0.6 1:0.8~1.0 1:0.5~0.6	無	
16	上河原	凝灰質角 礫安山岩	45	SE~S	W~SW	4.0~ 4.5	40	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 格子付工 植生ネット工 のり付工 モルタル吹付け工 土壌吹付け工 擁壁工 格子付工 種子吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:0.6 1:0.8~1.0 1:0.5~0.6	無	
17	西子浦	凝灰質角 礫安山岩	40	NE	SW	4.0~ 4.5	40	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 格子付工 植生ネット工 のり付工 モルタル吹付け工 土壌吹付け工 擁壁工 格子付工 種子吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:0.6 1:0.8~1.0 1:0.5~0.6	無	
18	平戸	砂および 粘土	50	S~SE	SE	4.5~ 5.0	20	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 格子付工 植生ネット工 のり付工 モルタル吹付け工 土壌吹付け工 擁壁工 格子付工 種子吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:0.6 1:0.8~1.0 1:0.5~0.6	無	
19	石部 田	凝灰質輝 石安山岩	50	NW~W	SW~W	4.5~ 5.0	61.8	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 格子付工 植生ネット工 のり付工 モルタル吹付け工 土壌吹付け工 擁壁工 格子付工 種子吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:0.6 1:0.8~1.0 1:0.5~0.6	無	
20	上道部	凝灰質輝 石安山岩	50	S~SE	W~SW	4.5~ 5.0	50	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 格子付工 植生ネット工 のり付工 モルタル吹付け工 土壌吹付け工 擁壁工 格子付工 種子吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:0.6 1:0.8~1.0 1:0.5~0.6	無	
21	明伏	礫混じり 土砂	45	W	SW~S	4.5~ 5.0	18	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 格子付工 植生ネット工 のり付工 モルタル吹付け工 土壌吹付け工 擁壁工 格子付工 種子吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:0.6 1:0.8~1.0 1:0.5~0.6	無	
22	野本	礫混じり 土砂	50	W~SW	SW~W	4.5~ 5.0	25	擁壁工 のり付工 種子吹付け工 格子付工 植生ネット工 のり付工 モルタル吹付け工 土壌吹付け工 擁壁工 格子付工 種子吹付け工	1:1.0 1:1.2 1:1.0 1:1.0 1:1.0 1:0.6 1:0.8~1.0 1:0.5~0.6	有	

(*) 震度については調査機関により若干異なる。

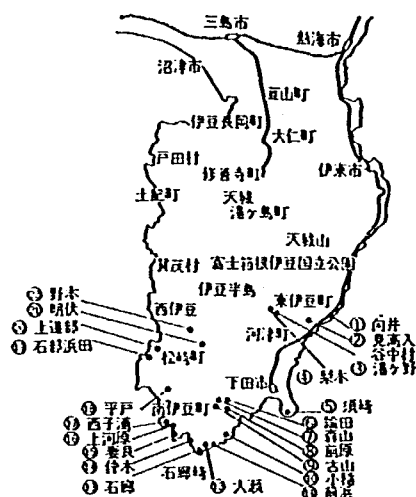


図-10 伊豆半島全図

については安全であったといえよう。特に向井の急傾斜地は、付近に活断層の存在が、地震後議論され、今回最も震度が大きかった地区にあるにもかかわらず、軽微の被害ですんだことは、入念に施工された急傾斜施設への信頼を高めるものであろう。以下個所ごとに被害の状況につき補足する。

向井：擁壁工については、継手部で5cm滑動した個所があった。また小段天端コンクリートに約5cmのずれが見られたが、これは、現場打ちのり枠の基礎とその下部の現場打ちのり枠の天端の間のずれである。枠工については、現場打ちコンクリート枠工の中に設置したプラスチック枠工が飛び出したり、沈下したりしたが、最大数cmのオーダーであった。また枠内の切土面から、礫の飛び出しが見られた。水路工については、縦水路の飛び出し、横ずれが若干見られた(図-11 参照)。

湯ヶ野：現場打ちのり枠工は被害はなく、わずかにクラックが入った程度であった。水路工については、現場打ちのり枠工の両サイドの縦水路が横ずれした。地山と接する面に十分な押えがなかった右側の縦水路の横ずれは最大30cmであったが、押えがあった左側の縦水路はほとんどずれなかった(図-12 参照)。

梨本：擁壁工が3cmぐらい前に傾いた個所があった(図-13 参照)。

野本：末端の小擁壁に縦クラックが入った。また流末

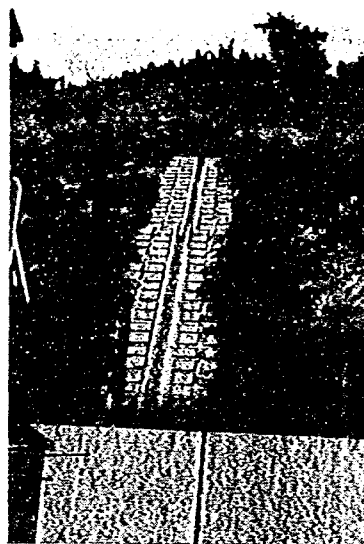


図-11 向井地区急傾斜地



図-12 湯ヶ野地区急傾斜地

水路が約3cm横にずれた個所があった(図-14 参照)。

道路でも、国道135号と主要地方道修善寺一下田線で被害が著しく、このうちでも特に斜面崩壊、のり面崩壊が目立った。

急傾斜施設および道路の斜面安定工の被害をまとめると次のような傾向が見られた。

- 1) 一部の例外を除き、程度のよいのり面保護工を施工した個所は、ほとんど被害を受けていない。コンクリート擁壁土、のり枠工、練り石積み工、練りブロック

表-4(a) (急傾斜地震災対策)

要素	番号	調査項目	項目区分	配点
素因要素	①	斜面高 (H_m)	$5 \leq H < 10$	3
			$10 \leq H < 30$	7
			$30 \leq H < 50$	8
			$50 \leq H < \infty$	10
	②	斜面勾配 (α)	$1:0.6 \leq \alpha$	7
			$1:1.0 \leq \alpha < 1:0.6$	4
			$\alpha < 1:1.0$	1
	③	オーバーハング	構造物のない斜面のオーバーハング	7
			構造物のある斜面のオーバーハング	4
			オーバーハングなし	0
④	斜面の地盤	斜面の表面に転石、浮石が多い	10	
		切土のり面に玉石が多い	7	
		風化、変質き裂の発達した岩	6	
		礫混じり土砂	5	
		風化、変質した岩	4	
		き裂の発達した岩	4	
		土 砂	4	
		粘 質 土	1	
き裂の発達していない岩	0			
⑤	表土の厚さ	0.5m 以上	3	
		0.5m 未満	0	
⑥	湧 水	あ り	2	
		な し	0	
⑦	落石、崩壊頻度	年1回以上	5	
		年1回未満	3	
		な し	0	
管理要素	⑧	斜面の異常、変状	あ り	a
			な し	c
	⑨	斜面安定工の異常、変状	あ り	a
			な し	c
	⑩	家屋等に被害を与えた落石、崩壊	あ り	a
		な し	c	
⑪	斜面上の有害行為	顕著である	a	
		若干見られる	b	
			c	
⑫	斜面安定工による斜面の安定度	やや低い	a	
		普通	b	
		高い	c	
参考要素	崩土の到達距離と家屋の配置		$L = \text{m}, H = \text{m}, L/H =$	
	その他特記事項			

斜面危険度判定基準

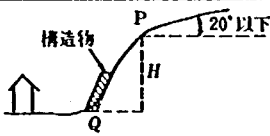
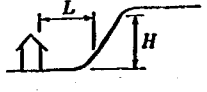
備	考
のり尻 (Q) から 20° 近傍の勾配変換点 (P) までの比高とする。なお、斜面に構造物があっても、それは対象外とする。	
①のP、Q間の平均勾配とする。 なお、①、②の項目は事前に大縮尺の地形図等で読んだ値を参考にして、現地では測距儀やクリノメーター、ハンドレベル等を用いて正確に測定する。	
岩の斜面などで一見してオーバーハングと見られるものを指す。土の斜面ではまずないと思われる。 なお、構造物のある斜面とはモルタル吹付け等で表面が覆われている斜面を指す。	
・ 斜面の地盤とは、表層土の下の 3～4 m 程度の深さの地盤を指す。 ・ 転石、浮石とは表面からはみ出しているものとする。なお、転石、浮石の大きさは、斜面表面での転石や浮石の密度が低い場合は直径 50cm 以上とし、密度が高い場合には 20cm 程度以上のものとする。 ・ 該当するのが二つ以上あると思われる場合は上位のもので採点する。たとえば概略が土砂からなり、表面に転石、浮石が多いものは 10 点とする。 ・ たとえば、長大斜面で表面が植生に覆われて転石、浮石が見えない場合でも、防止工の工法で落石に対する待受け工などが施工されているような場合、その工法からして転石、浮石が多いと判断する。	
表土とは表面の腐食土、有機質土を指す。ただし、表土下に、非常にルーズな崩壊土等があればそれも含めた厚さとする。	
常時見られる湧水を指す。	
家屋等に損傷を与えない程度の軽微な落石、はだ落ち、崩れ等を指す。なお、防止工が施工されている場合、防止工の完成以前のり尻は対象外とする。 なお、①、③、④に関しては、地区住民への聞き取りを行ない、被害記録等の既往資料と現地諸因を合わせて判断する。	
この場合の斜面とは表面が構造物（ネット工、植生工を省く）で覆われていない無保護斜面を指す。 異状、変状とは、クラック段差等の家屋などに直接重大な被害を与える崩壊につながるもの。	
異状、変状とは、クラック段差、はらみ出し等、家屋などに重大な被害を与える崩壊に直接つながるもの。	
過去に落石、崩壊等により家屋などに重大な損傷を与えた経緯のあるもの。なお、その後、満足な防止工が施工されていれば対象外。	
斜面高の範囲で盛土、水の放流、停滞、浸透等家屋などに重大な被害を与える崩壊を助長させるような行為。	
参考資料-2、設計図書、施工後の老朽化等を考慮して判断する。	
LおよびHの距離は左図のとおりとする。	
	
判断の根拠や斜面安定工の種別および「簡易な対策工で危険度の軽減が期待できる」のコメントを記入する。	



図-13 梨本地区急傾斜地

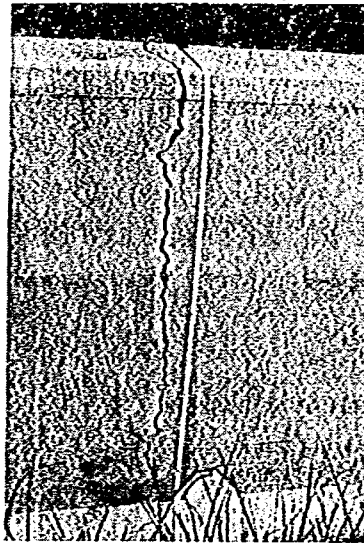


図-14 野本地区急傾斜地

積み工などがこれにあたる。石積み工、ブロック積み工で被害を受けているものは、空積み、もしくは腐込めコンクリートの薄い構造の擁壁である。

2) コンクリート吹付け工、モルタル吹付け工、落石防止網工、落石防止柵工なども有効に働いておりと見られる箇所が多数あるが、効果には限度があると判断される。

3) 擁壁によって盛り上げられた路体部に大きな沈下が

生じ、舗装が破壊している箇所が多い。

4) 水路工については、振動によるずれを防ぐため、両側面を十分に支える構造にすることが耐震上望ましい。

5) ロックフェンスについては、土中に支柱用の基礎コンクリートを設けて設置されたものには、支柱基礎コンクリートの若干の沈下が見られた。

6) 地震で損傷しなかったもの、あるいは損傷の程度が軽微だった斜面安定工は以下のものであった。

(i) 土圧を考慮した（設計に入っている）構造物（擁壁等）。

(ii) 安定している地山に密着していたもの、すなわち地震時に地山と一体となっていたもの（現場打ちコンクリートのり枠等、ただし、構造物自体も何らかの抑止効果を有している）。

(iii) フレキシブルな構造物、すなわち地震のエネルギーを変形により吸収したもの（井げた擁壁等）。

4. 地震時の急傾斜地の崩壊に対する危険度判定

降雨に対する危険度判定のやり方には、

① 従来の経験、資料をベースにした技術者の工学的判定

② 上記を整理して点数制という形で判定する

③ 数値化別解析などの統計的手法

④ 地盤調査

⑤ 上記をベースにして、計算により解析

があり、地震時の斜面安定についてもこれらを総合して検討することが望ましい。

4.1 経験、既往の資料に基づく判定

昭和49年5月伊豆半島沖地震、昭和50年4月大分県中部地震、昭和53年1月伊豆大島近海地震、昭和53年6月宮城県沖地震を通して、次のようなことがいえそうである。

① 雨に弱い斜面は地震にも弱いという傾向が一般に見られる。したがって、ある区域内の崩壊率といったもの、雨により斜面災害の多発する地域は、地

表-4(b) 急傾斜地耐震判定表

表-I

		素 因 要 素 点		
		13点以下	14~23点	24点以上
管理要素 ⑧~⑪	aが一つ以上	④	④	④
	bが一つあとはc	④	④	④
	全部がc	④	④	④

表-II

		表-I の判定		
		④	④	④
管 理 要 素 ⑩	a	A	A	B
	b	A	B	C
	c	B	C	C

表-III

ラ ン ク	A	B	C
内 容	危険度が高い	やや危険	危険度が低い

注) 1. 自斜斜面で全く斜面安定工がない場合は、管理要素の⑩を除いて表-Iで判定する。他の場合はすべて表-Iと表-IIにより判定する。

2. C判定された場合で

(i) 降雨に対する52年度検点でもCランクだった場合

(ii) 家屋とのり尻の距離が斜面高の半分以上ある場合
のいずれかを満足すればほぼ安全(C+)とみなす。

3. 防止工完了斜面でも、周辺状況等で判断し、素因要素の①~⑦の項目はすべて採点する。

震に際しても斜面災害が多発しやすい。

② 傾斜が急な斜面は弱い。特にオーバーハングしている斜面は弱く、雨に対しては安定しているオーバーハングした岩盤が、地震では崩落する例がときどき見受けられる。

③ 浮石、転石等がある斜面は弱い。

④ 斜面途中の盛土は崩壊しやすい。

⑤ 基盤の上の表土層や強風化層などが、基盤との境界で崩壊しやすい。これは、雨に対しても見られることである。

⑥ 山腹斜面などでは、降雨では浸透水が途中で斜面の表面に湧出する地点が崩壊の頭部になる例が多いが、地震時ではこの地点より上方の稜線あたりから崩壊する例が多い。

4.2 点数制による危険度判定

危険度判定法のうち、点数制は最も簡便な利点がある。降雨に対して現在使われている表IIをもとに、地震時の急傾斜地の危険度判定についても、既往の資料や経験的な知識をもとに表-4のような案が試みられている。

4.3 数値化判別解析による危険度判定

次に数値化判別解析について、新潟地震の資料で解析した結果を述べる。資料数は崩壊、非崩壊ともに81である。数値化した値は表-5に示す。的中率とは、すべての斜面の点数が計算され、ある点以上を崩壊グループ、ある点未満を非崩壊グループとした場合、崩壊斜面中崩壊グループに入るものおよび非崩壊斜面で非崩壊グループに入ったものの率であり、この場合66.7%であったり。

表-5 水準別得点表

カテゴリー			①	②	③	④	⑤
アイテム	縦断型		-0.40649	-0.32781	-0.03444	0.26225	
	横断型		-0.30373	0.17085	0.13667		
	傾斜角		-1.59393	-0.32415	0.68311		
	比高		0.50997	-0.16998	-0.29998	-0.38249	-0.53370
	樹高		0.25497	-0.16926	-0.57550		
	樹冠密度		0.19191	-0.09651	0		

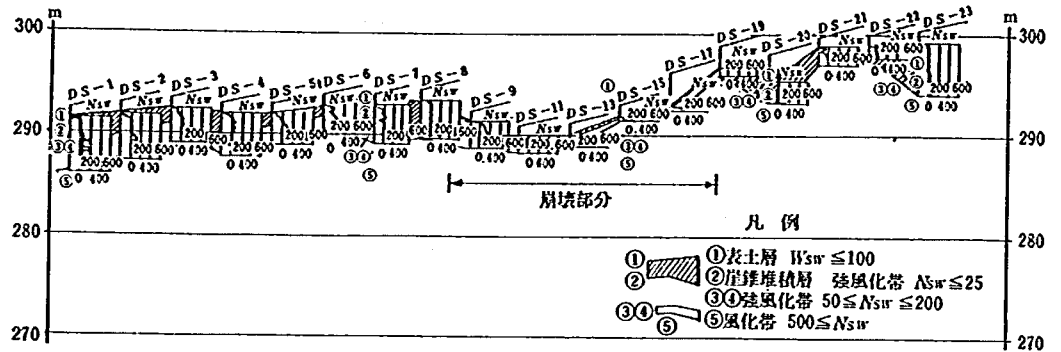


図-15 一般国道修善寺一下田線七滝近傍崩壊地スウェーデン式サウンディング貫入抵抗断面図
(崩壊地の横断方向)

要因の崩壊発生の判定に対するウエイトの大きさを調べるには各要因のレンジ（要因ごとに与えられた数値の最大値と最小値の差）を見ればよく、表-5では傾斜角、比高、縦断型の順で崩壊の危険度判定に関与していることになる。

4.4 地盤調査による危険判定

地盤調査については、次に触れるように地震時の崩壊個所の地盤を個々に調べた結果が報告されてきているが、全体として、強度と崩壊につき、とりまとめるまでには至っていない。図-15は、一般国道修善寺一下田線の道路沿いの斜面崩壊個所における横断方向の断面でのスウェーデン式サウンディングの結果を示す。崩壊した部分では $N_{sw} \leq 25$ の層が薄くなっていることがわか

る。このようなことは、降雨による崩壊地でも通常見られる。

4.5 計算による危険度判定

地震時に斜面が振動すると不規則に変化する慣性力が重力のほかに加わる。この動的外力によって安定が損なわれ、斜面がすべるといのが地震時の斜面安定の基本的な考えである。円弧すべりを考え、単純化するため内部摩擦角を0とし、図-16のような斜面が、半径 R で中心が O 点にある円弧形のすべり面に沿ってすべるものとする。静的状態における安全率 F_s は

$$F_s = \frac{\sum C_i L_i}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad \dots\dots\dots (1)$$

次に地震時の状態を考え、モーメントのつり合いと破壊条件とを式で表現すると、それぞれ、

$$\sum_i W_i x_i + \frac{a}{g} \sum_i W_i y_i = R \sum_i S d_i \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{S d_i}{L_i} \leq C d_i \quad \dots\dots\dots (3)$$

$x_i = R \sin \alpha_i$, $y_i = R \cos \alpha_i$ に注意して式(1)~(3)を組み合わせると、次の不等式が得られる。

$$\frac{\sum_i C d_i L_i}{\sum_i C_i L_i} \cdot F_s - 1 \geq \frac{a}{g} \frac{\sum_i W_i \cos \alpha_i}{\sum_i W_i \sin \alpha_i} \quad \dots\dots\dots (4)$$

この式(4)より、地震時の斜面安定は、三つの要素、すなわち静的安全率、地震加速度および土の静的強さが、地震時にどの程度低下するか (Cd/C_i) によって支配さ

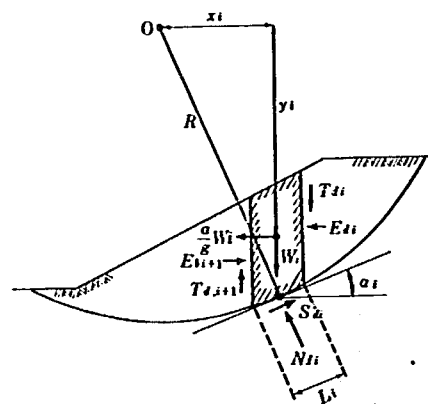


図-16 円弧すべり面による解析

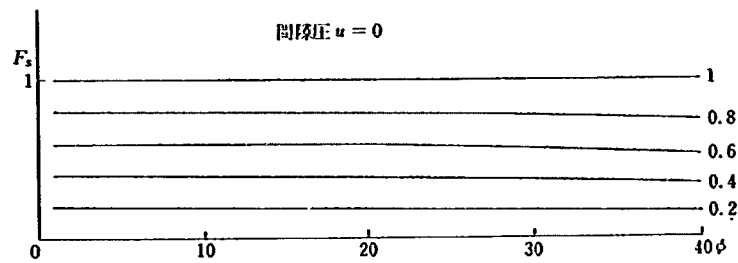


図-17

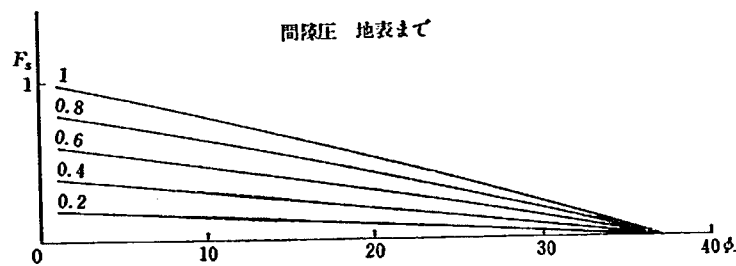


図-18

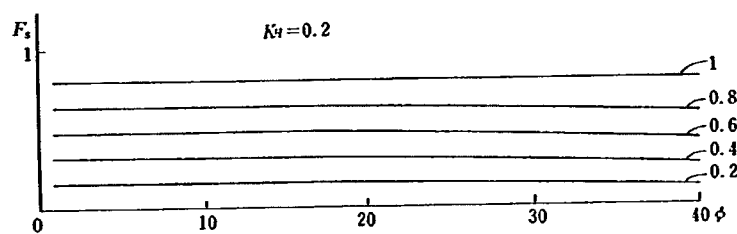


図-19

れることがわかる。

昭和49年5月の伊豆半島沖地震において発生した伊豆仲木地区の崩壊面を円弧すべり面に近似させ、地震力による安全率の低下と降雨による安全率の低下について試算し、比較検討を試みた。計算方法は、崩壊前の安全率を $F_s=1$ とし、内部摩擦角 (ϕ) を $0\sim 40^\circ$ まで変化させ、それに対応する粘着力 (C) を求め、これに対して地震加速度、間隙圧および粘着力の低下を見込んで計算を行なった。

図-17に示したものは、間隙圧 $u=0$ として強度低下のみを見込んで計算したものである。図中 1, 0.8, 0.6 ……は、強度低下の割合である。つまり1は強度低下な

し、0.8は粘着力 (C)、内部摩擦角 (ϕ) とともに、強度の8割を見込んだもので、以下も同様である。

図-18に示したものは、間隙圧を地表面まで見込んだものである。

間隙圧を見込まない場合は、 ϕ が高いほど多少低下する傾向はあるが、安全率はほぼ強度低下分だけ減少する。また、間隙圧を地表面まで見込んだ場合は、 ϕ が高いほど安全率は低下する。

図-19に示したものは、 $K_H=0.2$ を見込んで、さらに強度低下も同時に見込んだものである。図中1のとき、つまり強度低下を見込まない場合は、水平震度分だけ安全率は低下する。強度低下を見込んだものは、さら

に減少している。

次に降雨によるものと地震によるものとを比較してみると、間隙圧を見込まない場合は、地震のほうが危険度は高く、間隙圧を見込んだものは、 ϕ が8度付近でいずれの強度の場合も逆転しており、降雨によるほうが危険度は高く、 ϕ が高いほど、その差は大きくなる。現地踏査時の判断のベースとして、以上の計算を使うことができる。

また、不攪乱試料のサンプリングを行ない、強度定数 C 、 ϕ を決定し、Janbu の式で解析を行えば、地震加速度がどの程度のとき斜面が危険になるかを知ることができるという報告⁹⁾もされている。

その他、斜面をモデル化し有限要素法によって動的安定解析する方法も試みられ始めている。

5. あとがき

実態を整理している段階で、ここに述べたことも後日

訂正をすることがあるかも知れないと思っている。

貴重な資料を提供していただいた静岡県土木部砂防課の方々に感謝致します。

橋りょう等の構造の分野では、耐震設計に関してすぐれた手法が確立しているので、この分野の方々の御援助をお願いする次第です。

参考文献

- 1) 日本道路協会・道路震災対策委員会：道路の震災対策に関する調査報告(Ⅰ)；1979
- 2) 後藤保之：伊豆大島近海地震と急傾斜地敷の問題点；土木技術，Vol.34，No.8，1979
- 3) 中村二郎編：砂防・地すべり防止，急傾斜地崩壊防止施工法；山海堂，1978
- 4) 安江朝光，仲野公章：地震に対する急傾斜地の危険度評価；土木技術，Vol.34，No.8，1979
- 5) 東伊豆道路震災対策検討委員会：東伊豆道路震災対策検討委員会報告書；1979
- 6) 土質工学会編：土と構造物の動的相互作用

10. 地震災害と地形・地質

山地における事例を中心にして

芥川真知・吉中龍之進
安江朝光

土と基礎 Vol.28. No.6
1980.6

THE NEW YORK PUBLIC LIBRARY

ASTOR LENOX AND TILDEN FOUNDATIONS

1009 100th St. Astoria, Ore.

1901

1009 100th St. Astoria, Ore.

1901



地震災害と地形・地質

4. 山地における事例を中心にして

芥川真知* 吉中龍之進**
安江朝光***

4.1 ま え が き

地震による災害は、人口が密集している平野部・都市部では多くの人が直接被害を受けるので被害が強調されるが、山地部でも斜面崩壊や土石流による被害が多発し、しかも被害が人命に及ぶことが少なくない。地震による斜面災害の様相は国の内外を問わずかなり多くの例が報告されている。1年間でのある強度以上の地震発生頻度を日本と日本以外というふうにして比較すれば、日本以外で起こる地震の方がはるかに多く、また地質構造も単純なことが多いので、国外には大地震による単純大規模な斜面災害の例が見

られる。これに対し、我が国内で被害は小規模複雑ながら多くの人によって報告され、立地条件も明白で我々自身が体験し観察したものが多い。ここでは事象の紹介という意味から最初に国外の大規模被害の例をあげ、ついで国内の例とともに我が国で経験した地震による斜面崩壊の特徴に触れてみたい。

4.2 外国にみられる特徴的な斜面崩壊

地震動を引き金として生じる斜面破壊、及びそれによる土石流の事例は国外でも数多く、また斜面破壊の形式には種々のタイプのものが見られる。最も一般的な形式は斜面

表層の弱い部分や風化層が滑落するもの、あるいは急勾配の斜面に生じる崩落であり、他は個々の地点の地質・地盤条件に対応して生じる破壊形式である。以下では後者のタイプの斜面に注目し、外国特に南北両アメリカ大陸に最近発生して話題になったいくつかの事例について述べ、またこれらの事例から地震と斜面災害における地質・地盤条件の関連について検討する。

4.2.1 特別な岩盤構造に関連した事例

1959年8月、アメリカ合衆国モンタナ州でヘブゲン(Hebgen)湖地震(M=7.1)が発生し、付近一帯に多数の斜面崩壊が生じた。中でも震央から約27kmに位置するマジソン川左岸山腹の巨大な崩壊¹⁾は特筆すべきもので、合衆国における有史以来最大のものといわれる。

崩壊は地震とほぼ同時に起こり、約3800万m³が崩壊した。崩壊でマジソン川はせき止められ1週間後には深さ60mの湖が出現した。図-4.1(a)、(b)に地形と地質及び崩壊形状を示している。図-4.1(b)に見られるように崩壊の前後の地形の比較から、破壊面は円形に近くすべり面の深さは地表

から約120mであることが分かる。地山は先カンブリア紀のドロマイト、片岩、片麻岩からなり片理は谷側へ40°～

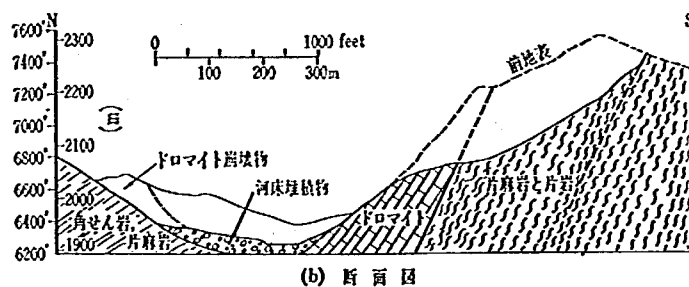
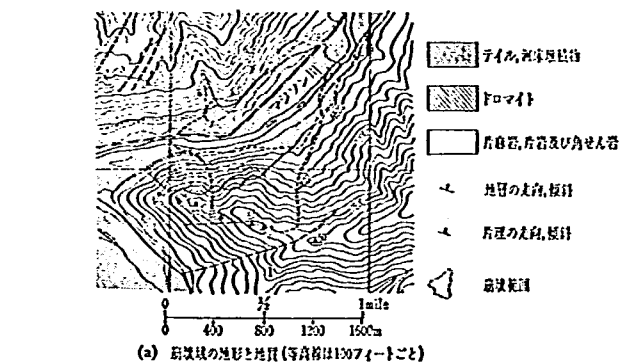


図-4.1 マジソン崩壊¹⁾(ヘブゲン湖地震)

*理博 埼玉大学教授 工学部 建設基礎工学科

**工博 埼玉大学教授 工学部 建設基礎工学科

***建設省土木研究所 念願地質研究研究室 室長

50° 傾いている。ドロマイトは割れ目の少ない良好な岩盤で表面傾斜角も 45° と急である。一方、片岩と片麻岩には割れ目が多く、部分的には破碎や変質を受け、深い所まで風化している所もある。この岩石の地表面の勾配は平均 27° と緩い。

図-4.1 の平面図及び断面図に見られるように崩壊はドロマイトが分布する背後の斜面に生じたこと、岩質の弱い片岩類を比較的強いドロマイトが“障壁”状にとめている部分に生じたことから、この巨大な崩壊の原因は特別な岩盤構造にあったと考えられている。すなわち、岩の強さからみて本来緩傾斜であるべき斜面が、特別な構造に支えられて一時的に安定を保っていたが、河川の浸食、岩盤クリープなどの変化を受け、更に地震により平衡が破れて崩壊したといえる。

以上の例は頻度としては少ないタイプのものと考えられるが、特別な岩盤構造があれば、巨大な山体が崩壊する可能性があること、また斜面の安定性の検討は表層の岩盤によるのみでなく、その背後の岩盤とその構造にも注目すべきであることが分かる。

4.2.2 地盤の液状化あるいは地震動による強度低下に関連した事例

斜面を構成する地盤に未固結の地層が含まれる場合によく見られる例である。1960 年のチリ地震 ($M=8.5$)、1964 年のアラスカ地震 ($M=8.5$) では大規模な斜面破壊が、また 1906 年のカリフォルニア地震 ($M=8.3$)、1971 年のサンフェルナンド地震 ($M=6.6$)、1975 年のガテマラ地震 ($M=7.5$) においても多くの例がみられる。以下ではその最も著しいチリ・アラスカ両地震の例を述べる。

チリ地震²⁾はチリの中・南部のレブー (Lebu) の近くの海底、深さ 50 km を震源とする地震で、前日の 5 月 21 日にも $M=7.5$ の地震があった。22 日の地震でレブー付近は 1.5 m 隆起、プエルトサーベドラ (Puerto Saavedra) とアंकド (Ancud) の間の 400 km は 1~2 m 沈下、またコンセプション (Concepcion) 市とアंकド市間の約 600 km 間は斜面破壊が多数生じ、沖積地盤上の都市は地盤破壊を伴う多大の被害を出した。斜面破壊の中でもアンデス山脈の東斜面に位置するレニウエ (Rinihue) 湖、プエウエ (Puyehue) 湖、ルパンコ (Rupanco) 湖の近傍では極めて大きな崩壊が生じた。この地域は更新世の氷河堆積物が厚く分布し河川がこれを切って段丘状地形を作る。またプエウエ火山の火山灰が分布する地域でもあり、すべり面からはアロフェンに富む粘土が見られている。

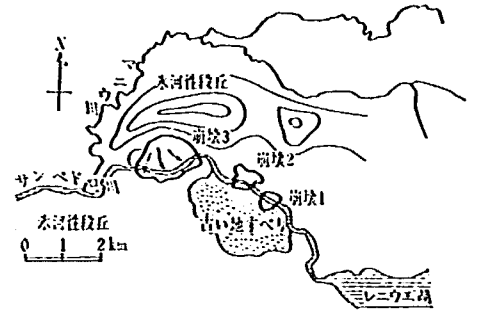


図-4.2 レニウエ湖の下流の崩壊²⁾ (チリ地震)

図-4.2 はレニウエ湖の近くの下流に生じた崩壊である。3 箇所うち崩壊 3 が最大で幅 1.5 km、土量 3000 万 m^3 、これが 5 分間ないしそれ以下のうちにごう音を発して崩壊した。土砂の移動は水平に約 300 m、落差約 20 m である。崩壊 2、崩壊 3 の崩壊は 1575 年の大崩壊地の中に再び生じたものである。崩壊物は河をせき止め深さ 26.5 m の湖を作った。崩壊 3 の地盤は氷河性の湖成堆積物である飽和シルト、粘土からなる。崩壊後、付近一帯から噴泥・湧水があり、末端からはシルト・粘土の絞り出しがみられた。崩壊原因は次に述べるアラスカのターナゲイン・ハイツのものと同様、軟弱層の液状化、振動による鋭敏粘土の著しい強度低下にあると考えられている。

新型の斜面破壊は 4 年後の 1964 年、アラスカ地震¹⁾で再び大規模に出現することとなる。アスカレッジの東南約 130 km のプリンス・ウィリアム・サウンドを震央とする $M=8.5$ のアラスカ地震が 1964 年 3 月に発生。強い振動の継続時間は 3~4 分である。アスカレッジ一帯は地盤や斜面の破壊が生じ著しい被害を出した。斜面破壊はニック (Knick) 及びターナゲイン入江の海岸斜面、シップ (Ship) クリークの段丘沿いに著しい。

種々のタイプの斜面破壊が生じたが、なかでも最も破壊的、かつ特徴的なものはブーツレッガー・コーブ粘土層 (Boot legger Cove 粘土) 中にすべり面のある斜面破壊であった。この種の最大規模はターナゲイン・ハイツ地域のもので斜面に沿う延長 2.6 km、幅は地震前の海岸線から陸側へ 370 m (西部)~180 m (東部)、またすべり出しは同じく元の海岸線から海側へ内陸側のすべり出し幅と同程度に広がった。海岸段丘の高さは約 20 m、斜面角は 26°~45° である。

破壊の形態はいずれの地域でも互いに類似したものである。比較的小規模で構造の理解しやすい一例を図-4.3 に

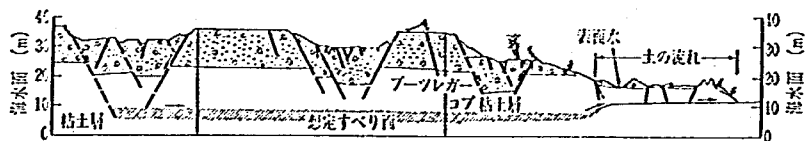


図-4.3 アスカレッジ、ガバメント・ヒルすべりの地質断面図¹⁾ (アラスカ地震)

示した。地盤構成はこの地域ではいずれも氷河性海成ないし河口堆積物(厚さ約200m)で、上層は粗粒土、その下がブーツレガー・コープ粘土である。この粘土層はシルト質粘土を主とし、1mm~数cmの葉理が部分的にみられる。またこの粘土層は3層に区分され、中間層が極めて鋭敏で強度も低い。すべりに関連した粘土層のせん断強さ c_u は0.2~0.7 kgf/cm²、特に想定すべり面付近は $c_u=0.15\sim0.4$ kgf/cm² 鋭敏比25~60が測定されている。

アンカレッジ市の地下は大部分がこのような地盤構成をもち、またこの地盤の部分に限って特徴的に図-4.3の形態の斜面破壊が生じた。破壊域の地表には著しい噴泥、噴砂がみられたこと、またブーツレガー・コープ粘土層の試料を用いた振動三軸実験の結果などから、この形式の破壊は粘土層中の砂・シルトの薄層に生じた液状化及び鋭敏粘土の地震動による著しい強度低下が原因と考えられている。図-4.3に示したブーツレガー粘土層中のすべり面に沿って上方地盤の側方移動が生じた。

土塊の側方への移動は地震動の停止後もなお数分間継続した。この事実からみて土塊の側方への移動は地震力によるものではなく、底面摩擦力を失った上部土塊が単に自由面へ向かって移動したものであろう。図-4.3にみられる正断層状の破壊面は側方移動の結果として生じたものである。

以上にみたターナゲイン・ハイツ型のすべりは、北欧でも(ただし地震によらない)、またサンフェルナンド地震の際のパン・ノーマン湖近くのすべり²⁾もこの型のものと考えられている。この場合、平面的には舌状で長さ約1 km、先端は湖に達しており地表面の傾斜角は1.5°~2.5°、また、噴砂・噴泥が各所にみられている。このように沖積層あるいは氷河堆積層の未固結層の地盤が、地震動を受け

て液状化あるいは強度低下を生じると地表面が極めて緩傾斜であっても、かなり大規模な斜面破壊が生じることがわかる。この問題は陸上に限らず未固結の海底地盤においても同様であろう。

4.2.3 大規模な土石流を伴った事例

1970年5月、ペルーのチンボート沖約30 km、深さ約50 kmの海底を震源として $M=7.7$ のペルー地震が発生した。ペルーの中西部約65 000 km² に甚大な被害があった。山間部のいたる所で斜面崩壊が生じ、また崩壊物は5カ所でせき止湖を作った。斜面災害の中でも極めて特筆されるものは、フアスカラン(Huascáran)山の北ピーク西面(標高5 500~6 400 m)に端を発した土石流である。被害の大きさ、流れの速さ、崩土量、走行規模などからみて史上最大の土石流と考えられている。以下この土石流の概要と被害の関連を述べる。

土石流の流出経路は図-4.4のとおりである。北ピークに発生した崩壊は約5 000万 m³ で大小の岩石片に氷を混じえる。氷河511上を約1 000m 降下し流路半ばにある緩斜面に出ていったん広がり、再びサクサ(Shacsha)溪谷で絞られる。これよりサンタ(Santa)川に至るまでの間に二つに分かれ、直進してランラヒルカ(Ranrahirca)の町へ向かうものと、一部が分岐して河床から230mの高さにある尾根をのり越えてユンガイ(Yungay)の町を直撃し、サンタ川に至るものとなる。土石流の大部分はサンタ川に出て停止するが、このとき土石流は数100mの河幅を横切り対岸へ83mの高さまでのり上げている。この土石流で18 000の人命が失われユンガイの町は壊滅状態になった。

土石流は流れの途中で土砂を混じえるが全体の50~10%は岩塊、その他砂、粘土分、氷塊からなる。運搬した岩石の大きいものはランラヒルカに7 000tの岩塊、ユンガイ

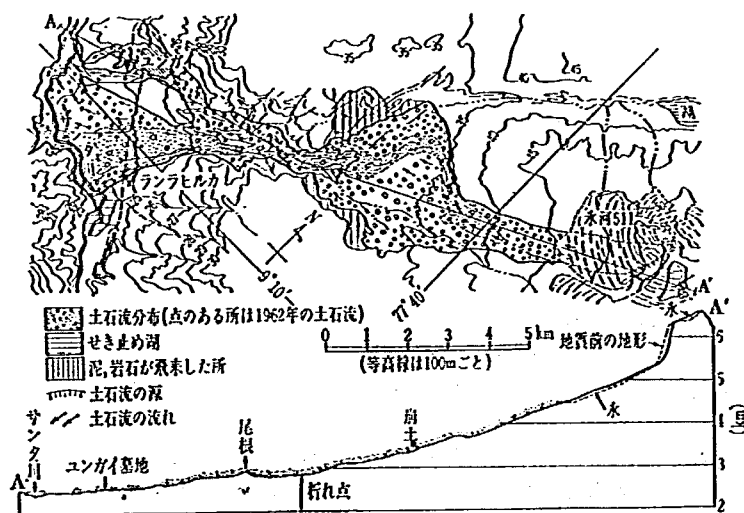


図-4.4 ペルー地震のフアスカラン土石流

表-4.1 近年の地震による斜面災害

昭和年月日	地震名	場所	マグニチュード	斜面災害
36. 2.27	日向灘地震	北緯 31°6′, 東経 131°9′	7.0	宮崎から薩摩に至る国分郡山南市宮土付近(落石) 鹿児島県末吉町通山付近(崖崩れ)
36. 8.19	北米濃地震	岐阜, 福井, 石川県境	7.0	九頭竜川水系打波川橋, 手取川水系牛首川橋, 庄川水系大田川橋に被害が大
38. 3.27	越前沖地震	越前沖沖約 20 km	6.9	敦賀市色久河川約 25~30m, 宮崎 20~30m の山崩れ, 地方道敦賀三河橋で落石, 国道27号線, 一般県道常陸三万線, 白木美濃線, 宇り西川橋
39. 6.16	新 潟 地 震	北緯 33°4′, 東経 139°2′	7.5±0.2	河川堤防の崩壊甚烈, 道路のり面崩落甚上沈下
43. 2.21	えびの地震	北緯 32°1′, 東経 130°43′	5.7	大山灰地帯(しらす)に山・崖崩れが多く, その被害箇所は, 宮崎県30, 鹿児島県11, 熊本県で30
43. 5.16	1968年 十勝沖地震	北海道根室沖 北緯 40°7′, 東経 143°7′	7.9	道路のり面崩壊及び盛土本体の崩壊, 河川堤防の決壊, き裂
47. 2.29	八丈島近海の 地震	八丈島の東北東約 140 km	7.0	100箇所, 延長 1 429m, 土砂量 9 256.1 m ³
49. 5. 9	1974年 伊豆 半島沖地震	北緯 34°6′, 東経 138°8′	6.9	石段等, 橋本, 前原地区で被害大 110箇所
50. 1.23	阿蘇山北東部 の地震	北緯 33°, 東経 131°1′ 阿蘇郡一の宮町手野付近	6.1	急いふなせ落石被害大
50. 4.21	大分県中津地 震	北緯 33°08′, 東経 131°20′ 大分県大分郡庄内町	6.4	道路の盛土部分すべり上方より面からの土砂崩落落石の被害大
53. 1.14	1973年 伊豆 大島近海地震	北緯 31°46′, 東経 139°15′	7.0	伊豆半島東部~中央部の急傾斜地に多数の落石崩落, すべりが発生した
53. 6.21	1973年 宮城 県沖地震	北緯 38°06′, 東経 142°24′	7.4	山・崖崩れ・被害箇所宮城県下 138, 福島県下 26, 岩手県下 22

に 6000t のものがある。これらの岩石の多くは崩壊源のネバドス フアスカラン (Nevados Huascarán) の西斜面にある花崗閃緑岩で硬い岩石であるが, 中には軟らかい岩石が含まれる。岩石の摩耗状態, 軟らかい岩石の含まれ方などから土石流の流動中は相互の摩擦はあまりなかったと推定される。

崩壊は地震時に発生し, 土石流が大音響と突風を巻き起こして走行し, 14.5 km を 2.5~3 分で走った。平均速度は 280~335 km/h, また最高速度は 450 km/h, サンク川に達した時は少なくとも 144 km/h であると見積られている。これらの速度は流路が急変した部分などでの岩塊の飛距離, 高い地形をのり越えるに要する速さなどから推定したものである。

土石流の流動性の指標を「全鉛直方向移動高さ H /全水平移動距離 L 」とすると, この土石流は $H/L=0.22$ である。参考までに過去の例をみると, 1881年のスイスのエルム (Elm) で 0.26, 1903年のカナグのアルパークで 0.26, また規模は小さいが多数の土石流を出した1971年9月の集中豪雨による千葉県下のものは 0.26~0.6 程度である。ただし, 後述する1923年の関東地震に伴う根府川の土石流は 0.2 より小さい。これらのデータから土石流の流動性の最高は $H/L=0.22$ 程度とみることができる。

本土石流の著しい高速性, 流動性の原因については種々の議論がある。しかし崩壊が西ピークの急斜面で生じて約 1000m 落下し, ついで約 22°の氷河上を 2000m 走った事実は重要であろう。土石流の中に混入した空気的作用, 地表面との間の空気層の形成などが考えられている。

この土石流災害で注目すべきもう一つの点は, 今回の土石流分布域が有史前に生じたより大規模な土石流の分布域

であること, 現にユンガイの町はその上に位置している。また1962年に地震によるものではないが, ほぼ同じ地点から土石流が発生しランラヒルカの町を含むかなりの範囲に被害を出し, 土石流の一部はユンガイとサクサ川の間の尾根を越える寸前であった事実がある。災害予測の上で重要な問題であろう。

4.3 我が国における地震動による斜面崩壊

我が国でも地震によるあるいはそれを発端とする巨大な崩壊や地すべりの記録や口碑はあちこちに残っているし, 地形上からそれが首肯されることもまれではない。近年は我が国では巨大な地震は起こっておらず, したがって目を覆うような被害も起きていないが, それでもこの20年足らずの間には, 表-4.1 に示すような地震を原因とする斜面崩壊が発生している。古い記録による顕著な土砂災害としては, 1891年の濃尾地震 (M7.9~8.4) と1848年の善光寺地震 (M7.4) があり, 前者では1万箇所以上, 後者では4万箇所以上の山崩れがあったとされている。1923年の関東大地震 (M7.9) は火災による被害が際立っているが, 斜面崩壊も多発しており, 特に丹沢~箱根地方ではおびただしい崩壊が発生している。この時発生した崩壊地は「関東震災荒廃林地復旧事業報告」によれば, 丹沢~箱根地方で約 8600 ha であったといわれる。これを崩壊率 (崩壊地面積を対象面積で除した値) にすると約 7% になる。崩壊率 7% という値は, 丹沢~箱根地方全体のものであり, 局地的には更に大きな値になっている。例えばこの地域内の中川国有林は約 5200 ha 中 1800 ha すなわち約 30% が壊滅的な被害を受けたという。しかもこの地震に続く雨によって崩壊は更に拡大したことが報告されている。この崩壊に関

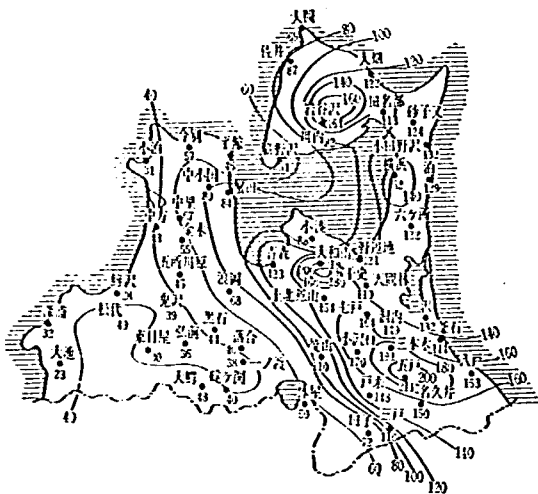


図-4.5 青森県雨量分布図（自 昭和43年5月12日9時
至 昭和43年5月15日9時）

連して特筆すべきことは根府川の山津波（土石流）である。これは根府川上流の山地に発した $1 \sim 3 \times 10^5 \text{ m}^3$ の土砂が、地震後5分くらいで根府川の部落に達し、埋没戸数64戸、死者406名を出し、駅に停車中の列車も押し流している。

1968年5月16日の十勝沖地震（M7.9）では、道路盛土、河川堤防でのり面崩壊と自然斜面の崩壊が目立った。被害の大きかったのは、八戸、三沢、野辺地などの青森県東部であったが、災害に影響したと思われる特殊条件として地震の直前に多量の降水があったことがあげられる。図-4.5から分かるように、青森県東部は震源に近いうえに、西部に比して多量の降雨量（100 mm から 200 mm）を記録している。この地方の年平均降雨量は 1300 mm であり、この降雨により、地震前に既に交通障害が発生していたといわれる。

1974年と1978年の伊豆半島での2回の地震では、いずれも斜面崩壊による被害が顕著であり、地震時の斜面崩壊の問題が重大視される契機となった。

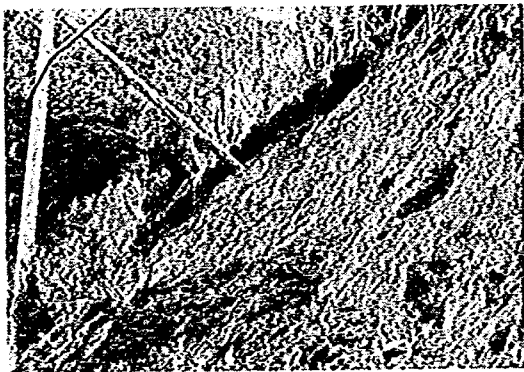


写真-4.1 伊豆半島沖地震による表土層滑落型崩壊の例（安江撮影）

1974年5月9日の伊豆半島沖地震はM6.9、気象庁発表による震度は石廊崎でV、斜面崩壊が多発した仲木、入間、落居、伊浜地区では、墓石の転倒状況より、水平310 gal、鉛直210 gal程度とされている。自然斜面崩壊の一般的形態は、降雨による崩壊と似ており、写真-4.1に見られるように表土層（腐植土を含み、草本類の根系の侵入している範囲）の滑落型が多い。ただ、降雨による崩壊は、斜面上部の地形変換点（浸透水の湧出点でもあることが多い）付近より崩壊する例が多いのに対して、地震時の崩壊は、それより上部のより緩い部分より崩壊する傾向がある。

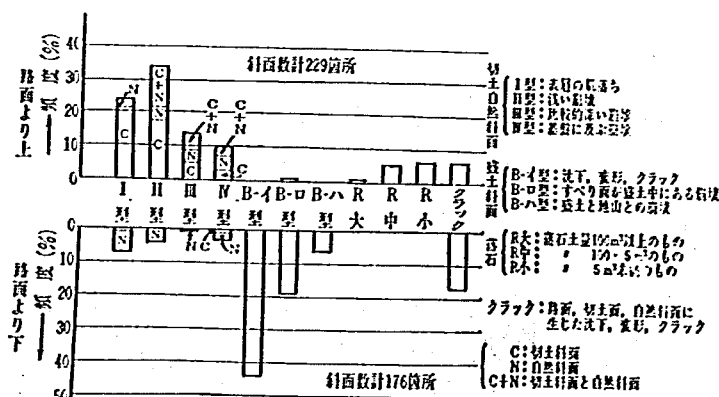
最も激甚な被災地となった仲木地区では、通称城畑山の山腹が崩壊し、それによって発生した約 $50,000 \text{ m}^3$ の土砂で民家16戸、町道小城廻線、普通河川小城川などが埋没し、死者27名を出した。この崩壊は全長約150m、比高約65m、幅50~70m、平均深さ約20mである。崩壊した部分は、表土、崩壊土及びその下の変質、風化した安山岩質凝灰岩（白浜層群）であり、崩壊面にはこの軟質の白色凝灰岩が露出していた（写真-4.2）。崩壊発生については、斜面に掘削されていた岩室に原因があるという説もあるが、この地点は元来大規模な崩壊につながる素因（地盤条件）を有していたにもかかわらず、誘因がなかったために崩壊をまねがれていたと考えるのが妥当であろう。すなわち、降雨により同じ規模の崩壊が起こるとすれば、それは地下水型の崩壊形態になる箇所であるにもかかわらず、地形的条件から大量の地下水が供給される構造になっていなかったためと考えられる¹⁰⁾。

1978年1月14日の伊豆大島近海地震はM7.0、気象庁発表による震度は大島でV、石廊崎、相代でIVであった。図-4.6に崩壊分布図を示す¹¹⁾。加速度分布と良い対応が見られる。海岸線沿いに崩壊が多いのは、表土の薄い海食崖の崩壊であり、岩塊の崩落も多かったが元来安全率が低かったものと考えられる。自然斜面の崩壊に関しては、伊豆半島沖地震よりも風化岩盤での崩壊が少なく、土砂状の地山の崩壊が多かったが、崩壊形態はほとんど同じであった。道



写真-4.2 城畑山の山腹の崩壊（安江撮影）

路沿いの斜面では、末端部に切土部を持つ斜面の崩壊が多かった。図-4.7は海岸線沿いの国道135号線と震度が大きかった地域を中心を通る主要地方道修善寺下田線に沿う斜面の被害の形態を調べたものである¹¹⁾。表層の肌落ちと浅い崩壊及び盛土の沈下で特徴付けられていることが分かる。東伊豆見高浜海岸から北西に約4km入った見高入谷七廻地区で、最大幅180m、比高約100mの大規模な斜面崩壊が発生した。斜面傾斜は下部でやや急で25~30°、上部で20~25°であり、杉やみかんの木が植えられていた。地層は地表より、表土及び褐色未固結火山灰層 50~100cm、淡褐色半固結粗粒スコリア層 50~100cm、暗褐色半固結砂質スコリア層 60~80cm、褐色半固結ローム層 120~150cm（最上部は有機物を含み軟らかい）、暗褐色半固結粗粒スコリア層~集塊岩層となっている。すべり面はローム層とスコリア層の境界あるいはその直下のローム層中にあると思われる。ローム層の強度が著しく低いこと、土中及び地表での木の根、生えぎわに根曲がりをはっきりと認め



られたこと、またその後の掘削工事によってこのローム層がスコリア層の上に繰返し現れている、すなわち過去にも繰返すすべりあるいはクリープによるローム層の乗上げがあったこと、また七廻近傍で同様な崩壊のあった大池地域では、逕急線上方の緩斜面上にすべりによる冠頂崖が少数みられたことなどから、これらの地区はもともとすべりに対する安全率が低く、過去にも部分的なすべりやクリープがあったとする意見が何人もの人によって出されている。

1919年12月26日の今市地震は直下型地震であったが、震源地である鶴鳴山の周辺に425箇所の崩壊を生じている。この地域を構成する岩石は、石英斑岩、花崗岩、安山岩、古生層、洪積層である。地震直後崩壊についての詳しい調査がなされているが¹³⁾、その結果から次のことが結論づけられる。すなわち、これらの崩壊は50~60°の斜面に多発し、りょう縁部に発生したものが約30%で最も多く、溪岸に発生したもの約19%がこれに次いでいる。崩壊分布をみると、多発した斜面はほぼ川沿いにある幅で直線状に並び、その数本の直線はこの地域の地帯構造と整合的である。地質別に崩壊土量の最も多いのは洪積層で全量の約72%に達するが箇所数の上からは30%に満たない。ここで洪積層としてまとめられているものは更に大きく2種に分かれる。一つは段丘砂礫層で他はスコリア（鹿沼土）とロームの互層である。段丘砂礫は川岸で急崖をつくることが多く、崖上部にクラックが入って欠落するものはその規模が小さいが、ローム・スコリアは比較的緩やかな斜面に厚く堆積し、その崩れは数mの厚さを持ち、面積も広くて崩壊の形態は移動速度の速いことを除けば地すべりにやや類似する。洪積層に次いで生産土量の多いのは古生層で、全土量の約15%あるが箇所数としては約39%に達し、1箇所当たり土量は洪積層に比べて格段に小さく、崩壊の型式も表層滑落型が多い。古生層もその中を細分して考えると砂岩やシャールスクインはやや深く土量も幾分大きい、珪岩やホルンフェルスは風化による表土の蓄積が薄いために浅く土量も

少ない。古生層について全土量の多いのは花崗岩で約9%、崩壊箇所数は22%強で崩壊規模は更に小さくなる。このように崩壊の規模・様式は母岩の岩質・風化・地形などの影響をも強く受けるものであることが分かる。

地震による斜面崩壊に関する国内外の幾つかの実例について述べてきたが、次に地震による崩壊の特徴、どういう点が豪雨による崩壊と似ているのか、あるいは異なっているのかについて触れてみたい。

土と基礎, 28-6 (269)

やや深い崩壊、地すべりの活動、大規模な深い地すべり性崩壊と、斜面の破壊やマスマーブメントのほとんどすべてにわたっているし、降雨との競合も明りょうに認められる。しかし降雨に比べてみると斜面の安定を害する営力の違いが崩壊のあり方に特徴を与えている点も見逃せない。

第1の問題として、落石は降雨でも地震でも発生する。しかし降雨によるものはパイピングや表流水による浸食で岩塊の下部が欠け、あるいは間隙圧が作用して岩塊が崩落する。大島沖地震による伊豆海岸の例では、強い震動によって既存の割れ目がばらばらに開いて岩塊がはなればなれになったり、土中に半ば埋まっていた岩塊が土中からほうりだされたように飛び出して大きい穴を残すというような例がみられる。

次に斜面全体をみれば、自然斜面は河岸浸食や海岸浸食によって形成され、時間の経過とともに風化、割れ目の発生、緩み、クリープなどによってその表面に劣化が起こり表土が生成する。このようにして徐々に安定度を下げていった斜面は、強い降雨や地震による一時的な急速な強度・応力の変化によって崩壊が起こり小康を得るが、やがて時間の経過とともに再び類似の現象の繰返しが起こる。したがって自然斜面の少なくとも表層の部分は、頻繁に起こる程度の降雨や地震に対して安全率が確保されているくらいで、極めて大きい安定度を保っているわけではない。だから見高入谷の崩壊で強調したように、地震前に既にかなり不安定で一種のクリープを繰り返していた斜面が崩壊することは決して不思議ではない。

道路建設などのために斜面を横断する掘削が行われると、このような不安定部の滑動をくいとめていた斜面下部からの反力を失い、大きい板状の表層土が動いて大崩壊の発端をつくり、それが急速に次々と波及してゆく。このような崩壊機構を考えると降雨と地震で弱化的プロセスが違っても明らかになる。風化し緩んで間隙比が大きくなった材料では、降雨による浸透水の増加でせん断強度が急速に低下する。また多量の浸透水による間隙圧の上昇もこれに加わって破壊にまで達する。透水性の大きい材料からなり、浸透水の供給に比して排水がよく、本来高い安全率を持たなかったにもかかわらず、このような急激な強度低下・間隙圧上昇が起こらず崩壊を免れていた仲木地区のような例は、厚い崩積土堆の中には時に見受けられる。

豪雨を原因とする崩壊は、緩みの著しい、わずかに谷型をした地形の所に発生しやすい。地震による崩壊は地下からのせん断波の伝播に対し、物性値が著しく違うために大きいせん断力が発生する風化層や表層の弱層を滑落面とすることが多く、また地表などの境界面からの反射波の重合、崖端のような自由端の影響など複雑な条件がからみ合っている。いずれにせよ滑落型のものでは表層がはがれやすく、はがれたものは容易に移動できなければならない。したがって周辺の拘束の大きい、そして豪雨時の崩壊履歴で安定

性を増している谷型の地形よりも、むしろ平衡型のあるいはやや凸形の地形の所に起こりやすく、また滑落面がしばしば風化岩盤の中に形成されるのを特徴とする。また一端が自由端になる崖頭の部分に崩壊が多いともいわれるが、これには風化やクリープなど別の原因が考えられないわけではない。今市や伊豆半島沖の地震では崩壊がりょう線近くから始まっていることが注目されたが、これは風化や緩みが著しいのに浸透水が少なく豪雨型の崩壊を免れていたことや、凸起した自由面で震動も大きかったことなどから、地震型の崩壊の一特徴と考えてよいだろう。

先にも述べたように、地震と降雨では強度安全率の低下のプロセスが異なるけれども、それらが競合すれば激しい様相を呈するようになる。降雨によって一次的に強度低下を起こした材料に強い振動が与えられても、あるいは強い振動によってクラックが入ったり局部破壊を起こして浸透が起こりやすくなった所に降雨による強度低下が加わっても崩壊はひどくなる。後者の場合の方が影響が長引くのは当然である。十勝沖地震の際の青森県下の崩壊は前者であり、後者も関東地震による丹沢の崩壊、新潟地震(1964年)後の羽越豪雨(1967年)による被害など多くの例がある。このような降雨の影響も加わっているのかもしれないが、崩壊の極値という見方をすると、豪雨によるよりは烈震によるものの方がはげしい様相を呈するようである。さきに述べた濃尾地震、善光寺地震、関東地震による崩壊の激しさは脅威的なものであったが、集中豪雨などの降雨による一般的な山地における崩壊率は1%前後であり、崩壊史上に収るような過去の豪雨災害でも、1953年有田川流域で1.22%、1959年木津川流域で2.08%、1961年天竜川流域で7.87%、1938年秋晴台風による六甲山の災害では、その中の再度谷流域約20haをとると413箇所10%であるという。地震を主原因とする丹沢山塊の崩壊中でも中川流域の崩壊率の10%とか30%とかいう数字が、いかに激しいものだったか分かるであろう。このような高密度の崩壊はカリフォルニア地震などでも発生している。

土石流の運動も地震によるものの方が降雨によるものよりも激しいようであるが前述したのでここでは省略する。

地震による崩壊の分布、規模、形態、頻度などが地質構造や岩質などの影響を強く受けるものであることはマジソン川や今市の例で述べた。見高入谷や今市の崩壊に共通するスコリアとロームの崩壊は、規模こそ違ってもえびの地震、阿蘇山北東部地震でも見られ、火山国日本の地震崩壊の典型とも言えよう。スコリアの崩落に伴って崩土は著しく体積膨張をして乾燥状態で急速に流れ、特徴的な泥流あるいは山津波を発生する。

図-4.7で見ると地震による崩壊、特に道路の変状を調査して、最も目につくのは未固結土の沈下である。盛土ばかりでなく自然に堆積した崩積土でもそれがある程度厚ければ、著しい沈下のために地山との間に段差とクラッ

クを生ずるのがむしろ普通である。人工的に入念に締め固めた粗粒のロックフィルダムでも地震時に 10cm 程度の沈下はするのであるから盛土、崩壊土の沈下は当然で、それが著しければ崩壊につながる。沈下に伴うクラックが震動によりあるいはその後の降雨によって更に発達すると崩壊になる。厚い崩壊土堆に発生すると地すべり又は地すべり状崩壊になる。この場合滑溜面は地山との境界ばかりでなく崩土の中にできることもある。崩壊時期の違いによる性状の違いや浸透水の浸潤による強度低下のためであろう。

1 枚の地層がすべり面を形成する、層すべりに近いものも知られている。前記のアラスカ地震では薄い未固結砂の流動や鋭敏性の高いシルト層での問題であるが、1914年の秋田地震の際には、はるかに小規模のものではあるが砂質頁岩中に挟まれた風化した凝灰質頁岩がすべり面になって何箇所かの層すべりを生じているし、1948年の福井地震での砂丘のすべりや679年の筑紫地震では神社や民家をのせたままこれらを破壊せずにすべった記録があり¹⁰⁾、規模の大きい緩速の地すべり状の崩壊が起こったことが推定できる。地震を契機とする地すべり運動の活発化の事例もあるが、どのような場合に地すべりが発生するか、活発化するかどうかという点までは現在では分かっていない。

地震によって生じた深い大規模な地すべり状崩壊の例はマジソン川の例ばかりでなく、我が国でも地震を契機とする歴史的な大崩壊が幾つか伝えられているが、その地盤の構造の詳細や崩壊がどのように準備され進行していったかが分かっているものはない。それほどのものでなくとも、地震によって山が崩れ川がせき止められた例は関東地震における震生湖ばかりでなく各地にその歴史が残っている。鬼怒川支流男鹿川海跡では、大崩壊によって生じた天然のロックフィルダムによって湖ができ、そのダムの開削に失敗した奉行の切腹や会津街道の那須回りう回路の新設など、一時この地方をゆるがした悲劇が伝えられている。こういう崩壊の地形痕跡は全国に決して少なくないし、崩壊が始まってから数10年、数100年間も続き、生長している例さえいくつもある。このようなものの中には二重山後地形のような極めて長期にわたって積み上げられていった不安定地形の地震による総決算のような破局的な結末もあるだろうし、降雨災害では容易にみられない崩壊の極値が大地震によって現出される例もあるだろう。近年ダムの開発が進んで、貯水池内に大型地すべりがあるとするとダム建設が見送られていたような所にも調査が進められるようになり、今では安定している大きい地すべり地形に長い横坑が掘られ調査が進められるようになった。その結果、流れ盤状の一つの弱面を境にして、その上盤側が緩んで行く状況が幾つか観察されている。また、大きい岩すべりではすべり面

より基盤側もある厚さで緩んでしまい、そこに次のすべり面が準備されてゆくことなども分かってきた。このような深い弱面は普通は降雨の影響を強く受けないはずなので、その活動は地震を引き金にするケースが多いと考えられる。マジソン川でもこのような滑溜面の準備が長期間かけて進んでいたと思う。

降雨の影響を伴わない地震による斜面災害の特徴の一つに砂やシルトの振動による流動化や、鋭敏性の高い粘土の震動による顕著な強度低下が原因となる崩壊がある。我が国では未固結のこの種の堆積物は広く海岸平野を形成していて、噴砂・噴泥を伴う種々の地震災害の原因になっている。しかし海岸平野の背後の丘陵はより古い洪積層よりなり、このような不安定な材料で構成されている例は少ない。したがって、チリ地震やアラスカ地震でみたような顕著な地すべり状の大崩壊の経験はない。ただ海岸平野の最先端にある海岸砂丘にはこの種の崩壊が発生した可能性のあるものが幾つか見られる。

参考文献

- 1) Hadley, J.B.: Landslides and Related Phenomena Accompanying the Hebgen Lake Earthquake of August 17, 1959, USGS, Prof. Paper 435, pp.107-135, 1961.
- 2) Duke, C.M. and Leeds, D.J.: Response of Soils, Foundations and Earthstructures to the Chilean Earthquake of 1960, BSSA, Vol.53, No.2, pp.309-357, 1963.
- 3) Hansen, W.R.: Effects of the Earthquake of March 27, 1964 at Anchorage, Alaska, USGS, Prof. Paper 542-A, 1965.
- 4) Seed, H.B. and Wilson, S.D.: The Turnagain Heights Landslide, Anchorage, Alaska, ASCE, SM4, 1967.
- 5) USGS: The San Fernando, California, Earthquake of February 9, 1971, USGS, Prof. Paper 733.
- 6) Plafker, G., Erickson, G.E., and Concha, J.F.: Geological Aspects of the May 31, 1970, Peru Earthquake, BSSA, Vol.61, No.3, 1971.
- 7) USGS: The Guatemalan Earthquake of February 4, 1976, USGS, Prof. Paper 1002.
- 8) 打萩珠男: ひと雨による山腹崩壊について, 新砂防, 79, 1971.
- 9) 小杉芳正: 1923年関東大地震による根府川山津波, 地震, Vol.23, 1979.
- 10) 安江朝光・服部泰英: 地震断層と斜面崩壊との関係に関する研究, 1974年伊豆半島津波地震に関する特別研究報告書(科学技術庁研究調査局), 1975.
- 11) 道路震災対策委員会: 道路の震災対策に関する調査報告(1) —1978年伊豆大島近海地震災害, 日本道路協会, 1979.
- 12) 建設省土木研究所機械施工部土質研究室: 1978年1月, 伊豆大島近海地震による見高入谷地区斜面崩壊に関する調査土木研究所資料第1432号, 1978.
- 13) 反町雄二: 地震による斜面崩壊の実態, 土木技術資料, Vol.20, No.12, 1978.
- 14) 小出 博: 山崩れ, 岩波全書.
- 15) 栃木県土木部砂防課: 今市地震による行川黒川大戸川流域崩壊調査書, 昭和26年6月.
- 16) 永盛峰雄他: 1968年十勝沖地震調査速報, 土木技術資料, Vol.10, No.8, 1968.

(原稿受理 1980. 3. 8)

11. 斜面安定に用いるアンカー I

安江朝光・石川芳治

第25回土質工学シンポジウム
1980.11

斜面安定に用いるアンカー工

建設省土木研究所

安江 朝光
石川 芳治

§1 まえがき

近年、斜面安定工事において現場打コンクリート枠工、擁壁工等の安全を高める目的でアンカー工を併用する場合が増加している。しかしながらアンカー工は比較的历史が浅く、斜面安定工事において永久的な構造物として使用する場合には未解決の問題が多い。

斜面安定工事におけるアンカー工の設計・施工・試験に際し、特に重要な問題として次の8項目が挙げられる。①地盤の違いによるアンカー耐力の算定方法 ②定着荷重の長期にわたる変化 ③初期定着荷重の決定方法 ④打設されたアンカーの試験による適否判定方法 ⑤斜面安定工におけるアンカー工の効果の算定方法 ⑥アンカーのグループ効果 ⑦引張鋼材・定着鋼材の防蝕 ⑧以上の項目を考慮した上での総合的な安全率の検討 ここでは主として①～⑤の項目について考察してみたい。

§2 アンカー引抜及び緊張力減少試験

2.1 試験地点の概要

今回の試験ではアンカー引抜試験および緊張力減少試験(クリープ試験)を千葉県夷隅郡御宿町(A試験地)および勝浦市(B試験地)で行った。両試験地の地質は共に第三紀新第三紀の上総層群下部の浪花、勝浦層と呼ばれる砂岩と泥岩の互層の堆積層である。

2.2 試験アンカーの概要

A試験地では引抜試験としてアンカー3本、B試験地では緊張力減少試験としてアンカー2本、計5本のアンカーを設置した。A試験地のアンカー引張材には鋼棒のひすみを測定する目的で1本当り左右4対計8枚の防水型ストレーンゲージを貼付した。その他の概要を以下に示す。

(1)アンカー引張材……材質：PC鋼棒、鋼材長：6m、鋼材耐力：87tf、鋼材断面積：804mm²、鋼材弾性係数：21,000 kgf/mm²

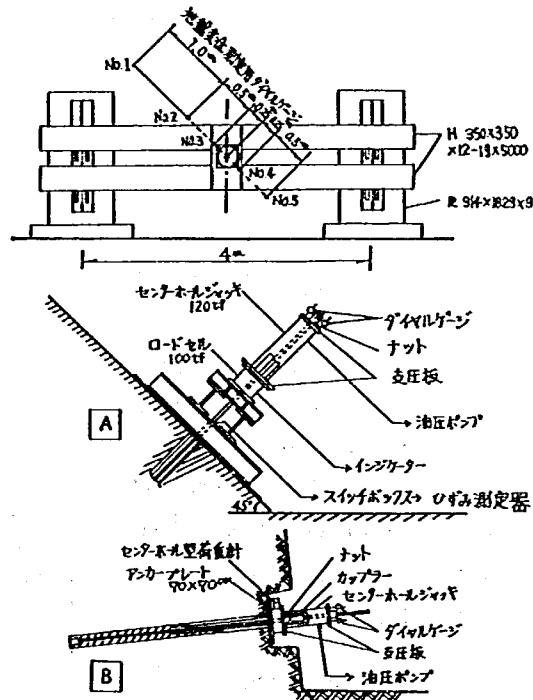


図-1 A, B試験装置概要

Anchors to Stabilize Slopes;
Tomomitsu Yasue and Yoshiharu Ishikawa

(2)アンカー一体……削孔長：4m, 削孔径：101mm, 引張材定着長：2m

(3)グラウト……セメントモルタルの配合：水：早強セメント：砂：無収縮材

1：0.5：0.5：0.05(重量比)

フロー値：18±2秒, 強度： $\sigma \geq 200 \text{ kgf/cm}^2$, グラウトは加圧によるアンカー耐力の増加の影響を除くため無加圧注入とした。

2.3 試験装置の概要

A試験地における引抜試験とB試験地における緊張力減少試験の試験装置の概要を図-1に示す。

2.4 試験結果

(1)地盤調査結果……A, B両試験地におけるボーリングコア観察による土質柱状図と孔内横方向載荷試験(プレシオメーターテスト)の結果を図-2および表-1に示す。

(2)引抜試験結果……A-1のアンカーの引抜試験における繰り返し載荷曲線およびアンカー頭部の荷重変位曲線および弾塑性曲線を図-3に示す。

(3)周辺地表面変位量……A-1, 2, 3のアンカー周辺の地表面変位の測定結果を図-4に示す。また、アンカー体を引き抜いた後も周辺地盤にはクラック等の発生はみられなかった。

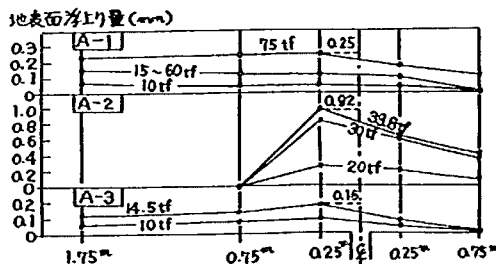


図-4 地表面変位量曲線

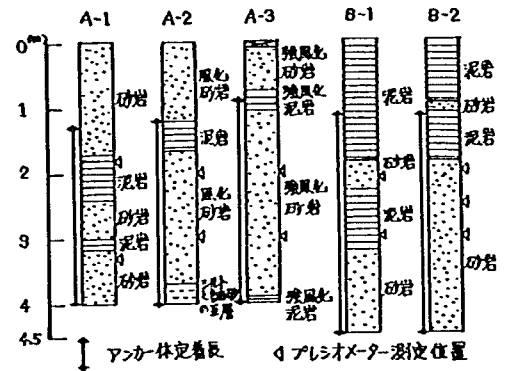


図-2 試験地点地質柱状図

表-1 孔内横方向載荷試験結果

試験地点	変位量 (mm)	土質	P_0 (kgf/cm ²)	平均	P_{10} (kgf/cm ²)	平均	E_{10} (kgf/cm ²)	平均
A-1	1.85	泥岩	3.10	4.45	32.6	22.65	3892.5	2820.2
	3.30	砂岩	5.80	12.70	7.60	7.33	1747.8	158.5
A-2	2.00	風化砂岩	2.05	1.53	7.60	7.33	158.5	166.8
	3.00	砂岩	1.00	0.53	7.60	7.33	175.0	107.7
A-3	2.00	砂岩	0.55	0.53	1.75	2.25	67.3	148.1
	3.00	砂岩	0.50	0.53	2.75	2.25	148.1	23817.4
B-1	2.10	砂岩	6.30	6.30	31.00	—	6267.8	4421.2
	3.00	泥岩	6.30	—	—	—	41366.9	40435
B-2	2.00	砂岩	2.49	3.16	—	—	4421.2	3650.4
	2.50	砂岩	4.50	3.16	35.00	—	40435	2486.6
	3.00	砂岩	2.50	—	45.00	—	2486.6	—

* 下限降伏値(自生土圧)

** 上限降伏値(流動圧)

*** $P_0 \sim P_6$ の区間より求めた地盤の変形係数

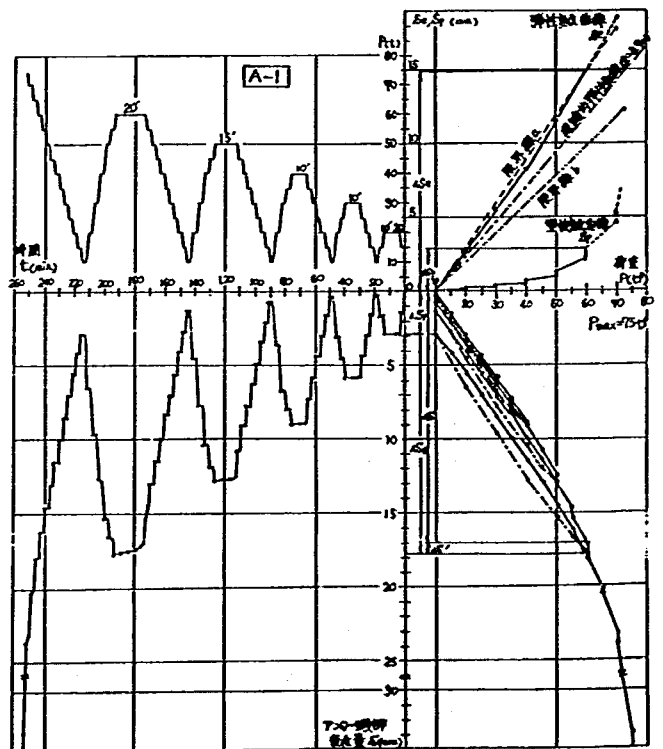


図-3 アンカー引抜試験結果(A-1)

(4)クリープ変位量……A-1, 2, 3のアンカーの処女荷重におけるクリープ変位量と時間の関係を図-5に示す。この直線の傾きは各荷重段階でのクリープ速度を表わし、 ΔK として次式で表わされる。

$$\Delta K = \frac{\Delta z - \Delta 1}{\log t_2 / t_1}$$

次に $\log \Delta K$ とアンカーの極限引抜力に対するその時の引張荷重の割合 (P/P_{max}) との関係を図-6に示す。この性質を利用して図-7を用いればクリープ速度 ΔK により

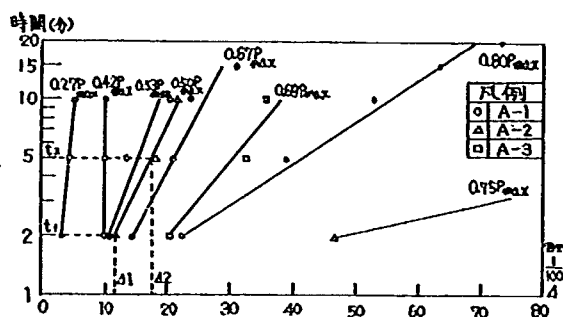


図-5 時間とクリープ量の関係

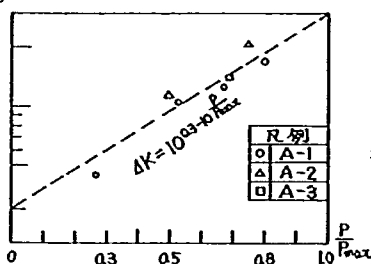


表-2 アンカー試験結果総括表

試験地	アンカー傾角 α	引張材長 $L_s(m)$	アンカー長 $L_A(m)$	アンカー体 定着長 $l_f(m)$	引張材 自由長 $l_{sf}(m)$	引張材 定着長 $l_{sa}(m)$	アンカー径 $D_A(mm)$	極限 引抜力 $P_{ug}(tf)$	引抜力係数 τ_1	引抜力係数 τ_2	定着力 $P_d(tf)$
A-1	45°	6	5.9	3.2	2.7	3.9	2.0	0.11	75.0	8.0	10.9
A-2	°	6	5.9	3.1	2.8	3.9	2.0	0.12	39.8	3.8	5.3
A-3	°	6	5.9	2.8	3.1	3.9	2.0	0.12	15.0	1.3	2.0
B-1	10°	4.35	4.25	0.9	3.35	2.25	2.0	0.11	—	—	20.0
B-2	°	4.35	4.25	0.9	3.35	2.25	2.0	0.11	—	—	20.5

* 実測値

** $\tau_1 = P_{ug} / 10\pi l_a D_A$

*** $\tau_2 = P_{ug} / 10\pi l_{sa} D_A$

図-7 クリープ速度(ΔK)によるアンカーの判定

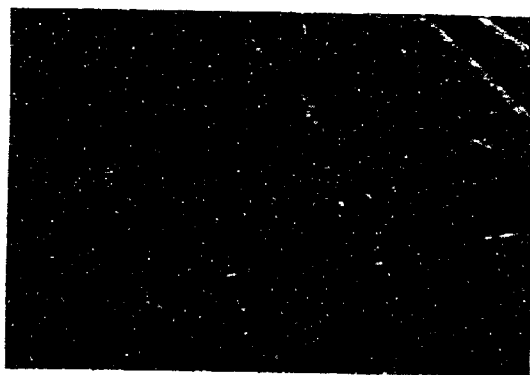


写真-1 アンカー体引抜状況 (A-3)

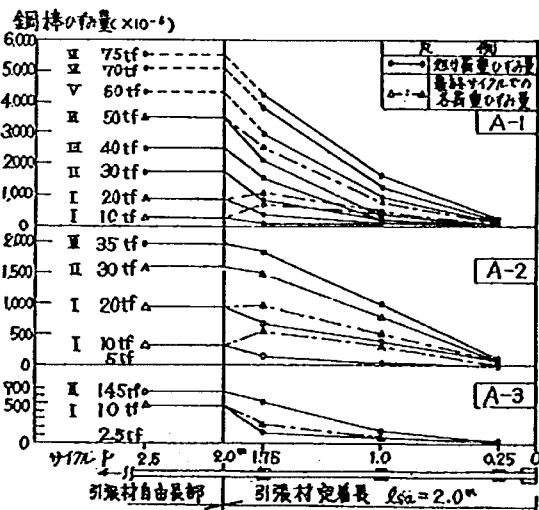


図-8 鋼棒ひずみ量分布曲線



写真-2 緊張力減少
試験計器設置状況
(B試験地)

打設されたアンカーの適否を、引張試験により判定できそうである。

(5)アンカー体の周面付着応力…… A・B両試験地におけるアンカー試験結果の総括表を表-2に示す。また孔内横方向載荷試験で得られた強度定数とアンカー体の周面付着応力との関係を図-9に示す。

(6)引張鋼棒ひずみ量分布…… A試験地における引張試験時の各荷重段階での引張鋼棒のひずみ量分布曲線を図-8に示す。

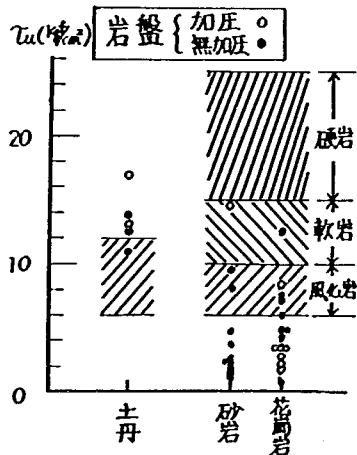


図-12 岩盤の周面摩擦抵抗

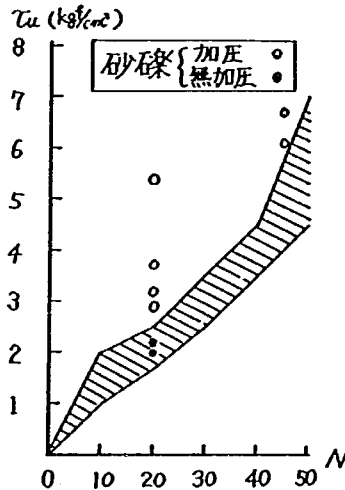


図-13 砂礫の周面摩擦抵抗

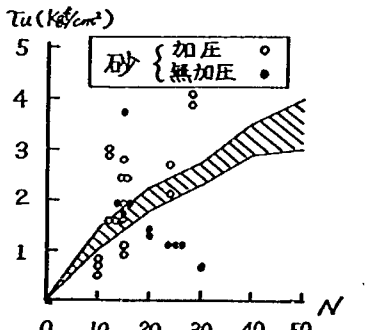


図-11 砂の周面摩擦抵抗

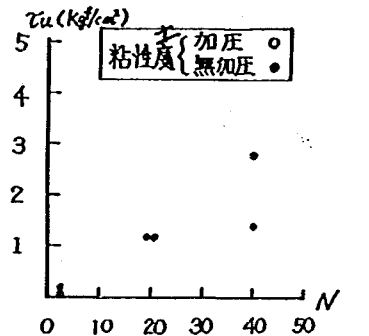


図-14 粘性土の周面摩擦抵抗

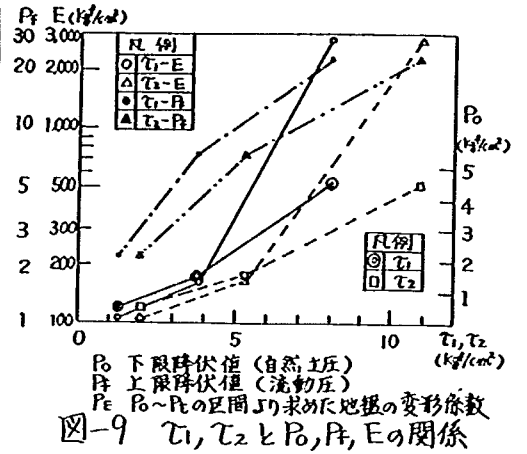


図-9 τ_1, τ_2 と P_0, P_1, E の関係

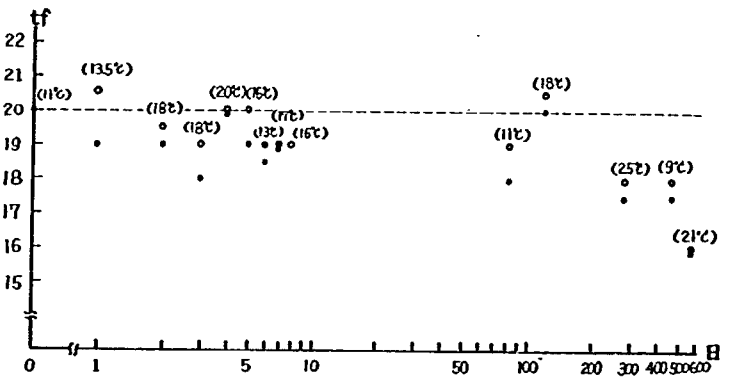


図-10 アンカー緊張力変化測定結果

(7)緊張力減少試験結果……一般にアンカーの初期緊張力(初期定着荷重)は時間の経過につれて、鋼材のリラクゼーション、地盤の変形、構造物の2次変形等により減少する。このような緊張力の減少が大きいと、特にアンカー工を斜面安定工などの永続構造物に用いる場合には、アンカーによる斜面安定効果に重大な影響を与える。今回B試験地に設置した2本のアンカーについて、写真-2に示すように、アンカー頭部にセンターホール型荷重計(油圧式)を設置し、アンカーの緊張力の経時変化を測定した。この結果を図-10に示す。

このような緊張力の減少試験はこれまで野口²⁾らにより行われてきており、その結果、緊張力の減少率はアンカー設置地点の地盤、岩盤の地耐力に左右され、また緊張力の極限引抜力に対する割合の大きさにも左右されると推定されている。今回、B試験地のアンカー体の極限引抜力はA試験地との比較から100t前後と推定されるので、初期緊張力は極限引抜力の約2割程度と考えられる。今回の測定結果より緊張力の減少率は約1年半経過した時点で約2割であった。

§3 既往の文献によるアンカー周面の摩擦抵抗の検討

既往の文献³⁾および当研究室によるアンカー引抜試験の結果を用いて、グラウト型アンカーのアンカー体周面の極限摩擦抵抗(T_u)を加圧と無加圧および定着地盤岩盤により分類して整理した結果を図-11, 12, 13, 14に示す。これらの図中の斜線部は、土質工学会編『アース・アンカー工法』に示されている加圧型アンカーでのアンカー体周面摩擦抵抗の値を示している。

図-11, 12より、砂および岩盤に定着されたアンカー体の極限周面摩擦抵抗

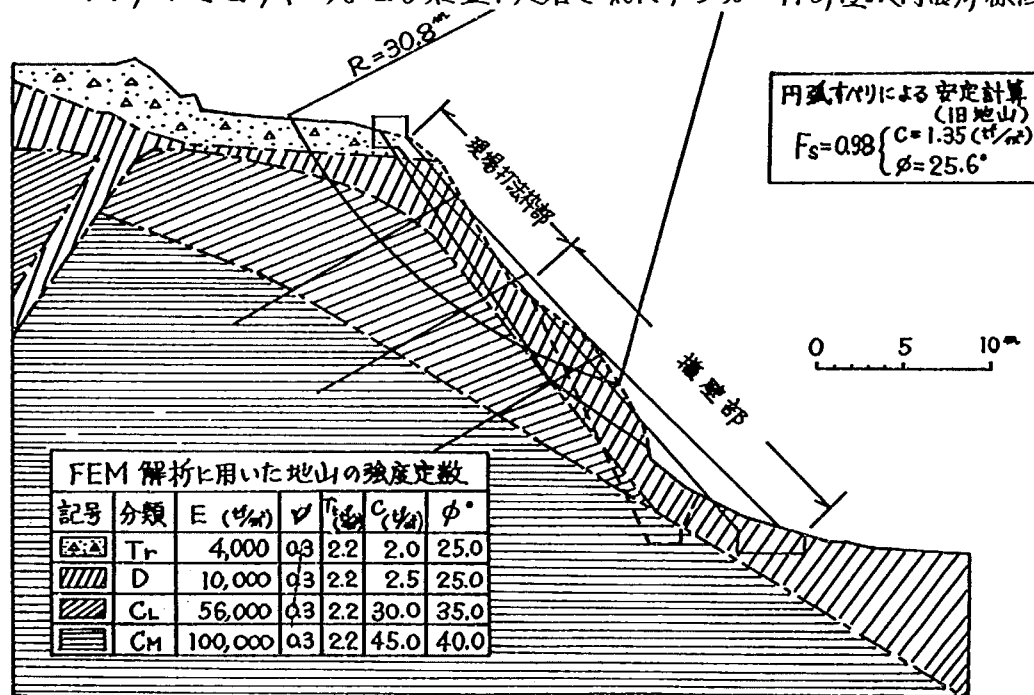


図-15 対象斜面の岩盤区分と強度定数

はバラつきが大きく、前述の「アース・アンカー工法」に示されている値よりも小さくて見られる。

このようなことから今後、アンカー体の極限周面摩擦抵抗と設置した地盤・岩盤

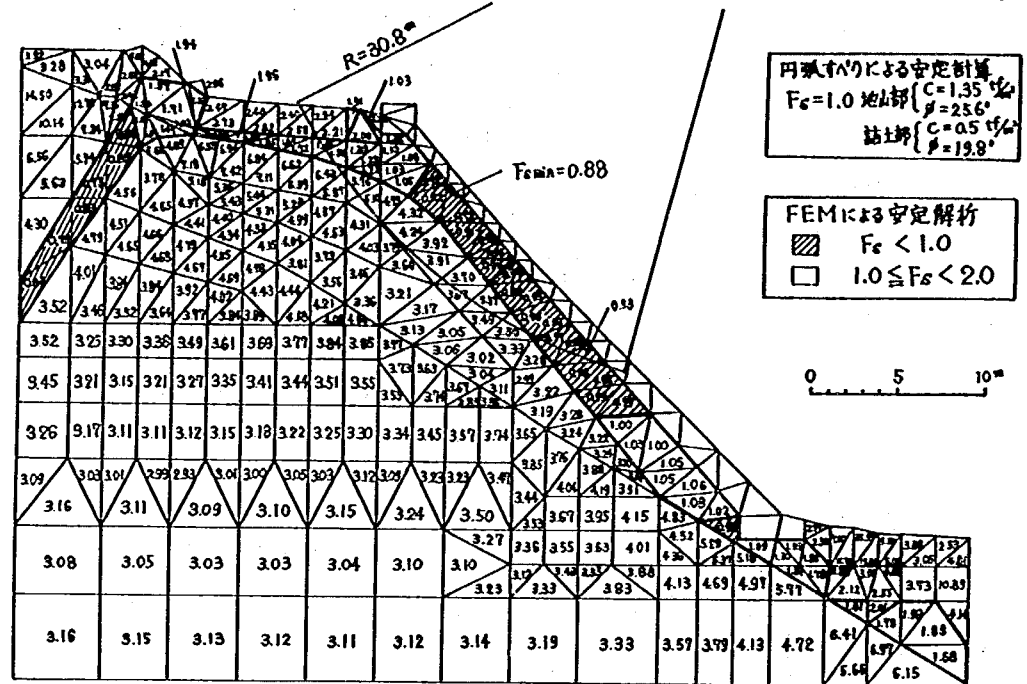


図-16 擁壁工・法枠工のみ施工した場合の点安全率分布

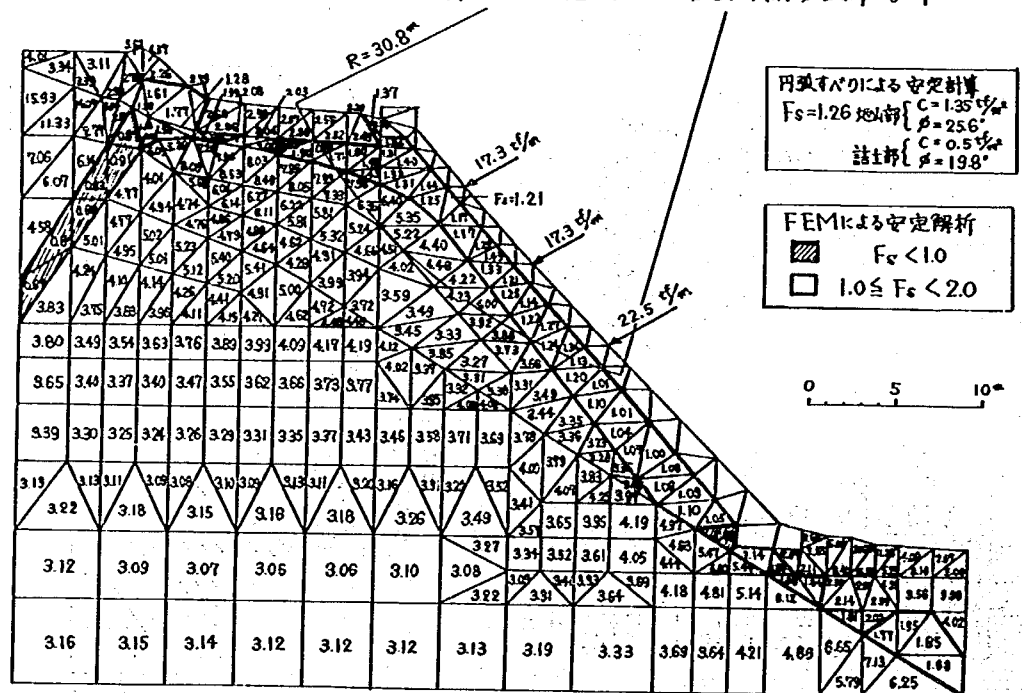


図-17 アンカー工を施工した場合の点安全率分布

の強度定数(例えば一軸圧縮強度、弾性係数等)との関係を図るべく詳細に調べて、より適切な極限摩擦抵抗の推定ができるよう検討してみたい。

§4 有限要素法(FEM)による斜面安定アンカー工の検討

アンカー工による斜面安定効果を判定する方法として有限要素法を用いて検討を試みた。また従来から一般に斜面安定解析に使用されている円弧すべり法による検討と比較してみた。

4.1 対象斜面の概要

対象斜面は長野県の国道沿の斜面で、付近の地質は、基盤岩が新世代第三紀中新世の青木累層に属する砂岩・泥岩の互層で、対象斜面上部には砂礫からなる段丘堆積物が存在する。ボーリングコアの観察等から、図-15に示すように対象斜面の岩盤を区分した。

このような斜面に対して図-15に示すように擁壁工+現場打設棒工+アンカー工による斜面安定工を施工して、斜面の安定度を向上させると共に、道路を拡幅しようとしたものである。

4.2 円弧すべりによる検討

対象斜面の旧地山について種々の円弧すべり面を想定して検討した結果、図-15に示すような円弧すべり面に沿ってすべる可能性が高いと判断された。この時のすべり面に沿った地山の強度定数は $C = 1.35 \text{ tf/m}^2$, $\phi = 25.6^\circ$ とした。

4.3 有限要素法による検討

有限要素法による斜面安定解析において最も重要な要素である対象斜面の岩盤区分と区分した岩盤の強度定数の決定は、ボーリングコアの観察と斜面の露頭の観察および切土時の斜面の変状の観察等により図-15に示すように決めた。

このようにして求めた斜面の岩盤区分とそれらの強度定数を用いて有限要素法により斜面安定解析を行なった結果を図-16, 17に示す。

図-16は対象斜面に擁壁工・現場打設棒工のみを施工した場合の点安全率の分布を示している。また図-17は擁壁工・現場打設棒工にアンカーを設置し、図-17に示すようなアンカー緊張力を与えた場合の点安全率分布を示している。

§5 まとめ

これまで主として斜面安定工に用いるアンカー工の問題点について検討してきたが、これらをまとめると次のようになる。

(1) グラウトアンカーは一般に、次に述べる形態の1つかあるいはこれらの組合せにより破壊すると考えられる。

- ① 地盤内部の破壊によるもの
- ② 地盤とグラウトの付着面で破壊するもの
- ③ グラウトと引張鋼材の付着の破壊によるもの
- ④ 引張鋼材あるいは定着機構の破壊によるもの

今回の引抜試験では、アンカーの破壊は②の形態で起ったと考えられる。

- (2) 同一地層においても、その地盤の風化の程度によりアンカー耐力は大きな差を示し、また地盤の局所的な変化にも大きく左右されるので、アンカーの設計・施工、試験に当っては事前に地盤の調査を十分に行ない細心の注意を払う必要がある。
- (3) アンカーのクリープ速度 ΔK はアンカーに対する引張力が増大する程大きくなる。この性質は、引抜試験・引張試験・確認試験において、 ΔK を測定することにより施工されたアンカーの適否を判定するのに利用できそうである。これを正確に行なう為には各試験における処女荷重の保持時間を長くとる必要がある。
- (4) アンカー体の極限周面摩擦抵抗と孔内横方向載荷試験により得られた土質定数とは比較的良好の関係がある。このことから、現場における地盤の判定には孔内横方向載荷試験が有効であり、今後多数の資料が集積されればアンカー耐力のより正確な算定が可能となるであろう。
- (5) アンカー緊張力の経年に伴う減少は、定着地盤の岩質、土質とその定着荷重の大きさによって変化すると考えられる。今回の試験では定着荷重がアンカー耐力に比べてかなり小さかった為、1年半経過して定着荷重の約2割の減少が測定された。今後この方面の試験を多数行なって、より正確に緊張力減少が推定できるようにする必要がある。
- (6) 既述の文献を用いて、アンカー体周面の極限摩擦抵抗を、加圧と無加圧および地盤、岩盤に分けて整理した結果、全体として引抜試験の資料数が少ないが、砂の場合にはN値との相関が必ずしも良くなく、岩盤の場合にはその風化の程度によりバラつきが大きいことが分かった。このことから、より正確に極限周面摩擦抵抗を推定するには、アンカーの定着地盤、岩盤の種々の強度定数（一軸圧縮強度、弾性係数など）との相関を詳しく調べる必要がある。またアンカーの設計・施工に際しては事前の引抜試験が重要である。
- (7) 有限要素法(FEM)により斜面安定工に用いたアンカー工の効果を算定してみたが、この場合、対象斜面の地層区分と各地層の強度定数の決定が重要である。しかしながら、これを正確に行なう為には対象斜面に対して多量の各種の調査・試験（ボーリング、弾性波探査、土質試験など）を行なう必要がある。これらの調査・試験が十分に行なえる場合には有限要素法(FEM)は、斜面安定工に用いるアンカー工の効果の算定に対して有効な方法の一つであると考えられる。

参 考 文 献

- 1) G. S. Littlejohn, D. A. Bruce: Rock anchors: State of the Art, 1977, Foundation Publications LTD
- 2) 例えば 野口功, 小寺重郎, 高田儀三, 大町武司: 橋脚の岩盤定着に関する実験, 土と基礎, vol 18, No. 2, 1970, P11~26 など
- 3) 土質工学会: アース・アンカー工法, 1977

12. 斜面崩壊の実態と対策

安 江 朝 光

ベース設計資料5

1981.Z

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

1950-1951

1950-1951

1950-1951

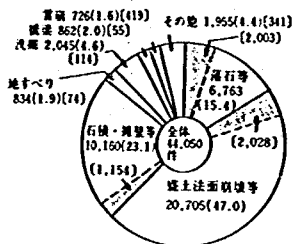
斜面崩壊の実態と対策

建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室長 安江朝光

1. はじめに

斜面安定の問題は、建設あるいは保全の分野でかなり小なり、その処置に多岐問題である。がけ崩れについて見ても、昭和30年代の前半迄は、これによる死者は水害によるものの半数ぐらいであったが、河川堤防など水害対策が進んだこと、土地の高度利用が、山地や丘陵周辺に及んだことから、最近の10年間は、がけ崩れ、土石流、水害によるものが、ほぼ同じ割合になってきている。また、道路についても、図-1に見られるように、斜面災害が圧倒的である。

図-1 昭和51年度道路災害の発生状況



△ は、通行規制区間で発生したものを(件数)で示す。

これらに関して対策工事を進める場合、最近では単に災害を防ぐだけでなく、周囲の環境も良好な形で保全することが要望され、行政面ばかりでなく技術的にもその対応が難しくなっている。

2. 斜面崩壊の実態

(1) 降雨によるがけ崩れ

急傾斜地崩壊(がけ崩れ)に対する対策は、昭和44年に法律が施行されてから本格化した。がけ崩れが発生する斜面の地形や地質は箇所ごとに異なり、また雨の降り方も多様であるが、多数の事例を収集することにより、その実態が漸次はっきりしてきた。がけ崩れの多くは地山(基盤)の上にある表土、崩壊

土などの崩壊であり、規模、崩土の到達距離は、それぞれ表-1、図-2に示される。

(2) 地震による斜面崩壊

昭和49年5月伊豆半島沖地震、昭和50年4月大分県中部地震、昭和53年1月伊豆大島近海地震、昭和53年6月宮城県沖地震を通して、次のようなことがいえそうである。

- ① 雨に弱い斜面は地震にも弱いという傾向が一般に見られる。
- ② 傾斜が急な斜面は弱い。特にオーバーハングしている斜面は弱い。
- ③ 浮石、転石等がある斜面は弱い。
- ④ 斜面途中の盛土は崩壊しやすい。
- ⑤ 基盤の上の表土層や強風化層などが、基盤との境界で崩壊しやすい。これは、雨に対しても見られることである。

⑥ 山腹斜面などでは、降雨では浸透水が途中で斜面の表面に湧出する地点が崩壊の頭部になる例が多いが、地震時ではこの地点より上方の稜線あたりから崩壊する例が多い。

また、施設については、次のような傾向が見られた。

- ① 一部の例外を除き、程度のよいり面保護工を施工した箇所は、ほとんど被害を受けていない。石積み工、ブロック積み工で被害を受けているものは、空積み、もしくは斜めコンクリートの薄い構造

の擁壁である。

- ② コンクリート吹付け工、モルタル吹付け工、落石防止柵工、落石防止柵工なども有効に働いていると見られる箇所が多数あるが、効果には限度がある。
- ③ 擁壁によって盛り上げられた路体部に大きな沈下が生じ、舗装が破壊している箇所が多い。
- ④ 水路工については、振動によるずれを防ぐため、両側面を十分に支える構造にすることが耐震上望ましい。
- ⑤ 地震で損傷しなかったもの、あるいは損傷の程度が軽微だった斜面安定工は以下のものであった。
 - i) 土圧を考慮した(設計に入っている)

図-2 崩土の到達距離/斜面の高さ頻度分布

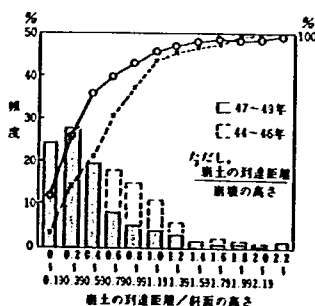


表-1 崩壊規模 平均値

	崩壊の高さ h	崩壊の幅 w	崩壊の長さ l	崩壊土量 V	崩壊土の到達距離 L	崩壊の位置 L/H	崩壊の位置 L/H	崩壊の形状 W/h
平均値	16.6	17.6	1.60	135.6	12.0	23.9	0.77	0.52
第1回調査	596	630	630	592	538	530	530	530
第2回調査	203.3	250.2	4.67	58.1	654.6	922.8	0.66	0.50
第3回調査	15.8	15.8	2.16	6.176.2	24.6	30.4	0.29	0.71
第4回調査	95.2%	90.1%	124.5%	1.062.1	20.5%	122.2%	37.2%	0.135%
第5回調査	1.3~200	2~120	0.25~0	1~15,000	0.5~250	1.7~340	0.43~1	0.41~12.9
第6回調査	19.4	17.1	2.10	654.0	12.0		0.71	
第7回調査	201	201	201	201	199			

(注) 第1回調査は昭和44~46年を対象に、第2回調査は昭和47~49年を対象に実施した。

- 構造物（擁壁等）。
- ii) 安定した地山に密着していたもの、すなわち地震時に地山と一体となっていたもの（現場打ちコンクリートのり枠等、ただし、構造物自体も何がかの抑止効果を有している）。
 - iii) フレキシブルな構造物、すなわち地震のエネルギーを变形により吸収したもの（井げた擁壁等）。

(3) 落石

道路防災上落石が重視されている17県の、県管理道路について調べたところ、規制雨量以下で落石が発生した回数は1,488回、規制雨量以上で発生した回数は52回であり、落石に関しては、通行規制で対処し難く、施設対応の重要性がクローズアップされた。

3. 斜面崩壊の対策

がけ崩れについていえば、がけ崩れが発生しないようにすること、発生しても人的、物的被害がないようにすることの2つの方法に大別される。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 がけ崩れ災害危険区域での必要な建築制限

がある。道路、宅地造成の法面についても同様である。

また、工法については、雨水の作用を受けないようにする法面保護工（植生工、吹付工、枠工、張工など）、雨水の作用を受けて崩壊する可能性を除去する切土工、及び雨水の作用を受けても崩壊が生じないように力のバランスをとる擁壁工、杭工などの抑止施設と法面頭部の切土工に大別される。表-2は、道路

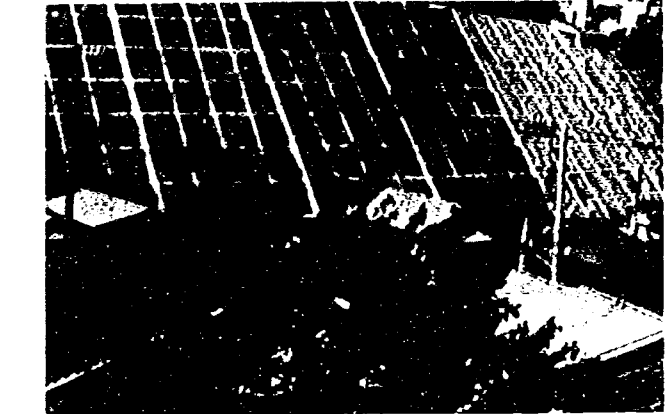


写真-1 横浜市保土ヶ谷区月見台急傾斜地

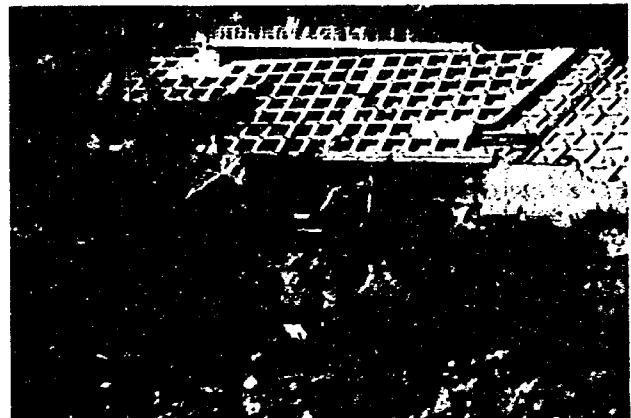


写真-2 大鳴門橋アンカレイジ法面

土工指針にある標準法面こう配の巾をもう少し狭くする目的で提案する法面こう配の一例である。

急傾斜地では、防災と環境保全の両方を満たしやすいものとして、現場打ちコンクリート法枠工が良く使われる。（写真-1）

また、道路などでは、用地および安全性の面から、杭工やアンカー工が用いられることが最近多くなってきた。写真-2は、本四公団大鳴門橋のアンカレイジ法面のもので、格子点でアンカーを有する現場打ちコンクリート法枠工と杭工が併用されている。

表-2 岩盤状況による法面こう配

区分	制 定 基 準	岩 盤 状 況	推 定 弾 性 波 速 度 (km/sec)
Ⅰ	3分より急で7=以上可 (15=まで)	岩質は非常に堅硬で全く風化しない。	5.0km/sec以上
Ⅱ	3~5分で7=まで可 浸食防止のための法面処理の要あり	岩質は非常に堅硬かつ新鮮なもので一部に割れ目が発達する部分もあるが割れ目は大部分が新鮮である。	3.0~5.0km/sec
Ⅲ	⑤ 5~8分で7=まで可 浸食防止のための法面処理の要あり	岩質はかなり新鮮堅硬であるが、割れ目沿いに風化変質がみとめられる。一般に割れ目が発達し、その面で割れやすい。	2.0~4.0km/sec
	⑥ 8分~1割で7=まで可 浸食防止のための法面処理の要あり	岩質はわずかに風化変質している。割れ目が発達し、粘土を挟み込む。	1.0~3.0km/sec
	⑦ 8分~1割2分で5=まで可 浸食防止のための法面処理の要あり	風化作用を受け、一部は粘土化している。岩片は全般的に軟質で、一部には硬い岩片を残す。	0.5~2.5km/sec
Ⅳ	1割2分以上で5=まで可 浸食防止のための法面処理の要あり	完全に風化し、土壌化している。硬い岩片をほとんど残さない。	0.3~1.0km/sec



安江 晴光
(やすえ ともみつ)

昭和11年生まれ、41歳。
京都大学理学部地質学系地質学専攻、同大学工学部土木工学科助手を経て、37年建設省土木研究所地質研究室研究員、43年より砂防部急傾斜地崩壊研究室長。

13. 急傾斜地における計測

安 江 朝 光

土木施工 22巻 4号

1981.3 臨

THE NEW YORK PUBLIC LIBRARY

ASTOR LENOX TILDEN FOUNDATION

500 FIFTH AVENUE

NEW YORK 10017

5. 急傾斜地における計測

安 江 朝 光*

はじめに

急傾斜地における計測は、斜面の地盤調査時の計測、施工中地表面にクラック等の変状がみられた際の安全管理のための計測および予知、予測のための計測に大別される。

(1) 斜面の地盤調査時の計測

急傾斜地の調査は概査と精査に分けられる。概査では現地踏査と航空写真調査が主であり、精査では対策工事の位置、工法、規模等の決定のために、崩壊形態規模、崩壊要因の想定、崩壊危険度の予測および基礎を含めた構造物の設計に必要な斜面の地盤条件、土質特性等を調べるものである。

精査の方法は、概査の結果からその目的によって次のように選択される。

(イ) 想定される崩壊の位置および規模の推定
サウンディング類、物理探査、ボーリング等

(ロ) 滑落面の推定

サウンディング類、物理探査、ボーリング、土層観察等

(ハ) 土層構成および土層の強度、透水性の変化

サウンディング類、物理探査、ボーリング、土層観察、土質試験、透水試験等

(ニ) 地表付近の水の挙動

透水試験、物理探査、間隙水圧の測定等

(ホ) 地下水の挙動

地下水位観測、地下水追跡試験、地下水検層試験、間隙水圧の測定、揚水試験、水質試験等

(ヘ) 土質の特性

土質物理試験、土質力学試験、サウンディング類等

(ト) 岩石の性質

岩石の物理試験、岩石の力学試験、物理探査、ボーリング等

(チ) 斜面の挙動

伸縮計による地表変位調査、地中ひずみ計によるすべり面調査、間隙水圧の測定等

これらの調査方法は、従来、建物等の地盤調査や地すべりでの調査において用いられているものをそのまま利用していることが多いが、これに伴う計測は他章にゆずり、一部これを急傾斜地で使いやすいように簡易化、軽量化したものが使用されているので、ここではこれについて述べる。

土研式簡易貫入試験は、急傾斜地調査用に開発されたサウンディングであり、その試験内容は図-1に示す装置を用い、5 kg のウェイトを 50 cm 落下させ、コーンを 10 cm 貫入させるのに要する打撃回数 N 、値を求める。深度が 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地盤に適用できる。玉石、れき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、斜面を面的に調べ得る利点がある。

図-2は、昭和47年7月の集中豪雨により崩壊した愛知県西加茂郡小原村の花崗岩地帯の斜面で

* 建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室長

5. 急傾斜地における計測

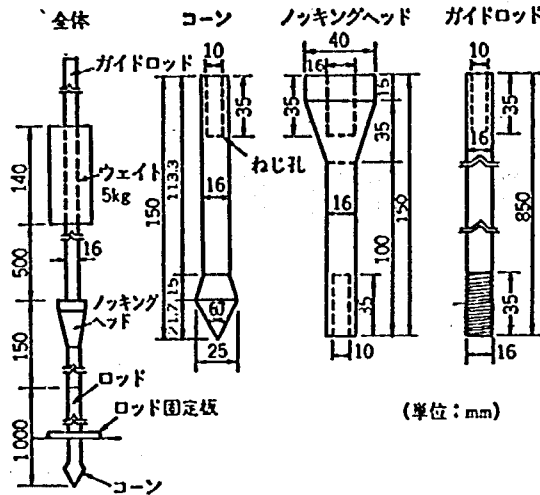


図-1 簡易貫入試験機

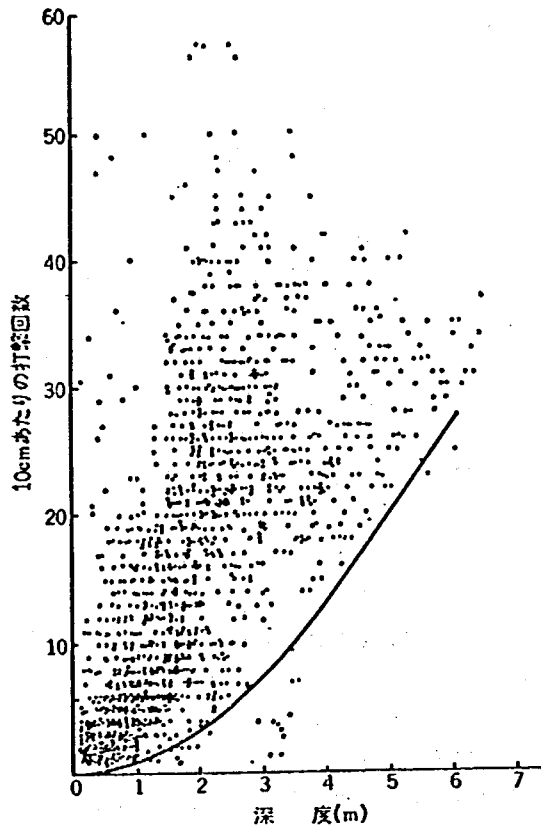


図-2 愛知県小原村崩壊地での簡易貫入試験結果

のサウンディング（土研式簡易貫入試験）の結果をプロットしたものである。このときの総雨量は284 mm、最大時間雨量は86 mmである。この図では非崩壊箇所と崩壊箇所で崩壊せずに残った地盤に対する全試験結果が、豪雨前の地表面を基

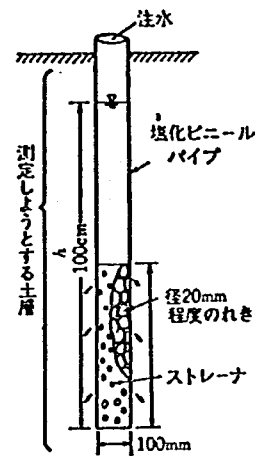


図-3 簡易透水試験装置

なるであろう。なお、愛知県小原村の崩壊地について、地層観察と土研式簡易貫入試験を対比すると、表土層 $N_v < 5$ 、強風化岩（マサ） $5 < N_v < 20$ 、弱風化岩（基盤） $N_v > 20$ であった。

浸透、透水に関する不連続面を調べることはすべり面の想定、すなわち崩壊の形態を想定する際の手順の一つであり、また地層へ浸透した水がどのようにして斜面の途中で湧水として出てくるかを知ら手がかりにもなる。

図-3は、オーガ孔を利用する方法を急傾斜地用に若干改良した装置の概略である。これは、塩化ビニール管にストレーナを設け、砂れきを詰めたものである。試験はまず径10 cmのハンドオーガで地盤を掘削する。孔壁を荒らさないようにこの塩化ビニール管を挿入し、水位を一定に保つように給水を繰り返す。注水時刻、給水量を測定する。給水量が一定になるまでこの作業を行ない、給水量が一定になるのを確認した後なお数回の測定を行なった後測定を終了する。試験孔（塩化ビニール管）内の水位と地下水位または不透水層との距離との関係から次式により透水係数を算定する。試験孔内水位と地下水位または不透水層との距離（ T_v ）が孔内水深（ h ）の3倍以上のとき（ $T_v < 3h$ ）

$$K = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\log \left\{ \frac{h}{r} + \sqrt{1 + \left(\frac{h}{r} \right)^2} \right\} - 1 \right]$$

地下水位または不透水層の位置が高いが、試験孔底より深いとき（ $h \leq T_v \leq 3h$ ）

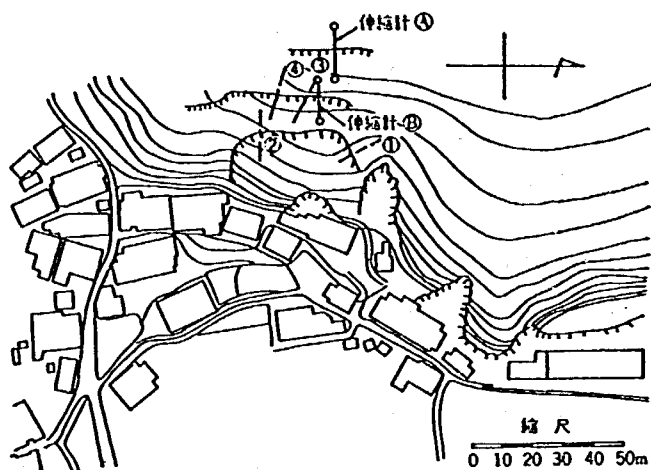


図-4 久志谷地区急傾斜地平面図

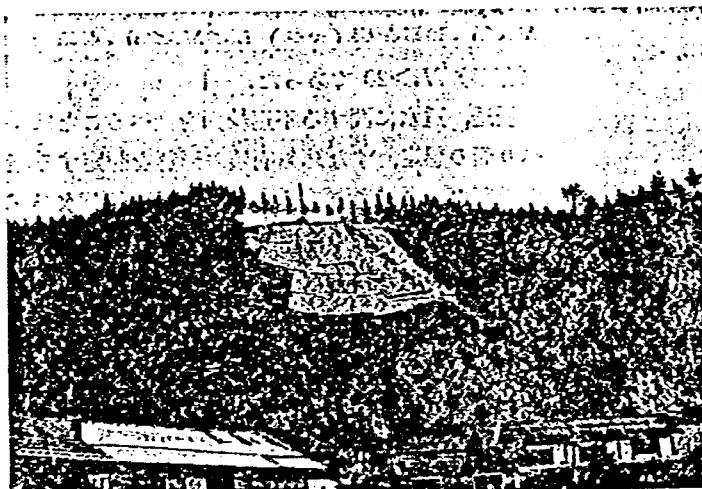


図-5

$$K = \frac{3Q \log \frac{h}{r}}{\pi h(h+2T_s)}$$

塩化ビニール管を引き上げた後、試験孔を掘り下げ、同じ手順で再度試験を行えば次の深度での地盤の透水係数を求めることができる。

(2) 施工中の安全管理のための計測

急傾斜地崩壊対策工事が施工される斜面は一般に安定度が低い斜面であり、脚部に擁壁工施工のための基礎掘削を行なうときには一時的に安定度がさらに低下するような場合もある。切土中の工事の安全を図るため、切土面の土質や岩盤の性状

を施工前の予想と比較しながらよく観察検討し、予想外の地山であれば、設計の再検討を行なうことがまず第一に重要であるが、現場計測も併用して注意深く施工されることがある。現場計測は、このほか、次のような場合に使用される。

○切土中に斜面にきれつや変状が生じた場合

○切土中一度崩壊が発生し、この復旧工施工中、新たに2次崩壊の発生の恐れがある場合

○万一崩壊を起こした場合の社会的影響が大きい場合

崩壊で注意しなければならないのは、崩壊の発生が急激に生ずること、計測を行なっているにもかかわらず、対策が後手に回ることがありうる。したがって、切土面の観察、設計変更、短区間施工、計測のほか、防護工の設置、補強、あるいは避難などをあわせて行なうのが望ましい。

図-4は、鳥取県八頭郡智頭町久志谷地区の急傾斜地の平面図である。地質は風化花崗岩であり、石英粗面岩が貫入している部分も見られる。全体に風化が著しい。また斜面の中段付近には崖錐が堆積している

(図-5)。

施工中 図-4に見られるようなきれつが発生し、斜面下部で昭和48年1月23日、2月27日、3月2日の3回にわたり50~100 m³の小さな崩壊が発生した(図-6参照)。このため、工事を中止し、斜面の地質調査を再度行なうとともに、伸縮計④、⑩およびT張を設置した(図-4の①②③④)。伸縮の動きは、上部のきれつをはさんだ伸縮計④が3月上旬、最大25~30 cm/日、中部のきれつをはさんだ伸縮計⑩が最大10 cm/日であったが、3月中旬には、⑩は2 cm/日に減少し、④はほとんど動かなくなった。施工中の安全を図るための計測を実施した。図-7に設置直後

5. 急傾斜地における計測

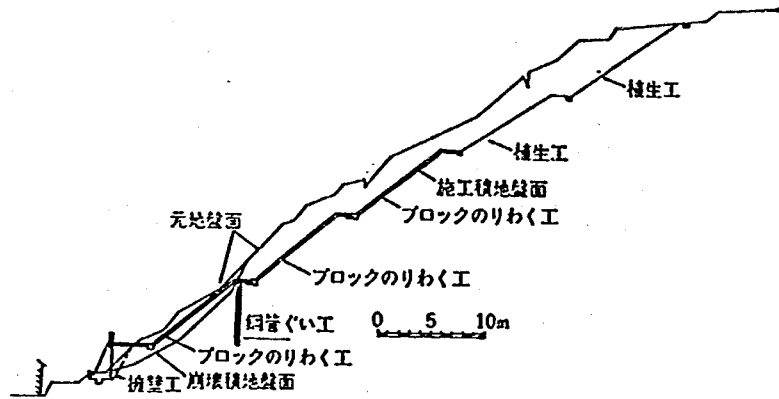


図-6 久志谷地区急傾斜地断面図

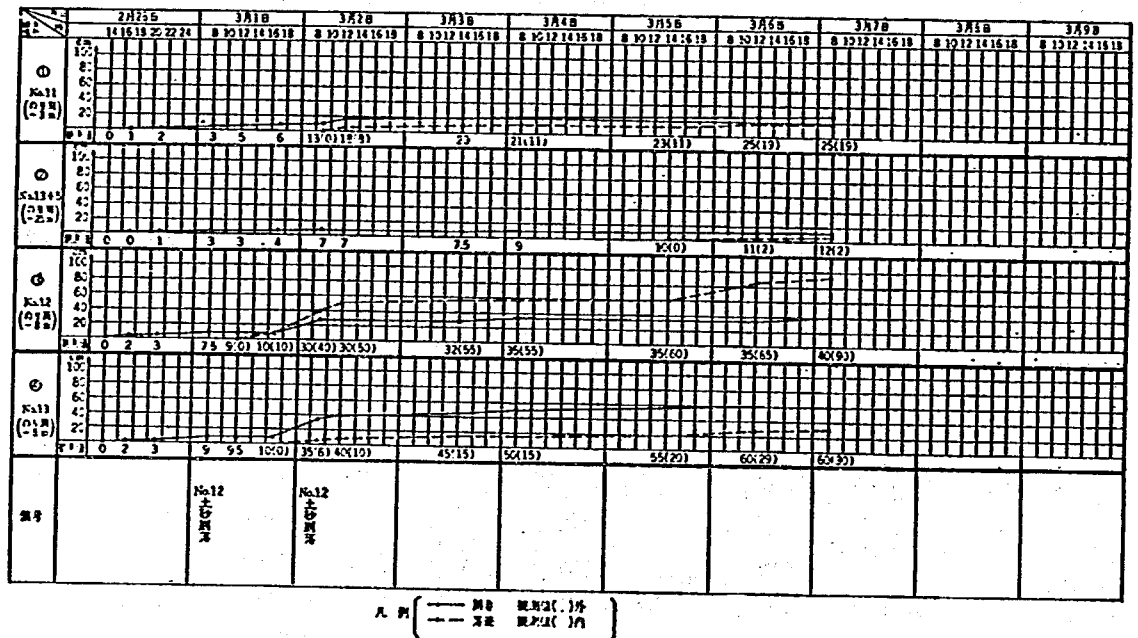


図-7 久志谷地区急傾斜地きれつ調査

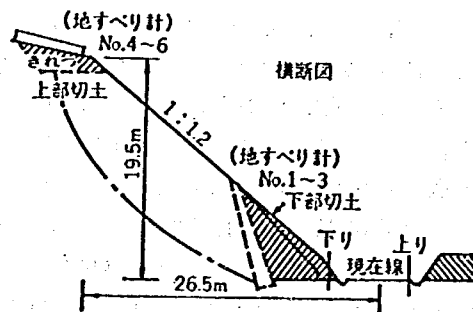


図-8 切土によるきれつ発生

の動きの激しかった時期のT張の計測値を示す。
地下水を左右の安定した地山よりの横ボーリング

によって排除するとともに、斜面の頭部を排土し、のり面を当初計画よりゆるくすることにより、安全に施工し、対策工の完成を見た(図-6参照)。

切土中にきれつが発生し、その進行状態の把握、崩壊可能性の有無および対策工法の効果の判定のため地すべり計(伸縮計)の他、観測ぐい、ダイヤルゲージによる変位計などを設置して計測したものとして鉄道で、次のような例が報告されている。

鉄道の腹付け線増区間においてのり面を切土中、のり面上方に最大幅10 cm、深さ1 mのきれ

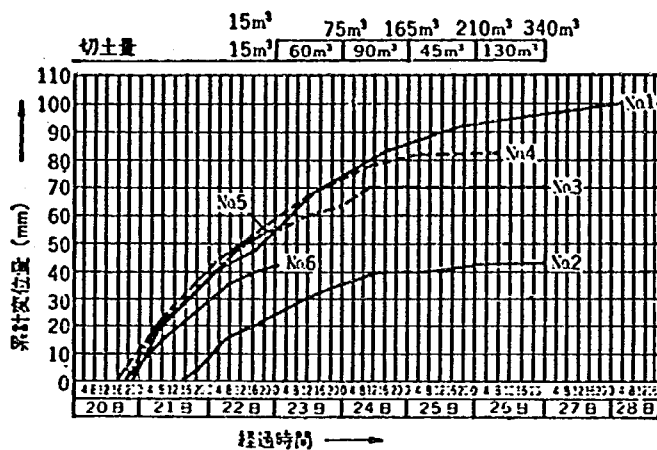


図-9 のり面上部切土と変位量との関係

つが延長 35 m にわたって発生し、のり面の緩慢な移動が認められ、のり面崩壊の危険が生じたので上述の計測を行なった (図-8 参照)。対策工としてはまずのり面上部の切土が施工された。地すべり計の記録と切土量との関係が図-9 に示されている。対策工として上部切土を行なうまではほぼ一定のクリープ速度ですべりが進行していたもの

が、切土により速度が徐々に減少していることが明瞭に現われている。

のり面下部切土によってすべりが発生したものである。図-8 に示すような円弧すべり面を想定し、下部切土時点の安全率を 1.0 として上部切土による安全率を求めたところ、粘着力を 0 kg/cm^2 として内部摩擦角 33° を得、安全率は 1.07 になっている。斜面が安定するためには通常 1.2 以上の安全率が期待されるが、のり面の移動が認められなくなった時点で土止め壁を施工し、またのり面内のセメント注入により地

山強化を行ない工事を終了した。

(3) 予知、予測のための計測

危険な斜面、のり面に計器を設置して崩壊を事前に察知しようとする試みが最近各地で行なわれるようになった。計測の対象としては落石、地表変位 (ひずみ)、地中ひずみ、地表傾斜、含水量、

表-1 計器の種類

計器の種類	計測の対象	計 測 方 法
(1) 落石の計測器	落 石 の 有 無 落 石 の 頻 度 落 石 の 衝 撃 力 落 石 による振動	落石受板、落石ネットなどで検知するか、あるいはビニール被覆線の断線により検知する 検知板に当たった落石の回数、衝撃力を電氣的に計測する 落石防護柵に振動計を設置し落石の衝撃を振動でとらえる
(2) 地表変位計	地 表 の 変 位	伸縮計、変位ぐいなどで地表の変位を計測する
(3) 地中ひずみ計	地 中 の ひ ず み	パイプひずみ計などで地中のひずみを計測する
(4) 傾 斜 計	地 表 の 傾 斜	気ほう (泡) 管式傾斜計などで地表の傾斜を計測する
(5) 含 水 量 計	地 山 の 含 水 量	含水量によって土の誘電率、電導度などが変化することを利用して計測する
(6) 間隙水圧計	地 山 の 間 隙 水 圧	水圧を電気量に変える電気式のものと、マンメータで直接求める方法とがある
(7) 音または振動	地山内で発生する 微少音または振動	音、振動を電気量に変え、増幅して、強さ、頻度、波形、周波数などを計測する
(8) 雨 量 計	累 積 雨 量 雨 量 強 度 実 効 雨 量	雨量計と時間記録器との組合わせにより、累積雨量、雨量強度、実効雨量を計測する

5. 急傾斜地における計測

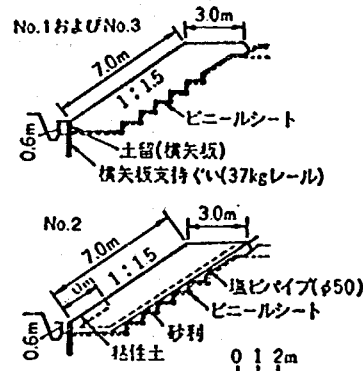


図-10 試験盛土の標準断面図

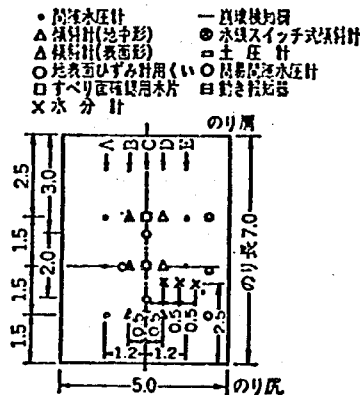


図-11 No.3 実験の計器設置図

間隙水圧、音（振動）などである。斜面崩壊の予知は重要な課題であり、現在の試験段階から今後実用段階に進むことが望まれている。

計器の種類は、現在表-1に示すように、種々のものが開発されている。このほか、地下発電所建設などに際して用いられている初期応力測定法も有力な計測方法になると考えられる。

国鉄技術研究所では、斜面災害を事前に検知し、列車事故を未然に防止するための検知装置の開発を目的として調査研究を進めている。この調査研究の一環として試験盛土を構築し、人工降雨により斜面崩壊を発生させ、これを検知する装置として現在までに考えられている各種計器および装置を設置して、その作動状況を観察し、測定データを解析して、これらの装置の有用性を検討している。これに関する報告がなされているので、これを要約する。

実験に用いた試験盛土の標準断面を図-10に示

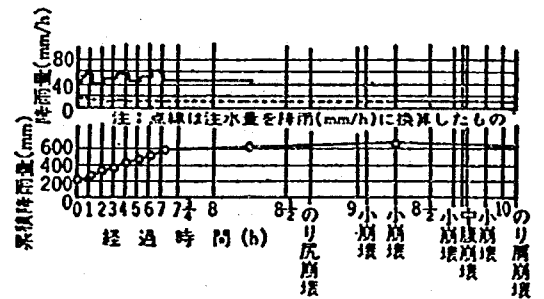


図-12 No.3 実験の降雨量、累積降雨量と経過時間

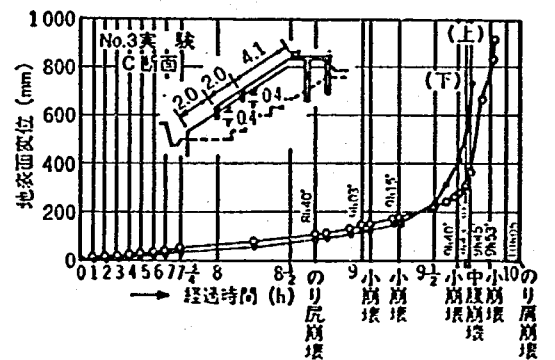


図-13 No.3 実験の地表面変化と経過時間

す。実験は試験盛土 No.1（シルト混じり砂）、No.2（シルト質細砂）、No.3（シルト質細砂）の順に実施した。No.1、No.2 を省略し、No.3 について概要を述べる。図-11 はこの実験で設置した地表面ひずみ計、傾斜計、土圧計、崩壊検知器および水銀スイッチ式傾斜計の配置を示す。

最初の崩壊が発生するまでの降雨量は、平均時間雨量が 35 mm、最大時間雨量が 51 mm であり、累積降雨量は 661 mm（降雨に換算した注入量を含む）を記録した（図-12）。

（イ）地表面ひずみ計（図-13）

地表面ひずみは降雨開始から漸増の傾向にあり、のり尻崩壊以後中腹崩壊に至るまでも急激な変化はみられなかった。一方、崩壊予知の面の検討を行なった結果では図-14 のようになり、従来の方法がよく合うようである。これはひずみ速度のある領域で警報を発することが可能であることを示している。しかし、現場における実用的な検

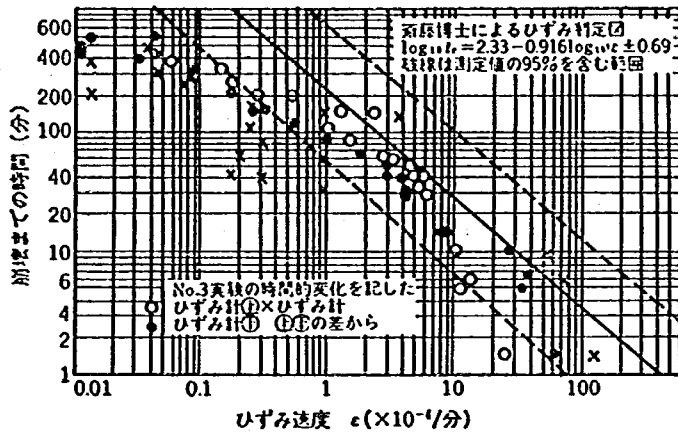


図-14 No.3 実験のひずみ速度と崩壊までの時間

知方法として使用するには、さらに検討を要すると思われる。

ット時の土圧にその上部の水の水圧が加わったものと考えられる。この傾向はのり尻崩壊に至るま

(ロ) 傾斜計

埋設した傾斜計はいずれも崩壊現象をよく検知している (図-15)。崩壊に至るまでの過程をモデル化すると図-16 のようになる。ここでⅡの段階の角度の時間的変化率 ($\frac{d\theta}{dt}$) を中心にして、崩壊までの時間との関数でプロットしてみると (図-17)、両者の間にはかなり明瞭な関係があることがわかる。

(ハ) 土圧計

土圧はほとんど水位に追随して同じように変化している (図-18)。セ

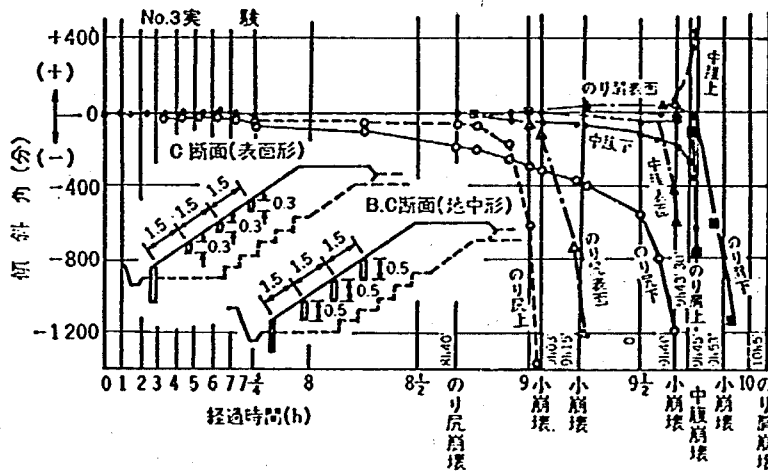


図-15 No.3 実験の傾斜角と経過時間

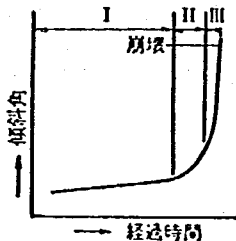


図-16 傾斜角の変化モデル図

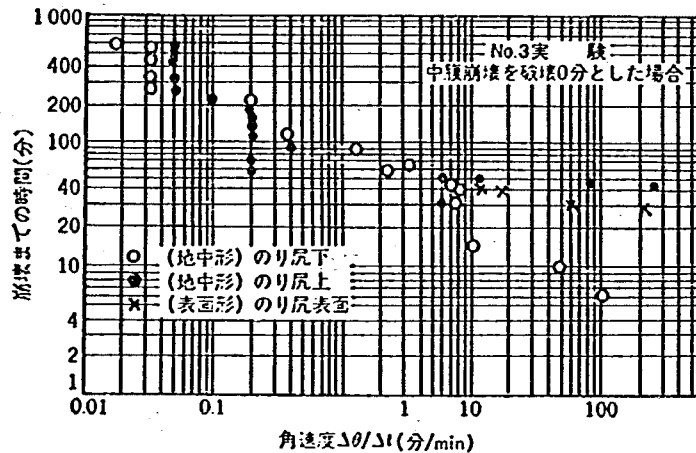


図-17 No.3 実験の角速度と崩壊までの時間

5. 急傾斜地における計測

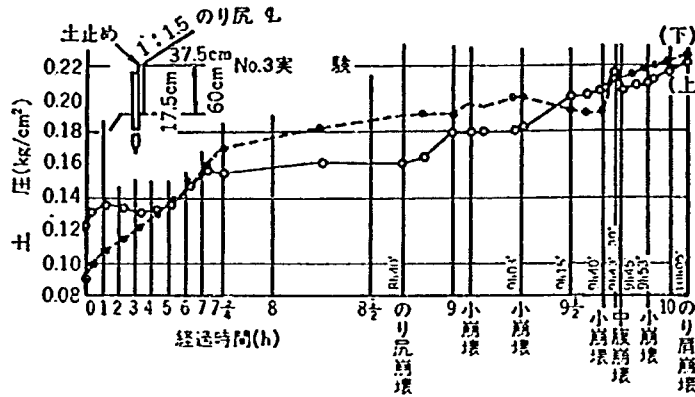


図-18 No.3 実験の土圧と経過時間

で特に強い。そして崩壊時に一時上昇した土圧もその後下降してあとは変化がない。土圧計はその性格上、点で崩壊を検知することになり設置上の問題もあって、検知器としては好ましくない。

(二) 崩壊検知欄ならびに水銀スイッチ式傾斜計

崩壊検知欄は No. 3 の実験では左右両側に分けて設置した。1次崩壊は左側で発生し、このとき左側の検知欄が傾斜切断し、次に右側が切断した。検知欄については機能の本質を見極めることを主体として仮設的な装置で実験を行なったが、崩壊検知に有効な方法であることが確かめられたので、実用化についてさらに検討を加えたい。

水銀スイッチ式傾斜計は、所定の角度に傾斜すると的確に警報を発することが確認された。

崩壊予知、予測のための計測はこのほか、落石検知装置⁵⁾、微小破壊音測定装置⁶⁾などによって行なわれているが、一般的に用いられるまでには至っていない。これらについては、文末に掲げた参考文献を参照されたい。

計器による崩壊の予知に関しては、調査研究の

進展、およびその成果の実用化が強く要望されているが、現在はまだ試験段階であり、実用化に進むまでにはいくつかの問題が残っている。これには、予知機器の開発というハードな面と、予知機器をどのように使用して警報、避難を行なうかというソフトな面がある。

ハードな面については、現在すでに数種類の計器が考案され、またそれぞれの種類について数多くの計器が研究機関、メーカーなどにより開発されている。しかし、計器の記録をどのように判断するかが最も重要

かつ困難なことである。斜面崩壊の発生機構と結びつけて判断しなければならず、斜面崩壊という現象の性格上、画一的な取扱いには将来とも困難が伴うと考えられる。

現地踏査、地盤調査、数量化判別解析および降雨の浸透に伴う安定度の低下の数量的解析などと、計測システムを連関させて、総合的な予知、予測システムをつくりあげて行かなければならない。

<参考文献>

- 1) 中村二郎編, 砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止, 施工法, 山海堂, 1978
- 2) 高速道路調査会, 地すべり及び斜面崩壊の防止対策の調査手法に関する研究, 1977
- 3) 土質工学会編, 切土ノリ面(第5章3節, 計器による崩壊の予知), 1976
- 4) 森野亮宏, 飯島哲之助, 斜面崩壊検知に関する実験的研究, 鉄道土木, 17-6, 1975
- 5) 建設省中部地方建設局, 法面崩落警報装置に関する調査試験結果報告書(昭和47, 48, 49年度)
- 6) 渡 正亮, 板垣 治, 微小音による岩盤地すべりの予知手法についての予備実験, 土木技術資料 17-2, 1975

☆

☆

☆

14. 斜面安定における弱層の影響について

安 江 朝 光

応用地質 22巻 1号
1981.3

0

100

100

100

100

斜面安定における弱層の影響について

安江朝光*

Effects of Weak Layer on Stability of Slope

Tomomitsu YASUE

Abstract

Weak layer, such as fault or fractured zone has great effects on stability of slope. These effects are divided into two types. One is the weakness of rock masses which consist natural slope or cutting slope, caused by the fault movement, and the another is decrease of slope stability due to forming the slip surface in fault or fractured zone.

As for the former types, one example is explained, which relates to the cutting slope along road, route 41.

As for the latter type, three examples are explained. For shigeto-landslide in Kōchi prefecture, ground water ran into the sliding mass along the faults. Slightly weak zone compared to surrounding parts was found after slope failure occurred, and at that time, many field tests were carried out.

Concerning the slope failure which occurred in the fault zone located in the upper part of a cutting slope, stability analysis using finite element method is performed. In this case, distribution of point safety factor in slope, calculated by using computer, is considered in connection with four stages of slope, namely, natural slope, cutting slope for railway, cutting slope first designed for road, cutting slope designed for road with amendment. The change of safety factor by condition of faults by which rock mass forms a sliding wedge is discussed by using vector analysis.

1. ま え が き

断層、シーム、節理、き裂に対する地質学的定義については、人によって若干ニュアンスに違いがあり、必ずしも明確になっていないが、土木構造物を建設したり、維持管理したりする面からは、一般に「不連続面」と総称され、それによって、不連続面が存在する岩石、岩盤あるいは地盤が、工学的に不均質、異方性になるとされている。また、それらは、対象となる建造物との相関において決められるべきである種々の工学的性質を有するものとされる。例えば、ダムを対象にした時の断層は、次のような性質を有している。

- 1) 周囲にくらべて非弾性的である。
- 2) 強度が小さい。
- 3) 一般的に透水性が高い。

斜面安定についても、不連続面の種類と、対象となる斜面との位置関係において、地質工学的な取扱いは違

て来る。ここでは、破碎帯、断層、シームを工学的に弱層として、斜面安定におよぼす影響について事例によって考察したい。

2. 安定性の検討と断層

斜面安定を考える際の基本的検討事項は、まず素因に関して

- ① 地質構造
- ② 土質、岩質の評価
- ③ 不連続面

であり、誘因に関しては

- ④ 地表水の流入の状況
- ⑤ 地下水の状況
- ⑥ 地震力の状況

であり、それ以外に

- ⑦ 切土、トンネル掘削等により斜面のどの部分がどの程度不安定になるか

である。

* 建設省土木研究所

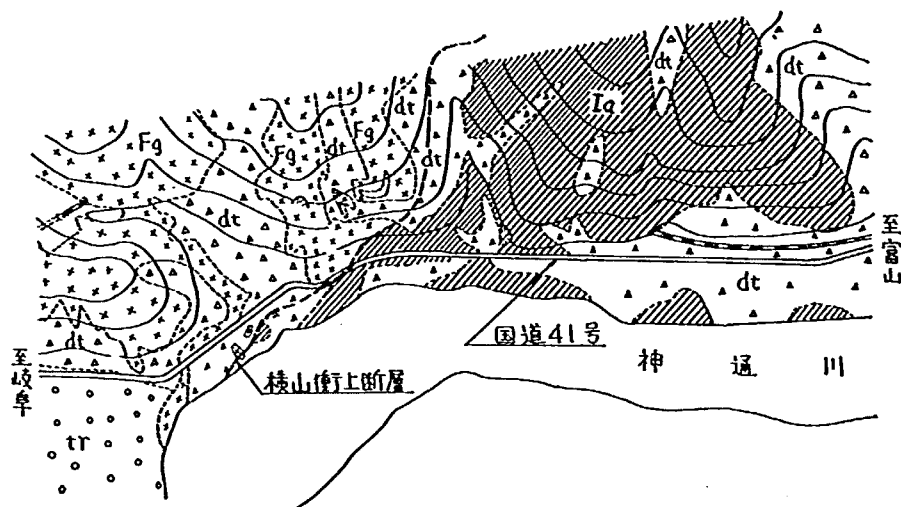


図-1 国道41号線に沿う斜面

これらと断層の関係について見ると、断層が対象斜面中にある場合は、断層が斜面安定に直接かわり合う地質構造、不連続面となり、また地下水の流量、位置も断層の性状に直接左右される。断層が対象斜面外にある場合は、断層による地山の破壊、あるいはそれに伴う風化という面、すなわち土質、岩質の評価の低下という形で斜面安定に影響を及ぼす。また地下水については対象斜面から断層が離れていても、断層を通った水が、斜面内に流出するといった形で直接影響を及ぼす。

次に、2, 3 の実例にふれる。

3. 断層が斜面の近くにある場合——断層により地山が破砕され、地山全体の強度が低下している場合

図-1 は、高山線松原駅南方約 1.6 km 付近の平面図であり、神通川に沿って国道 41 号と、この山側に国鉄がある。船津花崗岩類 (Fg) と猪谷砂頁岩互層 (Ia, 手取層群) とは横山街上断層で接しており、断層に接する部分はいずれもかなり破碎されている。このケースにおいては断層そのものより、断層によって地山が破碎を受け斜面の地山が悪いことが問題となっている。

地表踏査、航空写真などより断層の存在が分ったら、周囲の破砕の状況の精査が望ましい。まだ斜面では、ボーリングなどの原位置試験が経費の面から必ずしも十分に実施されない場合が多いので、地表精査、崩壊跡地形、災害履歴の追跡が重要であり、また切土をあらかじめ十分留意して行うことが大切である。

4. 断層が斜面の中にある場合 (A)

図-2 は、昭和47年7月、吉野川木系穴内川右岸、土
 在山田町繁藤の地すべり性崩壊地のスケッチである¹⁾。
 崩壊した斜面は凸形をなし、山麓部は30°内外の傾斜地
 であり、災害前は、人により若干異なる意見もあったが、
 どちらかと言えば、国道号線に沿う近傍の斜面の中
 では、危険度が低いとされていた。崩壊後の斜面中央上部
 に断層が見られ、湧水もあった。頭部のチャートが透水
 性に富み、地下水が粘板岩中に貯溜されてこれが崩壊の
 大きな要因となっているので、断層の役割の大きさにつ
 いては議論があるが、一見安定していると見られた凸形
 斜面で大きな地すべり性崩壊が発生した一因と考えられ
 る。同様な状況は昭和51年9月に兵庫県栗東郡一宮町福
 知で発生した大規模な地すべり性崩壊でも見られ、崩壊

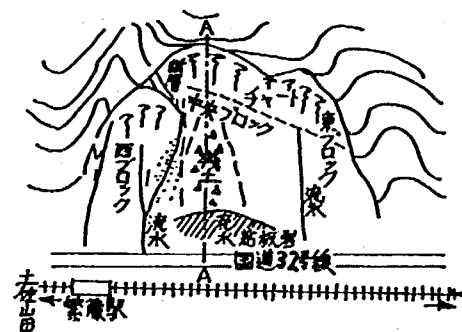


図-2 築藤のスケッチ（渡による）

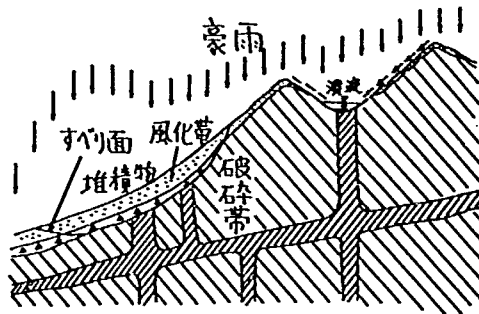


図-3 水位が豪雨時に急上昇する例 (田中による)

地の中央をこれに平行して断層(抜山断層)が走り、北側は舞鶴層群・夜久野火砕岩類、南側は花崗岩類であった。

田中は、斜面中の間げき水圧が豪雨時に短時間に急増するケースとして図-3を挙げている²⁾。すなわち、破砕帯が地表面に露頭しているところで表流水が集りやすいところ、または溪流などをこれが横切っているときは、その露頭部から表流水や溪流流水が破砕帯内へ流入しやすい。特に、強度が大きい雨が降るときは破砕帯内への流入量は大きいし、その継続時間が長いと流入総量も大きい。他方、その破砕帯全体が同じように良透水性ではなく、図-3に見られるように、特に透水性良好な部分

が破砕帯の内部に水みち状に続いていることが多いとしている。

5. 断層が斜面の中にある場合(B)

図-4は福山工事事務所管内の国道184号線、畑地区の法面を示す。法面は時間的に4段階に分けられる。第1段階は本来の自然地山である。第2段階は戦前に軌道を敷くために自然地山を掘削した。第3段階は道路をつくるため当初計画断面で掘削した断面である。この時は断層破砕帯の下部まで掘り下った時に断層破砕帯の部分が崩壊した。次の第4段階では、計画を変更して切直したもので、この形状で施工が終っている。ダム等では岩盤を客観的に観察区分し、これと原位置強度試験を対応させることにより工学的な地質図を作成し、有限要素法により設計に直接結びつけることが行なわれているが、斜面ではその性格上、原位置強度試験が実際上不可能なので、斜面の履歴と有限要素法により計算された斜面内の点安全率の分布を対比することにより、法面勾配や形状を設計することを試みた²⁾。図-5～図-8は、第1段階～第4段階の点安全率の分布をそれぞれ示す。最終段階(第4段階)の法面は、過去の履歴との対応から見て、現場的な立場では安定と判断しても良いと考えられる。なお、計算に用いた地盤定数は表-1に示す。

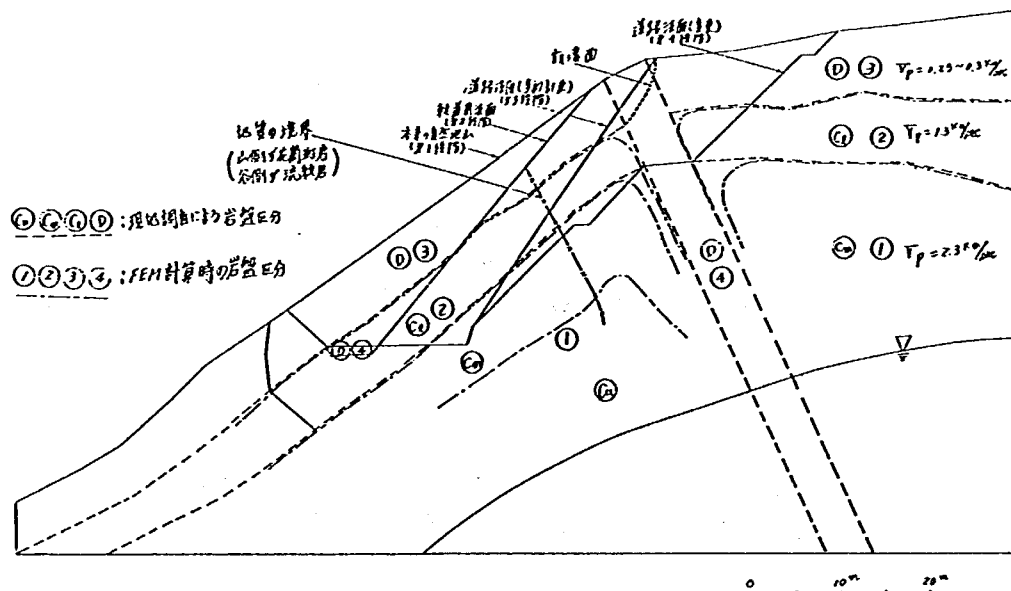


図-4 国道184号線、畑地区の法面

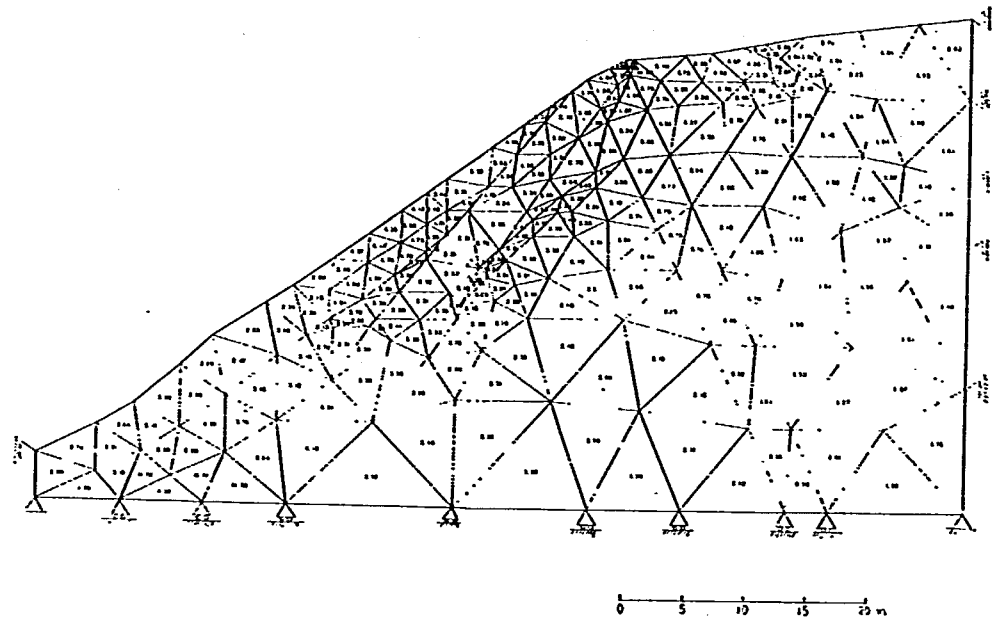


図-5 点安全率分布 (第1段階: 本来の自然地山)

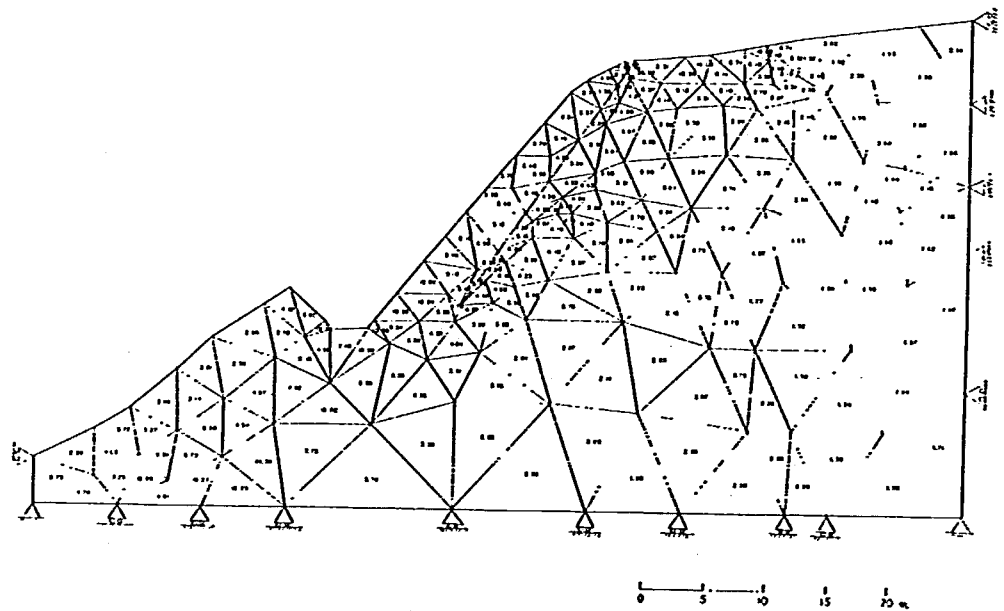


図-6 点安全率分布 (第2段階: 軌道法面)

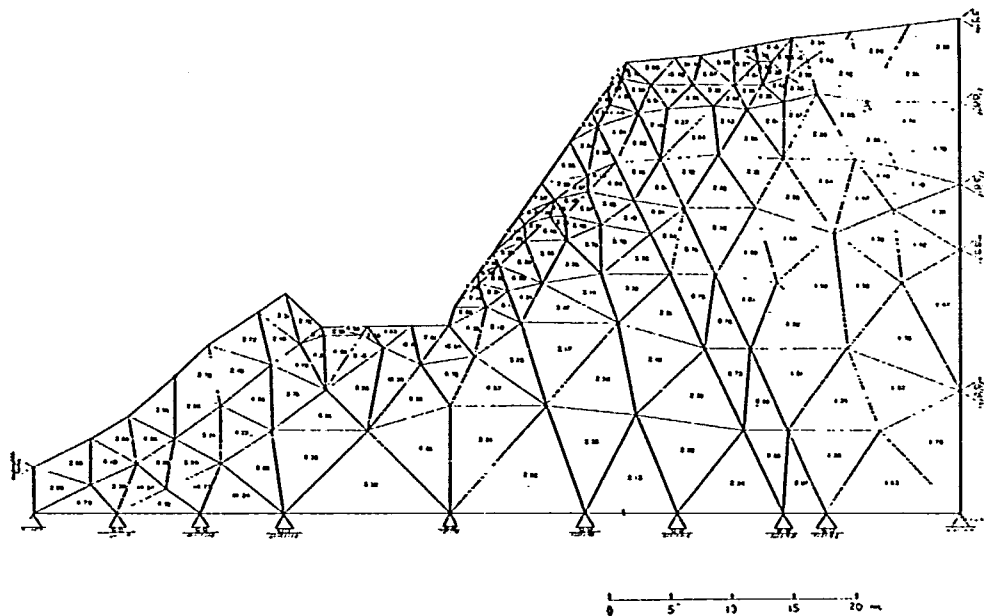


図-7 点安全率分布 (第3段階: 当初計画道路路面)

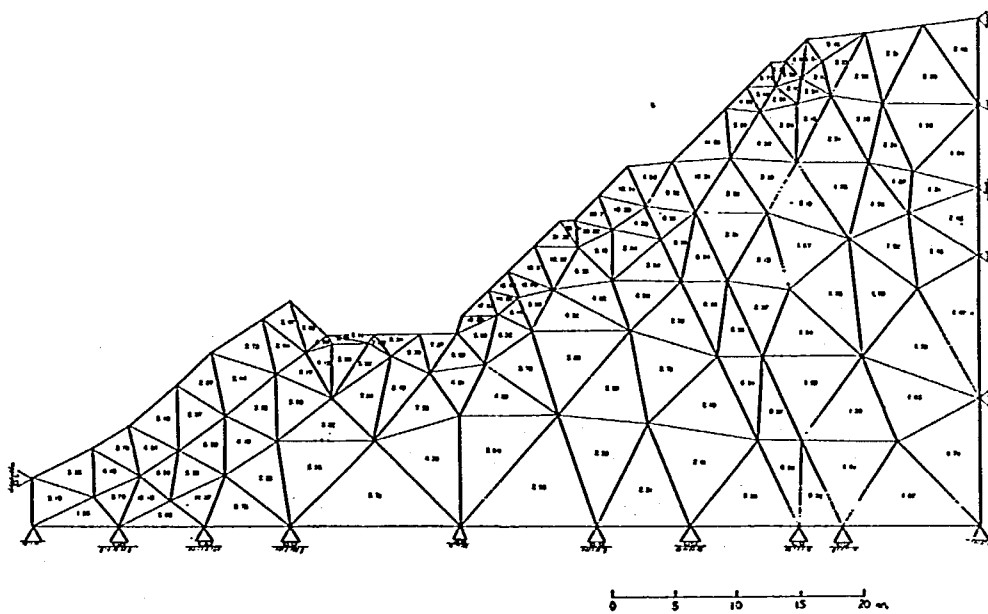


図-8 点安全率分布 (第4段階: 変更道路路面)

表-1 斜面安定解析に用いた地盤定数

分類	E (t/m^2)	ν	GE (t/m^2)	γ_t (t/m^3)	C (t/m^2)	ϕ ($^\circ$)
①	176,000	0.3	67,490	2.2	60	40
②	56,000	0.3	21,530	2.2	30	35
③	10,000	0.3	3,480	2.2	8	30
④	6,000	0.3	2,300	2.2	5	25

E : 変形係数
 ν : ポアソン比
 GE : セン断弾性係数

γ_t : 単位体積重量
 C : 見かけの粘着力
 ϕ : 見かけの内部摩擦角

表-2 標準貫入試験及びボーリング孔内試験結果

ボー リ ン グ 位 置 深度m	SP. 13			SP. 22			SP. 31			SP. 12			SP. 20			SP. 30		
	循環水 ボーリング			循環水 ボーリング			循環水 ボーリング			無水 ボーリング			無水 ボーリング			無水 ボーリング		
	K_A	E	N	K_A	E	N	K_A	E	N	K_A	E	N	K_A	E	N	K_A	E	N
1.0			33			11			21			30			9			30
1.25										114	528					103	478	
1.75										141	656					138	638	
2.0			50			22			40			36	78	362	17			35
2.25										167	776					287	1,330	
2.75										246	1,142							
3.0			83			50			50			57	127	589	24			68
3.25												97				347	1,611	
3.75										311	1,445					266	1,234	120
4.0			107			50			125				113	522	33			
5.0						50			83				330	1,532	52			
6.0			150			115			167									
7.0			125			100												
8.0			188			115												
9.0			188			150												
10.0			250			115												
11.0	466	2,165				75												
12.0	342	1,588				188												
13.0	394	1,827				188	461	2,142										
14.0	561	2,602				250	706	3,279										
15.0	485	2,251					549	2,550										
16.0	547	2,536		645	2,994		970	4,501										
17.0	592	2,748		476	2,211		1,832	8,503										
18.0	515	2,390		699	3,246	25	618	2,869										
19.0	1,014	4,707		464	2,156	115	634	2,943										
20.0	4,397	20,405		481	2,232	214												
21.0				463	2,148	300												
22.0																		

(注) K_A : 水平方向の地盤反力係数 (kg/cm^2) E : 変形係数 (弾性係数) (kg/cm^2) N : N 値

6. 周囲よりわずかに弱層と考えられる層が斜面中にある場合

図-9 は花崗岩の斜面を切土中に発生した崩壊を示す。花崗岩の風化は進みマサ状の部分も多い。

崩壊形態から、中央部に弱層があるのではないかと考えられ、崩壊後、現地踏査及び地盤調査を実施した。図-10、表-2 にその結果を示す。粘土鉱物組成分析でも、SP. 12 と SP. 30 ではモンモリロナイト、カオリン以外に雲母様鉱物があり、SP. 12 では長石も混っており、未風化鉱物が残存していると考えられるが、SP. 20 と SP. 20+5 は未風化鉱物はほとんど認められないか、ごくわずかであった。まだボーリング柱状図もこの弱層の存在を裏付けるものであった。

7. 断層の性質と安全率の相関の計算例

図-11 は、ベクトルにより、両側を断層により囲まれ

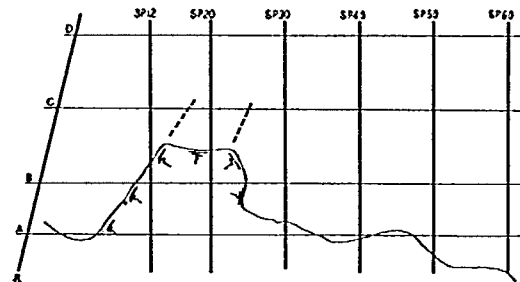


図-9 切土中に発生した花崗岩斜面中の崩壊

ている左右対称形の岩のブロックが滑る場合の安全率を計算したものである。図中 σ は断層の傾斜、 ϵ は2つの断層の交差線の勾配である (図-12)。

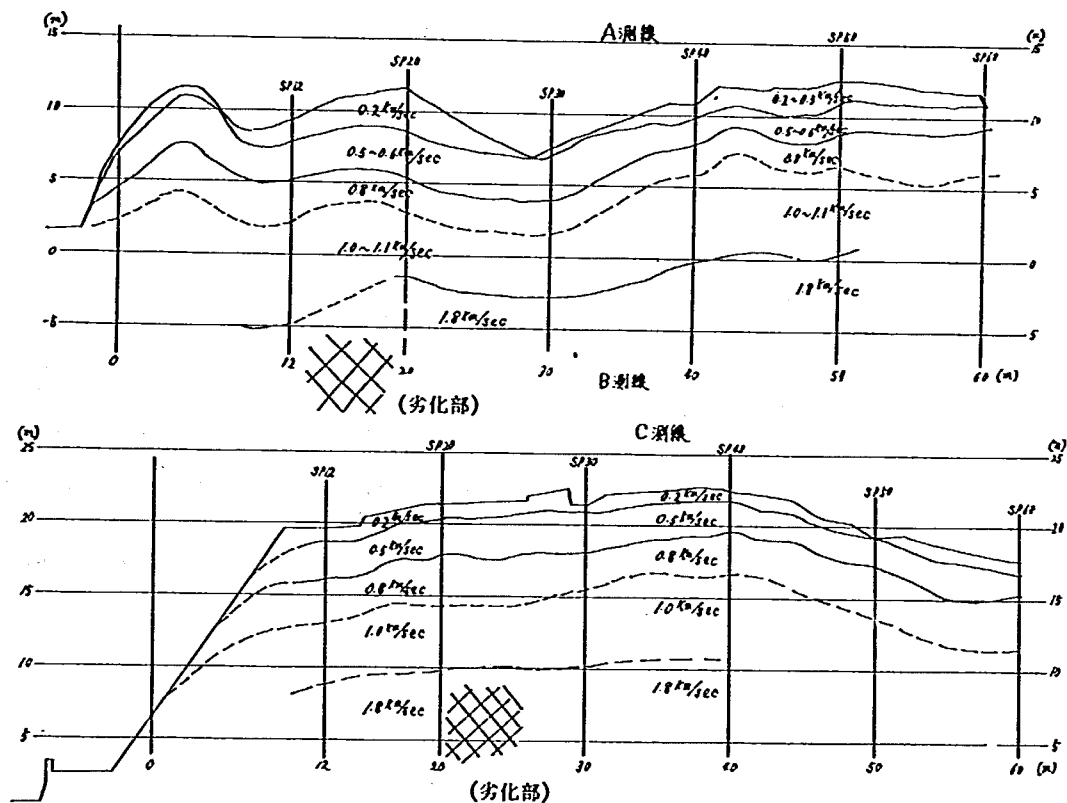
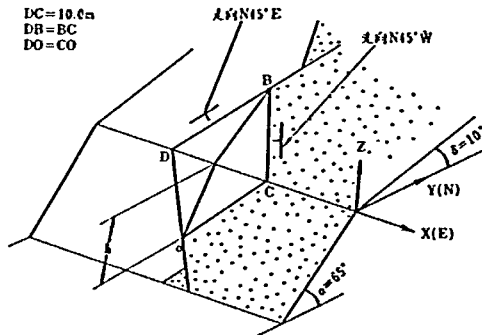
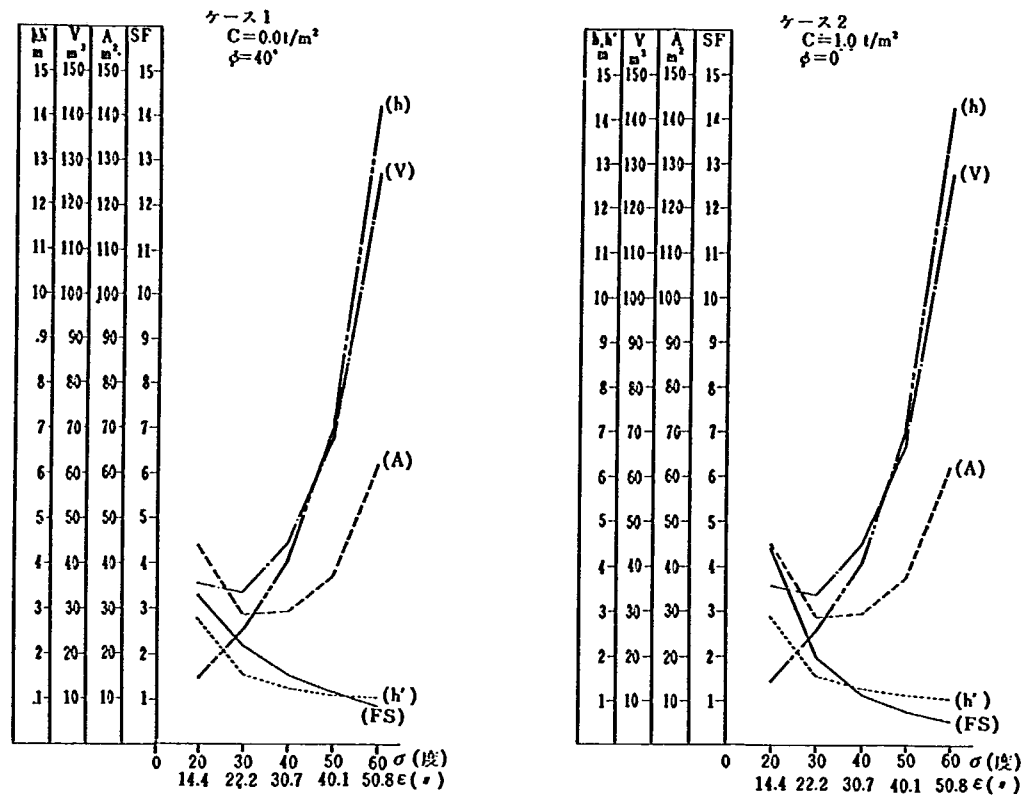


図-10 弾性波探査結果



参考文献

- 1) 渡 正亮 (1972): 岩盤地すべりの実態とその問題点, 施工技術, Vol. 5, No. 11.
- 2) 田中茂 (1978): 浸透・地下水に関して, 豪雨時における自然斜面の安定に関するシンポジウム(土質工学会).
- 3) 安江朝光 (1977): 斜面崩壊対策の現状, 昭和51年度土木研究所講演会講演集.
- 4) 安江朝光 (1971): ベクトルによる岩質の斜面の安定計算, 第6回土質工学会研究発表会.

(昭和56年2月25日受理)

15. 斜面の地震応答特性の解析

安江朝光・岩崎毎男
川島一彦・仲野公章

土木技術資料 Vol. 23. No.4
1981.4

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

1991

斜面の地震応答特性の解析

安江 朝光* 岩崎 敏男**
川島 一彦*** 仲野 公章****

まえがき

昭和53年1月14日に発生した伊豆大島近海地震では、伊豆半島東部～中部地区を中心として各所で斜面の崩壊が生じ、長期間にわたって道路施設の機能が失われるとともに、一部地区では一般の家屋にも被害を与えた。変化に富む地形・地盤条件を有する我が国においては、山間部を通る道路延長が長く、このような箇所における地震発生時の被害を予測し、適切な対策を講じる必要がある。このためには、沿道斜面の地震応答特性ならびにこれに基づいた安定性の検討が重要となる。

本小文は、伊豆大島近海地震により表土層、崖堆積層の崩壊を生じた主要地方道修善寺・下田線の梨本地区の斜面を取りあげ、数値解析に基づく地震応答解析により、斜面の基本的な振動特性を検討し、安定性の検討を行うとともに、すべり面法による解析結果との比較検討を行った結果について報告するものである。

1 解析の対象とした斜面とそのモデル化

解析の対象としたのは、静岡県賀茂郡河津町に位置する主要地方道修善寺

・下田線沿いの斜面であり、伊豆大島近海地震により崩壊した南面向き斜面(斜面-1)およびこれに隣接する未崩壊斜面(斜面-2)の2断面である。斜面-1(勾配約40°)は道路延長125mにわたり路面より30～50mの高さから崩壊したものであり、崩壊厚は斜面に垂直な方向に最大5m程度である。基岩は変朽安山岩であり、表層2

* 建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室長
** " " 地震防災部振動研究室長
*** " " 振動研究室主任研究員 工博
**** " " 砂防部急傾斜地崩壊研究室研究員
Tomomitsu Yasue, Toshio Iwasaki, Dr. Kazuhiko Kawashima and Masaaki Nakano: Seismic Response Analysis of Natural Slopes

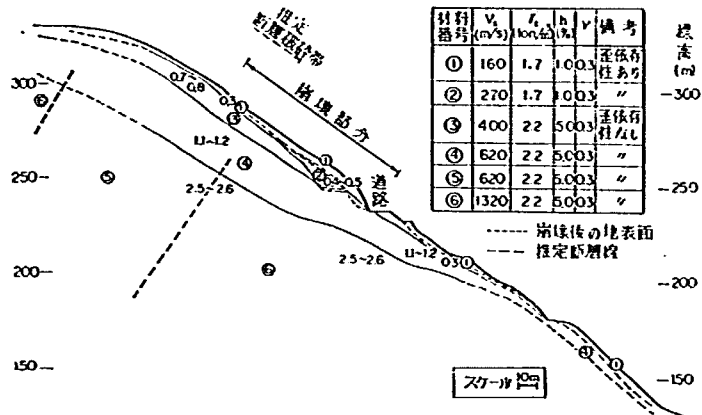


図-1 斜面-1 (崩壊した斜面) の推定断面

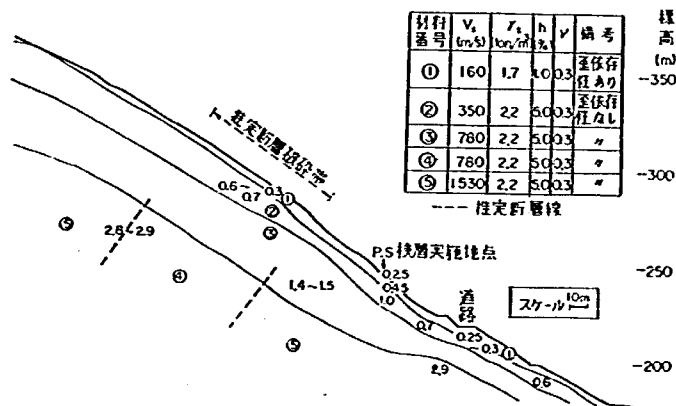
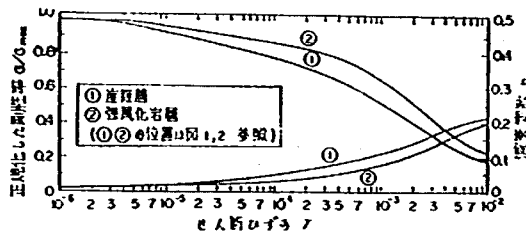


図-2 斜面-2 (崩壊しなかった斜面) の推定断面

～5mには崖堆積層があり、これが崩壊土砂となった。

崩壊前の地形を周囲の状況から推定した断面図を図-1および2に示す。図中の第①層が崖堆積層に対応し、②～④層(斜面-1)および②～③層(斜面-2)は風化安山岩帯、⑤層(斜面-1)および⑥層(斜面-2)はほぼ新鮮な安山岩帯に対応する。図中の数値は弾性波探査結果より得られたP波の伝播速度 (km/sec) である。一方、PS 検層の結果をもとにポアソン比 (ν) を0.3と仮定してS波速度 V_s を求めた結果が図中の表に示した値である。

また、過去の調査から解析地点付近に断層破砕帯の存

図-3 解析に用いた $G/G_{max} \sim h \sim \gamma$ の関係

在が指摘されている。この影響を解析に取り入れるため、図-1および図-2に示すように、地表面にはば直角方向に貫入する破砕帯があるものと仮定し、また、その地盤定数は図-1の④層および図-2の③層と同じとした。

地盤の剛性は、せん断波速度および単位体積重量から求めた。土の剛性（せん断変形係数 G ）および減衰特性（減衰定数 h ）は、ひずみ（ γ ）依存性を有しており、このような性質を表土層、崖錐層および強風化岩層（斜面-1, 2の①, ②層）に対して考慮した。解析に用いた $G/G_{max} \sim h \sim \gamma$ の関係は既往の沖積粘性土に対する実験結果を参考にして図-3のとおりとした^{6), 7)}。なお、①, ②層以外の地層に対しては G および h のひずみ依存性は小さいと考えられるため、考慮しないこととした。

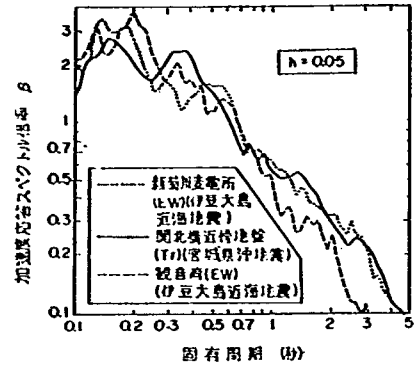
以上をもととして、斜面-1および2をそれぞれ平面ひずみ状態を仮定した2次元の有限要素によりモデル化した。両モデルとも、モデル下端の標高は125mとし、この面を耐震計算上の基盤面とみなして入力地震動を作用させた。

2 地震応答解析による斜面の耐震性

2.1 斜面の振動応答特性

伊豆大島近海地震発生時には伊豆半島中部に強震計が設置されていた。このため、直接震源域近くの地震動は測定されていないが、静岡県、神奈川県に設置されていた強震計の記録から最大加速度の距離減衰特性が得られている。また、基石の転倒状況からも伊豆半島東～南部の地震動の加速度強度の推定が行われており、こうした結果によれば、ここで対象としている梨本地区は、最大加速度が瞬間的に400galを超えたと考えられる領域に含まれている⁹⁾。この推定値は斜面等地形条件による加速度の増幅を考慮したものではなく、いわば平均的な地盤表面における最大加速度の値であるが、いま、解析地点における加速度増幅率を4倍程度と見込めば、基盤での最大加速度は約100galとなる。ここでは、県道上の加速度がおおむね400gal程度あったと考え、結果として、この程度の最大加速度を与えるように、基盤最大加速度を102galとした。

入力地震動の波形としては、伊豆大島近海地震に際して国鉄の新菊川変電所構内（岩盤）で得られた記録を標

図-4 入力地震動記録の加速度応答スペクトル倍率 β

準とし、これに同地震による東京湾観音崎の記録、および、1978年宮城県沖地震による関北橋近傍地盤上の記録の3種類とした。これらの加速度応答スペクトル倍率 β は図-4に示すとおりである。

応答加速度の一例として、新菊川記録を作用させた場合の水平加速度の最大値の分布を図-5に示す。これより、水平方向の最大加速度の分布に関して以下の特徴が指摘される。

(i) 地山内の増幅は小さく、地表付近の強風化岩層および崖錐堆積層内において増幅率が大きい。

(ii) 形状としては、大きくみてゆるやかにふくらんだ斜面が、起伏のない平坦な斜面より加速度が大きい。

(iii) さらに、(ii)の中でも、小さく突出した凸部において著しく加速度が増幅される傾向にある。

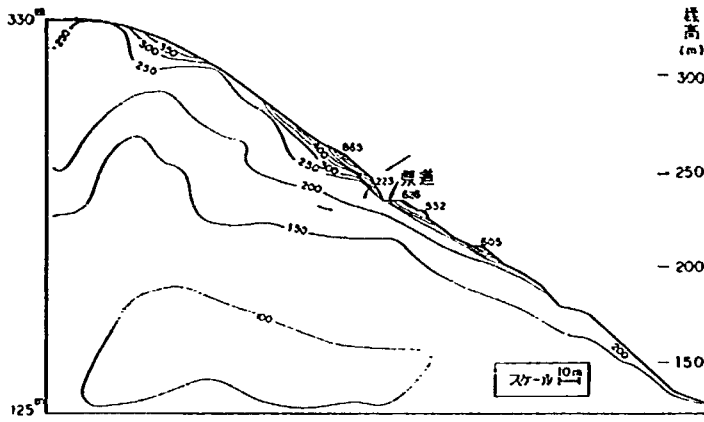
(iv) 道路面より上方に位置する斜面の表面における最大加速度を斜面-1および斜面-2の間で比較すると表-1のようになる。新菊川記録および関北橋記録を作用させた場合には、崩壊した斜面-1の方が崩壊しなかった斜面-2よりも大きい。反対に観音崎記録を作用させた場合には斜面-2の方が斜面-1よりも大きく、加速度増幅率は地形・地盤条件に応じ、入力地震動の種類ごとに変化する。

また、鉛直方向の最大加速度はここには示さないが、以下のような特徴を有している。

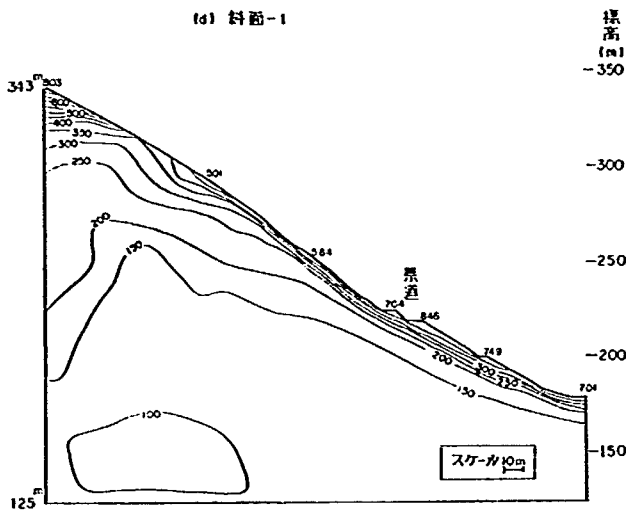
(i) 今回の解析では鉛直方向には入力地震動を作用させていないにもかかわらず、地形の影響で鉛直方向の加速度が生じる。道路より上方の斜面における鉛直方向の最大加速度は表-1に示したとおりであり、その値は同一箇所における水平方向最大加速度の75～96%に達してい

表-1 道路より上側の斜面における最大加速度

入力地震動記録	斜面-1		斜面-2	
	水平加速度 (gal)	上下加速度 (gal)	水平加速度 (gal)	上下加速度 (gal)
新菊川(伊豆大島近海地震)	865	646	584	562
観音崎(伊豆大島近海地震)	690	558	828	726
関北橋(宮城県沖地震)	594	536	506	485



(a) 斜面-1



(b) 斜面-2

図-5 水平方向最大加速度の分布

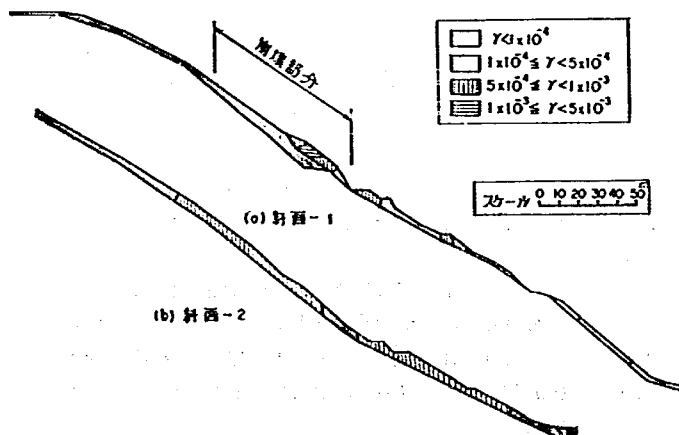


図-6 最大せん断ひずみの分布 (新菊川記録を作用させた場合)

る。水平方向最大加速度に対する鉛直方向最大加速度の比は、基本的には斜面の勾配によって変化すると考えられる。斜面の解析には、今後、鉛直方向の入力地震動も考慮することが必要とされよう。

(ii) 最大加速度の増幅度に関する特徴は、上記の水平方向加速度の場合と基本的に同じである。

次に、動的応答によって生じた最大せん断ひずみ (常時のつり合い状態からの動的な変動分) の分布を図-6に示す。表土層および崖堆積層の最大せん断ひずみは、これより下方の地盤の最大せん断ひずみに比較し、一般に1オーダー以上大きい。したがって、崖堆積層部の崩壊に着目し、ここでは崖堆積層だけの最大せん断ひずみの分布を示している。図-6の結果によれば、斜面-1の最大せん断ひずみは、崩壊範囲の最下端 (道路の真上) において他の部分よりも相対的に大きくなっている。これに対して、斜面-2では斜面-1のようにある特定箇所にせん断ひずみが集中する傾向は表われておらず、道路上方の斜面全体にわたっておおむね一様にせん断ひずみが発生している。すなわち、斜面形状に起伏が少なく、また、表層の厚さもおおむね一様な斜面-2では、せん断ひずみは斜面に沿ってなだらかに変化するのに対して、形状および表層の厚さが変化する斜面-1では、このような地形および地盤条件の変化に対応してせん断ひずみの特定箇所への集中が生じることがわかる。

2.2 斜面の安定性の検討

図-6に示した結果をもととし、斜面に生じるせん断応力に基づき、常時の状態 (自重のみ作用した場合) および地震時の状態に対して、次式で定義するすべり係数 S_f の分布を求めた。

すべり係数 S_f

$$= \frac{\text{土に生じる最大せん断応力 } \tau_f}{\text{土のせん断強度 } \tau_f^R}$$

.....(1)

ここで、 τ_f^R は地震後に斜面-1および斜面-2で実施されたスウェーデン式サウンディングおよび静的コーン貫入試験の結果から場所ごとに推定した。ただし、このようにして推定したせん断強度 τ_f^R は静的な値であり、式(1)で動的せん断応力と比較することは必ずしも適切ではないが、ここでは他に適当な方法がないことからこの方法を採用した。

このようにして、斜面-1および斜面-2（ただし、斜面-2は県道上方の斜面のみ）の崖面層内のすべり係数 S_f の分布を求めた結果を図-7(常時)および図-8(地震時)に示す。これは、スウェーデン式サウンディング調査結果に基づき、 τ_f^R を推定したものであり⁵⁾、静的コーン貫入試験結果に基づき τ_f^R を推定した場合も全体的な傾向は図-7, 8と変わっていない。この結果より、すべり係数 S_f の分布に関して以下の点が指摘される。

(i) 地震時における S_f の分布は、斜面-1では3以上となる領域があるのに対して、斜面-2では1.5程度止まりであり、一般的に斜面-1の方が斜面-2よりも大きい。

(ii) 地震時における斜面-1の S_f の分布は、崩壊区間内において非崩壊区間よりも大きくなる傾向にある。ただし、崩壊区間のうち、最も山側

(上方)では、必ずしも S_f の大小と崩壊の起点との間にはっきりした関係が認められるわけではない。道路面から10~15m上方の斜面（崩壊区間の最も谷側（下方））において、 S_f の大きい領域がある。

(iii) 常時における S_f の値は、斜面-1、斜面-2ともに地震時の値に比較して小さい。たとえば、斜面-1の場合には、地震時の S_f の最大値が3以上であるのに対し、常時には1.5程度にすぎない。また、常時において S_f が

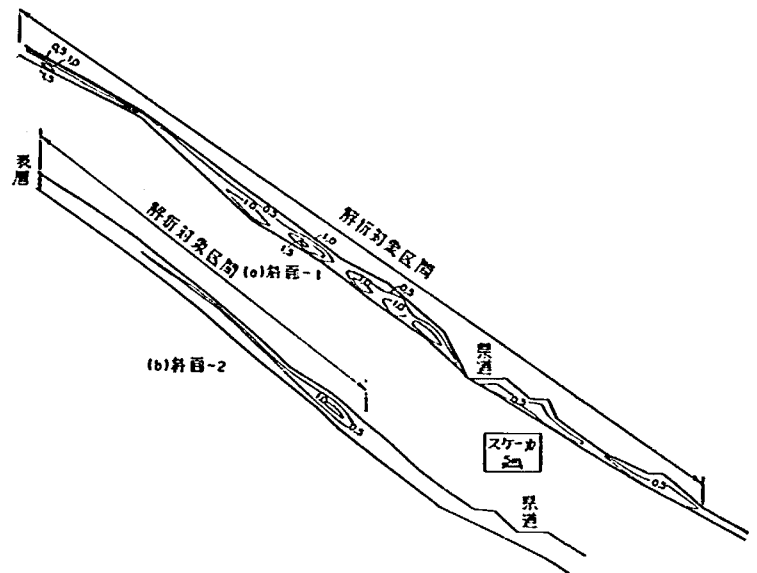


図-7 常時のすべり係数 S_f の分布

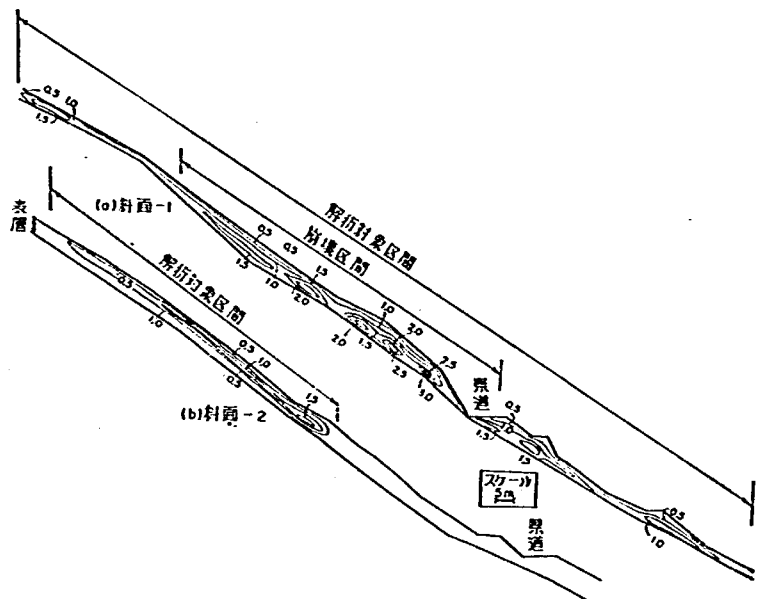


図-8 地震時のすべり係数 S_f の分布（新菊川記録を作用させた場合）

相対的に大きい領域は、地震時にも S_f が大きくなっている。

(iv) 斜面-1における崩壊区間と非崩壊区間の両者、および、斜面-2の S_f の分布（常時、地震時）を総合すると、ここに示した結果の範囲では、崩壊と非崩壊の判定の境界を $S_f=2$ とすれば、崩壊の有無をおおよそ区別できる。

3 すべり面法による安定性の検討

地震時の斜面の安定性を検討するためには、従来円弧ないし複合すべり面に地震加速度を静的慣性力に換算して作用させ安全率を計算する方法がよく用いられる。ここでは、上述した地震応答解析による結果がこのような静的なすべり面法による結果とどのような関係にあるかを検討した結果を示す。なお、すべり面法の解析には、Janbuの方法に、地震力を各細片に水平荷重として与えるよう石原らによって改良された方法³⁾（以下、ここではこの方法を Janbu 式と呼ぶことにする）を用いた。

3.1 応答解析から求めた加速度分布を用いた場合と一定加速度を用いた場合の安全率の比較

応答解析の結果（図-5参照）では、加速度は地表面近くになるにつれ著しく増幅される。このような表層内の加速度の増幅を考慮した場合と、表層地盤内の加速度をある一つの代表値で表現した場合の安全率の検討を Janbu の方法により行った。対象としたのは、たとえば斜面-1については図-9に示す①および①'のすべり面であり、これらは一般にすべり面は強度に関する不連続面であるということから経験的に想定したものである。いま、表層内の加速度の代表値を 400 gal と考えると、400 gal 一定とした場合の安全率と応答解析による表層内の加速度分布を用いた場合の安全率は図-10のようになる。ここで、土質定数は、a) $c=5t/m^2$, $\phi=0^\circ$, および、b) $c=3t/m^2$, $\phi=30^\circ$ の2種類としている。この結果によれば、両者の安全率の差は±10%程度の範囲に入っており、よい相関を示すことがわかる。したがって、ここで対象としたように、すべり面が深さ数m程度で経験的に想定されるような型であり、かつ、平均的な加速度が精度良く推定できる場合には、場所ごとの加速度の違いを詳細に求めなくても、代表的な加速度値を用いることにより安全度の評価をすべり面法により行うことができると言えよう。

3.2 斜面の凸部付近にすべり面を想定した場合の安全率

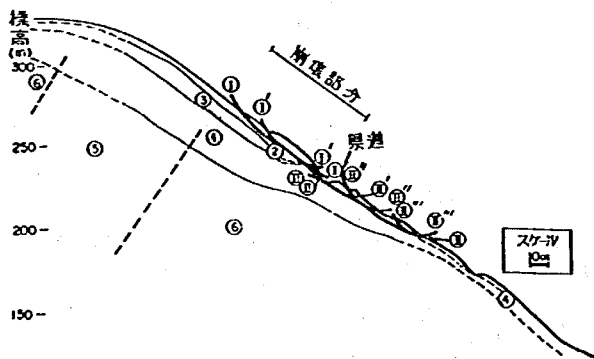


図-9 静的安定解析に用いる想定すべり面（斜面-1）

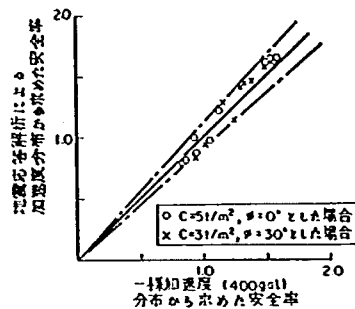


図-10 地震応答解析から求めた加速度を用いた場合の安全率と一定加速度を用いた場合の安全率の相関

表-2 斜面凸部付近にすべり面を想定した場合の安全率

基本断面	安全率 (A)		検討断面	安全率 (B)		B/A	
	a	b		a	b	a	b
①	0.81	0.82	①'	0.87	0.83	1.07	1.01
①	1.22	1.28	①'	1.64	1.41	1.34	1.10
			①''	1.61	1.44	1.32	1.13
			①'''	1.65	1.57	1.35	1.23
②	1.00	0.93	②'	1.63	1.46	1.63	1.60
③	0.79	0.94	③'	0.98	1.14	1.24	1.21

a: $C=5.0\text{ton/m}^2$, $\phi=0^\circ$ の場合

b: $C=3.0\text{ton/m}^2$, $\phi=30^\circ$ の場合

応答解析の結果によれば、斜面に突起部がある場合にはその近傍で著しく加速度が増幅される傾向がある。また、一般に地震による崩壊は、斜面形状が凸状の斜面で発生しやすい傾向も実態調査により認められている。そこで、このような凸部の周辺ですべりに対する安全率が低下するかどうかを検討するために、凸部で加速度の大きい付近に（たとえば、斜面-1については図-9の①', ①'', ①'''）すべり面を想定した場合の安全率を表-2に示す。表中の B/A の値は斜面の凸部付近にすべり面を想定した場合の安全率 B をその基本となる経験的にすべり面を想定した場合の安全率 A で除した値を示している。表-2の結果によれば、B/A の値はすべて1.0以上となっており、これは、斜面の凸部付近において加速度応答が局部的に大きくなったとしても、このことが凸部付近の極端に局所的な崩壊を発生させることにはならず、凸部を含んで従来経験的に想定してきたようなすべり面に対する安全率が最も低いことを示しているものと解釈される。

3.3 想定すべり面の深さを変化させた場合の安全率

応答解析の結果によれば、加速度の値は崖縁層表面ほど大きく、崖縁層底面に近くなるにしたがって小さくなっている。したがって、加速度の分布だけに着目すれば表層崖縁層の浅い部分をすべり面とする場合の安全率の方が崖縁層深部をすべり面とする場合の安全率の方が低いことが示されている。

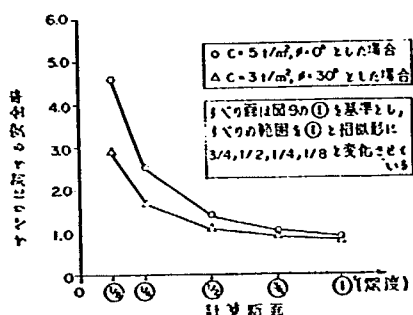


図-11 すべり面の深さを変化させた場合の安全率の変化
り面とする場合の安全率よりも小さくなりそうである。このような点を検討するために図-9に示した①のすべり面を基本とし、このすべり面の深さおよびすべる範囲を相似的に3/4, 1/2, 1/4, 1/8倍とした場合の安全率を図-11に示す。この結果によれば、すべりに対する安全率はすべり面を深くとるに従って低下しており、崖堆積層底面からの方が崖堆積層の中間からよりもすべりやすいことを示している。この検討では、崖堆積層内の地盤定数(c, ϕ)は一定と仮定しているため、これらの地盤定数の大きさおよび分布が変化した場合についても検討することが必要とされる。しかし、一般には、崖堆積層内に強度の差が大きい境界面がない限り、崖堆積層の底面からすべると考えることができよう。

4 結論

昭和53年1月14日の伊豆大島近海地震により表土層、崖堆積層の崩壊を生じた斜面-1およびこれに隣接しながら崩壊しなかった斜面-2を対象として、地震応答解析により斜面の基本的な振動特性を調査し、安定性の検討を行うとともに、この結果をもとにすべり面法による安定性の検討を行った。本解析の結果をまとめると以下のようになる。

1) 地震動加速度の増幅は地山内においては小さく、表面に近い強風化岩層および崖堆積層内において著しい。加速度の増幅は表層の地盤条件とともに、地形条件の影響を受け、形状としては大きくみてゆるやかにふくらんだ斜面に、また、その中でも小さく出っばった突起部において大きい。

2) 斜面形状に起伏が少なく、崖堆積層の厚さもおおむね一様な斜面-2では、地盤に生じるせん断ひずみが斜面に沿ってなだらかに変化するのに対し、形状および表層の厚さが変化する斜面-1では、このような地形および地盤条件の変化に対応して、せん断ひずみが特定箇所で大くなる傾向がある。

3) 動的解析より求めた地震時の最大せん断応力 τ_f に対する土のせん断強度 τ_f^R の比 (τ_f/τ_f^R) として地震時のすべり係数 S_f を定義すると、崩壊した崖堆積層では崩壊しない崖堆積層と比較して相対的に S_f が大きい。

4) 常時におけるすべり係数 S_f は、斜面-1、斜面-2ともに地震時における S_f よりも小さい。ただし、常時において S_f が周辺に比較して相対的に大きい箇所は、

地震時にも S_f が大きくなっており、もともと常時に不安定な箇所が地震により崩壊しやすいことを示していると考えられる。

5) 動的解析により求めた箇所ごとに異なる加速度値を用いて、Janbuの方法によりすべりに対する安全率を求めた場合と、一様な加速度を用いてすべりに対する安全率を求めた場合を比較すると、両者には著しい違いはない。このことから、すべり面の深さが本解析で対象としたように数m程度で、一般的な形状の斜面では、崖堆積層内の加速度値が正しく推定できれば、これを用いてすべり面法により安全率の評価を行うことができる。

6) 動的解析の結果によれば、斜面の凸部付近において加速度の増幅度が局所的に大きくなり得ることが示されているが、すべり面をこのような凸部近傍(ただし、すべり面の最深部は崖堆積層の底面)に想定した場合と、崖堆積層に沿って、その底面近くに経験的に想定した場合の安全率をすべり面法によって求めた結果、安全率は後者の方が前者よりも小さくなった。したがって、斜面の凸部付近において加速度が局所的に大きくなったとしても、このことがすぐ、この付近の極端に局所的な崩壊を招くことにはならず、凸部を含む経験的に想定されるすべり面全体の安全率を低下させていると考えられる。

7) 動的解析により求めた加速度値を用いて、すべり面の深さ(いずれも崖堆積層内)を変化させて、すべり面法により安全率を求めた。加速度の値は崖堆積層表面ほど大きく、したがって、加速度だけに着目すれば浅い位置にすべり面を想定した場合の方が、見かけ上安全率が低くなりそうであるが、計算結果は、想定すべり面の深さを深くするほど安全率は低下した。解析に用いた地盤定数の分布が変化した場合についても検討することが必要とされるが、一般には、崖堆積層内において著しく強度が変化しない限り、崖堆積層の底面からすべるという計算結果となる。

謝 辞

本調査に際しては、静岡県土木部道路維持課ならびに下田土木事務所の多大な御協力を賜わった。ここに記し厚くお礼申し上げる次第である。

参考文献

1. 日本道路協会：道路の震災対策に関する調査報告、(I)および(II)、道路震災対策委員会、昭和54年3月、9月
2. 芥川真知、吉中龍之進、安江朝光：地震災害と地形・地盤—山地における事例を中心として、土と基礎、Vol. 28, No. 6, 昭和55年6月
3. 石塚研一、吉田喜忠、長尾 哲：崩壊地における不規則資料の強度試験、東伊豆道路震災対策委員会報告書、昭和54年3月
4. 大橋昭光、岩崎敏男、川島一彦：墓石の転倒状況から推定した1978年伊豆大島近海地震の地震動強度、土木技術資料、Vol. 20-11, 昭和53年11月
5. 岩崎敏男、川島一彦、安江朝光、仲野公章：地震応答解析による沿道斜面の耐震性の検討、土木研究所資料、第1600号、建設省土木研究所、昭和55年7月
6. 岩崎敏男、常田賢一、吉田精一：正規圧密下の沖積粘性土の動的変形特性、土木技術資料、Vol. 21-10, 1979.
7. 岩崎敏男、常田賢一、吉田精一：長期圧密・過圧密下の沖積粘性土の動的変形特性、土木技術資料、Vol. 22-2, 1980.

16. 環境・地震・長大斜面の関連
が緊急課題

安 江 朝 光

河川レビュー No.36
1981.5

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

PHYSICS DEPARTMENT

PHYSICS 354

SPRING 2011

PROF. J. J. HALL

環境・地震・長大斜面の関連が緊急課題

事業の後追いでスタートした急傾斜の技術工法
に独自の基礎的理論が確立されつつある。

安 江 朝 光

(土木研究所急傾斜地崩壊研究室長)



まえがき

急傾斜地崩壊対策事業は、昭和四二年予算補助制度をもって開始され、昭和四四年には現行の「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」が制度化され現在に至っているが、この一〇年余の間に、事業費の大幅な増加にともなう対策工事の既成箇所も急増している。

技術工法も当初は、他事業の借りものの技術からスタートしたが、少しずつ、独自の技術が育ってきている。しかし、自然斜面が対象なので、斜面を構成している地山の地形・地質・土質条件など素因の複雑さと降雨などの誘因の多様さに

より、技術的水準は必ずしも満足のいくものではなく、今後待ったところも多い。

また、最近では、対策工事を進める場合、災害を防ぐだけでなく、周囲の環境も良好な形で保全することが要望されて行政面ばかりでなく技術的にもその対応が難しくなっている。

1. かけ崩れの実態調査から明らかにしたこと

かけ崩れの調査研究は、まずその実態を明らかにすることから始める必要がある。かけ崩れが発生する斜面の地形や地質は箇所ごとに異なり、また雨の降り方も多様であるが、多数の事例を収集し

て、項目ごとに整理することにより、その実態が漸次はつきりしてきた。

① かけ崩れの多くは地山(基盤)の上の表土・崩積土などの崩壊であり、地山を構成する地質(岩石の種類)には比較的関連がない。

② かけ崩れの発生しやすい地形は明瞭に屋根とか谷とか判断できるような箇所より、むしろ一見して大きな変化のない斜面である。

③ 岩質の地山自体が崩壊する場合は成層構造、断層、層理面の存在とその方向・位置などの地質構造と地下水の影響を受ける傾向があり、崩壊の規模が大きいほどこの傾向は著しい。

④ かけ崩れの平均的規模は表1に示すように厚さ一・五～二m、幅一七～一八m、長さ二〇～二五m、崩壊土量は半数近くが一〇〇㎡以下で、三〇〇㎡以下で約八〇%を占める。

⑤ 崩土の到達距離/斜面の高さは、被災の範囲の実態として重要なものであるが、〇・二～〇・三九が最頻値で、〇・六以下で全体の七二・五%を占める。さらに斜面の高さの一・四倍まで考えれば、全体の九四・二%が含まれる。実際問題では、斜面の高さの三倍以上離れておれば、被災を受けないとしても一応許容されるであろう。

⑥ 崩壊の発生件数が最も多いのは、

梅雨期の豪雨による崩壊の場合のように降雨が連続して地盤が湿潤状態になっているときに強い雨が降ったケースであった。これを崩壊発生機構から考えると、前期降雨により地盤の含水率が増加し、地盤の強度低下と重量増が生じているところに、降雨強度の高い雨が降り、間隙圧が一時に上昇したり、表面流水による

表-1 崩壊規模 平均値

	崩壊の高さ h (m)	崩壊の幅 B (m)	崩壊の長さ L (m)	崩壊土量 V (m³)	崩壊土の 平均密度 γ (t/m³)	崩壊の長さ L (m)	崩壊の位置 h/H	崩壊の長さ L/H	崩壊の形状 W/H
平均値	18.6	17.6	1.60	335.6	12.0	23.9	0.77	0.52	1.47
最大値	596	600	600	592	596	590	590	596	1.612
最小値	219.3	259.2	4.67	58.1	694.6	922.8	0.66	0.50	3.48
標準偏差	15.8	15.8	2.16	6,176.3	21.6	30.4	0.29	0.71	1.86
変動係数	95.2%	90.1%	134.5%	1,062.1	20.5%	127.3%	37.2%	0.135%	1.27%
最大値-最小値	1.3~220	2~120	0.25~8	1~15,000	0.5~250	1.7~310	0.03~1	0.01~12.9	0.03~25.0
第1回調査 平均値	19.4	17.1	2.13	684.0	12.0			0.71	
第1回調査 最大値	201	201	201	201	199			199	

(注) 第1回調査は昭和41~46年を対象に、第2回は調査昭和47~49年を対象に実施した。

2. 調査と安定解析

急傾斜地での調査のポイントとは、崩壊形態と崩壊要因を正しく想定するとともに崩壊の危険度を的確に判断することである。崩壊防止工事を実施する際には、これに防止工事の基礎となる地盤の強度を知ることが加わる。

調査と安定解析の流れを図-1に示す。調査も地すべり等に比べると予算面で制約を受け、不十分なことが多いが、事例が多くなるに従って、現地踏査での問題点、特に崩壊面となりやすい強度および透水・浸透に関する不連続面をサウンディング、ボーリング等でつめ、これらを総合するという方向で急傾斜地の調査方法が体系づけられてきた。河川砂防技術基準(案)、急傾斜地の調査法にまとめられている。

斜面崩壊の危険度を明確に判定し、崩壊の予知・予測を行うことは急傾斜地崩壊対策を進める上で、その基礎となるものである。

現在、これらに対して次のような方法がある。

① 現地踏査、地盤調査の結果から、従来の経験、資料をもとに担当者が判断を下す。

② 従来の経験、資料などにより、危険度判定に際して点数制などの一応の基準をつくり現地踏査、地盤調査の結果をこの基準にあてはめて危険度を決める。

③ ある地域を対象に、崩壊に関連する要因の組合せと重みづけを崩壊した斜面とそうでない斜面とを最も良く分離するように数量化解析と呼ばれる統計的手法により求めて危険度を判別する方法。

この要因としては、一般に空中写真などで調査できるものが用いられる。

あと、建設省が行った調査では六〇、五七六の急傾斜地崩壊危険箇所を②の点数制により、危険度のランクづけをした。その基準を表-2に示す。その後、昭和四九年には、このうち一五七箇所が崩壊したが危険度ランクとの相関は表-3に示す結果になり、かなりの程度まで斜面の危険度が判定できるといえそうである。

図-1 自然斜面の調査と安定解析のフローチャート

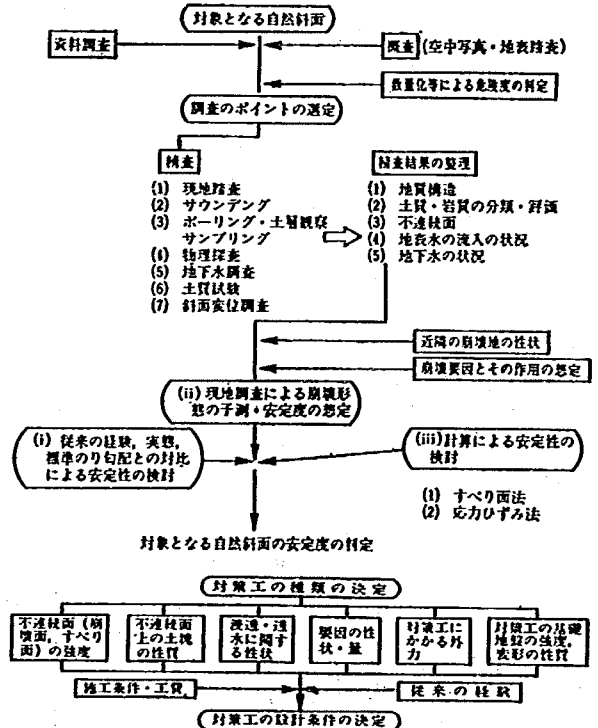


表-2(a)急傾斜地崩壊危険区域危険度判定基準 表-3総点検時の危険度判定とその後の災害発生状況の比較

要 因			点 数		備考
			自然斜面	人工斜面	
1 高さ	10m以上	7	7		
	10m未満	3	3		
2 傾 斜 度	45°以上	1	1		
	45°未満	0	0		
3 オーバハング	有無	3	3		
		0	0		
4 表土の厚さ	0.5m以上	1	1		
	0.5m以下	0	0		
5 湧水など	有無	1	1		
		0	0		
6 周辺の崩壊	有無	3	3		
		0	0		
7 急傾斜地崩壊防止工事の技術的基準	満 足	0	0		
	不 足	3	3		
8 構造物の異常	有無	3	3		
		0	0		

注：人為的工事によって各要因による危険が消滅しているものについてはその要因をないものとし0点とする。

(b) 急傾斜地危険度採点区分

ランク	点 数		備 考
	自然斜面	人工斜面	
A	9点以上	15点以上	危険度 大
B	6点～8点	9点～14点	中
C	5点以下	8点以下	小

災害年度	ランク	危険度判定 ^{※1}	箇所数 D	D/R×100 (%)	Cランクを1とした時のA・Bの発生割合
49	A	34,605	144	0.416	18.9
	B	21,353	12	0.056	2.5
	C	4,613	1	0.022	1.0
50	A	37,440	119	0.318	8.8
	B	20,119	27	0.134	3.7
	C	5,602	2	0.036	1.0
51	A	37,440	270	0.721	5.0
	B	20,119	69	0.343	2.4
	C	5,602	8	0.143	1.0
52	A	37,440	105	0.280	15.6
	B	20,119	25	0.124	6.9
	C	5,602	1	0.018	1.0
49～52	A	37,440	638	1.704	8.0
	B	20,119	133	0.661	3.1
	C	5,602	12	0.214	1.0

※1 は保全対象人家5戸以上の急傾斜地崩壊危険箇所

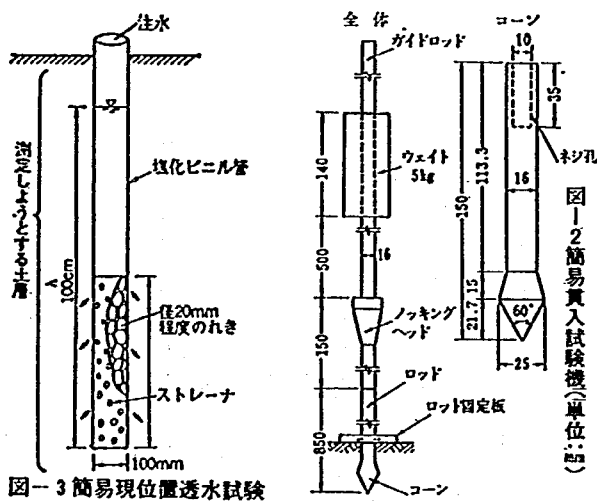


図-3 簡易現位置透水試験

① 簡易貫入試験機
土研式簡易貫入試験は図-1に示す装置を用い、五kgのウェイトを五〇cm落下させ、コーンを一〇cm貫入させるのに要する打撃回数Nc値を求める。深度が三、四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質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地盤に適用できる。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、斜面を面的に調べうる利点がある。

② 簡易現位置透水試験機
図-3は、オーガ孔を利用する方法を急傾斜地用に若干改良した装置の概略である。これは、塩化ビニル管にストレーナを設け砂礫を詰めたものである。試験はまず径一〇cmのハンドオーガで地盤を掘削する。孔壁を荒らさないようにこの塩化ビニル管を挿入し、水位を一定に保つように給水をくり返し、注水時刻、給水量を測定する。給水量が一定になるまでこの作業を行ない、給水量が一定になるのを確認した後お数回の測定を行なった後測定を終了する。

3. 新しい調査用機器
従来、地盤調査に用いられていたものを急傾斜地で使いやすいように簡易化、軽量化したものが考案されている。

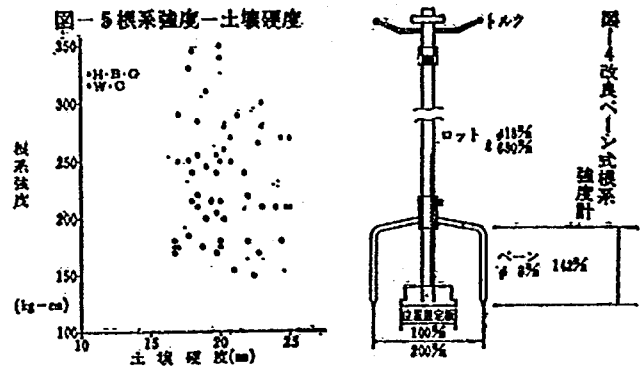
① 簡易貫入試験機
また地盤調査の結果から、有限要素法により力学的に解析して危険度を求める研究も進んでいる。⁴⁾
このほか、危険な斜面に計器を設置して崩壊を事前に察知しようとする試みも最近各方面で行われている。⁴⁾ 5)

① 簡易貫入試験機
土研式簡易貫入試験は図-1に示す装置を用い、五kgのウェイトを五〇cm落下させ、コーンを一〇cm貫入させるのに要する打撃回数Nc値を求める。深度が三、四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質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地盤に適用できる。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、斜面を面的に調べうる利点がある。

る。試験孔（塩化ビニル管）内の水位と地下水または不透水層との距離との関係から次式により透水係数を算定する。⁶⁾ 試験孔内水位と地下水または不透水層との距離（ H ）が孔内水深（ h ）の三倍以上のとき

$$K = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\log e \left\{ \frac{h}{r} + \sqrt{1 + \left(\frac{h}{r} \right)^2} \right\} \right] \quad (1)$$

地下水または不透水層の位置が高い

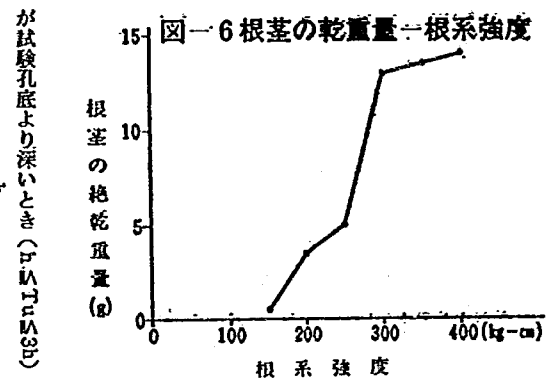


が試験孔底より深いとき（ $H \gg Tu + 3h$ ）

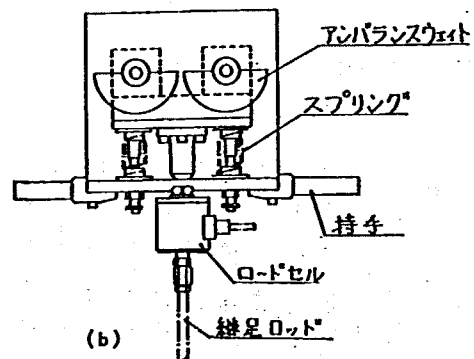
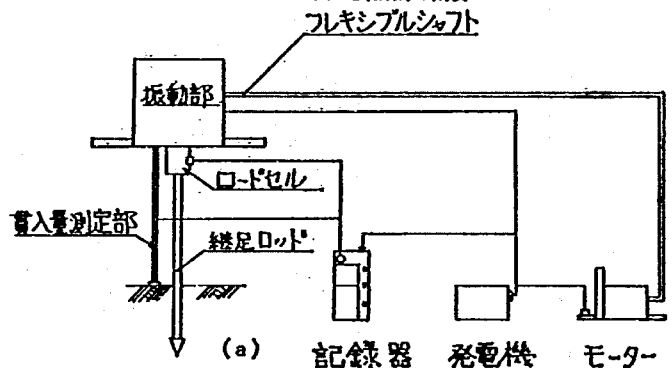
$$K = \frac{3Q \log e}{2\pi h^2} \cdot \frac{h}{r} \quad (2)$$

塩化ビニル管を引き上げた後、試験孔を掘り下げ、同じ手順で再度試験を行なえば次の深度での地盤の透水係数を求めることができる。

③ 改良ベーン式根系強度計
急傾斜地での崩壊対策工事では、防災とともに、良好な環境の保全が要望される。植生をなすだけ使用するためには、まず植生の持つ斜面安定上の効果を数量的に明らかにする必要がある。



図一七 振動式コーン貫入試験機の概要



図一(7) 振動式コーン貫入試験機の概要
上図(a) 下図(b)

植物の根系により地盤の強度が増加すると定性的にされている。これを定量的に調べるため、土質調査に用いられているベーン試験機を図一四に示すように改良しベーン式根系強度計を試作した。これは、計測しようとする位置でベーンを押し込みロッドを回転させて根系を含む土のせん断時の最大抵抗値をトルク量で測定し根系強度とするものである。

④ 振動式コーン貫入試験機
地震時の地盤の動的特性を原位位置で調べる目的で図一七に示す装置を試作した。写真一に操作状況を示す。基礎的

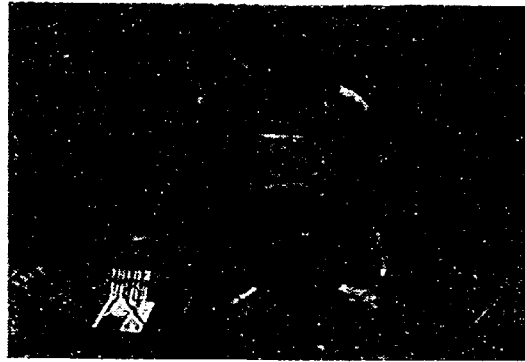
表4 昭和55年度 急傾斜地崩壊防止工 事法調査

都道府県	工事箇所	排水口			斜面改造			のり面保護工												アンカー工		擁壁工		杭工	落石防止工		雪崩防止工		谷止工																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
		地盤水排除	地下水排除		切土	除石	押え壁土	植生			法棒			張工			吹付			重力	重力	重力	重力		重力	重力	重力	重力		重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力	重力

な試験を通して実用化を計りたい。

4. 急傾斜地崩壊防止工法

防止工法は、雨水の作用を受けないようにする法面保護工（植生工、吹付工、砕工、張工など）、雨水の作用を受けて崩壊する可能性の高いものを除去する切土工、及び雨水の作用を受けても崩壊が生じないように力のバランスを加える擁壁工、杭工などの抑止施設と法面頭部の切土工に大別される。表一四は昭和五五年



振動式コーン貫入試験機の使用状況

るかを見るため全国的な集計を行なったものである。斜面の脚部を擁壁で固定し、斜面については、防災と環境保全の両方を満たしやすいものとして、現場打ちコンクリート法砕工が良く使われる。また最近では、アンカー工が、法砕、擁壁などの補強の目的で使われることが多くなった。斜面安定に対するアンカーの効果は安全率の増加に集約され、それは一般に次式で示される（図一八参照）。

$$F_s = \frac{\sum (C + W \cos \alpha \tan \phi) + \sum P_o (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi)}{\sum W \sin \alpha} \quad (2)$$

ここに

F_s : 安全率

W : 各スライスにおける土塊+構造物の自重 (t)

P_o : 各スライスのアンカー引張力 (t)

L : スライスがすべり面を切る弧の長さ (m)

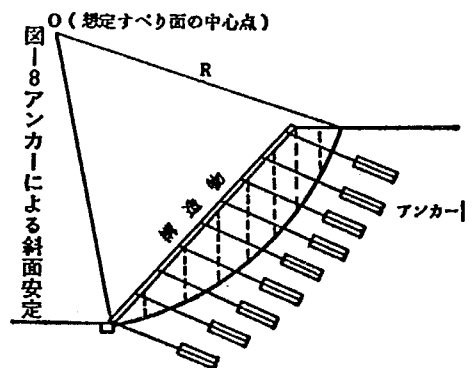
α : スライスとすべり面の傾斜角 (度)

β : アンカー引張鋼材とすべり面のなす角 (度)

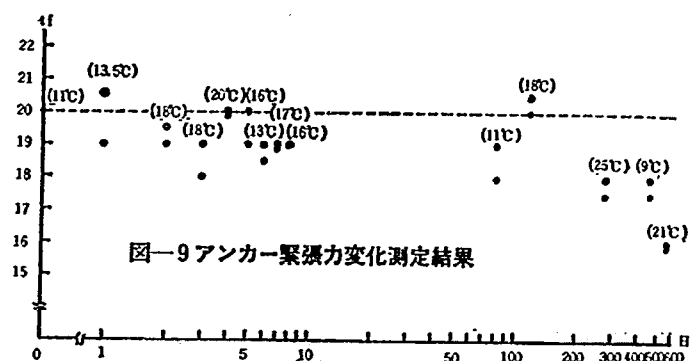
c : 土の粘着力 (全応力表示) (t/m²)

ϕ : 土の内部摩擦角 (全応力表示) (度)

上式は、土留壁などに一時的にアンカーを用いる場合のように仮設工事に対して

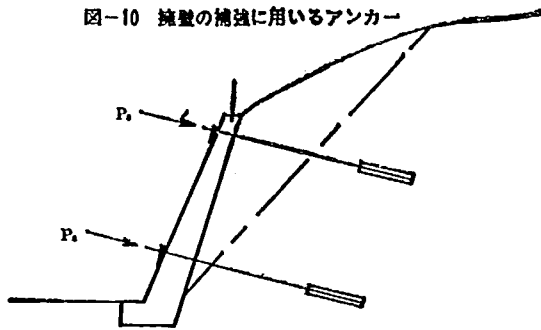


は、従来から適用され、実績も有しているが、急傾斜地崩壊防止工で永久構造物としてアンカーを用いる場合は必ずしも妥当でないと考えられる。その理由は、アンカー定着部の岩のクリーブ等によって、長期間では、アンカーの緊張力が減少すると考えられるからである。第三紀の泥岩に設置した二本のアンカーについて、アンカーの頭部にセンサーホール型荷重計（油圧式）を設置し、アンカーの緊張力の経時変化を測定した結果を図一九に示す。図中には、測定時の気温が記入してある。緊張力の減少率は約一年半経過した時点で約二割であった。したがって永久構造物としてアンカーを用いる場合は、(3)式の分子の $\sum P_o (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi)$ を見込まない方が、現時点では妥当であろう。



しかしながら、想定される土塊のすべりに対して、土塊の体積が増加すると考えられる部分については、アンカーの緊張力が減少しないと考えるから、分子の $\sum P_o (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi)$ を見込んでお

図-10 擁壁の補強に用いるアンカー



するスライスについては、(1)式をそのまま用い、残りの部分には、 $M \cdot P_o (\cos \alpha + \sin \alpha \sin \beta)$ を見込まないのが実際的であろう。この場合(1)式がそのまま適用できるのは、想定すべりの末端部やすべり面の勾配が緩くなった部分であろう。

また図-10に示すように擁壁の補強としてアンカーを用いる場合は、アンカーの設計耐力(P_o)が、反力として擁壁に作用するとして設計するのが妥当であろう。

急傾斜地では、家と斜面との間に空間が少なく、斜面末端に設置する擁壁の基礎幅が十分にとれない場合がある。このような際には、杭を設置して、それを抱き込んだ形で擁壁を施工し、滑動や転倒などに対して必要な安全度を有するような工夫もされている。また、比較的勾配の緩い長大斜面では、鋼杭を建込み、地表に出てくる部分には、ネットをはり、杭による斜面安定と欄による落石等への防護の二つの効果を持った構造物も考案されている。

プレキャストのコンクリート法枠の損傷が防止工完成後見られたことから、昭和五一年からの長が7mを超える場合はのり面の縦方向に隔壁工を10mごとに設置するようになり、以後この種の事例は減少している。

急傾斜地崩壊防止工の設計、施工に関しては、河川砂防技術基準でのとりまとめがほぼ終了しているが、これ以外に、「斜面崩壊防止工事の設計と実例」―急傾斜地崩壊防止工事技術指針―の編集が進んでいる。

崩壊防止工の耐震設計については、現在実態の整理と若干の理論的検討を行っている段階である。

今後の課題

急傾斜地崩壊対策は、事業が先行して技術があとを追っているような面がある。家の裏がけで施工するということか

ら、同じ斜面安定を取扱っても道路法面などには見られない特殊条件がある。技術面でも今後に残された課題は多いが、特に、環境、地震、長大斜面に関連するものが緊急度が高い。

これらの技術を進めるには、基礎的研究がそのベースとして必要である。

図-11は、直径30cm、高さ90cmのアクリル製円筒に試料をつめ、20hrの雨を降らせた時に発生する間隙(水)圧を測定したものである。

図中の計算値は、 γ_w と、青木などが与えた次式を用い、浸透水が不透水層ではね返るとして差分法により求めたものである。

$$\frac{\partial \pi(s, t)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \pi(s, t)}{\partial z} \right) \quad (1)$$

$$\frac{\partial \pi(s, t)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \pi(s, t)}{\partial z} \right) \quad (2)$$

ここに

- 鉛直浸透水量
- △ 不飽和土の透水係数
- ◇ 土中の水分量
- ◇ 流動に関与しない土中の水分量
- × 地表面より下方にとった距離
- △ 時間

図-11は、日雨量280mmの降雨があった時に表面より深さ1mのところに不透水層があるとして、降雨開始後二四時間後の間隙水圧を同様にして計算したものである。これより、豪雨が降り始め

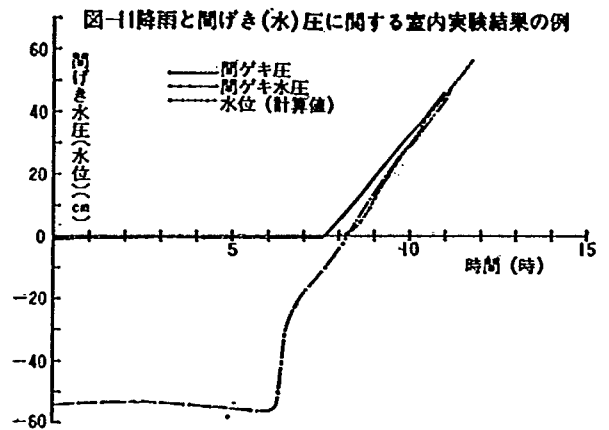


図-11 降雨と間げき(氷)圧に関する室内実験結果の例

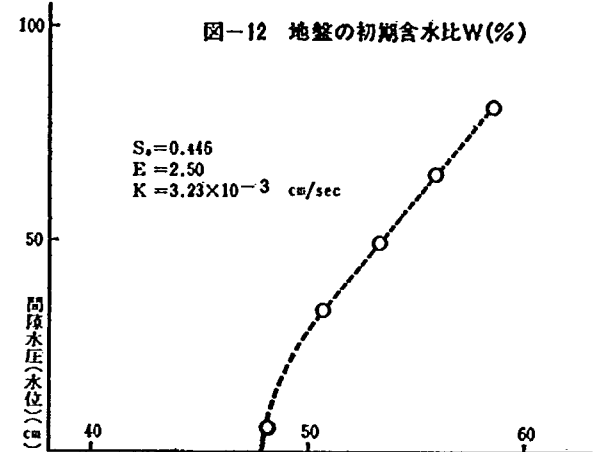


図-12 地盤の初期含水比W(%)



斜面の水路工に関する大型実験

る前の地盤の含水比、あるいは、前期降雨の重要性が分る。

土木研究所では、筑波移転にともない大型の実験施設が整備された。写真一二は、幅一五m、高さ三・五mの斜面崩壊実験施設を用いて行った水路の実験を示す。

あとがき

急傾斜地崩壊対策の技術の向上は、現地の資料が基礎であり、事業の進捗によるところが多い。また学問的にも種々の

専門分野に関連しており、そこでの進歩に助けられる点も少なくない。今後とも関係の方々のご教示とご援助をお願いする次第である。

参考文献

- (1) 河川局砂防部傾斜地保全課、土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室、がけ崩れ災害実験について、土木研究所資料第一〇九号 一九七六年二月
- (2) 大久保駿、板垣治、吉川正徳、がけ崩れ、地すべり危険地予測のための数量化解析の適用、土木技術資料 Vol. 一八、No. 五、一九七六年五月
- (3) 安江朝光、斜面崩壊対策の現状、土木研究所講演集一九七七年三月
- (4) 土木工学会、切土のり面第五章計器による崩壊の予知、一九七六年十二月
- (5) 安江朝光、現場のための土木計測ハンドブック(第一〇章第五節急傾斜における計測)山海堂、一九八一年三月
- (6) 米国内務省開拓局編京都大学土木会訳、土質便覧、山海堂
- (7) 安江朝光、地震とがけ崩れ、砂防および地すべり防止講義集XX、一九八〇年三月
- (8) Irnay S.: On the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils, Trans. of A. G. U. vol. 35 No. 3, June, 1954
- (9) 青木佑久、山地流域における洪水流出の追跡、土木研究所報告、三号、一九七一年

17. 斜面の調査と復旧工法について

安 江 朝 光

第14回日本道路会議特定課題論文集
1981.10

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

OF THE

OF THE

304 斜面の調査と復旧工法について

建設省土木研究所 安 江 朝 光

1. ま え が き

斜面を切土中あるいはのり面の工事が完成した後のり面が崩壊し、その対策に苦慮することはまれではない。
 ・斜面を構成している地山の地形・地質・土質条件など素因の複雑さにより、画一的な扱いが難しいが、手もどりをなるべく少なくするための調査の着眼点をとりまとめた。また復旧工法の事例についても若干考察した。

2 工法検討時の調査の着眼点

切土時の手もどりの原因の一つに着工前の調査不足や調査結果の吟味不足があげられる。着工前にどのような点に着目して調査をすればよいかについて整理してみる。

2-1 工事を行なう箇所はもともとどなり所かを把握する。

2-1-1 素因 ; 地形、地質について、次の手順で調査する。

- (1) 斜面の地質調査と履歴解析 ; どのようにして現在の斜面ができたかについて地質的、地形的解釈をたてる。斜面の地質によって、どんな崩壊が起るかは経験的に分ることが多い。たとえば、風化花崗岩からなる斜面では、表面流水や浸透水によってマサ土が滑落するものがほとんどである。近傍の斜面で過去に崩壊したものがあればそれと比較対照する。また、近くの斜面の災害記録についても調べ対象斜面と比較対照する。

(調査の着眼点)

- | | | |
|-------------------------------|---|---|
| (2) 現地踏査(踏査時の観察) | ⇒ | ☆1 地質構造(当該斜面を含む周辺の地質構造) |
| (3) 地盤調査(ボーリング、サウンディング、弾性波探査) | | ☆2 土質、岩質の評価(土の種類、岩の種類、風化の程度、破砕の程度、土の締り具合、岩の固結度) |
| | | ☆3 不連続面(強度および透水、浸透に関する不連続面) |

2-1-2 誘因 ; 自然力による斜面崩壊の誘因について次の手順で調査する。

- | | | |
|----------------------------|---|--------------|
| (1) 現地踏査(調査時の湧水箇所、状況などの観察) | ⇒ | (調査の着眼点) |
| (2) ボーリング(水位観測、地下水検層も含む) | | ☆4 地表水の流入の状況 |
| (3) 電気探査(透水層の位置、分布など) | | ☆5 地下水の状況 |
| (4) 地下水調査(地下水追跡調査、水質調査など) | | ☆6 地震力の状況 |

2-2 それにどんな人手(切土)を加えるか

☆7 切土、トンネル掘削、盛土により斜面のどの部分が不安定になるか。(切土量、切土位置、岩性、地質状況、水道の変化に関連して、どこがどの程度安定度が減少するか)

☆8 切土により流れ盤になっている層理面などの不連続面が斜面の表面に出てこないか

2-3 もし崩壊するとすればどんな要因でどんな崩壊形態になるか。——素因(☆1, ☆2, ☆3), 誘因(☆4, ☆5, ☆6), 切土(☆7, ☆8)により崩壊形態と安定度を想定する。

3 手もどりの原因と対策

(1) 着工前の調査不足、すなわち、上述の2-1, 2-2, 2-3に対する吟味が不十分であった。——これに対しては、着工前に十分な調査を行なう。

(2) 着工前の調査では知ることが不可能であった地山の特質が切土して初めて分った。例えば、一連ののり面のうち、ある箇所だけ崩壊した。地質は片岩で、流れ盤であったが、崩壊箇所だけがたまたま岩の目が通っていたことが崩壊して初めて分った。——斜面の工事は、性格上この場合のように、手もどりを全くすることは不可能であるが少なくすることは可能である。このためには施工中に地山の状況を十分注意して観察すること特に地山の性質、状況について当初の予想と施工時に見られる地山の差異に十分注意する。

(3) のり面工, 斜面安定工の設計が甘かった。——困難が予想される場合は切り直しや, 切土中の崩壊の発生などをあらかじめ見越して余裕のある設計をする。

(4) 施工計画に周到さが不足していた。——困難が予想される場合は地山の安定を三次元的に検討し, 区分け施工(短区間施工), 計割施工(情報化施工)を行なうとともに, 応急事態に常に対応できる体制で施工する。

4. 施工中の手もとりと復旧工法の事例

4-1 風化花崗岩の切土——一般国道153号阿智村工区(建設省飯田国道工事事務所)

切土終了後4段中上から3段目ののり面造コンクリートブロックを施工した時点でのり面中央部が中部～下部にかけて崩壊した。花崗岩は深層風化していたり, 不規則に風化していることが多く, 堅固だと判断して擁壁の基礎掘削中急に岩質が悪い部分に当たってその上部斜面が崩壊する事例は他にも見られることである。この場合も, 崩壊箇所にかかる道路面でボーリングしたところ, 深さ3～4mにかけて, のり面掘削時には見られなかった青灰色に変質したマサが採取され, この深度を中心に上下の地山の風化が顕著に風化し弱くなっていることが分った。施工ずみのコンクリートブロックをそのままにし, 手もとりをなるべく少なくするため崩壊後の地山の安定を三次元的に検討した。すなわち, 中央部の崩土は予想される二次崩壊に対しては押え盛土となっているので, これは動かさず, 両サイドの未崩壊部ののり面について当初計画したもたれ擁壁の基礎を大きくするとともにH杭を最下段のもたれ擁壁施工のり面に建込み, これを抱き込んでもたれ擁壁をまず両サイドについて施工し, その後, のり面中央部の崩土を排除して, 同様の施工を行なった。



写真-1 崩壊直後の状況

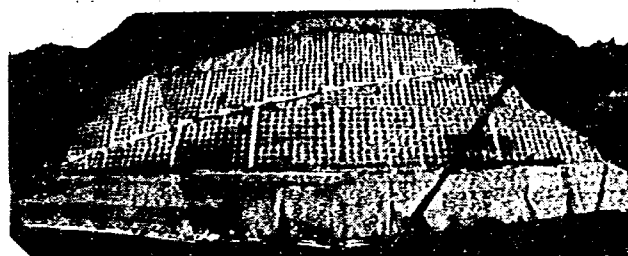


写真-2 復旧したのり面

4-2 切土面に表われた断層部の崩壊——一般国道184号X地工区(建設省福山工事事務所)

当初計画断面(1:0.7勾配)で掘削中, 断層(破碎帯幅5～7m)が切土面に表われた時点でこの部分が崩壊した。全体をゆるく切直し(1:1勾配), 特に断層部はわずかな勾配の平場にして切直した。経験的判斷を助ける目的で有限要素法による解析を行なった。地山を近似的に2次元(平面ひずみ条件)の非均質な弾性問題として扱い各点の主応力(σ_1, σ_2), 最大せん断応力, とともに点安全率を求めた。点安全率 F_s はある点において主応力より描かれるモールの応力円とモールの破壊条件式($\tau = c + \sigma \tan \phi$)で表わされる直線との間の隔りにより定義される。図-1において F_s は, $F_s = r/a = \tau/c$ で定義される。計算に必要な τ 数値は, 原位置岩盤試験により本来求めるべきものであるが, 事業の性格上これが実際上不可能なので, 観察される岩盤状態から従来の資料に照らしてなるべく的確に推定するとともに, 自然状態から当初計画断面, 崩壊時の断面, 切直した最終断面に至る履歴との対応という面からそれぞれの段階での点安全率の変化を求め, これらを岩盤区分がされている地質断面にオーバーラップさせることによって, のり面

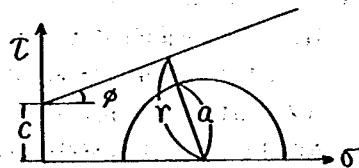


図-1 点安全率

の勾配や形状を検討した。

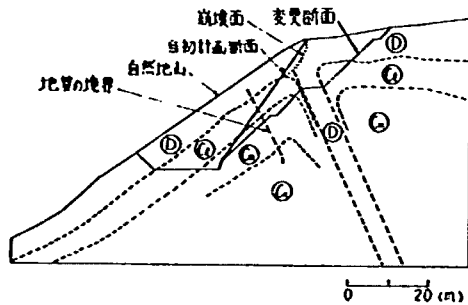


図-2 斜面の岩盤区分図

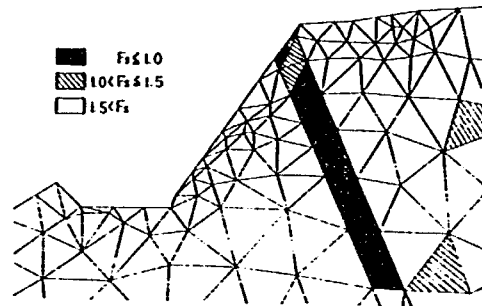


図-3(a) 点安全率分布(当初計画断面)

4-3 トンネル坑口の崩壊 — 一般国道136号

深田トンネル(静岡県)

深田トンネル(延長228m)は、貫通目前の54年4月22日、轟音とともに坑口より約30mの間および坑口斜面がほぼ同時に崩壊した。復旧工法は三次元的に地山の安定を検討し、坑口の両サイドの地山を前面の構造物により固定するとともに、グラウトにより内部の地山を固めてからトンネルを再掘削する方法を採用した。

(復旧工事の手順)

- ① 斜面整形、のり面保護工の施工
- ② グラウト工
- ③ 大口径ボーリング、鋼管埋込み
- ④ 両サイドの擁壁工
- ⑤ 坑口をばさむ両サイドの深礎工
- ⑥ 側壁導坑

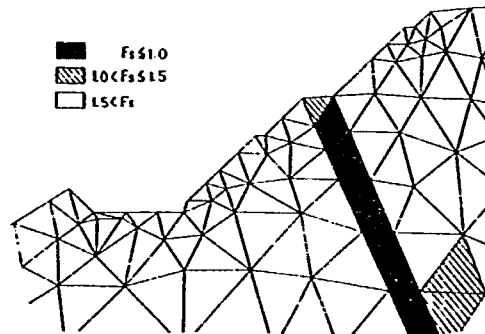


図-3(b) 点安全率分布(切直した断面)

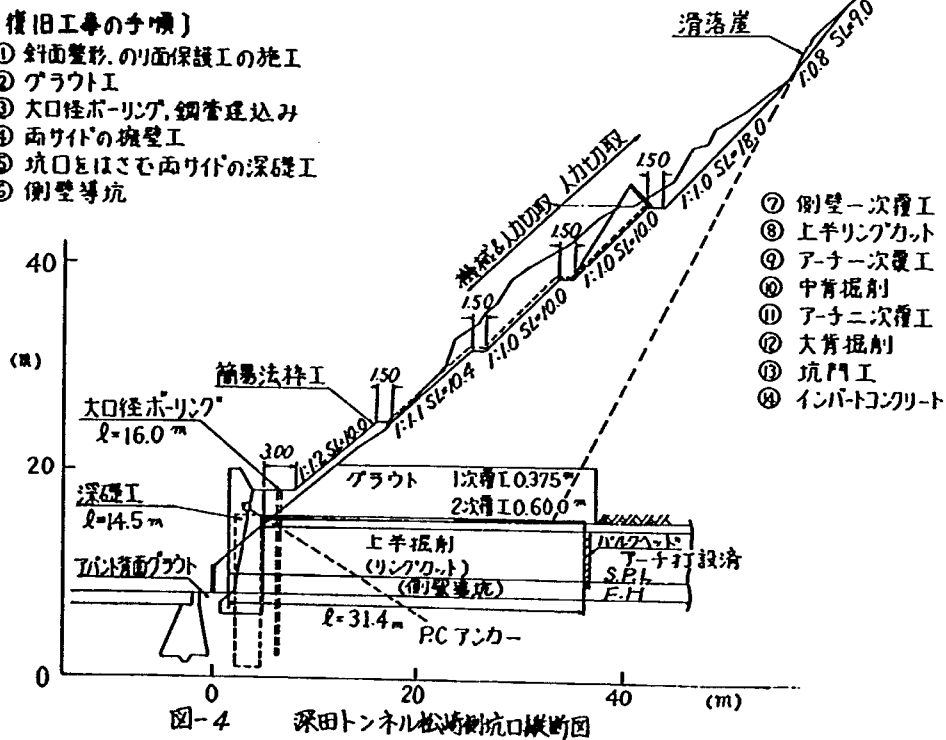


図-4 深田トンネル松崎側坑口断面図

18. のり面安定工法「道路土工—のり面工・
斜面安定工指針」の内容と考え方

安 江 朝 光

土木技術 Vol.37. No.2
1982. 2

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

PHYSICS DEPARTMENT

1964-1965

PHYSICS 101

1964-1965

特集：のり面安定工法

「道路土工——のり面工・斜面

安定工指針」の内容と考え方

安 江 朝 光*

Tomomitsu Yasue

1. ま え が き

道路に対する社会的な要求は、いろいろな面にわたり、近年ますます高度化される傾向にある。道路沿道
の環境保全と並んで、道路交通に対する災害防止、安全
性の向上は、最近特に強く要望されている事項である。

わが国は地形が急峻で、土質・地質が悪く、しかも
梅雨前線や台風による豪雨、冬期における積雪・凍
上などがあって、自然条件はきわめて厳しい。このた
め、道路盛土ののり面、あるいは道路に隣接する自然
斜面、切土のり面のすべりや土砂崩壊などによって、
道路交通に障害を与える事故は少なくない。自然斜
面、盛土、切土のり面の合理的な設計・施工法や適切
な維持・管理の方法の確立は、重要な課題である。こ
のような背景のもとに、昭和47年に日本道路協会から
「のり面工と斜面安定工指針」が刊行され、昭和52年
にはこれが一部改訂されて、「道路土工——のり面工・
斜面安定工指針」として、広く道路関係技術者に用い
られている。

2. 指針の性格

道路土工は、一般に道路の性格、規模、重要度など
によってその取扱いは相違し、一律に基準を適用する
ことは得策でない。したがって、指針の技術内容自体
についても、あらゆる種類、性格の道路にわたって解
説されているものではなく、指針の内容は“建設省が
行なう一般的な国道工事”の場合を対象として記述さ

れており、規模、性格がそれと相違する場合の配慮に
ついて補足する態度をとっている。

のり面は、一般に盛土のり面と切土のり面に分けら
れる。前者は、人工の土構造物であり、舗装の基礎と
なって供用後の交通荷重に耐え、交通車両の円滑、か
つ安全な走行を獲得するという使命を有するものであ
るのに対して、後者は、自然の地山に人工を加えたも
のであり、道路外から道路内へ及ぶ被害、および道路
から周辺の人命、財産に及ぶ被害を、建設時から供用
後にわたる長期間、最小限に止めるという役割が課せ
られている。

のり面の対象は自然の大地であり、取扱う材料の主
体も、また天然の土および岩である。土構造物共通の
ものとして、のり面は計画、調査、設計、施工の各段
階において次のような点に留意することが大切である。

① のり面の諸問題を検討するに当たっては、既往の
実例や経験を十分尊重することが大切で、土質力学な
どによる定量的検討に、ある限界があることを認識し
なければならない。

② 切土のり面の対象となる地山は、断層、節理な
どによる異方性、風化の程度や固結度の差による不均
質性により、複雑な性質を示すことが多い。したがっ
て、岩の硬さなどの一般的な地山の評価に加えて、断
層、層理といった不連続面の位置、性状を考慮しなけ
ればならない。

③ 誘因となる雨についても、地表水ののり面への
流入の状況、地下水の湧水の状況、水道³についての検
討が必要である。

④ 切土によって大気にさらされ、応力を解放され

* 建設省 土木研究所 急傾斜地崩壊研究室 室長

表-1 調査の主要着眼点と調査方法との関係

調査方法 調査の主要着眼点		現地 踏査	物理探査		ボー リング 調査	オー ガー ボー リング	テ ス ト ピ ット	サ ウ ン デ ィ ン グ	土 質 試 験	岩 石 試 験	地 下 水 調 査	計 測 調 査
			弾性波探査	電気探査								
土 質 ・ 岩 質 ¹⁾		◎	△		◎	○	○	△	◎	◎		
地 質 構 造	地質構造(地層構成(互層など)、断層・破砕帯など、受け盤・流れ盤など)	◎	◎	△	○							
	割れ目・亀裂の程度	○	○		◎		○			○		
	風化の程度	△	○		◎	△	○			△		
	表土の厚さ	○	○		◎	◎	◎	○				
	不連続面の確認	○	◎		◎		○	○				
地 山 の 強 度			△		○		○	○	◎	◎		
盛土材料の強度					○		○		◎			
盛土材料の性質		△			○	○	○		◎			
段落ち・亀裂のある斜面		◎										
地下水・湧水の状況		○		○	○	△	○				◎	
地下水位の変動					○						◎	
崩地 すべり 壊・り	すべり面の位置	△			○		○	○				◎
	変動量・変動方向の確認	△										◎
	活動性の予測	△										◎
地の すべり 下り 地	水 質										◎	
	地下水の流動経路										◎	
	地下水の流動層の位置										◎	

注) 1) 土質とは、土質名、成層状態の深さ方向の強度変化(N値のグラフ)、硬軟の程度、持まりぐあいの状況をいい、岩質とは、岩石名、成層状態、固結の程度、風化のしやすさ、割れ目の程度などをいう。
2) ◎: 最も多く用いられる手段、○: よく用いられる手段、△: 補助的に用いられる手段。

た土や岩は、時間とともにその性質が劣化する傾向にある。この傾向が著しいのは、蛇紋岩、緑色岩(片岩、凝灰岩)、第3紀以降の凝灰岩、温泉変質岩および固結度の低い新第3紀の泥岩などである。また劣化の程度は、解放される応力の大きさによっても異なり、土かぶり大きいほど、劣化の程度は大きい。

⑤ 盛土のり面は、長い工期にわたる日々の作業の質の積み重ねによって、その全体としての品質が左右される。最終的な検査段階で不適性が判明しても、とり返しがつかない。

⑥ 気象条件、特に土の含有水分の変化によって施工条件が大きく支配される。また、それに伴って築造された盛土のり面の安定度にも影響が及ぶ。

⑦ 現地材料の性質を的確に判定して活用することが、最も経済性を高めることになるから、技術者の経験と適正な判断によって効果が大きくあがる。

⑧ 盛土のり面の安定を検討するとき、構成材料の

土の力学的性質のみに着目した微視的な安定解析を行なうのに先立って、それを含み広い範囲の地形・地質的な観点から巨視的な評価を行なうことを忘れてはならない。安定を支配する要因としては、一般に後者の自然の営力の方がより優位にあることが多い。

3. 指針の内容と適用

「道路土工——のり面工・斜面安定工指針」は、調査、設計、施工、維持・管理にわたって広く記述されている。ここでは、切土のり面を中心に、現場で問題が多いと思われるものについて、ふれてみたい。

1) 調査

道路の効用が長期間にわたって発揮されるためには、その計画・設計の段階から、のり面・斜面崩壊などの災害が起こらない、維持・管理しやすい路線を計画する必要がある。調査は、道路の計画、設計、施工、維持・管理の各段階に応じて、予備調査、本調

査、施工時の調査、完成後の調査、災害時の調査に分けて記述されている。

調査の中心となるものは本調査で、のり面の詳細設計に必要な資料を得るために実施される。この段階の調査は、現地踏査および物理探査、ボーリングなどを主とした地質・土質の精密な調査が主体となる。また、地すべり地については、その他に地下水調査、計測調査が実施される。なお、この時点の現地踏査は、調査・計画立案のためのもの、およびボーリングなどによる地質・土質調査結果に基づく問題点解決のための詳細な踏査に分けられ、予備調査時の現地踏査とは、その内容、精度などが異なる。調査地点の選定は、一般に予備調査の結果、特に問題があると思われる箇所、高盛土、長大切土箇所などに重点がおかれる。

調査の主要着眼点と調査方法との関係は表-1に示される。次のような地質の所では、切土のり面で困難にぶつかることが多く、入念な調査が望ましい。

(a) 崩壊土、強風化斜面の切土

地山の固結度が低い崖壁、風化斜面、火山泥流、旧崩壊地などの不安定な地山を切土する場合で、現地踏査、ボーリング（コア採取、N値、地下水位の測定）、土質試験（粒度分布、マトリックスの状態）、弾性波探査などの実施により基盤の状態、成層状況を的確に把握し、切土深さと地下水位の関係、マトリックスの固結度および粒度、基盤線の傾き、過去の崩壊の履歴の有無など、のり面の安定を左右する主な要因を十分調査し、その結果を設計に反映させなければならない。

(b) 砂質土など、特に侵食に弱い土質の切土

主として砂質系の土砂は、表面水による侵食に特に弱く、落石、崩壊、土砂流出が起こることもある。当該のり面への地表水の流入箇所、流入量、既設のり面での侵食程度の実態などから総合的に検討する。

(c) 泥岩、蛇紋岩、風化が速い岩の切土

風化に対する耐久性の弱い岩が対象となり、採取試料のコンシステンシー試験、乾燥・湿潤繰返し試験、凍結・融解試験結果などを、除荷（応力解放）の大きさ、同種のり面の実態などから判断して、的確なりのり面形状を決める。

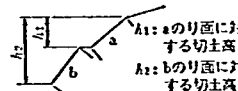
(d) 割れ目の多い岩の切土

岩片自体は硬堅でも、割れ目の多い岩は、マスとしての強度が小さくなる。割れ目の間隔、状態をボーリングコア、現地踏査、弾性波探査より調べる。断層、シーム、層理などにより、面的広がりを持つ不連続面があり、特にそれが流れ盤になっていないかを調べ

表-2 地山の土質に対する標準のり面勾配

地山の土質		切土高	勾配
硬軟	岩岩		1:0.3~1:0.8
			1:0.5~1:1.2
砂	密実でない、粒度分布の悪いもの		1:1.5~
砂質土	密実なもの	5m以下 5~10m	1:0.8~1:1.0 1:1.0~1:1.2
	密実でないもの	5m以下 5~10m	1:1.0~1:1.2 1:1.2~1:1.5
砂利または岩塊混り砂質土	密実なもの、または粒度分布の良いもの	10m以下 10~15m	1:0.8~1:1.0 1:1.0~1:1.2
	密実でないもの、または粒度分布の悪いもの	10m以下 10~15m	1:1.0~1:1.2 1:1.2~1:1.5
粘土		0~10m	1:0.8~1:1.2
岩塊または玉石混りの粘土		5m以下	1:1.0~1:1.2
		5~10m	1:1.2~1:1.5

注) シルトは粘土土に入れる。上表以外の土質は、別途考慮のこと。



る。

(e) 地下水が多い場合の切土

地下水が多い場合は、のり面は一般に不安定で、特に、面的広がりを持つ不連続面から湧出している場合は、特に不安定な場合が多い。

(f) 積雪、寒冷地における切土

豪雪地帯ののり面は、融雪時のなだれと融雪水によるのり面崩壊が問題となる。したがって、なだれ発生箇所の調査の実施、融雪時の地表面および地下水の状況を調査し、設計に反映させる必要がある。

(g) のり面上部からの落石、崩壊

のり面外からの落石や崩壊などの危険を防止するため、落石、崩壊となる可能性のある浮石、転石の有無、発生しやすいか否かの斜面の傾斜角度の測定、過去の履歴の有無などを、現地の踏査、地形図、空中写真から判定するとともに、地元の住民に履歴の存在を確認することも、のり面の構造決定やその後の維持・管理上必要である。

2) 切土勾配・形状

自然地盤はきわめて複雑、不均一であり、しかも切土したのり面は施工後、時間の経過とともに次第に不安定となっていくものである。したがって、切土のり面の安定を検討する場合、安定計算に意味があるケー

表-3 盛土材料と盛土高に対するのり面の標準勾配

盛土材料	盛土高	勾 配	摘 要
粒度の良い砂 (SW), 砂利および砂利混り砂 (GM) (GC) (GW) (GP)	5 m以下 5 ~ 15 m	1 : 1.5 ~ 1 : 1.8 1 : 1.8 ~ 1 : 2.0	基礎地盤の支持力が十分にあり、浸水の影響のない盛土に適用する
粒度の悪い砂 (SP)	10 m以下	1 : 1.8 ~ 1 : 2.0	() の統一分類は代表的なものを参考にする
岩塊 (ずりを含む)	10 m以下 10 ~ 20 m	1 : 1.5 ~ 1 : 1.8 1 : 1.8 ~ 1 : 2.0	
砂質土 (SM) (SC), 硬い粘質土, 硬い粘土 (洪積層の硬い粘質土, 粘土, 関東ロームなど)	5 m以下 5 ~ 10 m	1 : 1.5 ~ 1 : 1.8 1 : 1.8 ~ 1 : 2.0	
軟らかい粘質土 (VH ₂)	5 m以下	1 : 1.8 ~ 1 : 2.0	

注) 盛土高とは、のり層とのり
尻の高低差をいう (右図参照)。



スはごくまれであると考え、表-2 の標準値を参考として、安定上の必要事項について十分考慮したうえ、総合的に判断すべきであるとしている。なお、盛土のり面については表-3 に示される。また、他の指針などにおける各種の標準のり面勾配を、表-4 に示す。

「道路土工——のり面工・斜面安定工指針」に定める標準のり面勾配は幅を持ち、なかでも岩盤については、硬岩: 0.3~0.8, 軟岩: 0.5~1.2 と、非常に幅の広いものになっている。したがって、現場技術者の判断にゆだねられているところが大きい。この判断を補佐するものとして、施工後の実態がある。図-1, 2は、弾性波速度および地山の亀裂係数と、のり面勾配との関係の実態を整理したもので、指針の第2章「調査」に掲載されている。

図-2 において、地山の亀裂係数 (C_r) は、岩盤の弾性波速度とボーリングコアの弾性波速度の違いが、岩盤中の亀裂によるとの考えで、次式により定義される。

$$C_r = 1 - (V_A / V_P)^2$$

ここに、 V_P : ボーリングコアの弾性波速度

V_A : 地山の弾性波速度

ダムなどでは、岩盤を客観的に観察・区分し、これをもとに工学的地質図が作成され、設計に役立っている。のり面の岩盤区分として、指針とは別に表-5 に示すものを提案したい。

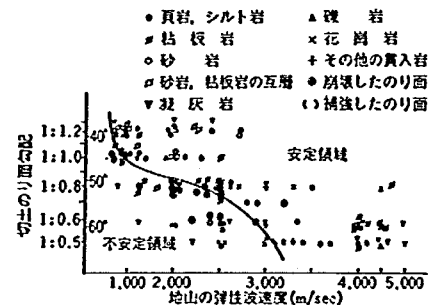


図-1 弾性波速度とのり面勾配との関係 (日本道路公団の資料による)

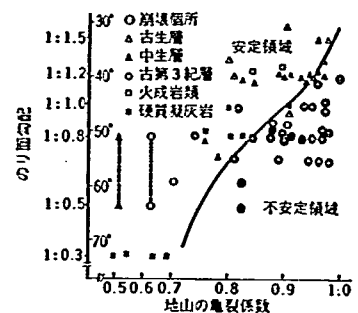


図-2 地山の亀裂係数とのり面勾配との関係 (同上)

次に、切土のり面の形状についてであるが、これは一般的に次の二つに大別できる。

① 単一勾配のり面

② 勾配を土質および岩質により変化させたのり面
地質・土質が深さ方向、縦・横断方向ともにほぼ等しい場合には、一般に①を採用する。地質・土質が異なっても、最も緩い勾配を必要とする土質に合せれば、図-3 のように単一のり面勾配としてもよい。

通常の場合、地山は深くなるほど堅くなり、のり面勾配はそれに応じて、急にしても安定である。この場合、②を採用することになるが、勾配の変換点には小段を設けるのが一般的であり、安定性、施工性からいっても得策である。

一般に、切土高が高いのり面では、のり面の途中に幅 1~2 m の小段を設ける。小段によって、

(i) 連続した長大のり面の下部では、表面水の流量・流速が増加し、洗掘力が大きくなる。そこで、のり面の途中にほぼ水平な段を付けることによって流速を低下させることができ、また小段に排水溝を設けて、水をのり面の外へ排水させれば、のり面下部に表面水が集中することを防ぐこともできる。

(ii) 点検用の道路、および補修のための足場として便利である。

表-4 他指針などでの標準のり面勾配 (切土)

岩質・土質		切土高	道路土工— のり面工・斜 面安定工指針	河川砂防技 術基準(案) (急傾斜)	日本道路公団 高速自動車国 道設計要領	日本国有鉄道 土構造物の設 計・施工指針	日本住宅公団 土木工事設計 要領の手引き (案)	労働安全衛 生規則
岩	硬 岩		0.3~0.8	0.3~0.8	0.3~0.8	0.3~0.8	5 m以下 0.3 5 m以上 0.3~1.8	岩盤または 固い粘土 5 m未満 90° 以下 5 m以上 75° 以下 (≒0.27)
	軟 岩		0.5~1.2	0.5~1.2	0.5~1.2	中硬岩 0.8~1.0 軟 岩 0.8~1.2	5 m以下 0.3~0.6 5 m以上 0.6~1.2	その他の地 山
ゆるい砂			1.5~	1.5~	1.5~	1.5~1.8		2 m未満 90° 以下
砂 質 土	密実なも の	5 m以下 5~10m	0.8~1.0 1.0~1.2	0.8~1.0 1.0~1.2	0.8~1.0 1.0~1.2	1.0~1.5	5 m以下 1.0~1.5 5 m以上 1.5~1.8	2~5 m 未満 75° 以下 (≒0.27~)
	密実でない もの	5 m以下 5~10m	1.0~1.2 1.2~1.5	1.0~1.2 1.2~1.5	1.0~1.2 1.2~1.5			5 m以下 60° 以下 (≒0.58~)
砂り 利砂・質 岩土 塊混	密実なも の	10m以下 10~15m	0.8~1.0 1.0~1.2	0.8~1.0 1.0~1.2	0.8~1.0 1.0~1.2			
	密実でない もの	10m以下 10~15m	1.0~1.2 1.2~1.5	1.0~1.2 1.2~1.5	1.0~1.2 1.2~1.5			
粘 柱 土		0~10m	0.8~1.2	0.8~1.2	0.8~1.2	1.5~1.8		
岩塊または玉 石混りの粘性 土		5 m以下 5~10m	1.0~1.2 1.2~1.5	1.0~1.2 1.2~1.5	1.0~1.2 1.2~1.5			

表-5

区 分	判 定 基 準	岩 盤 状 況	推定弾性 波速度
A	3分より急で7m 以上可 (15m まで)	岩質は非常に堅硬で、全く風化しない	5.0 km/sec 以上
B	3~5分で7 m まで可 浸食防止のため、のり面処理の要あり	岩質は非常に堅硬、かつ新鮮なもので、一部に 割れ目が発達する部分もあるが、割れ目は大部 分が新鮮である	3.0~5.0 km/sec
C	Cu 5~8分で7 m まで可 浸食防止のため、のり面処理の要あり	岩質はかなり新鮮、堅硬であるが、割れ目沿い に風化・変質が認められる。一般に割れ目が発 達し、その面で割れやすい	2.0~4.0 km/sec
	Cm 8分~1割で7 m まで可 浸食防止のため、のり面処理の要あり	岩質はわずかに風化・変質している。割れ目が 発達し、粘土を挟在する	1.0~3.0 km/sec
	Cl 8分~1割2分で5 m まで可 浸食防止のため、のり面処理の要あり	風化作用を受け、一部は粘土化している。岩片 は全般に軟質で、一部には硬い岩片を残す	0.5~2.5 km/sec
D	1割2分以上で5 m まで可 浸食防止のため、のり面処理の要あり	完全に風化し、土壌化している。硬い岩片をほ とんど残さない	0.3~1.0 km/sec

(iii) 表面水が小段面から切土のり面内に浸透しやすくなり、のり面の安定を低下させる。

(iv) マサ、シラス、その他の侵食に弱い土質からなる場合、小段に水が集まり、その下部ののり面に水が集中して流れ、ガリ侵食(掘れ溝)を急速に早める

ことがある。

小段の横断勾配は、一般に小段排水工が設置されている場合、図-4(c)に示すように、のり面の勾配と逆の方向に付けるのが普通である。この場合、排水溝にクラックなどが発生して、水の浸透が助長されるよ

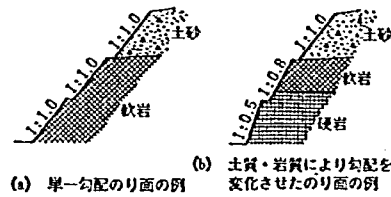


図-3 地山状態とのり面の形状



図-5 崩壊の模式図(1)

うなことがあれば逆効果になるので、注意が必要である。下方のり面が、流水により侵食されにくいなどの場合には、図-4(a), (b)に示すように、のり面と同じ方向に勾配を付ける場合もある。

切土のり面では、土質・岩質、のり面の規模に応じて、高さ5~10mごとに1.0~2.0m幅の小段を設けるのが標準である。なお、落石防護柵などを設ける場合や長大のり面の場合は、小段幅を広くとることが望ましい。小段の位置は、同一土質からなるのり面では機械的に等間隔としてよいが、土質が異なる場合には、湧水を考慮して土砂と岩、透水層と不透水層との境界などになるべく合せて設置することが望ましい。

切土は、道路土工のなかでも手もどりの多い工事であるが、次に該当する箇所では、着工前の十分な調査、切土中の地山の状況の観察・検討、切直しや切土中の崩壊の発生などをあらかじめ見越した余裕ある設計、区分け施工(短区間施工)・計測施工(情報化施工)の実施と、応急事態に常に対応できる体制の保持などにより、手もどりを最小限に押えることが望ましい。

(a) 崩壊土、強風化斜面の切土

崖壁、風化斜面、火山泥流、その他の旧崩壊部などでは、固結度の低い崩壊土などが堆積し、自然斜面の傾斜が地山の限界安定傾斜角を示していることがある。このような箇所を地山より急な勾配で切土すると不安定となり、図-5のような崩壊が発生しやすくなる。

対策としては、

① (a)のような崩壊が予想される場合

図-6のように、基盤線付近に広いステップを設け、上からの崩壊土砂がステップに留まりやすくする。崩壊土や風化層部分の勾配は、可能なかぎり緩くする。

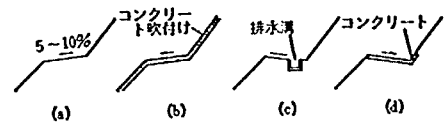


図-4 小段の横断勾配

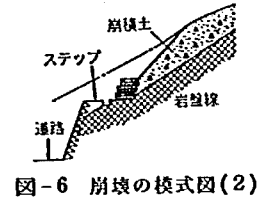


図-6 崩壊の模式図(2)

② (b)のような崩壊が予想される場合

この場合の対策は、大規模な排水(小段を含むのり勾配1:1.5~2.0または、それより緩い)を行なうか、十分な地下排水工を行なうか、あるいは抑止工(くい工など)を行なうことになる。

いずれも工費を大きく左右する工法であり、設計に当たっては十分な検討が必要である。

(b) 砂質土など、特に侵食に弱い土質の切土

マサ、シラス、山砂、段丘礫層など、主として砂質土からなる土砂は、表面水による侵食に特に弱く、落石や小崩落、土砂流失が起こることが多い。なお侵食対策は本来、のり勾配よりも、のり面保護工や排水工で対処すべきものである。

したがって、①のり肩、のり尻の排水を十分行なう。②のり肩付近からの水の浸透をできるだけ防ぐ。③のり尻には用地を余分にとって、万一崩壊しても、路面に直接影響を与えないようにすることが大切である。

(c) 泥岩、蛇紋岩など、風化が早い岩の切土

第3紀の泥岩、頁岩、固結度の低い凝灰岩、蛇紋岩などは、切土による応力開放、その後の乾燥・湿潤の繰返しや凍結・融解の繰返し作用などによって、のり面表層から次第に土砂化して、崩壊が発生することが多い。このため、設計時点から次のいずれかの点に注意が必要である。

① 将来、風化が進んでも、崩壊しないための安定勾配を確保しておく。または、崩壊しても被害を最小限にとどめるためのステップ(平場)を設けておく。

② 風化をできるだけ抑制するための保護工で密閉する。

第3紀の泥岩の場合、条件の良いものは、小段を含まない勾配で1:0.8~1.0、比較的悪いものが1:1.2の勾配が多い。

蛇紋岩の場合、条件の良いものと悪いものに差があ

るため、10 m 以上ののり面では 1:0.5~1.2 の間の広い範囲での勾配が採用されている。しかし、切土中に何らかの変状を起こしたものは、結果的に 1:1.5~2.0 となっているものが多い。

(d) 割れ目の多い岩の切土

地質的な構造運動を受けた断層破砕帯、冷却時の収縮によってできた柱状・板状節理など、岩盤には多くの弱線が発達している。前者は中・古生層など、古い時代の岩（片岩、片麻岩、チャート、粘板岩、蛇紋岩）に多く、後者は玄武岩、安山岩、流紋岩、それに花崗岩などに多い。

(e) 割れ目が流れ盤となる場合の切土

堆積岩に発達した層理、片岩・片麻岩に発達した片理、火成岩に発達した柱状・板状節理など、一定方向に規則性を持つ割れ目が発達している場合で、のり面に対して流れ盤関係となれば、流れ盤に沿う崩壊が起こる事例が多い。

(f) 地下水が多い場合の切土

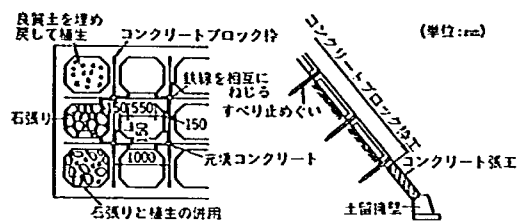


図-7 コンクリートブロック積工の例

地質条件を問わず、湧水が多い地点や地下水位の高い地点を切土する場合、そののり面は不安定な要素を持っており、のり勾配もそれだけ緩くする必要がある。このような地下水の多い地域の切土は、のり勾配の検討以上に地下排水工の検討を優先的に考える必要がある。

3) コンクリートブロックのり積工

湧水のある切土のり面、長大のり面や標準勾配より急な盛土のり面などで、状況によって植生が適さない箇所、あるいは植生を行っても表面が崩落するおそ

表-6 吹付工に関する各指針の内容

本 指 針		他 指 針	
項目	内 容	指 針	内 容
吹 付 厚	吹付厚の標準は、モルタル吹付工 8~10 cm, コンクリート吹付工 10~20 cm である。また、吹付厚の薄いモルタル吹付工は、永久構造物でないと認識されることが多い。吹付厚は、のり面の状況や気象条件などを考慮して決定するが、一般に寒冷地や気象条件の悪い地域においては、10 cm 以上が必要である。	①	モルタル: 5~10 cm, 特に凍結・融解を繰り返す地方では 10 cm 以上 コンクリート: 10~20 cm が標準
		②	モルタル: 5~10 cm コンクリート: 10~15 cm 程度を標準
		③	モルタル: 5~10 cm, 特に凍結・融解を繰り返す地方では 10 cm 以上 コンクリート: 10~20 cm が標準
		④	モルタル: 5~10 cm コンクリート: 10~15 cm 程度を標準
		⑤	モルタル: 5~10 cm コンクリート: 10~20 cm
補強金網	吹付けに先立って、金網をのり面に張付けアンカーで止めることが必要で、金網はのり面に凹凸のある場合はひし形網、凹凸のない場合は溶接網を用いる	①	ラスを張る、詳細な指定はなし
		②	14~10 $\frac{1}{2}$ 網目, 50~100 mm
		③	$\phi 2 \sim 3.2$ mm, $\phi 2 \times 50$ mm 目を標準
		④	—
		⑤	ラスを入れることもある (⑤ 5×5 cm 以上)
アンカーピン	1~2 本/m ² を標準	①	1 m ² 中, 1~2 本を標準
		②	—
		③	一般には $\phi 16 \sim 22$ mm, $l=50 \sim 100$ cm の異形鉄筋を 0.5~2 本/m ² , 標準としては D16, $l=1.0$ m を 0.5 本/m ²
		④	—
		⑤	—

(次頁へつづく)

本 指 針		他 指 針			
項目	内 容	指 針	内 容		
水 抜 工	アンカーの数は、1m ² に1～2本を標準とする。吹付けには、原則として水抜孔を設ける。水抜孔は標準として、2～4m ² に1個以上設置するものとする。吹付のり肩処理は、地山まで完全に巻込むものとする。	①	設置のみ		
		②	—		
		③	φ50～60mmの水抜パイプを2m ² に1本(下部方向へ2%の勾配)		
		④	—		
		⑤	設置のみ		
材 料 の 配 合	セメントと骨材の重量配合比は、モルタル吹付けの場合で1:3～1:4(C:S)、コンクリート吹付けの場合で1:3:1～1:5:2(C:S:G)を標準とする。水・セメント比は、モルタル吹付けの場合45～50%、コンクリート吹付けの場合40～45%程度である。	①	—		
		②	モルタル・吹付工コンクリート吹付工の配合例		
				モルタル吹付工	コンクリート吹付工
			配 合 セ メ ン ト 砂 利 水・セメント比	1:3～1:4 ポルトランドセメント 粗粒率 1.5～2.0 — 45～50%	1:3:1～1:5:2 ポルトランドセメント 粗粒率 1.5～2.0 25mm 以下 (乾式) 15mm 以下 (湿式) 40～45%
			(3) 吹付材料1m ³ 当りの配合表 (表-8・28) (1m ³ 当り)		
③	工 種	コ ン ク リ ー ト 吹 付			
	配 合 (C:S:G) W/C セ メ ン ト 砂 砂 利	1:4:1 50% 360kg 0.90m ³ 0.22m ³	1:4:2 45% 330kg 0.83m ³ 0.04m ³		
	注) 本表の材料配合は標準値であり、これより推測し難い場合は、配合実績により積算すること。 M: 重量比で 1:3～1:4 (C:S), W/C は 45～50% が標準。 C: 一般に 1:3:1～1:5:2 (C:S:G), また W/C は 40～50% が用いられているが、表-9・5 が標準				
	④	—			
⑤	—				
は ね 返 り 率	はね返り率は、吹付機に供給された材料の配合、骨材の性質、セメント急結剤の添加量、吹付面の傾斜、ノズルマンの技量の程度などに関係するが、一般には 10～15% 程度といわれている。落ちた骨材を再び使ってはならない。	① ② ③ ④ ⑤	— — 10～30% — —		

注) ① 日本道路公団：設計要領第一集 (土工), 1970.1

② 日本国有鉄道施設局編：建造物設計標準解説 (土構造物), 1978.11

③ 全国治水砂防協会：急傾斜地崩壊対策工事技術指針, 1982 発刊予定

④ 建設業労働災害防止協会：切土工事の安全, 1979.1

⑤ 日本住宅公団建築部土木課：集合住宅団地土木施設設計要領 (案) VI のり面・擁壁 (規定および解説), 1977.5

れのある場合に用いられる。

指針では、「1:0.8より緩やかな勾配ののり面に適用される」としているが、なるべく1:1.0より緩やかな勾配とするのが望ましい。

枠の交点部分には、すべり止めのため、長さ50~100cmのくい、または鉄筋アンカーを設置し（図-7参照）、枠内は良質土で埋め戻し、植生で保護することが望ましい。枠内は、勾配が1:1.2より急な場合、かなりの湧水がある場合、枠内が土砂詰めで良質土が得られない場合、植生では流出するおそれがある場合などには、石張りやコンクリートブロック張りなどを行なう。

コンクリートブロックのり枠工は、製品によって仕様が異なるので、計画に当たりその特徴を十分把握・検討し、現場条件に適したものを選定すること。また、湧水処理の不備による枠裏の土砂流出と、枠の中詰材の締固め不足による脱出防止には、特に注意が必要である。

粘着性のない砂や、湧水のあるのり面に中詰めを栗石空張りとした枠工を施工する場合は、のり面に沿って枝状に盲溝を設けるか、透水性のマットを敷くなどして、のり面の土砂流出を抑えた後に枠を設置するとよい。中詰めの栗石は、小口をたてて張り、かみ合せを十分にしなければならぬ。また、風化した石や粒径の小さい石は好ましくない。土砂を中詰めとする場合は、施工後の降雨などによりずり落ちないように、十分締固めなければならない。

指針にはないが、施工の実態などから見て、次の点に留意してほしい。

① 下端には基礎工を設置し、特に滑動に対して十分安全であるように配慮する。

② のり枠部材は、1日の工事量に見合った数量のみを斜面上に置き、それ以上の仮置きをしないよう注意する。

③ のり高が高い場合は、ブロックのはらみ出し、部材の脱落などが発生したときの危険度や手直しの困難さを考慮し、できれば、のり面の縦断方向に、現場打コンクリート枠（隔壁）を10~20m間隔に設置するのが望ましい。

4) 現場打コンクリートのり枠工

湧水を伴う風化岩や、長大のり面などで、のり面の長期にわたる安定が若干疑問と思われる箇所、あるいはコンクリートブロック枠工などでは崩落のおそれがある場合に用いる。また節理、亀裂などのある岩盤で、コンクリート吹付工などで浮石を止めることがで

きない場合にも、支保工的機能を期待して適用されることがある。

指針には勾配に関する記載がないが、1:0.6~1:1.2が標準的であり、なかには1:0.5で施工された例もある。枠は鉄筋コンクリートの現場打とし、枠内は状況に応じて石張り、ブロック張り、コンクリート張り、モルタル吹付け、あるいは植生などにより保護する。のり面の状況に応じて、枠の交点部分にはすべり止めのくい、またはPC鋼材などによるアンカーを設置する。

枠は、のり面に喰い込ませる方法と、のり面上に設置する方法とがあるが、いずれの場合も、のり面は設計に従って与えられた勾配を正しく保ち、のり面とのり枠とが十分密着するように仕上げなければならない。のり面とのり枠との間にどうしても隙間が残る場合は、枠と地山の間をコンクリートで充填することが望ましい。

5) 吹付工

のり面に湧水がなく、さしあたりの危険は少ないが、風化しやすい岩、風化してはげ落ちるおそれのある岩、ならびに土丹などで植生が適当でない箇所に用いる。吹付工には、モルタル吹付工とコンクリート吹付工とがあり、道路のり面以外にも各方面で用いられている。表-6は、他指針との関連をまとめたものである。

4. あとがき

のり面の施工法については、新しい工夫や工法の開発が盛んで、日進月歩の感がある。フリーフレーム工法、コアフレーム工法、テールアルメ工法、あるいは各種の永久アンカー工などは、特許がからんでスムーズに指針に取入れにくい面があるが、良好な実績をすでに有しており、なるべく指針に取入れられるのが望ましい。

切土のり面勾配や形状の決定、のり面の安定について、計算に基づくものが少ないが、これらについても少しずつ数値的検討を用いるのが将来の方向となるだろう。

現場打コンクリートのり枠などは、小さなすべりを抑止する効果があると思われるが、その効果を数量で明示しえないのが現状である。

また、情報化施工（計測施工）が、現在難しいとされているのり面の設計・施工に対する技術を一歩大きく進める日が来るのも、そんなに遠くないと思われる。

（完）

19. 急傾斜地崩壊防止工事技術 指針について

安 江 朝 光

砂防および地すべり防止講義集××Ⅱ
1982.3

MAINTAINING RECORDS

1900-1901

MAINTAINING RECORDS

1901

急傾斜地崩壊防止工事技術指針について

建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室長

安 江 朝 光

1. ま え が き

急傾斜地崩壊事業は、昭和42年予算補助制度をもって開始され、昭和44年には現行の「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」が制度化され、現在に至っているが、この10年余の間に、事業費の大幅な増加に伴って対策工事の概成箇所も急増している。

昭和52年度建設省河川局傾斜地保全課が実施した調査では、傾斜度30度以上、高さ5m以上の急傾斜地で想定被害区域内に人家5戸以上（5戸未満であっても官公署、学校、病院、旅館等のある場合を含む）ある箇所（急傾斜地崩壊危険箇所）数は、全国で64248箇所である。

このうち、崩壊防止工が必要とされるのは50500箇所である。昭和42年度から昭和56年度末までの概成箇所の累計は6397箇所の予定であり、その約12.7%になっている。

技術・工法も当初は、他事業の借りものの技術からスタートしたが、少しずつ体系づけられ、河川砂防技術基準（案）の急傾斜地崩壊防止工の章にその骨組みが示されている。しかし、自然斜面が対象なので、斜面を構成している地山の地形・地質・土質条件など素因の複雑さと降雨などの誘因の多様さにより、設計、施工の細部については、担当者の経験による工学的判断にかなりの部分がゆだねられている。

事業のより円滑な進捗を図るため、より具体的に個々

のケースに対処できる技術指針の作成を目標に、まず昭和54年度から都道府県のご協力を得て、設計、施工事例の収集整理を行った。県によっては、既往の設計、施工実績を基に、独自に急傾斜地崩壊防止工事の手引書をまとめられていたが、これらは技術指針作成の作業を進めるうえで大変参考になった。昭和55年度から、建設省河川局傾斜地保全課と土木研究所とで構成した急傾斜地技術指針編集幹事会で、これら資料を基に検討を重ねた。昭和56年10月で、技術指針の草稿がまとまり、昭和57年には出版の見込みがついたので、その内容を紹介したい。

2. 技術指針の目次

技術指針は、本編と参考資料をとりまとめた参考編に分かれている。次にその目次を示す。

（本 編）

第1章 概 説

- 1.1 本指針の目的および適用
- 1.2 急傾斜地崩壊対策事業概要
- 1.3 急傾斜地法の解説

第2章 調 査

- 2.1 総説
- 2.2 予備調査
- 2.3 概査
- 2.4 精査
- 2.5 その他の調査

第3章 計 画	10.8 他工種との関連
3.1 総説	第11章 アンカー工の設計・施工
3.2 工法分類および工法選定の一般的基準	11.1 総説
3.3 安定度の考え方	11.2 設計
第4章 排水工の設計・施工	11.3 施工
4.1 総説	第12章 落石防止工の設計・施工
4.2 地表水排除工の設計・施工	12.1 総論
4.3 地下水排除工の設計・施工	12.2 落石子防工の設計・施工
4.4 他工種との関連	12.3 落石防護工の設計・施工
第5章 切土工の設計・施工	12.4 他工種との関連
5.1 総説	第13章 その他の工種の設計・施工
5.2 切土工の設計	13.1 杭工、土留柵工および欄柵工
5.3 切土工の施工	13.2 なだれ防止工
第6章 植生工の設計・施工	13.3 ジャかご工
6.1 植生工の設計・施工	13.4 仮設防護柵工
6.2 植生工の工種	13.5 管理保安施設
6.3 植生工の維持管理	第14章 地盤・長大斜面・環境対策
第7章 張工の設計・施工	14.1 地盤対策
7.1 張工の目的および一般的留意事項	14.2 長大斜面对策
7.2 石張工およびブロック張工の設計・施工	14.3 環境対策
7.3 コンクリート張工の設計・施工	第15章 施設の維持管理
第8章 のり枠工の設計・施工	15.1 維持管理の目的および一般的留意事項
8.1 総説	15.2 施設の点検
8.2 のり枠工の設計・施工	15.3 施設周辺の自然斜面及び開発行為の点検
第9章 吹付工の設計・施工	15.4 施設の維持および対策
9.1 総説	(参考編)
9.2 吹付工の設計	第1章 概説
9.3 吹付工の施工	第2章 調査および計画
9.4 他工種との関連	第3章 安定度の考え方
第10章 擁壁工の設計・施工	第4章 排水工
10.1 総説	第5章 切土工
10.2 擁壁工の設計・施工一般	第6章 植生工
10.3 石積・ブロック積擁壁の設計・施工	第7章 張工
10.4 重力式コンクリート擁壁の設計・施工	第8章 のり枠工
10.5 もたれコンクリート擁壁工の設計・施工	第9章 吹付工
10.6 待受け式コンクリート擁壁工	第10章 擁壁工
10.7 コンクリート枠擁壁の設計・施工	第11章 アンカー工

第12章 落石防止工

第13章 その他の工種

13.1 杭工、土留槽工および掘槽工

13.2 なだれ防止工

13.3 仮設防護工

13.4 管理保安施設

第14章 地震・長大斜面・環境対策

14.1 地震対策

14.2 長大斜面対策

14.3 環境対策

第15章 維持管理および災害復旧

第16章 関係法令技規

第17章 使用製品及び工法

3. 指針の主な内容

急傾斜地崩壊防止工の分類を表-1に示す。表-2は昭和55年の全国的な集計であり、どんな工法が用いられているかをおおよそ知ることができる。次に、紙面の許す範囲で、主な内容についてふれる。

3.1 調査（本編、第2章）

調査の流れ、方法については、河川砂防技術基準、または、砂防・地すべり防止、急傾斜地崩壊防止施工法（中村二郎編、山海堂⁹⁾）で述べられている内容とあまり変わらない。急傾斜地の調査で最も問題となるのは、個々のケースで、どれだけの調査が望ましいか、あるいは最低限必要であるが、本指針では、調査レベルを三つに分け、それぞれの内容を決めている。

3.2 安定度の考え方（本編、第3章第3節）

盛土、フィルド等の人工斜面では、安定度の検討は計算、すなわち滑動力と抵抗力の比である安全率を計算する形で行われているのに対して、自然斜面の場合は、地山が均質で地山を構成する土（岩）のせん断特性が土質試験によって明らかになっている場合に限り安定計算結果が主な判断根拠となり得ると原則的にされている。したがって、一般に強度や水に対する性質が不均質、異方性の自然斜面である急傾斜地の安定度の検討は、従来の経験資料を基に、現場技術者の判断で行われ

ることが多く、理論的検討あるいは計算のみで急傾斜地の安定度を決められるような場合はほとんどないと考えてよい。急傾斜地での安定性の検討は、現地調査によって崩壊形態と安定度を想定し、これと従来の経験、実績、標準のり勾配とを対比して安定性を判断する。この際計算ができるものについては、その結果を参考にする。

杭や擁壁などの防止工についても計算が行えるのは、想定したすべり面に沿う崩壊に対してである。この場合、盛土の擁壁にかかる土圧では、土質試験で得られる強度値（ C 、 ϕ ）を用いてテルツァギーやクーロンの式で計算した値が十分実用に耐える実績があるのに対して、すべり面の想定やその強度値の把握が自然斜面では難しいので、土圧に担当する杭や擁壁にかかる設計外力の算定時に不確定要素に対する安全率を計画安全率（ F_{SP} ）として見込んでいる。本指針では、構造物の種類ごとにその方法を述べているが、いずれも基本的には、円弧すべり面や複合すべり面を考え、周知の次式で設計外力（ P ）を求めている。

$$F_{SP}(\text{計画安全率}) = \frac{\sum \{cl + W \cos \theta \tan \phi\} + P}{\sum W \sin \phi} \dots\dots\dots(1)$$

計画安全率としては1.2~1.5を用いる。構造物にこの外力（ P ）がかかるとして、構造物を設計し、その際安全率 F_s （設計安全率）を見込む。たとえば、擁壁については、盛土の擁壁と同じように、倒転、滑動、支持、躯体の応力についてそれぞれ必要な安全率 F_s を有することになる。

3.3 排水工の設計・施工（本編、第4章）

地表水排除工に用いる水路等の断面を決定するには、これまでの周辺の斜面における既設水路の実態及び対象斜面からの流出土砂量、維持管理、施工法、工費等を総合的に検討して決定する。この際、流出量の計算値も考慮に入れることが望ましい。計算方法は、ラショナル式を基本にしたもので、道路排水工指針¹⁰⁾に用いられているものと同じである。

一般に水路等の断面は土砂などの堆積を考慮して流出

量より20%程度余裕をもった断面とするが、土砂流出が多い斜面にある水路や、勾配が急な水路ではさらに余裕をもった断面を用い、十分安全な水路を計画・設計する。

3.4 切土工の設計・施工（本編、第5章）

一般に急傾斜地崩壊防止工事の対象となる斜面は自然

斜面であるため、比較的等方均質な盛土などの人工斜面のように安定計算により斜面の安定を検討することが困難な場合が多い。したがって、一般には周辺の斜面の崩壊例や切土工事例を検討し、切土標準のり勾配（河川砂防技術基準にあるものと同じ）等を参考にし、対象斜面の地質、土質調査結果等を考慮して、対象斜面の安定の

表-1 急傾斜地崩壊防止工の分類

分 類		主 な 目 的	工 種		工 種 細 分
抑 制 工	抑 制 工 (1)	雨水の作用を受けないように する	排 水 工		地表水排除工 地下水排除工
			植生によるのり面保護工		植 生 工
				吹 付 け 工	モルタル吹付け工 コンクリート吹付け工
				張 り 工	石張り・ブロック張り工 コンクリート張り工
				枠 工	プレキャストのり枠工 現場打ちのり枠工
	そ の 他		その他ののり面保護工		
	(2)	雨水の作用を受けて崩壊する 可能性の高いものを除去	不 安 定 塊 の 切 土 工		切 土 工 (A)
抑 止 工	雨水の作用を受けても崩壊が 生じないように力（抑止力） のバランスを加える	斜面形状を改良する切土工		切 土 工 (B)	
		擁 壁 工		石積み・ブロック擁壁工 もたれコンクリート擁壁工 重力式コンクリート擁壁工 コンクリート枠擁壁工	
		ア ン カ ー 工		アンカー工	
		杭 工		杭 工	
		押 え 盛 土 工		押え盛土工	
		抑制工と抑止工の両方の目的を持つ工種			柵 工
蛇 籠 工					蛇 籠 工
崩壊が生じても被害が出ないようにする工種			待 受 け 工		待受け式擁壁工
そ の 他	落 石 を 防 止 す る		落 石 防 止 工		落石予防工 落石防護工
	雪 崩 を 防 止 す る		雪 崩 防 止 工		雪崩予防工 雪崩防護工
	防止工施工時の防護工		仮 設 防 護 工		仮設防護柵工

表-2 昭和55年度急傾斜地崩壊防止工法実績

(建設省傾斜地保全課集計)

道県	工事箇所	排水口			斜面改造		のり面保護工												擁壁工		落石防止工		谷止め工					
		地下水 排除	切土	除石	押え 盛土	植生			のり付			張り工			吹付け			アン カー工	擁壁工		落石 防止工	ロック ネット						
						1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3		1	2								
																								1	2	3		
北海道	37	37	4	5	1		26	11	27	2					2	19	1	5	15	2	4	1	24	2	6	1		
青森	36	36		1	6		29	2	24	5	1	1			4	3	1	2	28	3			34	1	3	1		
岩手	30	30	1	1				4	7	20							24	4		1			30					
宮城	19	16			15		1	1	12	2				2			1	1	1	16			9	5				
秋田	30	30			16		1	1	13	1							1	14	14	1	1		27			1		
山形	23	19	1	1					4		4				1	1		12	1	7	7	2	2	19	2	1	1	
福島	27	26					3	14	1	11	6	3	1		5	1	6	4	11	6	2	4			7	1		
茨城	18	4	1		2			1			6		6		1		9	1	7	2	3	3	7					
栃木	13	12							4									5		1		2	6	1				
群馬	64	61	1	1			2		1					1			58		1	7			60	1		2		
埼玉	4	4					1		2									3					1					
千葉	44							10	10		6	1	2	2			4	18		12	1		34	1				
東京	—																											
神奈川	97						18		18	8	67				11		32	8		7			88			1		
新潟	38	38		2	1		6	1	5	3	11	1	1		1		3	8	1	4	21			23		5	1	
山梨	28	21																16		4			21	7				
長野	44	42			13				18	6	1				1		5	9	2	5	22			28	4			
富山	35	34	1	2	12			16	2	3	15	1					3	14	8	10	8	1	1	29	1	2		
石川	39	39		1	23		14	4	4	16	3	1		3	7		5	13	4	5	1	3	28	2		3		
岐阜	62	62			1					6							2	22		8	35	1		62				
静岡	42	41			7		5	4	7	2	2	3		1	2	1		23	1	17	4		41	1				
愛知	26	6			2		1			1	5						3	9	5	2	2	3		15				
三重	65	57	2		3		2	4	1	4	12	5		1	1		8	16	5	15	35	1	5	38	3		1	
福井	67	55			13	2	4	3	2	9	25	1	1	2			8	51	7	3	4	1	61	2		2		
滋賀	14	13					1	1		7							3	3	5	2	4	1	12		1			
京都	20						1		1	3	6	1					5	2	9	9	4	1	19			1		
大阪	13	13	1		1		5		3	1	4			1			1	2	1	5	4		5			1		
兵庫	50	48		4			2	2	4	27	8				2	2	5	6	12	21	9	16	1	38	1			
奈良	17						2			2		1	1					12	2		2			12	3			
和歌山	71	71						2	2	3	1	2		1		3		37	41	12	50	7	3	68	3			
鳥取	18	18			5		1			2							3	2	1	2	12	1		7		4	1	
島根	63								4	15	1		1		4		4	18	14	32	20	2		58	4	1	2	
岡山	47	47									20		2	1	1		1	18	3	11	2			38				
広島	99	99			46	57			8	13	1				36	8	2	31		10	1		48					
山口	64	63			24		3	7	2	1	26	1			2		18	12	20	21	1	5	2	53	1		2	
徳島	67						5		5						1			4	14	30	34	1	1	67				
香川	19	15			5				2	10	2				3		1	4	13	1	1		9	2				
愛媛	76	68			1				17	2	57				1		3	39	14		5			69	4			
高知	199						3	1	15	1	1				1			36	8	59	4	3	136			1		
福岡	25	11			14		7	5		12				2			4	3	5	9	2	2		6	1			
佐賀	20	18			2	1		4		4	1	2						10	3	10				19	2			
長崎	74	74		1	71			30	24	35	5	5		5	11		19	4	19	35			1	15	1			
熊本	58	52							1	6	1			4	1		2	18	15	32	3	1		44				
大分	64	64								28		11		11	11			20	4	6	1			48	2			
宮崎	50	41			9		2	4		8		1	8				5	31	8	5	5			44	5	1	1	
鹿児島	57	40	5		22		1	35	4	28		8	3	3			9	6	11	6	29			51	1		1	
沖縄	3				3			2		2									2					1				
計	994						90	133	59	111	427	70	235	23	38	112	15	26	144	478	112	43	61	1542	54	14	29	24

検討を行う。

一般に急傾斜地崩壊防止工事の対象となる斜面は、勾配が急で人家が上下部に密集しており、作業条件がきわめて悪い場合が多い。したがってこの工法がとられる箇所は、施工に当たっては細心の注意を要し、人力施工に頼らざるをえないなどの制約を受けることが多い。また、施工中の崩壊により工法の変更を余儀なくされる場合もあり、工事に従事する作業員のみならず、周辺の人家などへの被害を未然に防ぐことも、切土工の計画、調査、設計の段階で、十分徹底した調査が必要であるが、調査成果が得にくいという理由もあって、一般には施工して初めて土質・地質・岩質・湧水などがわかる場合がある。これらが当初の予想と大きく異なった場合、その変化の対応には所要の技術者の判断により、必要に応じて計画の変更をしつつ施工に当たることが望ましい。

3.5 のり枠工の設計・施工（本編、第8章）

現場打ちコンクリートののり枠工は、豪雨時に湧水の伴う風化岩、長大斜面や土質の不良な場合などで、のり面の長期にわたる安定が若干疑問と思われる箇所、節理、き裂等のある岩盤で支保工的機能を期待して用いる場合及びのり勾配が1:0.8より急な場合に用いる。

のり枠のけたには鉄筋を入れ、下端には、のり枠の重

量と基礎地盤の状況を考慮して基礎工を施工し、けたには、すべり止めの杭またはアンカーを計画する。

コンクリートブロックのり枠工は、豪雨時に湧水のあ

るのり面については、原則として施工しないものとする。のり勾配は土質によっては、1:0.8程度まで設計できるが、通常は、1:1.0より緩い勾配で設計し、下端には基礎工、また、枠の交点部分には、すべり止めの杭、アンカーを施工し、すべり出し防止を図ることが多い。

中詰めについては、植生によって保護することが望ましいが、植生が不適当な場合は、栗石、コンクリート等で状況に応じた中詰めを行う。中詰めをコンクリート張工等で設計した場合は、吸出し防止を施し、のり面の面積1㎡ごとに1個以上の水抜き孔を設置し、孔の大きさは内径5cm以上のものを使用する。

3.6 吹付け工の設計・施工（本編、第9章）

切土した時点では安定した外観をしているが、切りっぱなしの状態でおくと著しく風化が進みやすい岩質とか、既にある程度風化が進行していて崩落の恐れのある岩盤や土丹等で植生による被覆が困難もしくは植生工やプレキャストのり枠工では適用が不十分な場合に斜面の保護のために用いられる。

吹付け工（図-1）は、湧水がない岩盤で、割れ目が小

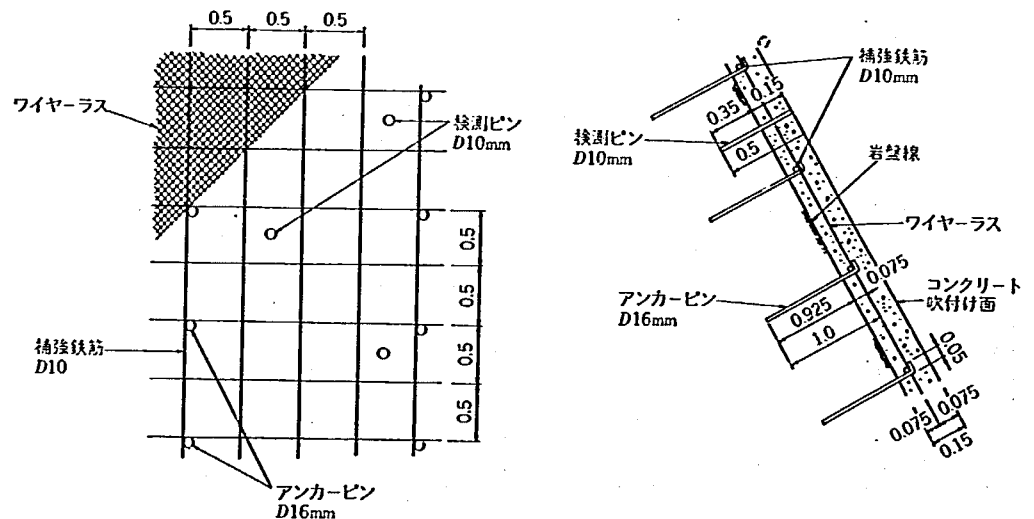


図-1 コンクリート吹付け工の一例（単位 m）

さく、大きな崩壊がないところに適している。湧水が多いと吹き付けされた層と地盤との間の密着・一体化が阻害され、凍結融解を繰り返すことによって被覆のはく離をきたすこととなり、このような個所での吹き付け工の施工は不適當である。また、年間を通じて最高、最低の温度に激しい差がある地方では、吹き付け工の耐久性に問題が多い。吹き付け工ではその施工上、斜面に繁茂している草本類をすべて伐採することにより、照り返しが強くなるため斜面に近接する家屋の住民が吹き付け工施工前より熱さを感じる等の問題が発生したり、「緑」がなくなることにより周囲との調和がとれず著しく環境を損なうという問題が発生したりすることもあるので、吹き付け工の選択に当たっては、このような問題点についても事前に十分調査検討することが必要である。吹き付け厚の標準はモルタル吹き付けで5~10cm、特に凍結・融解を繰り返す地方では10cm以上が望ましい。コンクリート吹き付け工では10~20cmが標準である。

3.7 擁壁工の設計・施工 (本編、第10章)

地山に接して重力式擁壁やたれ擁壁を設置することが多い急傾斜地では、すべり面を正しく想定し斜面の全体的な範囲で土圧を検討することが重要である。したがって、本指針では土圧の算定法を詳細に記述した。

急傾斜地において想定されるすべり面の形としては、①直線すべり面、②円弧すべり面、③複合すべり面が一般に考えられる。①は図-2の(b₁)、②、③は図-2の

(a)に相当する。擁壁背後の裏込め材料からの土圧及びポケット容量の小さな待受け式擁壁に少しずつゆっくりと堆積した土塊からの土圧は図-2の(b₂)に相当する。急傾斜地では盛土工が用いられる場合は少ないが、盛土部からの土圧及びポケット容量の大きな待受け式擁壁に少しずつゆっくりと堆積した土塊からの土圧は図-2の(c)に相当すると考えられる。

以上のことを要約して、急傾斜地において豪雨時に擁壁に作用する土圧を以下の3種類に分類した。

(1) 曲線すべり土塊による土圧

円弧すべり面が想定される場合には円弧すべりのスライス法、非円弧すべり面(複合すべり面)が想定される場合には一般に Janbu 法を用いて算定する。計画安全率としては、構造物の重要度あるいは将来予想される崩壊要因の大小等を考慮したうえで計算安全率1.2~1.5計値を用いる。

(2) 直線すべり土塊による土圧

くさび法を用いる。つまり、すべり面上のくさび状の土塊の重量を計画安全率倍し、土塊重量、すべり面におけるすべり面に沿って作用する粘着力及び壁面に作用する土圧の反力により力の多角形を描き、必要な抑止力(設計外力としての土圧)を求める。

(3) 盛土部擁壁に作用する土圧

高さ5m程度以下の擁壁についてはテルツァギ・ベックの経験土圧表を用い、これを越える擁壁ではクロー

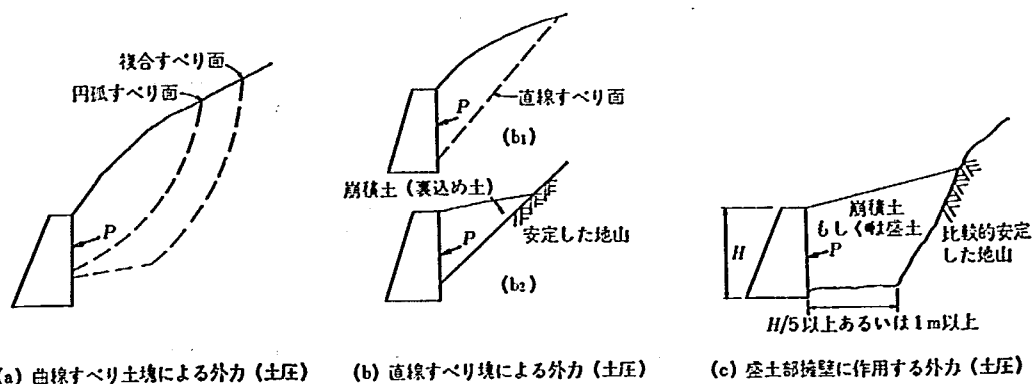


図-2 急傾斜における構造物に作用する設計外力(土圧)

ン公式を用いて土圧を算定することを標準とする。

なお、地震時土圧に関して本指針では、常時の設計計算において大きめにとってある安全率や計算において考慮の対象にならなかった抵抗力で地震時荷重の増大は補いうると考えたため、一般には地震時土圧を考慮した設計は行わず、参考にとどめることとした。

施工に関しては、最も事例の多い基礎掘削時の被災を防ぐことが重要である。擁壁設置のための基礎掘削は、施工中及びその後の斜面の安定に及ぼす影響が大きいので、できる限り最小限にとどめ、同様の理由により斜面下部の切土も最小限にとどめる。また、掘削を含めて打設においても可能なら単区間施工が望ましい。

4.8 アンカー工の設計・施工（本編、第11章）

アンカー工の一般的な設計施工基準に関しては、これまでに土質工学会により JSF 規格：DI-77「アースアンカーの設計・施工基準が」¹⁾まとめられている。本指針では、大旨においてこの基準に沿いつつ急傾斜地の実状に合わせる形で整理した。必要アンカーの算定については、以下に述べる①比較的勾配が緩く斜面長も長い斜面で主としてアンカーにより斜面を安定させる場合と、②くさび形の崩壊が想定される斜面においてアンカーを擁壁等の補強に用いる場合の二つに大別して説明を加えた。

(1) 円形すべり型

斜面安定に対するアンカーの効果は安全率の増加に集約され、それは一般に次式で示される（図-3 参照）。

$F_s =$

$$\frac{\sum (c \cdot l + W \cos \alpha \tan \phi) + \sum P_o (\cos \beta + \sin \beta \tan \phi)}{\sum W \sin \alpha} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 F_s ：安全率

W ：各スライスにおける土塊＋構造物の重量 (t/m)

P_o ：各スライスのアンカー引張り力 (t/m)

l ：スライスがすべり面を切る弧の長さ (m)

α ：各スライスすべり面の傾斜角 (度)

β ：アンカー鋼材とすべり面のなす角 (度)

c ：土の粘着力（全応力表示）(t/m²)

ϕ ：土の内部摩擦角（全応力表示）(度)

上式は、土留め壁などに一時的にアンカーを用いる場合のように仮設工事に対しては従来から適用され、実績も有しているが、急傾斜地崩壊防止工で永久構造物としてアンカーを用いる場合は必ずしも妥当でないと考えられる。その理由は、アンカー定着部の岩のクリープ等によって、長期間ではアンカーの緊張力が減少すると考えられるからである。したがって、永久構造物としてアンカーを用いる場合は、(2)式の分子の第2項($\sum P_o (\cos \beta + \sin \beta \tan \phi)$)を見込まないほうが、現時点では妥当で

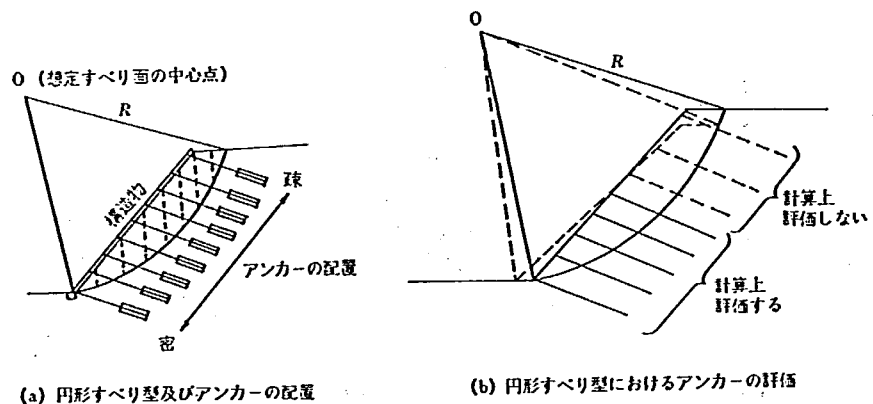


図-3 アンカー工による斜面安定（円形すべり型の場合）

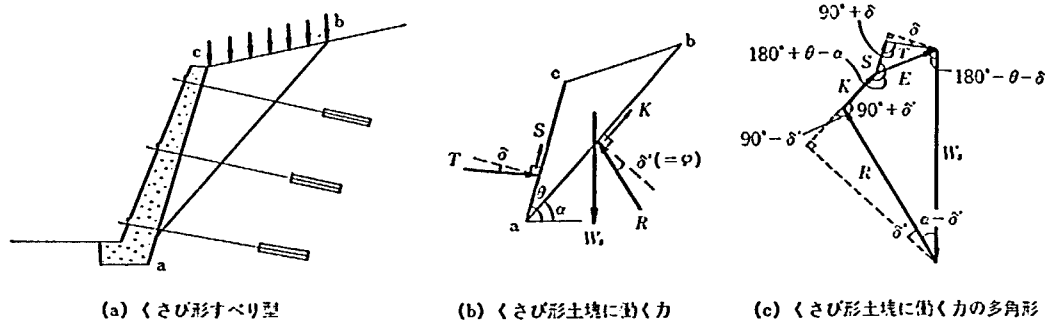


図-4 アンカー工による斜面安定（くさびすべり型の場合）

あろう。

しかしながら、想定される土塊のすべりに対して、土塊の体積が増加すると考えられる部分については、アンカーの緊張力が減少しないから(1)式の第2項を見込んでも差し支えない。すなわち、図-3(b)に示すように、想定すべり面の末端部やすべり面の勾配が緩くなった部分のスライスでは(2)式をそのまま適用し、残りの部分については、(2)式の第2項を見込まないのが実際である。したがって、一般には想定されたすべり下部にアンカーを密に設置し、上部には疎に設置することになる。

(2) くさび形すべり型

図-4(a)のようにくさび形すべり面が想定される場合には図-4(b), (c)に示すような力の多角形を用いて構造物及びアンカーによる必要すべり抵抗力 E を求め、これから構造物による抵抗力を減じて必要アンカー力 P_h を求める。

4. 終わりに

急傾斜地対策としての技術開発の蓄積がわずか十数年という数字が示すように、十分に体系化されたものには

なっていない。今後、検討を進めるべき課題は非常に多く残されているが、技術全体の体系化は別としてそのうちの主なものを幾つか整理すると以下のような項目があげられる。

- ・現場打ちのり枠工の詳細設計方法の開発
- ・待受けタイプの構造物（待受け擁壁工，落石防止構工，仮設防護構工等）の設計方法の開発
- ・耐震設計方法の開発
- ・急傾斜地に適した機械化施工法の開発

今後は、上記のような課題を重点的にとりあげて検討を進めることにより、本指針をより体系化されたものとしていきたいと考えている。

建設省河川局傾斜地保全課と共同で本指針をまとめるに当たっては、各都道府県の急傾斜地崩壊対策事業関係者の方々から貴重な資料の提供や御助言等をいただいた。ここに記して謝意を表する次第です。

参考文献

- 1) 中村二郎編：砂防・地すべり防止，急傾斜地崩壊防止施工法；山海堂，1978
- 2) 日本道路協会：道路排水工指針；1973
- 3) 土質工学会：アースアンカー工法；1978

20. 急傾斜地技術指針について

—抑 制 工—

安 江 朝 光・服 部 泰 英
石 川 芳 治・仲 野 公 章

土木技術資料 Vol.24 No.3
1982.3

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

1971

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
1971

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
1971

<解説>

急傾斜地技術指針について

—抑制工—

安江 朝光* 服部 泰英**
石川 芳治** 仲野 公章**

まえがき

急傾斜地崩壊対策事業は、昭和42年予算補助制度をもって開始され、昭和44年には現行の「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」が制度化され現在に至っているが、この10年余の間に、事業費の大幅な増加にもなって対策工事の概成箇所も急増している。

昭和52年度建設省河川局傾斜地保全課が実施した調査では、傾斜度30度以上、高さ5m以上の急傾斜地で想定被害区域内に人家5戸以上（5戸未満であっても官公署、学校、病院、旅館等のある場合を含む）ある箇所（急傾斜地崩壊危険箇所）数は、全国で64,284箇所である。このうち、崩壊防止工が必要とされるのは50,500箇所である。昭和42年度から昭和56年度末までの概成箇所の累計は6,397箇所の予定であり、その約12.7%になっている。

技術・工法も当初は、他事業の借りものの技術からスタートしたが、少しずつ体系づけられ、河川砂防技術基準（案）の急傾斜地崩壊防止工の章にその骨組みが示されている。しかし、自然斜面が対象なので、斜面を構成している地山の地形・地質・土質条件など素因の複雑さと降雨などの誘因の多様さにより、設計、施工の細部については、担当者の経験による工学的判断にかなりの部分がゆだねられている。

昭和54年度から、より具体的に個々のケースに対処できる技術指針の作成を目標に、設計、施工事例の収集整理を行ない、昭和55年度から、建設省河川局傾斜地保全課と土木研究所とで構成した急傾斜地技術指針

編集幹事会で、これら資料をもとに検討を重ねた。昭和56年10月で、技術指針の草稿がまとまり、昭和57年には出版の見込みがついたので、その内容を抑制工、抑止工の2回に分けて紹介したい。

1 工法の分類

斜面崩壊の要因は、地表面侵食、含水による土層の強度低下と重量増、間隙（水）圧の上昇、パイピング、風

表-1 急傾斜地崩壊防止の分類

分類	主な目的	工種	工種細分
抑 制 工	(I) 雨水の作用を受けないようにする。	排水工	地表水排水工 地下水排水工
		植生によるのり面保護工	植生工
		吹付工	モルタル吹付工 コンクリート吹付工
		張工	石張・ブロック張工 コンクリート張工
		枠工	プレキャストのり枠工 現場打のり枠工
		その他	その他ののり面保護工
抑 止 工	(2) 雨水の作用を受けて崩壊する可能性の高いものを除去	不安定地の切土工	切土工 (A)
	雨水の作用を受けても崩壊が生じないように力（抑止力）のバランスを加える。	斜面形状を改良する切土工	切土工 (B)
		擁壁工	石積・ブロック擁壁工 もたれコンクリート擁壁工 重力式コンクリート擁壁工 コンクリート特種擁壁工
		アンカー工	アンカー工
		杭工	杭工
		押え盛土工	押え盛土工
そ の 他	抑制工と抑止工の両方の目的を持つ工種	掘工	土留掘工 掘削工
	崩壊が生じて被害が出ないようにする工種	じゃかご工	じゃかご工
		待受け工	待受け式擁壁工
		落石防止工	落石防護工 落石防護工
そ の 他	なだれを防止する。	なだれ防止工	なだれ防護工 なだれ防護工
	防止工施工時の防護工	仮設防護工	仮設防護工

*建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室長

**建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室研究員

Tomomitsu Yasue, Yasuhide Hattori, Yoshiharu Ishikawa and Masaaki Nakano: Commentary on the Technical Guide of Steep Slope Failure Preventative Works—Restraint Works—

表-2 昭和55年度急傾斜地崩壊防止工事法調査

	施工箇所	排水口			斜面改造			のり面保護工												擁壁工			伏工	落石防止工		雪崩防止工	谷止工				
		地表水排除	地下水排除		切土	砕石	保土	植生			法枠			張工			吹付			アンカー工	重力	したれ		ブロック	井戸・土留			落石防止工	落石防止工		
			1	2				3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2				3								
北海道	37	37	4	5	1			26	11	27	2					2		19	1	5	15	2		4	1	24	2	6	1		
青森	36	36		1	6			29	2	24	5	1	1			4	3		1	2	28	3				34	1	3	1		
岩手	30	30	1	1						4	7	20							24	4		1				30					
宮城	19	16			15			1	1	12	2			2					1	1	1	16				9	5				
秋田	30	30			16		1	1	1		13	1							1	14	14	1	1			27			1		
山形	23	19	1	1						4		4				1	1		12	1	7	7	2	2	19	2	1	1			
福島	27	26						3	14	1	11	6	3		1		5	1		6	4	11	6	2		4		7	1		
茨城	18	4		1	2			1			6			6			1		9	1	7	2	3	3		7					
栃木	13	12									4									5		1		2		6	1				
群馬	64	61	1	1				2		1						1				58	1	7				69	1		2		
埼玉	4	4						1			2										3					1					
千葉	44								10	10		6	1	2	2				4	18	12	1				34	1				
東京	1																														
神奈川	97							18		18	8	67				11			32	8		7				88			1		
新潟	38	38		2	1			6	1	5	3	11	1	1		1			3	8	1	4	21			23		5	1		
山梨	28	21																		16		4				21	7				
長野	44	42			13					18	6	1						1		5	9	2	5	22		28	4				
富山	35	34	1		2	12			16	2	3	15	1						3	14	8	10	8	1	1	29	1		2		
石川	39	39			1	23			14	4	4		16	3	1		3	7		5	13	4	5	1	3	28	2		3		
岐阜	62	62			1						6									2	22		8	35	1		62				
静岡	42	41			7			5	4	7	2	2	3		1	2	1			23	1	17	4			41	1				
愛知	26	6			2			1		1	5									3	9	5	2	2	3	15					
三重	65	57	2		3			2	4	1	4	12	5		1	1				8	16	5	15	35	1	5	38	3	1		
福井	67	55			13	2		4	3	2	9	25	1	1	2					8	51	7	3	4	1	61	2		2		
滋賀	14	13						1	1		7									3	3	5	2	4	1	1	12	1			
京都	20							1		1	3	6	1							5	2	9	9	4	1	1	19			1	
大阪	13	13	1		1			5		3	1	4					1		1	2	1	5	4			5			1		
兵庫	50	48		4				2	2	4	27	8					2	2	5	6	12	21	9	16		1	38	1			
奈良	17									2		1	1								12	2		2		12	3				
和歌山	71	71						2	2	3	1	2		1		3			37	41	12	50	7	3	68	3					
鳥取	18	18		5				1		2										3	2	1	2	12	1	7		4	1		
島根	63									4	15			1		1	4			4	18	14	32	20	2	58	4		1	2	
岡山	47	47									20			2	1	1				1	18	3	11	2			38				
広島	99	99			46	57				8	13	1					36	8		2	31		10		1	48					
山口	64	63			24			3	7	2	1	26	1				2			18	12	20	21	1	5	2	53	1		2	
徳島	67							5									1			4	14	30	34	1	1		67				
香川	19	15			5					2	10	2					3			1	4	13	1	1		9	2				
愛媛	76	68			1					17	2	57					1			3	30	14		5		69	4				
高知	109							3		1	15	1	1				1			36	8	59	4	3		106			1		
福岡	25	11			14			7	5		12			2						4	3	5	9	2	2		6	1			
佐賀	20	18			2	1			4		4	1	2								10	3	10			19	2				
長崎	74	74		1	71				30		24	35	5	5		5	11			19	4	19	35			1	15	1			
熊本	58	52								1	6	1					4	1		2	18	15	32	3	1	44					
大分	64	64								28		11					11	11			20	4	6	1		48	2				
宮崎	50	41			9			2	4		8		1	8						5	31	8	5	5		44	5	1	1		
鹿児島	57	40	5		22			1	35	4	28		8	3	3					9	6	11	6	29		51	1		1		
沖縄	3				3			2		2											2						1				
計	111							90	111	39	111	42	70	115	23	38	111	15	26	114	61	114	41	112	43	16	54	14	29	24	

化であり、これらの雨水の作用の処理という観点から、斜面崩壊対策工は表-1のように分類できる。

ちなみに、昭和55年度について、どんな工法が用いられているかを見るために全国的な集計を行なったものを表-2に示す。

崩壊防止工事は、大別して抑制工と抑止工に分けられる。

抑制工は、のり面被覆、地表面排水、地下水排除などによって、当該斜面が雨水の作用を受けないようにし、斜面の安定を図ることを目的とする。また、抑止工は、構造物を設けることによって雨水の作用を受けても崩壊が生じないように力（推力と抑止力）のバランスを与えるものである。

2 抑制工

2.1 排水工の設計・施工

急傾斜地の崩壊の大きな誘因としては降雨、湧水、地下水である。斜面に降った雨水や斜面周辺から流入する表面流水によって斜面が侵食されたり、地中に浸透した水によって土中の間隙水圧が上昇して、また地盤の強度が低下したり、含水による地盤重量の増加等により斜面安定が損なわれたりする。また、地中に浸透した水により、パイピングによる局部崩壊とその進行により大きく斜面が崩壊することもある。さらに、2次的なものとして、斜面地山の掘削によるゆるみ、あるいは凍結融解や湿潤乾燥の繰り返しによる風化も斜面崩壊の要因となる。

排水工はこのような斜面の安定を損なう可能性の大きな地表水、地下水をすみやかに集めて斜面外の安全な所へ排除したり、地表水、地下水の斜面への流入を防止することで斜面の安定性を高めると同時にのり面保護工、擁壁工等の他の崩壊防止施設の安定性を増すことを目的として用いられる。このうち、主として地表水の集水、斜面外への排水、斜面内への流入防止のために用いられるものは一般に地表水排除工（図-1）と呼ばれ、横排水路工（のり肩排水路工、小段排水路工）、縦排水路工、

浸透防止工がある。また、主として地下水の集水、斜面外への排水、斜面内への流入防止のために用いられるものは一般に地下水排除工と呼ばれ、暗渠工、横ボーリング工などが急傾斜地では主として用いられ、その他には、遮水壁工、集水井工、排水トンネル工などがある。

急傾斜地崩壊防止工においては、排水工は単独で用いられる場合のほか、他の工種（例えば、切土工、植生工、構造物によるのり面保護工）と併用し、これらの安全性を高める目的で使用される場合が多い。

排水工の計画・設計にあたっては対象斜面付近の気象、地形および地表面の被覆状況、土質と地下水、湧水、斜面および周辺の既設排水施設の断面と状況、および排水系統を調査し、排水系統全体のバランスがとれるよう合理的に計画・設計する。また、工事施工中に思わぬ湧水、地下水が見つかったらそのつど適宜対処するものとする。

地表水排除工に用いる水路等の断面を決定するには、これまでの周辺の斜面における既設水路の実態および対象斜面からの流出土砂量、維持管理、工費等を総合的に検討して決定する。この際、流出量の計算値も考慮に入れることが望ましい。

一般に水路等の断面は土砂などの堆積を考慮して流出量より20%程度余裕をもった断面とするが、土砂流出が多い斜面にある水路や、勾配が急な水路ではさらに余裕をもった断面を用い、十分安全な水路を計画・設計する。

2.2 切土工の設計・施工

急傾斜地崩壊防止工事の中でも、切土工は最も基本的で重要な工法である。急傾斜地を構成している不安定な土塊を切り取ってしまうこと、あるいは、斜面を安定な勾配まで切り取ることは、崩壊を防止する上で最も確実な方法といえる。切土工を完全に行なえば他の工種に比べて維持管理費が少なくてすむ利点もある。

切土したのり面は、侵食、落石、崩壊が再発しないように現場の状況をよく考慮して必要に応じて侵食防止、風化防止を目的としたのり面保護工を施工する。これらに用いる工種としては、植生工、張工、のり枠工、吹付工などである。切土工は、一般に排水工と組み合わせて計画・設計・施工される場合が多い。

切土により周囲の環境が変化するため、なるべくすみやかに周囲の自然や環境と調和するよう計画施工されることが望ましい。

一般に急傾斜地崩壊防止工事の対象となる斜面は自然斜面であるため、比較的等方均質な盛土などの人工斜面のように安定計算により斜面の安定を検討することが困難な場合が多い。従って、一般には周辺の斜面の崩壊例や切土工事例を検討し、切土標準の勾配（表-3）等を参考にし、対象斜面の地質、土質調査結果等を考慮して、対象斜面の安定の検討を行なう。

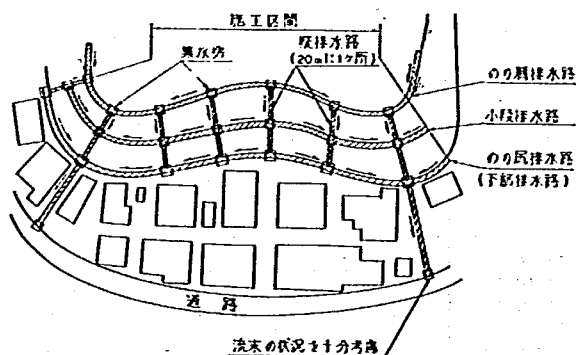


図-1 地表水排除工模式図

表-3 切土標準のり勾配

地山の土質及び地質		切土高	勾配 (対)
硬 岩			0.3~0.8
軟 岩			0.5~1.2
砂			1.5~
砂 質 土	締まっているもの	5m以下 5~10m	0.8~1.0 1.0~1.2
	緩いもの	5m以下 5~10m	1.0~1.2 1.2~1.5
礫 質 土 岩塊、又は玉石 混じりの砂質土	締まっているもの、又は 粒度分布の良いもの	10m以下 10~15m	0.8~1.0 1.0~1.2
	締まっていないもの、又は 粒度分布の悪いもの	10m以下 10~15m	1.0~1.2 1.2~1.5
粘土・粘 質 土		10m以下	0.8~1.2
岩塊、又は玉石混 じりの粘質土、粘土		5m以下 5~10m	1.0~1.2 1.2~1.5

(注) (1) 切土がこの表の切土高を越えるとき、又は、この表に定めのないときは、別に安定性を検討することが必要である。

(2) 上表は風化・侵食の恐れがある場合は、これに対して適切な保護をした場合に適用できる。

(3) シラスの場合は別途設計する必要がある。

一般に急傾斜地崩壊防止工事の対象となる斜面は、勾配が急で人家が上下部に密集しており、作業条件が極めて悪い場合が多い。したがってこの工法がとられる箇所は、施工にあたっては細心の注意を要し、人力施工に頼らざるをえないなどの制約を受けることが多い。また、施工中の崩壊により工法の変更を余儀なくされる場合もあり、工事に従事する作業員のみならず、周辺の人家などへの被害を未然に防ぐために、切土工の計画、調査、設計の段階で、十分徹底した調査が必要であるが、調査成果が得にくいという理由もあって、一般には施工して初めて土質・地質・岩質・湧水などの詳細がわかる場合が多い。これらが当初の予想と大きく異なった場合は、再検討を行ない必要に応じて計画を変更して施工する。

2.3 植生工の設計・施工

植生工によるのり面保護工は、植物を繁茂させることにより、雨水による侵食の防止、地表面の温度変化の緩和および根により表土を緊縛することによる凍土崩落の抑制、緑化による斜面周辺の自然環境との調和などの保護効果を得ることを目的としている。

植物が繁茂して、雨水等による侵食防止等の保護効果を期待するためには、のり面の侵食が発生する前に速やかに植生によって斜面被覆を行なえる工法設計が重要である。また、施工直後の乾燥防止、土砂の崩落防止、種子の流亡防止などの維持管理も重要である。

植生工の設計にあたっては、湧水の少ない均一な切土のり面（普通土、砂質土、礫、土塊混り土）で標準のり勾配が確保でき、土質が植生に適している場合は、のり面に直接播種するか、芝付けする植生工を行なうものとし、適さない場合は、部

分客土等の植生工を行なうものとする。

工種は植生工の特徴を考慮し、表-4を標準として選定する。設計に当っては、のり面の土質、勾配、高さ、施工時期等について検討しなければならない。

2.4 張工の設計・施工

張工の目的は、のり面の風化および軽微な剝離・崩落等を防止することであり、その種類としては、コンクリートブロック張（もしくは石張）工とコンクリート張工がある。土砂斜面においては、地山の土質が硬質土および中硬質土で、切取りのり勾配が1:1.0~1:1.5で、かつ比較的良好な土質の場合には、一般に植生工が用いられる。しかし、粘着力のない土砂、土丹および崩れやすい粘土の場合には植生工は不適で、コンクリートブロック張（石張）工が用いられる。この工法は、単独で用いられるほか、のり枠の中詰めとしても用いられる。この工法の適用に関して湧水が多い所では、凍結等の問題が生じるので、原則として湧水の多い所への適用は避けるか、やむを得ない場合は、十分な排水対策を実施する必要がある。コンクリートブロック張（石張）工は、練張りを原則とし、また、直高は、土質や湧水の有無にも関係するが5mを限度とし、また、のり長は7mを限度とする。特に石張工においては、石材の緊結が難しいので、極力緩勾配で用い、直高はあまり高くしない方がよい。

コンクリート張工（図-2）は、比較的勾配の急な節理の多い岩盤斜面で風化による剝離崩壊を防止するのにプレキャストのり枠工や吹付工では不安と思われる場合に用いられる。しかし、湧水が多いところではコンクリートと岩盤との一体化が悪いから不適当な場合がある。一般に1:1.0程度の勾配には無筋コンクリート張工が用いられ、1:0.5程度の勾配には鉄筋コンクリート張工が用いられるが、断面内における急激な勾配変化は避けなければならない。コンクリート張工の機能は、コンクリート吹付工ともたれコンクリート擁壁工の中間的な機能が期待されるわけであり、その適用にあたっては、コンク

表-4 植生工法の選定

土 質 ・ 岩 質		工 法
砂		張芝工、種子吹付工、植生マット工
砂質土、礫質土、 岩塊又は玉石混 じりの砂質土	締まっていないもの	張芝工、種子吹付工、植生マット工、 植生ネット工
	締まっているもの	種子吹付工（薄切客土又は穴切客土併用）、 植生袋工、植生穴工、植生盤工、植生 ポット工
粘土、粘性土、 岩塊又は玉石混 じりの粘質土、 粘土	締まっていないもの	張芝工、種子吹付工、植生マット工
	締まっているもの	種子吹付工（薄切客土又は穴切客土併用）、 植生盤工、植生穴工、植生袋工、 植生ポット工
軟 岩		植生吹付工（薄切客土又は穴切客土併用）、 植生穴工、植生袋工

のり面を外気および雨水等から遮断することにより風化を防止し、のり面を形成する地盤の強度低下を防ぐことにある。つまり、切土した時点では安定した外観をしているが切りっぱなしの状態でおくと著しく風化が進みやすい岩質とか、すでにある程度風化が進行していて崩落のおそれのある岩盤や土丹等で植生による被覆が困難もしくは植生工やプレキャストのり枠工では適用が不十分な場合に斜面の保護のために用いられる。

吹付工 (図-4) は、湧水がない岩盤で、割れ目が小さく大きな崩壊が予想されないところに適している。湧水が多いと吹付けされた層と地盤との間の密着・一体化が阻害され、凍結融解を繰り返すことによって剝離をきたすこととなり、このような箇所での吹付工の施工は不適当である。また、年間を通じて最高、最低の温度に激しい差がある地方では、吹付工の耐久性に問題が多い。吹付工ではその施工上、斜面に繁茂している

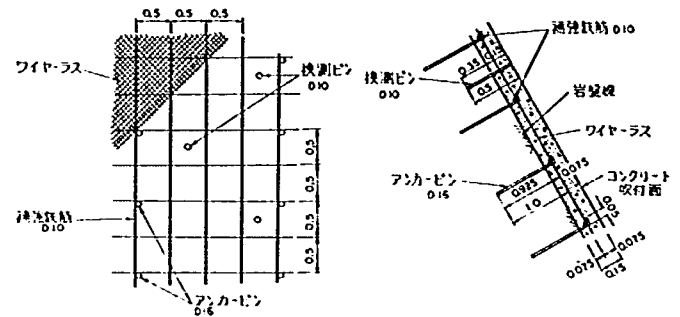


図-4 コンクリート吹付工の一例

草木類をすべて伐採することにより、照り返しが強くなるため斜面に近接する家屋の住民が吹付工施工前より熱さを感じる等の問題が発生したり、「緑」がなくなることにより周囲との調和がとれず著しく環境を損なうという問題が発生したりすることもあるので、吹付工の選択にあたっては、このような問題点についても事前に十分調査検討することが必要である。

21. 急傾斜地技術指針について

—その2 抑止工編—

安江朝光・服部泰英
石川芳治・仲野公章

土木技術資料 Vol. 24. No. 4
1982. 4

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

PHYSICS DEPARTMENT

PHYSICS 311

LECTURE 10

LECTURE 10

10

〈解説〉

急傾斜地技術指針について

—その2 抑止工編—

安江 朝光* 服部 泰英**
石川 芳治** 仲野 公章**

はじめに

建設省河川局傾斜地保全課と土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室で構成した急傾斜地技術指針編集幹事会が昭和56年10月に草稿をまとめた「急傾斜地技術指針」について、その内容を前回の解説¹⁾に引き続いて紹介したい。

急傾斜地崩壊防止工事の分類および抑制工についての内容の紹介は前回の解説に報告されているので、本解説では抑制工以外の工種についての内容を抑止工編と題して紹介する。

1 抑止工およびその他の工種の特徴

雨水の作用を受けないようにして斜面の安定を図ろうとする抑制工に対し、雨水や地震の作用を受けても崩壊が生じないように力のバランスをとり斜面の安定を図ろうとする工法を抑止工と呼んでいる。

急傾斜地崩壊防止工における抑止工としては、まず、基本的な工法として斜面形状を改良する切土工があげられる。次に、切土工が施工できない場合や切土工のみでは抑止力が不足する場合には擁壁およびアンカー工が多く用いられる。アンカー工は現場打りの棒工やコンクリート張工と併用して施工されるほか、擁壁工のみでは抑止力が不足する場合にも擁壁工と併用して用いられる。他の抑止工としては杭工および押え盛土工があげられるが、これらの工種は地すべり防止工事と比較すると用いられる機会は少ない。

柵工およびじゃかご工は抑制工および抑止工の両方の機能を有している。急傾斜地崩壊防止工事では柵工の使用例はしばしば見られるが、じゃかご工に関しては応急復旧工法や隣接地山部分のすりつけ工法として以外、用いられることは少ない。

抑制工・抑止工の分類からはずれる他の工種としては、崩壊が発生しても人命や家屋等に被害が生じないように

する待受け式擁壁工、落石やなだれによる被害を防止する落石防止工およびなだれ防止工があげられる。また、特殊な工種として崩壊防止工事施工中の安全を図るために設置される仮設防護工があげられる。

以上に列記した抑制工を除く急傾斜地崩壊防止工事の工種細分および各工種の目的、適用範囲、特色等を表-1に整理した。

以下には、主な抑止工およびその他の工種について、「急傾斜地技術指針」(以下、本指針と呼ぶ)に示されている内容の要点を説明する。

2 主な抑止工の設計・施工

2.1 コンクリート擁壁工

1) 土圧の算定

地山に接して重力式擁壁やたれ擁壁を設置することが多い急傾斜地では、すべり面を正しく想定し斜面の全体的な範囲で土圧を検討することが重要である。したがって、本指針では土圧の算定法を詳細に記述した。

急傾斜地において想定されるすべり面の形としては、①直線すべり面、②円弧すべり面、③複合すべり面が一般に考えられる。①は図-1の(b)₁、②、③は図-1の(a)に相当する。擁壁背後の裏込材料からの土圧およびポケット容量の小さな待受け式擁壁にゆっくりと堆積した土塊からの土圧は図-1の(b)₂に相当する。急傾斜地では盛土工が用いられる場合は少ないが、盛土部からの土圧およびポケット容量の大きな待受け式擁壁にゆっくりと堆積した土塊からの土圧は図-1の(c)に相当すると考えられる。

以上のことを要約して、急傾斜地において豪雨時に擁壁に作用する土圧を以下の3種類に分類した。

(i) 曲線すべり土塊による土圧：円弧すべり面が想定される場合には円弧すべりのスライス法、非円弧すべり面(複合すべり面)が想定される場合には一般に Janbu 法を用いて算定する。計画安全率としては、構造物の重要度あるいは将来予想される崩壊要因の大小等を考慮した上で、1.2~1.5の値を用いる。

(ii) 直線すべり土塊による土圧：くさび法を用いる。つまり、すべり面上のくさび状の土塊の重量を計画安全率倍し、土塊重量、すべり面におけるすべり面に沿って

* 建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室長

** 急傾斜地崩壊研究室研究員

Tomomitsu Yasue, Yasuhide Hattori, Yoshiharu Ishikawa and Masaaki Nakano: Commentary on the Technical Guide of Steep Slope Failure Preventative Works—Countermeasure Works—

表-1 抑止工および他の工種の特徴等

分類	主な目的	工 種	工 種 細 分	目的もしくは工種詳細	適用範囲および特色等		
抑止工	雨水等の作用を受けても崩壊が生じないように	擁 壁 工	斜面形状を改良する切土工	斜面を雨水等の作用を受けても安全であるような勾配あるいは高さまで切取る。	防止工の最も基本的な工法の一つで、完全には実施されれば最も確実な方法の一つである。排水工、植生工、構造物によるのり面保護工等と併用される場合が多い。一般に人家が斜面上下部に近接していたり、切土量が巨大になる場合などでは完全には実施できない場合が多く、他の工法（擁壁工等）と併用される場合が多い。		
			石積・ブロック擁壁工	斜面下部の小規模な崩壊を抑止する。	のり勾配が1:1.0より急な（一般には1:0.3～1:0.5）土砂斜面で、背面の地山が崩れているなど土圧が小さい場合。		
				もたれコンクリート擁壁工	崩壊を直接抑止するほか、侵食風化に対するのり面保護効果もある。	横貫土以下の十分な固結層をもたない地山にも適用できる。設置位置が狭隘でも場所をとらず、地形の変化にも適応性がある。	
				重力式コンクリート擁壁工	崩壊を直接抑止するほか、抑え盛土の安定、のり面保護工の基礎ともする。	斜面下部（脚部）の安定を図る目的で用いられ、崩壊に対する抑止効果をもつ。斜面中段部でも用いられる。	
	力のバランスをとる。	アンカー工	コンクリート枠擁壁工	湧水が多く地盤が比較的軟弱な斜面の小規模な崩壊を防止し安定を図る。	透水性が良好で耐久性があるので、湧水量が多く、地盤が比較的軟弱な場合や地すべり・小崩壊に連している。		
			ア ン カ ー 工	傾風化岩、亀裂の多い岩盤、表層土の崩壊、滑落を防止するため、現場打コンクリートのり枠工、コンクリート擁壁工、コンクリート張工等の他の工法として併用し、これらの安全を高める。また亀裂、節理、層理の発達した岩盤を内部の安定な岩盤に接続して崩壊、はく落を防止する。	他の工法に比して工費が高くなる場合が多いが、斜面上下部に人家が近接していて、切土工、待受け擁壁工等が施工できず、さらに斜面勾配が急で斜面長も長く、現場打のり枠工、コンクリート擁壁工、コンクリート張工等の安定が不足する場合、特にアンカー固定地盤岩盤が比較的堅固で斜面表面より深い位置にある場合に適する。		
			杭 工	杭 工	斜面土に杭を設置して、杭の面びモーメントおよびせん断抵抗によりすべり力に抵抗し斜面の安定度を向上させる。	急傾斜地崩壊防止工事で特別な場合に使用する。すなわち地すべり性崩壊の予想される斜面や流れ型となっている岩盤斜面の崩壊防止などに用いる。	
その他	なだれを防止する	なだれ防止工	押え盛土工	崩壊想定部下部に盛土し、滑動面に抵抗させ安定を図る。	急傾斜地では施用地が狭小なため、専断で施工される例は少ない。重力式擁壁工と組合せて施工される場合もある。		
			落石防止工	落石の発生予防を行う工法で、除石工、根固工等がある。	切土工、排水工、砂工、砂目工、張工等も落石予防工に適用される。		
その他	なだれを防止する	なだれ防止工	落石防護工	落石から人家等を防護する工法で、防止網工、防止覆工、防止壁工等がある。	その基礎として、擁壁工と組合せられる場合が多い。		
			なだれ予防工	なだれの発生を未然に防ぐ工法で、削段工、予防林、予防溝等がある。	発生防止工法と積雪分散工法に大別される。		
抑制工と抑止工の両方の目的を持つ工種		柵 工	なだれ防護工	なだれが発生した時、被害を最小にする工法で擁壁、橋、なだれ割、鉄線等がある。	直接防護工法と方向変換工法に大別される。		
			土留柵工	比較的緩斜面で表土層が薄い(2.0m以下)斜面の局部的な表土層の崩壊を防止し、またその拡大を防止するために用いる。	比較的長大な斜面に適する。斜面内の既存植生を保全しながら施工できる。また、閉孔にオーガーを使えば簡便に施工できる。		
		じゃかご工	編 柵 工	植生工の補助として、降雨や地表水による斜面表土の侵食を防止するために用いる。	比較的緩斜面の切止後の斜面において、植生工、かまひりけ工等と併用される場合が多い。		
			じゃかご工	じゃかご工	のり面の侵食防止と抑え盛土的目的を持つ。	急傾斜地崩壊防止工事として、斜面全体をこれによって保護することは好ましくない。暫定的な使用として施工区域と隣接地山部分とのすり付けを、これを用いてなじみよくする場合がある。	
崩壊が生じても被害が出ないようにする工種	待受け工	待受け式擁壁工	待受け式擁壁工	斜面の崩壊を直接抑止することが困難な場合、斜面下部(脚部)より離して重力式擁壁を設置し、崩壊土砂を待受けける。	① できるだけ、他の斜面条件を改善する工法と組合わせて実施するのが望ましい。 ② 長大斜面で良く用いられる。③ 既存植生を積極的に残す必要がある場合には有効である。		
防止工施工時の防護工	仮設防護工	仮設防護柵工	仮設防護柵工	崩壊防止工事施工中の方が崩土や落石から、人家等を防護する。	仮設防護柵の設置は、急傾斜地崩壊防止工事においては、義務的なものである。		

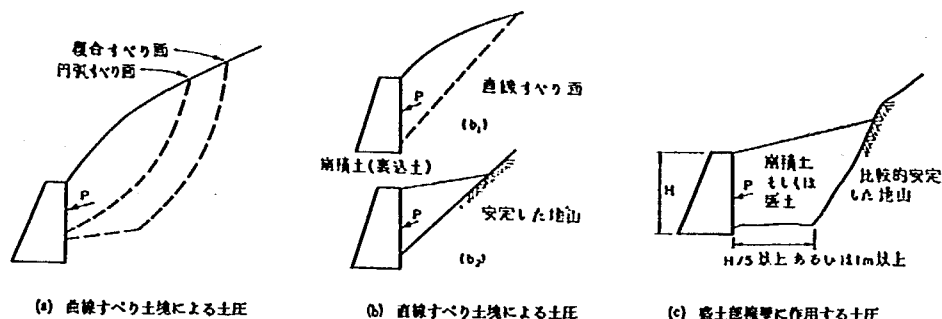


図-1 急傾斜地における土圧の分類

作用する粘着力および壁面に作用する土圧の反力により力の多角形を描き、必要な抑止力（設計外力としての土圧）を求める。

④ 盛土部擁壁に作用する土圧：高さ5m程度以下の擁壁についてはテルツァギ・ベックの経験土圧表を用い、これを越える擁壁ではクーロン公式を用いて土圧を算定することを標準とする。

なお、地震時土圧に関して本指針では、常時の設計計算において大きめにとってある安全率や計算において考慮の対象にならなかった抵抗力で地震時荷重の増大は補いうると考えたため、一般には地震時土圧を考慮した設計は行わず、参考にとどめることとした。

2) 設計・施工

重力式コンクリート擁壁工は斜面崩壊を直接抑止するほか、押え盛土の安定、のり面保護工の基礎として用いられる。原則としては斜面下部に設置して崩壊に対して抑止効果をもたせるが、崩壊が斜面の上下部で独立しており、かつ斜面中段に基礎となる堅固な地盤が得られる場合などには、斜面中段にも設置することができる。

もたれコンクリート擁壁工は、擁壁背面が比較的良好な地山で重力式擁壁を用いる場合と比較して崩壊を比較的小さな抑止力で防止できる場合に用いる。この工法は、侵食および風化に対するのり面保護効果もあわせて有している。また、設置位置が狭隘でも場所をとらず、斜面形状が変化しても比較的適応性があるので、急傾斜地崩壊防止工事ではよく用いられる工法である。

これらの擁壁工だけでは抑止力が不足する場合には、アンカー工を併用して補強する工法もよく用いられる。また、これらの擁壁工の天端には、ストーンガード（落石防止柵）が併設される場合が多い。

擁壁工の設計は、安定計算により実施するのが原則であるが、標準的設計例等を適用する場合もある。

施工に関しては、最も事例の多い基礎掘削時の被災を防ぐことが重要である。擁壁設置のための基礎掘削は、施工中およびその後の斜面の安定に及ぼす影響が大きいため、できる限り最小限にとどめ、同様の理由により斜面下部の切土も最小限にとどめる。また、掘削を含めて

打設においても単区間施工を心がけなければならない。

なお、施工実例の一つとしては、H鋼と矢板を用いて安定施工に努めた兵庫県における例を示した。この工法を用いた急傾斜地は、人家が斜面に近接しているために仮設防護柵を設置するための施工用地も確保できないので、施工時の安全を期すために掘削前にH鋼を土留めとして地山に打込み、矢板をはめながら掘削を進めるものである。このH鋼と矢板は、重力式コンクリート擁壁工の施工により埋ごろしとなる。このような工法は、施工時の安全を期すために今後急傾斜地崩壊防止工事において多用されるものと思われる。

2.2 アンカー工

アンカー工の一般的な設計・施工基準に関しては、これまでに土質工学会によりJSF規格：DI-77「アースアンカーの設計・施工基準」²⁾がまとめられている。本指針では、大概においてこの基準に沿いつつ急傾斜地の実状に合わせる形で整理し、現場技術者が実際に設計・施工ができるように各項目について詳細に記述した。

1) 必要アンカー力の算定

斜面の安定計算方法を、以下に述べる、(i)比較的勾配が緩く斜面長も長い斜面で主としてアンカーにより斜面を安定させる場合と、(ii)くさび形の崩壊が想定される斜面においてアンカーを擁壁等の補強に用いる場合の2つに大別して説明を加えた。

(i) 円形すべり型

斜面安定に対するアンカーの効果は安全率の増加に集約され、それは一般に次式で示される（図-2参照）。

$$F_s = \frac{\sum (c \cdot l + W \cos \alpha \tan \phi) + \sum P_0 (\cos \beta + \sin \beta \tan \phi)}{\sum W \sin \alpha} \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 F_s ：安全率

W ：各スライスにおける土塊+構造物の重量 (t/m)

P_0 ：各スライスのアンカー引張力 (t/m)

l ：スライスがすべり面を切る弧の長さ (m)

α ：各スライスすべり面の傾斜角 (度)

β ：アンカー鋼材とすべり面のなす角 (度)

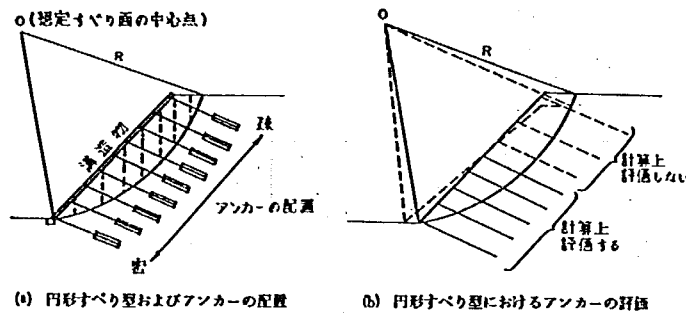


図-2 円形すべり型

c : 土の粘着力 (全応力表示) (t/m^2)

ϕ : 土の内部摩擦角 (全応力表示) (度)

上式は、土留壁などに一時的にアンカーを用いる場合のように仮設工事に対しては従来から適用され、実績も有しているが、急傾斜地崩壊防止工で永久構造物としてアンカーを用いる場合は必ずしも妥当でないと考えられる。その理由は、アンカー定着部の岩のクリープ等によって、長期間ではアンカーの緊張力が減少すると考えられるからである。したがって、永久構造物としてアンカーを用いる場合は、(1)式の第2項を見込まない方が、現時点では妥当であろう。

しかしながら、想定される土塊のすべりに対して、土塊の体積が増加すると考えられる部分については、アンカーの緊張力が減少しないから(1)式の第2項を見込んでもさしつかえない。すなわち、図-2(b)に示すように、想定すべり面の末端部やすべり面の勾配が緩くなった部分のスライスでは(1)式をそのまま適用し、残りの部分については、(1)式の第2項を見込まないのが実際的である。したがって、一般には想定されたすべり下部にアンカーを密に設置し、上部には疎に設置することになる。

(iii) くさび形すべり型

図-3、(a)のようにくさび形すべり面が想定される場合には図-3、(b)、(c)に示すような力の多角形を用いて構造物およびアンカーによる必要すべり抵抗力 E を求め、これから構造物によるすべり抵抗力 F を減じて必要アンカ

ー力 P_1 を求める。

2) アンカー体極限付着力

アンカー体の設計の基本事項であるアンカー体極限付着力を正確に推定するために、現地においてアンカー引抜試験を1~2本行うことが望ましい。

ただし、引抜試験が対象斜面に著しく悪影響を与える場合には、人家等に対して安全な対象斜面と類似した近隣の斜面で引抜試験を実施するか、対象斜面の地盤調査結果をもとに地盤種別

標準値²⁾等を参考として極限付着力を算定する。

3) 初期緊張力

斜面安定に用いるアンカーにおいて初期緊張力 (あるいは初期有効緊張力) は慎重に決定されるべきである。構造物やアンカーの種類・形状・材料、斜面地山の強度・性質、アンカー体定着地盤・岩盤の強度・性質およびアンカー締付金具等は初期有効緊張力 (初期定着力)、緊張力 (定着力) の経年変化に影響を与えるため、これらを総合的に検討して決定する。アンカーの有効緊張力は原則として斜面の崩壊直前に構造物の最大抵抗力とアンカーの設計アンカー力が同時に働くよう決定されるべきである。これを誤ると設計アンカー力が働く前にすべりが生じたり、構造物の抵抗力が働かないうちに設計アンカー力以上の過大な力が加わることになる。またアンカーの初期有効緊張力は長期的な時間の経過とともに引張り鋼材のリラクゼーション、地盤の変形、構造物の二次変形等により多かれ少なかれ減少する。初期有効緊張力の減少が大きくなると予想される場合には事前にアンカーのクリープ試験を行ったり、施工後緊張力の変化が測定できるような施設・構造とし、必要に応じて再緊張やアンカーの再打設ができるような構造としておくことが望ましい。

4) 施工

アンカー工の施工にあたっては、特に以下のようなことに留意すべきである。

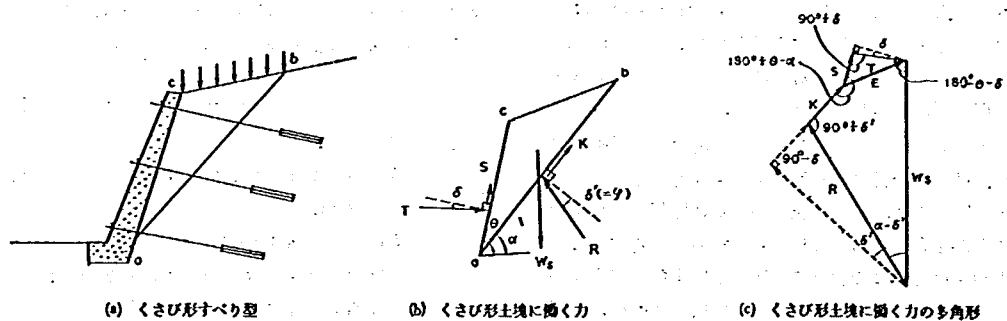


図-3 くさびすべり型

表-2 杭工、土留工および編工の特徴

工 種	機 能 (目 的)	規模	杭 の 材 料	打設方法	適 用 斜 面	杭の設計計算
杭 工	① 杭のせん断抵抗および曲げモーメントにより斜面のすべり力に抵抗し、斜面を安定させる。 ② 軟弱な地盤に杭を打ち込むことにより、土塊を緊密にさせ、土塊の強度を増加させ斜面を安定させる。	大	合成杭 鋼管杭 H形鋼杭 現場打鉄筋コンクリート杭	挿入 打込	地すべり斜面 地すべり性崩壊斜面 流れ盤になっている 岩盤斜面	行なう (曲げ杭) (せん断杭)
土留工	① 斜面の表層土が薄い(2.0m以下)場合斜面の侵食を防止するとともに表層土の局部的な崩壊を防止する。 ② 上部からの小崩壊土塊や侵食土砂を堰により堆積させ、崩壊の拡大を防止する。	中	合成杭 鋼管杭 H形鋼杭 プレキャスト鉄筋 コンクリート杭	挿入 打込	比較的斜面長が長く、かつ緩傾斜で表層の薄い斜面	場合により 行なう (曲げ杭)
編 工	切土後の斜面などに植生を導入する場合、植生が十分に発育するまで斜面の侵食を防止するために用いる。	小	木杭 合成樹脂製杭 H形鋼杭 プレキャスト鉄筋 コンクリート杭	打込	緩傾斜で比較的小規模な斜面 表面侵食の恐れのある斜面	ほとんど 行なわない

削孔技術の良否が施工されたアンカーの良否を大きく左右するため、削孔にあたっては地盤を緩めたり、水みちをつくったり、有害なスライムを残さないよう十分注意する必要がある。また、設置が終了した全アンカーに対して引張りあるいは確認試験のいずれかを実施して、設計アンカー力が発揮できるか否かを検定する。

2.3 杭工類

急傾斜地崩壊防止工事に用いられる杭は、地すべり防止工事に用いられる杭と比べると、一般に小規模で抑止しようとする土塊も小さい。

一般に急傾斜地では、勾配が急なため大規模な杭の施工は困難であり工費も高くなることから用いられる場合は少なく、地すべり性崩壊の想定される斜面や流れ盤となっている岩盤斜面の崩壊防止などの特別な場合に用いられる。このような大規模な杭の設計・施工基準には現在検討されている建設省河川砂防技術基準(案)の設計編³⁾を準用するものとする。ただし、杭は原則として曲げ杭で設計し、モーメントとせん断の両方に対して安全な杭の断面を決定する。

急傾斜地崩壊防止工事で用いられている小規模な杭は土留工と呼ばれ、表土層が薄い(2.0m以下)斜面の侵食を防止するとともに表層土の局部的な崩壊を防止したり、杭の地上突出部に設けられた棚部により上部からの小崩壊土塊や侵食土砂を堆積させ崩壊の拡大を防止する。このような土留工は現在、北海道、兵庫県、大阪府でしばしば使用されており、本指針ではこれらの代表例を集録している。

表-2には、杭工、土留工および小規模な編工である編工の特徴を整理した。

3 その他の工種の設計・施工

3.1 待受け式擁壁工

この工法は、積極的に斜面条件を改善することはしな

いので、従前どおりの崩壊の危険性は残っているが、やむを得ず崩壊による直接被害を防止する目的で行うもので、消極的な対策といえよう。この工法は、できるだけ他の斜面条件を改善する工法と組合せて実施されることが望ましい。しかし、現実的には斜面全体に対しての対策が困難な長大斜面や環境面等から既存の植生等をどうしても残す必要がある斜面にはよく用いられる。

待受け式擁壁の構造は、重力式コンクリート擁壁とはほぼ同様(一般に、天端にはストーンガードが設置される)のものであるが、外力推定に多くの問題が残されており、統一された設計方法を示すのは困難である。なぜなら、崩落土塊の運動状況および衝撃荷重の推定については、現在までのところ十分な経験と実験により裏付けされた式がなく、研究の進歩および資料の蓄積が望まれているのが現状である。したがって現状では、以下の①のような場合を除いて、なだれ防止壁工の設計方法⁴⁾や既往の成功例等を参考にして設計するのが妥当であろう。

待受け式擁壁工で対応する崩壊対象には、①非常に小規模な崩壊が断続的に何回も発生するタイプ、および、②ある程度の規模で一度に崩壊が完了してしまうタイプの2通りのタイプが想定される。②のタイプの崩壊に対する待受け式擁壁は、必然的に上に述べた方法により設計せざるを得ないが、①のタイプの崩壊に対しては、以下のような考え方が適用できるものと考えられる。

不安定土塊が一度には崩壊しないような斜面においては、不安定土塊の土量にみあうポケット容量(一般に、不安定土塊量の数割～十割)を設け、ポケットに満砂した土砂の静的土圧(クローン土圧)を考慮して、く体の断面(この場合、ストーンガードは余裕高と考える)を決定しようとするものである。

3.2 落石およびなだれ防止工

落石(なだれ)防止工は、落石(なだれ)の発生が予想される急傾斜地において、これによる災害を防止する

ために設置するものである。急傾斜地においては、また、なだれのみが発生する場合は、もともと急傾斜地対策の対象とはならない。したがって、落石（なだれ）防止施設のみが設置されるような場合は少なく、一般には、崩壊防止施設にプラスして落石（なだれ）防止施設が設置される。

落石（なだれ）防止工の設計法は、設計条件が明確にしている場合には計算による詳細な設計法が用いられることがある。条件が明確にしている場合の設計方法としては、落石防止工の場合、「高速道路調査会」⁹⁾ および「日本国有鉄道」¹⁰⁾における考え方に準拠した方法を本指針に示した。また、なだれ防止工の設計法としては、「日本建設機械化協会」⁴⁾の考え方に準拠した方法を用いることにした。

しかしながら、一般には落下（流下）が想定される落石径（雪塊やなだれ規模）の決定法に始まり、落下（流下）位置・経路、斜面表層状況等設計諸定数に係わる条件をすべて明確にすることが困難な場合が多く、また、樹木等によるエネルギーの減勢効果等不明な点も多い。したがって、現状では近隣地等での成功例や標準的タイプ図等を基本にし、場合によっては、それに上記の計算による詳細設計を参考として技術的判断により設計を進めることになる。

3.3 仮設防護柵工

急傾斜地崩壊防止工事の施工にあたっては、施工中の切土、碎石などの崩落、飛散などの災害を防止するため、仮設防護柵を設置する。仮設防護柵の設置は、急傾斜地崩壊防止工事においては義務的なもので、この設置によって被害を最小限に食い止めた事例は非常に多い。

仮設防護柵の設計は、設計条件の設定方法や設計計算方法に一般的なものがないことから、一般には経験的に処理がなされることが多い。

まず、指定仮設とするか任意仮設とするかが第一の問題となるが、設置目的を明確にするため一般には指定仮設とすることが多い。この場合、現在でも幾つかの都道府県で実施しているように、数種類の標準タイプを設定しておき、斜面および施工条件を考慮に入れて最も適したタイプを選定することが望ましい。本指針では、この標準タイプの例を2, 3紹介したが、それらは全国的に統一されたものではない。標準タイプの統一は、現在、全

国地すべりがけ崩れ対策協議会において検討されており、近いうちにまとめられる予定である。

おわりに

抑制工編および抑止工編に分けて、急傾斜地技術指針についての主な内容を紹介してきた。しかし、急傾斜地対策としての技術開発の蓄積がわずか十数年という数字が示すように十分に体系化されたものにはなっていない。今後、検討を進めるべき課題は非常に多く残されているが、技術全体の体系化は別としてそのうちの主なものをいくつか整理すると以下のような項目があげられる。

- ・現場打のり枠工の詳細設計方法の開発
- ・待受けタイプの構造物（待受け擁壁工、落石防止柵工仮設防護柵工等）の設計方法の開発
- ・耐震設計方法の開発
- ・維持管理および補強復旧技術の開発
- ・長大斜面および環境対策技術の開発
- ・急傾斜地に適した機械化施工法の開発

今後は、上記のような課題を重点的にとりあげて検討を進めることにより、本指針をより体系化されたものとして行きたいと考えている。

建設省河川局傾斜地保全課と共同で本指針をまとめるにあたっては、各都道府県の急傾斜地崩壊対策事業関係者の方々から貴重な資料の提供や御助言等をいただいた。最後になったが、ここに記して謝意を表したい。

参考文献

1. 安江、服部、石川、仲野：急傾斜地技術指針について（その1、抑制工編）土木技術資料 Vol. 24, No. 3, 1982.
2. 土質工学会編：アース・アンカー工法, 1976. 9.
3. 未発刊、ただし、内容的には以下の文献と同様：中村二郎編：砂防・地すべり防止、急傾斜地崩壊防止施工法, pp. 353-360. 山海堂, 1978. 11
4. 日本建設機械化協会編：新防雪工学ハンドブック, 森北出版, 1977. 12
5. 高速道路調査会：落石防護施設の設置に関する調査研究報告書, 1974. 2
6. 日本国有鉄道、施設局土木課：落石対策の手引（改訂版）（落石対策の研究委員会報告書）1978. 3

22. 浦河沖地震における土木関係 被害調査速報

安江朝光・佐々木 康
浅沼秀弥・中島威夫

土木技術資料 Vol.24. No.7
1982.7

本國本土文化與國際化關係

國際化與本土化

國際化與本土化

國際化與本土化

國際化與本土化

國際化與本土化

〈速報〉

浦河沖地震における土木関係被害調査速報

安江朝光*¹ 佐々木康*²
浅沼秀弥*³ 中島威夫*⁴

まえがき

1982年3月21日午前11時32分頃、北海道浦河沖に地震が発生し、北海道南部太平洋沿岸地方に被害が生じた。土木関係の被害状況を把握するとともに、地震後行政機関あるいは個人がどんな対応をしたかというソフト面についても記録に残すため、土木研究所では、安江朝光、佐々木康、浅沼秀弥、中島威夫による調査団を組織し、昭和57年3月23日～3月26日現地に派遣した。

静内橋のピアの被災原因等については、今後行われる調査研究の成果を待つとして、速報として本報告を読んでもいただければ幸いである。

1 地震の概要

気象庁によれば、昭和57年(1982年)浦河沖地震のマグニチュードは7.3、震源地は東経142度36分、北緯42度6分、震源の深さは約10kmとされている。各地の震度は図-1に示すとおりであり、浦河では震度6の烈震を記録した。

地震当日午前7時35分頃、本震とはほぼ同じ位置、深さ約40kmの地点でマグニチュード4.9の前震が発生しており、浦河では震度3の弱震であった。また、本震の震源地付近で余震が発生しており、浦河では本震後3月31日までに震度3以上の地震を12回記録している。現在のところ、最大の余震は3月21日午後7時22分に発生したマグニチュード5.8のもので、浦河では震度4であった。

この地震により、午前11時45分に北海道の太平洋岸に津波警報が発令された。津波は午後0時20分に浦河で80cmの最大値を記録したが、各地とも津波による被害はなく、午後2時に警報は解除された。

北海道内において工学用強震計により、各地の地震記録が得られた。その結果を表-1に示す。これらのうち、震央から約40km離れた観満橋では地盤上で橋軸方向53

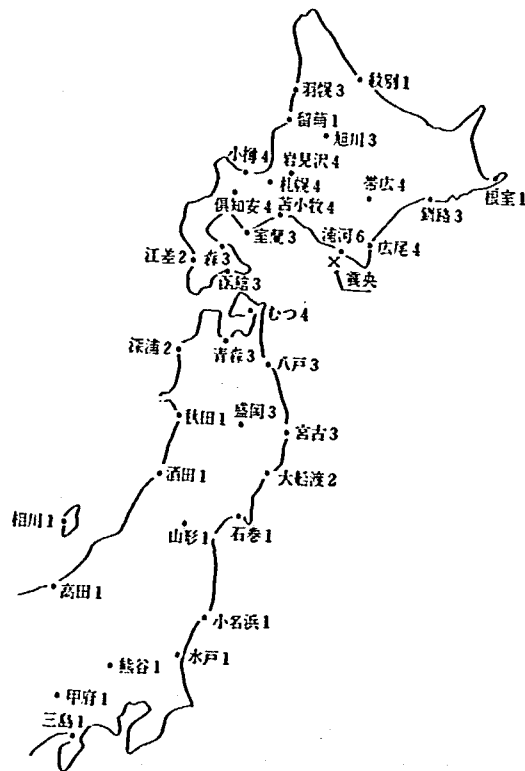


図-1 震央及び震度分布図

gal、橋軸直角方向76gal、約60km離れた広尾橋では同じく地盤上で橋軸方向247gal、橋軸直角方向207gal、約150km離れた札幌I・Cでは同じく地盤上で橋軸方向274gal、橋軸直角方向318galの最大値がそれぞれ記録された。その他、広尾町役場(1階)および十勝港(広尾町)でも、最大値200～300galの強震記録がとられている。

2 被害の概要

道庁防災消防課のまとめによる4月2日12時現在の被害の概要を表-2に示す。被害は、8市24町1村に及んでいるが、全般的には被害は小さく、日高地方の浦河町(19,425人)、三石町(7,149人)、静内町(25,676人)に集中している。

人的被害は、道内で167人に達したが、その内訳は重傷21人、軽傷146人であった。市町村別には、浦河町で

*¹ 建設省土木研究所環境地質研究室長*² " " 耐土質研究室長*³ " " 基礎研究室長*⁴ " " 耐震研究室研究員

Tomomitsu, Yasushi Sasaki, Hideya Asamuma and Takeo Nakajima:

表-1 強震記録による最大加速度値

NO.	道路橋名	地			橋			台		
		横軸	縦軸	上下	横軸	縦軸	上下	横軸	縦軸	上下
1	石狩河口橋	35	43	15	83	48	15			
2	札幌1-C高架橋	274	318	51	299	337	92			
3	島松沢橋	115	95	38						
4	無意根大橋	11	8	6	10	13	13			
5	錦岡橋	77	58	25				107	67	40
6	幌甕橋	53	76	25	80	73	35			
7	広尾橋	247	207	69				175	170	63
8	千代田大橋	48	53	10	53	95	15	43	46	15
9	大森毛橋	18	14	3						
10	網走線橋	27	29	13	17	23	9	地中4	5	2

表-2 被害総括表 (北海道防災消防課)

被害区分	被害数又は額
負傷者	167人(うち重傷21人)
住家	713棟(うち全壊13棟) 403,217千円
非住家	22棟(うち全壊14棟) 77,710千円
農林水産業	626,639千円
商工業	1,437,014千円
公共土木	3,535,130千円
衛生	84,500千円
文教	140,824千円
電気	100,000千円
国鉄	850,000千円
電力	33,300千円
その他	153,316千円
被害額合計	7,441,650千円



図-2 強震計設置位置図(道路橋)

89人(人口218人当たり1人)、三石町で18人(人口397人当たり1人)、静内町で43人(人口597人当たり1人)であり、三町で道内全体の人的被害の約90%を占めている。負傷原因としては、家具等の転倒、落下によるもの、ストーブにかけてあった湯を浴びたものなどが多かった。

住家被害は、道内で713棟に達したが、その内訳は全壊13棟、半壊30棟、一部破損670棟であった。このうち、全壊家屋の多くは老朽住宅であった。市町村別には、浦河町で141棟、三石町で64棟、静内町で476棟であり、三町で道内全体の住家被害の約95%を占めている。各町の家屋被害率 $\left(\frac{\text{全壊戸数} + 1/2 \text{半壊戸数}}{\text{世帯数}} \times 100\right)$ を求めると、浦河町で0.25%、三石町で0.27%、静内町で0.05%であり、地震規模($M=7.3$)、震央距離(15~30km)のわりには被害が小さかったことがわかる。また、浦河では過去20年間に被害をもたらした震度4以上の地震を8回経験しており、住民教育が徹底していたため、冬の昼食前であったにもかかわらず火災は1件も発生しなかった。

公共土木施設の被害としては、道路、橋梁、港湾などが挙げられるが(図-3参照)、日高地方の海岸線を走る唯一の幹線道路である一般国道235号の被害が特に大きかった。一般国道235号の主な被害は、室蘭開発建設部富川出張所及び浦河出張所管内における、静内橋($L=467$ m, $W=9.50$ m)の橋脚損傷、静内町入船地区の斜面崩壊(5カ所)、三石町越海地区の海岸壁倒壊($L=100$ m)、三石町晃舞地区の斜面崩壊である。これらの被害により、地震直後(13時30分)国道235号静内-浦河間(42.6

km)は全面通行止めとなったが、当日16時30分には、静内橋、入船地区を含む静内-東静内間(9.2km)および晃舞地区(5.9km)の2区間に規制箇所は縮小された。このうち、晃舞地区については3月24日15時に規制が解除となった。静内-東静内間は静内橋の応急復旧完了(4月15日)まで交通止めが続き、その間迂回路として道路(約21km)が利用された。4月15日現在、静内橋は、重量制限(5t)、車幅制限(2.5m)、高さ制限(2.5m)及び速度制限(30km/h)の下で一車線交互交通が確保されている。

港湾施設の被害は、浦河港と室蘭港で発生しており、その内訳は岸壁の本体工前損、エプロン沈下などである。

国鉄は一般国道235号と平行して走る日高本線、静内-様似間(64.4km)で土砂崩壊、路盤陥没、橋梁破損等の被害が106箇所発生した。このため、静内-様似間が不通となったが、静内-浦河間は4月1日、浦河-様似間は4月14日にそれぞれ開通した。

供給処理施設の被害のうち、特に住民生活に影響を及ぼしたものは、上水道の被害である。上水道または簡易水道の被害による断水は11町14,088戸に達し、浦河町、三石町では、自衛隊による給水支援が延14,200戸(3月27日まで)に対して行われた。浦河町での上水道管路破損箇所は165箇所(送水管2、配水管44、給水管119)であり、地震後、給水対象全戸(4,300戸)に対して供給を一旦止めた後、ブロックごとに被災状況の点検、補修を進めながら順次供給し、3月28日13時に復旧が完了した。

電話は、浦河町で590回線が不通になったが、3月22日0時50分に復旧が完了した。また電気は、浦河町、静内町で約7千戸、札幌市で約3千戸など合計10,400戸が停電したが、3月21日中に復旧を完了した。

3. 地形、地質

今回、調査を行った苫小牧から浦河町間の地質は、図-4に示すように、主に新第三紀の砂岩、泥岩であり、襟裳峠に近くなると白亜紀の粘板岩、砂岩、礫岩及びそ

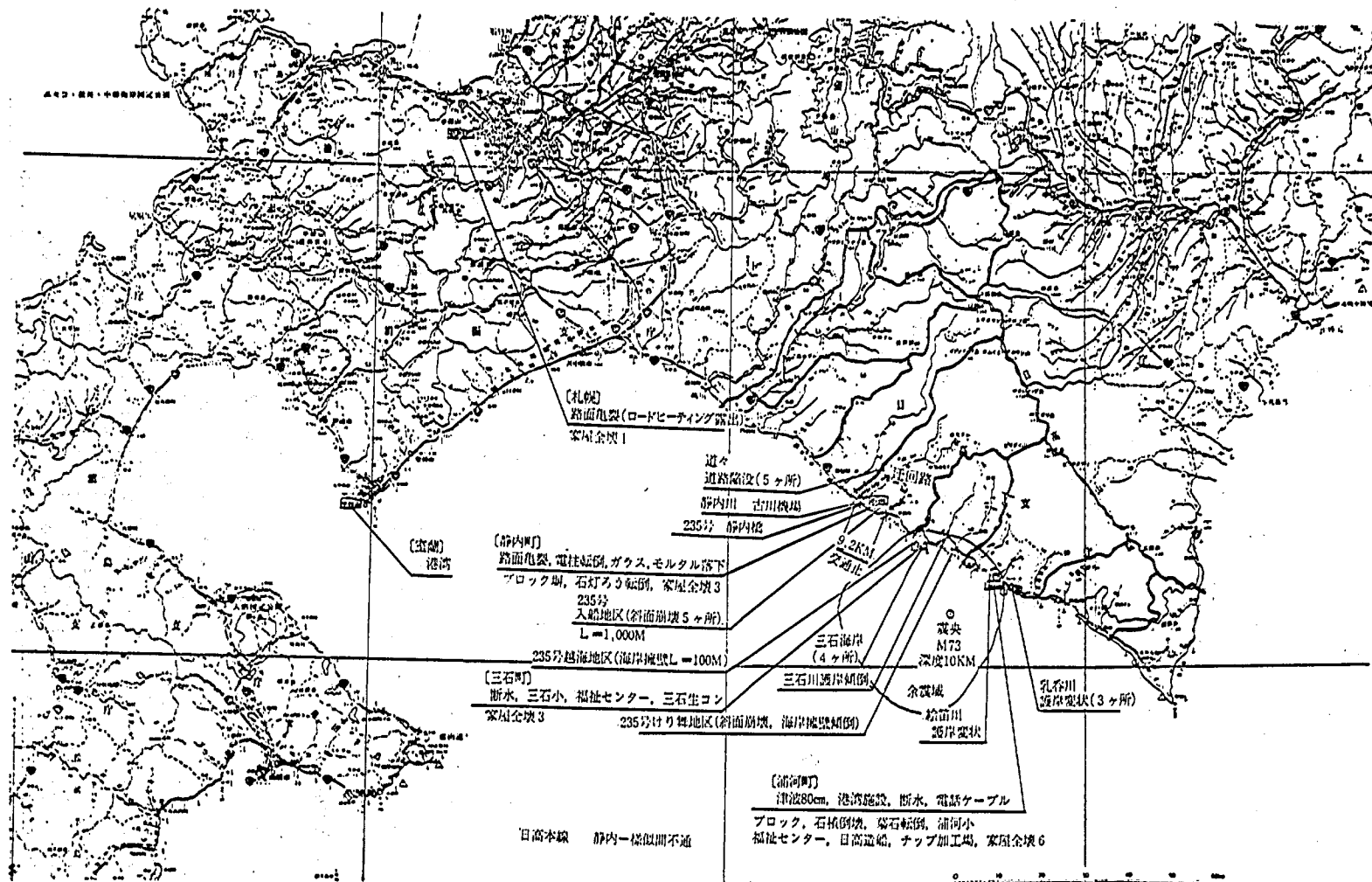


図-3 主な被害箇所図

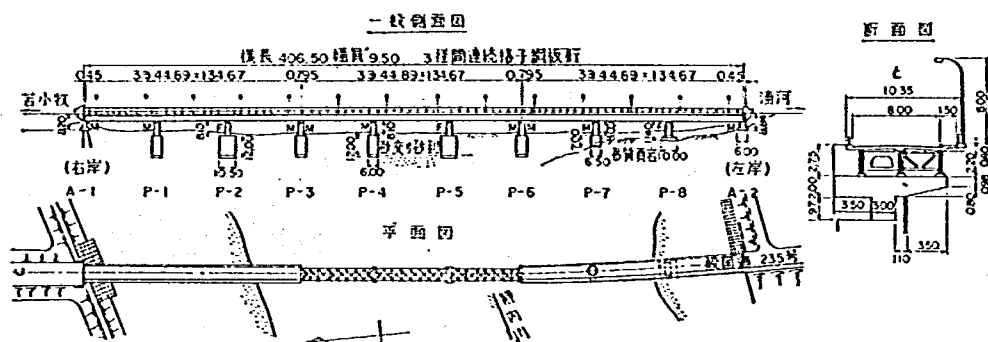


図-5 静内橋一般図

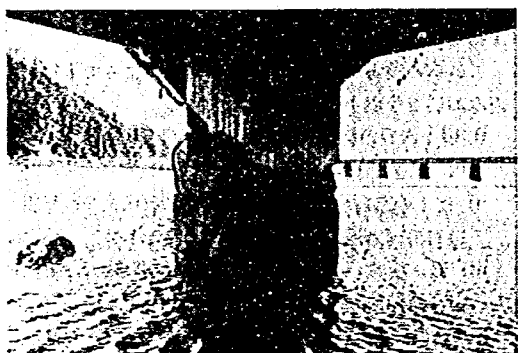


写真-1 P-3橋脚



写真-2 P-2橋脚

える橋脚であることや地表面からの突出長が短いことなどから、非常に複雑なクラックが柱の全周にわたって生じている。また柱頭部のコンクリートの剝離も著しく、鉄筋が露出している。

P-6はP-3と同様に桁端の可動支2基を支える橋脚で、鉄筋の段落し部で著しいコンクリートの圧壊、剝離、鉄筋の露出が生じるとともに、これから斜め方向にせん断クラックが発達している。

P-4橋脚では、典型的なせん断クラックが生じている。クラック面は橋面と橋軸直角方向に45°傾斜して円柱を切断する切断面を形成しているが、柱の中心軸付近から角度を急にして下方に及んでいる。またクラック面の頂部はコンクリートが剝離し、鉄筋が一部露出している。

P-5、P-7橋脚は引張りによる水平のクラックが生じているが、コンクリートの剝離等は生じていない。また、両端のP-1、P-8橋脚およびA-1、A-2橋台には全く異常はない。

各橋台橋脚の杓や客座は、橋軸方向の桁の振動の痕跡を残しているものの異常は生じていない。桁の橋軸方向の振動の両振幅は10cm弱であったと推定される。

上部構造に関しては、P-6橋脚上で高欄の笠木および歩道欄のレールが1部脱落しているほか、P-3橋脚の破壊によりP-3上で約10cmの橋面の沈下がみられるのを除いて損傷はほとんどない。

橋脚周辺の地盤は、ほとんど水面下にあるため調査できないが、陸上部に位置するP-2橋脚の周囲には地盤の流動化によると思われる噴砂現象が若干見られるほか、橋脚周囲に約15mの半径で円弧状の陥没が生じ、その落差は最大で20cm程度である。P-1橋脚の周囲でも若干の噴砂のあったことが認められるが、陥没は生じていない。

右岸側のA-1橋台の背面は、取付盛土の沈下により上流側で約10cm、歩道の添架されている下流側で約5cmの段差が生じている。

静内橋は、震後直ちに歩行者を除いて交通止めとされたが、損傷の著しい橋脚にコンクリートの巻立てによる応急復旧を施したのち4月15日に制限付きで交通に供されている。

5.2 道路被害

道路関係の被害の概要を表-4に示す。

このうち、北海道開発局ならびに道工事分について被害概況を整理したものが表-5である。

道路関係の被害は、新冠町、静内町、三石町、浦河町等のおおむね震央距離40km以内の区域で生じた他、豊頃町、札幌市などの泥炭地盤地域で路面陥没などの被害が生じた。

静内橋橋脚に次いで大きな被害は、一般国道235号線の切土斜面の崩落、海側の擁壁の倒壊(写真-3)、道々平取-静内線の損傷(写真-4)などである。この他、橋台背



写真-3 越海路壁の倒壊



写真-4 平取静内線の路肩部損傷

表-4 道路関係の被害の概要

(単位)箇所、百万円

	道 路		橋 梁		合 計	
	箇所	概算額	箇所	概算額	箇所	概算額
開発局	7	447	(1)*	(380)*	8	827**
道	6	61	3	35	9	96
市町村	20	91.87	1	3	21	94.87
合 計	33	560.87	5	418	38	1017.87

*静内橋

**合計には静内橋含む

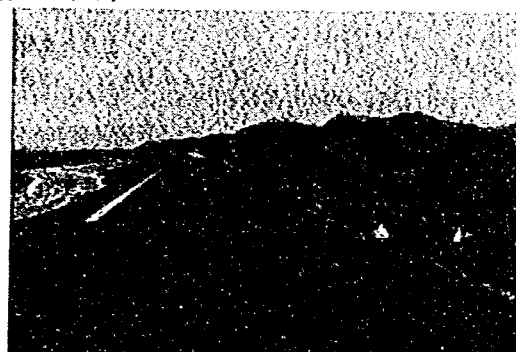


写真-5 浦和地区盛土の崩壊

後の取付部の沈下にもなり、橋梁取付部の段差や、盛土路肩部の亀裂、段差などが発生した。

これらの被害を含めて、今回の地震によって生じた被害の形態を分類すると次のようである。

- i) 切土法面の崩落、山側擁壁の損傷(国道235号線、静内町入船他)
- ii) 盛土の路肩崩壊、海側擁壁の損傷(国道235号線、三石町越海他、なお、路肩の亀裂は多数)
- iii) 盛土崩壊(56年8月災で欠損した国道235号線、静内町浦和地区での崩壊、写真-5、図-6)。
- iv) 路面陥没(道々平取・静内線、三石町他)
- v) 路面の亀裂(多数)
- vi) 縁石ぞいの路面縦断亀裂、舗装のめくれ上り(多数、舗装のめくれ上りは浦和市内)
- vii) 橋梁取付部盛土の沈下と段差(多数)
- viii) その他(側溝に生じた段差、排水管の損傷など)

なお、噴砂現象は静内川高水駅の静内橋脚付近、国鉄部内側橋梁付近、三石町浦和の有良橋周辺、ロクマップ川右岸¹⁾、アザミ川右岸¹⁾、浦河沿岸壁¹⁾などで観察された。図-7は、静内橋 P-1~P-2 橋脚間の高水数ならびに有良川の噴砂の粒径加積曲線を示したものである。

道路のり面の被害は一般国道235号沿い、静内川左岸~浦河間に見られ、特に、静内町入船地区(5箇所)三

表-5 道路関係の被害の概況(橋梁を除く)

	結 核 名	箇 所	被害概況	交通規制	備考
開発局	235号	静内町入船その1	切土崩落 L=25m, V=4,800m ³	交 通 上	迂回路有り
	"	" その2	" L=70, V=14,900	"	"
	"	" その3	" L=45 V=4,200	"	"
	"	" その4	" L=40, V=3,780	"	"
	"	" その5	" L=60 V=20,000	"	"
	"	三石町 越海	海岸擁壁倒壊 L=100m, 高さ5.6m	交 通 可	
道	平取-静内線	三石町	路面陥没 2箇所	3/25片側通行可	
	"	新冠町	" 3箇所	"	
	大津一施来線	豊頃町	切土崩落		

1) 基礎地質コンサルタンツ、浦河沖地震による被害状況速報(社内技術資料)1982, 3

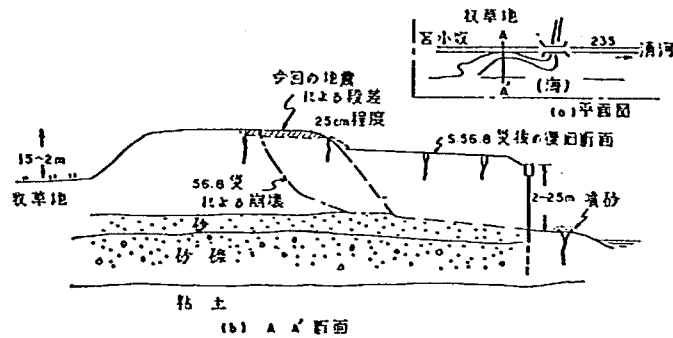


図-6 静和地区陥土崩壊概略図

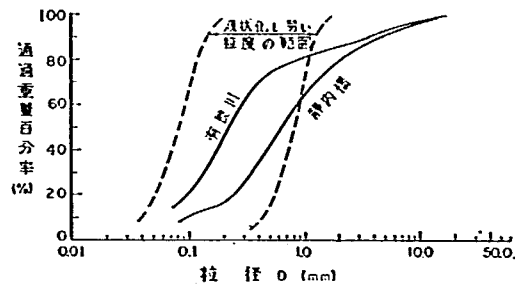


図-7 填砂の粒度曲線

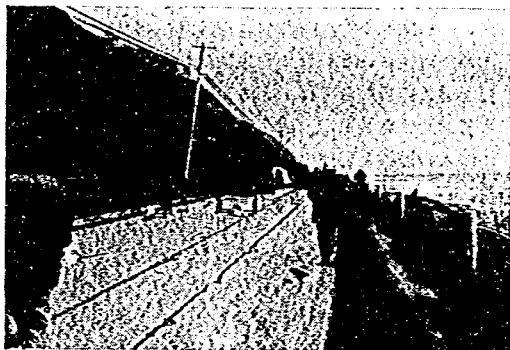


写真-6 静内町入船地区の道路のり面崩壊

石町けり舞地区(大規模な崩壊1箇所)に被害が集中していた。このうちの1箇所は、直径1m程度の岩塊がライトバンを直撃したが、人命の損傷がなかったのは幸いであった(写真-6参照)。これらの箇所の崩壊の形態はほぼ同じである。すなわち、主として泥岩から成る地山が深さ1~5mの深さで、のり面、斜面の全体にわたって崩壊しており、その上に乗る薄い表土層も同時に崩壊している。道路面には土砂を混入したこぶし大ないし直径約1mの岩塊がのっている。

今回の地震で崩壊が発生した国道235号沿いの一連ののり面は昨年8月の台風12号による豪雨で

も多数崩壊している。今回の地震によるのり面崩壊は、凸形斜面に発生し、崩壊の頭部がほぼ稜線に近い上方にあり、これらは、過去の地震時の斜面、のり面崩壊の特徴と一致しているが、昨年の豪雨時の崩壊形態との相違の詳細については今後の調査を待たねばならない。内陸部の道路についても若干のり面、斜面の被害がある模様であった。

5.3 河川、海岸、砂防、ダムの被害

今回の地震によるダム関係の被害ならびに直轄の河川災害は報告されていない。

河川、海岸関係の被害の概要を表-6に

示す。この表に示した被害のうち、道工事分の被害概況を整理したものが表-7である。

河川関係の被害は、震央からおおむね30km以内の河川で生じた。

被害の内容は、大部分がブロック積護岸に生じた変状である。

河川堤防に生じた被害は、静内川右支古川との合流部に設けられた揚排水機場随門取付部の静内川堤防天端に20~30cmの沈下が生じた(写真-7)他、この直上流部の静内川右岸堤防の天端に幅5cm、深さ50cm以上の縦断亀裂が長さ約4mにわたって生じているのが観察された(写真-8)。

海岸堤防の被害は、河川被害を生じたと同じ地域ならびに苫小牧市、白老町の海岸で生じている。

これらの海岸堤防の被害の内容は、コンクリートウ

表-6 河川・海岸関係の被害の概要

単位(箇所、百万円)

	河 川		海 岸		台 計	
	箇 所	概 算 額	箇 所	概 算 額	箇 所	概 算 額
開発局	—	—	—	—	—	—
通 市 町 村	11	50.5	10	155.10	21	205.60
	38	418.76	—	—	38	418.76
台 計	49	469.26	10	155.10	59	624.36

表-7 河川・海岸関係の被害の概況

	水系名又は海岸名	箇 所	被害の概況
河 川	三 石 川	三石川、三石町福地	ブロック積護岸、倒壊(2箇所)
	静 内 川	真沼津川、静内町	ブロック積護岸倒壊、変状(3箇所)
	"	古川、"	機橋、堤防天端の沈下
	乳 香 川	乳香川、瀬河町	ブロック積護岸倒壊、変状(3箇所)
	松 苗 川	松苗川、"	" (3箇所)
海 岸	三石海岸	三石町	水たまり損壊(4箇所)
	静内海岸	静内町、東静内	"
	瀬河海岸	瀬河町、	"
	鎌倉海岸	鎌倉町、鶴岡	"
	白老海岸	白老町、萩野	コンクリートウォール変状 l=10m
	"	" 辻台	" l=20m
	苫小牧海岸	苫小牧市糸井	水たまり損壊

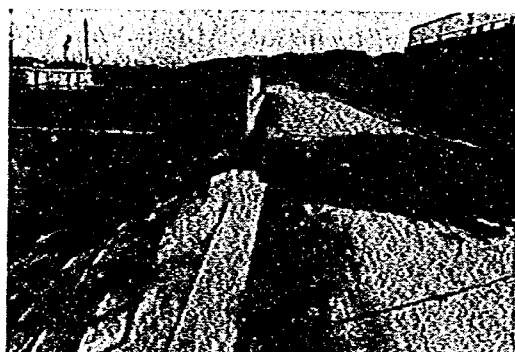


写真-7 古川機場樋門取付部の堤防天端沈下による段差



写真-8 静内川右岸堤防天端の亀裂

ールのせり出し、傾斜などの変状と水たたき部の損壊である。

表-8は、道内の既設ダムのうち表に示した3つのダムで記録された今回の地震記録を示したものである。

砂防関係では、急傾斜地の指定地であった静内東静内ノ地区と浦河大通り地区の斜面に地震後クラックが発生した。なお、浦河大通り地区では、一連の急傾斜地のうち崩壊防止施設が施工されている箇所では、変状が見られなかった。

砂防ダム等、急傾斜地以外の砂防施設の被害は報告されていない。

あとがき

浦河で震度6が記録されたわりには、被害度が低く、静内橋の橋脚と、一般国道235号沿いの道路のり面を除いて特に目立った土木関係の被害がなかったが、橋梁、

表-8 ダムでとれた加速度記録

ダ ム 名	型 式-堤 高	震央距離	最大加速度	設置場所	備 考
新冠ダム(北 電)	ロックフィル 103m	55km	136gal	天流中央部	岩盤では約1/5
豊平峡ダム(開発局)	7 - 7 102.5m	145	75	堤頂中央部	岩盤 15.8gal
大雪ダム(")	ロックフィル 86.5m	180	11	"	"

樋門、樋管などの土木構造物本体の被害は見られなくても、それらの取付部は、クラックなどの変状が多く見られた。また、河川の護岸ブロックや道路盛土などでは、部分的な破損などが各地で見られた。これらについては現状より補強することも検討すべきであろう。

土木構造物全般について、被害度判定(見掛けの被害状況より強度低下の危険度をどのように判断するのか)の困難が指摘される。今後の重要な研究課題である。

現地調査にあたっては、北海道開発局、北海道開発局土木試験所、北海道庁、浦河町役場などの関係機関の方々に情報の提供と現地の案内など便宜をはかっていただいた。心より感謝する次第です。

23. 昭和57年7月長崎集中豪雨
災害について

安江朝光・石川秀治

砂防と治水39 Vol. 15. No. 3
1982. 12

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

LIBRARY

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

LIBRARY

1961

昭和57年7月長崎集中豪雨災害について

——特にがけ崩れ災害を中心として——

安 江 朝 光*
石 川 芳 治**

はじめに

昭和57年7月23日の夕刻から夜半にかけ、長崎県南部は気象庁観測史上まれにみる集中豪雨に見舞われ、長崎県下では長崎市を中心とした地域でがけ崩れ、土石流を中心とした土砂害および河川の氾濫等により、死者・行方不明299名に及ぶ甚大な被害が生じた(表-1)。今回の災害の概要については、災害直後の現地調査をもとにすでにいくつかの報告がなされており、新聞、テレビ等によっても報道されているが、本報告ではそれらの報告をまとめるとともに、特にがけ崩れ災害を中心とした災害の実態を述べてみたい。

1. 長崎市とその周辺の地形・地質

長崎市は野母半島(長崎半島)の基部にあたり、北東部は諫早地峡に、また北西部は西彼杵半島に接続する。長崎市を中心とした国土地理院発行の5万分の1地形図「長崎」をみると、中央部の長崎市街周辺の地域は長崎火山地とよばれる標高200~400m級の山地よりなり、こ

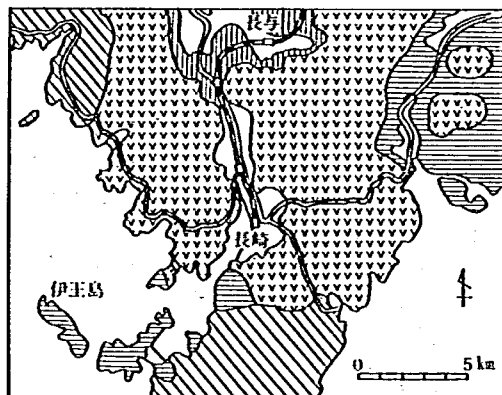
表-1 長崎県下の被害の概要
(昭和57年8月10日建設省砂防部調べ)

	発生箇所 (渓流)数	死者および行 方不明者(人)	全壊・流出およ び半壊家屋(戸)
全体(洪水災 害等を含む)	—	299 (259)	1,423 (?)
土 砂 災 害	土 石 流	84 (74)	336 (322)
	がけ崩れ	405 (224)	376 (318)
	地すべり	10 (3)	5 (5)
	土砂災害 小計	—	717 (645)

注:()内は長崎市のみの数字。

れは中央部を走る浦上沿いの低地により東と西の二大ブロックに分けられる。北方には時津低地、また東側には八郎川から喜々津川に続く地溝状低地があり、その東方は八天岳火山地と連なっている。長崎火山地の南側は八郎岳火山地であり、西側は西彼杵山地に接している。

地質的には中央部の長崎火山地は安山岩を主体とした火成岩からなり、東部の八天岳火山地中の普賢岳(439m)、船石岳(451m)、松尾岳(380m)、および井樋の尾岳(406.8m)は第三紀の砂岩・頁岩・礫岩に安山岩が貫入してできたキャップロック状地形をしたトロイデ火山群である。南部の八郎岳火山地は緑色片岩を主とし、西部の西彼杵山地では黒色片岩を主体とする古生代の結晶片岩よりなる。また長崎港外の伊王島・杵焼・神ノ島は第三紀の安山岩よりなる。



凡 例
 結晶片岩
 第三系砂岩、頁岩、礫岩
 角閃石-輝石安山岩、輝石安山岩
 未詳第三系(堆積岩)
 第四紀沖積扇

図-1 長崎市およびその周辺地質図

* Tomomitsu Yasue 建設省土木研究所砂防部長

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

2. 降雨の状況

6月中は太平洋高気圧の勢力が弱く、梅雨前線が九州南海上に停滞していたため、九州全域にわたって記録的な少雨であった。しかし7月に入ると黄海の低気圧が日本海を東進するのに伴って、東西に伸びる前線が九州北部にかかり、10日頃には佐賀県を中心に大雨があった。その後、前線は九州付近で活発に活動しながら南北に振動し、九州地方は断続的な降雨に見舞われた。

7月22日に揚子江下流に発生した低気圧は23日4時には済州島付近に達し、996mbに発達した。この低気圧により南東に伸びる前線は23日夕刻より24日未明にかけて長崎県をゆっくり通過し、このとき、湿った空気（いわゆる湿舌）が流入してこの前線を刺激し、今回の記録的な豪雨を生じた。

図-2に今回の豪雨の総雨量（7月23日0時から25日6時まで）の分布を示す。また図-3には長崎市内での時間雨量の分布を示す。これらより、豪雨域は長崎市を中心とした部分と島原半島の雲仙岳を中心とした地域に分布していることがわかる。また長崎市内では、時間100mm以上の降雨が19時から22時までの3時間続いていたなどの特徴がみられる。なお長崎市では7月10日以降雨が降ったり止んだりの状態が続いており、7月20日には日雨量243mmの大雨を記録し、山膚がたっぷり水を吸い込んでいたところへ、23日に時間雨量100mmを越す降雨が3時間も続いたため、斜面の崩壊や土石流が多発したものと考えられる。

今回の豪雨は、長崎海洋気象台においても気象台開設（明治11年（1878））以来最大の日雨量448mm、および同気象台で時間雨量を計測し始めた明治30年（1897）以来最大の時間雨量127.5mm（7月23日19:20～20:20）を記録しており、西彼杵郡長与町役場の雨量計は、7月23日19時から20時までの1時間に187mmという、わが国気象観測史上最大の時間雨量を記録した。

3. がけ崩れ災害の状況

今回のがけ崩れ災害（急傾斜地の崩壊による災害、すなわち人家等に被害を与えたもの）は、7月20日の200mmを越す先行降雨によりゆるんでいた斜面の地盤が、7月23日夜半に時間雨量100mmを越す降雨が3時間も続いたことにより発生したものと考えられる。図-4では時間別のがけ崩れの発生件数の推移を時間雨量の推移と比較しているが、この図よりがけ崩れ発生件数のピークは降雨量のピークとはほぼ一致していることがわかる。すなわち時間雨量は23日18～19時の27mmから19～20時の115mm

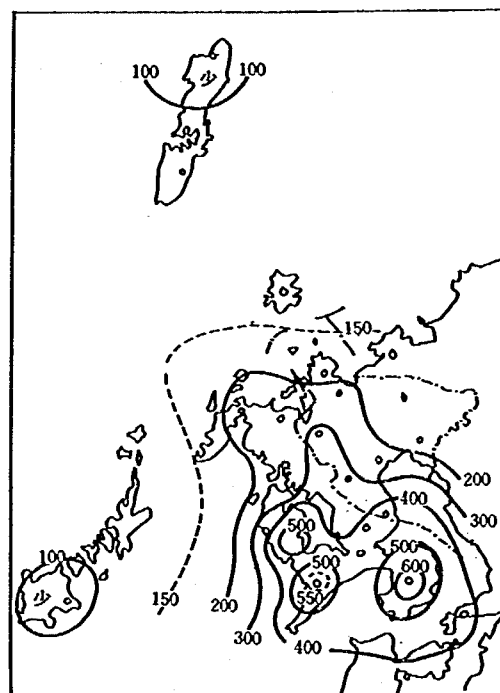


図-2 雨量分布図
(昭和57年7月23日0時から
昭和57年7月25日06時まで)

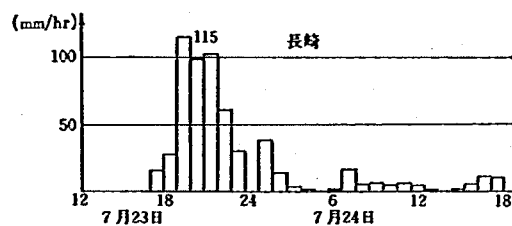


図-3 時間雨量分布（長崎海洋気象台）

に急激に増加しており、これと約1時間遅れてがけ崩れ発生件数も急増している。またこの傾向は土石流や河川の氾濫にも共通しており、23日20～23時にかけて、長崎市およびその周辺の地域はがけ崩れ、土石流、洪水によって混乱した状態となった。

次に長崎市およびその周辺地域のがけ崩れ、土石流、地すべりの発生分布を図-5に示す。この図より、土石流は図の右側（東側）に集中して分布していることがわかる。その反面、がけ崩れ（人家等に被害を与えたもの）は旧長崎市街のある浦上低地を除いた図の山腹斜面（特に斜面下部）に平均的に分布しており、先に説明した地質の差異（中央部は火成岩、東側は堆積岩と貫入火成岩、南部および西側の変成岩）との関係はあまり認めら

れない。ここで南部および西側でがけ崩れの発生が少ないのは、主に降雨量および人家の数が少ないためであると考えられる。また長崎市街の中心地の浦上低地でがけ崩れが発生していないのは、がけ（急傾斜地）そのものがほとんどないためであり、反面この地域では洪水や浸水の被害を受けており、長崎市およびその周辺では豪雨による自然災害（がけ崩れ、土石流、洪水、地すべり等）に対して、全く安全な地域はかなり狭い範囲しかないことがわかる。

長崎市内でのがけ崩れは旧市街地周辺の丘陵地や山腹斜面下部を宅地開発した新興住宅地で多発しており、長

崎市北部の滑石町・北栄町・昭和町、南部の戸町・小ヶ倉町、さらに東部の芒塚町・矢上町・東町などで多数の死者・負傷者を出した。

がけ崩れの崩壊形態としては、表土層を伴う崖錐性堆積物の滑落（写真-1～3）で、崩壊土層の厚さも薄く規模としては比較的小さなものが多かったが、がけ下に人家が密集していたために崩壊規模の割には人的、物的被害が多かった。また大規模なものには鳴滝町（写真-4）、奥山地区（写真-5）、赤松地区（写真-6）の山腹斜面崩壊があったが、これらは斜面のごく薄い表土層を伴う崖錐性堆積物がなかに流動的に斜面下部に移動したもので、土石流とがけ崩れの中間的な崩壊・流下・堆積形態を示していた。今回の災害では、このような従来の典型的な土石流やがけ崩れの概念では捉え難い斜面崩壊が比較的多く、また規模が大きく被害も大きかったことから、今後この種の崩壊に対する研究および対策工の検討が必要となることが痛感される。

今回、全般的にがけ崩れの発生件数、発生規模の割には死者等の人的被害が多かった原因としては、住民の避難が遅れたこと、がけ崩れの多くが強降雨時に一致していたことと、またそれが夜間であったこと、さらに人家ががけ下に密集していたこと等によるものと考えられる。

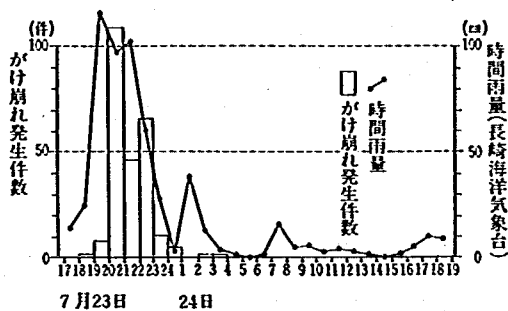


図-4 がけ崩れ災害発生時間別分布図

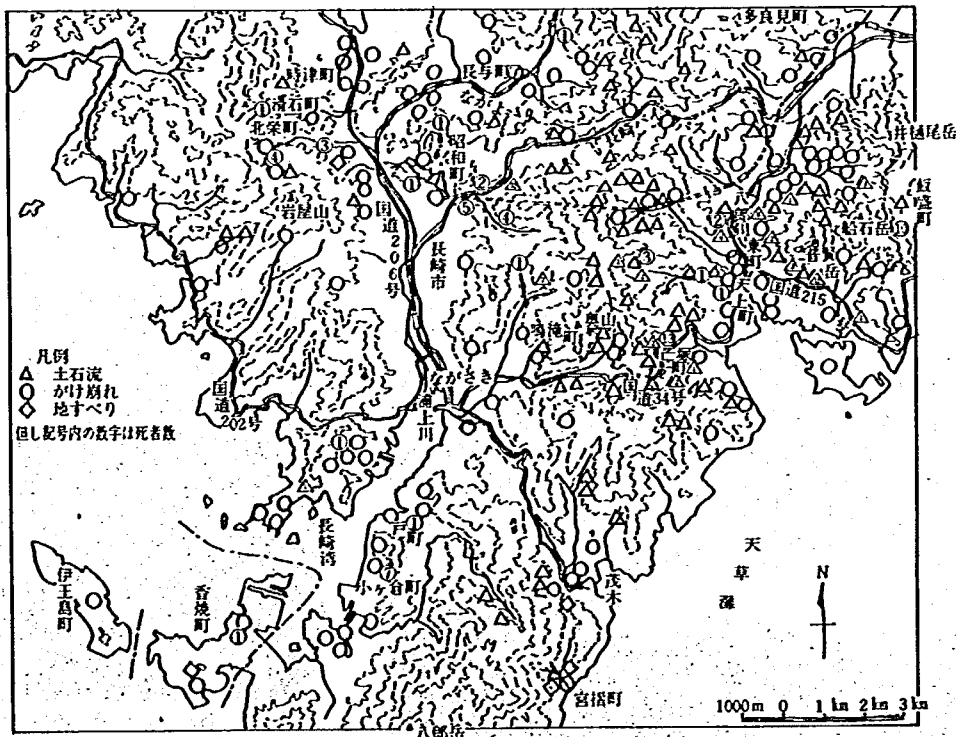


図-5 がけ崩れ、土石流、地すべり発生分布図

このようななかで特に注目してよいことは、今回の災害では急傾斜地崩壊防止施設で被災したものはみられず、十分にその機能を発揮し急傾斜地崩壊危険区域およびその付近に住む尊い人命を守ったことである。さらにいくつかの場所では、崩壊防止施設の施工斜面では斜面

は安定に保たれていたが、隣りの崩壊防止施設の未施工斜面ではがけ崩れが発生し被害が生じた例（写真-7,8）がみられ、改めて急傾斜地崩壊防止施設の重要さと、その早急な整備の必要性を痛感した。

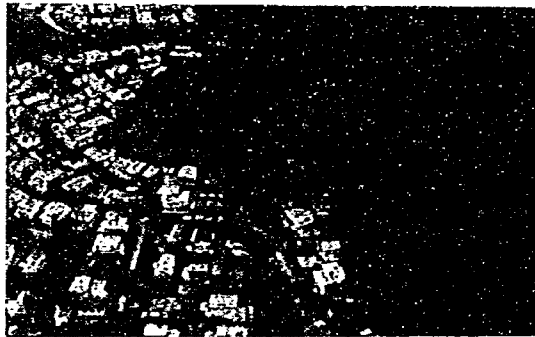


写真-1 長崎市北栄町のがけ崩れ

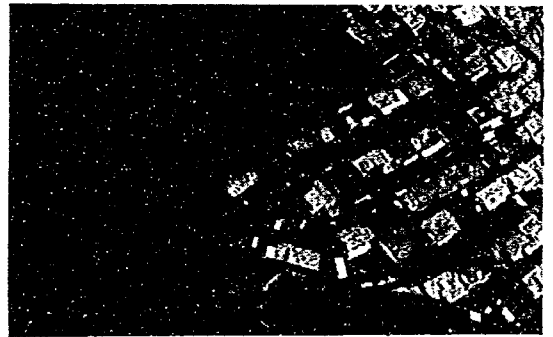


写真-2 長崎市北栄町のがけ崩れ

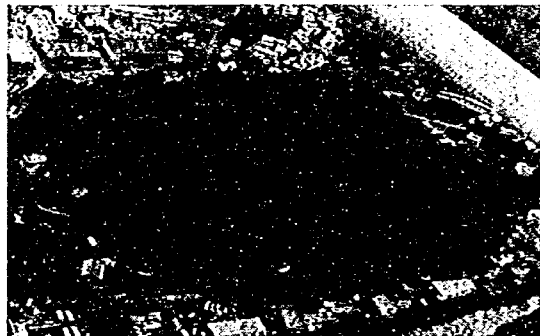
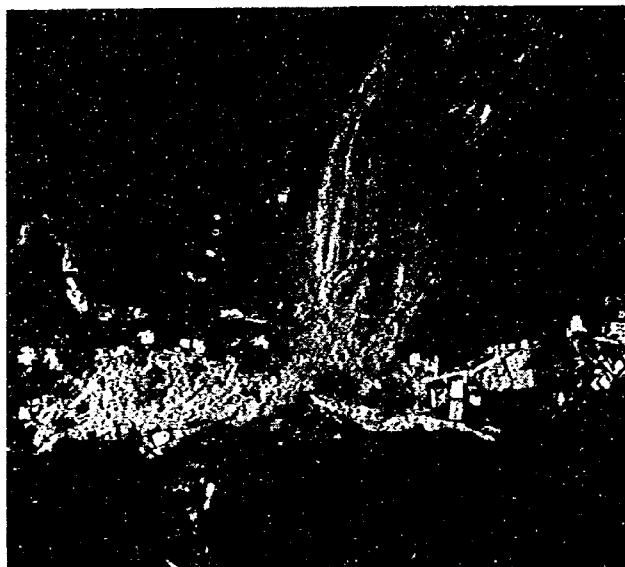


写真-3 長崎市矢上町のがけ崩れ



写真-4 長崎市鳴滝町の斜面崩壊



←写真-5 長崎市奥山地区の斜面崩壊

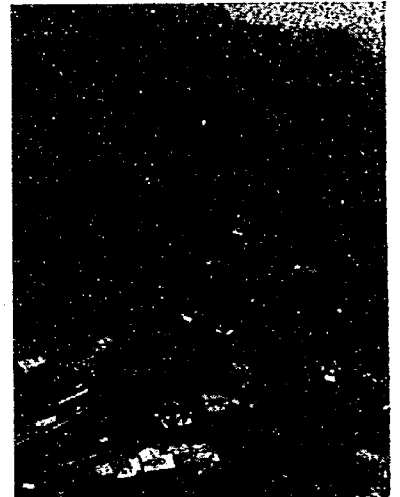


写真-6 長崎市赤松地区の斜面崩壊

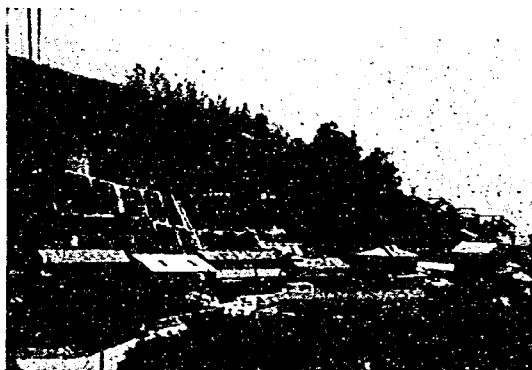


写真-7 長崎市宮指地区 急傾斜崩壊防止施設の效果
未施工区間（右側）ではがけ崩れが発生し、家屋に被害が生じた。



写真-8 長崎市小ヶ倉町 急傾斜地崩壊防止施設の效果
未施工区間（中央から右側）ではがけ崩れが発生し、家屋に被害がでた。

4. がけ崩れ災害の特徴と問題点

今回の豪雨によるがけ崩れ災害の特徴を整理してみると、

- ①まれにみる強雨・多雨
- ②住民の避難の遅れ
- ③危険な山裾・斜面下部の都市化、宅地化
- ④多いがけ崩れによる死者数、家屋の損害
- ⑤逃げ場の少ない地形

という項目にまとめられる。

今回の大災害の直接の原因は、時間雨量 100mm を超す異常に強い降雨が3時間も連続したことにあるが、それによる人的被害を大きくしたのは、豪雨の予報・警報がスムーズに住民の自主的避難に結びつかなかった点である。午後4時40分には大雨洪水警報が長崎海洋気象台から発令されたが、それから3時間後には長崎市内は河川の氾濫、土石流、がけ崩れの発生により大混乱となり、夜間でもかつ強雨の最中でもあり、もはや避難は困難となっていた。

現段階では大雨の予測を早期にかつ正確に行うことは困難であり、このような予報・警報の不完全さを補うには、住民の自主的な早期の警戒・避難が肝要であり、また避難訓練等を日頃より実行しておくことが大切である。またこれとともに、危険ながけに対しては崩壊防止工事を行ったり、危険な地域に家を建てないこと、また危険な地域から住宅を安全な所へ移転する等の対策が望まれる。

今回の長崎市内の災害では、土砂害（がけ崩れ、土石流）による死者・行方不明者が全体の死者・行方不明者の約73%を占め、最大の被害を与えた。このように土砂害が自然災害のなかで大きな割合を占める傾向は近年特

に顕著であり、土砂害対策の推進が要望されている。

また、全国の地方中核都市に共通な問題として、人口の急激な増加と旧市街地周辺の急速な宅地化があり、長崎のように周囲が山や丘陵に囲まれ、安全な宅地が容易に得られない地域では、しっかりと都市計画・地域計画を行い、土砂害を防ぐ対応が必要と考えられる。

おわりに

昭和32年の諫早災害に次ぐ大災害となった今回の長崎災害は、都市型の災害としての特徴を多く含み、数百年来眠っていた長崎市民の防災意識を目覚めさせたと同時に、全国の他の地域にも同様の災害が起り得ることを我々に教えている。多大な犠牲を払ったこの貴重な教訓を生かし、子孫に安全な住環境を提供することは我々の義務であり、また今回亡くなられた方々にとってもこの上ない供養となると思われる。

参考文献

- 1) 藤田ら：昭和57年7月長崎集中豪雨災害について。土と基礎，Vol.30，No.9，1982，pp.96～97.
- 2) 仲野：57. 7. 23長崎豪雨災害速報。新砂防，Vol.35，No.1，p.124，1982，口絵.
- 3) 渡辺ら：昭和57年7月長崎集中豪雨災害について（特に土石流災害を中心として）。砂防と治水，Vol.15，No.2，1982，pp.71～77.
- 4) 西日本新聞社：7.23長崎大水害一報道写真集。1982，pp.1～80.
- 5) 渡辺ら：長崎 57. 7 豪雨災害調査概報。土木技術資料，Vol.24，No.10，1982，pp.51～57.
- 6) 長崎海洋気象台：災害時気象速報一昭和57年7月23日から25日にかけての梅雨前線による長崎県の大豪雨（昭和57年7月豪雨）。1982，7，pp.17.

24. 土砂災害の実態と対策技術 の動向

安 江 朝 光

土木研究所資料 第1915
1983.3

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

LIBRARY

105-11

STORCH, ALBERT

1892

土砂災害の実態と対策技術の動向

まえがき

わが国は、国土の約8割近くが山地で占められ、従来より種々の自然災害の中でも山地に由来する災害の比率が高い（図-1 参照）。中でも最近、がけ崩れ、土石流、地すべり、あるいは道路や宅地造成に伴う切土のり面崩壊などの土砂災害が著しく目立つようになり、これらは国土保全あるいは開発において、重要かつ緊急を要する課題となった。この原因としてまず考えられることは、経済の成長にともなう人口の都市集中化と都市周辺の山地丘陵の開発である。例えばがけ崩れについてみても、従来、人間生活の場は、氾濫、がけ崩れなどの災害をなるべく避けて形成されていたのであるが、近年の都市の膨張において、これに反する傾向が見られ、これが被災の増加につながっている。

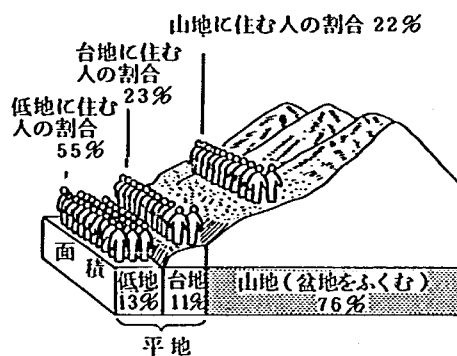


図-1 国土の地形と人口

また、がけ崩れなどの土砂災害はもちろん古くからあったが、他の自然災害、例えば水害などの規模の大きな災害にかくれていたのが、これらの施策の進捗にともなって社会的な災害の比重が入れ換わってきたとも考えられる。さらに、人的被害の重視、特に“人命の尊重”が強い世論となっており、人的被害の比率が高い土砂災害が自然災害の中でも特に目立つようになった背景の一つになっている。

ここでは、最近の特記すべき災害として、昭和57年7月長崎災害の概要を述べるとともに、これら土砂災害に対する技術の基本的な流れと最近の動向についてふれる。

1. 土砂災害の例——昭和57年7月長崎災害

昭和57年7月23日の夕刻から夜半にかけて、長崎県南部は気象庁観測史上まれにみる集中豪雨に見舞われ、長崎県下では長崎市を中心とした地域でがけ崩れ、土石流を中心とした土砂害および河川の氾濫等により、死者・行方不明299名に及ぶ甚大な被害が生じた（表-1）。今回の災害の概要については、災害直後の現地調査をもとにすでにいくつかの報告⁽¹⁾がなされており、新聞、テレビ等によっても報道されているが、ここでは土砂災害の実態を述べてみたい。

表-1 長崎県下の被害の概要
(昭和57年8月10日建設省砂防部調べ)

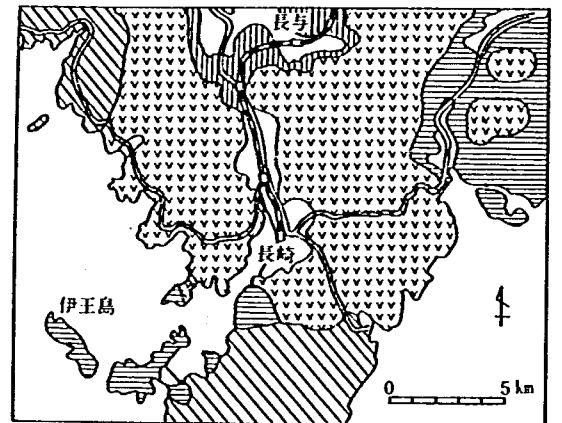
		発生箇所 (沢流)数	死者および行 方不明者(人)	全壊・流出およ び半壊家屋(戸)
全体(洪水災 害等を含む)		—	299 (259)	1,423 (?)
土 砂 災 害	土石流	84 (74)	125 (116)	336 (322)
	がけ崩れ	405 (224)	90 (73)	376 (318)
	地すべり	10 (3)	0 (0)	5 (5)
	土砂災害 小計	—	215 (189)	717 (645)

注：()内は長崎市のみの数字。

(1) 長崎市とその周辺の地形・地質

長崎市は野母半島（長崎半島）の基部にあたり、北東部は諫早地峡に、また北西部は西彼杵半島に接続する。長崎市を中心とした国土地理院発行の5万分の1地形図「長崎」をみると、中央部の長崎市街周辺の地域は長崎火山地とよばれる標高200～400 m級の山地よりなり、これは中央部を走る浦上沿いの低地により東と西の二大ブロックに分けられる。北方には時津低地、また東側には八郎川から喜々津川に続く地溝状低地があり、その東方は八天岳火山地と連なっている。長崎火山地の南側は八郎岳火山地であり、西側は西彼杵山地に接している。

図-2に長崎市およびその周辺の地質図を示すが、中央部の長崎火山地は安山岩を主体とした火成岩からなり、東部の八天岳火山地中の普賢岳（439 m）、船石岳（451 m）、松尾岳（380 m）、および井樋の尾岳（406.8 m）は第三紀の砂岩・頁岩、礫岩に安山岩が貫入してできたキャップロック状地形をしたトロイデ火山群である。南部の八郎岳火山地は緑色片岩を主とし、西部の西彼杵山地では黒色片岩を主体とする古生代の結晶片岩よりなる。また長崎港外の伊王島・香焼・神ノ島は第三紀の安山岩よりなる。



凡 例	
	結晶片岩
	第三紀 砂岩、頁岩、礫岩
	角閃石-石英安山岩、輝石安山岩
	未詳第三系（堆積岩）
	第四紀沖積堆

図-2 長崎市およびその周辺地質図

(2) 降雨の状況

6月中は太平洋高気圧の勢力が弱く、梅雨前線が九州南海上に停滞していたため、九州全域にわたって記録的な少雨であった。しかし7月に入ると黄海の低気圧が日本海を東進するのに伴って、東西に伸びる前線が九州北部にかかり、10日頃には佐賀県を中心に大雨があった。その後、前線は九州付近で活発に活動しながら南北に振動し、九州地方は断続的な降雨に見舞われた。

7月22日に揚子江下流に発生した低気圧は23日4時には済州島付近に達し、996 mbに発達した。この低気圧により南東に伸びる前線は23日夕刻より24日未明にかけ長崎県をゆっくり通過し、このとき、湿った空気（いわゆる湿舌）が流入してこの前線を刺激し、今回の記録的な豪雨を生じた。

図-3に今回の豪雨の総雨量（7月23日0時から25日6時まで）の分布を示す。また図-4には長崎市内での時間雨量の分布を示す。これより、豪雨域は長崎市を中心とした部分と島原半島の雲仙岳を中心とした地域に分布していることがわかる。また長崎市内では、時間100 mm以上の降雨が19時から22時までの3時間続いていたなどの特徴がみられる。なお長崎市では7月10日以降雨が

降ったり止んだりの状態が続いており、7月20日には日雨量243mmの大雨を記録し、山崩がたっぷりと水を吸い込んでいたところへ、23日に時間雨量100mmを越す降雨が3時間も続いたため、斜面の崩壊や土石流が多発したものと考えられる。

今回の豪雨は、長崎海洋気象台においても気象台開設（明治11年（1878））以来最大の日雨量448mm、および同気象台で時間雨量を計測し始めた明治30年（1897）以来最大の時間雨量127.5mm（7月23日19:20～20:20）を記録しており、西彼杵郡長与町役場の雨量計は、7月23日19時から20時までの1時間に187mmという、わが国気象観測史上最大の時間雨量を記録した。

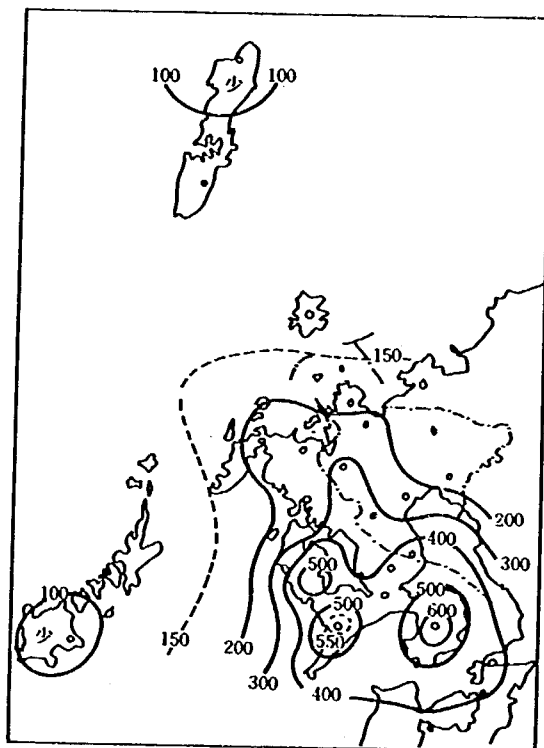


図-3 雨量分布図
（昭和57年7月23日00時から
昭和57年7月25日06時まで）

(3) 土砂災害の状況

図-5に降雨と大きな被害の発生状況を示す。図-6では時間別のがけ崩れ発生件数の推移を時間雨量の推移を示すが、この図よりがけ崩れ発生件数のピークは降雨量のピークとはほぼ一致していることがわかる。すなわち時間雨量は23日18～19時の27mmから19～20時の115mmに急激に増加しており、これと約1時間遅れてがけ崩れ発生件数も急増している。またこの傾向

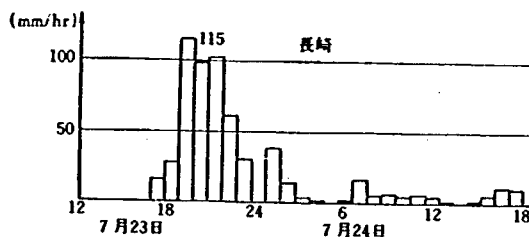
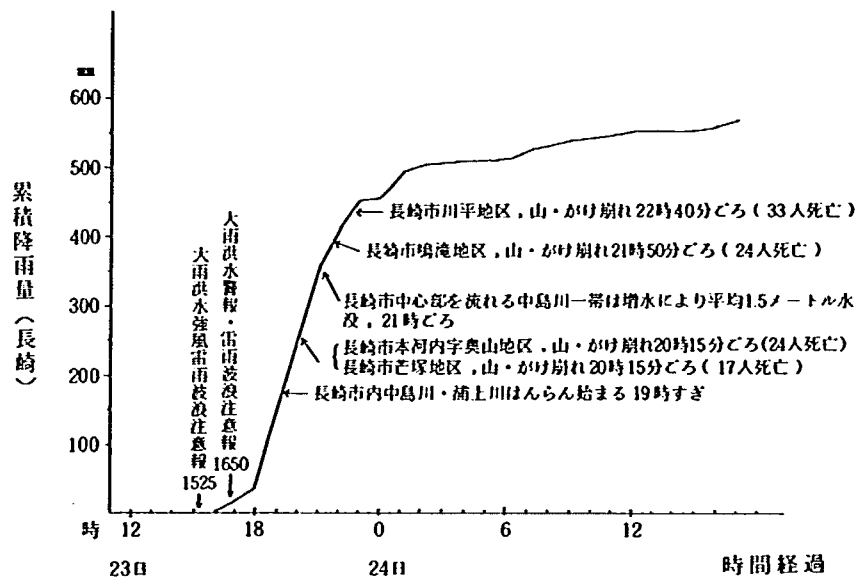


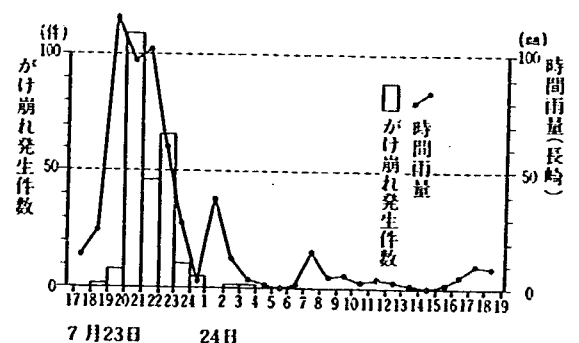
図-4 時間雨量分布（長崎海洋気象台）

は土石流や河川の氾濫にも共通しており、23日20～23時にかけて、長崎市およびその周辺の地域はがけ崩れ、土石流、洪水によって混乱した状態となった。次に長崎市およびその周辺地域のがけ崩れ、土石流、地すべりの発生分布を図-7に示す。この図より、土石流は図の右側（東側）に集中して分布していることがわかる。その反面、がけ崩れ（人家等に被害を与えたもの）は旧長崎市街のある浦上低地を除いた図の山腹斜面（特に斜面下部）に平均的に分布しており、先に説明した地質の差異（中央部は火成岩、東側は堆積岩と貫入火成岩、南部および西側の変成岩）との関係はあまり認めら



図－5 累積降雨量と被災発生状況⁽²⁾

れない。ここで南部および西側でがけ崩れの発生が少ないのは、主に降雨量および人家の数が少ないためであると考えられる。また長崎市街の中心地の浦上低地でがけ崩れが発生していないのは、がけ（急傾斜地）そのものがほとんどないためであり、反面この地域では洪水や浸水の被害を受けており、長崎市およびその周辺では豪雨による自然災害（がけ崩れ、土石流、洪水、地すべり等）に対して、全く安全な地域はかなり狭い範囲しかないとわかる。



図－6 がけ崩れ災害発生時間別分布図

長崎市内でのがけ崩れは旧市街地周辺の丘陵地や山腹斜面下部を宅地開発した新興住宅地で多発しており、長崎市北部の滑石町・北栄町・昭和町、南部の戸町・小ヶ倉町、さらに東部の芒塚町・矢上町・東町などで多数の死者・負傷者を出した。

がけ崩れの崩壊形態としては⁽⁴⁾、表土層を伴う崖錐性堆積物の滑落（写真－１）で、崩壊土層の厚さも薄く規模としては比較的小さなものが多かったが、がけ下に人家が密集していたために崩壊規模の割には人的、物的被害が多かった。また大規模なものには鳴滝町（写真－２）、奥山地区（写真－３）、赤松地区の山腹斜面崩壊があったが、これらは斜面のごく薄い表土層を伴う崖錐性堆積物がなにか流動的に斜面下部に移動したもので、土石流やがけ崩れの間間的な崩壊・流下・堆積形態を示し

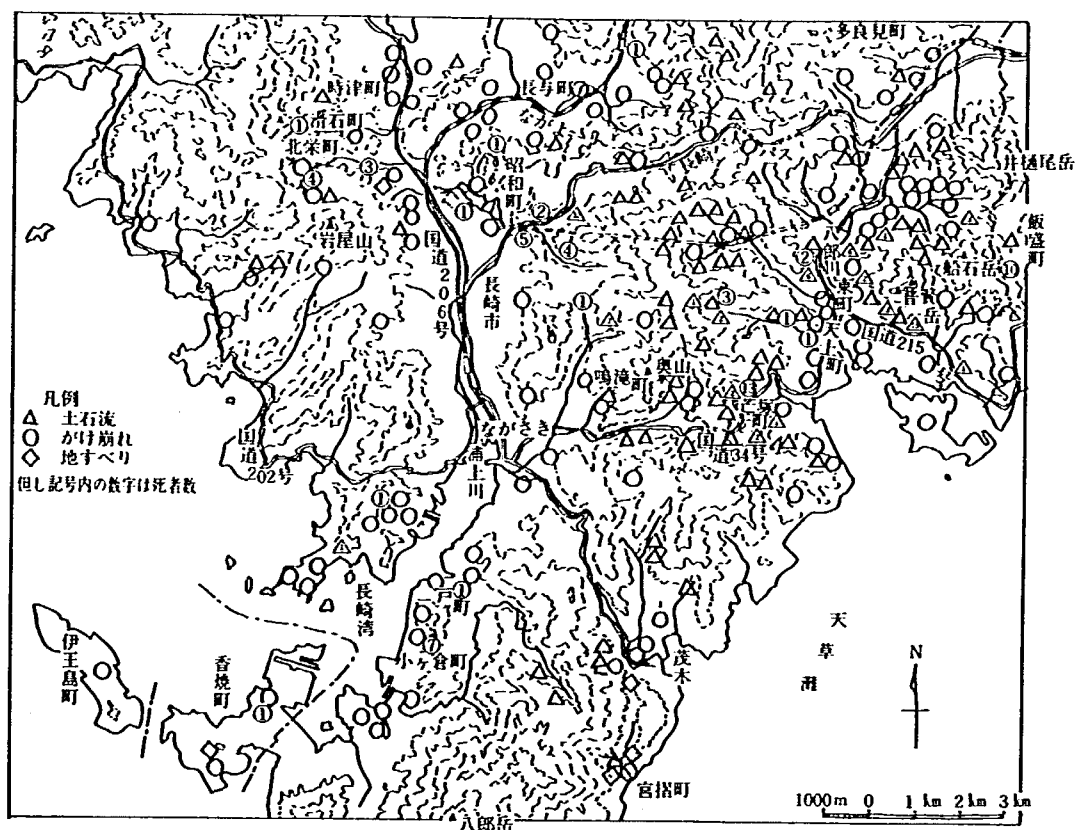


図-7 かけ崩れ、土石流、地すべり発生分布図

ていた。今回の災害では、このような従来の典型的な土石流やかけ崩れの概念では捉え難い斜面崩壊が比較的多く、また規模が大きく被害も大きかったことから、今後この種の崩壊に対する研究および対策工の検討が必要となることが痛感される。

土石流による災害については⁽³⁾、まず第一に、われわれがこれまで豪雨と考えていた値の2倍もの時間雨量が継続しながら土石流発生溪流はそんなに多くはないこと、第2に地形・地質との対応がきわめて良いこと、第3に土石流の規模が比較的小さいこと、第4にそのわりに被害がきわめて多いこと等である(写真-4参照)。

これらの特徴は精査を行って裏付けられる必要があることは言うまでもない。第2の特徴としてい

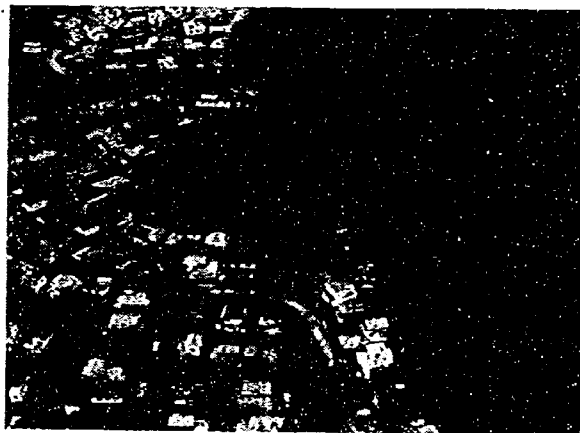


写真-1 長崎市北栄町のかけ崩れ

る地形・地質との対応に関してはつぎのように考えることができる。

すなわち、土石流発生形態として、
① 貫入岩体からなる山の山頂直下の崖
進体物質の崩壊によるもの、② キャッ
ブロック状地形をもつ山の山頂直下の崖
進体物質の崩壊によるもの、③ 山頂の
かなり厚い風化層に発生した小さい地す
べり性崩壊（スランプ）によるもの、④
うすい森林土壌層が剥離して立木
と共にスリップしたもの、⑤ 溪
床堆積物の輸送、⑥ 盛土の崩壊
である。

いずれの場合も始発現象の土量
はせいぜい $1,000 \text{ m}^3$ どまりである
し、移動土砂の総量も数千 m^3 か
らせいぜい 1 万 m^3 であるから、被
害は少い土量であったにもかかわらず
大きかったことになる。

地すべりはある程度一定の地質
あるいは地質構造の地域に集中す
る傾向がある⁽⁵⁾。長崎災害での土
石流、かけ崩れの発生箇所につい
て、地すべりは少ない（表-1 参
照）。土石流、かけ崩れの多発箇

所の地質は安山岩および結晶片岩地帯で著しく風化した地帯であり、これは元来長崎市北部の佐世保
や唐津地方で見られるような、典型的な北松型の第三紀層地すべりと異なった地質である。

長崎災害では、全般的に土石流やかけ崩れの発生件数、発生規模の割には死者等の人的被害が多か
った原因としては、住民の避難が遅れたこと、これらの発生の多くが強降雨時に一致していること、
またそれが夜間であったことによるものと考えられる。さらに、その前題として長崎市の立地条件か
ら、がけ下や、谷の出口に家屋が多かったことがあげられる。



写真-2 長崎市鳴滝町の斜面崩壊

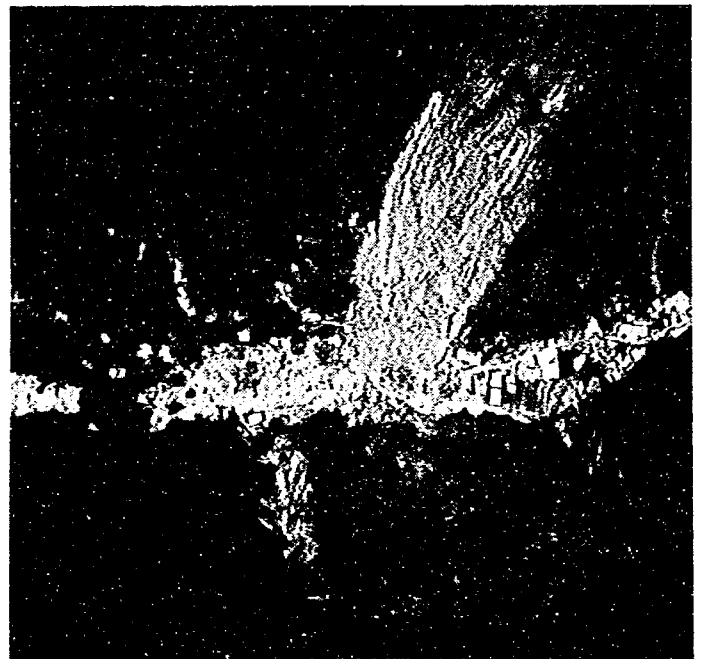


写真-3 長崎市奥山地区の斜面崩壊

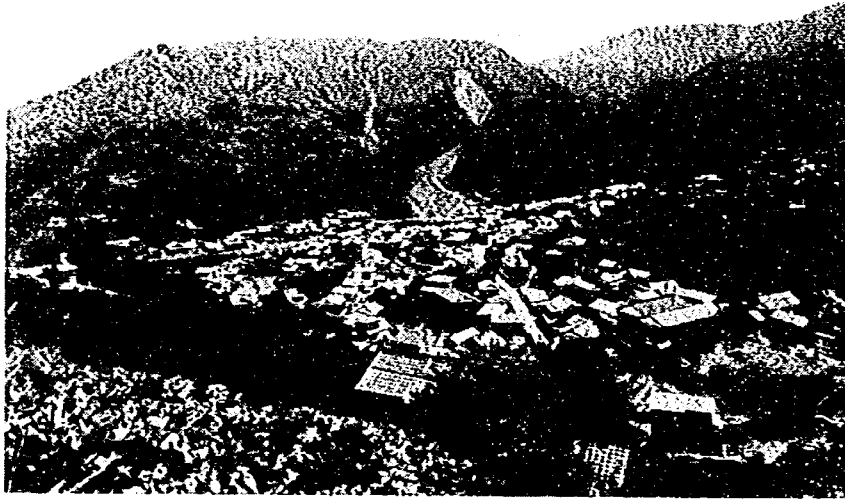


写真-4 土石流の状況（宿町から対岸の界町の山腹を望む）

今回の豪雨による砂防関連災害の特徴を整理してみると、

- ① まれにみる強雨、多雨
- ② 住民の避難の遅れ
- ③ 相対的に少ない土砂量
- ④ 多い死傷者数、家屋の損害
- ⑤ 危険な山裾の谷の出口、斜面下部の都市化、宅地化
- ⑥ 逃げ場の少ない地形

という項目にまとめられる。

今回の大災害の直接の原因は、時間雨量 100 mm を超す異常に強い降雨が 3 時間も連続したことにあるが、それによる人的被害を大きくしたのは、豪雨の予報、警報がスムーズに住民の自主的避難に結びつかなかった点である。午後 4 時 40 分には大雨洪水警報が長崎海洋気象台から発令されたが、それから 3 時間後には長崎市内は河川の氾濫、土石流、かけ崩れの発生により大混乱となり、夜間でもかつ強雨の最中でもあり、もはや避難は困難となっていた。

今回の長崎市内の災害では、土砂害（かけ崩れ、土石流）による死者・行方不明者が全体の死者・行方不明者の約 73 % を占め、最大の被害を与えた。このように土砂害が自然災害のなかで大きな割合を占める傾向は近年特に顕著であり、土砂害対策の推進が要望されている。

また、全国の地方中核都市に共通な問題として人口の急激な増加と旧市街地周辺の急速な宅地化があり、長崎のように周囲が山や丘陵に囲まれ、安全な宅地が容易に得られない地域では都市計画・地

域計画の段階で、土砂害対策を十分考慮することの必要性が痛感される。

道路ののり面、斜面の被災も多く、長崎市周辺の主要道路がほぼ全面的に一時通行止めとなり、特に国道 34 号線が大きな被災を受けた（写真－5）。



写真 5 道路のり面の被災（国道 34 号）

のり面の被災形態としては、切土のり面・自然斜面の崩壊、盛土のり面の侵食および土石流による路面の埋没が多く見られた。また、一部に片切、片盛個所での路盤の崩壊および地すべり性崩壊が見うけられた。

国道 34 号は、昼夜にわたる応急復旧作業の結果、8 月 20 日に通行できるようになった。この間、有料道路である長崎バイパスは無料化の措置がとられたが、交通混雑を避けるために、災害関係の作業車や緊急車とバスやタクシー等の公共輸送車に限定して通行を許可し、一般車輛の通行は規制して、災害復旧の推進をはかった。

2. 土砂災害対策の流れと動向

砂防事業の対象となる土砂災害は、「がけ崩れ」、「地すべり」、「土石流」に分けられる。それぞれの定義については専門家の間でも必ずしも一致していないが、分かりやすくするため割り切ると「がけ崩れ」は傾斜の急な斜面が短時間のうちに崩壊する現象、「地すべり」は粘土の層や弱い地層をすべり面として土塊がゆっくり移動する現象で移動速度は比較的遅い（ $0.01 \sim 10 \text{ mm/日}$ ）が規模が大きい場合が多い。両者の最も基本的な差はがけ崩れの崩壊面（すべり面）は潜在的なものであ

て、崩壊が発生して初めて現れるのに対して、地すべりではすべり面は既に存在しており、地下水の上昇に伴って動いたり、あるいは現在は動きが見られなくても過去にこのすべり面に沿って動いた履歴を有している点である。したがって外見上も地すべり地形を呈することが多い。もう一つの基本的な差は、地すべり発生の要因が主に地下水位（間隙水圧）の上昇であるのに対して、かけ崩れの場合はこれ以外に、含水による地盤の強度低下や重量増などが同程度の要因として加わる点である。この差は、計測による移動形態やすべり面の位置の調査が地すべりでは大きなウエイトを持ったり、防止工法においても集水井や横ボーリングなどの地下水排除工が地すべりでは相対的に重視されることにつながって来る。かけ崩れにしても地すべりにしても、本来自然現象であり、その中間的な性格のものも当然存在するわけで、そこで地すべり性崩壊や崩壊性地すべりという言葉が生まれてくる。「土石流」あるいは土石流災害という言葉が新聞記事の見出しになり出したのは最近のことである。土石流という概念は以前からあり、その対策のため建造された古い砂防ダムも少なくない。しかし、土石流の動態が記録され、これに関する研究が活発になったのは最近のことである。土石流という言葉は通常土砂が水で運搬される量よりも異常に多く流出した場合に使われるが、そのときの土砂の流れに関しては、例えば先端に巨礫を有し、やわ練りのコンクリートを流したような流れであるという場合と、桜島野尻川や有珠山西山川に発生した火山泥流のように先端が段波状をした泥っぽい流れであるという場合もある。すなわち、一言で土石流といってもその性質はかなり異なるものを総称しているようである。かけ崩れや地すべりとの相違において定義すれば、土石流とはかけ崩れに比べて流下距離が十分長く（100—1,000 m程度）、地すべりよりは移動速度が速い（数m/sec～10数m/sec程度）水と土砂が一体となって流下する土砂の流れでしばしば巨礫を含んでいるといえよう。また、対策については、かけ崩れや地すべりが個々のものを対象に防止工事を進めるのに対して、土石流の発生源である個々の溪流を対象に防止工事を行うことはまれで、幾つかの土石流発生危険溪流を対象に、それから出てくる土石や土砂に対して砂防ダムや流路工を建設したり、あるいは、山腹からの土砂流出に対して、流域内にある幾つかの山地斜面に山腹工を施工したりすることになる。

土石流、地すべり、かけ崩れなどはいずれも自然斜面の災害であるのに対して、表面的には似かよっているものに盛土のり面の崩壊がある。自然斜面は盛土のり面に比べて、強度が不均質・異分性を示すこと、表面水、浸透水、地下水の動きが地形や地質構造などに支配されること、草木の根系の状態や風による樹木のゆれなど、従来工学の対象になかった事項が影響することなどから、両者の取扱いは違ってくる。すなわち盛土のり面では、供試体の室内試験値を用いたすべり面法などの計算がその安定度や工法の検討に大きな役割りを果たすのに対して、現状では自然斜面については一般にこれ迄の経験、実績が重視される。

土砂災害対策には、土石流、地すべり、かけ崩れといった現象自体を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。

前者に対するものとしては、

- 1) 施設設置
- 2) 水の放流, のり切り, 工作物の設置, 土石採取, 樹木伐採等の災害発生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,

- 3) 警戒避難体制の整備
- 4) 住宅移転
- 5) 建築制限(住宅構造の制限も含む)
- 6) 土地利用形態の整備

土砂災害対策の検討の基本的な流れを図-8に示す。図-9はこの具体例として斜面の安定度の検討の流れを示したものである。

経験, 既往資料との対比に関しては, 数多くの実態調査結果からより客観的な判断材料となるような整理が種々工夫されている。

地すべりについて数多くの事例から, 地すべりの形態が分類⁽⁶⁾され, 対象とする地すべりがどの型に近いかによって調査や対策工のおおざっぱな

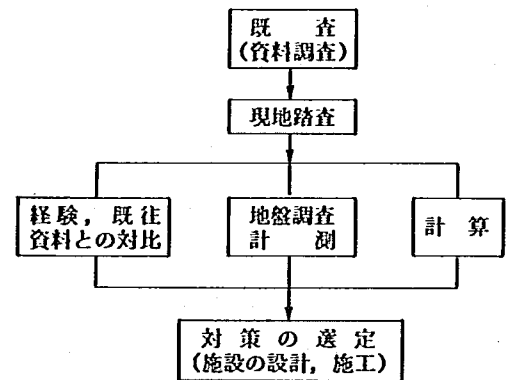


図-8 土砂災害対策の検討の流れ

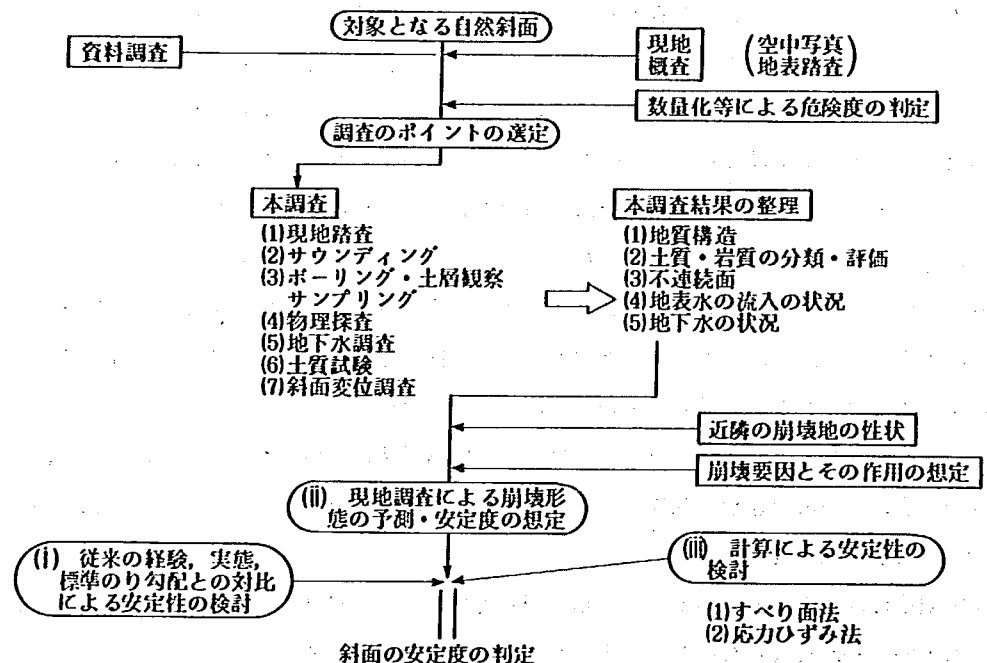


図-9 斜面の安定度検討のフローチャート

目安がつくようになっている。かけ崩れについても、調査研究はまずその実態を調べ、その資料を整理することから始まった。これらの成果は対策工の計画、調査、設計、施工、維持管理の各段階において貴重な資料となっている。例えば、かけ崩れ危険度判定については、これらの実態調査の結果は点数制による簡便な判定法に要約され、実務上良好な成績をあげている。その後、地震によるかけ崩れ発生危険度についても同様な手法が提示されている（表-2）。かけ崩れは発生して初めて分るようなその箇所だけの特別な条件（critical factor）に左右されることがあって、対象斜面の種々の性質をそれぞれ評価し、それらを総合する形での点数制による危険度制定法の限界があるのもまた当然である。

地表踏査、地盤調査などの現地調査は、従来の経験、資料を的確に生かすためにも、また次のステップである解析・検討につなぐためにも重要なものである。土石流に関しては、昭和53年11月、土石流危険渓流および危険区域調査要領が建設省で定められた。従来土石流の調査法、危険度判定法について種々の提案がなされていたが、統一的な要領により、人家5戸以上（5戸以下でも官公署、学校、病院、駅、旅館、発電所等のある場合を含む）に流入する渓流を対象に全国的調査が実施されたことは画期的なことである。表-3はこの調査のフローを示すが、実用上可能なかぎり定量的な評価を目標にしている。

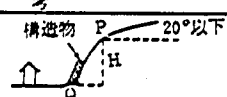
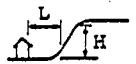
急傾斜地については、事業実施に地元負担金が必要なことなどから、調査をより効率的にするため、表-4に示すように対象となる斜面の状況から調査レベルを分けて調査を行なう方法でまとめられてきた。

かけ崩れや山腹崩壊調査では、強度の低い不安定工（岩）塊の三次元的な広がりを知りたいことが多いが、この意味で浅層反射法探査⁽⁷⁾など面的な調査ができる方法を今後さらに発展さす必要がある。

計測による調査は従来より地すべりの動きを調べる目的で用いられている。最近では、国道33号、柳谷地区の斜面崩壊に際して計測観測により適確な交通規制が実施された例⁽⁸⁾や、岩盤斜面の切土に際して計測観測値と有限要素法により計算される変位量を対比しながら安全に工事を進めた例⁽⁹⁾が報告されている。また土石流や落石において音や振動を警報や避難に生かしたとする試みもなされている。

土砂災害に対しては、地形や地質・土質の複雑さと雨の降り方など誘因の多様さにより、計算が有効である範囲は、形態が把握されている地すべりの安定計算、対策工の設計、砂防ダムの設計などに限られている。有限要素法に代表される数値解析法は、不均質、異方性物質である自然斜面の安定解析に有力な方法であるが、斜面ではその性格上原位置強度試験が困難で、しかも経費がかかるので、ダムやトンネルほどその利用が進んでいないのが現状である。この短所を補う目的で、斜面の履歴を数値計算で追い、相対的な関係から安定性の検討や対策工の設計に生かそうとする試みがなされている⁽¹⁰⁾。

表-2(a) (急傾斜地震災害対策) 斜面危険度判定基準

要素	番号	調査項目	項目区分	配点	備 考
要因要素	①	斜面高 (Hm)	$5 \leq H < 10$ $10 \leq H < 30$ $30 \leq H < 50$ $50 \leq H$	3 7 8 10	のり尻 (Q) から 20° 近傍の勾配変換点 (P) までの比高とする。なお、斜面に構造物があっても、それは対象外とする。 
	②	斜面勾配 (α)	$1 : 0.6 \leq \alpha$ $1 : 0.0 \leq \alpha < 1 : 0.6$ $\alpha < 1 : 1.0$	7 4 1	①のP、Q間の平均勾配とする。 なお、①、②の項目は事前に大縮尺の地形図等で読んだ値を参考にして、現地では測距儀やクリノメータ、ハンドレベル等を用いて正確に測定する。
	③	オーバーハング	構造物のない斜面のオーバーハング 構造物のある斜面のオーバーハング オーバーハングなし	7 4 0	岩の斜面などで一見してオーバーハングと見られるものを指す。土の斜面ではまずないと思われる。 なお、構造物のある斜面とはモルタル吹付け等で表面が覆われている斜面を指す。
	④	斜面の地盤	斜面の表面に転石、浮石が多い 切土のり面に玉石が多い 風化、変質、亀裂の発達した岩 礫泥じり土砂 風化、変質した岩 き裂の発達した岩 土 砂 粘 質 土 き裂の発達していない岩	10 7 6 5 4 4 4 1 0	○斜面の地盤とは、表層土の下の 2～4 m 程度の深さの地盤を指す。 ○転石、浮石とは表面からはみ出しているものとする。なお、転石、浮石の大きさは、斜面表面での転石や浮石の密度が低い場合は直径 50 cm 以上とし、密度が高い場合には 20 cm 程度以上のものとする。 ○該当するのが二つ以上あると思われる場合は上位のもので採点する。たとえば礫路が土砂からなり、表面に転石、浮石が多いものは 10 点とする。 ○たとえば、長大斜面で表面が植生に覆われて転石、浮石が見えない場合でも、防止工の工法で落石に対する待受け工などが施工されているような場合、その工法からして転石、浮石が多いと判断する。
	⑤	表土の厚さ	0.5 m 以上 0.5 m 未満	3 0	表土とは表面の腐食土、有機質土を指す。ただし、表土下に、非常にルーズな崩壊土等があればそれも含めた厚さとする。
	⑥	湧 水	あ り な し	2 0	常時見られる湧水を指す。
	⑦	落石、崩壊頻度	年 1 回 以上 年 1 回 未満 な し	5 3 0	家屋等に損傷を与えない程度の軽微な落石、はだ落ち、崩れ等を指す。なお、防止工が施工されている場合、防止工の完成以前より歴は対象外とする。 なお、⑦、⑧、⑨に関しては、地区住民への聞き取りを行ない、被害記録等の既往資料と現地踏査を合わせて判断する。
管理要素	⑧	斜面の異常、変状	あ り な し	a c	この場合の斜面とは表面が構造物（ネット工、植生工を省く）で覆われていない無保護斜面を指す。 異常、変状とは、クラック段差等の家屋などに直接重大な被害を与える崩壊につながるもの。
	⑨	斜面安定工の異常、変状	あ り な し	a c	異常、変状とは、クラック段差、はらみ出し等、家屋などに重大な被害を与える崩壊に直接つながるもの。
	⑩	家屋等に被害を与えた落石、崩壊	あ り な し	a c	過去に落石、崩壊等により家屋などに重大な損傷を与えた経緯のあるもの。なお、その後、満足な防止工が施工されていれば対象外。
	⑪	斜面上の有害行為	顕著である 若干見られる	a b c	斜面高の範囲で盛土、水の放流、停滞、浚通等家屋などに重大な被害を与える崩壊を助長させるような行為。
	⑫	斜面安定工による斜面の安定度	やや低い 普通 高い	a b c	参考資料-2、設計図書、施工後の老朽化等を考慮して判断する。
参考要素	崩土の到達距離と家屋の配置		$L = \text{m}, H = \text{m}, L/H =$		LおよびHの距離は左図のとおりとする。 
	その他特記事項		判断の根拠や斜面安定工の種別および「簡易な対策工で危険度の軽減が期待できる」のコメントを記入する。		

土砂災害に対する技術はどちらかと言え
ば経験や実績による所が多く、もどかしさ
を感じる人もあろうが、総体的にはその技
術水準は決して低くない。神戸では昭和13
年7月日雨量270mm、時間最大雨量47.6
mmという未曾有の豪雨によって、背後地
の六甲山系は至るところ山地崩壊が発生し
土石流の流下口より失われた人命505名、
家屋の被害は約12,100戸となっている⁽ⁱⁱⁱ⁾。
このときのものすごさは谷崎潤一郎の小説
「細雪」の一節でも有名になっている。昭
和42年再び前回以上の豪雨が同地を襲っ
たが、この時の流出土砂量は前回の約1/2、
死者は1/5以下、家屋の被害は1/3以下に
減少したのは、その間の砂防事業及びその
技術の成果であろう。また昭和57年7月
の長崎災害においても記録的な豪雨にもか
かわらず県内217箇所の急傾斜地崩壊防止
施設の被害が皆無であった事実は、技術的
信頼を裏付けるものであろう。

次に、土石流、地すべり、かけ崩れに対
する工法をそれぞれ表-5、表-6、表-
7にまとめる。

個々の施設の設計、施工面での技術水準
の向上と合わせて、昭和57年7月の長崎
災害での状況などを考えると広い視野で土
砂災害対策を見直す必要がある。まず、地域全体について予想される土石流、地すべり、かけ崩れ
などの発生、移動、停止に関する分布と危険度を表示する図面を作成し、これにもとづいて、地域防
災計画を立てることが必要であろう。開発が予定されている地区については、防災を組み込んだ形で
の開発計画とする。また災害の予測、住民への警報、避難体制を整備する。これらに関する技術的課
題として次のようなものがあげられる。

- (1) 各種土砂害に対する危険度判定法の精度の向上
- (2) 気象情報の的確かつ迅速な把握手段の開発

表-2(b) 急傾斜地耐震判定表

		素 因 要 素 点		
		13点以下	14~23点	24点以上
管理要素 ⑥~⑪	a が一つ以上	Ⓐ	Ⓐ	Ⓐ
	b が一つあとは c	Ⓐ	Ⓐ	Ⓐ
	全部が c	Ⓐ	Ⓐ	Ⓐ

表-II

		表-I の判定		
		Ⓐ	Ⓑ	Ⓒ
管 理 要 素 ⑬	a	A	A	B
	b	A	B	C
	c	B	C	C

表-III

ラ ン ク	A	B	C
内 容	危険度が高い	やや危険	危険度が低い

- 注) 1. 自斜斜面で全く斜面安定工がない場合は、管理
要素の⑨を除いて表-I で判定する。他の場合は
すべて表-I と表-II により判定する。
2. C判定された場合で
- (i) 降雨に対する52年度総点検でもCランク
だった場合
 - (ii) 家屋ととり尻の距離が斜面高の半分以上あ
る場合
のいずれかを満足すればほぼ安全(C+)とみな
す。
3. 防止工完了斜面でも、周辺の状況等で判断し、
素因要素の①~⑦の項目はすべて採点する。

表-3 土石流危険渓流調査フロー

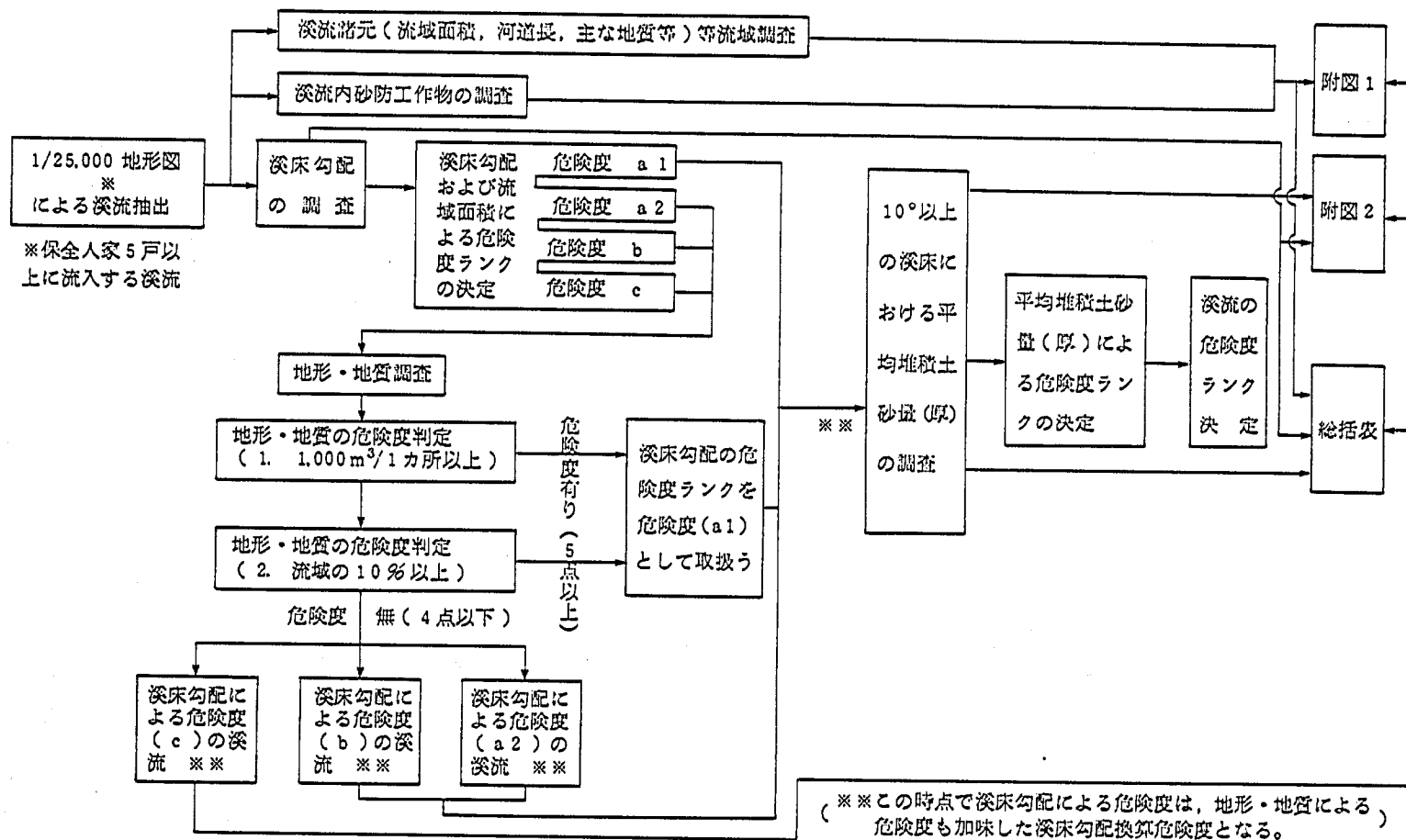


表-4 調査レベルの目安

調査 レベル	調査対象斜面の概要	標準的な本調査内容 (予備調査にプラスする調査)
I	1. 斜面高が小さく($H < 15\text{m}$)勾配も緩い($\theta < 35^\circ$). 2. 地層構造が単純で地表地質調査で明確にできる。 3. 想定される崩壊規模が非常に小さい。 4. 崩壊歴がない。 5. 施工過程における斜面の不安定化のおそれがない。	地層構造の把握および崩壊形態の想定を主目的とする現地精査(地表地質調査)に重点を置き、必ずしもサウンディング等を実施する必要はない。
II	1. 斜面高がやや大きく($H = 15 \sim 30\text{m}$), 勾配もやや急($\theta = 35 \sim 45^\circ$). 2. 地層構造がやや複雑で地表地質調査だけでは明確にしにくい。 3. 想定される崩壊規模がやや大きい。 4. 小規模な崩壊歴がある。 5. 施工過程における斜面の不安定化のおそれがある。	・地表地質調査 ・簡易サウンディング(簡易貫入試験, コーンペネトロメータ試験等)……2, 3測線 ・ボーリング……1本以上 (構造物等の基礎の確認が必要な場合は特に重要となる。)
III	1. 斜面高が大きく($H > 50\text{m}$), 勾配もやや急($\theta > 40^\circ$). 2. 地層構造が複雑で簡易なサウンディングだけでは明確にしにくい。 3. 想定される崩壊規模が大きい。 4. 中規模以上の崩壊歴や斜面の異常変状がある。 5. 施工過程における斜面の不安定化のおそれがある。	・地表地質調査 ・ボーリング……2, 3本以上 ・サウンディング(簡易貫入試験, コーンペネトロメータ試験, スウェーデン式サウンディング, 標準貫入試験)……数測線 ・弾性波探査……2, 3測線以上 ・土質試験……2, 3点以上

表-5 土石流のタイプごと、流域内の場所ごとの土石流対策工法

場所 土石流 のタイプ	発生域	流下域	堆積域
硬質タイプ	谷止工, ダム工 地すべりおよび崩壊対策 山腹工 土石露除去	砂防ダムとその堆砂地掘削 スリットダムとその除石 床固工 遊砂地と掘削 湧流堤 流路工	砂防ダムとその堆砂地掘削 遊砂地と掘削 流路工
泥質タイプ	地すべりおよび崩壊対策 谷止工, ダム工	砂防ダムとその堆砂地掘削 遊砂地と掘削 湧流堤 流路工	砂防ダムとその堆砂地掘削 遊砂地と掘削 流路工

- (3) 災害発生予知, 予測技術の向上
- (4) 防災施設効果の経済的あるいは行政的評価手法
- (5) 環境保全を考慮した対策工法の開発
- (6) 防災と開発をかねる施設の開発(例えば, 背面が斜面と接する形状の建物は, 斜面崩壊を抑止

表-6(a) 地すべり防止工の種類

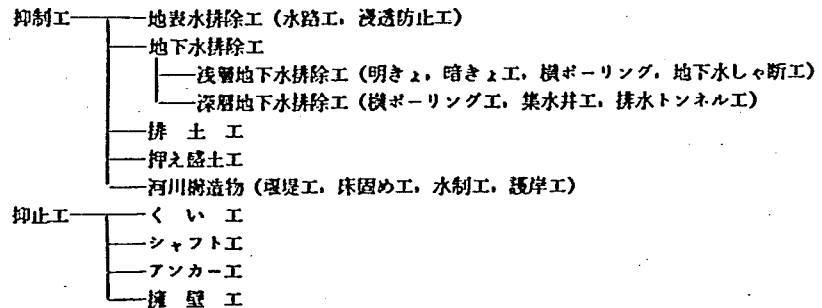


表-6(b) 地すべりの形とよく用いられている防止工

工種	形分類	岩盤・風化岩地すべりタイプ	崩積土地すべりタイプ	粘質土地すべりタイプ
水抜きボーリング		◎	○	○
集水井		◎	○	○
地表水路工		◎	○	◎
明暗きょ工		△	△	○
砂防ダム		△	△	△
床固め工		△	△	△
排土工		△	—	—
押え盛土工		△	—	—
排水トンネル		△	—	—
長いボーリング		△	△	—
くい工		△	△	○
擁壁工		△	△	—
漏水防止工		△	—	—
地下水しゃ断工		—	—	—
シャフト工		—	—	—

◎：最もよく用いられる ○：しばしば用いられる方法 △：場合により用いられる方法

する効果も有する)

表-7 急傾斜地崩壊防止工の分類

分 類		主 な 目 的	工 種		工 種 細 分
抑 制 工	抑 制 工 (1)	雨水の作用を受けないようにする	排 水 工		地表水排除工 地下水排除工
			植生によるのり面保護工		植 生 工
				吹 付 け 工	モルタル吹付け工 コンクリート吹付け工
				張 り 工	石張り・ブロック張り工 コンクリート張り工
				枠 工	プレキャストのり枠工 現場打ちのり枠工
	そ の 他		その他ののり面保護工		
	(2)	雨水の作用を受けて崩壊する可能性の高いものを除去	不 安 定 塊 の 切 土 工		切 土 工 (A)
抑 止 工		雨水の作用を受けても崩壊が生じないように力（抑止力）のバランスを加える	斜面形状を改良する切土工		切 土 工 (B)
			擁 壁 工		石積み・ブロック擁壁工 もたれコンクリート擁壁工 重力式コンクリート擁壁工 コンクリート枠擁壁工
			ア ン カ ー 工		アンカー工
			杭 工		杭 工
			押 え 盛 土 工		押え盛土工
抑制工と抑止工の両方の目的を持つ工種			掘 工		土留め掘工 絹 掘 工
			蛇 籠 工		蛇 籠 工
崩壊が生じても被害が出ないようにする工種			待 受 け 工		待受け式擁壁工
そ の 他	落 石 を 防 止 す る		落 石 防 止 工		落石予防工 落石防護工
	雪 崩 を 防 止 す る		雪 崩 防 止 工		雪崩予防工 雪崩防護工
	防止工施工時の防護工		仮 設 防 護 工		仮設防護掘工

あ と が き

災害直後は防災意識も高まるが、しばらくすると熱もさめがちになる。災害を防ぐためには単に技術の向上だけでは効果が薄く、地域の人々が自分たちで災害を防ぐのだという心構えを持つことが、なんといっても大切である。土砂災害に関する技術は学際的な分野であり、今後とも多方面の協力を得て、災害の防除に努めたい。

参 考 文 献

- (1) 長崎県土木部：7. 23 長崎大水害誌，1983. 1
- (2) 鍋島泰夫：長崎災害時の気象状況について，第 15 回砂防学会シンポジウム概要集，1982. 11
- (3) 渡辺正幸，牧野裕至，池田実：昭和 57 年 7 月長崎集中豪雨災害について，砂防と治水，Vol. 15，No. 2，1982. 9
- (4) 安江朝光，石川芳治：昭和 57 年 7 月長崎集中豪雨災害について，砂防と治水，Vol. 15，No. 3，1982. 12
- (5) 板垣治：長崎災害を中心とした昭和 57 年度地すべり災害，砂防と治水，Vol. 15，No. 3，1982. 12
- (6) 渡辺亮，小橋澄治，山田剛二：地すべり・斜面崩壊の実態と対策，山海堂
- (7) 稲崎富士：S 波を利用した浅層反射法の実験的考察，土木技術資料 25-2，1983
- (8) 藤川寛之：柳谷斜面崩壊について，第 14 回日本道路会議論文集，1981.
- (9) 伊藤洋，北原義浩：破碎帯を有する岩盤斜面掘削時の挙動解析と挙動観測，第 26 回土質工学シンポジウム
- (10) 安江朝光：斜面崩壊対策の現状，昭和 51 年度土木研究所講演集，1977. 3
- (11) 池谷浩：砂防屈門，山海堂，1974. 8
- (12) 大久保駿，水山高久：土石流（Ⅳ）－土石流対策砂防計画の考え方，土木技術資料 23-9，1981.
- (13) 渡辺正幸，山本晃一，吉松弘行，水山高久，仲野公章，佐合純造：長崎 57. 7 豪雨災害調査概報，土木技術資料 24-10，1982
- (14) 長崎大学学術調査団：昭和 57 年 7 月長崎豪雨による災害の調査報告書，1982

25. 土砂災害防止技術の周辺事情

安 江 朝 光

土木技術資料 Vol. 25 No. 3
1983. 3

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

1970-1971

CHICAGO, ILLINOIS

1970

論 説

土砂災害防止技術の周辺事情

安 江 朝 光*

わが国は、国土の約8割近くが山地で占められ、従来より種々の自然災害のなかでも山地に由来する災害の比率が高い。なかでも最近、がけ崩れ、土石流、地すべり、あるいは道路や宅地造成に伴う切土のり面崩壊などの災害が著しく目立つようになり、これらの防止対策は国土保全あるいは開発において、重要な緊急を要する課題となった。この原因としてまず考えられることは、経済の成長に伴う人口の都市集中化と都市周辺の山地丘陵の開発である。例えば、がけ崩れについてみても、従来、人間生活の場合は、氾濫、がけ崩れなどの災害をなすだけ避けて形成されていたのであるが、近年の都市の膨張においては、これに反する傾向が見られ、これが被災の増加につながっている。

また、がけ崩れなどの土砂災害はもちろん古くからあったが、他の自然災害、例えば水害などの規模の大きな災害にかくれていたのが、これらの施策の進捗に伴って社会的な災害の比重が入れ換ってきたことも考えられる。さらに、人的被害の重視、特に“人命の尊重”が強い世論となっており、人的被害の比率が高い土砂災害が自然災害のなかでも特に目立つようになった背景の一つになっている。土砂災害は「がけ崩れ」、「地すべり」、「土石流」に分けられる。それぞれの定義については専門家の間でも必ずしも一致していないが、分かりやすくするため割り切ると「がけ崩れ」は傾斜の急な斜面が短時間のうちに崩壊する現象、「地すべり」は粘土の層や弱い地層をすべり面として土塊がゆっくり移動する現象で移動速度は比較的遅い(0.01~10 mm/日)が規模が大きい場合が多い。両者の最も基本的な差はがけ崩れの崩壊面(すべり面)は潜在的なものであって、崩壊が発生して初めて現れるのに対して、地すべりではすべり面に存在しており、地下水の上昇に伴って動いたり、あるいは現在は動きが見られなくても過去にこのすべり面に沿って動いた履歴を有している点である。したがって外見上も地すべり地形を呈することが多い。もう一つの基本的な差は、地すべり発生の要因が主に地下水位(間隙水圧)の上昇であるのに対して、がけ崩れの場合は、これ以外に、含水による地盤の強度低下や重量増などが同程度の要因として加わる点である。この差は、計測による移動形態やすべり面の位置の調査が地すべりでは大きなウエ

イトを占めたり、防止工法においても、集水井や横ボーリングなどの地下水排除工が地すべりでは相対的に重視されることにつながって来る。「土石流」あるいは土石流災害という言葉が新聞記事の見出しになり出したのは最近のことである。土石流という概念は以前からあり、その対策のため建造された古い砂防ダムも少なくない。しかし、土石流の動態が記録され、これに関する研究が活発になったのは最近のことである。土石流という言葉は通常土砂が水で運搬される量よりも異常に多く流出した場合に使われるが、そのときの土砂の流れに関しては、例えば先端に巨礫を有し、やわ棒りのコンクリートを流したような流れであるという場合と桜島野尻川や有珠山西山川に発生した火山泥流のように先端が段波状をした泥っぽい流れであるという場合もある。すなわち、一口に土石流といってもその性質はかなり異なるものを総称しているようである。がけ崩れや地すべりとの相違において定義すれば、土石流とはがけ崩れに比べて流下距離が十分長く(100~1000m程度)、地すべりよりは移動速度が速い(数m/sec~10数m/sec程度)水と土砂が一体となって流下する土砂の流れで、しばしば巨礫を含んでいるといえよう。また、対策については、がけ崩れや地すべりが個々のものを対象に防止工事を進めるのに対して、土石流の発生源である個々の渓流を対象に防止工事を行うことはまれで、幾つかの土石流発生危険渓流を対象に、それから出てくる土石や土砂に対して砂防ダムや流路工を建設したり、あるいは、山腹からの土石流出に対して、流域内にある幾つかの山地斜面に山腹土を施工したりすることになる。土石流、地すべり、がけ崩れなどはいずれも自然斜面の災害であるのに対して、表面的には似かよっているものに盛土のり面の崩壊がある。自然斜面は盛土のり面に比べて、強度が不均質、異方性を示すこと、表面水、浸透水、地下水の動きが地形や地質構造などに支配されること、草木の根系の状態や風による樹木のゆれなど従来工学の対象になかった事項が影響することなどから、両者の取扱いとは違ってくる。すなわち盛土のり面では、供試体の室内試験値を用いたすべり面法などの計算がその安定度や工法の検討に大きな役割りを果たすのに対して、自然斜面では、一般にこれまでの経験、実績が重視され、理論的な検討が相対的に低く評価されがちである。

山道を歩いていて山が迫って道が急に狭くなった時な

*建設省土木研究所砂防部長
Tomomitsu Yasue

ど、たとえなく山の斜面から何か落ちて来そうな気がして急ぎ足でかけ抜けることがあるが、これは遅れにも体験することであろう。これは半ば人間の本能的な面もあるが、種々の経験を通して自然に備わった判断である。災害調査などで、土砂の下敷きになっているのはどちらかといえば新しい家屋で、ワラ葺きの山楕りけな古い家屋は無傷で残っていることが多い。これも同じような経験にもとづく先人たちの生活の知恵であろう。ただこの場合は、新しい時代の人々が山で安全な場所をさがそうとしても、だんだんさがしづらくなっている事情もあると思われる。地すべりやがけ崩れの調査では、地表踏査や地盤調査と同じくらい、地元の人にこれまでの事情を良く聞くことが重要である。温泉変質した岩の斜面で降雨によって地下水が高くなると、斜面から湧き出る水が温泉特有の臭気を帯び、これががけ崩れの警報になるという古老の話は十分納得のいくものである。しかし経験的にいわれていることがそのまま正しいとはかぎらない。かつて崩落した斜面、すなわち免疫のある斜面は崩れにくいといわれるが、それは不安定土(岩)塊が全部落ちてしまった斜面には当てはまるが、その一部だけが落ちて、残りの不安定土(岩)塊がその上方に残っている場合はかえって危険である。すなわちいわゆる免疫にはプラスの免疫とマイナスの免疫があるというのが本当であろう。

土砂災害に対する技術のベースは、まずその実態を良く知ることである。地すべりについては数多くの事例から、地すべりの形態が分類され、対象とする地すべりがどの型に近いかによって、調査や対策工のおおざっぱな目安がつくようになっている。がけ崩れについても、調査研究はまずその実態を調べ、その資料を整理することから始まった。これらの成果は、対策工の計画、調査、設計、施工、維持管理の各段階において貴重な資料となっている。例えば、がけ崩れの危険度判定については、これらの実態調査結果は、点数制による簡便な判定法に要約され、実務上良好な成績をあげている。がけ崩れは、発生して初めて分るようなその箇所だけの特別な条件(critical factor)に左右されることがあって、対象斜面の種々の性質をそれぞれ評価し、それらを総合する形で点数制による危険度判定法の限界があるのもまた当然である。

地表踏査、地盤調査などの現地調査は、従来の経験、資料を的確に生かすためにも、また次のステップである

解析、検討につなぐためにも重要なものである。ただ調査は目的、段階に応じた手法、精度があることを留意することが必要で、これを軽視すると思わぬ誤解を生むことがある。

有限要素法に代表される数値解析法は、不均質、異方性物質である自然斜面の安定解析に有力な方法であるが、斜面ではその性格上原位強度試験が困難で、しかも経費がかかるので、ダムやトンネルほどその利用が進んでいないのが現状である。

土砂災害に対する技術はこのように経験や実績によるところが多く、もどかしさを感じる人もあろうが、総体的にはその技術水準は決して低くない。神戸では昭和13年7月日雨量270mm、時間最大雨量47.6mmという未曾有の豪雨によって、背後地の六甲山系は至るところ山地崩壊が発生し、土石流の流下により失われた人命505名、家屋の被害は約12100戸となった。このときのものすごさは谷崎潤一郎の小説「細雪」の一節でも有名になっている。昭和42年再び前回の豪雨が同地を襲ったが、この時の流出土砂量は前回の約1/2、死者は1/5以下、家屋の被害は1/3以下に減少したのは、その間の砂防事業及びその技術の成果であろう。また昭和57年7月の長崎災害においても記録的な豪雨にもかかわらず、県内217箇所の急傾斜地崩壊防止施設の被害が皆無であった事実は、技術的信頼を裏付けるものであろう。

施設による防災対策は一面では、地域の現況を固定することにもなる。都市の市開発事業と隣接するがけなどでは、例えば安定勾配で階段状に切土することにより、防災と開発を両立させ得る場合もある。また同様の目的で背面が斜面と接する形で建造されたビルディングは、既に我が国においても実例がある。これらの斜面の有効利用あるいは開発とからませた地域防災は将来のテーマであり、その技術面の開発に努力したい。ダム湛水による地すべり、土石流制御技術などは、当面する主要な調査研究課題である。落石対策は道路の維持管理上重視されるが、落石対策便覧が現場技術者の強い要望に応じて現在まとめられつつある。これらに共通する基本的な研究課題として現在最も必要なものは、斜面の現状での安定性の評価と風化を含めた将来の経年変化の予測であり、前者においてはマクロ的な初期応力の正確な測定法の開発、後者においては室内風化試験結果の適用の検討がその中心となろう。

26. 斜面における岩盤分類とその 現場への適用

安 江 朝 光

土木研究所資料 第1907号
1983.3

THE NEW YORK PUBLIC LIBRARY

ASTOR LENOX TILDEN FOUNDATION

100-11

THE NEW YORK PUBLIC LIBRARY

ASTOR LENOX TILDEN FOUNDATION

斜面における岩盤分類とその現場への適用

まえがき

斜面や切土のり面についても岩盤分類が種々提案されている。実際の適用に当っては、斜面安定に関する基本的な考え方や対策工の設計、施工の現況を十分理解することが大切である。ここでは、これらをふまえて、斜面における岩盤分類について述べてみたい。

1. ダムと斜面での岩盤分類の位置づけの違い

ダムでは、ダムサイト全域の調査より岩盤分類による表示を行ない、一方岩盤分類と原位置岩盤試験結果とを対応づけることによって、最終的には岩盤の工学的性質をダムサイト全域にわたって示す工学的地質図を作成し、これによりダムの安定等設計に必要な検討を行なっている。

これに対して、斜面では、切土により表面に表われた地山の観察より、例えば標準のり面勾配の表に示されるようなある種の岩盤分類を当てはめることにより、のり面の勾配や形状を決める際の目安を得ているのが現状である。ダムと斜面で、なぜこのような差ができるかについて若干考えてみたい。

まず、ダムの岩盤は岩盤の荷役段階 (loading stage) の問題であり、これに対して斜面の岩盤は除荷段階 (unloading stage) の問題である。ダムでの原位置強度試験は、垂直荷重をかけたブロックを側方より水平荷重 (せん断荷重) をかけることにより、せん断する荷役段階での岩盤試験である。数多くの試験結果から岩盤分類と対応させて整理した報告がなされている。図-1は、その代表的な一例である。この表によると、例えば、 $C=50 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi=30^\circ$ という設計値を有する岩盤は $C_m \sim \ell$ クラスに相当し、ダムの基礎岩盤としては必ずしも良くない。一方、図-2は、ひとりの高さ 7 m、勾配 5 分、が 5 段で全体で高さ 35 m、各小段幅 1.5 m の切土のり面に対して、有限要素法による計算を行ない、最小の点安全率を 1.0 にしたケースで、これに対応する岩盤の強度は $C \approx 1.5 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi=30^\circ$ である。以上のことより、単純に考えると、 $C_m \sim \ell$ クラスの岩盤に対して、 $C=50 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi=30^\circ$ とかなり強度を低目に見積っても、この岩盤より成るのり面は、相当安全なはずである。しかし、この様な岩盤であっても、斜面では実際に崩壊が発生することがある。ここに岩盤斜面の難かしさがあるが、その 1 つは、先に述べた荷役段階 (loading stage) の差であろうと考えられる。すなわち、除荷 (応力解放) によるゆるみ、風化、これにより生ずる強度低下の問題であろう。また、斜面崩壊は、崩壊して初めて分かる様なその斜面だけに特異な要素 (critical factor) に支配される傾向があるが、一見一様に見える岩盤中のわずかな力学的不連続面があり、これが崩壊発生に関与するケースもあろう。

斜面では、単位面積当りの調査費が一般にダムに比べて少なく、また反力がとりにくいことからダムで通常実施されている原位置岩盤強度試験が行なわれることはまれである。また、例え同様な試験が実施されたとしても、実際の斜面での現象が除荷段階のものであるので、試験結果をダムで行なわれているような形で関連づけることが困難である。

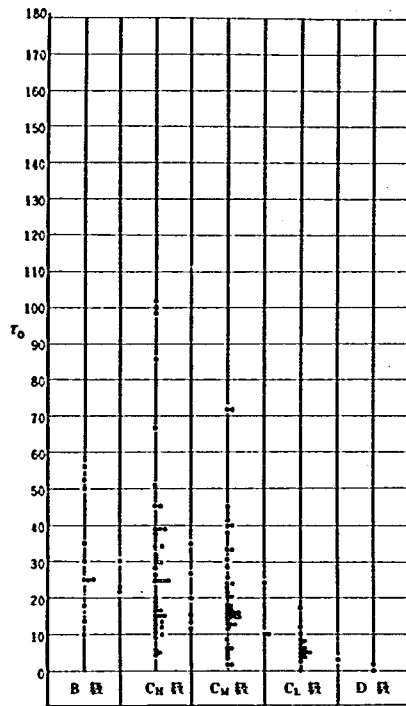


図-1(a) 岩級別の c の分布
(槽谷による)

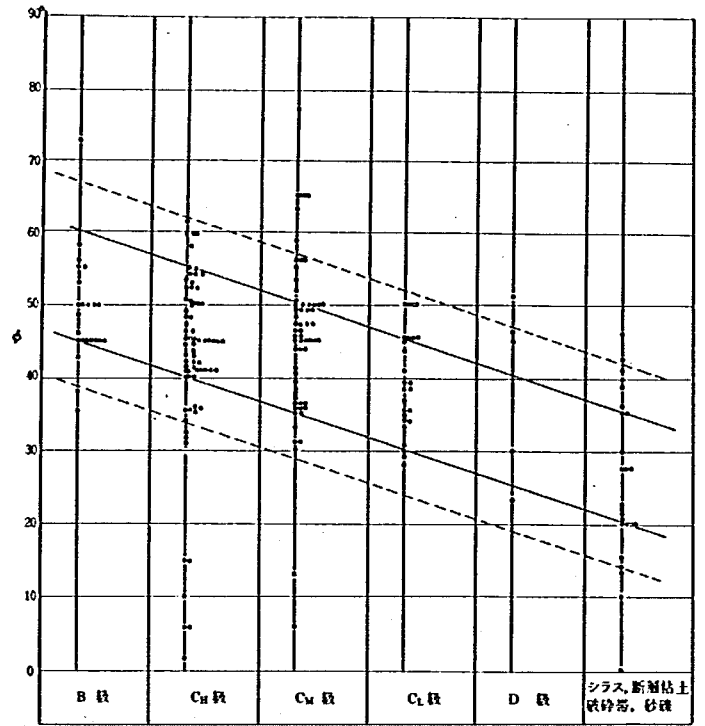


図-1(b) 岩級別の ϕ の分布 (槽谷による)

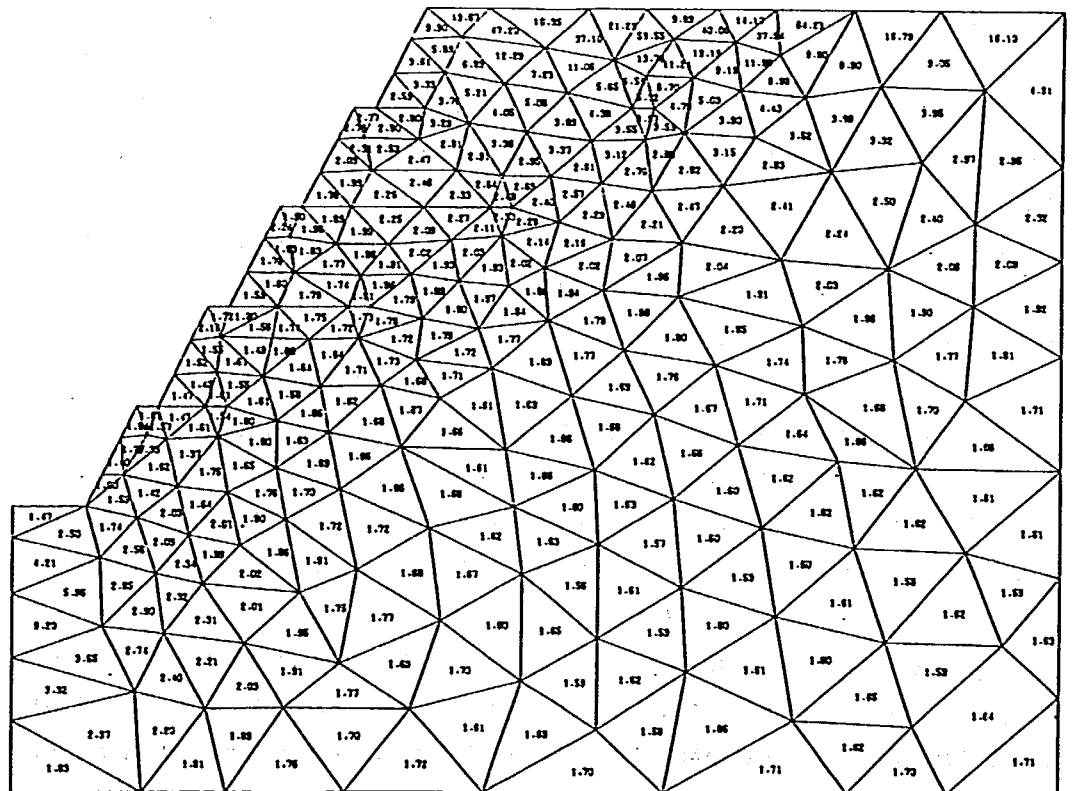


図-2. 岩盤のり面の点安全率分布

以上述べた理由でダムと斜面での岩盤の取扱いや、岩盤分類の位置づけが変わってくると考えられる。

2 斜面、のり面での岩盤調査の流れ

調査の流れを図-3に示す。基本的には資料調査、現地踏査、地盤調査などの結果を経験、既往資料あるいは標準のり面勾配に照らして、技術的判断(Engineering Judgement)を行なうというのがその主流であり、計算はこの際の補助手段として使われるのが一般的である。

斜面切り取り工事に際して事前にどのような点に着目して調査をすればよいかについて整理する。

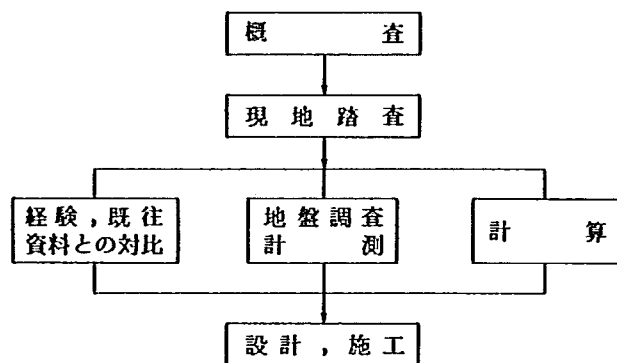


図-3. 斜面、のり面での岩盤調査の流れ

(1) 工事を行なう箇所はもともとどんな所かを把握する。

素因； 地形、地質について、次の手順で調査する。

(i) 斜面の地質調査と履歴解析；どのようにして現在の斜面ができたかについて地質的、地形的解釈をたてる。斜面の地質によって、どんな崩壊が起こるかは経験的に分かることが多い。たとえば、風化花崗岩からなる斜面では、表面流水や浸透水によってマサ土が滑落するものがほとんどである。近傍の斜面で過去に崩壊したものがあればそれと比較対照する。また、近くの斜面の災害記録についても調べ対象斜面と比較対照する。

(調査の着眼点)

- | | | |
|------------------------------------|---|--|
| (ii) 現地踏査 (踏査時の観察) | ⇒ | ☆ 1. 地質構造 (当該斜面を含む周辺の地質構造) |
| (iii) 地盤調査 (ボーリング, サウンディング, 弾性波探査) | | ☆ 2. 土質, 岩質の評価 (土の種類, 岩の種類, 風化の程度, 破碎の程度, 土の締め具合, 岩の固結度) |
| | | ☆ 3. 不連続面 (強度および透水, 浸透に関する不連続面) |

誘因； 自然力による斜面崩壊の誘因について次の手順で調査する。

(調査の着眼点)

- | | | |
|------------------------------|---|----------------|
| (i) 現地調査 (調査時の湧水箇所, 状況などの観察) | ⇒ | ☆ 4. 地表水の流入の状況 |
| (ii) ボーリング (水位観測, 地下水検層も含む) | | ☆ 5. 地下水の状況 |
| (iii) 電気探査 (透水層の位置, 分布など) | | ☆ 6. 地震力の状況 |
| (iv) 地下水調査 (地下水追跡調査, 水質調査など) | | |

(2) それにどんな人手 (切土) を加えるか

☆ 7. 切土, トンネル掘削, 盛土により斜面のどの部分が不安定になるか。(切土量, 切土位置,

岩種、地質状況、水道の変化に関連して、どこがどの程度安定度が減少するか)

☆8 切土により流れ盤になっている層理面などの不連続面が斜面の表面に出てこないか。

(3) もし崩壊するとすればどんな要因でどんな崩壊形態になるか。— 素因(☆1, ☆2, ☆3), 誘因(☆4, ☆5, ☆6), 切土(☆7, ☆8)により崩壊形態と安定度を想定する。

このような斜面、のり面の調査の流れにおいて、岩盤分類は、経験や既往資料の一般化、客観化するものとして位置づけられる。したがって、現地調査に際して岩盤分類を用いることにより、調査結果を客観的なものにすることができる。

3. 斜面、のり面での岩盤分類の例

まず指針的なものの代表として、のり面工・斜面安定工指針(日本道路協会)にある地山の土質に対する標準のり面勾配(表-1)があげられる。各種の指針や基準にある標準のり勾配を比較したものを表-2に示す。

表-1. 地山の土質に対する標準のり面勾配

地 山 の 土 質		切 土 高	勾 配
硬 岩			1:0.3~1:0.8
軟 岩			1:0.5~1:1.2
砂	密実でない粒度分布の悪いもの		1:1.5~
砂 質 土	密実なもの	5 m 以下	1:0.8~1:1.0
		5 ~ 10 m	1:1.0~1:1.2
	密実でないもの	5 m 以下	1:1.0~1:1.2
		5 ~ 10 m	1:1.2~1:1.5
砂利または岩塊まじり砂質土	密実なもの、または粒度分布のよいもの	10 m 以下	1:0.8~1:1.0
		10 ~ 15 m	1:1.0~1:1.2
	密実でないもの、または粒度分布の悪いもの	10 m 以下	1:1.0~1:1.2
		10 ~ 15 m	1:1.2~1:1.5
粘 性 土		0 ~ 10 m	1:0.8~1:1.2
岩塊または玉石まじりの粘性土		5 m 以下	1:1.0~1:1.2
		5 ~ 10 m	1:1.2~1:1.5

注: シルトは粘性土に入れる。
上表以外の土質は別途考慮のこと。

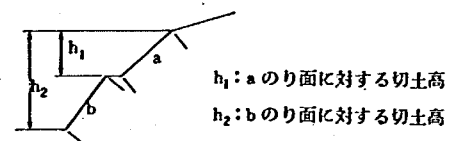


表-2 各種指針等での標準のり勾配

岩質・土質		切土高	急傾斜地崩壊防止工事技術指針, ①, ②	国鉄土構造物設計施工指針	道路技術基準	改正労働安全衛生規則解説	横浜市宅地造成工事設計施工基準
岩盤	硬岩		1:0.3~0.8 (0.5)	1:0.3~0.8 (0.5)	1:0.1~0.3 (0.2)	0 垂直 5 m ↓ 75° (約 0.3)	
	中硬岩		1:0.5~1.2 (0.8)	1:0.8~1.0 (0.9)	硬 1:0.3~0.6 ↓ 1:0.5~1.0 軟 (0.6)	0 80° 5 m 60°	
	軟岩			1:0.8~1.2 (1.0)	硬 1:0.3~0.6 ↓ 1:0.8~1.2 軟 (0.7)	0 50° 5 m 40°	
堅く締まった土砂・普通土	礫土混じり	0 5 10 m	1:0.8~1.0 1.0~1.2 (1.0)	1:1.0	1:1.0	0 垂直 2 75° 5 m 60° ↓	0 45° 5 m 30°
	砂・質土	0 5 10 m	1:0.8~1.0 1.0~1.2 (1.0)	1:1.5 (1:1.3)	1:0.8~1.0 ↓ 1.0~1.5 (1.1)		
	粘土・粘	0 5 10 m	1:0.8~1.0 1.0~1.2 (1.0)				
締まっていない土砂・くずれやすい土砂	礫土混じり	0 5 10 m	1:1.0~1.2 1.2~1.5 (1.2)		1:1.2 (1.2)		0 45° 5 m 30°
	砂・質土	0 5 10 m	1:1.0~1.2 1.2~1.5 (1.2)	1:1.5~1.8 (1.6)	1:1.5 (1.5)		
	粘土・粘	0 5 10 m	1:1.0~1.2 1.2~1.5 (1.2)	1:1.5~1.0 (1.6)	1:1.0~1.5 ↓ 1.5~2.0 (1.5)		
	岩り塊混じり	0 5 10 m	1:1.0~1.2 1.2~1.5 (1.2)				

注 1) () 内数字は平均的勾配

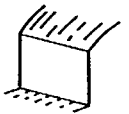
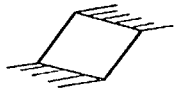
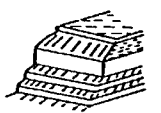
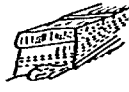
2) ①「のり面工, 斜面安定工指針」 ②「河川砂防技術基準(案)(急傾斜)」

次に, これまでいろいろな角度から種々の岩盤分類が提案されているので, これを整理する。

(1) Duncan, Goodmanによる斜面掘削のための岩盤分類¹⁾

表-3 に Duncan Goodman の提案した斜面掘削のための岩盤分類を示す。これは, 斜面を構成する岩盤の分類というよりも, 岩盤斜面の形態分類に近いものである。

表-3. 斜面掘削のための岩盤分類 (Duncan, Goodman, 1968)

分類形式		特性	対策等
連続性岩盤	(1) 均質硬岩盤	コンクリート程度の強度を持ち、不連続面、化学的弱点もない	かなりの高さの鉛直切取りにも安定 
	(2) 均質軟岩	コンクリートよりはるかに弱い岩盤、不連続面、化学的弱点はない	切取り安定角は高さに依存する。土質力学の手法を用いる。 
	(3) 段丘状岩盤	硬い岩盤から軟らかい岩石の水平互層。化学的に安定	安定角は各層で異なる。地下水の分布に特徴がある。軟らかい層が全体の安定を決める。 
	(4) 崩壊性岩盤	弱線はないが風化で破壊する。柱状節理のある岩盤、砕けやすい砂岩、礫岩、細かく割れた頁岩	斜面尻は崩落物で覆われる。ベンチ、擁壁が必要 
	(5) スランピング岩盤	変質した、あるいは軟らかい粘土質岩、大きな断層帯、モンモリロナイトを含む頁岩、熱水変質を受けた所	擁壁、あるいは石積および水平排水溝を必要とする。維持補修をひんぱんにする必要がある。 
	(6) 層状岩盤	斜面にはほぼ平行な平面状の弱面群を持つ硬質岩、花崗岩の一部	自然斜面が 30°より急であれば層状節理系よりの排水が必要。ロックボルト層の間を結ぶことができる。 
非連続性岩盤	(7) スラブ状岩盤	岩盤の強度が左右されるような不連続面を有する硬岩シルト質頁岩	スラブが流れ目で、かつ摩擦角より急な場合、支えが必要。φは直接セクションと野外観察で決める。 
	(8) バットレス状岩盤	岩盤強度を左右する2系列の不連続面を持つ硬岩、弱面の交角がバットレスの形状を決める	左記交線の方向が 30°より急でかつ斜面を切り取ったときは岩塊安定のためにベンチまたは擁壁が必要 
	(9) 塊状化岩盤	3系列以上の弱面群を持つ硬岩	落石をためるためのベンチが必要。節理が特に弱い場合は金網、モルタル吹付けが必要 
	(10) 片岩状岩盤	片理面、一般に強く傾くときは岩盤の動きはこれに支配される。雲母片岩、千枚岩および粘板岩	スランピング状のスベリを生ずるクリープが、岩体の変形に従って生ずる。特に岩石が強い風化を受けたとき、または片理が雲母状であるときは著しい。 

(ii) 村上・宮内の岩盤分類²⁾

村上・宮内は花崗岩類の自然斜面について、岩盤の状態と勾配の実態を調査し、表-4に示す岩盤分類（花崗岩類）を提案した（図-4参照）。

表-4. 花崗岩類の風化区分基準

風化区分	細分	風化の状況	弾性波速度* (km/sec)	備考
D 岩盤	D ₂	完全に変質したマサ状の軟弱な岩盤、砂質なものから粘土質なものまであるが、ショベルで容易に掘削しうる。	1) 0.75~1.3	土砂として扱うべきか？
	D ₁	岩形を残すが、岩塊中心部まで一様に変質、割れ目はほとんど消滅、所々に未風化な岩石を残すことがある。	2) 0.8~1.8	
C 岩盤		淡黄褐色を呈し、割れ目沿いの田舎範囲が風化。全般に割れ目は開口し、ゆるんでいる。	1) 1.5 2) 1.8~2.0	
A~B 岩盤		割れ目沿いの風化は認められるが、岩石そのものは新鮮。変質、割れ目沿いのゆるみは少ない。	1) 3.7~3.8 2) 4.0~4.2	ほとんど崩壊箇所はない。

* 1) 愛媛県石手川ダム 2) 香川県府中ダム

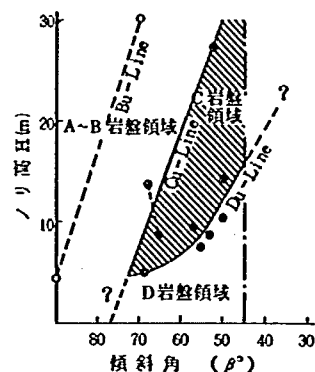


図-4. 風化区分別の限界勾配線

(iii) 宮島の岩盤分類³⁾

宮島は四国地方の岩盤を対象に、踏査時の観察による岩盤分類を行ない、切取時の土工及びのり面の設計勾配に結びつけてこれを整理した（表-5）。

表-5. (a) 岩盤分類

岩盤区分	岩質	切取り作業難易の程度	代表岩石	左と同程度のもの
岩Ⅰ	第三紀の岩石で固結度の低いもの、風化のはなはだしいぜい弱なもの、風化岩の場合は一般に割れ目間隔5cm以下で割れ目は開いている。	つるはしで掘り起こしうる程度、一部はショベルでも可能、機械施工可能。	頁岩 (第三紀新期)	蛇紋岩、凝灰岩、砂岩 (第三紀新期)、その他風化の著しいもの。
岩Ⅱ	第三紀の岩石で固結度のかなり高いもの、指先では壊せない。風化岩の場合は割れ目は開口気味で緩んでいる。割れ目間隔は一般に5~10cm程度。	発破とつるはしあるいはリッパーとの併用を必要とするもの。薬量 (ダイナマイト) 0.08kg/m ³ 程度。	凝灰岩	蛇紋岩、凝灰角礫岩、砂岩、頁岩、その他の風化したもの。
岩Ⅲ	第三紀の堆積岩で最も固結度の高いもの、ハンマーの打撃で容易に壊しうる。	すべて発破による。薬量 0.12kg/m ³ 程度。	集塊岩	蛇紋岩、砂岩、頁岩 (第三紀以前のものを含む) 結晶片岩の一部。
岩Ⅳ	第三紀~第四紀の多孔質安山岩のように、特に堅硬とはいえないが、相当の硬さをもつもの、花崗岩の風化部では割れ目はほぼ密着し、間隔20~50cm程度。	同上 薬量 0.16kg/m ³ 程度。	石灰岩	粘板岩、安山岩、玄武岩、結晶片岩、その他軽度の風化岩。
岩Ⅴ	花崗岩の未風化部のように堅硬で良好な石材として利用しうる。割れ目は一般によく密着し、割れ目間隔は50cm前後。	同上 薬量 0.20kg/m ³ 程度。	花崗岩	閃緑岩、流紋岩、安山岩、玄武岩、砂岩 (古生層など)。
岩Ⅵ	緻密な珪質岩で、岩片としての硬さは最も硬い、割れ目はよく密着している。	同上 薬量 0.24kg/m ³ 程度。	珪岩	チャート、ホルンフェルス類、流紋岩、砂岩、深成岩の一部。

(b) 地質別の推定限界勾配（流れ盤を除く）

地 質	岩盤区分	切取り高 10 m 未満	10 ~ 20 m	20 ~ 30 m
輝 緑 凝 灰 岩	岩 Ⅰ	1:0.7 ~ 0.9	1:0.9 ~ 1.5	1:0.7 ~ 1.1
	岩 Ⅱ		1:0.5 ~ 0.7	
和 泉 層 群	岩 Ⅱ		1:0.6 ~ 1.3	1:0.5 ~ 0.8
	岩 Ⅲ		1:0.3 ~ 0.5	
秩 父 古 生 層 (輝緑凝灰 岩を除く)	岩 Ⅰ	1:0.5 ~ 0.8	1:0.8 ~ 1.4	1:0.8 ~ 1.3
	岩 Ⅱ		1:0.5 ~ 0.8	
	岩 Ⅲ		1:0.3 ~ 0.4	
結 晶 片 岩 類	岩 Ⅰ		1:0.8 ~ 1.1	1:1.1 ~ 1.5
	岩 Ⅱ		1:0.4 ~ 0.6	1:0.6 ~ 0.7

(注) 推定限界勾配線に上限と下限の幅のあるものは平均的な数値を示す。

(iv) 奥園の岩盤分類⁴⁾

奥園は日本道路公団で施工したのり面の追跡調査より、地山の弾性波速度（P波）を指標にした切取のり面勾配を求めた（図-5）。

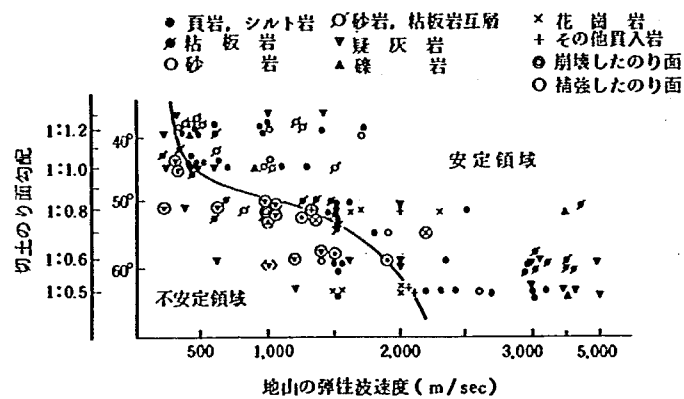


図-5. 弾性波速度とのり面勾配との関係
(日本道路公団の資料による)

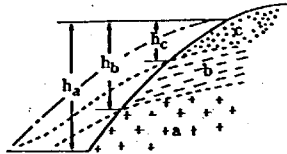
(iv) 本四連絡道路土工指針(案)で示された岩盤分類⁵⁾

本四連絡道路土工指針(案)では、花崗岩と和泉層群に対して表-6、表-7に示す標準のり面勾配を示した。岩盤は、踏査時の観察、弾性波速度（P波）、及びボーリングコアの状態により分類されており、斜面の岩盤分類について現時点では最もまとまったものとなっている。

表一 6. 花崗岩に対する標準のり面こう配

岩盤区分	岩 盤 の 状 況					のり高(m)とこう配				
	従来の 岩区分	風 化 状 況	ボーリング コア 状 況	地山での弾性 速度 (P波)		0	10	20	30	50
マサ状風化岩	D	D ₁ D ₂ 土砂状岩	マ サ	砂 状	0.4~1.1 km/s	1.0 1.2	1.2 1.5	1.5 1.8		
風化花崗岩	G	O ₁ 極軟岩	マサに近くなった 岩で、割目の少な いもの及び割れ目 が密集した岩	砂 状 細片状	1.1~1.5	0.6 0.8	0.8 1.0	1.0 1.2	1.2 1.5	
弱風化花崗岩		C ₂ 軟 岩	岩芯まで黄褐色に 変質した岩。節理 が発達する。	角レキ状 短棒状	1.5~2.3	0.4 0.6	0.6 0.8	0.8 1.0	1.0 1.2	1.2 1.5
束風化花崗岩		O ₂ 硬 岩	大部分が新鮮な岩 塊から成り、塊状 に節理が発達する	棒 状	2.3 以上	0.3 0.4	0.4 0.6		0.6 0.8	

のり高と岩区分



岩区分 a に対するのり高: h_a
 岩区分 b に対するのり高: h_b
 岩区分 c に対するのり高: h_c

表一 7. 和泉層群受け盤に対する標準のり面こう配

岩区分	岩 盤 の 状 況				のり高 (m) と ough 配 (割)						
	風 化 状 況	ボーリ グ コア	地山の弾性波 速度 (P波)	岩 質	→ のり高 (m)						
D	D ₂ 土砂状岩	土砂状 }	1.5 以上	泥質互層 砂質互層	1.0~1.2	1.2~1.5					
	D ₁ 極軟岩			泥質互層 砂質互層	0.8~1.0	1.0 1.2	1.2 1.5				
G	O ₂ 軟 岩	大半が風化した岩盤で 砂岩は岩芯まで褐色に 変色している	角レキ状 短棒状	1.0~2.0	泥質互層 砂質互層	0.6~0.8 0.4~0.6	0.8 1.0	1.0 1.2	1.2 1.5		
	O ₁ 中硬岩	割れ目沿いに風化変質 した岩盤	短棒状 棒 状	1.5~2.5	泥質互層 砂質互層	O ₁ 区分に準ずる 0.3~0.5	0.5~0.6	0.6 0.8	0.8 1.0	1.0~1.2	
	A・B 硬 岩	部分的に風化した岩盤。 あるいは新鮮な岩盤	棒 状	2.3 以上	泥質互層 砂質互層	O ₁ 区分に準ずる O ₁ 区分に準ずる					

ダムサイトにおける岩盤分類で述べたように、岩盤の工学的性質は、おもに不連続面の性質、不連続面の間隔、および岩質により左右される。斜面では、このほか、不連続面の通り方（連続性）が重要である。このような考え方から、建設省中部地建飯田国道工事々務所管内の国道153号の改良工事（長野県下伊那郡阿知村奥根木地区）ののり面調査において、表-8に示す岩盤区分を用いた。

表-8 地表踏査による岩盤区分

区分	岩種	野外観察による特徴			割れ目（亀裂・節理）			シュミットハンマー反跳度（R ⁺ ）	分布
		色調	岩の硬軟（ハンマー打撃による）	風化変質の程度（組織・鉱物粒子）	状態	間隔	連続性		
I	柱状ホルンfels	灰白 暗灰 淡緑灰	極硬 ハンマーで金属音 容易に割れない。	長石ほとんど風化せず 新鮮である。	密着	20 ~50cm	良く連続する ~中程度	30~60	・測点No.42+7~No.45+12付近 ・し割、法面、下部 ・奥根木沢川橋A ₁ ・橋台付近 ・うるし沢ボックスカルバート右岸
		乳灰 褐灰	中硬~硬 ハンマーで軽い金属音、先端で傷つき、比較的容易に割れる。	長石若干風化し、割れ目に沿い茶褐色を生ずる。 有色鉱物変質していない。	割れ目は一部開口するがほとんど密着。 開口部に充てん物なし。	10 ~20cm	中程度	10~50 (15~25)	・調査地全域 ・奥根木沢川橋A ₁ ・橋台付近 ・うるし沢ボックスカルバート右岸
II	花崗岩	褐灰 灰黄褐	硬~一部軟 ハンマーで濁音 容易に割れる。	割れ目に沿い風化進行し、長石一部変質している。有色鉱物一部変質する。石英粒子が浮いたように見える。	割れ目発達開口（1~2%）部に一部粘土挟在する。	5 ~10cm	中程度 連続しない	10~20	・調査地全域
III	花崗岩	淡黄褐 黄褐	軟 極く脆弱で、ハンマーで細片状になる。	岩内部まで風化進行する。斑状組織残し石英粒子未風化である。有色鉱物変質している。	割れ目無数に発達し、開口（2%主）し、粘土挟在する。	5cm 未満	連続しない	10以下	・調査地全域
IV	花崗岩	黄乳灰 赤黄褐	極軟 手で容易に崩せる。粉末状になりやすい。	全体に風化顯著に進行し、粘土化している。有色鉱物分解進んでいる。	全体に土砂化進行しており割れ目なし。			測定不能	・断層破砕帯及び断層運動の影響を受けている部分。

・ よく連続する 10m以上、中程度 1~10m、連続しない 1m以下 ・ N型シュミットハンマー

また建設省中国地建福山工事々務所管内の国道184号の改良工事（広島県尾道市木ノ庄町畑地区）ののり面調査においては、表-9に示す岩盤区分（総合判定区分）を用いた。この岩盤区分によるのり面の岩盤のスケッチの一例を図-6に、のり面の断面の一例を図-7に示す。この総合判定区分では、道路土工指針の標準のり面勾配（硬岩；1:0.3~1:0.8、軟岩；1:0.5~1:1.2）への対応を考慮して、切取の高さと安定勾配から、総合判定区分として①、②、Cu、Cm、Cl、③の6つに分けた。

表-9. 岩盤区分（福山工事、のり面）

区 分		判 定 基 準	岩 盤 状 況	推定弾性波速度 (km/sec)
㊸		3分より急で7 m以上可(15 mまで)。	岩質は非常に堅硬で全く風化しない。	5.0 km/sec 以上
㊹		3～5 分で7 mまで可。 侵食防止のためのり面処理の要あり。	岩質は非常に堅硬かつ新鮮なもので、一部に割目が発達する部分もあるが、割目は大部分が新鮮である。	3.0～5.0
㊺	C _u	5～8 分で7 mまで可。 侵食防止のためのり面処理の要あり。	岩質はかなり新鮮堅硬であるが、割目沿いに風化変質が認められる。一般に割目が発達し、その面で割れやすい。	2.0～4.0
	C _m	8分～1 割で7 mまで可。 侵食防止のためのり面処理の要あり。	岩質はわずかに風化変質している。 割れ目が発達し、粘土を挟在する。	1.0～3.0
	C _l	8分～1 割2 分で5 mまで可。 侵食防止のためのり面処理の要あり。	風化作用を受け、一部は粘度化している。岩片は全般に軟質で、一部には硬い岩片を残す。	0.5～2.5
㊻		1 割2 分以上で5 mまで可。 侵食防止のためのり面処理の要あり。	完全に風化し、土壌化している。 硬い岩片をほとんど残さない。	0.3～1.0

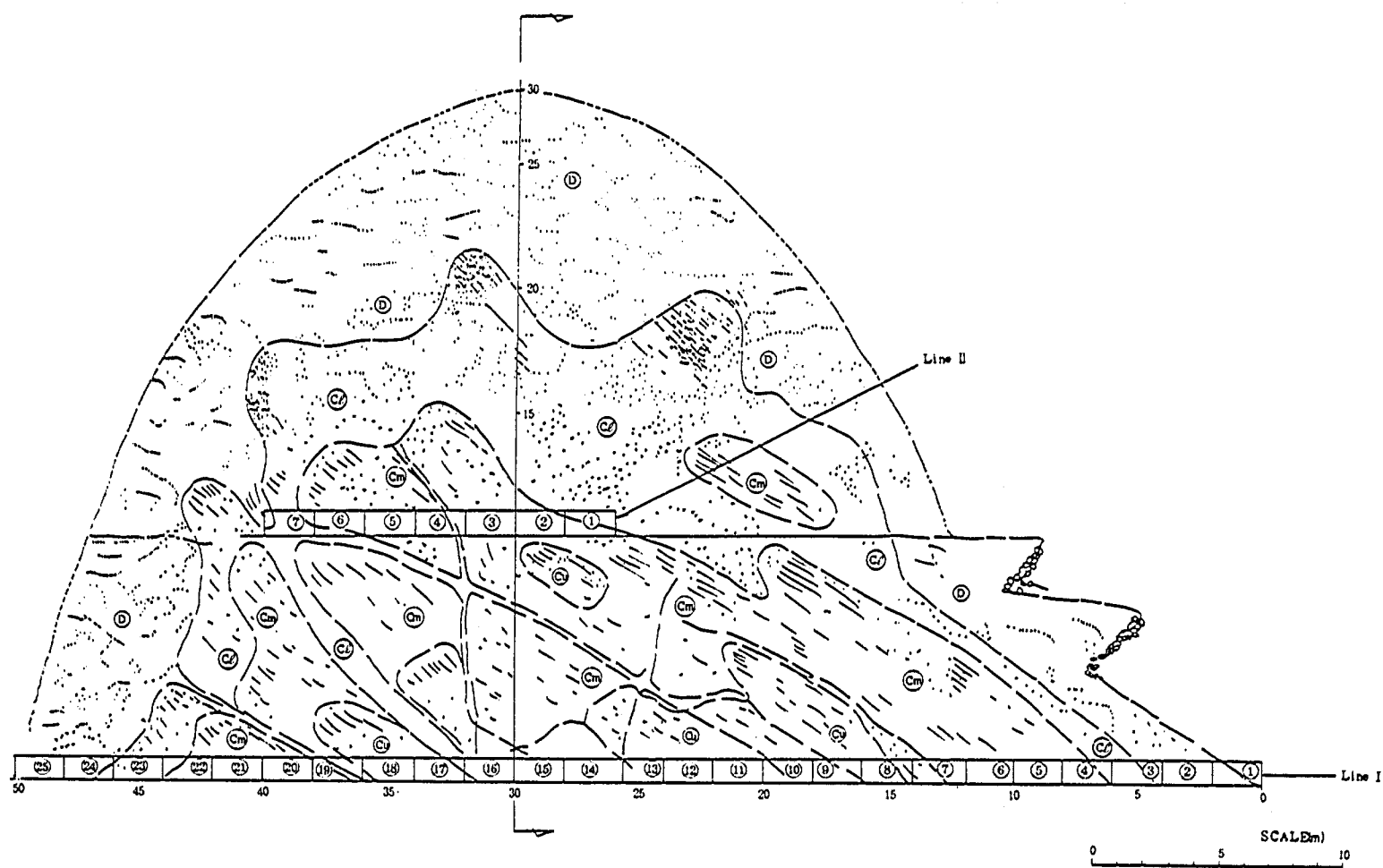


図-6. のり面の岩盤のスケッチ図の一例（のり面掘削後）

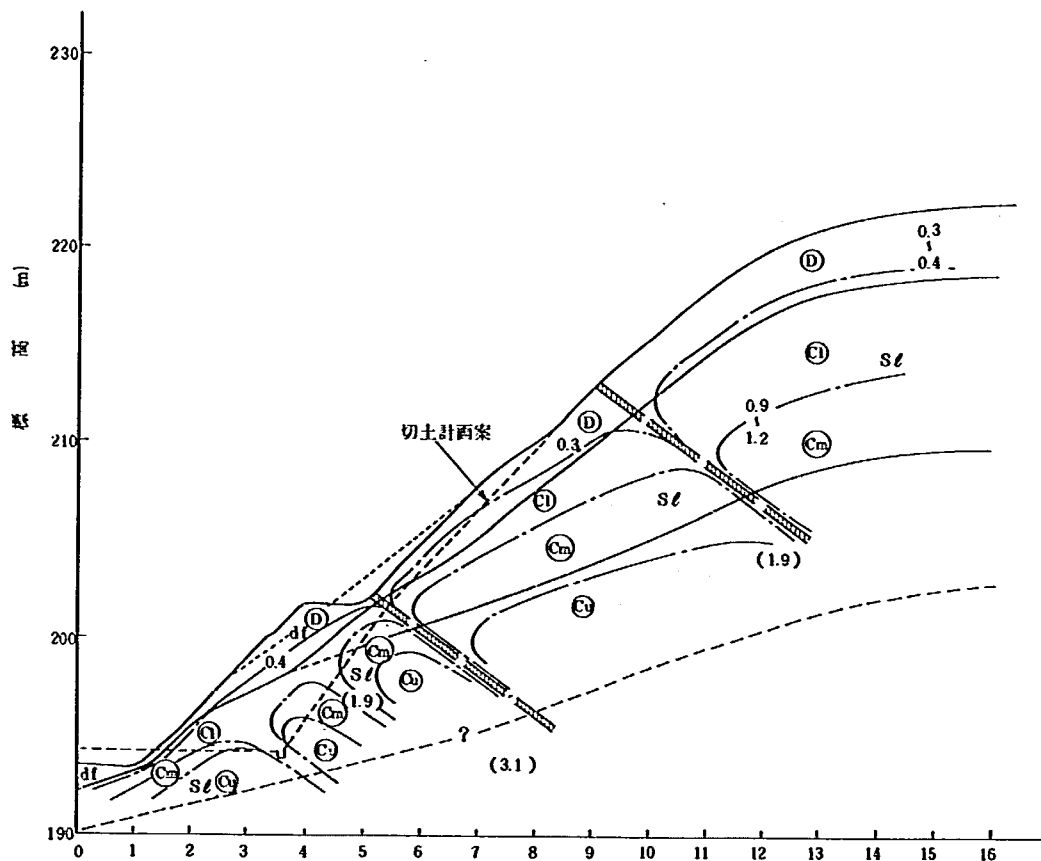


図-7. のり面の断面の一例

矢作ダムで行なったものと同様⁶⁾に、岩盤区分の要素として、岩質、割れ目の間隔、割れ目の状態および割れ目の通り方（連続性）を選んで、これらの細区分を表-10のように定め、岩盤区分を試みた。これにより、総合判定区分の各グループはどのような性質の岩盤であるかを細区分の組合せにより調べた結果を表-11に示す。この図から矢作ダムでの調査結果と同様に、総合判定区分には重複する細区分の組合せを有することがわかったが、これは細区分の要素に幅があるのと、これに採用した区分要素が判定の主要素であっても全要素ではないためである。したがって、細区分の組合せから機械的に総合判定区分にあてはめるより、現時点では、これに観察判定を加味した方がより実状に近い区分ができるといえる。

表-10 岩盤の区分基準（福山工事，のり面）

区分要素	細区分	
岩（硬さ、風化）質	A	硬い。ハンマーでないと割れない（反発力あり）。
	B	軟らかい。ハンマーでないと割れない（反発なし、音なし）。
	C	軟らかい。木片でくずせる。
	D	軟らかい。土状となり組織は残っている。
間割れ目の属	I	50cm 以上
	II	50cm ~ 10cm
	III	10cm ~ 3cm
	IV	3cm 以下
状割れ目の態	a	密着
	b	1 ~ 3mm 開口している。割れ目には粘土物質が介在しない。
	c	1 ~ 3mm 開口している。割れ目には粘土物質が介在する。
	d	3mm 以上開口している。割れ目には粘土物質が介在する。
通り割れ目の方	(I)	良く通っている。10m 以上
	(II)	中程度 1m ~ 10m
	(III)	通っていない。1m 以下

（注）現地踏査では、この他割れ目の方向性（受け盤，流れ盤），割れ目の方向の卓越性の頻度を調べた。

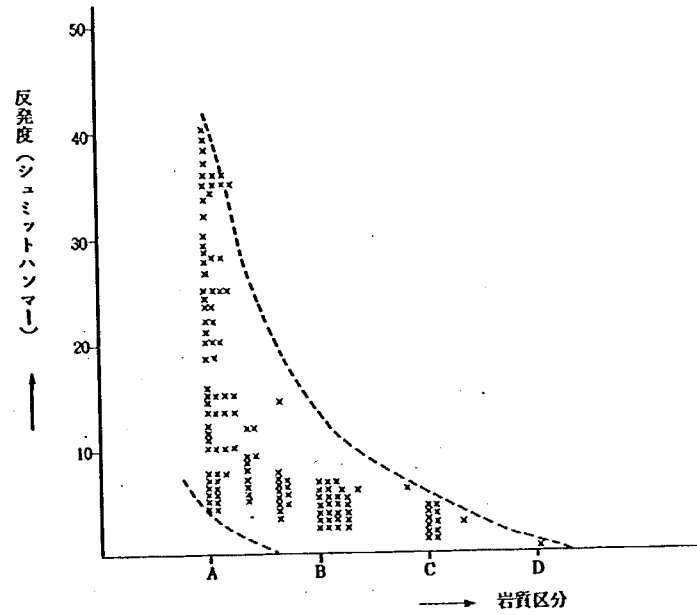
表-11(a) 細区分組合せ別頻度
（花崗はん岩）

組合せ 細区分の組合せ	Cu		Cm		Cf	
	構成(%)	個数	構成(%)	個数	構成(%)	個数
A II a	7.1	1				
A III a	14.5	2				
A II b	21.5	3	3.7	1		
A III b	14.3	2	18.5	5		
A IV b	7.1	1				
A II c	35.7	5				
A III c			3.7	1		
A III d			3.7	1		
B II b			11.1	3		
B III b			37.1	10	6.7	1
B IV b			11.1	3	13.3	2
B III c			7.4	2	13.3	2
B IV d			3.7	1		
C IV c					20.0	3
C IV c					40.6	6
C IV d					6.7	1
計	100.0	14	100.0	27	100.0	15

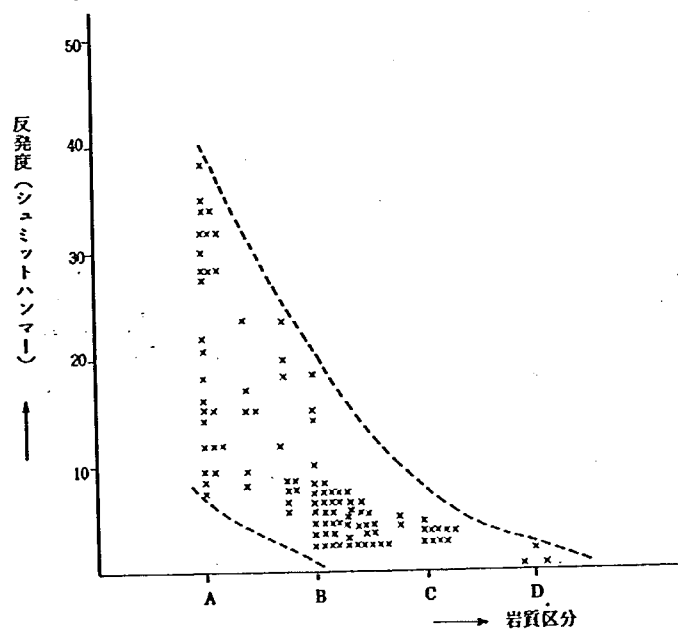
表-11(b) 細区分組合せ別頻度
（粘板岩）

組合せ 細区分の組合せ	Cu		Cm		Cf	
	構成(%)	個数	構成(%)	個数	構成(%)	個数
A I a	2.4	1				
A II a	4.8	2				
A III a	9.6	4				
A IV a	16.6	7	2.0	1		
A II b	4.8	2	4.0	2		
A III b	38.0	16	22.0	11		
A IV b	16.6	7	4.0	2		
A II c	2.4	1				
A III c	4.8	2	8.0	4		
A II d			2.0	1		
B III a			2.0	1		
B II b			4.0	2		
B III b			24.0	12		
B IV b			4.0	2	8.3	1
B II c			2.0	1		
B III c			16.0	8	8.3	1
B IV c			4.0	2		
B III d			2.0	1		
C III b					33.4	4
C IV b					16.7	2
C IV c					25.0	3
C IV d					8.3	1
計	100.0	42	100.0	50	100.0	12

細区分の要素のうち、岩質については、現地観察によるとともにシュミットハンマーによっても調べた。図-8は、シュミットハンマーの反発度と岩質の関係を調べた結果を示す。



(a) のり面No 2 (粘板岩)



(b) のり面No 5 (花崗斑岩)

図-8. 岩質区分と反発度(シュミットハンマー)

風化に関する岩の分類については、観察によるものもあるが、採取した試料による吸水試験結果が実態と割合良く合うという結果が報告されている(図-9、図-10参照)。

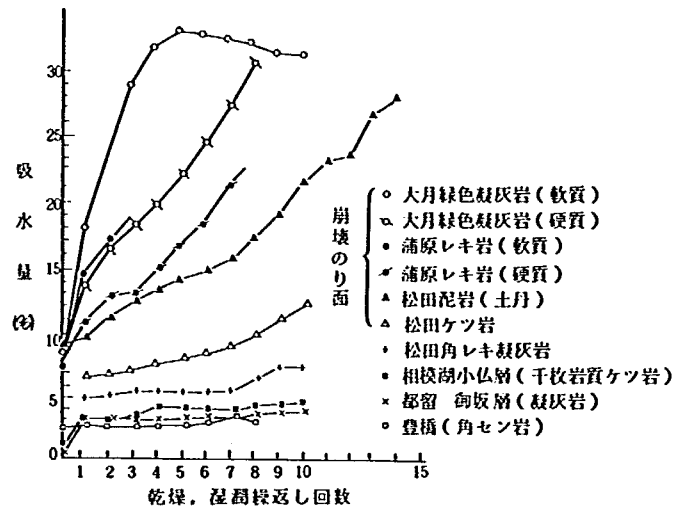


図-9. 風化試験結果(吸水比増加線)

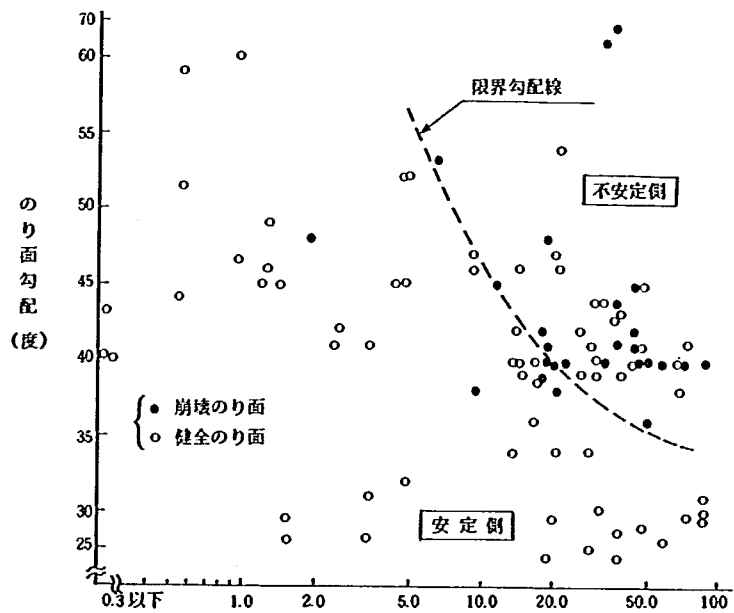


図-10. 乾湿繰返し試験による吸水量増加率M(%/回)(奥園による)

あ と が き

斜面、のり面の岩盤分類について残された課題は多い。まず、原位置岩盤試験の実施が制約されがちであるから、これに代るものを考える必要がある。これについては、物理探査をもう一度見直すのも一つの方角である。また、斜面の履歴を活用して、有限要素法による数値解析により、切土前後あるいは計画変更前、後の点安全率の分布の変化といったもので、絶対値でなく、両者の相対値を比較することにより判断する方法⁷⁾なども一考の余地がある。

前に述べたように岩盤分類については、種々提案されそれなりの評価を受けているが、今後は、岩目の通り方の調査法と表示法、風化等の経年変化の調査法と表示法について一層の進展が望まれる。

参 考 文 献

- 1) J. M. Duncan, R. E. Goodman : Structure and Solid Mechanics in the Design of Excavation in Rock, in Structure, Solid Mechanics and Eng. Design, M. Teeni, Wiley, 1970.
- 2) 村山良丸, 宮内東洋 : 花崗岩分布地域ののり面処理の実態, 道路 41-7, 1966.
- 3) 宮島圭司 : 四国における国道の切取りこう配について, 第21回建設省技術研究会報告, 1967.
- 4) 奥園誠之 : 切土のり面の崩壊とのりこう配, 土と基礎, 20-22, 1972.
- 5) 土質工学会 : 本州四国連絡道路に係る道路土工指針作成のための調査報告書, 1971.
- 6) 岡本隆一, 安江朝光 : ダムサイトにおける岩盤区分の試み, 土木技術資料 8-9, 1966.
- 7) 安江朝光 : 斜面崩壊対策の現状, 昭和51年度土木研究所講演会講演集, 土木研究所資料第1206号, 1976.

27. 地すべり・がけ崩れおよび切土 のり面崩壊の発生原因と安全対策

安 江 朝 光

基礎工 Vol. 11 No. 9
1983. 8

THE NEW YORK PUBLIC LIBRARY ASTOR LENOX TILDEN FOUNDATION

1000 1000 1000

1000 1000 1000

総説 地すべり・がけ崩れおよび切土のり面 崩壊の発生原因と安全対策

安江 朝光*

1. ま え が き

わが国は、国土の約8割近くが山地で占められ、従来よりいろいろの自然災害の中でも山地に由来する災害の比率が高い。なかでも最近がけ崩れ、土石流、地すべり、あるいは道路や宅地造成に伴う切土のり面崩壊などの土砂災害が著しく目立つようになり、これらは国土保全あるいは開発において、重要かつ緊急を要する課題となった。

この原因としてまず考えられることは、経済の成長に伴う人口の都市集中化と、都市周辺の山地丘陵の開発である。たとえばがけ崩れについてみても、従来人間生活の場合は、氾濫、がけ崩れなどの災害をなるべく避けて形成されていたのであるが、近年の都市の膨張において、これに反する傾向が見られ、これが被災の増加につながっている。

また、がけ崩れなどの土砂災害はもちろん古くからあったが、他の自然災害、たとえば水害などの規模の大きな災害にかくれていたのだが、これらの施策の進捗に伴って社会的な災害の比重が入れ換わってきたとも考えられる。

さらに、人的被害の重視、とくに“人命の尊重”が強い世論となっており、人的被害比率が高い土砂災害が自然災害の中でもとくに目立つようになった背景の一つになっている。

表-1⁽¹⁾に近年の主な土砂災害を示す。

道路などの切土のり面についても、建設時の設計、施工のむずかしさに加えて、施設の増加に伴って建設後の維持管理の問題が重視されるようになった。図-1⁽²⁾は、東名高速道路開通後約10年間に切土のり面に生じた崩壊について、まとめられたものである。

*建設省 土木研究所 | 茨城県筑波郡豊里町大字旭1番地
砂防部長

2. 斜面災害の種類

斜面災害とは「斜面からの土砂移動に伴う災害」といえよう。移動するものは土や砂だけではなく、落石や崩壊などでは、岩が移動し、また土石流に近いものでは、土や砂以外に岩や土砂を含んだ水も含まれる。

「がけ崩れ」、「地すべり」の定義については、専門家の間でもかならずしも一致していないが、わかりやすく説明するため割り切ると、「がけ崩れ」は傾斜の急な斜面が短時間のうちに崩壊する現象、

表-1 主な土砂災害⁽¹⁾

災害発生 年月日	都道府 県名	土砂災害発生地区	災害原因	被害状況	
				死者・行 方不明者	家屋被害
昭.13.7	兵庫	表六甲	梅雨前線	505名	130,192戸
昭.20.7	広島	呉市周辺	枕崎台風	1,154名	1,951戸
昭.22.9	群馬	赤城周辺	カスリーン台風	271名	1,538戸
昭.26.7	京都	亀岡周辺	前線	114名	15,141戸
昭.28.6	熊本	阿蘇山周辺	梅雨前線	102名	不明
昭.28.7	和歌山	有田周辺	梅雨前線	460名	4,772戸
昭.28.8	京都	南山城・上野周辺	前線	336名	5,122戸
昭.33.9	静岡	狩野川周辺	22号台風	1,091名	19,754戸
昭.31.8	山梨	美無川周辺	7号台風	43名	277戸
昭.36.6	長野	伊那谷周辺	集中豪雨	130名	3,018戸
昭.41.9	山梨	西湖周辺	26号台風	32名	81戸
昭.42.7	兵庫	表六甲	集中豪雨	92名	746戸
昭.42.7	広島	呉市周辺	〃	88名	289戸
昭.47.8	新潟	黒川村	〃	31名	1,102戸
昭.47.7	熊本	天草周辺	〃	115名	750戸
昭.49.7	香川	小豆島	8号台風	29名	1,139戸
昭.50.8	青森	岩木山	集中豪雨	22名	28戸
昭.50.8	高知	仁淀川周辺	5号台風	68名	536戸
昭.51.9	香川	小豆島	17号台風	119名	2,001戸
昭.53.5	新潟	妙高高原町	融雪	13名	25戸
昭.53.10	北海道	有珠山周辺	有珠山噴火・低気圧	3名	144戸
昭.54.8	岐阜	洞谷	集中豪雨	3名	16戸
昭.56.8	長野	宇原	15号台風	10名	56戸
昭.57.7	長崎	長崎市周辺	集中豪雨	299名	19,447戸

「地すべり」は、粘土の層や弱い土層をすべり面として土塊がゆっくり移動する現象で、移動速度は比較的遅い（0.01～10mm/日）が規模が大きい場合が多い。

「斜面崩壊」という言葉は、一般に比較的多量の土砂および岩石が斜面より崩壊する現象を指すが、場合によっていろいろの使われ方をするので、その厳格な定義はむずかしい。幅の広い場合は、落石から初生的な地すべりまで指すことがある。

道路管理瑕疵の態様別調査では、落石、穴ぼこ、安全施設不備が上位を占め、道路の維持管理の面では、落石を別枠にして取り扱うことが多い³⁾。その場合の定義としては、岩盤の岩目（岩盤中に発達する節理、片理、層理などの割れ目）が拡大し、岩塊や礫がはく離したり、表層堆積物、火山噴出物、固結度の悪い砂礫層中の岩塊、玉石、礫が表面に浮きだして斜面より落下する現象としている。

斜面災害を広げて、土砂災害となると昨年7月の長崎災害でも新聞記事の見出しになった「土石流」が含まれる。土石流という言葉は、通常土砂が水で運搬される量よりも異常に多く流出した場合に使われるが、その時の土砂の流れに関しては、たとえば先端に巨礫を有し、やわ練りのコンクリートを流したような流れであるという場合と、桜島野尻川や有珠山西山川に発生した火山泥流のように先端が段波

状をした泥っぽい流れであるという場合もある。

すなわち、一口に土石流といっても、その性質はかなり異なるものを総称しているようである。がけ崩れや地すべりとの相違において定義すれば、土石流とは、がけ崩れに比べて流下距離が十分長く（100～1,000m程度）地すべりよりは移動速度が速い（数m/sec～10数m/sec程度）水と土砂が一体となって流下する土砂の流れで、しばしば巨礫を含んでいるといえよう。

また、対策については、がけ崩れや地すべりが個々のものを対象に防止工事を進めるのに対して、土石流の発生源である個々の渓流を対象に防止工事を行なうことはまれで、いくつかの土石流発生危険渓流を対象に、それから出てくる土石や土砂に対して砂防ダムや流路工を建設したり、あるいは、山腹からの土石流出に対して、流域内にあるいくつかの山地斜面に山腹工を施工したりすることになる。

これまで述べたものは、いずれも自然斜面に起因するものであり、「切土のり面崩壊」は、これに対して人工斜面（のり面）に起因するものとして区別される。つぎに、「がけ崩れ」、「地すべり」、「切土のり面」について、もう少し詳細に考えてみよう。

がけ崩れのもっとも典型的なものは表土の滑落で、この時がけ下に崩れ落ちた土砂は、草木の根系を含む黒褐色の有機質土で崩れ残った面にはその下にあった地山が見える。

がけ崩れの多くは、このように強度の小さい土塊が相対的に強度が大きく、かつ不透水性の下層との境で滑落するものである。このようなイメージは感覚的に理解されやすいが、一連の斜面の中でどの箇所が危険度が高いか、あるいはどのような防止工を設計すればよいかを検討するためには、やや理屈っぽい調査や、それに基づく検討が必要である。

また、降雨についても、単に連続雨量が多かったり、降雨強度（時間雨量や10分間雨量など）が強かったりすると、崩壊発生頻度が増えるという感覚的理解をさらに一歩進めて、雨が多いとなぜ崩壊が発生するかということをもう少し深く考えることが必要である。降雨による崩壊要因は、地表面侵食、含水による地盤の強度低下と重量増、間隙（水）圧の上昇、パイピングによる局部崩壊とその進行であり、このほか、長期的には斜面の風化も重要な要因である。

がけ崩れが発生しやすいのは、梅雨期の豪雨による崩壊の場合のように、降雨が連続して地盤が湿潤

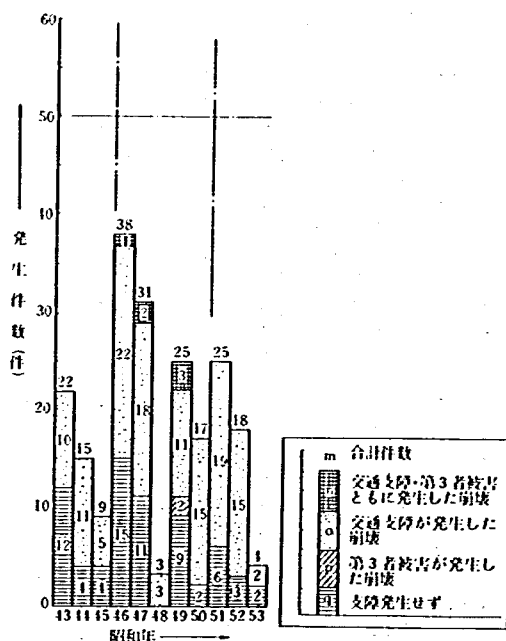


図-1 崩壊発生経年変化図（東名高速道路切土のり面）

状態になっているときに強い雨が降ったケースであるが、これを崩壊要因から見ると、地盤の強度低下と重量増が生じているところに、降雨強度の高い雨が降り、間隙（水）圧が一時に上昇したり、表面水による侵食が生じやすくなることが主な原因であろう。

昭和49年5月伊豆半島沖地震、昭和50年4月大分県中部地震、昭和53年1月伊豆大島近海地震などでは、地震によるがけ崩れが目立ったが、これらの被害状況よりつぎのようなことがいえる。

- ① 雨に弱い斜面は地震にも弱いという傾向がみられる。したがって斜面崩壊が雨により多発する地域は、地震に際しても多発しやすい。
- ② 傾斜の急な斜面が弱い。とくにオーバーハングしている斜面は弱く、雨に対しては安定している岩盤が地震では崩落する例がときどき見受けられる。
- ③ 浮石、転石などがある斜面は弱い。
- ④ 斜面途中の盛土は崩壊しやすい。
- ⑤ 基盤の上の表土層や、強風化層などが基盤との境界で崩壊しやすい。これは雨に対してもみられることである。
- ⑥ 山腹斜面などでは、降雨の浸透水が途中で斜面に湧出する地点が崩壊の頭部になる例が多いが、地震時ではこの地点より上方の稜線あたりから崩壊する例が多い。

地すべりは、前述したようにがけ崩れよりも規模は大きい、ゆっくり移動するというのが一般的なイメージである。これをもう少しはっきりさせたのが表-2である。これら典型的なものの以外に自然では中間的な性格を持つ現象の発生頻度が高い。典型的なものについて考えると、もっとも基本的な差はがけ崩れの崩壊面（すべり面）は潜在的なものであって、崩壊が発生して初めて現われるのに対して、地すべりでは、すべり面はすでに存在しており、地下水位の上昇に伴って動いたり、あるいは現在は動きが見られなくても過去に、このすべり面に沿って動いた履歴を有している点である。したがって、外見上も地すべり地形を呈することが多い。もう一つの基本的な差は、地すべり発生の要因が主に間隙水圧の上昇であるのに対して、がけ崩れの場合はこれ以外に、含水による地盤の強度低下や重量増などが

表-2 地すべりとがけ崩れの違い

	地 す べ り	が け 崩 れ
1) 地 質	特定の地質または地質構造の所に多く発生する。	地質との関連は少ない。
2) 土 質	主として粘性土をすべり面として滑動する。	砂質土（まさ、よな、しらすなど）の中でも多く起こる。
3) 地 形	5～20°の緩傾斜面に発生し、とくに上部に台地状の地形を持つ場合が多い。	20°以上の急傾斜地に多く発生する。
4) 活動状況	継続性、再発性	突発性
5) 移動速度	0.01～10mm/日のものも多く、一般に速度は小さい。	10mm/日以上で、速度はきわめて大きい。
6) 土 塊	土塊の乱れは少なく、原形を保ちつつ動く場合が多い。	土塊はかく乱される。
7) 誘 因	地下水による影響が大きい。	降雨、とくに降雨強度に影響される。
8) 規 模	1～100haで規模が大きい。	規模が小さい。
9) 徴 候	発生前にきれつの発生、陥没、隆起、地下水の変動などが生ずる。	徴候の発生が少なく、突発的に滑落してしまう。

同程度の要因として加わる点である。このようにして見ると地すべりとがけ崩れは似ているが、よく見ると性質が異なり、それぞれの特徴があるといえる。

地すべりの原因では、発生にもっとも関連の深いのが地下水で、降雨、融雪といった地下水の供給源となる自然現象がその原因となっている。

昭和48年～52年に発生した地すべり災害について建設省傾斜地保全課でまとめた表-3によると、誘因となるべき異常気象は融雪、低気圧、集中豪雨、梅雨前線、秋雨前線、台風に分類されるが、降雨量、積雪量の違いとか、異常気象の包囲範囲の大小によって被害数もかなり異なることが知られる。とくに台風による発生数が全数に大きな影響を与えている。平常的な昭和49、52年では20～35の被害発生件数に対して台風に起因する発生件数は、せいぜい20%を占めるにすぎないのに対し、融雪によるものが30～50%を占めていて東北、北陸地方の地すべりが多いことを暗示している。

地震の振動によって地盤が緩められ、後に、これが原因となって地すべりが起こり始めるという例は多い。このことは地すべり地を踏査してその起源を調べてみると、ある地域の地すべりが地震を動機として起こり始めていることがわかる。たとえば、長野県の姫川や犀川流域の地すべりでは、弘化4年3月（1847）に長野県善光寺平を震源として起こった善光寺地震に起因しているものが多いし、新潟県の中頸城郡、あるいは西頸城郡の地すべり地では、宝暦元年4月（1751）に越後で起こった高田地震があげられている。また秋田県下の地すべり地では、その多くが明治29年8月（1896）の陸羽地震以後に地すべりが起こり始めたといわれている。

一般的に大地震では斜面崩壊が卓越するのが通常で、大正12年の関東地震に際して丹沢の崩壊、昭和36年の北美濃地震での白山周辺の崩壊、昭和39年新潟地震での村上地方の崩壊などがよく知られているが、地すべりの発生したたもの、あるいは助長されたものは1、2の例を除いてほとんど認められていない。

したがって、地震は地すべりの直接の原因というより、間接的な原因として重要な役割を果たしている。長野県松代町（現長野市）での群発地震が活発

であった昭和41年9月に牧内地区で生じた地すべり⁴⁾の原因としては、地震の原因となった地殻構造の変位が地下水流動の経路を変えて、一時的に牧内地区に集中ゆう出させたため、急速な間隙水圧の上昇をもたらしたためと考えられている。震動そのものの影響としては地震回数が多かったとしても、せいぜい200Gal程度のものであって、厚さ20mに及ぶ緩斜面の土塊の安定度を1以下にしたとは考えにくいし、少なくとも地すべりの生じた時点では、地震の記録はない。

表-3 誘因別地すべりによる被害発生状況（建設省傾斜地保全課による）

	主 な 気 象	被 害 の 状 況						主 な 被 災 地	被害発生都道府県数
		発生件数	死者(人)	被害死者に対する地すべり死者率(%)	負傷者(人)	家屋全壊(戸)	家屋半壊(戸)		
昭和48年	融雪(4、5月)	5	—		—	—	—	山形、新潟、秋田	4
	低気圧(4月～6月)	4	—		—	1	8	千葉、岡山、山口、佐賀	4
	台風6号(8月)	1	—		—	—	3	大分	1
	台風10号(8月)	4	—		2	—	9	徳島	1
	秋雨前線(9月)	5	—		—	—	5	福島、新潟、山口	3
	低気圧(11月)	4	—		—	1	4	秋田、石川	2
	融雪(11、12月)	5	—		—	1	1	秋田、新潟、富山、石川	4
	計	28	(72)	0	2	3	30		
昭和40年	集中豪雨、その他(3、4月)	4	—		—	—	5	神奈川、島根、香川	4
	融雪(3、4月)	18	—		—	3	6	北海道、青森、山形、新潟、長野	5
	台風8号(7月)	7	—		—	1	11	長野、静岡、徳島	3
	秋雨前線(7月)	5	—		—	—	1	長野、石川、愛知、和歌山	4
	台風18号(9月)	1	—		—	2	4	徳島	1
	計	35	(209)	0	—	6	27		
昭和50年	融雪(1月～4月)	8	—		—	2	6	山形、福島、群馬、新潟、富山	6
	集中豪雨(4月～8月)	7	—		15	4	4	青森、山形、石川、千葉、大分	7
	秋雨前線(6、7月)	2	—		—	—	—	熊本、鹿児島	2
	台風5号(8月)	12	—		—	2	31	高知	1
	台風6号(8月)	39	9		2	12	78	徳島、奈良	2
	計	68	(191)	4.7	17	20	119		
昭和51年	融雪(3、4月)	3	—		—	4	—	新潟、秋田	2
	低気圧(2月～4月)	5	—		1	—	2	群馬、愛知、鳥取、山口	4
	秋雨前線(6、7月)	3	—		—	—	2	長野、愛媛、熊本	3
	集中豪雨(7、8月)	12	—		—	3	15	新潟、富山、石川、奈良、長崎	7
	台風9号(7月)	2	—		—	—	1	熊本	1
	台風17号(9月)	154	5		2	104	322	山梨、石川、兵庫、徳島、愛媛	13
	融雪(12月)	4	—		—	—	2	新潟、石川	2
	計	183	(234)	2.1	3	111	341		
昭和52年	融雪(3、4月)	6	—		—	5	8	山形、新潟、富山	3
	集中豪雨(4、5月)	2	—		—	—	6	長野、兵庫	2
	秋雨前線(6月)	2	—		—	—	2	静岡、山口	2
	低気圧(8月)	8	—		—	6	18	青森、山梨、島根	3
	台風9号(9月)	1	—		—	—	4	茨城	1
	台風11号(9月)	1	—		—	—	—	埼玉	1
	計	20	(48)	0	—	11	38		

() 当該年の水害による全死者数

河川の急流部や水衝部では、斜面脚部の侵食が激しく、大洪水時などに急速な縦侵食による河床低下と横侵食が起こって斜面下部の支えを失ない、斜面の安定を損なうことがある。地すべり地ではしばしば以前の地すべり運動によって河川を閉そくしたり、河床をもち上げたりした結果、河川の流路を不自然に変えてしまったところが多いが、侵食、あるいは地盤変動によって、地すべり前の斜面状況に戻って地すべりの再活動を促す例が多い。脚部の土質が細粒化している崩積土地すべりや粘質地すべりでは、河川流による流亡がはなはだしく、影響を受けやすい。この他の自然的誘因には火山作用があげられる。

大規模機械土工の発展は、山岳地における経済的開発の様相を一変させ、山岳道路建設、水資源開発、宅地開発などの大規模かつ急速な施工を容易にしたため、斜面に及ぼす影響はきわめて大きい。

すべての開発は自然斜面の変形、斜面に対する外的条件の変化を伴うものであり、斜面安定に限って見た問題点としては、斜面上部での盛土、下部での切土、斜面内外での水処理の3点が主要なものである。地すべりを誘発させる人為的原因にはつぎのものがある。

- ① 地すべり脚部の切取り
- ② 地すべり頭部での盛土
- ③ すべり面付近でのトンネル工
- ④ ダム貯水による地すべり斜面の小崩壊
- ⑤ ダム貯水による地すべり地内間隙水圧の増大
- ⑥ ダム貯水位の急激な低下
- ⑦ 急速な載荷・除荷による地すべり地内のひずみの累積

自然斜面を切土し、人為的に平坦な用地を確保することが国土の開発に伴って行なわれてきた。切土のり面の崩壊は、道路や宅地などにおいていろいろな困難をもたらす。道路についていえば、豪雨や地震など異常な災害によって道路が破損し交通に支障を与える事例は多いが、道路全体がまったく破壊してしまう事例は少なく、のり面や斜面の崩壊によるものが圧倒的に多いのが現状である。また切土のり面では施工中の崩壊も重要な課題である。

土木工事における岩盤の取扱いについて、現地踏査、観察による岩盤区分と現地で実施する岩盤試験の結果を結び付け、設計、施工を行なう方法が、ダムやトンネルで採用されている。ダムでのせん断試験結果と岩盤区分の関係には多くの報告⁹⁾が出ているが、これによると、たとえば、 $C=50 \text{ t/m}^2$ 、

$\phi=30^\circ$ という設計値を有する岩盤は $C_m \sim \ell$ に相当し、ダムの基礎岩盤としてはかならずしも良くない。

いっぽう、ひとりの高さ7m、勾配5分が5段で全体で高さ35m、各小段幅1.5mの切土のり面に対して、有限要素法による計算を行ない最小の点安全率を1.0に、すなわちのり面全体について点安全率を1.0以上とすると、これに対応する岩盤の強度は $C \approx 15 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi=30^\circ$ である。これを単純に考えると、 $C_m \sim \ell$ クラスの岩盤に対して、 $C=50 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi=30^\circ$ とかなり強度を低目に見積っても、この岩盤より成るのり面は、相当安全なはずである。しかし、このような岩盤であっても、のり面では実際に崩壊が発生することがある。この主な理由は、除荷（応力解放）によるゆるみ、風化およびこれより生ずる強度低下であろう。

また地山の崩壊は、崩壊して初めてわかるようなその地山だけに特異な要素（critical factor）に支配される傾向があり、一見一様に見える場合でも、岩盤中にわずかな力学的不連続面があり、これが崩壊発生に関与するケースもあろう。このように、切土のり面では、切土により斜面の形状が変わり、安全率が低下するという原因以外に、ゆるみ、風化、強度低下、潜在的な弱面の拡大、進展の現象が重要な意味を持つ。したがって、切土ではつぎの地質・土質の地山での施工に際して、とくに注意が必要である。

崩積土・強風化岩、泥岩・蛇紋岩など風化が速い岩、割目の多い岩（とくに割目が流山盤となる場合）、地下水が多い場合。

工事完成後の切土のり面が、降雨や地震によって崩壊する原因については、基本的にはがけ崩れと同じである。ただ切土のり面については、風化やゆるみの進行が間隙水圧の上昇や、含水による強度低下などの崩壊の誘因につけ加わることに留意しなければならない。

3. 斜面災害に対する安全対策

斜面災害に対する安全対策は、一口でいうと、的確な予知、予測を行ない、これに対して必要な警戒避難体制をとり、また経済的、社会的条件が許せば、対策工事を施工することである。

まず予知、予測に関する主な事項は、発生区域、発生場所、形態、危険度、時刻、発生原因である。発生区域、発生場所については、地すべりでは、地質との関連が深く、第三紀層の泥岩・凝灰岩帯、

表-4 警戒体制をとる場合の基準雨量例

	前日までの連続雨量が 100mm以上あった場合	前日までの連続雨量が 40～100mmあった場合	前日までの降雨がない場合
第1警戒体制	当日の日雨量が50mmを こえたとき	当日の日雨量が80mmを こえたとき	当日の日雨量が100mmを こえたとき
第2警戒体制	当日の日雨量が50mmを こえ、時雨量30mm程度の 強雨が降り始めたとき	当日の日雨量が80mmを こえ、時雨量30mm程度の 強雨が降り始めたとき	当日の日雨量が100mmを こえ、時雨量30mm程度の 強雨が降り始めたとき

ただし、降雪、融雪時ならびに地震、地すべりなど発生時は別途考慮するものとする。

中・古生層と変成岩地帯で地質構造線に沿った地域、火山地域でとくに後火成作用の激しい地域などに集中する傾向があり、また地すべり地形を呈する地帯に多発する。

これに対して、がけ崩れは、特定の地質に集中する傾向が見られず、勾配が急で、表土層などルーズな塊があり、付近で過去に崩壊のあった斜面で一時的に発生しやすい。発生形態については、地すべりは、地形、地質踏査、ボーリングなどの地質調査、および地表変位およびボーリング孔でのすべり面の動きの計測などにより、地すべりの形態を把握し、またがけ崩れでは、表土層とその下の地盤との境など強度および水に対する性質の不連続面を調査して崩壊形態を想定することになる。

地すべりの危険度については、地すべりの変状の状況、地形特性および地すべりの動態調査（計測調査）による動きの速さなどからランクづけされる。その詳細については専門書を参考にされたい。時刻については、地すべりでは、斉藤⁽⁶⁾によりひずみ速度から崩壊時間を予知する方法が示され実績をあげている。

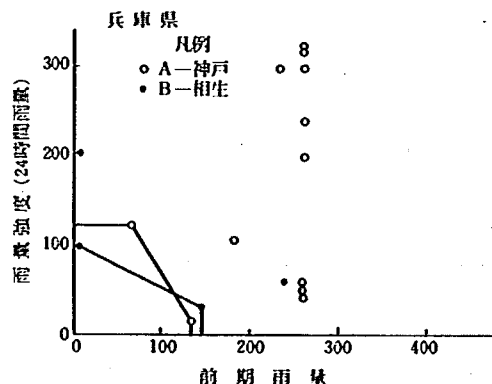
このような計測によるものは、地すべりに対する破壊時間の予知だけでなく、それに基づく警戒避難、

あるいは切土のり面の施工中の監視と、計測値による安定性の評価の試みへと発展してきている。国道33号柳谷地区の斜面崩壊に際して、計測観測により適確な交通規制が実施された例⁷⁾や、岩盤斜面の切土に際して、計測観測値と有限要素法により計算される変位量を対比しながら安全に工事を進めた例が報告⁸⁾されている。

降雨による斜面の崩壊は前述したように、間隙水圧の上昇、含水による強度低下などであり、崩壊に先立つ連続降雨（先行降雨）により長時間にわたって雨水の浸透が進み、地盤の含水比が増加している状態の所へ強い雨が降ると間隙水圧が急激に上昇し、崩壊が発生しやすくなることが模型実験によって示されており、梅雨期の集中豪雨の際もっとも斜面が崩れやすいという実態を説明できる。

このような観点から警戒避難雨量は、連続降雨と短期間の降雨強度により定められることが多い。表-4は警戒体制をとる場合の基準雨量の代表的な例を示す。雨の降り方は、地形などにより、地域別にそれぞれ特徴があることから、がけ崩れについて、過去の降雨とがけ崩れの発生、非発生を地域ごとに調査した⁹⁾。図-2はその一例を示したものである。このような図により、警戒や避難を始める目安を得ることができよう。東名高速道路については、雨の降り方と崩壊発生率について詳細な追跡調査が行なわれている¹⁰⁾。警戒避難のためには、降雨などの気象情報を的確かつ迅速に把握しなければならない。雨量レーダはこの際の実力な手段であり、精度向上のための一層の研究開発と密度の高い設置が強く望まれる。

昨年の長崎災害の教訓として、警戒や避難を円滑に行なうには、この他、災害危険箇所の指定と、地域住民への周知徹底、災害時における住民への警報や避難体制の確立、住民に対する防災意識の高揚や訓練などが望まれる。雨の情報以外に、山から地鳴りが聞こえたり、井戸の水が濁ったり、あるいは、斜面にきれつや変状が生じたり、何時も出ない所か



(注) 折線で囲んだ範囲外では、過去に崩壊が発生している。

図-2 降雨記録の整理

ら湧水があった時は崩壊が間近いサインとみなし、まず避難を考えるべきであろう。

昭和47年7月の宮崎県真幸地区の山腹崩壊と、それによる土石流に際して、以前の被災時に特異な臭気があったことを憶えていた年配の人が、同じ臭気を感じて住民を避難させ、大量の崩土が流下したにもかかわらず、人的被害がほとんどなかった実例が報告されている。わが国の道路は山間部に多く、すべての箇所にはいかなる異常気象にも耐えうる防護施設を設けることは、現実問題として不可能である。このため道路利用者を災害から守るため、災害発生前にあらかじめ通行止めなどの措置を講ずる、いわゆる事前通行規制によって補完している。このため、異常気象時に被害が発生するおそれの著しい箇所を含む担当の区間を異常気象時通行規制区間として指定している。

また、土砂崩落などの災害が発生するおそれがある箇所については、常日頃、定期的に巡回点検を行ない、異常の有無を確認し、必要により防災工事の実施など、所要の措置を講ずるほか、台風、集中豪雨などの来襲の際には特別にパトロールを行ない、危険箇所の異常の有無、災害発生の有無およびその程度の把握に努めている。また、事前通行規制を実施した場合には、その解除に先だって安全の確認のためパトロールを実施している。

切土施工時の安全対策も重要な課題である。安全に施工するには、まずそこがどんな地山であり、それにどんな人手（切土）を加えるのか、そしてもし崩壊するとすれば、どんな原因でどんな崩壊形態になるかを十分認識し、かつ吟味することが大切である。これについては、道路土工のり面工・斜面安定工指針¹⁰⁾などに述べられているが、そのポイントをつぎにまとめる。

素 因：地形、地質について次の手順で調査する。

(1) 斜面の地質調査と履歴解析：どのようにして現在の斜面ができたかについて地質的、地形的解釈をたてる。斜面の地質によって、どんな崩壊が起こるかは経験的にわかることが多い。

たとえば、風化花崗岩からなる斜面では、表面流水や浸透水によってまさ土が滑落するものがほとんどである。近傍の斜面で過去に崩壊したものがあれば、それと比較対照する。また、近くの斜面の災害記録についても調べ対象斜面とする。

(2) 現地踏査（踏査時の観察）

(3) 地盤調査（ボーリング、サウンディング、弾性波探査）

（調査の着眼点）

☆1. 地質構造（当該斜面を含む周辺の地質構造）

☆2. 土質、岩質の評価（土の種類、岩の種類、風化の程度、破砕の程度、土の締り具合、岩の固結度）

☆3. 不連続面（強度および透水、浸透に関する不連続面）

誘 因：自然力による崩壊の誘因についてつぎの手順で調査する。

(1) 現地踏査（調査時の湧水箇所、状況などの観察）

(2) ボーリング（水位観測、地下水検層も含む）

(3) 電気探査（透水層の位置、分布など）

(4) 地下水調査（地下水追跡調査、水質調査など）

（調査の着眼点）

☆4. 地表水の流入の状況

☆5. 地下水の状況

☆6. 地震力の状況

つぎにその地山（斜面）のどこをどのように切土するかを検討する。

☆7. 切土、トンネル掘削、盛土により斜面のどの部分が不安定になるか。（切土量、切土位置、岩種、地質状況、水道の変化に関連して、どこがどの程度安定度が減少するか）

☆8. 切土により流れ盤になっている層理面などの不連続面が斜面の表面に出てこないか。

そして、もし崩壊するとすればどんな要因でどんな崩壊形態になるか考える。すなわち、素因（☆1、☆2、☆3）、誘因（☆4、☆5、☆6）、切土（☆7、☆8）により、崩壊形態を想定するとともに、その安定度（可能性）についても判断する。

地山は必要な調査を事前実施していても、切土して初めてその特質がわかることがある。たとえば、一連のり面のうち、ある箇所だけ崩壊した。地盤は片岩で、流れ盤であることはわかっていたが、崩壊箇所だけがたまたま岩の目が通っていたことが初めてわかった。——斜面の工事では、性格上この場合のようにまったく崩壊を生じさせないことは不可能であるが、事前にいろいろの場合を考えて対応を取りながら工事を進めることが望まれる。

このためには、施工中に地山の状況を十分注意し、とくに当初の予想とは違った地質が出てきたり、クラック、変状が発生したら、工事を一時中止し、設計を変更したり、地表面変位計などにより、地山の動きを計測しながら施工したり、区分け施工（短区間施工）したり、あるいは、監視体制を強化し、作業位置の左右に適切な避難通路などを確保しておき、万一崩壊が起こった場合には、ただちに安全な場所に逃げるなど、応急事態に常に対応できる体制で施工する。

また、崩壊土砂の到達予想距離の範囲内には、掘削工事はもちろん、排水管の埋設とか、コンクリート打設作業などを同時に並行させることのない工程を組むことによって、災害を未然に防止できるよう努める。

4. あとがき

災害を防ぐ努力がいろいろの機関で払われているが、1人1人が災害を防ぐのだという心構えを持つことがなんといっても大切である。日ごろから避難場所や、そこに行く道すじはぜひ決めておいてほし

い。災害があった直後は防災意識も高まるが、しばらくすると熱がさめる例が多い。「あつものにこりて、なますを吹く」という気持ちを持ち続けたいものだ。

【参考文献】

- 1) 建設省河川局砂防部編集：砂防便覧，全国治水砂防協会，昭和58年1月。
- 2) 高速道路調査会：異常気象時の土構造物の災害予知と災害復旧に関する調査研究報告書，昭和56年3月。
- 3) 藤井達也編：道路の維持修繕と防災，山海堂，昭和58年5月。
- 4) 渡正亮，安江朝光，藤田寿雄：土質工学ハンドブック（第29章，地すべりおよび崖崩れ），土質工学会，昭和57年11月。
- 5) たとえば，土木学会岩盤力学委員会研究報告会：第3分科会研究報告（原位置岩盤のせん断試験），昭和54年3月。
- 6) 斎藤進孝：斜面崩壊発生時期の予知に関する研究，鉄研報告，No706，昭和45年。
- 7) 藤川寛之：柳谷斜面崩壊について，第14回日本道路会議論文集，昭和56年。
- 8) 伊藤洋，北原義浩：破砕帯を有する岩盤斜面掘削時の挙動解析と挙動観測，第26回土質工学シンポジウム。
- 9) 建設省河川局砂防部傾斜地保全課，建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室：かけ崩れ災害における降雨の実態調査—避難基準設定のための調査，昭和49年。
- 10) 日本道路協会：道路土工—のり面工・斜面安定工指針

28. 砂防における新工法の開発の 現状と将来

安 江 朝 光

砂防と治水43 Vol. 13. No. 3
1983. 11

CONTENTS

PREFACE

CHAPTER I

CHAPTER II

CHAPTER III

CHAPTER IV

CHAPTER V

CHAPTER VI

CHAPTER VII

CHAPTER VIII

CHAPTER IX

CHAPTER X

CHAPTER XI

CHAPTER XII

CHAPTER XIII

CHAPTER XIV

CHAPTER XV

CHAPTER XVI

CHAPTER XVII

特 集

砂防における新工法の開発の現状と将来

安 江 朝 光*

ま え が き

土砂災害対策の重要性は昨年の長崎災害、本年の島根県西部災害において端的に示されている。これらにおい

ては自然現象としての降雨量の多さ以外に社会的背景と次のようなことが考えられる。すなわち、経済の成長に伴う人口の都市集中化と都市周辺の山地丘陵の開発である。たとえば、がけ崩れについてみても、従来人間生活

* Tomomitsu Yasue 建設省土木研究所砂防部長

表-1 今後の研究課題

基本的方向	サブカテゴリー	すでに取り組んでいるもの		今後取り組むべきもの	
		五ヶ年以内にまとまるもの	左以外のもの	五ヶ年以内にまとまるもの	左以外のもの
国土の保全・安全・防災に関する研究開発	風水害防止技術				
	(1)河川災害防止技術	流出抑制 ○降雨水の地下浸透処理技術 ○防災調節池に関する技術		○浸透型貯留施設に関する技術	○水文環境の保全・改善技術
		洪水予知 ○レーダ雨量計を用いた流出予測手法 ○地形分類等の基礎的情報収集、処理手法 ○流域の流出モデル手法	○気象水文情報による流域流出予測技術	○レーダ雨量計を用いた洪水予報手法 ○災害と地形・地盤との関連に関する評価方法	○地形条件による災害発生予測手法
	(2)土砂災害防止技術	浸水危険度評価手法 ○浸水区域の予想技術 土石流発生予測 ○土石流危険渓流判定、危険区域推定手法 ○地形分類等の基礎的情報収集・処理手法 ○地すべり地形判読、危険度判定技術 効果的防災施設 ○抗工の合理的設計手法 ○土石流対策工技術 ソフト面の研究 ○土石流警戒避難手法	○土石流発生・流動予測技術 ○斜面の崩壊予測技術	○氾濫シミュレーション手法 ○災害と地形・地盤との関連に関する評価手法 ○地すべり危険地帯図の作成手法 ○地下水排除工の効果判定手法 ○地域レベルでの避難手法	○土石流発生予測手法 ○斜面崩壊予測手法 ○地形条件による災害発生予測手法

の場は、氾濫、がけ崩れなどの災害をなるべく避けて形成されていたのであるが、近年の都市の膨張において、これに反する傾向が見られ、これが被災の増加につながっている。さらに人的被害の重視、とくに“人命の尊重”が強い世論となっており、これが人的被害比率の高い土砂災害が自然災害の中でもとくに目立つようになった背景の一つになっている。

砂防における今後の技術開発を考えるに際して、これを取りまく基本的な背景¹⁾を整理したものととして、まず自然条件では、

- ① 国土の急しゅん等の地形・地質条件および梅雨、台風、集中豪雨などの気象条件
 - ② 国土が狭小で、しかも人口が過密であることの制約
 - ③ 資源・エネルギーの制約
- また、社会情勢に伴う制約要因として
- ④ 環境問題に伴う制約
 - ⑤ 地方定住傾向の増大と都市化の進展
- があげられている。

建設省技術調査室、編著、建設技術研究開発の展望—その現状と長期的方向—において¹⁾、河川災害および土

砂災害防止技術について、すでに取り組んでいる研究課題、今後取り組むべき研究課題を表-1に示している。

1. 砂防に関する新工法など

広い意味では、地すべりやがけ崩れ対策も砂防に入るが、ここでは、狭義の砂防について、素人的発想が随所に入ることをお許し願った上で述べてみたい。

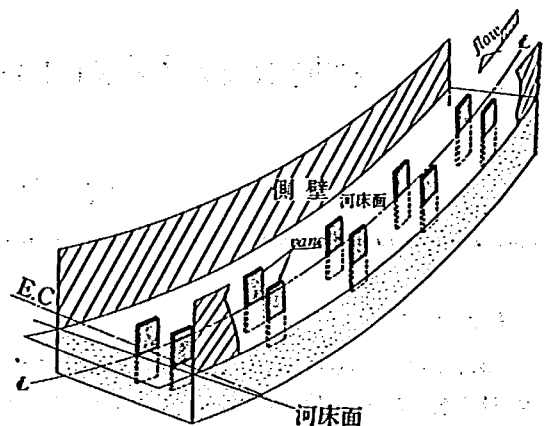


図-1 Vane工の概念図

土木研究所で新工法として開発しているものに Vane 工がある。これは図-1に示すように水路の湾曲部に杭状の突起 (Vane) を設置したもので、これにより、湾曲流特有の横断面内に発生する二次流を攪乱することによって局所洗掘を低減させるものである。現在模型実験の段階であるが、この工法は局所洗掘防止以外に外湾側の水位上昇を低減する効果も有している。

砂防・地すべり技術センターでは、鋼製砂防構造物の評価を行っている。鉄鋼メーカーは各種の製品を開発しているが、機能、設計理論、設計荷重、安全率、耐久性等が異っており、採用にあたっては、その特性を十分勘案し、現地条件に適合した型式を選定する必要がある。

現在これらの製品について、統一的な検討評価にもとづく設計基準等が未だ充分整備されていないため、これらの製品の適正な利用につき理解されていない点も多い。このようなことから、鋼製砂防構造物を開発したメーカーの参加を得て現在開発済のものについて、機能、安全性、施工性、耐久性、適用条件等について評価を行うとともに、鋼製砂防ダム等が必要とする一般的設計条件の諸検討を行い、適用指針の作成を目的として検討を実施している。

また新しい鋼製砂防構造物として、エキスパンドメタルを用いたダブルウォールダムと呼ぶものを同センターでは独自に開発している。これは沢の上流、下流の両端にエキスパンドメタルを設置し、この間に鉄筋を渡し、中に現地発生材 (土砂) を入れて締め固め、上面をコンクリートで覆ったものである。この他、硬質ゴムの中に鉄板を挿入したものを砂防ダムの天端に張り、摩耗、衝撃による天端の損傷防止を計る工法も考案している。室内試験結果では従来の天端保護工に比べ土石の衝撃力の緩和および分散する機能に優れ、また耐摩耗、耐衝撃性に優れた効果を発揮しており、常願寺川上流湯川筋有峰第二砂防ダムにおいて試験工事を実施している。

一方、通常洪水時の流出土砂はこれを通過させ、土石流が来た時はその先端部を阻止することを目的として、スリットダムを初め種々の透過性砂防ダムが考案され、その内いくつかのタイプのものが実際に施工されている。流木による閉塞や石礫の見積りなどまだ不明な点や改良すべき点も多いが、下流に多くの保全対象をもつ溪流などでは、維持さえうまくやれば将来は有効な工法であろう。

また、満砂した砂防ダムの除石を効率よく行うため種々の工夫がされている。利水や治水ダムでも同種の問題をかかえており、現在計画中の北陸地方建設局、宇奈月ダムでは土砂吐の施設が検討されている。ベルトコンベ

ヤなどで直接的に除石する場合には、エネルギー源として、砂防ダムを利用した水力発電が利用できよう。

土石流を砂防ダムで阻止するのは望ましい姿であるが、予算面での制約から、保全対象を避けて安全に下流へ導く工法が必要となろう。導流堤のより精度の高い設計法の確立と新しいタイプの導流堤の開発が将来の課題であろう。この場合、環境面から植生の活用が望ましく、現在でも既に試みられている樹林帯の機能向上が期待される。

土石流対策などでは、工法などのハード面の他、警戒避難などソフト面での技術の向上が重要である。降雨予測については、現在すでに開発されている警報装置つき雨量計が実用段階にあり、またレーダー雨量計についても現在すでに成果を挙げているが、今後なお一層の改良が望まれる。上流の沢にある砂防ダムに土石流による衝撃が加わった時、砂防ダムの上流面に設置した緩衝物 (たとえば、中に液体が入ったゴムの袋) によって衝撃を緩和するとともに、ゴムの袋の中の液体が上方へ放出され、これが下流の住民への警報になるのは単純な思いつきの一つではなかろうか。

2. 地すべり・がけ崩れに関する新工法など

地すべりについては、工法としては現在ほとんどの地すべりに対処できる段階に来ている。わが国における地すべり防止工法は排水工、排土工が主体であったが、最近では杭工、アンカー工も積極的に用いられるようになり、対象とする地すべりによってどのような工法を組合わせれば良いかの検討法が要求されている。これに伴い、地すべりの発生形態、運動形態、現状の安全率などをどのような調査、検討方法によりの確に把握するかが、重要になっている。工法についても、グラウトによる遮水壁工、煤圧工法、ある電氣的に地中の水分を取り除く工法などが考案されているが、このうち遮水工以外は実用化されていない。

がけ崩れについては、アンカー工が最近使われ出したが、もともと危険の多い斜面でボーリング時に水を使うことに問題があり、現在でも1部で用いられている空気をずり出しに利用した無水ボーリングの改良が望まれる。またアンカーは施工面と同時に設計面でも初期緊張力の決め方や長期でのクリープによるゆるみ量の見込み方に不明確な所があり、今後の課題となっている。アンカーにはこの他、鋼棒や鋼線の腐蝕の問題があり、ゴルフのシャフトなどに最近使われ出した炭素樹脂が安価になれば、利用されるのではないかとと思われる。

長大斜面では、斜面全体にわたって崩壊防止工を施工

することは工費の面で不可能であり、どうしても斜面末端に設置した待ち受け擁壁などにより、万一崩壊が発生しても崩土を止め、家屋などに被害を与えない工法を採用せざるを得ない。現在待ち受け擁壁にかかる衝撃力の算定など設計面でも課題が残っているが、緩衝構造物の設置、衝撃に強い擁壁の開発などの新工法の開発が期待される。

一方、植生工をなるべく利用することは環境保全から望ましい。岩の多いのり面など従来植生工が不可能な所でも緑化を計るための種々の工夫がなされ、成功している例もいくつか見られる。この様な所では緑の維持のため追肥が要求される。将来は追肥の頻度が少なくてすむ工夫が期待されよう。のり枠との組合せで斜面をなるべく緑にする試みが数多くされており、種々の新工法が開発されている。

急傾斜地ではのり面整形などで、どうしても人力に頼らざるを得ないケースが多いが、工事の能率の向上、作業者の安全確保の面から、将来はより省力化の要求が強くなろう。

また、フリーフレーム、コアフレームなどの現場打ちのり枠工を軽量化、簡易化した新工法が開発され広く利用されている。現在は主に切土したのり面に用いられているが、自然斜面に直接適用できる様さらに開発が進むことを期待したい。

急傾斜地崩壊危険区域の中でも特に都市地域では、住宅の密集した地区が多く、これらの地域において急傾斜地崩壊対策事業を円滑に進めるためには、特に土地利用との調和が必要と考えられている。都市再開発事業が実

施されている地区に隣接する急傾斜地では、防災と土地の効率的利用を兼ね合わせた計画が望ましいケースがある。図-2はその一例であり、ここで新しく開発が必要な技術としては、斜面を利用した建造物の工法と樹木等になるだけ残しながら斜面安定を計る工法である。建造物については、建造物自体の安全性の他、これによる斜面安定効果について設計、施工、維持管理の面での詳細な検討が必要であろう。樹木等を残しながら斜面安定を計る工法としては、杭工によるものが既に試みられているが²⁾、杭工の設計、施工の他、樹木の活力維持についての検討もしなければならない。

あ と が き

光通信に代表される情報技術やセラミックに代表される新素材の進展ぶりから、他分野での画期的な進歩が砂防の分野にも波及することが将来あり得るだろう。今後とも新しい工法が開発されるだろうが、たとえば伝統的な石積み工とコンクリートブロック積み工を比べた場合、前者には我々が理解している以上に生活の知恵が含まれていそうな気がする。古くからの工法を見直すことも忘れてはならないだろう。いずれにしても、筆者の知識で与えられたテーマについて、必要な事柄をどこまでカバーできたかが気になる所である。

参考文献

- 1) 建設大臣官房技術調査室編著：建設技術研究開発の展望，経済調査会出版部，1983。
- 2) 千葉県：自然斜面における崩壊防止工法の検討，1973。

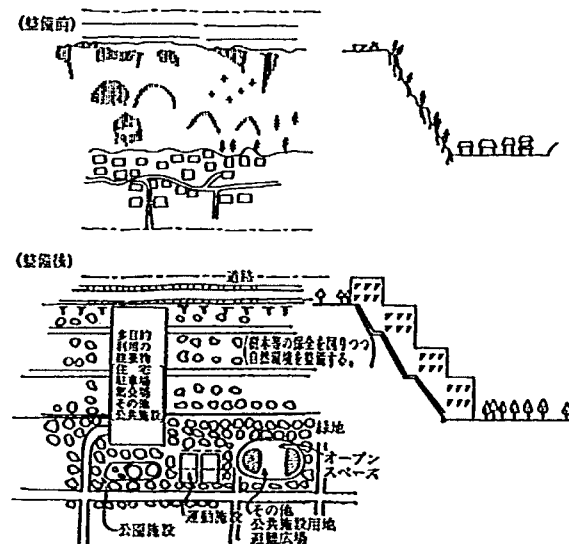


図-2 がけ地の有効利用

29. 土砂災害の予知と対策崩壊

安江朝光・瀬尾克美

土と基礎 Vol.31. No.12
1983.12

UNITED STATES OF AMERICA

IN SENATE

COMMITTEE ON INTERIOR AND TERRITORY

REPORT



土砂災害の予知と対策

4. 崩壊(その2)

安江朝光* 瀬尾克美**

4.4 崖崩れの発生機構

勾配が急で、ルーズな表土層が表面に出ているような見からに危なそうな崖が崩れるのは感覚的に分かることが多く、また目頃危なそうな感じの崖が豪雨で崩壊しても、それが当然と言う感じで受けとることができる。しかし、なぜ崩壊したかと聞かれても、返答に窮することが多いのも事実である。まず、自然斜面の崩壊である崖崩れより範囲を広げて盛土のり面も含めて、斜面崩壊の発生機構に関連して、これまで発表された研究を見てみよう。

鉄道技術研究所³¹⁾では、斎藤迪孝らが、昭和24年から、崩壊現象での間隙水圧の挙動と排水工の崩壊防止効果を調べるため、砂質土の盛土について一連の実験を行った。そして崩壊が生ずるための条件として、第1に雨水が盛土に浸透しやすいこと、第2に不透水の基盤があること、第3に相当の降雨があり、間隙水圧が上昇して地下水面のり面を切るか、あるいはのり面の近くに達することが必要であるとしている。

山村和也³²⁾は雨水の浸透による含水比の増加とそれに伴うサクシヨン低下ならびにせん断抵抗の低下を斜面の安定に結びつけて解析した。堤体のり面崩壊の大型模型実験において人工降雨による浸透水によって堤体内に発生する間隙水圧は、わずかに上昇するだけで、不飽和の領域には大きな間隙水圧は発生し得ないとした。この結果、降雨による崩壊は主に土のせん断強さの低下に基づくとし、強度と飽和度の関係を求めて実験結果を解析し、現象と良い一致を得ている。以上述べた実験はいずれも盛土の大型模型実験であったが、崩壊の主要因は前者では間隙水圧の上昇であり、後者は含水量の増加に伴う強度低下であると異なった見方をしている。これは使用した盛土材料の違い、すなわち前者では砂質土、後者では関東ロームであったことにもよるのではないかと考えられる。

西田義親³³⁾は、雨水浸透に伴って発生する間隙圧(間隙水圧、間隙空気圧)を取り上げ理論的考察と室内実験を行っている。そして、斜面崩壊は間隙圧のほか自重の増加、含水によるサクシヨンの消失によるものとして検討を加えている。

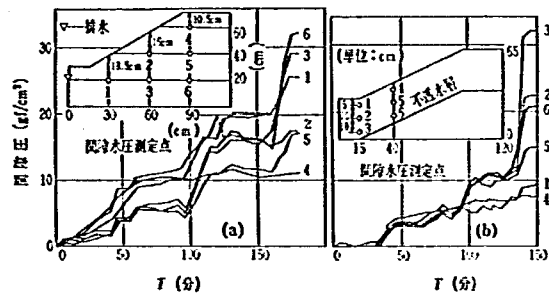


図-4.16 間隙圧の経時変化

八木則男³⁴⁾らは、西田義親³³⁾らとの共同研究を受けて、雨水浸透による斜面の崩壊の原因として、飽和度の上昇による自重の増加、サクシヨンの消失による見かけの粘着力の低下、吸水膨張による粘着力の減少、間隙圧の増加による強度低下などをあげ、このうち自重の増加は地盤の間隙率がわかれば計算でき、サクシヨンの消失や吸水による粘着力の低下は室内実験により土の強度特性として知ることができるとして、間隙圧の増加による強度低下に関する研究が最重要課題であると、室内模型実験により雨水浸透時の間隙水圧の測定を行っている。豊浦標準砂により斜面の模型をつくり、模型の底面を不透層とした実験での間隙圧の経時変化を図-4.16(a)に、模型斜面中に表面と平行した不透水層を入れた時のものを図-4.16(b)に示す。不透水層で浸透水がリバウンドし、間隙水圧が増加するのは、不透水層までの深さが浅い方が当然早い、それまでに斜面中に発生する空気圧を含んだ間隙圧は、前者の方が値が高いことが図-4.16より読み取れる。間隙圧の測点の真上の地表面に静水面があると仮定して静水圧を求めると、両タイプとも斜面先(下方)に近いところで間隙圧が静水圧以上となり、パイピング発生の恐れを示すが、これは斜面先で小規模な崩壊が生じ、それが漸次波及して斜面全体が崩壊した実験結果によっても裏付けされる。この斜面先からの逐次崩壊の傾向は勾配が急になると見られなくなり、斜面全体が一度に崩壊している。芥川、風間³⁵⁾らは崖崩れでは、表層滑落型崩壊が多いが、これは降雨時ルーズな表土層の飽和度上昇に伴うせん断強度の低下とともに、表土層とそれ以深の不透水層である弱風化層との境界で浸透水の中間流出や地下水面の発生が見られるようになることが

*建設省土木研究所 砂防部部長

**建設省土木研究所 砂防研究室長

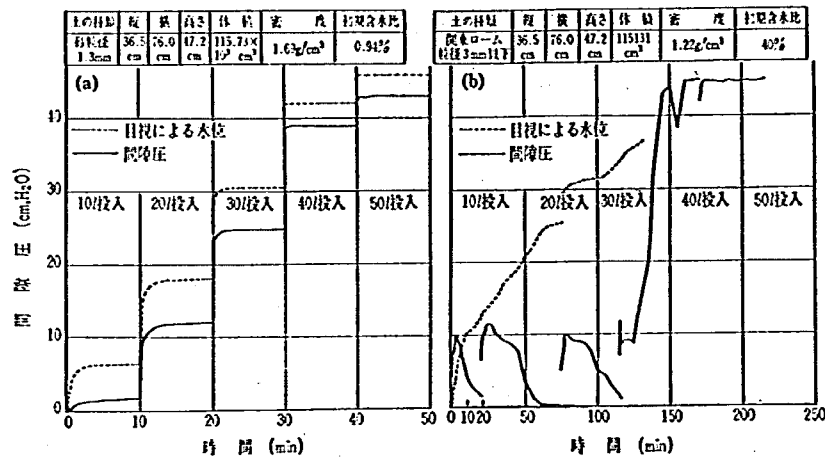


図-4.17 間隙圧の発生状況

大きな要因になっていることを指摘した。そして、これを実験的に確かめるとともに、飽和、不飽和浸透解析¹³⁾による間隙圧の上昇と飽和度の増加による砂質土の強度低下を考慮して斜面の安全率の経時変化を求め実験で模型斜面に崩壊に至る間に見られた現象と良く対応しているとした。

これまで述べた実験や崩壊地の現地調査なども参考にして、降雨時にどのような機構で崖崩れが発生するかをまとめてみる。

間隙圧の発生、増加が崩壊をもたらすことは容易に考えられるが、不飽和土への降雨の浸透、間隙を埋める空気と水との置換、不透水層での浸透水のはね返りなどの状態により、間隙圧の挙動は左右される。

図-4.17(a)、(b)¹⁴⁾は実験土槽に、それぞれ砂およびロームをつめ、これに強い雨を降らした時の間隙圧の発生を示す。これらの実験を種々の土に対して実施した結果から次のことがわかった。

粒径が細くなるほど間隙空気圧が一時的に発生しやすくなる。また、降雨強度が大きいほど、一時的に間隙中に空気が残る状態になり、高い空気圧が出る。しかし、この空気圧は短期間でなくなる。

崩壊直後の現地調査で、崩壊が発生した跡をみると、地山から地下水が小さなパイプ状に吹き出していることがしばしば見られる。間隙水圧の上昇は地表面からの浸透水の不透水層でののはね返り（リバウンド）のほか、地山中の割れ目などの間をパイプフロー状に流れるこのような水によって生ずるケースがある。このような崩壊跡で、地山からの地下水の吹き出しが長時間続く場合がある。これは地中のどこかに地下水が多量に貯留されていたことを示している。また降雨時に急激かつ大きな間隙水圧の上昇を招くケースとして図-4.18が田中¹⁵⁾によって示されている。いずれにしても地山中に断層などがあって地下水が集まりや

すい場所の表面にある表土などのルーズな層は、崩壊しやすいといえよう。

含水による地盤の強度低下については、三軸試験やコーン貫入試験によりこの関係を求めたものがいくつか発表されている。図-4.19はこの1例である。想定すべり面上の土塊の重量が含水により増加することも崖崩れの発生の要因の一つであろう。斜面安定の最も一般的検討方法にすべり面法による安全率(F_s)の計算がある。簡便な形では、 $F_s = \sum \{c'/l + 1W \cdot \cos \theta - u \cdot$

$l \tan \phi'\} / \sum W \sin \theta$ で表され、間隙(水)圧(u)の増加、地盤の強度(c' , ϕ')の低下および土塊(W)の重量増が安全率の低下をもたらすことは、これからもうなずける。特に表土層と風化岩との境界のような想定すべり面と考えられる不連続面が勾配の急な流れ盤になっている時は、特にこの傾向が加速される。

表面流による浸食も崖崩れの発生を引き起こす。浸食のされ方は流量が多く流速があるほど大きい。地表面が飽和に近いほどサクションにより浸透する量が少ないから、短時間の降雨量が多いこととともに前期雨量により斜面の飽

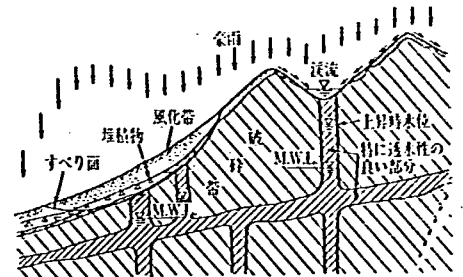
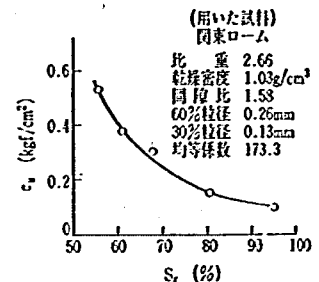


図-4.18 断層帯内水位または水頭が降雨時に急上昇する一例の説明図

図-4.19 飽和度(S_r)と粘着力(c_u)の関係

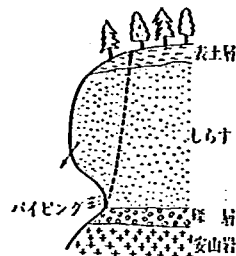


図-4.20 パイピングによる局部崩壊に起因する斜面崩壊

和度が高いほど表面流量が大きい。また、このほか背後地の集水面積や斜面の勾配が浸食力に関係する。

降雨による崖崩れの要因には、このほかパイピングによる局所的な崩壊とその進行がある。図-4.20はこの1例である。また長い目で見ると風化も崩壊要因の一つである。

崖崩れの実態調査によると崩壊の発生件数が最も多いのは梅雨期の豪雨による崩壊の場合のように、降雨が連続して地盤が湿潤状態になっているときに強い雨が降ったケースであった。これを崩壊発生機構から考えると、前期降雨により地盤の飽和度が増加し地盤の強度低下と重量増が生じているところに降雨強度の高い雨が降り、間隙圧が一時に上昇したり、表面流水による浸食が生じやすくなることが主な原因であろう。

降雨と同じようなインパクトを斜面に与えるものに融雪水がある。積雪地帯では春先の融雪水が地表面に流れ出したり、あるいは地下水になったりして、崖崩れを誘発することがときどき見られる。

地震による崖崩れは昔から記録にあるが、最近では、昭和43年の十勝沖地震、昭和49年の伊豆半島沖地震、昭和53年の伊豆大島近海地震などでは、崖崩れによる被害が目立った。地震のインパクトとしては、加速度、変位、動的間隙水圧の発生、振動による地山の緩み（強度低下）などがあげられる。過去、雨では崩壊しなかった凸形斜面や硬岩からできたオーバーハングした斜面が地震で崩壊する傾向は降雨と地震での崩壊機構の差を示すものである。

崖崩れの発生要因にはこれまで述べたもののほか、河川による斜面下部の浸食、風による樹木のゆれ、地山の凍結融解などが考えられる。

自然斜面は一般に不均質、異方性であり、崩壊の基本的要因は同じでも、崩壊の発生機構はさまざまになる。

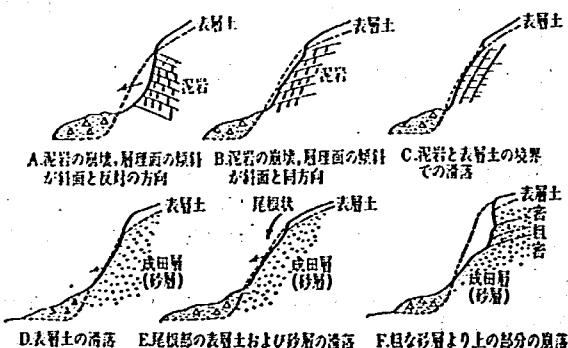


図-4.21 千葉県豪雨災害での斜面崩壊の発生形態の模式図

図-4.21は昭和45年7月の集中豪雨による千葉県での崩壊を形態別に模式図にしたものである。泥質岩と砂層との間の崩壊状況の差を示すとともに、発生機構についても層理などのほく隠面がある場合と塊状均質の地山とでは差があることを示している。

風化花崗岩地帯では、基岩のうへに風化生成物があり、その上の表層は植物の無数の

根系によって堅く結ばれた表層板状体が形成されている。図-4.22の場合では、崩壊は①と②の境と、②と③の境の二つの不連続面で発生する。

図-4.23は昭和47年7月の集中豪雨により崩壊した愛知県西加茂郡小原村の花崗岩地帯の斜面でのサウンディング（土研式簡易貫入試験）の結果である。非崩壊箇所と崩壊箇所での崩壊せずに残った地盤に対する全試験結果が、豪雨前の地表面を基準とした深度でプロットしてあり、崩壊したルーズな表土層は図中のL-線より下の範囲に入っていたものと考えられる。

大規模な地すべり性の山崩れは、岩盤内にすべり面があるもので比較的まれであるが、災害の規模が大きいために注目されやすい。近年の例をみると、著しく破砕された岩盤内にすべり面があるもの（伊那谷大西山、浜田市美川、広島県総領町黒目）と斜面の上部に緻密ではあるが割れ目の多い岩体、斜面の下部に透水性の小さな岩体がある場合（佐賀県多良岳東麓、高知県繁藤）の2とおりがある⁴⁾。

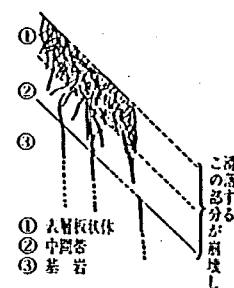


図-4.22 表層滑落型崩壊 (三浦原図)

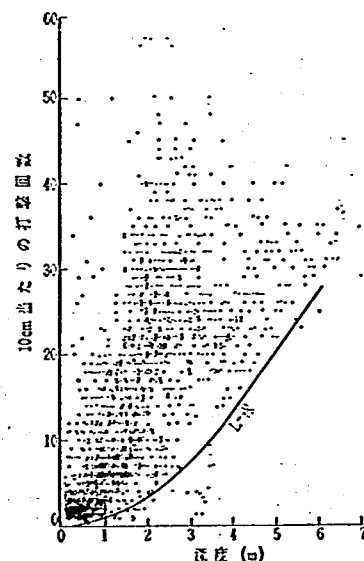


図-4.23 愛知県小原村崩壊地での簡易貫入試験結果

4.5 崩壊の対策

4.5.1 はじめに

発生した崩壊あるいは発生が予想される崩壊の種類によってその対策は異なる。すなわち崩壊の種類とは、i)発生原因が人為か自然か、ii)保全対象が特定される（道路、国鉄等）のか否か、等であり、さらにソフトなものとはハードなものに区分される。今回は崩壊の発生および発生が予想される原因が自然によるもので、保全対象が特定されない一般人家の保全の場合を中心に記述する。

4.5.2 崩壊の対策に関連する法律等

自然斜面が崩壊して、不特定の人家、その他施設を破壊し多くの人命、財産が失われている現状において、各種の崩壊対策関連法律等が制定されている。この法律等の目的は、i)すでに崖、山の周辺に存在する人家を災害から守ること、ii)崩壊が生じるおそれのある所に人家を建築させないことである。

関連法律等と対策との関連は図-4.24に示すとおりである。この図-4.24より分かるように、急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律（通称、急傾斜地法）が崩壊対策を総合的に扱うために制定されていることが理解できる。

4.5.3 ソフトな対策

主なソフトな対策として、i)警戒・避難体制の整備、ii)安全地への家屋移転、iii)行為制限がある。これについて具体的に記述してみる。

4.5.3.1 警戒・避難体制の整備

急傾斜地法20条によれば急傾斜地崩壊危険区域（崩壊するおそれのある崖高5m以上の急傾斜地（傾斜度が30度以上）で、その崩壊により危害が生じるおそれのある人家が5戸以上、5戸未満であっても官公署、学校、病院、旅館等に危害が生じるおそれのある急傾斜地および崩壊を誘発助長する区域（図-4.25参照）の指定があったときは、災害対策基本法による市町村地域防災計画において、崩壊危険区域ごとに、急傾斜地の崩壊による災害を防止するために必要な警戒避難体制に関する事項をきめておくことにな

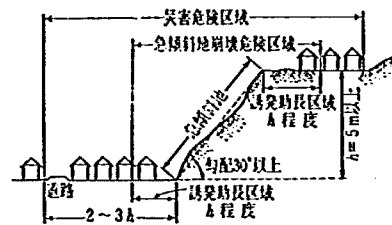


図-4.25 急傾斜地崩壊危険区域設定要領

っている。

4.5.3.2 安全地への家屋移転

家屋を移転する時に助成あるいは融資ができるケースとして次の三つがあげられる。一つは崖地の崩壊、土石流による危険が著しいため地方公共団体が条例で指定した災害危険区域（建築基準法第39条第1項）または地方公共団体が条例で建築を制限している区域（建築基準法第40条）に存する既存の不適格住宅の場合は、崖地近接危険住宅移転事業で助成される。二つには災害が発生した地域あるいは災害危険区域（前出）から10戸以上の全戸が集団で移転する場合に適用されるもので、住宅移転のみでなく住宅用地関連公共施設、生活基盤、生業基盤等の整備を同時に行うもので集団移転促進事業がある。三つには急傾斜地崩壊危険区域（図-4.25参照）において家屋の移転を勧告された場合は住宅金融公庫から移転に対して融資を受けることができる。

4.5.3.3 行為制限

急傾斜地法は急傾斜地崩壊危険区域を指定し次の行為を制限している。

- 1) 水を放流し、または停滞させる行為その他水の浸透を助長する行為
- 2) ため池、用水路その他の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
また以下のもの以外の行為を制限している。
- 1) 長さが3m以下のり切りで、のり面の崩壊を生じさせないもの。



図-4.24 崩壊対策と関連法律等

4.5.4 ハードな対策

4.5.4.1 対策工法の種類

工法は表-4.6で示すように大別して抑制工、抑止工となる。抑制工は崩壊の誘因となる雨水あるいはその他崩壊要因を排水工、のり面保護工等により事前に排除して斜面の安定をはかる工法であり、抑止工は構造物等を設けることによって斜面の崩落、滑動を抑止する工法である。

4.5.4.2 工法選定の一般的流れ

対象斜面がどのような要因によって、どのような形態で崩壊するかを把握し、さらに保全対象物と崖との空間の程度、施工条件、および周辺環境を考慮して工法選定がなされる。一般にまず斜面の全体的な安定を保つために必要な抑止工の選択を行い、ついでのり面保護工等の必要な抑制工が選択される。のり面保護工の選択の目安として表-4.7を参考にされたい。

4.5.4.3 主な対策工法の設計と施工

表-4.6 対策工法の種類

分類	主な目的	工 種	工 種 細 分
抑 制 工	雨水の作用を受けなようにする。	排水工	地表水排除工 地下水排除工
		植生によるのり面保護工	植生工
		構造物によるのり面保護工	吹付工 モルタル吹付工 コンクリート吹付工
		張 工	石張・ブロック張工 コンクリート張工
		枠 工	プレキャストのり枠工 現場打のり枠工
		その他	その他ののり面保護工
	雨水の作用を受けて崩壊する可能性の高いものを除去する。	不安定土塊の切土工	切土工①
		斜面形状を改良する切土工	切土工②
		擁壁工	石積・ブロック擁壁工 もたれ・コンクリート擁壁工 重力式コンクリート擁壁工 コンクリート枠擁壁工
抑 止 工	雨水等の作用を受けても崩壊が生じないように力のバランスをとる。	アンカー工	アンカー工
		杭 工	杭 工
		押え盛土工	押え盛土工
		その他	落石防止工 落石防護工 岩崩防止工 岩崩防護工
そ の 他	落石を防止する。	落石防止工	落石防止工 落石防護工
	岩崩を防止する。	岩崩防止工	岩崩防止工 岩崩防護工
抑制工と抑止工の両方の目的を持つ工種		備 工	土留め備工 裾留工
崩壊が生じても被害が出ないようにする工種		蛇かご工	蛇かご工
防止工施工時の防護工		待受け工	待受け式擁壁工
		仮設防護工	仮設防護備工

表-4.7 のり面保護工の選択の目安

のり面の状態	工 法
のり面に湿水があり、のり面勾配が1:1.0より緩い場合	ブロックのり枠工
のり面勾配が1:1.0より緩い場合、のり長が長大な場合、ゆう水を伴う風化岩等ののり面で長期安定に不安のある場合等	現場打ちコンクリートのり枠工
土砂・崖陰・土丹・崩れやすい粘土ののり面、勾配が1:1.0より緩い場合	石張工、ブロック張工
土砂・崖陰・土丹・崩れやすい粘土ののり面、勾配が1:1.0より急な場合	石積工、ブロック積工、コンクリートもたれ擁壁工
節理の多い岩盤ののり面で風化・浸食・岩片はく離のおそれのある場合	コンクリート張工、のり面アンカー工
風化しやすい岩等ののり面でゆう水がない場合	モルタルまたはコンクリート吹付工
のり面にゆう水が多く、土砂が流出するおそれのある場合等	蛇かご工
のり面表層の土砂が流出するおそれのある場合等	備 工

① 排水工

1) 目的と一般的留意事項 地表水による斜面の浸食、あるいは地下水による土中間隙水圧の上昇、地盤強度の低下、および含水による地盤重量増等による斜面の崩壊を防止するため雨水、あるいは地下水を斜面外に排除することを目的とする。なお、排水工は地表水排除工および地下水排除工に細分される。後者については、3.5地すべり防止対策の項を参照されたい。

④ 地表水排除工：横排水路工（のり肩排水路工、小段排水路工のり尻排水路工）、縦排水路工、浸透防止工等

⑤ 地下水排除工：暗きょ工、横ボーリング工等

2) 地表水排除工 地表水を集めて、斜面外に排除したり、対象斜面外から斜面内への地表水の流入を防止するために設けられる。地表水を集めるために横排水路工を、集めた水を迅速に排水するため縦排水路工を設ける。

排水路は現斜面において自然排水の流路となる箇所に排水路を計画することを基本とする。

④ 横排水路工：排水路に滞留することのないように1~3%の水路勾配とし、通常30×30cm程度の断面を確保する。長大のり面では5~10mごとに小段が設けられこの小段に排水路を設置する。小段の排水路は図-4.26(a)のようにのり面の勾配と逆方向につけるのが普通であるが、下部の斜面が流水によって浸食されにくい時は図-4.26(b)のように斜面と同じ方向に勾配をつける。

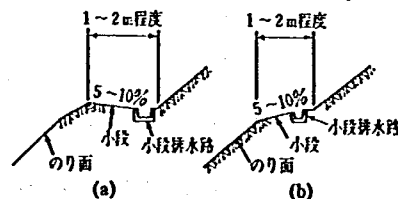


図-4.26 小段の横断勾配

表-4.8 地山の土質に対する標準のり面勾配

岩質・土質		切土高	急傾斜地崩壊防止工事技術指針	国鉄土構造物設計施工指針	道路技術基準	改正労働安全衛生規則解説	横浜宅地造成工事設計施工基準
岩盤	硬岩		1:0.3~0.8 (0.5)	1:0.3~0.8 (0.5)	1:0.1~0.3 (0.2)	0 5 m ↓ 垂直 75° (約0.3)	
	中硬岩		1:0.5~1.2 (0.8)	1:0.8~1.0 (0.9)	硬土状 1:0.3~0.6 1:0.5~1.0 (0.6)		0 5 m ↓ 80° 60°
	軟岩			1:0.8~1.2 (1.0)	硬土状 1:0.3~0.6 1:0.8~1.2 (0.7)		0 5 m ↓ 50° 40°
硬く結まつた土砂・普通土	硬湿り土	0 5 10 m	1:0.8~1.0 1.0~1.2 (1.0)	1:1.0 ↓ 1:1.5 (1:1.3)	1:1.0 ↓ 1:0.8~1.0 1.0~1.5 (1.1)	0 2 5 m ↓ 垂直 75° 60° (約0.5)	0 5 m ↓ 45° 30°
	砂・砂質土	0 5 10 m	1:0.8~1.0 1.0~1.2 (1.0)				
	粘土・粘質土	0 5 10 m	1:0.8~1.0 1.0~1.2 (1.0)				
結まっていない土砂・崩れやすい土砂	硬湿り土	0 5 10 m	1:1.0~1.2 1.2~1.5 (1.2)		1:1.2 (1.2)		0 5 m ↓ 45° 30°
	砂・砂質土	0 5 10 m	1:1.0~1.2 1.2~1.5 (1.2)	1:1.5~1.8 (1.6)	1:1.5 (1.5)		
	粘土・粘質土	0 5 10 m	1:1.0~1.2 1.2~1.5 (1.2)	1:1.5~1.0 (1.6)	1:1.0~1.5 1.5~2.0 (1.5)		
	岩地盤に硬湿り土	0 5 10 m	1:1.0~1.2 1.2~1.5 (1.2)				

注1) () 内数字は平均的勾配。

⑤ 縦排水路工：縦排水路は通常約20m間隔に設置される。一般に少なくとも横排水路の断面よりは大きくする。施設のすべりを防止するため、約3mおきにすべり止めを設け、水路法線はできるだけ直線とし、やむをえず曲線とする時は、外曲側の側壁を高上げる。なおいっ水による浸食を防止するため水路の両側に傾斜したコンクリート張、石張を施工するのが望ましい。また縦排水路がほかの水路と合流する箇所、勾配の変化箇所、流向の変化する箇所には深さ15cm以上の土砂だめのある集水ますを通常設ける。流末は既設の排水路に接続させるものとするが、通水断面が十分でない場合には、集水区域を考慮の上必要に応じて改修する。

② 切土工

1) 目的と一般的留意事項 不安定な土塊あるいは斜面全体のバランスを考えて地盤を切り取り斜面の安定化をはかることを目的とする。あらかじめ詳細な土質、地下水状況を把握することは困難であるので、施工中に判明した土質、ゆう水等に適宜柔軟に対応する必要がある。

2) 切土勾配 自然斜面は不均一な地質より成立っているため、安定勾配を正確に把握することは困難なので一般に表-4.8に示す標準切土のり面勾配を参考に計画する。

3) 切土のり面の形状

④ 小段：小段は以下のとおりとする。

(i)土質によってのり面勾配を変化させる時は一般に小段を設ける。(ii)小段は標準として直高5~10m間隔とする。(iii)小段の幅は1~2mを標準とする。(iv)小段には原則としてのり面保護工を施工する。(v)小段の横断勾配は一般に図-4.26のようにする。

⑤ のり肩処理：のり肩部は自然地形と施工面となじみを良くするため、図-4.27のようにラウンディングをする。のり肩部には原則として適当な余裕幅をとって、有害な立木を除去し排水路、フェンス等を設置する。

③ 植生工

1) 目的と一般的留意事項 植生により、雨水による浸食の防止、地表面の温度変化を緩和し、凍上を防止し、

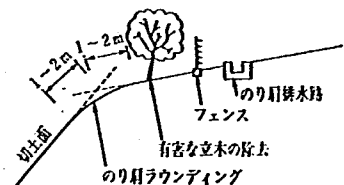


図-4.27 のり肩処理

表-4.9 植生工に使用する主な草本の性質

種 類	純度 (%)	発芽率 (%)	平均粒重 (粒/g)	気候的条件		土 壌 的 条 件			環境的条件		発芽の 早遅	休 眠 期 間 (月)	備 考
				耐寒性	耐乾性	耐酸性	肥 沃 性	耐湿性	耐陽性	耐陰性			
パーミューダグラス	97	85	3530	×	◎	○	肥	○	◎	○	遅	10~4	耐湿性、多年性
ケンタッキーブルーグラス	85	80	3650	◎	×	○	肥	○	○	○	中	10~2	耐湿性、多年性
クリーピングレッドフェスク	96	80	1130	◎	○	○	肥	×	×	○	中	—	耐湿性、多年性
チューイングフェスク	96	80	1130	◎	◎	○	肥	×	○	○	中	—	耐湿性、多年性
ケンタッキー31フェスク	97	85	440	◎	×	○	肥	○	○	○	中	10~1	耐湿性、多年性
ウィーピングラブグラス	96	85	3300	×	◎	○	肥	×	◎	×	早	6	耐湿性、多年性
オーチャードグラス	85	80	1180	○	○	○	肥	○	○	◎	中	10~1	耐湿性、多年性
イタリアンライグラス	98	90	490	◎	×	○	肥	○	○	×	早	10~1	耐湿性、多年性
ベレニアライグラス	98	90	500	○	×	○	肥	○	○	○	早	10~1	耐湿性、多年性
レッドトップ	90	80	11000	◎	○	◎	肥	◎	○	○	早	—	耐湿性、多年性
サンドラブグラス	70	65	3500	×	◎	○	肥	○	○	×	中	3	耐湿性、多年性
チモン	99	85	2710	◎	×	◎	肥	○	○	×	中	—	耐湿性、多年性
リードカナリーグラス	96	60	1200	◎	×	◎	肥	◎	○	○	遅	—	耐湿性、多年性
サブクローパー	99	90	150	○	○	○	肥	○	○	×	早	—	耐湿性、多年性
ホワイトクローパー	96	90	1500	○	○	○	肥	○	○	×	早	—	耐湿性、多年性

注) ◎: 適するもの, ○: 中程度のもの, ×: 不適なもの, 早: 4日以内発芽, 中: 4~7日間で発芽, 遅: 発芽まで7日以上。

根系によって表土を緊縛することによって崩落の抑制を行い、かつ斜面周辺の自然環境との調和をはかることを目的とする。

植生工は活物を利用するため特に生育に適した条件（気候、土壌等）を考慮する必要がある。一般にたね吹付工、植生マット工、植生板工、植生袋工、植生穴工、植生筋工、筋芝工、張芝工に区分される。

2) 適性な植物の選択 主な植物とその適性について表-4.9に紹介する。

3) 土質と工法 一般的には土質と工法を目安として表-4.10を参考とする。

④ 張工

1) 目的と一般的留意事項 斜面の風化、浸食および軽微なけし、崩落を防止することを目的とする。この工法は単独で用いられるほか、のり枠工の中詰めとしても用いられる。ゆう水の多い所は十分な排水対策を実施する。原則として内径5cm以上の水抜き穴を2m²に1個設けるものとする。なお、一般に張工は石張工、コンクリートブロック張工とコンクリート張工に区分される。

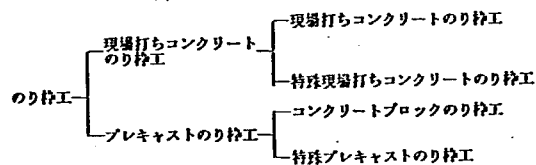
2) 石張工およびコンクリートブロック張工 のり勾配が1:1.0より緩い場合に用い、原則として直高5.0m以内、のり長7.0m以内とする。石張工には砕石30~40cmの割石、雑割石を使用し、原則として棟張とする。コンクリート張工の裏込めコンクリート厚は5~10cmを、下敷材料は切込み砕石、栗石を使用し厚さは10~24cmを標準とする。また、のり面の縦方向に10m間隔で隔壁工を設けることが望ましい。

3) コンクリート張工 比較的急な岩質斜面における風化によるけし崩落を防止するものである。のり勾配は1:0.5より緩い勾配が標準であるが、地山の状況によっては1:0.3まで計画できる。のり高は20m程度が限度である。多段で設ける時は1段ののり高は15m程度とし、小段幅は1.0m以上とする。直高が5m以上の場合は原則とし

表-4.10 植生によるのり面保護工の選定

土 質 ・ 岩 質	工 種
砂	張芝工、種子吹付工、植生マット工
砂質土、礫質土、岩塊または玉石混じりの砂質土	締まってい ないもの 張芝工、種子吹付工、植生マット工 植生ネット工
	締まっているもの 種子吹付工（清切客土または穴切客土併用） 植生袋工、植生穴工、植生盤工 植生ポット工
粘土、粘性土、岩塊または玉石混じりの粘質土、粘土	締まってい ないもの 張芝工、種子吹付工、植生マット工
	締まっているもの 種子吹付工（清切客土または穴切客土併用） 植生袋工、植生穴工、植生盤工 植生ポット工
軟 岩	種子吹付工（清切客土または穴切客土併用） 植生穴工、植生袋工

表-4.11 のり枠工の分類



て基礎を設ける。一般に1:1.0程度の勾配には無筋コンクリート張工が用いられ、1:0.5程度の急勾配には鉄筋あるいは、鉄骨コンクリート張工を用いる。厚さは0.2~0.8mとする。また地山との一体化をはかるためのアンカーは原則として1~4m²に1本、打込み深さはコンクリート厚の1.5~3倍が標準である。必要に応じて地山との一体化をはかる、あるいはすべり止めのため地山側にリブを設ける。打継面はのり面に垂直とし、打継鉄筋（直径9~22mm、長さ50cm程度）を設置することが望ましい。天端および小口部は、背後に水がまわらないように地山に十分巻き込むものとする。

⑤ のり枠工

1) 目的と一般的留意事項 のり面に現場打ちコンク

リート,あるいはプレキャスト部材によって枠を組み,その内部を植生,コンクリート張等で被覆することによって,のり面の風化,浸食防止および表層崩壊を抑制することを目的とする。のり枠工は一般に表-4.11に示すように分類される。一般に斜面勾配が1:1.0より急な場合で土質が良好でない場合,あるいは節理,割れ目等の発達した地盤の場合に現場打ちコンクリートののり枠工を採用し,1:0.8より緩い場合にはプレキャストののり枠工(特殊プレキャストののり枠工の一部を除く)(アンカー付格子状擁壁工等)を採用している。さらに1:1.5より緩で,斜面が短い場合は特殊プレキャストののり枠工の一部(鋼製,樹脂製,木製等)ののり枠工を一般に採用する。枠内は植生工の可能な場合は植生工で,不可能な場合はコンクリート張,石張,コンクリートブロック張で中詰めを行うものとする。コンクリート等で中詰めした場合は,内径5cm以上の水抜き穴を2m²に1個以上設けるものとする。ただし,コンクリートブロックののり枠工の場合は,内径7.5cm程度のものを1m²に1個以上とする。

2) 現場打ちコンクリートののり枠工 現場打ちコンクリートののり枠工は,一般に地形あるいは施工条件等の制約を受け,切土のり面の安定勾配がとれない場合に用いられる。

部材の断面は外力が想定される時はこれに基づいて設計するが,一般に幅および厚さは0.3~0.6mとする。けたの間隔は一般に1~5mとする。通常勾配が急になるほど,高さが高くなるほどけた厚を広く,けた間隔は狭くし,けたに鉄筋を入れるようにする。原則として横幅約20mごとに伸縮目地を入れ別ブロックとする。けたには必要に応じてすべり止め杭,あるいはアンカーを設置する。のり枠工の下端には基礎工を設け,岩盤以外の場合には根入れを30cm程度とする。けたと基礎工は鉄筋等を入れて一体化をはかる。

3) 特殊現場コンクリートののり枠工 現場打ちコンクリートののり枠工は,斜面で型枠の組立て,解体,鉄筋組立,コンクリート打設等の施工が困難である。これを改良し,施工速度を高め,安全施工を行うという目的で改良されたものが特殊現場打ちコンクリートののり枠工である。これにはフリフレーム工法,コアフレーム工法,ストロングフレーム工法等がある。

4) コンクリートブロックののり枠工 のり長は原則として7m以下とし(直高では5m程度以下),7mを超える場合は,のり面の縦方向に隔壁工を10mごとに設置する。土質によっては1:0.8ののり面勾配程度まで採用できるが,原則として1:1より緩勾配で採用することが望ましい。のり下端よりおおむね1/3ののり長さまでの部分は各部材を緊結して一体化をはかることが望ましい。

5) その他プレキャストののり枠工 これにはアンカー付格子状擁壁工とコンクリートブロックののり枠の代わりに

鋼製,樹脂製,木製等のブロックを使用したのり枠の2種類に大別できる。

⑥ コンクリート・モルタル吹付工

1) 目的と一般的留意事項 斜面をコンクリート,あるいはモルタルで被覆することによって,地表水,外気,雨水等から遮断し,斜面の風化,浸食を防止することを目的とする。風化が進みやすい岩質とかあるいは土丹等植生による被覆が困難な場合で,ゆう水の少ない箇所に用いられる。吹付け工法には乾式工法と湿式工法があり,最近湿式工法が多く用いられている。

2) 設計と施工

(i) 吹付厚:モルタル吹付は5~10cm,コンクリート吹付は10~25cmで,特に凍結,融解を繰り返す地方では10cm以上が望ましい。

(ii) 補強鉄筋,金網:吹付工の耐久性,安全性を確かめるものとするため,吹付層の中間付近に原則的に鉄筋および金網を設けるものとする。鉄筋は異形鉄筋D9~22mmを20~100cmの間隔に配筋する。金網は一般に径2~3.2mm,網目50~100mmのものを設置する。さらに一般に異形鉄筋D16~22mm,長さ50~100cmのアンカーピンを0.5~2本/m²設置して固定し(D16, $l=1.0$ m, 0.5本/m²を標準),さらに金網は一般に異形鉄筋D10~13,長さ15~30cmの補助アンカーピンを1~3本/m²(D10, $l=30$ cm, 1本/m²を標準)設置して固定する。吹付厚を計測する検測ピンは1本/2m²で通常設置する。

(iii) 伸縮目地:気温あるいは水和熱による膨張・収縮によるひび割れを防止するため斜面の縦方向の伸縮目地を10~20m間隔で必要に応じて設置する。

(iv) 排水:吹付工の効果を向上させるために排水は重要な要素である。水抜き穴は内径50mm以上の水抜き穴を2m²に1箇所以上設ける。さらにのり肩から地表水が浸透しないように金網の先端を地山に30cm程度筋掘りして巻き込む。またのり肩,のり尻には排水路を設置する。

(v) 材料の配合:モルタル吹付工の場合は1:3~1:4(C:S),水セメント比(W/C)45~50%が標準である。コンクリート吹付の場合は一般に1:3:1~1:5:2(C:S:G)W/C 40~50%である。吹付斜面が高く,圧送距離が長い場合には,圧送しやすい1:4:1, W/C=50%のものを採用する。

⑦ 擁壁工

1) 目的と一般的留意事項 擁壁工は崩壊押え盛土の抑止,のり面保護工の基礎,発生した崩壊土を待ち受けるという目的を有する。主に使用される擁壁の種類は,

i)石積ブロック積擁壁, ii)重力式コンクリート擁壁, iii)もたれ式コンクリート擁壁, iv)コンクリート枠擁壁がある。擁壁設置のための掘削は斜面を一時的にも不安定にするので,設置位置,施工方法について十分留意する必要がある。

⑧ アンカー工

1) 目的と一般的留意事項 節理、き裂、層理のある岩盤あるいは不安定な表層土を直接安定な地盤に緊結して崩落を防ぐことを目的とする。一般にアンカー工は斜面上下に人家が近接し、切土工等の安定した工法が採れない時現場打ちコンクリートのり枠工、コンクリート張工、コンクリート擁壁工等と併用される。また、既往施設の補強用として用いられる。このほかすべり止め(地山一体化)アンカーがありこれは一般にのり枠等の構造物から地盤に0.5~2m程度の鋼棒を差し込み鋼棒の曲げとせん断抵抗力により構造物のすべり止めと地山の一体化をはかるものもある。地下水の高い箇所はアンカーが腐食し望ましくない。

⑨ 落石防止工

1) 目的と一般的留意事項 落石防止工は落石発生を未然に防ぐ、あるいは崩落してきた落石を止めて災害防止をはかることを目的とする。落石防止工は落石予防工と落石防護工よりなり、前者は落石の発生を未然に防ぐため転石の除去、固定を行う。後者は崩落してくる転石を斜面下部あるいは中部で受け止めるものである。落石の及ぼす外力の算定は、落下位置、落下物の大きさ、落下径路とその粗度等の推定が困難であるため明確に行えず、過去の経験をもとにする。落石は容易に除去できればこれが最適な工法である。これが困難であれば発生源で抑止することが改善の対策と考えられる。地形が急峻で直接抑止が困難である、あるいは落石発生箇所が不確定な場合に落石防護工を施工する。

2) 落石予防工 落石予防工には落石の原因となる転石等を除去する切土工、あるいは除石工がある。除石工はブレーカー、あるいは膨脹剤等を使用して大転石は小割して搬出するものとする。転石等の足元の浸食防止、直接抑止のため根固工、編欄工等を、き裂の入った岩盤の崩落防止のためコンクリート吹付工、アンカー工法を施工する。

3) 落石防護工 落石発生源から人家に至る斜面途中、あるいは斜面下部に設ける落石防止欄工、落石防止壁工、落石防止網工、あるいはポケット式落石防止網工等がある。落石防止欄工は、①ワイヤーロープ金網式(H鋼を支柱としそれにワイヤーロープ金網を取付けたもの)②H鋼式(H鋼を支柱としH鋼の横バクおよびエキスパンドメタルを取付け通常古タイヤ、砂のクッションを設ける)があり、ワイヤーロープはH鋼よりも伸び性能が良いため落石を柔軟に補足するがH鋼は曲り、折損が多くこのため支柱にステをとる等考慮する。ワイヤーロープの間隔は通常35cm以下が望ましい。斜面勾配が40°以上になると斜面途中に設置するのが困難となることが多い。また支柱部分のコンクリートのかぶり厚は一般に20cm程度以上、また支柱の建込みは、深さ30cm以上とすることが望ましい。

⑩ その他工種

1) 工法の種類 杭工、土留め欄工、編欄工等も使用される。杭工は地すべり性崩壊地で採用されており、3.5

地すべり防止対策を参照されたい。土留め欄工は表層土厚が2.0m以下の斜面でH鋼等の曲げ強度を計算して土留めを行うものである。編欄工は薄い表層土の土留め、浸食防止を目的とし、一般に植生工の補助として用いられる。

参考文献

- 38) 斉藤通孝・上沢 弘：人工降雨による砂質盛土の崩壊と排水による防止効果に関する実験，鉄道技術研究報告，654，1968.
- 39) 山村和也・久津精行・川口九雄：降雨実験からみた斜面の安定解析法，土木技術資料，15，3，1973.
- 40) 八木則男・矢田部龍一・山本浩司：雨水浸透による斜面の崩壊機構，第14回日本道路会議，1981.
- 41) 西田義親・八木則男・二本幹夫・稲寺 隆：雨水浸透による間隙水圧の発生を考慮した斜面安定計算法，金沢大学工学部紀要，9，1，1975.
- 42) 芥川真知・風間秀彦・中島健一：降雨の浸透を考慮した砂質斜面の安定性について，第18回土質工学研究発表会，1983.
- 43) 赤井浩一・大西有三・西垣 誠：有限要素法による飽和・不飽和浸透解析，土木学会論文報告集，No. 264，1977.
- 44) 安江朝光：斜面崩壊対策の現状，昭和51年度土木研究所講演会講演集，1977年3月.
- 45) 田中 茂：浸透・地下水に関して，降雨時における自然斜面の安定に関するシンポジウム，1978.
- 46) 黒田和男・降雨時における斜面崩壊と地質，降雨時における自然斜面の安定に関するシンポジウム，1978.
- 47) 日本道路公団編：設計要領第一集，1970年1月.
- 48) 日本道路協会編：道路土工—排水工指針，1979年4月.
- 49) 日本国有鉄道建設局編：建造物設計標準解説(土構造物)，日本鉄道建設協会，1978年11月.
- 50) 中村二郎編：砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法，山海堂，1978年11月.
- 51) 土質工学会編：切土ノリ面，1976年12月.
- 52) 日本道路協会編：道路土工—のり面工，斜面安定工指針，1979年4月.
- 53) 日本河川協会編：河川砂防技術基準(案)，計画編，山海堂，1976年6月.
- 54) 日本河川協会編：河川砂防技術基準(案)，設計編，山海堂，1976年6月.
- 55) 日本河川協会編：河川砂防技術基準(案)，施工編，未発刊.
- 56) 日本河川協会編：河川砂防技術基準(案)，設計編，未発刊.
- 57) 日本住宅公団宅地事業部工事課編：土木工事設計要領の手引(案)，整地編，1980年4月.
- 58) 土質工学会編：設計施工基準集(設計編)，土工，1969年10月.
- 59) 日本住宅公団建築部土木課編：集団住宅団地土木施設設計要領(案)，VIのり面・擁壁，1977年5月.
- 60) 日本道路協会編：道路土工—のり面工・斜面安定工指針，1979年4月.
- 61) 日本材料学会編：斜面安定工法(指針と解説) 鹿島出版会，1976年7月.
- 62) 山田・渡・小橋：地すべり・斜面崩壊の実態と対策，山海堂，1971年10月.
- 63) 建設業労働災害防止協会：切取工事の安全，1979年1月.
- 64) 新田伸三・小橋澄治：土木工事ののり面保護工，鹿島出版会，1976年7月.
- 65) セメント協会編：ショットクリート工法，1972年3月.
- 66) 土質工学会編：アースアンカー工法，1977年11月.
- 67) FIP 施工委員会プレストレスグランドアンカー分科会：Federation International De La Précontrainte (国際プレストレス連盟)—FIP規格，1973年.
- 68) Deutsche Industrie—Norm: DIN-4125，1976年.
- 69) 日本道路協会編：道路土工—擁壁，カルバート，仮設構造物指針，1977年1月.
- 70) 全日本建設技術協会編：土木構造物標準設計2，1977年6月.
- 71) 全国地すべりがけ崩れ対策協議会：急傾斜地崩壊対策事業の手引，昭和55年版，1980年3月.
- 72) 全国治水砂防協会：斜面崩壊防止工事の設計と実例.
- 73) 矢野・釣谷・渡・瀬尾・池谷：砂防，地すべり防止，急傾斜地崩壊防止工事ポケットブック，山海堂.

急傾斜地崩壊関連資料集

土木研究所資料第2099号
昭和59年3月 (1984)

急傾斜地崩壊研究室

郵便はがき

40円切手を
はって下さ
い。

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

急傾斜地崩壊研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2099号 部
急傾斜地崩壊関連資料集

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

