

土砂災害とその対策

京都大学防災研究所 工博 矢野 勝 正

1 荒廃山地と流出土砂

1.1 荒 廃 山 地

(I) 荒廃の種類

わが国土面積は37.0万km² あって、その内林野面積は27.0万km² といわれているから国土面積の67.0%が山地である。この山地の内約32.0万haが荒廃林地である。わが国の山地がこのように

荒廃している理由は、

(i) 地形が急峻である。

(ii) 地質が脆弱である。

(iii) 降雨が多く強い。

(iv) 地震火山が多い。

などの自然的条件が悪いことと、人為的な荒廃化とその取締改良が不十分であることも軽視出来ない。

わが国の荒廃地をこうした荒廃化の原因の立場で分類するとつぎのようである。

表1-1 我国の荒廃地

荒廃地別	面積 (ha)
崩壊地	19.9 万
禿 蒨 地	2.6
地 辻 り 地	1.3
荒廃移行地	7.8
小 計	31.6

1 山崩荒廃地

2 侵食荒廃地

3 地辻荒廃地

4 土石流荒廃地

5 火山荒廃地

6 煙害荒廃地

7 濫伐荒廃地(禿蒨地)

以上の分類はかならずしも適切だとは思っていない。伏谷伊一¹⁾、小出博博士²⁾などの著書(前掲)にもいろいろ各人の分類が提案されているが、筆者は荒廃の誘因となり、比較的規模の大きいものを現象別に分けてみただけである。以下簡単に上記分類によって荒廃地の種別の内容を説明しよう。

(1) 山崩荒廃地

山崩れの誘因については豪雨、地震などいくつかの種類について前節で説明したのでここでは省略する。

(2) 侵食荒廃地

ここでは雨水による物理的・化学的風化作用や、流水による侵食、運搬、堆積による土石礫の移動および風食、霜柱、凍上氷河によって出来るカルドなどすべての現象を侵食と広義に考えて、これらによって山地の荒廃するものを総称している。

シラス地区、六甲山系、蔵王山の一部などの荒廃がその例である。

(3) 地亡荒廢地

地亡には地上粘土といわれる粘土層が存在する。この粘土がどのような場合にできるかによって地上を分類すると

(I) 三紀層地亡 (II) 断層地亡 (III) 温泉地亡 である。

三紀層地亡というのは長野、新潟、富山県など北陸地方の第三紀層山地に起るものである。断層地亡は断層運動により基岩が歪をうけて基盤の岩石が大規模に破碎されたところ起る地亡である。温泉地亡は基盤の岩石が温泉作用をうけて変質し特種な粘土質の物質ができるためにおこる地亡である。わが国の地亡り地区は全国で5,584ヶ所、その面積は14.0万haにおよんでいる。

(4) 土石流荒廢地

土石流は一般に溪流に発生するから荒廢地という面の概念より荒廢溪流という線の概念で表現した方が適切である。土石流の実態はなかなかつかみにくくて今日未だよく分っていない。土石流による溪流の荒廢化およびその被害は大きいのでその究明は緊急を要する。土石流に関してのもっとくわしい説明は章をあらためて第3章にゆずることにしたい。

(5) 火山荒廢地

火山の爆発によってその噴出物が流下して森林人家を押し流して一帯の山地を荒廢化してしまう。このような火山荒廢地は基岩は温泉作用のため深層まで風化し、温泉余土のような特殊粘土層が出来るので山崩、地亡が二次的に発生し、堆積物は一般に脆弱だから侵食をうけやすく土石流が発生しやすく、流出土石は非常に大量になる。わが国の荒廢地の大部分はこの種のものである。

(6) 煙害荒廢地

亜硫酸ガスによる森林植生の枯死によって山地が荒廢化するもので、足尾、小坂、松尾鉾山などはわが国における代表的な地区である。

(7) 濫伐荒廢地

木材の需要に迫られて濫伐が無計画におこなわれた結果山が禿瘠地となった例はわが国にも外国にも数多く特に説明を加える必要もない。

(I) わが国の荒廢山地

わが国の代表的荒廢山地として常願寺川水系立山地区、手取川水系白山地区、渡良瀬川水系足尾銅山地区など数多い。これらの地区が前節で述べたどの荒廢地種類に属するかを判断することにはいろいろ問題がある。例えば島原市の背後にそびえている眉山という山があって、昔この山が大崩壊した。今日も不安定な状態になっている。この眉山の崩壊原因は地震によるものとする説や豪雨によるものとする説があってよく分らない。岐阜県上宝村の神通川水系蒲田川小支足洗谷は非常に荒廢した溪流である。これは焼岳の火山爆発によるものである。焼岳の爆発は焼岳の東側にも噴出物が流れ出して上高地を流れる清流梓川を閉塞して大正池を形式している。このようにこの地区の荒廢原因は火山であって火山性荒廢地といえる。しかし火山荒廢地は一般にその堆積地質は脆弱だからその後の雨水によって侵食崩壊されておびただしい土砂礫を降雨毎に押し流しているし、またときには土石流となって石礫が津波のように押し流される現象が起っている。こうしたことからこの地区は第2次誘因を重視してみると豪雨型の山崩性荒廢地ともいえるし、土石流荒廢地ともいえる。こう考えてくると前節の分類そのものにむじゅんを感じるが、ここでは第1次誘因を重視していくことにしよう。山地荒廢の規模が大きくその数が多いのは、なんと

いってもわが国では豪雨型の山崩性荒廃地と火山性荒廃地であろう。六甲山系のような侵食性荒廃地、足尾銅山地区のような煙害荒廃地、姫川支流浦川のような土石流荒廃地、長野県茶臼山のような地亡荒廃地、滋賀県田上山のような濫伐荒廃地などもあるが、結局は地震・火山・風化侵食・煙害・濫伐などの第1次誘因によって山地がもろくなり、そこに豪雨が発生することによって山崩、地亡という現象がおこるのであるから山崩とその土砂礫の流出という現象がわれわれの注目のまとなるのであろう。

山崩荒廃地はわが国の地形地質条件からいっても、また豪雨の多い気象条件からいっても数多いのは当然であろう。その代表的なものとして、

- 1 天竜川水系（特に小渋川、峰川流域など）
- 2 安部川水系（特に大谷崩れ）
- 3 姫川水系（特に支流浦川流域の稗田山、風吹岳の大崩壊）
- 4 富士川水系（特に上流の大武川、早川流域）
- 5 常願寺川水系（地震による水源鷲山の崩壊と土石流）
- 6 その他（本明川、有田川など）

火山荒廃地もまたわが国には火山帯が多いから荒廃地の主要な部分を占めている。

- 1 手取川水系（白山）
- 2 神通川水系（上宝村、焼岳）
- 3 信濃川水系（梓川流域、焼岳）
- 4 利根川水系（鬼怒川流域大谷川、日光男体山）
- 5 阿武隈川水系（支流荒川流域、吾妻富士、一切径山）
- 6 天神川水系（大山）
- 7 最上川水系（立谷沢流域、月山）

これら各荒廃地の現状を個々に調べてみるのは興味あることだが別の機会にゆずることにする。

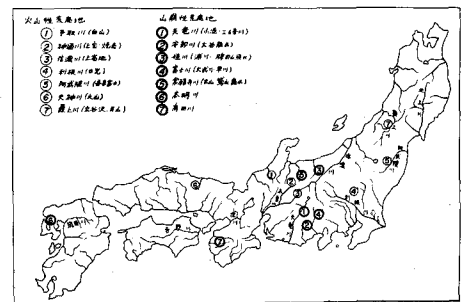


図1-1 わが国の代表的荒廃山地

1.2 流出土砂量

(I) わが国土の総流出土砂量

わが国土面積 36.9 万 km^2 には年平均 $2,500 \text{ mm}$ の雨が降るから、1年間に約 $6,000 \text{ 億 m}^3$ の降水量がある。このうち蒸発浸透によって $2,000 \text{ 億 m}^3$ の水量が大気と地球に還元され、河川の流量量としては残りの $4,000 \text{ 億 m}^3$ の水が流れ出てくることになる。この水量は洪水としての害を与えると同時に、人間社会に必要ないろいろの水の恩恵を与えている。土砂の生産流出はその大部分が雨によっておこなわれるから水の流出と土砂の流出には密接な関係がある。わが国土から流出する土砂量は明確には算出されていない。年間を通じてわが国土より流出する土砂は全国的に平均すると $400 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{yr}$ 位の量が統計的に算出されているから年間に、 $R = 369,000 \text{ km}^2 \times 400 \text{ m}^3/\text{km}^2 = 1.5 \text{ 億 m}^3$ 程度の土砂が流出していることになる。この $400 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{yr}$ という数字は可成り大きいとみる人もある。

それは比較的土砂流出の量が大きい貯水池の堆積量から算出された数字だから全国的にみる場

合には $200 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{yr}$ 位が妥当だとする意見もある。この場合には、

$$369,000 \text{ km}^2 \times 200 \text{ m}^3/\text{km}^2 = 7,400 \text{ 万 m}^3$$

となる。農林省林野庁の調べによると、約 1.0 億 m^3 ⁴⁾の流出土砂があるものとされているようである。その算出の方法としてわが国土のうち、崩壊跡地 19.9 万 ha 、禿山 2.6 万 ha 、荒廃林および地亡地 1.4 万 ha 、合計 23.9 万 ha の荒廃山から年間 $6,400 \text{ 万 m}^3$ の流出土砂があり、さらに年間 $4,650 \text{ ha}$ の崩壊地、地亡地が発生しつつあって、これから流出する土砂が $1,000 \text{ 万 m}^3$ 位と考えられ、合計 $7,400 \text{ 万 m}^3$ の有害土砂が流出してくるとされている。この他に山地 1 ha 当たり 1 m^3 の無害土砂が流出しこの量が $2,700 \text{ 万 m}^3$ 位になるので、結局総計 1.01 億 m^3 位の流出土砂量が推定されるとされている。このように $1.0 \sim 1.5 \text{ 億 m}^3$ と明確でないが、大体この程度のものが推定されるが、この土砂は林野庁の調にもあるように全部が全部有害なものではない。土砂と一口に言ってもその中には礫石などをも含めている。河川には土砂礫のある程度の供給は河道の安定上からいってもまた海岸侵食防止の立場からも、あるいは建設工事に必要な砂利、砂の供給といった見地からも有害どころか必要な量が存在する。その量がどの位かについては算出が困難であるが、総量の $10 \sim 20\%$ は無害有効土砂量と考えてよい。したがって大体 $0.8 \sim 1.2 \text{ 億 m}^3$ 位の有害土砂をいかに制御していくかということが土砂災害の大雑巴な目安と言えよう。

わが国の河川には1洪水だけで $1,000 \text{ 万 m}^3$ という大量の土砂を水と同時に流出するものもある。土砂そのものの害の他に河川に土砂が出て河床に堆積して河床をあげて、ひいては洪水氾濫の原因をなす場合も多い。水を制御することも困難な業であるが、さらに土を制御することはさらに至難の業と言えよう。

Ⅰ) 流出土砂量の推定

以上流出土砂量の推定についての従来のわが国の研究の外貌を説明したが、ここではもう少し詳しく実用の出来るものについての説明を加えることにしよう。

今まで流出土砂量という言葉を使用してきたが一口に流出土砂量といっても、いろいろの表現方法がある。元来流出土砂量は特定の地点をある期間通過する総土砂量のことを意味するわけであるから、場所と期間の規定をしておく必要がある。場所については貯水池の入口地点とか、ある小流域の本川との合流地点とかが選ばれる場合が多い。流域面積の大小によって流出土砂量を表すと対比関係が分らなくなるので単位面積当たりに換算すると便利で、これを比流砂量という言葉で表現している。

期間については年間の流砂量とか1洪水期間の流砂量とか1秒間の流砂量とかいろいろの表し方がある。期間によって年間流出土砂量、1洪水流出土砂量とか1時間流出土砂量といっている。普通ただ流砂量というと1秒間のある断面を通過する土砂量意味する。以下これらのうち単位面積当たりの年間流砂量と1洪水流砂量をもって流出土砂量として取扱うことにしよう。

前節で述べた従来の研究は大体年間の比流砂量を用いている場合が多いのでその単位は $\text{m}^3/\text{ha}/\text{yr}$ ということになる。

1洪水によって流出する土砂量は今日その計測技術が充分発達していないのでよく分っていないが、矢野義男⁵⁾がわが国の過去の土砂災害の実績から「表-1」のような概算値を発表しているのが唯一のものようである。

これによると1洪水による
土砂の流出量は10,000～

100,000 m³/km²程度で豪雨の
程度や地質、地形によって相
当の変化があるが大体の見当
をつけることが出来る。

年間流出土砂量については
「表1-2」⁶⁾に示したわが
国の主要貯水池の数字が示し
ているように井川(天竜川)
8,668 m³/km²/yr、長沢(吉野
川)3,270 m³/km²/yr、上推葉
(耳川)3,638 m³/km²/yr、と
いった大きな値を示している
ものもあるが、大体の平均値
としては300～500 m³/km²/yr
程度のものが多い。

以上は1洪水流出土砂量と
年間平均流出土砂量のごく大
雑巴な値を示したのであるが、

流域毎にもう少しきこまかく流出土砂量を算出しようとする場合には、既に述べたように地形
地質、土壌、林相などの素因と降雨地震火山などの誘因を考察して推定しなければならないのだが、こ
うした研究は未だ十分おこなわれていないのでよく分っていない。しかし前節にも述べたように
(i)崩壊量から推定する方法、(ii)土砂量公式から推定する方法、(iii)貯水池内の実績資料と流域特性
の相関より推定する方法、などの3つの方面からの方法論が一応考えられるので以下それらの方法
の概況をおこなうことにしよう。

表1-1 既往大災害における流出土砂量調査結果表

災 害 名	山地1km ² 当たり流出土砂量	災害年次	府県名
阪 神 間 災 害	50,000～ 70,000	昭 13	兵 庫
呉 災 害	10,000～ 15,000	20	広 島
赤城山周辺災害	50,000～ 70,000	22	群 馬
亀 岡 災 害	10,000～ 20,000	26	京 都
南 山 城 災 害	50,000～ 70,000	28	"
阿 蘇 災 害	90,000～100,000	28	熊 本
有 田 川 災 害	70,000～ 80,000	28	和歌山
門 司 災 害	30,000～ 50,000	28	福 岡
安 曇 川 災 害	30,000～ 50,000	28	滋 賀
大 戸 川 災 害	30,000～ 50,000	28	"
猪 名 川 災 害	10,000～ 15,000	28	兵 庫
小 丸 川 災 害	50,000～ 60,000	29	官 崎
会 津 若 松 災 害	20,000～ 30,000	31	福 島
諫 早 災 害	50,000～ 90,000	32	長 崎
瀬 戸 災 害	20,000～ 30,000	32	愛 知
阿 知 川 災 害	10,000～ 50,000	32	長 野
中 津 川 災 害	10,000～ 15,000	32	岐 阜
金 峰 山 災 害	20,000～ 30,000	32	熊 本
狩 野 川 災 害	20,000～ 30,000	33	静 岡
富 士 川 災 害	20,000～ 77,000	34	山 梨

表1-2 日本主要貯水池堆積量一覧表

所 属 地 方	貯 水 池	所属水系	貯水容量 (築造時) (10 ⁶ m ³)	最 大 深 度 (築造時) (m)	堆積量 (10 ⁶ m ³)	堆 積 期 間 (年月)	集 水 面 積 (km ²)	集水区域 年堆積量 (10 ⁶ m ³)
東 北	沖 浦	岩 木 川	3.38	35	0.61	9- 0	201	340
"	目 屋	"	38.80	58	0.04	3- 0	171	82
"	夏 瀬	雄 物 川	9.80	34	0.74	2- 9	589	458
"	大 荒 沢	北 上 川	7.60	32	0.17	9- 4	569	32
"	梵 字 川	最 上 川	1.20	41	1.10	7- 8	254	597
"	水 ケ 瀨	"	0.42	23	0.29	18-10	203	77
"	八 久 和	"	46.93	97	0.09	2- 0	148	304
"	菅 野	"	3.47	43	0.68	9- 0	98	770
"	三 面 川	三 面 川	47.81	80	2.72	10- 0	306	759
"	蓬 来 阿 武 隈 川	阿 武 隈 川	3.80	19	1.11	12- 2	2,032	45

所属 地方	貯水池	所属水系	貯水容量 (築造助) (10^6 m^3)	最大 深 (築造時) (m)	堆積量 (10^6 m^3)	堆積 期間 (年月)	集水 面積 (km^2)	集水区 域 堆積量 (10^6 m^3)
東北	宮 下	阿賀野川	20.50	52	3.58	4- 2	2,480	346
関東	須田貝	利根川	28.05	72	0.45	6-10	310	212
"	相保	"	25.00	67	0.15	5- 0	111	267
"	白砂川	"	0.63	23	0.36	8- 1	64	699
"	相模	相模川	57.20	57	1.74	5- 6	847	373
北陸	姫川第2	姫川	—	15	3.90	13- 5	173	1,680
"	仙人谷	黒部川	0.68	39	0.46	3- 8	284	443
"	小屋平	"	2.12	49	2.41	8- 2	405	729
"	浅井田	神通川	0.33	16	0.64	2- 5	1,960	135
"	神通川第1	"	11.35	42	0.27	4- 6	472	126
"	祖山	庄川	32.99	70	23.12	20- 1	929	1,239
東海	井川	大井川	150.00	100	23.89	6- 0	459	8,668
"	千頭	"	4.95	61	3.32	16- 7	132	1,517
"	泰阜	天竜川	10.76	47	9.09	9- 1	2,439	410
"	越戸	矢作川	2.88	18	3.58	21- 0	941	181
"	三浦	木曾川	56.41	85	0.39	7- 7	69	754
"	笠置	"	13.05	35	1.64	14- 4	218	524
"	秋神	"	17.58	71	0.45	9- 2	83	587
"	久瀬	掛斐川	4.63	33	0.99	5- 3	486	386
近畿	由良川	由良川	0.96	17	0.20	24- 0	117	13
"	世木川	淀川	5.59	41	0.98	12- 0	279	293
"	志津川	"	4.47	31	2.42	26- 8	307	295
"	九尾	熊野川	1.15	25	0.30	13- 2	121	189
"	引原	掛保川	21.95	65	0.04	5- 0	60	153
中国	帝釈川	高梁川	14.29	60	0.11	24- 0	117	39
"	三井	斐伊川	3.87	36	0.11	10- 0	118	95
"	阿井	"	1.08	21	0.18	7- 8	67	342
"	高二	江瀬川	39.66	69	0.21	5- 9	157	229
"	王級	黒瀬川	1.30	32	0.13	6- 6	232	89
"	立泊	太田川	18.75	59	0.77	20-11	124	296
"	佐岩	"	18.05	64	0.48	10- 5	130	355
"	々並	阿武川	20.10	54	0.03	4- 0	92	87
"	木屋	木屋川	1.16	11	0.02	1- 8	181	58
四国	長安口	那賀川	54.28	86	2.60	7- 0	493	754
"	伊尾木	伊尾木川	0.89	20	0.46	9- 7	86	555
"	長吉	吉野川	31.90	69	2.65	13-10	70	3,270
"	津賀	渡川	19.30	46	2.83	19- 6	381	381
九州	桑内	五箇瀬川	0.96	24	0.34	8- 5	187	210
"	上椎	耳川	91.55	110	9.17	13- 8	291	3,638
"	松尾	小丸川	43.68	68	0.34	13- 0	304	85
"	綾南	大淀川	35.40	64	0.08	5- 0	101	166
"	高岡	"	11.72	38	5.48	19- 6	1,374	229

(1) 崩壊量から推定する方法

災害後の崩壊量を調べて、それが懸案地点付近に流出してくる土砂量を土砂収支の立場から推定しようとするものである。

(i) 筑後川上流での鷲尾教授⁷⁾の試算

崩壊土砂量の30%は、崩壊残土量の130%が拡大見込量であると仮定する。溪間堆積量は全崩壊土砂量から崩壊土砂残量になるわけである。この計算をしたものが「表1-3」である。

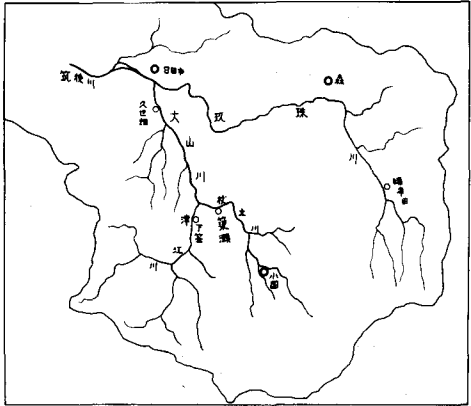


図1-2 筑後川上流平面図

表1-3 筑後川上流の崩壊土砂量と溪間堆積土砂量

地 点	流域面積 (Km ²)	調査面積 (Km ²)	崩壊土砂量 (1) (m ³)	崩壊土砂残 量(2) (m ³)	拡大見込量 (3) (m ³)	溪間堆積量 (4) (m ³)
猪 牟 田	117.0	121.9	1,857,600	557,300	724,500	1,300,300
築 瀬	225.0	255.2	1,666,000	498,000	647,000	1,168,000
下 笠	185.0	56.6	626,600	188,000	244,000	438,600
久 世 畑	581.0	362.8	2,323,900	697 000	906,100	1,626,900

注 (2)= 0.3 × (1)、 (3)= 1.3 × (2)、 (4)=(1) - (2)

「表1-3」を調査面積 1 Km²に換算すると「表1-4」になる。

表1-4 調査面積 1 km²当りの土砂量

地 点	調査面積 (Km ²)	崩壊土砂量 (5) (m ³ /km ²)	崩壊土砂残 量(6) (m ³ /km ²)	拡大見込量 (7) (m ³ /km ²)	溪間堆積量 (8) (m ³ /km ²)
猪 牟 田	1 2 1.9	1 5 3 0 0	4 6 8 0	5 9 8 0	1 0 7 0 0
築 瀬	2 5 5.2	6 5 5 0	1 9 6 0	2 5 5 0	4 5 6 0
下 笠	5 6.6	1 1 0 0 0	3 3 4 0	4 3 2 0	7 7 5 0
久 世 畑	3 6 2.8	6 4 5 0	1 9 3 0	2 5 2 0	4 5 0 0

これらの諸量がつぎのような仮定によって下流に流出するものとする。

- (i) 崩壊土砂残量(5)はその1/3が10年間で流出するものとする。
- (ii) 崩壊拡大見込量(7)はその70%が20年間で流出するものとする。
- (iii) 溪間堆積量(8)はその65%が20年に1度位の割合で移動するものとする。

以上の仮定によって例えば猪牟田地点の計算をおこなうと、

(i) $4,680 \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{10} = 156 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{yr}$

$$(ii) \quad 5,980 \times 0.7 \times \frac{1}{20} = 208 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{yr}$$

$$(iii) \quad 10,700 \times 0.65 \times \frac{1}{20} = 350 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{yr}$$

表 1-5 調査面積の年間平方杆当流出土砂量

地 点	崩壊土砂量 (9) (m ³ /km ²)	拡大見込量 (10) (m ³ /km ²)	溪間堆積量 (11) (m ³ /km ²)	小 計 (12) (m ³ /km ²)
猪 牟 田	156	208	350	714
築 瀬	65	90	148	303
下 笠	110	150	250	510
久 世 畑	65	88	146	300

以上は調査区域の流出土砂であるから流域面積当たりに換算する。未調査区域は調査区域より崩壊が少ないとみて、下笠では30%、久世畑では50%とみなすつぎのようになる。

表 1-6 流域面積平方杆当り流出土砂量

地 点	流域面積 (km ²)	調査区域 (km ²)	未調査区域 (km ²)	調査区域の 流出土砂 (13) (m ³ /km ²)	未調査区域 の流出土砂 (14) (m ³ /km ²)	補正した流 出 土 砂 (15) (m ³ /km ²)
下 笠	185	56.6	128.4	510	153	262
久 世 畑	581	362.8	218.2	300	150	243

注 (i) (14) $\begin{cases} 510 \times 0.3 = 153 \\ 300 \times 0.5 = 150 \end{cases}$

$$(ii) \quad \begin{cases} (15) \quad \frac{510 \times 56.6 + 153 \times 128.4}{185} = 262 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{yr} \\ \frac{300 \times 362.8 + 150 \times 218.2}{581} = 243 \quad \text{〃} \end{cases}$$

以上のように見込みの%の値は大体的目安にすぎないから大体的見当をつけるだけにすぎない。同じように大分県砂防課ではつぎのような方式をとっているそうで、同じく筑後川上流についてこの方法で計算してみるとつぎのようになる。

今 $A = \text{崩壊土砂量}$ $B = \text{崩壊土砂残量}$
 $C = \text{拡大見込量}$ $D = \text{溪間堆積量}$

とすると、AからB、C、Dを求める方法は前と同様にして、

$$\left\{ \begin{array}{l} E = \text{洪水流砂量} = B + C + 0.15 D \\ F = \text{山腹工事打止量} = 0.3 (B + C) \\ G = \text{許容流砂量} = 0.2 E \\ H = \text{既設堰堤調節量} = (0.15 \sim 0.20) \times \text{堆砂量} \\ I = \text{計画洪水流砂量} = E - (F + G + H) \\ J = \text{流域面積当たり計画洪水流砂量} = I / \text{流域面積} \\ K = \text{1年平均流出土砂量} = J / \text{流出年数} \end{array} \right.$$

の関係が成立するものとして、10ヶ年で流出するものとして「表1-7」のようになる。下

表1-7 洪水流出土砂量及年間流出土砂量

地 点	猪 牟 田	築 瀬	下	久 世 畑
(E) 洪水流砂量(m ³)	1219,900	1,185,000	583,000	2,287,000
(F) 山腹工杆止量(m ³)	366,000	501,000	158,000	898,000
(G) 許容流砂量(m ³)	279,500	71,400	116,600	225,000
(H) 既設堰堤量(m ³)	25,000	—	—	—
(I) 計画洪水流砂量(m ³)	727,000	612,600	308,200	1,164,000
(J) 毎当り計画洪水流砂量(m ³ /ha)	6,000	2,500	5,500	3,200
(K) 年間平均流出土砂量(m ³ /ha/yr)	600	250	550	320

筈久世畑について未調査区域に対する補正を前と同様にすると、下筈は280 m³/km²/yr、久世畑は261 m³/km²/yrとなっている。

(ii) 新沢直治の提案⁸⁾

溪間から土石が流出してくる来源を探てみると崩壊土砂と溪間堆積土砂の2種類が重なって押出してくると考えて、その夫々の流出係数を崩壊流出係数(C₁)と堆積流出係数(C₂)(著者は流

出という言葉は用いていない)とから、

$$V = C_1 K + C_2 P \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

という式を提案した。ここに

V = 洪水流砂量 K = 崩壊量 P = 溪間堆積量
C₁ = 崩壊(流出)係数 C₂ = 堆積(流出)係数

として、このC₁とC₂の値については実資料からつぎの値を提案している。

溪流の地質や洪水によって(1.1)式は崩壊による土砂流出が主体となる場合と、数年にわたって堆積した堆積物が洪水で押流される土石流のような場合があるから、前者の場合には、

$$V = C_1 K \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

$$\text{後者の場合には、} \quad V = C_2 P \quad \dots\dots\dots (1.3)$$

というように分けられる。

(1.1)式が成立するような崩壊土砂と堆積土砂が同時に流出する場合にはC₁=0.2~0.5およびC₂=0.1~0.3とし(1.2)式の成立する場合には、C₁=0.6~0.8とした。

(iii) 村野義郎の公式⁹⁾

村野は山崩の崩壊面積(Ca)を荒川の資料を用いて流域特性との相関式を求めている。

$$\log Ca = C + p \cdot a D_d + q \cdot h_{is} R_r \quad \dots\dots\dots (1.4)$$

ここにc、p、qは流域によってきまる定数で、災害後にCaを実測して逆算して決めるものとした。a、D_dは流域の侵食を表すもので流域係数と称している。D_dは谷密度、h_{is}はHypsometric Integralでh_{ii}を原地形のHypsometric Integralとして、

$$\frac{h_{is}}{h_{ii}} = (1 + D_d)^{b - a D_d} \quad \dots\dots\dots (1.5)$$

の関係が成立するものとした。R_rは起伏度で2・h_{ir}・R_rは流域の傾斜を表すものとした。

流域の平均崩壊深を求めて崩壊土砂量を計算によって求めることを提案している。

(2) 流砂量公式から計算する方法

流砂は、掃流と浮遊流の型式に分けられるから夫々の公式を用いて流量の変動に応じての流砂量を求めて積算すれば洪水期でも年間流砂量でも計算することができる筈である。流量の資料は一般には少いから水位の資料、ときには雨量資料から流量を求めねばならないからこの方法は可成りの時間と労力を必要とする。ただWash load の計算が出来ないからほんとの意味での流出土砂量は精確には把握出来にくいのが問題である。また流砂量公式そのものの信憑性についての疑問が残されている。

流砂量公式は佐藤清一¹⁰⁾の提案している。

$$Q_T = Q_B + Q_S = \alpha Q^{0.9} + \frac{\beta}{H} Q^2 \quad \dots\dots\dots (1.6)$$

を用いてもよい。 α, β の定数は実資料より求めるよりしかたがない。筆者はかつて木津川支流名張川の高山ダムに流入する土砂量を流砂量公式を用いて昭和27年から36年の10ヶ年について計算したことがあるが参考のため「表1-8」に掲げる。

表1-8 高山ダム(名張川)流入土砂量(10年間)

洪水と平時の別	流 量 (m^3/sec)	浮遊流砂 (m^3)	掃流流砂 (m^3)	合 計 (m^3)
H=1.0~1.4 m	100	147,500	50,803	198,303
H=1.4~1.8 m	220	31,700	22,090	53,790
昭27.6.22~6.26	910	1,186	1,628	2,814
昭27.7. 1~7.5	780	1,425	1,607	3,032
昭28.9.24~9.30	2,770	6,970	5,954	2,924
昭29.9.16~9.20	1,160	2,028	2,680	4,708
昭31.9.25~9.28	1,640	4,310	5,064	9,374
昭33.8.24~8.28	1,300	1,579	2,153	3,732
昭33.9.25~9.29	1,200	1,813	2,447	4,260
昭34.8.11~8.15	1,340	1,035	1,646	2,681
昭34.9.25~9.28	4,000	4,810	4,869	9,679
昭35.6.21~6.23	500	635	544	1,179
昭35.8.29~8.31	800	1,306	1,745	3,051
昭36.6.24~6.27	690	1,605	1,830	3,435
昭36.6.27~6.30	470	358	318	676
昭36.9.16	750	838	1,011	1,849
昭36.10.27~10.29	1,400	3,450	4,299	7,749
合 計		212,548	110,688	323,236

この表をみても分るように浮遊流砂は掃流砂の約2倍になっておること、洪水期には両者はこの場合は略同量であること、洪水時よりも平時の流入土砂の方が全体の78%を占めていることなどが分る。実際の堆砂の体積は空隙率0.4を仮定すると54.0万 m^3 程度と考えられるがWash load がこの他にどの程度あるかが分らない。Wash load は考えている地点の河床砂礫の粒径に無関係な上流から輸送されてくる微粒子の量であって一種の浮遊砂である。今のところこの量を算出することは難しい。木津川の加茂量水標で建設省近畿地建

淀川工事事務所が昭和39年11月に流砂量を各種流量に対して実測したものと、その時の水理量で計算したものがある。¹¹⁾ それによると流量40 m^3/sec の時の浮遊流砂の実測値(Q_c)と計算値(Q_m)

の比は、
$$\frac{Q_c}{Q_m} = \frac{2 \times 10^{-5}}{4 \times 10^{-4}} = \frac{1}{20}$$

であって計算値の20倍という値を示しているが、これはWash load が実測値に含まれていると考

えられる。この資料だけでは勿論判断が出来ないが、可成り多量の Wash load が流れていることは推察出来る。ところで貯水池の堆砂量を考える場合に、この Wash load が全部貯水池に堆砂するとは考えられない。

その何%かは溢流して流下してしまうから、貯水池に捕捉される率を捕捉係数又は阻止率 (Trap efficiency) といっているが、これがまたよく分っていない、Brown²⁾ は捕捉係数 E を、

$$E = 100 \left\{ 1 - \frac{1}{1 + K \frac{C}{F}} \right\} \quad \dots\dots\dots (1.7)$$

で表されるとしている。ここに、

F = 流域面積 (km²) C = 貯水容量 (m³)

K は定数で、K_{max} = 0.0021、K_{min} = 0.0001、K_{mean} = 0.00021 である。K の値がこのように 10⁻³~10⁻⁴ に変化するのでは、どうして決めてよいのか判断に苦しむ。高山ダムの場合 K_{min} をとると捕捉係数は 12.5% となる。一方流砂量公式を用いて粒径別の流入土砂量を調べてみると「表 2-7」のようになる。高山ダムの下流に調整池があって、ここに堆積している砂礫の粒径を調べてみると 0.3mm 以下のものが多い。

そこで 0.3mm 以下のものは捕捉されないで流下するものと考えたと「表 1-9」で 0.3mm 以下の砂礫は 51% を占めているから、この値を捕捉係数と考えてもよさそうな気がする。

表-9 粒径別流入土砂量 (流入土砂の流度分布)

昭 27~36 年

d (mm)	150~40	40~10	10~5	5~2.5	2.5~1.2	12~0.6	0.6~0.3	0.3~0.15	小 計
ΣQ _B (m ³)	38,700	32,100	4,420	5,530	12,170	12,170	3,320	2,276	110,688
ΣQ _S (m ³)	—	—	—	220	2,101	12,907	34,520	162,800	212,548
小 計	38,700	32,100	4,420	5,750	14,271	25,077	37,840	165,076	323,236
%	12.06	9.92	1.37	1.78	4.41	7.76	11.7	51.0	100.0

以上のように捕捉係数を決定することは現在よく研究も進んでいないので、ここでは大たんに 25% 位の捕捉係数を全く仮定的にとってみると、Wash load は計算で求められた数値の 20×0.25=5.0 倍にとつてよいことになる。

したがって 212,548m³×5.0=1,062,000 m³ が貯水池に堆積すると考えられる浮遊流砂量と考えられる。掃流流砂量 110,688m³ を加算し、空隙率を考慮すると 10 年間で 1,950,000m³ となり 1 年平均の比流砂量は流域面積 615km² であるから 320m³/km²/yr 程度が考えられる。この値は Wash load や捕捉係数の決め方に問題があるが大体の本流域の流出土砂量に近いもののように思われる。要するに流砂量公式を用いて流出土砂量を推定する方法は時々刻々の量的変化を計算出来るという長所があるが、致命的な欠点として Wast load や Trap efficiency の未解決課題があるので、こうした課題の研究が強く要望される。

(3) 貯水池内の実績資料と流域特性との相関より推定する方法

流域の特性として、流域面積、地貌係数、侵食係数、年平均雨量、貯水容量流域面積比、承水

係数、比流量承水係数比などいろいろの特性をとって貯水池堆積量との相関式が数多く提案されている。外国の式は省略してわが国の資料を用いた諸式のみをあげるとつぎの如きものがある。

(i) 吉良八郎¹³⁾

貯水容量で全堆積土砂量をわった数字を R_s として全堆砂率としこれを径年数 Y でわったものを平均年堆砂率 r_s と表して、この r_s と C/F 、 C/I 、 Q/F 、 $Q/C/F$ 、 $R_f/C/F$ との相関を求めた。

ここに、 C = 貯水容量、 F = 流域面積、 I = 流入総量、 Q = 流量、 q = 比流量、 R_f = 起伏量で C/F を承水係数と呼んでいる。又 Φ^* 、 Ψ^* を Sediment Function と称し、

$$\Phi^* = \frac{Q/F}{C/F} = \frac{q}{C/F}, \quad \Psi^* = \frac{R_f}{C/F} \quad \text{としている。}$$

$$r_s = 0.140 (C/F)^{0.42} \quad \dots\dots\dots (1.7)$$

$$r_s = 0.214 (C/I)^{-0.473} \quad \dots\dots\dots (1.8)$$

$$C/F \text{ と } C/I \text{ の関係は、} C/I = K (C/F), K = 1.8 \quad \dots\dots\dots (1.9)$$

$$\text{の式が成立するから、} r_s = 0.214 \{K (C/F)\}^{-0.473} \quad \dots\dots\dots (1.10)$$

$$r_s = K \left(\frac{Q}{F}\right)^{5.15} K \cdot q^{5.15} \quad \dots\dots\dots (1.11)$$

$$r_s = 138.39 \Phi_*^{0.572} \quad \dots\dots\dots (1.12)$$

$$r_s = 0.00012 \Psi_*^{0.868} \quad \dots\dots\dots (1.13)$$

(ii) 川口武雄、難波宜士¹⁴⁾

$$Q_s = 0.294 P + 0.475 R_f - 0.118 Fr + 2.479 \quad \dots\dots\dots (1.14)$$

$$Q_s = 2.743 \left(\frac{P \cdot R_f}{Fr} \right) - 2.409 \quad \dots\dots\dots (1.15)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_s = \text{貯水池の年平均堆砂量 (m}^3/\text{ha)} \\ P = \text{流域の年平均雨量 (100 mm)} \\ R_f = \text{起伏量 (100 m)} \\ Fr = \text{森林面積率 (\%)} \end{array} \right.$$

(iii) 田中治雄、石外宏¹⁵⁾

$$y = ax - b \pm c \quad \dots\dots\dots (1.16)$$

y = 年間平均堆砂量 ($\text{m}^3/\text{km}^2/\text{yr}$)

a 、 b 、 c は地質別に流域特性を表す定数でわが国を A、B ~ G、H の 8 群に分けて夫々の数値を統計的に示した。 x は地貌係数である。

石外宏¹⁶⁾ は最近貯水池内の堆砂量は大雨時降水量に支配される洪水量と、起伏量に関係する勾配が支配的要素であると考えてこの両者 (大雨時降水量と起伏量) の積を Z で表すと堆砂量 $\bar{Y}$ は岩石分布によって A、B、C の 3 群に分類した一般の相関式は次式で与えられるとして

いる。

$$\left. \begin{array}{l} A : \log Y = 1.60 \log Z - 6.76 \\ B : \log Y = 2.18 \log Z - 9.52 \\ C : \log Y = 1.50 \log Z - 5.58 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (1.17)$$

(V) 渡辺和衛¹⁷⁾

渡辺は貯水池内の堆砂量は流域の侵食の状態との相関を求めて、

$$S = 4.73e^{112C} + 950 \dots\dots\dots (1.18)$$

なる式を提案している。ここに S は年間平均堆砂量 ($m^3/km^2/yr$) であって、 C は侵食係数 (km^3/km^2) とよばれる流域の侵食の状態を表すインデックスとした。この侵食係数は 5 万分の 1 地形図から 100 m 等高線間の傾斜を求めて、別に作られた図表から C を求めたものである。

(V) Schoklitsch (1914)

Schoklitsch が欧州の諸河川についてダムや海えの三角州を統計的に調べたものとして、

$$Q_s = K \cdot A^{0.2} Q^{0.2} \dots\dots\dots (1.19)$$

Q_s は年間流砂量 (m^3)、 Q は年間流量 (m^3)、 A は流域面積 (km^2)、 K は砂礫の流送係数で 100~4365 という巾をもったものである。比流砂量 q_s の形にすると、

$$q_s = K \cdot A^{-0.8} Q^{0.2} \dots\dots\dots (1.20)$$

(V) 建設省土木研究所¹⁸⁾

わが国の 50 基の砂防ダムの堆砂量から求めた式として、

$$Q_s = 7500A^{0.25} \dots\dots\dots (1.21)$$

$$\text{比流砂量でかきかえると} \quad q_s = 7500A^{-0.75} \dots\dots\dots (1.22)$$

(V) 鶴見一之¹⁹⁾

$$q_s = K(C/A)^{0.8} \dots\dots\dots (1.23)$$

C は貯水池の貯水量 (m^3)、 A は流域面積 (km^2)、 K は係数で 0.0006~0.8 と大巾に変化する。(1.20) 式、(1.22) 式および (1.23) 式何れも q_s は $A^{-0.8} \sim A^{-0.75}$ に比例しているのは注目に値する。

2 土 石 流

2.1 概 説

つぎに、土砂流出の一つの形態である土石流についてのべよう。土石流あるいは山津波という言葉が一般に良く使われるが、甚だ漠然としており、いろいろな場合に対して使われている。その内容をしっかりと定義づけることは、実態が十分に把握されていないためにむづかしい。ここでは、できるだけ広い意味にとって考えていくことにしよう。

土石流を発生の原因によって大別すると、

- (1) 火山の噴火物によって発生するもの
- (2) 山腹の崩壊にともなうもの

(3) 溪谷の堆積物の流出によるもの

(4) 地すべり性の地質によるもの

の4つにわけられる。これらについてまず実例をのべ、その性質を明らかにしよう。

(1) 火山の噴出によって発生するもの

火山の噴出にともなう生ずる土石流には、噴出物の直接流出と、斜面に堆積した灰の降雨による流出の2通りがある。前者についてはすぐ想像されるであろうから、後者について例をあげよう。十勝岳²⁰では大正15年5月24日、爆発と同時に土石流が発生し、十勝岳の西方山腹を流下して、一部は25km離れた美瑛市街に、一部は約25分で20km離れた富良野平野に達した。この時の死者および行方不明者は144人、罹災戸数492戸におよんだ。この土石流は、爆発による崩壊物が流出したのではなく、噴出物の堆積によって雪がとけ、この水が山腹の土砂をはく離して土石流となったものである。当時の調査は、噴出物および噴火に伴う山体の崩壊物は約200万 m^3 と推定されているが、このほとんどが標高1000m以上に堆積して、これから下に流出せず、土石流となった土砂は、富良野川では標高1,100mから700m、美瑛川では同じ高さから標高600mまでの山腹のはく離であることが確かめられている。当時の積雪は0.8~1.5m程度で、体積の30%が水になったとすると、標高差400m程度の斜面を流下して充分土石流に移行することが予想できる。この時の流下物は火山灰の泥状のもので、当時の調査による粒度分布を図2-1に

表2-1 十勝岳土石流の速さ

地 点	累加 距離	区間 距離	到 達 時 間	所要 時間	平 均 速 度
	km	km	時間 分	分	m/sec
火 口	0	2.4	16.18	1	40.0
元 山 事 務 所	2.4	4.1	16.19	3	21.8
真 水 沢 合 流 点	6.5	10.0	16.22	11	15.5
新 井 牧 場	16.5	4.0	16.33	12	6.6
国 鉄 線	20.5	2.6	16.45	15	2.9
上富良野町裏手	23.1		17.00		

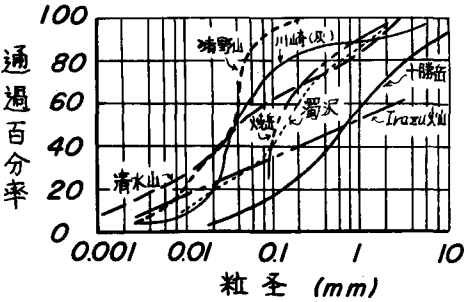


図2-1 既往の土石流の
粒度分布

示す。土石流の速さは表2-1に示す。またその高さは狭さく部で10m、広いところで3~5mで、段波状に流下した模様である。

昭和37年6月17日焼岳が噴火して、主として灰を噴出した。噴出の翌日に無降雨にかかわらず、焼岳の西側の白水谷に泥流が流出し、以後数mm程度の降雨のたびに泥流が生じ、8月15日までに6回発生した。²¹ この場合の粒度組成も図2-1に示したが、この流れによって堰堤の破損、局所的な異常洗堀、1m程度の石の輸送を観測している。

この例は外国にもみられ、例えばCosta RicaのIrazu 火山では、²²1963年から65年3月までの噴火で約100万tonの降灰を生じた。この火山を流域とする川に位置するCartago市では、63年の噴火前に水害を生じた洪水は、240年間に5回にすぎず、その最大は51年に日雨量154mmに対して起ったもので、50年確率に相当するものであった。噴火後63年から64年の雨期において、51年の最大流量を超過する洪水が5回もあり、その最大流量は日雨量が、わずか24.4mmによ

て生じた。これらの流れは多量の土砂を輸送し、64年には従来の最大水位を3 m超過する洪水が19回生じた。この流れの中に含まれる粒子の粒度分布は同じく図2-1に附記したが、シルト質のものである。流れの濃度は、水源から約4 km下流で77万 ppm、流れの比重は1.2~1.9と測定されており、約5 m程度の石の移動があったと報じている。

この両者の例から、降雨のあったときには、地表の不安定化による土砂流出のほかに、雨水の滲透が制限され、地表流出が増し、洪水流量を増大させることに注意しなければならない。

この火山の噴火にともなう土石流は、噴火の程度によって大規模なものになる恐れがある。例えば米代川流域のシラス台地²³は、約1000年前に十和田火山の噴出物が1どきの洪水によって運ばれたのではないかとされているが、その量は5億94万 m^3 であって、狩野川台風における土砂量が400万 m^3 と推定されているのを比較するとその大きさがわかる。

(2) 山腹の崩壊にともなうもの

一般に山腹の崩壊土はすぐ下の斜面に岩錐状に堆積し、また崩壊の発生は出水のピークにおくられるなどの理由で、崩壊が土石流に移るのはきわめて少いようである。しかし崩壊が直接溪流に流入したり、崩壊土砂の流動性が高いときは土石流になりうることもある。例えば昭和28年の有田川の例はこれである。

(3) 溪谷の堆積物の流出によるもの

一般に土石流と呼ばれる現象の多くはこれに属するものと考えられる。昭和22年の赤城山、昭和41年の山梨県足和田村の例はこれである。

昭和22年カスリン台風に伴って赤城山では、²⁴山腹崩壊によるものと、溪流から発生したところの二つの型の土石流が生じたが、災害をひき起したのは溪流からのもので、これらは山腹の崩壊する前に発生しているので崩壊に無関係である。土石流は赤城山から流出するほとんどの溪流で生じたが、そのうちの沼尾川と梨木川の状態についてのべよう。

沼尾川は、図2-2に示すように後入沢と前入沢の二つの支川をもち、後入沢は大沼からの流れのために常時流水があるのに対し、前入沢は普段流水がない。この時の土石流は主として前入沢から発生し、長さ6,500 mの区間において、巾8 m、平均深さ4 mの土砂が洗堀されて下流に移動し、この洗堀は合流後もおこなわれて、上南雲以下の河道に堆積し、利根川の本流を一時せき止めた。これに対して、後入沢

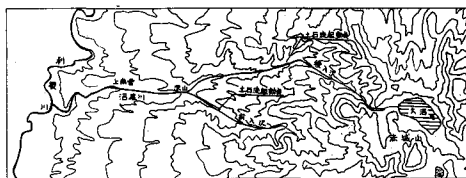


図2-2 沼尾川平面図

においても土石流は生じたが、規模は小さかったようである。これは後入沢は普段の流れによって溪流の堆積が少ないのに対して、前入沢は水がなくなるため堆積が甚だしいのであろう。事実、発生後2年間における前入沢の河床の上昇が2 mと報告²⁴されているのはこの事情を物語るものである。この土石流は河道に堆積している土砂が、異常な出水に遭遇して、その流量に応じた平衡縦断形をとろうとすること起因するものである。

図2-3は梨木川の2つの溪流の土石流発生前後の河床の縦断形であって、いずれも前入沢と同じような傾向を示している。²⁴

昭和41年9月25日、台風26号は、静岡県、山梨県に集中豪雨をもたらした。図2-4は台風26号の等時間雨量曲線で、梅ヶ島および西湖附近に強雨域を示している。土砂災害の激基地もこれ

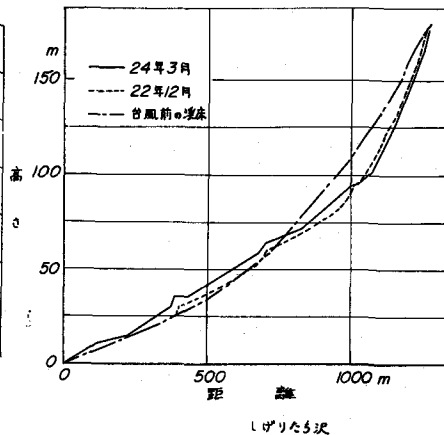
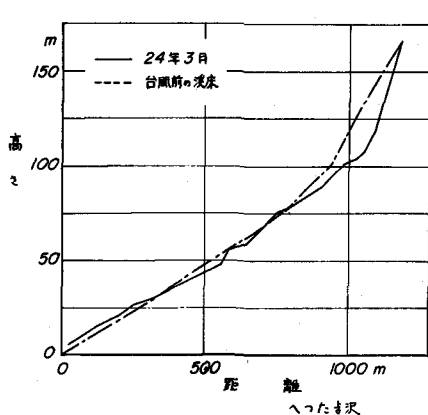


図2-3 赤城山梨木川縦断面図

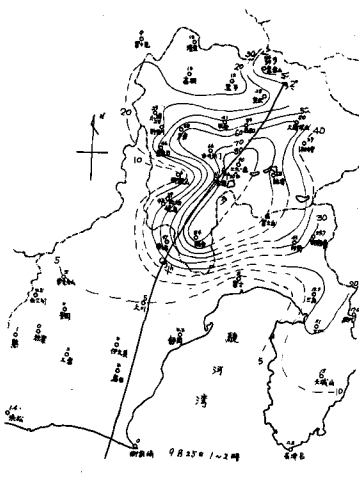
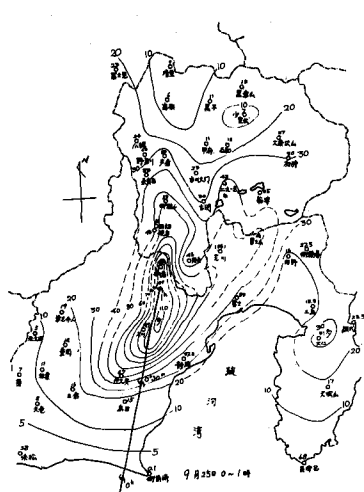


図2-4(1) 昭和41年台風26号雨量分布 図2-4(2) 昭和41年台風26号雨量分布

表2-2 西湖周辺の堆砂量

河川名	流域面積 km ²	崩壊量 m ³	単位面積当り崩壊量 m ³ /sec	根場堆砂量 m ³
西入川	2.2	289,700	131,600	196,500
東入川	1.8	94,080	52,300	58,000
本 沢	1.0	196,000	196,000	141,300
三沢川	1.1	96,700	87,900	52,700

発生した機構については、河道に平行した林の中を径15cm位の石が流れてきて、下草の上に無数に散在していることおよび、ガレの模様が流れによる浸蝕を示していることから、流れの平面浸蝕によって土石を運び出したとみることができる。

と一致し、いずれも土石流が発生した。

西湖周辺の地質はいわゆる御坂層と呼ばれ、流域の中復以上は第三紀の凝灰岩と角礫岩からなっている。山復の崩壊はかなりの密度で発生しているが、その厚みは40cm以内のものが多く、直接土石流をひき起したものは

ない。いずれの溪流も中流の狭さく部の背後にたまっていた土砂が流れ出て湖岸のデルタに堆積した。平面図を図2-8に、山梨県で調査された今回の流出土砂量を表2-2に示す。

たとえば、根場の西入川について説明すると谷の出口から扇状地が発達し、旧期の扇状地の勾配は8°である。途中に狭さく部があってその上流端に砂防ダムがあり、その背後は開けた谷で三本の谷が集り、ダムの背後には約20°の勾配で土砂が堆積する。この土砂は流送されたものというより崖錐状のもので次第に勾配がきつくなって山復につらなる。

なお、この河は普段は流水はない。

今回の豪雨で山腹ははく離をおこしているがうすい表土のはく離で、崩壊土は下部の斜面にとどまり下までは達していない。土石流として流出したものは斜面のすそを谷を埋めて存在する崖錐部で、ガレ状に深く切り込まれている。土石流が

昭和34年に笛吹川の支川重川で足和田村の場合と全く規模の等しい土石流を起しているが、このときも山腹の崩壊は全くなく、林相の良好の谷の崖錐部分がはく離して発生したものであった。

(4) 地すべり性の地質によるもの

ここに示す例は、(3)と同じ性質のものであるが、地質の条件から堆積物が流動性をもち誘因はやはり雨でありながら、発生時期が降雨時とかならずしも一致しないものである。

姫川の支川である浦川^{第24}は、フォッサマグナの北西部にあたり、火山の影響も受けて複雑な地質の上に、地形的にも北アルプスの一部をなして急峻であり、さらに多雪という条件が加わって、崩壊あるいは匍匐といった現象が多発する。流域の地質は中世代の砂岩、頁岩、輝緑岩などを基盤として、その上に成層火山の噴出物が、さらにその上に白馬乗鞍岳や風吹岳の新しい小さい火山錐がのっている。山頂は平たん面が発達して火山性の湖沼や湿原があり、また谷は温泉が湧出するといわれており、岩石は硫化を受けて粘土化している。

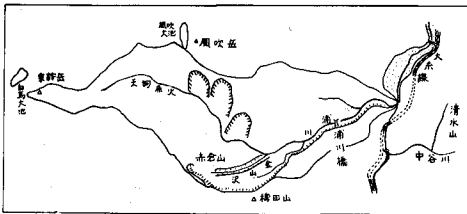


図2-5 浦川の平面図

流域内は図2-5に示すように稗田山、風吹岳の崩壊をはじめとして大規模な崩壊があり、平常でも流水はにどっている。この川の土石流は地すべり性のものであって、地すべり性の崩壊に伴って溪流に押出した土が、河道を流動し、あるいは河床に堆積して河道を高め流動性を増して一時に流出する。一般に匍匐と呼ばれる流動に近いものである。地すべり性崩壊が進行中であるため、表2-3にみられるように、

表2-3 浦川における土石流の歴史

発 生 年 月 日	状 況
1726 (享保 11)	稗田山の金山沢が崩壊し、姫川をせき止める。(浦川の鉄砲水の称起る)
1842 (天保 13) 6.	風吹岳より押出し、来馬下寺部落流失。
1844 (天保 15) 6.	浦川の奥(風吹岳と思われる)が崩壊して泥土を押出し、来馬下寺の人家、耕地を流失。
1911 (明治 44) 8. 8	稗田山大崩壊、姫川をせき止める。せき止規模は高さ54m(30間)長さ330m(180間)巾110m(60間)にわたる。このため姫川本川は約3km上流まで湛水した。死者23人、流失家屋26戸、浸水家屋47戸。
'12 (明治 45) 4. 26	稗田山が再び崩壊し、泥流となる。
" " 5. 4	" "
'36 (昭和 11) 5. 23	風吹岳が崩壊して山津波となる。3日間にわたり一時間2回位づつ泥土を押出す。姫川はせき止められ約2km上流の中谷川まで逆流。
'48 (昭和 23) 7. 28	雷雨のため風吹山より泥土を押出し、姫川をせき止める。
'64 (昭和 39) 8. 29 ~10. 21	風吹崩壊による土石流、この間数十回におよび、姫川本川をせき止める。浦川の河床変動も大きく、20mに及ぶ、国鉄大糸線不通。
'65 (昭和 40) 5. 9	風吹崩壊による上流部の堆積土砂も含んで、大規模な土石流に発達した。姫川せき止められて 日間国鉄不通となる。既設えん堤完全に破壊。

大規模なものは10年に1回程度の周期で発生している。図2-6は中流部までの縦断面で、昭和34年以降38年まで次第に上昇を示し、昭和39年の発生の後、再びこの高さに戻っていることから、

河道の堆積がある程度堆積して不安定性を増すと大規模の土石流に移るとも考えられる。

浦川の反対側から姫川に流入する中谷川の清水山²⁹でも全く同様な現象が生じ、昭和36年約100万 m^3 の土が0.5 m/sec の速度で下流に流出した。この場合も、溪流の上部が地すべり現象で次第にせり出し、溪流の途中を押出して、雪どけ時に流動性を増して流れたものである。両者とも流動物はきわめて泥に近いので、浦川では流動中の液体の比重が1.6と測定されている。堆積後もその上は歩行が困難であるほどかたまりない。

2.2 土石流の性質

(I) 溪谷の堆積過程

以上、典型的な土石流についてその実態を説明した。(1)、(2)の場合は特別の場合であってこれを一般的に取扱うのはむづかしい。

しかし(3)、(4)はいずれも溪谷の上流部で堆積が進行し豪雨に遭遇してこれが流出する現象である。そこでこの溪谷の上流に堆積の発達する理由を考え、これをもとにして、土石流発生の判定の可能性をさ

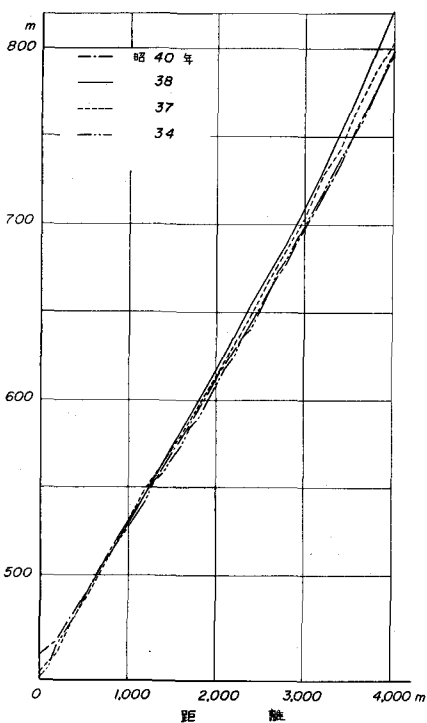


図2-6 浦川の縦断面図

ぐってみよう。

土石流はいうまでもなく山地浸蝕の一形態である。山地の浸蝕は、いままでにもふれてきたように、水流による浸蝕と、重力による塊状の浸蝕によっておこなわれる。水流による浸蝕は、水の掃流力によってはく離、運搬、堆積がおこなわれるもので、塊状の浸蝕は、ときには水の助けを借りることがあるが、直接的には重力の作用によってはく離、運搬がおこなわれる。水による浸蝕は、水のある限り継続的に進行するのに対し、塊状の浸蝕は間けつに進む。1溪流において、これらの両者が上下流で別々に働いており、水が豊富に河道に現われる下流部では、水による浸蝕作用が卓越するのに対して、水源部ではときには水が涸れ、塊状浸蝕によって谷が埋められていく。実際には両者の中間的な浸蝕作用があるからその境界は明確でないが、このような境界が溪流の途中に存在する。この境界は両者の力の均衡によって溪流を上下し、塊状浸蝕の弱いところでは山頂近くまで水流によって浸蝕がおこなわれ、風化のはげしい、軟弱な地質のところではこの点が下流に下り境界点の背後では土砂の堆積が進んでいると考えられる。

豪雨によって大量の水が供給されると、両者の均衡が変わり、境界が上に移動する。そこには流水の洗礼を受けていない粗雑な堆積が存在するので、急激に表面がはく離されて、洗堀を起すのではなからうか。

土石流とは、この境界の急激な変動にともなう浸蝕作用をさすのではなからうか。土石流の性

格がいま一つ明確でないのは、この境界では二つの力が均等に働き、時には水流的な侵蝕が、ある場合には重力的な作用が卓越して、いろいろの形態を生ずるからであろう。

Ⅱ) 土石流の発生位置

さて以上の推論が正しければ、(3)、(4)でのべたような土石流は、この境界から発生するにちがいない。この条件をみたすところは、日頃は流れがなく、重力的な力で斜面から土砂が補給される急斜面をもつ谷ということになる。実際にはこの他に谷の規模が関係すると考えられるが、ここではとりあえず勾配からその位置を求めてみよう。

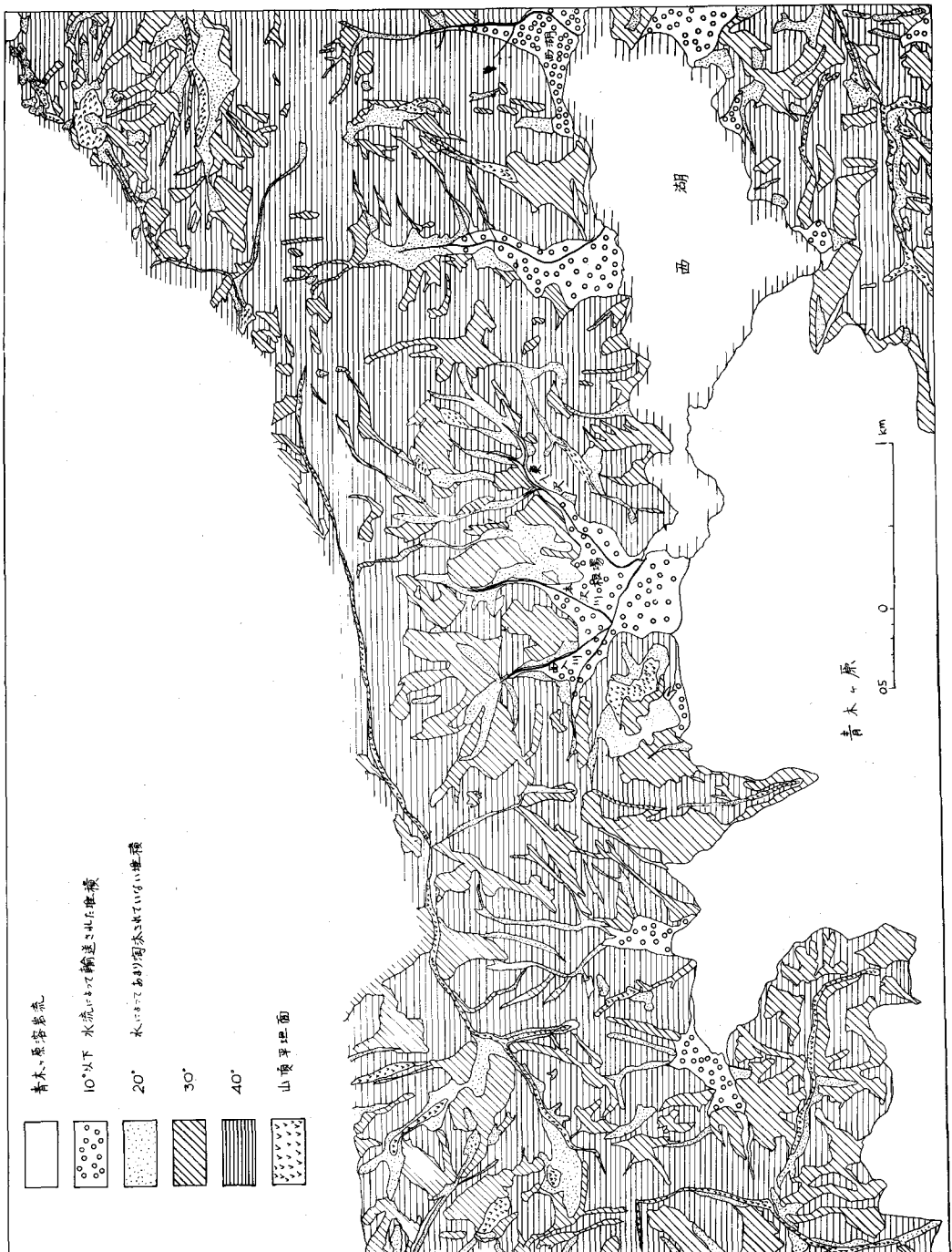


図2-7 西湖周辺等勾配線図

堆積物の勾配はそれが輸送されてきた原因を反映する。たとえば竹下³⁰⁾によると、 $0^{\circ} \sim 6^{\circ}$ は水流によって篩分けを受けた細砂の堆積面、 $5^{\circ} \sim 13^{\circ}$ は礫質の水流運積層、 $10^{\circ} \sim 23^{\circ}$ は水流による淘汰を受けていない運積層、 $20^{\circ} \sim 40^{\circ}$ は斜面の崩積層とわけている。図2-7は西湖周辺の地形を 10° 毎に分類して表示したもので、図2-8は被災後の航空写真から作成した、土石流堆積地、土石流供給地、斜面崩壊の位置図である。両者を比較すると堆積地は 10° 、供給地は 20° 、斜面の崩

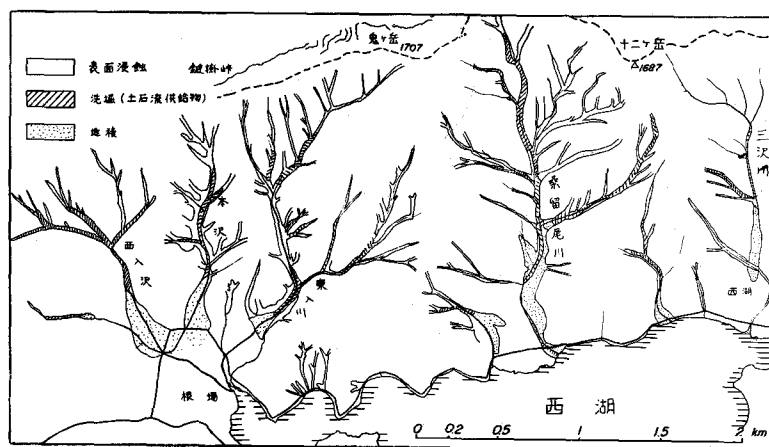


図2-8 西湖周辺の土砂流出状況

壊は 30° の領域に限られており、その発生の形状も、その勾配の分布の形と良く似ている。現地の視察では、 20° と区分けされた区域は崖錐に近い性質をもち、植林がなされる程度の土まじりの堆積で、少なくとも流れによる堆積ではない。この溪流では 10° および 20° によって分けた領域の境界が、水流的な浸蝕と重力的浸蝕の境界と考えてよいようで、西入沢ではちょうど砂防ダムの位置である。

さて、 30° のところは斜面崩壊は生ずるが、土石流には直接関係せず、土石流に寄与するのは勾配 20° で表現される堆積部だと考えると、この量の多寡が土石流の大きさに関係すると考えられる。そこで各支川の流域にあるこの部分の面積を比較すると西入沢、本沢の順に小さくなり、三沢川が一番少ない。表2-2にもみられたように三沢川は流出土砂が少なく、2、3の人によると、この沢に入っているダムの効果にしておられるが、発生の原因となる土砂そのものも少なかったのではなかろうか。またこのような見地からこの地形図に表わされている他の地域をみると、この堆積が一般に少ないので、この地形図の範囲内で他に顕著な発生を生じていないのも、うなづけるのではなかろうか。

以上の考え方によると、土石流の発生の難易は上流での堆積土砂の量の大小できまる。風化のはげしい区域では、流出後堆積が成長するのは、一般に山腹の崩壊を伴っているから、かなり早いと考えられる。したがって、もし同じ程度の降雨に遭遇すると、再び同じように発生すると考えるのが妥当であろう。

2.3 泥流の流動学的特性

(I) 流動機構

土石流についての研究は、柿⁸⁰⁾が水路に土砂と水の混合物を流して、かなり細かい粒子のものでなければいゆる集合運搬の流動状態にならないことを、また村野⁸⁹⁾がベントナイトの混合物を用いて、流動の限界および導流堤による泥流の導流効果について実験をおこなっている以外は、あまりおこなわれていない。われわれは、2-2にのべたいいくつかの実例が、土石流という名前から予想されるものより、かなり細かい粒子からなっていること、およびこれらの流れの特性において、このような細かい粒子の働きがかなり重要であることに着目して、粘土を多量に含む流れについて研究をおこなった。

このような泥流のとり扱いにおいて、二つの方法がある。その一つは泥流をあくまでも一つ液体として取り扱い、この流体の挙動を追求していくやり方である⁸⁹⁾。液体中に固体粒子を大量に含む流れは、応力とひずみ速度の関係がニュートンの仮説にしたがわない。このような流れを一般に非ニュートン流体と呼ぶ。このような流体に対しては、レオロジーモデルを適用して、その挙動を追求する。他の一つは、ニュートン流体中の固体粒子の運動として取り扱うもので、粒子の濃度がそれほど大きくない場合に対して、従来から多くの研究者がとってきた方法である。

泥流の研究にどちらの方法をとるかということは、研究を進める上に重要な事であるが、この選択は対象とする流体の性質によってきまる。流れの本質的な究明には後者の方法が不可欠であるが、粒子の濃度が増加して、粒子間の摩擦あるいは粒子間の分子引力など現在では、まだ十分に解明されていない要素が流れの挙動を支配するようになると、微視的な取り扱いは困難で、この流れを巨視的に取り扱うほうが、むしろ流れの性質を明確にすると考えられる。そこで、以下においては、主として前者の立場に立って流れを取り扱うことにする。

粘土を多量に含む流れの流動式は、つぎのように塑性流体として表わすことができる。

$$\tau - \tau_y = \mu_B (du/dz) \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに τ はせん断応力、 τ_y はせん断降伏値、 μ_B は塑性粘度で、ニュートン流体の粘度に相当し、 du/dz は速度勾配である。開水路では等流の場合、流体内の応力変化は直線的に変ると考えられるから、流速分布はつぎのようになる。

$$u = \frac{h\tau_y}{\mu_B} \left[\frac{\zeta(a' - (\zeta/2))}{1 - a'} \right] \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

ここに h は流れの深さ、 a' は Z_y/h 、 Z_y は τ_y の生じる底からの高さ、 ζ は z/h である。速度 u は、 $Z = Z_y$ で最大流速 $u_{\max}$ になり、それから上部は速度差がなく固体のように流れる。その値は、

$$u_{\max} = \frac{h\tau_y}{\mu_B} \frac{a'^2}{2(1-a')} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

である。また平均流速 u_m はつぎのように表わされる。

$$u_m = \frac{\int_0^Z u dz + u_{\max}(h - Z_y)}{h} = \frac{h\tau_y}{\mu_B} \beta, \quad \beta = \frac{a'^2(1 - \frac{a'}{3})}{2(1-a')} \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

したがって、勾配 I と平均流速の関係はつぎのようになる。

$$I = \frac{3 u_m \frac{\mu_B}{3\beta(1-\alpha')}}{\rho g h^2} \dots\dots\dots (2.5)$$

いま (2.5) 式において、みかけの粘性係数 μ_a を $\mu_a = \mu_B / \{ 3\beta(1-\alpha') \}$ とおくと (2.5) 式は、ニュートン流体の層流の式と一致する。

流れの取り扱いにおいては、抵抗係数 f' を用いて、エネルギー損失をあらわすから、 f' を求めよう。 f' の定義は、ニュートン流体において、つぎのように表わされる。

$$I = f'_N \cdot u_m^2 / R \cdot 2g \dots\dots\dots (2.6)$$

ここに R は径深である。ビンガム流体では、平均流速が等しくても τ_y 、 μ_B が変ると、境界面における速度勾配、すなわち壁面せん断応力変るから、(2.6) 式の関係そのままでは I と u_m^2 が一義的に関係せず、抵抗係数 f' が τ_y と τ_0 の比によって変る。そこでビンガム流体においては (2.6) 式に用いる流速として、実際に流動してエネルギーの消費をおこなっている部分だけをとりあげ、つぎの値を用いることにする。

$$U^2 = \frac{1}{h} \int_0^{2y} u^2 dz = u_m^2 F_1, \quad F_1 = \frac{8}{15} \frac{\alpha'}{(1-\alpha'/3)^2} \dots\dots\dots (2.7)$$

そうして (2.6) 式をつぎのように置きかえて、

$$I = f'_N \frac{1}{R} \frac{u_m^2}{2g} = f'_{N*} \frac{1}{R} \frac{U^2}{2g} = f'_{N*} \frac{1}{R} \frac{u_m^2 F_1}{2g} \dots\dots\dots (2.8)$$

$f'_N = f'_{N*} \frac{F_1}{1.2}$ (ここに 1.2 は $\alpha' = 1$ のときの F_1 の値) とすると $f'_N = f'_{N*}$ となって、この f'_{N*} は $f'_N = 6/Re$ の関係をみたす。この関係をビンガム流体に拡張する。添字 * を省略して、

$$I = f'_B \frac{1}{R} \frac{u_m^2 F_2}{2g}, \quad F_2 = F_1 / 1.2 \dots\dots\dots (2.9)$$

として (2.5) 式を書きなおすと、つぎのようになる。

$$f'_B = 6 \frac{\mu_B}{3\beta(1-\alpha')} / (u_m F_2 \rho h) \dots\dots\dots (2.10)$$

そこで Reynolds 数は $f_B = 6/Re_B$ の関係よりつぎのようになる。

$$Re_B = \rho U_m h \Gamma / \mu_B, \quad \Gamma = F_2 \cdot 3\beta(1-\alpha') \dots\dots\dots (2.11)$$

ここに定義した f'_B と Re_B の関係は、 $\alpha' = 1$ のときには間違いなく $f'_B = 6/Re_B$ の関係を満たすがそれ以外は実験で検証されなければならない。

II) 実験的考察

(i) 開水路の流速分布

開水路において、濃度 306.7 g/l の流れの流速分布の測定例を図 2-9 に示す。この粘土では濃度が 300 g/l 以上になると塑性流体になり、流れの表面においても流れの中央部に流速分布の生じていない層があらわれることが観測された。さらに $f'_B = 6/Re_B$ の関係が開水路で成立つことが確められたが、流れがこの塑性流体の領域に入ると、開水路では等流の状態を作り出すことが非常にむずかしく、測定の精度が悪くなり、この実験の結果を用いて

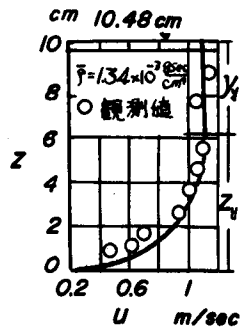


図 2-9 泥流の流速分布の 1 例

更に考察を進めるには不都合であったので以下の実験では管路によって実験をおこなった。

(ii) 管路による抵抗係数に関する実験管路に対しては、開水路において求めたと全く同様に抵抗係数、Reynolds数を求めると、

$$f_B = \frac{h_f \cdot D \cdot 2g}{u_{mf}^2 F(a)} \quad , \quad F(a) = \frac{9}{5} \frac{(5+6a-11a^2)}{(3+2a+a^2)^2} \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

$$Re_B = \frac{\rho D u_{lm}}{\mu_B} \quad 4a \alpha F(a) \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

が得られる。この Re_B は $f_B = 64 / Re_B$ の関係をもつようにきめられた。

管径 4.09cm および 2.72cm の硬質プラスチック管を用いて、平均流速、損失水頭および混合液の密度の測定値と、それぞれ層流の領域で得られた μ_B と τ_y を用いて (2.12) 式および (2.13)

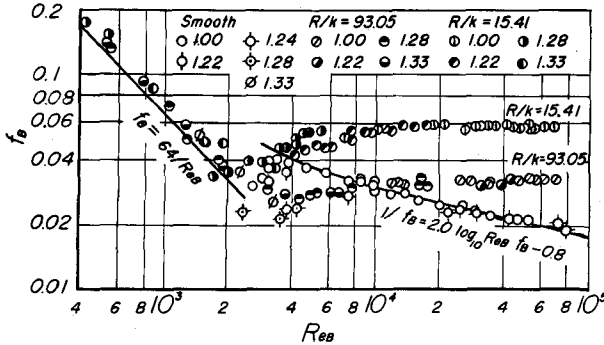


図2-10 抵抗係数 f_B と Reynolds Number Re_B の関係

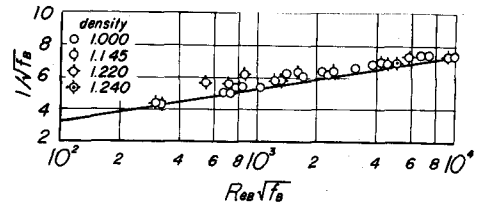


図2-11 $1/\sqrt{f_B}$ と $(Re_B \sqrt{f_B})$ の関係

式の f_B 、 Re_B を求めて描点したのが図 2-10 である。この結果は、 $Re_B = 2400$ を境として、 $Re_B < 2400$ の領域については、 $f_B = 64 / Re_B$ 、 $Re_B > 2400$ については、

$$1/\sqrt{f_B} = B \log_{10} (Re_B \sqrt{f_B}) + A \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

の関係にしたがうことが明らかにしている。ここに図 2-11 より A は -0.8 、 B は 2.0 である。

この実験に用いた円管の清澄な水に対する抵抗係数は、

$$1/\sqrt{f} = 2.0 \log_{10} (Re \sqrt{f}) - 0.8 \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

と表わせたことから、塑性流体の抵抗係数を (2.14) 式の形で表現すると、ニュートン流体の f と Re を、 f_B と Re_B におきかえて、常数はそのままにしておけばよいことになる。

f_B と Re_B は、層流でかつ $a = 1$ のときに、ニュートン流体と同じ関係をもつようにきめられたのであるが、実験の結果 $a \neq 1$ の場合でも、またいわゆる乱流とみなされる領域でもニュートン流体と全く同じ関係式でただ f と Re を f_B と Re_B におきかえるだけでよいことが明らかにされた。

層流、乱流の定義は、抵抗法則のちがいを表現するものだと考えるならば図 2-9 から $Re_B < 2400$ は層流、 $Re_B > 2400$ は乱流、限界 Reynolds 数は 2400 と定義づけられる。

(2.10) 式および (2.11) 式を用いるとき層流の領域で得られた τ_y と μ_B を用いて、乱流の領域の抵抗を説明できることは、乱流の性質が不明でかつその測定はニュートン流体に比例して数倍困難なこの種の流れにおいて重要である。

Ⅲ) 粗面の抵抗係数に関する実験

粗面上を粘度の高い土石流が流れるとき、河道の粗度要素がどのように影響するのであろうか、清澄な水によって測定された相対粗度 R/k が 15.41 および 93.05 である粗面管で測定された結果を同じく図 2-9 に示した。

その結果はつぎのようになる。

- (a) 粗な管においても (2.11) 式で定義した Reynolds 数が小さいとき、滑面の層流の抵抗法則と同じ関係を示す。
- (b) 流れが乱れる限界 Reynolds 数は、この実験に用いた粗度において、2300 から 3500 の範囲にあり、滑らかな管と同じである。
- (c) Reynolds 数が大きくなると、抵抗係数は Reynolds 数に無関係になり、各相対粗度に対してそれぞれ一定値をとる。

これらの結論は、ニュートン流体の場合と全く同様で、(2.11) 式の Reynolds 数は、流れの粘性の効果を十分に表わす無次元量であることがわかる。

Ⅳ) 粗面の抵抗法則

(2.15) 式を (2.11) 式および (2.12) 式を用いて書きなおすと、つぎのようになる。

$$1/\sqrt{f_B} = 2.0 \log_{10} \left\{ \frac{U_* k}{\nu_B} \sqrt{F(a)} 4a\alpha \right\} + 2.0 \log_{10} \frac{R}{k} + 0.705 \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

これは、粗な管の水理学的に滑らかな場合の抵抗法則である。図 2-9 の資料を (2.16) 式にしたがって再整理すると、図 2-12 のように、二つの粗度のちがう資料が一本の曲線にまとめられる。図中左の傾斜した部分が滑らかな管の抵抗法則にしたがう範囲で、横軸と平行になった部分が完全に乱れた部分である。これらの限界を、ニュートン流体の Nikuradse の実験結果をも参照して、図 2-12 から決めると、

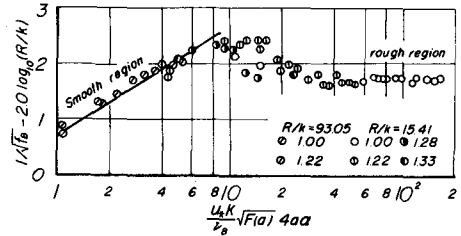


図 2-12 $1/\sqrt{f_B} - 2.0 \log_{10} \frac{R}{k}$ と $\frac{U_* k}{\nu_B} \sqrt{F(a)} \cdot 4a\alpha$ の関係

$$\left. \begin{aligned} \frac{U_* k}{\nu_B} \sqrt{F(a)} \cdot 4a\alpha &\leq 4; \text{では水理学的に滑らか} \\ \frac{U_* k}{\nu_B} \sqrt{F(a)} \cdot 4a\alpha &\geq 100; \text{では水理学的に完全に粗} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.17)$$

となる。

以上の結果、ビンガム塑性流体の完全粗面の抵抗法則は、管内の流れのとき、

$$1/\sqrt{f_B} = 1.74 + 2.0 \log_{10} \frac{R}{k} \quad \dots\dots\dots (2.18)$$

と表わされる。また遷移領域については、実際には不均一の粗度が多いことを考慮して、

$$1/\sqrt{f_B} = 1.74 + 2.0 \log_{10} \left(\frac{k}{R} + \frac{1.87}{\text{Re}_F \sqrt{f_B}} \right) \quad \dots\dots\dots (2.19)$$

と表わして十分であろう。

(V) 乱れた流れの流速分布

泥を多量に含む流れでも、急速に流れるときいわゆる乱流になることが考えられる。流れの抵抗係数が広義の Reynolds 数を用いると、ニュートン流体と全く同型の式で表わされることは、乱れに対してもニュートン流体と同じ取扱いができるのではなからうか。そこでみかけの乱流の領域の乱れによる応力も、ニュートン流体と同型の式で表わして、これを求めることにしよう。

せん断応力として、粘性による応力のほかに乱れによる応力として、乱れによる応力 $(-\rho \overline{u'v'})$ を加えると、つぎのようになる。

$$\tau - \tau_y = \mu_B (du/dz) + (-\rho \overline{u'v'}) \quad \dots\dots\dots (2.20)$$

ここに u 、 v は変動速度で、 $\bar{}$ はその平均値である。乱れによる応力としては混合長理論がなりたつと考えると、

$$-\rho \overline{u'v'} = \rho l^2 (du/dz)^2 \quad \dots\dots\dots (2.21)$$

$$l = k (Z - \delta_L) \quad \dots\dots\dots (2.22)$$

ここに l は混合距離、 k はカルマン定数である。 $\tau = \tau_0$ とすると (2.20) 式は、

$$(\tau_0/\rho) \{1 - (\tau_y/\tau_0)\} = \nu_B \cdot (du/dz) + l^2 (du/dz)^2 \quad \dots\dots\dots (2.21)$$

となる。ここに $\nu_B = \mu_B/\rho$ である。この式を $z = \delta_L$ で $u = u_*^2 \delta_L / \nu_B$ の条件で積分し、 $u_* l / \nu_B$ が大きいところで $l = kz$ とすると、

$$\frac{u}{u_*} = \frac{\sqrt{1-a}}{k} \ln \frac{zu_*}{\nu_B} + A_1$$

$$A_1 = \frac{\sqrt{1-a}}{k} (\ln 4k\sqrt{1-a} - 1) + \frac{u_* \delta_L (1-a)}{\nu_B} \quad \dots\dots\dots (2.22)$$

となる。この結果も円管で検討するために (2.22) 式を積分して円管内の平均流速を求めると、

$$\frac{u_m}{u_*} = \frac{\sqrt{1-a}}{k} \ln \frac{u_* R}{\nu_B} + A_2$$

$$A_2 = A_1 - \frac{\sqrt{1-a}}{k} (1-a) \left(\frac{3+a}{2} \right) + \frac{\sqrt{1-a}}{k} \ln (1-a) \quad \dots\dots\dots (2.23)$$

となる。これを (2.12) 式および (2.13) 式に書き直すと、

$$\frac{1}{\sqrt{f_B}} = B_3 \log_{10} (Re_B \sqrt{f_B}) + A_3$$

$$B_3 = 2.303 \frac{\sqrt{F(a)} \sqrt{1-a}}{\sqrt{8k}} \quad \dots\dots\dots (2.24)$$

$$A_3 = \frac{A_2 \sqrt{F(a)}}{\sqrt{8}} - \frac{\sqrt{F(a)} \sqrt{1-a}}{\sqrt{8k}} \ln (4\sqrt{2} \sqrt{F(a)} 4a\alpha)$$

となる。この B_3 、 A_3 は図 2-9 の実験では a の変化にかかわらず一定で $B_3 = 2.0$ 、 $A_3 = -0.8$ であったから、この値を B_3 に代入し、 a の値を与えると k がきまる。この k を (2.24) 式に代入すると A_2 が、さらに A_1 、 $(u_* \delta_L / \nu_B) (1-a)$ が同じ方法できまる。その結果は図 2.13 に示す通りである。実験によって流速分布を求め、それから k の値を求めた結果は図 2.14 のようになる。 a の値が大きい (すなわち τ_y に対して τ_0 が大きい) ときは、 τ_y が測定で

きる範囲ではほとんど実験結果は層流の領域に入るようである。

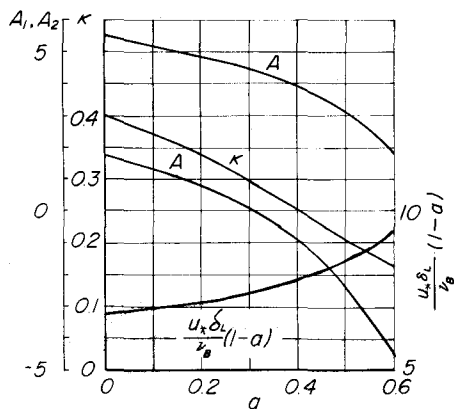


図2-13 aとκ, A₁, A₂ および $\frac{U^* \delta_L}{\nu_B} (1-a)$ の関係

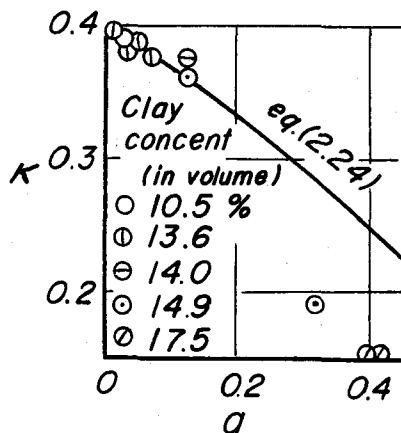


図2-14 κの測定結果

Ⅲ 開水路の抵抗法則

(i) 粗滑面の乱流の平均流速

層流については、(1)でのべたのでつぎに乱流の平均流速を求めよう。管路で得られた結果はニュートン流体でそうであったように、ここで用いている Reynolds 数が粘性効果に対して力学的相似をもつから、開水路に適用できる。

まず水理学的滑面の乱流の平均流速は、流速の欠測法則を積分してつぎのようになる。

$$\frac{u_m}{u_*} = A'_2 + \frac{\sqrt{a'}}{k} \ln \frac{hu_*}{\nu_B}$$

$$A'_2 = A_1 + \frac{\sqrt{a'}}{k} \ln a' - \frac{a'^{\frac{3}{2}}}{k} \quad \dots\dots\dots (2.25)$$

A₁ は円管の場合と同じで、a' = 1 - a の関係がある。このときの抵抗法則は、ニュートン流体に対して岩垣³⁴⁾によって

$$1/\sqrt{f'} = 1.509 + 4.07 \log_{10} (Re \sqrt{f'}) \quad \dots\dots\dots (2.26)$$

と表わされることから、塑性流体に対して、

$$1/\sqrt{f'_B} = 1.509 + 4.07 \log_{10} (Re_B \sqrt{f'_B}) \quad \dots\dots\dots (2.27)$$

が適用できる。このときの f'_B、Re'_B はそれぞれ (2.10) 式および (2.11) 式である。

粗面のときの流速分布は、滑面の流速分布の常数項 A₁ に (1/k) ln (u_{*}k/ν_B) を加えればよいから、

$$\frac{u}{u_*} = A'_{2s} + \frac{2.303}{k} \log_{10} \frac{Z}{k}$$

$$A'_{2s} = \frac{a}{k} (\ln 4k a' - 1) + \frac{u_* \delta_L}{\nu_B} a' + \frac{1}{k} \ln \frac{u_* k}{\nu_B} \quad \dots\dots\dots (2.28)$$

また平均流速は、

$$\frac{u_m}{u_*} = A'_{2s} - \frac{1}{k} + \frac{2.303}{k} \log_{10} \frac{h}{k} \quad \dots\dots\dots (2.29)$$

である。

(IV) 泥流の粗度係数

以上求めてきた抵抗法則を一般に利用する場合には、Chezy の係数 C または Manning の係数 n で表わすほうが使いやすい。

$$n = (R^{1/6} / \sqrt{g}) / (u_m / u_*)$$

$$c = \sqrt{g} (u_m / u_*)$$

であるから、層流領域では (2.5) 式より、

$$n = \frac{R^{1/6}}{\sqrt{g}} / \left\{ \frac{u_* h}{\nu_B} \beta (1 - a') \right\} \quad \dots\dots\dots (2.30)$$

$$c = \sqrt{g} \cdot \frac{u_* h}{\nu_B} \beta (1 - a') \quad \dots\dots\dots (2.31)$$

滑面乱流のときは (2.25) 式より、

$$n = \frac{R}{\sqrt{g}} \beta A'_2 + 5.75 \log_{10} \frac{u_* h}{\nu_B} \quad \dots\dots\dots (2.32)$$

$$c = \sqrt{g} \cdot \left\{ A'_2 + 5.75 \log_{10} \frac{u_* h}{\nu_B} \right\} \quad \dots\dots\dots (2.33)$$

粗面のときは、(2.28) 式より、

$$n = \frac{R^{1/6}}{\sqrt{g}} / \left(Ar + 5.75 \log_{10} \frac{h}{k} \right) \quad \dots\dots\dots (2.34)$$

$$c = \sqrt{g} \left(Ar + 5.75 \log_{10} \frac{h}{k} \right) \quad \dots\dots\dots (2.35)$$

である。

(V) 泥流中の礫の移動限界

つぎにこの泥流の中におかれた礫の移動限界について考察しよう。泥流の中におかれた礫の移動の機構は、清水の中におかれた礫の移動の機構と本質に異なることはないと考えられる。

流水の中におかれた礫の移動限界については岩垣³⁹⁾の研究によると層流層内に礫がおかれたとき、つぎの関係が成立する。

$$\left\{ (\sigma - \rho) g (\pi/6) d^3 \right\} \tan \phi = (\rho/8) C_d u^2 \pi d^2 \quad \dots\dots\dots (2.36)$$

ここに σ は砂礫の密度、 ρ は流体の密度、 g は重力の加速度、 d は砂礫の直径、 ϕ は砂礫の摩擦角、 C_d は砂礫の抵抗係数である。

この平衡条件は流れが塑性流体であってもそのまま成立する。底から d の高さの流速は (2.2) 式より粒径 d が水深に比して小さいとき、

$$u = \frac{u_*^2 d'}{\nu_B} \cdot \frac{a'}{2} \quad \dots\dots\dots (2.37)$$

である。(2.37) 式に (2.36) 式を代入すると、

$$u_*^2 c \cdot a'^2 / \left\{ (\sigma/\rho) - 1 \right\} g d \tan \phi = 1 / \left\{ \frac{3}{4} C_d (u_* d / \nu_B)^2 \right\} \quad \dots\dots\dots (2.38)$$

となる。塑性流体中の粒子の抵抗係数 C_d は、図 2.15 が与えられている。これは伊藤³⁹⁾によって与えられたもので、 C_d の表示に用いられた Reynolds 数 Re^* は、次式で表わされる。

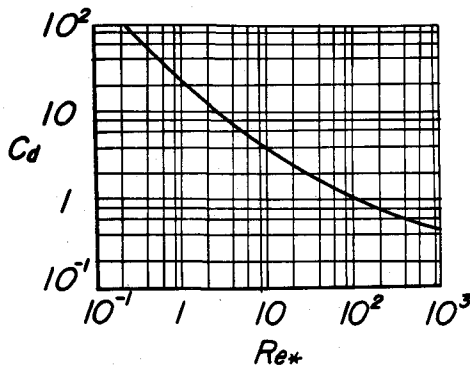


図2-15 塑性流体中の球の抗力係数

$$Re^* = Re / (1 + N_y \xi) \quad \dots\dots\dots (2.39)$$

ここに $Re = u \cdot d / \nu_B$ 、 $N_y = \tau_y \cdot d / \mu_B \cdot u$ 、 $\xi = \xi_A / \xi_B$

$$\xi_A = \iiint (1/\Lambda) dX \cdot dY \cdot dZ, \quad \xi_B = \iiint (1/\Lambda) dX \cdot dY \cdot dZ$$

$$1/\Lambda = \sqrt{(Exx^2 + Eyy^2 + Ezz^2) + Eyz^2 + Ezx^2 + Exy^2}$$

で、これらはいずれも無次元で、 X 、 Y 、 Z は x 、 y 、 z を、 Exx 、 Eyy は $\Theta_{xx} = \partial u / \partial x$ 、 $\Theta_{xy} = (\partial v / \partial y + \partial u / \partial y)$ などを無次元化したものである。ただし ξ は計算できないので実験によって図2-16で与えられている。

$$Re = \frac{ud}{\nu_B} = \frac{u_*c \cdot d}{\nu_B} \frac{u}{u_*c} = \left(\frac{u_*c \cdot d}{\nu_B} \right)^2 a' \quad \dots\dots\dots (2.40)$$

$$N_y = \frac{\tau_y d}{\mu_B u} = \frac{\tau_y d \rho u_*c^2}{\tau_{oc} \mu_B u} = \frac{1}{a'} - 1 \quad \dots\dots\dots (2.41)$$

とおけるので、

$$Re^* = \left(\frac{u_*c d}{\nu_B} \right)^2 a' / \left(1 + \left(\frac{1}{a'} - 1 \right) \xi \right) \quad \dots\dots\dots (2.42)$$

となる。

a' と $u_*c d / \nu_B$ を与えて Re^* を求めると Cd が得られるから(2.38)式を求めることができる。その結果は図2-17に示すように、Shieldの提案した $u_*c^2 / \{ (\sigma / \rho) - 1 \} g d \tan \phi$ 対 $u_*c \cdot d / \nu_B$ のグラフに a' をパラメーターとして示される。しかしこのままでは実験値との比較がむずかしいので(2.36)式を変形してつぎのように表わすことにする。

$$\frac{u_*c^2 a' \{ 1 + (\frac{1}{a'} - 1) \xi \}}{\{ (\frac{\sigma}{\rho}) - 1 \} g d \tan \phi} = \frac{1}{\Psi \left[\left(\frac{u_*c d}{\nu_B} \right) \left\{ \frac{a'}{1 + (\frac{1}{a'} - 1) \xi} \right\}^{1/2} \right]} \quad \dots\dots\dots (2.43)$$

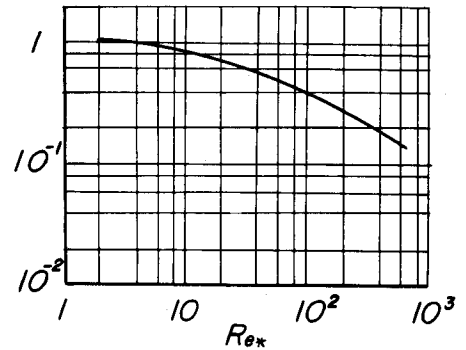


図2-16 ξとRe*の関係

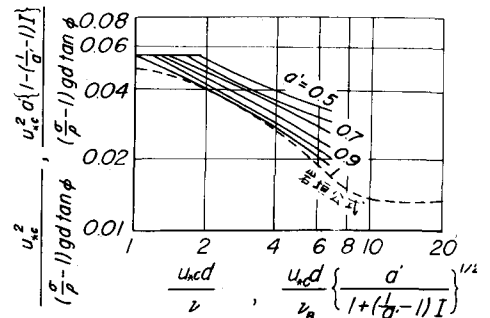


図2-17 限界掃流力の無次元表示

ここに

$$\Psi\left[\left(\frac{u_* c d}{\nu_B}\right)\left\{\frac{d}{1+\left(\frac{1}{a'}-1\right)\xi}\right\}^{\frac{1}{2}}\right]=\frac{3}{4}Cd\left(\frac{u_* c d}{\nu_B}\right)^2\left\{\frac{a'}{1+\left(\frac{1}{a'}-1\right)\xi}\right\}$$

..... (2.44)

この関係は図2-17に示すように a' の値の如何にかかわらず $a'=1.0$ の線と合致し、1本の線で表わされる。

一方、粒子が層流層から突き出て乱れの領域に入ったときの取扱いは、塑性流体の乱れの現象が明らかでないから計算できない。しかしいままでの流体の取扱いにおいては、層流の領域でニュートン流体の説明に用いられる物理量を塑性流体用におきかえたとき、物理量の関係式がニュートン流体と同様に表わされると、これを乱れの領域に拡張してもやはりニュートン流体と同じ関係式で説明できることが多い。そこでここでもこの方法を適用しよう。

実験は7cm角の閉管路でおこない、限界掃流力は底面開孔部の縁におかれた礫が孔に落ちてくるときの閉管路の損失水頭より求めた。先に求めた移動限界は、底面の遮蔽効果のためにそのままでは成立しない。そこでまず清澄な流れで礫の移動限界の実験をおこない、ここで用いた方法での移動限界を、岩垣の求めた限界と比較したとき、どの程度の礫の移動に相当するかを調べた。その結果は5.4mmの粒径のときに1分間に7ヶ程度の礫が落下する程度の時の掃流力が岩垣の公式に相当する。そこで泥流の場合にもこの程度の移動を移動限界に採用した。ここで実験に供された流体の最高濃度は重量比で28.2%である。礫が層流層内に入っているときは限界の判定がむずかしく信頼度の高い実験結果が得られなかったが、乱れのところでは、ここで用いた Reynolds 数で整理すると、岩垣の実験公式と一致する。図2-18に実験結果を示す。条件を変えてこの Reynolds 数の有効性をたしかめるために、床面の礫よりも大きい礫を床面上において実験をおこない、岩垣、土屋³⁷⁾の理論解と比較した。その結果を図2-19に示す。図中の n は床面の礫とその上におかれた礫の粒径の比、実線は、岩垣、土屋の理論解である。実験値のちらはりは、岩垣、土屋の実験と同じ程度である。したがってここに用いた Reynolds 数は泥流中の礫の移動限界を関係づける物理量として十分な力学的相似をもっているといえよう。

さて図2-18の結果から泥流中の礫の移動限界の実験公式を求めるとつぎのようになる。

$$R_* \geq 671 \quad u_* c^2 = 0.05 \left\{ (\sigma/\rho) - 1 \right\} g d a'^{-1} \left\{ 1 + \left(\frac{1}{a'} - 1 \right) \xi \right\}^{-1}$$

..... (2.45)

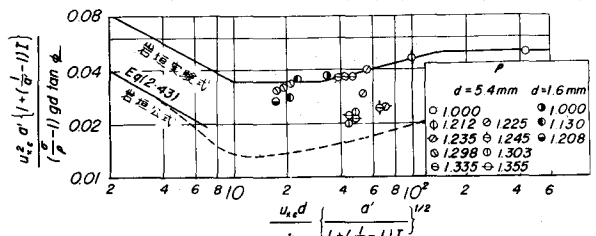


図2-18 限界掃流力の実験結果

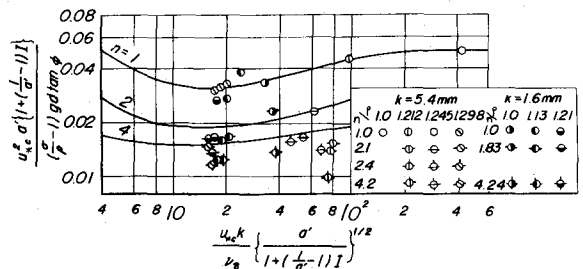


図2-19 $n \geq 1$ の場合の限界掃流力の実験結果

$$162.7 \leq R^* \leq 671 \quad u_* c^2 = \left[0.01505 g \cdot \left\{ \left(\frac{\sigma}{\rho} \right) - 1 \right\}^{\frac{25}{22}} \cdot d^{\frac{51}{22}} \cdot \nu_B^{-\left(\frac{3}{11}\right)} \cdot a' \right. \\ \left. \times \left\{ 1 + \left(\frac{1}{a} - 1 \right) \xi \right\}^{-\left(\frac{715}{5}\right)} \right] \dots\dots\dots (2.46)$$

$$54.2 \leq R^* \leq 162.7 \quad u_* c^2 = 0.034 \left\{ \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) \right\} g d a^{-1} \left\{ 1 + \left(\frac{1}{a} - 1 \right) \xi \right\}^{-1} \\ \dots\dots\dots (2.47)$$

$$\text{ここに、} R^* = \left\{ \left(\frac{\sigma}{\rho} \right) - 1 \right\}^{\frac{1}{2}} g^{\frac{1}{2}} d^{\frac{5}{2}} \nu_B^{-1} \times \left[a' \left\{ 1 + \left(\frac{1}{a} - 1 \right) \xi \right\}^{-\frac{1}{2}} \right]$$

となる。 R^* の中に流れのせん断力が含まれるため、2、3回の試算を必要とするが、限界掃流力を求めることができる。実際の土石流においてはこのような泥流の効果の他に、流れの非定常性に起因する力による移動を考慮する必要があるが、これについては別の機会にふれたい。

3 砂防基本計画の問題点

3.1 砂防基本計画

「建設省河川砂防技術基準」³⁹⁾の第4章にかげられた砂防基本計画なるものは第1節に砂防基本計画の構想、第2節に砂防計画の基本量、第3節に計画かんし量、計画貯砂量および計画調節量の3節よりなっている。この中に記載されていることがらは非常に難解でよく理解出来ない点が多いように筆者には思える。

以下それらの問題点にふれたいと思うが少くとも現時点では自分自身の意見はかならずしも明確ではない。そこで問題点と若干の私見を述べるにとどめざるを得ない。先づこの基準に示されている概略を略記しよう。第1節の基本計画の構想として砂防工事の目的は、

土砂生産の抑制	} による {	河状の安定
流送土砂の貯砂、調節		土砂による河川災害の防止
(手段)		(目的)

とされている。また土石流による破壊力の軽減による溪流の安定という問題も目的の1つとして附加されている。

土砂量を2つに大別して、

- (1) 無害にして必要な、許容流送土砂量
- (2) 有害なものとして、超過土砂量

とされている。超過土砂量はさらに2つに分けて、(1) 年超過土砂量、(2) 最大超過土砂量として前者の年超過土砂量に対しては直接生産を防止する抑止計画により、最大超過土砂量に対しては砂防ダムによる調節作用によって一時貯留しその後の出水によって逐次無害に流送させるように処理する、とされて以上が砂防計画の基本構想とされている。

第2節には平均年流送土砂量、許容流送土砂量および超過土砂量の定義がなされている。

これらの量をいかにして推定するかは非常に難しいので、その方法についてはふれていない。第

3節には計画貯止量、計画貯砂量、計画調節量、河道調節量の定義がされているが、これも前節同様算定方法は明示されていない。貯砂量については旧河床勾配の1/2勾配になるまでの体積をもって貯砂量とするという解説がされている。また計画調節量は貯砂量の10～20%程度を採用することが妥当とされている。

以上が技術基準の大体の骨子であるが、要するに河川改修計画と砂防計画は一つの水系という場において、同一の目的をもった計画であるから、これを総合的な立場で対処することの必要性が強調されている。

技術基準は計画、設計、施行、管理の基本的な考え方を指向するものと考え、この基準に余り具体的な算定方法までを要求することは無理なことであるが、現実に計画をたてる側にたってみると、抽象論のみではすまされない、それらの個々の具体論は今後多くの技術者、研究者によって解明されねばならないだろう。そこで先づ以上の基準に基く実際の砂防計画の実例に若干ふれてみよう。

3.2 基本量決定についての実例

上記技術基準は昭和33年頃作られたものであるが、砂防に関する基本的な考え方は勿論この以前に検討されていた。木村弘太郎³⁹⁾の「砂防計画樹立に対する構想」という論述はその初めのものと思われるので、技術基準制定以前のものから若干記載して参考としたい。

(1) 木村弘太郎の考え方(昭26)

ある河川についての与えられた資料として、集水面積 57.0 km^2

崩壊土砂量 (km^2 あたり)	最大	$15,000 \text{ m}^3/\text{km}^2$ ($856,000 \text{ m}^3$)
	最小	$3,000 \text{ "}$ ($171,000 \text{ m}^3$)

土砂の流出係数 0.8

許容流砂量 $100,000 \text{ m}^3$

移動土砂量 $200,000 \text{ m}^3$

現調節能力 $2,200 \text{ m}^3$

貯砂堰堤による場合は第1回30%、第2回10%とする。

崩壊面積 0.25 km^2

以上の資料に対して基本計画量をつぎのように算定する。

最大洪水流砂量	$\frac{\text{m}^3}{\text{km}^2}$	km^2	
	$15,000$	$\times 57.0$	$\times 0.8 = 684,000 \text{ m}^3$
最小	"	$\frac{\text{m}^3}{\text{km}^2}$	km^2
		$3,000$	$\times 57.0 \times 0.8 = 136,800 \text{ m}^3$

工事完成後は最小洪水流砂量から許容流砂量を引いた、 $136,800 \text{ m}^3 - 100,000 \text{ m}^3 = 36,800 \text{ m}^3$ が堰堤などによって調節されるように計画する。

表3-1 計画基本量の決定計算表

地点	高(m)	長(m)	貯砂量Vo (1) (m³)	第1回調節 量(2) (m³)	第2回調節 量(3) (m³)	現調節能力 (4) (m³)
1	15	30	100,000	30,000	10,000	600
2	12	25	60,000	18,000	6,000	300
3	10	20	60,000	18,000	6,000	300
4	10	22	40,000	12,000	4,000	200
5	8	12	20,000	6,000	2,000	100
6	12	22	51,000	13,500	5,100	300
7	10	20	35,000	10,500	3,500	200
8				200	200	200
計			360,000	108,200	36,800	2,200

許容流砂量、移動土砂量をどうして決めたか。

(ii) 土砂の流出係数 0.8 として崩壊土砂量から流出土砂量が求められているがそれでよいか。

(iii) 調節機能は年をへるにしたがって遞減するものとして、

第1回目の調節能力は貯砂量の 30～50 %

第2回目の調節能力は第1回目の調節量の 20～50 %

すなわち貯砂量を V_0 とすると、

第1回調節量 $V_1 = (0.3 \sim 0.5) \cdot V_0$

第2回調節量 $V_2 = (0.2 \sim 0.5) \cdot V_1$

としているが(本文中の解説)計算表とちがう。

第3回目にはもっと減少しないか。

(iv) 最小洪水流砂量の定義がよく分らない。最大洪水流砂量が発生した場合どうなるか。

砂防工事が完成したあとには砂防事業の効果によって最大洪水流砂量が最小洪水流砂量に激減するという意味か。例えば、この比はこの例の場合 1/5 という数字になるが砂防事業の効果率をこのように大きくとってよいか。(計算の架空的例示の数と考えて余り重視しないにしても、最小洪水流砂量がこの場合計画の基本量となっているのでその意義と算定法を明かにする必要がある。)

いろいろ問題があるにしても木村氏が最初にこのような構想を作り出した功績には敬意を表する次第で、特に調節機能の遞減性を認めている点は非常に教えられるところが大きい。

(2) 柿徳市⁴⁰⁾の六甲住吉川の計画(昭28)

表3-2 流出堆積土砂量(兵庫県立工校実測)

単位 m^3

堆積土量	山地溪流	市街地	海岸河口	小計
堆積立積	26×10^5	$1,543 \times 10^5$	160×10^5	$1,729 \times 10^5$
実立積	16×10^5	$1,003 \times 10^5$	80×10^5	$1,099 \times 10^5$
空隙率	60%	65%	50%	
堆積立積の比	2%	89%	9%	100%

この計画は(3)の総計

36,800 m^3 が調節能力で上記の最小洪水流砂量から許容流砂量を引いた 36,800 m^3 と見合っている。

(i) 第1回調節量(2)は 0.3 V_0 として計算されている。

(ii) 第2回調節量(3)は 0.1 V_0 として計算されている。

この計画について理解できない点は、

(i) 与えられた資料として

流域面積 11.5 km² であるから、km² 当り 昭和13年大洪水時の流出土砂量は 96,500 m³/km² でいかに莫大なものであったかが分る。これらの流出土砂がどこから生産されたかを調べたものが次表である。

表 3-3 生産過程別実体積生産土砂量

単位 m³

流 域 別	溪流洗堀	溪岸削剥	山 崩	小 計
全 流 域	620×10 ³	52×10 ³	427×10 ³	1,099×10 ³
当 り	54×10 ³	4.5×10 ³	31.7×10 ³	96.5×10 ³
比 率	56%	5%	39%	100%

100 万 m³ の流出土砂を粒径別に調べたものが次表である。

表 3-4 粒 度 別 生 産 土 砂 量

粒度別	砂	砂 利	礫	玉 石	大玉石	巨 石	小 計
粒 度	2.5mm 以下	2.5~30.0	30~100	100~500	500~1000	1000mm 以上	
立積比	13.6%	14.4	18.5	22.3	21.2	10.0	100%
立 積	150×10 ³	158×10 ³	203×10 ³	245×10 ³	233×10 ³	110×10 ³	1,099×10 ³

この時の降雨量は昭 13.7.5 の 8.0~13.0 時の 5 時間に 212.6 mm で最大洪水量は 312.0 m³/sec、総流下流量は 2,323,000 m³ と推定されている。大玉石、巨石は流送されないとして流送された土石量は次表のように流送される比率を仮定して粒度別立積が求められている。

表 3-5 粒度別流送土石量と土砂混入率

生産土石 総量(Ep)	流送土石 総量(Ef)	Ef/ Ep	砂		砂 利		礫		玉 石		流出路 量(Qw)
			立 積	比率	立 積	比率	立 積	比率	立 積	比率	
1,099×10 ³	481.2×10 ³	40%	135×10 ³	90%	126.4×10 ³	80%	121.8×10 ³	60%	98×10 ³	40%	2,323×10 ³

Ef/ Qw	最大流量 (Qw)	流送土砂 量 (Qf)	土砂混入 率 (K)	最大洪水時 土砂量(Q)
21%	312 m ³ /sec	67 m ³ /sec	21%	380 m ³ /sec

$$q_f = \frac{481200}{120 \times 60} = 67 \text{ m}^3/\text{sec} \quad ; \quad 120 \text{分 } 10 \sim 12 \text{時の } 2 \text{時間 (土石流送時間)}$$

$$K = \frac{q_f}{q_w} = \frac{67}{312} = 21\%$$

従来は生産土石総量 (Ep) から流送土石総量 (Ef) を差引いた $G = Ep - Ef = 1,099 \times 10^3 - 481.2 \times 10^3 = 617.8 \times 10^3 \text{ m}^3$ をもって計画総貯砂量とされていたが柿博士は上記の粒径別貯砂量を算定して浮遊砂と掃流砂、さらに掃流砂の粒径別流送率を一応仮定したものではあるが粒径

別貯砂量をつぎのように算定した。

表3-6 粒度別計画貯砂量と比率

単位 10^5 m^3

生産土石総量 (Ep)	流送土石総量 (Ef)		計画貯砂総量 (G)		砂		砂 利		礫		玉 石	
	立 積	比率	立 積	比率	立 積	比率	立 積	比率	立 積	比率	立 積	比率
1,099	481.2	44%	617.8	56%	15.0	10%	31.6	20%	81.2	40%	147.0	60%

大 玉 石		巨 石	
立 積	比率	立 積	比率
233.0	100%	110.0	100%

$$G = E_p - E_f$$

$$G/E_p = 56.0\%$$

空隙率を40%として実貯砂量は、 $G_p = \frac{G}{0.6} = 1,023,000 \text{ m}^3$ である。

以上の計画について鷺尾鰐竜の⁴¹⁾討論があつて、既設砂防ダムの既貯砂量の差引きの問題と計画完成後は溪床溪岸からの土石生産の減小の問題が指摘されている。筆者も同様の疑問をいだいたが、これらの他につぎの諸点が討議されるべきではないかと思われる。

- (i) 貯砂ということで計画がたてられているが、調節機能の立場が満砂後の対策として検討されていないのではないか。
 - (ii) 山腹工事による土砂扞止計画との総合性が計画におりこまれていないのではないか。
 - (iii) 溪床勾配緩和にもとづく効果（鷺尾の討議も含めて）が考えられていないのではないか。
 - (iv) 計画の基本量が年間平均流出土石量ではなくて、昭和13年洪水を対象とした最大洪水流送土砂量を基本量として、これを全部貯砂するという考え方が妥当かどうか。
 - (v) 許容流送土砂量を含水率を仮定することによって決めているがそれでよいのか。
- などの疑問がでてくるが、しかし此の計画で粒径別に貯砂量を決めるという考え方はその方法論の可否は別として柿博士の改良された点で注目に値するものと考えられる。

(3) 伊吹正紀の立山砂防の計画例（昭30）

伊吹正紀⁴²⁾は常願寺川立山砂防計画を例にとってその著書につぎのような記述がされている。

最大洪水流砂量	$B_1 = 5,330,000 \text{ m}^3$
許容流砂量	$A = 900,000 \text{ m}^3$
直接工事により減ずる量	$C = 800,000 \text{ m}^3 \quad (0.15 \times B_1)$
河川自体の調節量	$D = 240,000 \text{ m}^3$
計画洪水流砂量	$B = B_1 - (A + C + D) = 3,630,000 \text{ m}^3$
所要貯砂堰堤の貯砂量	$E = B \times \frac{100}{15} = 22,600,000 \text{ m}^3$

15/100 を堰堤による調節機能とする。所要貯砂量 V_o の15%が調節量 E であるとして、

$$\frac{15}{100} \times V_o = 13 \quad \text{すなわち} \quad V_o = B \times \frac{100}{15} = E$$

としたものと考えられる。

この計画についてつぎの疑問が生まれる。

- (i) 調節量の逓減性を考えなくてよいのか。

(ii) 計画洪水流砂量 B とは最大洪水流砂量の意味か。

(iii) 許容流砂量はどのように決めたか。

この計画では砂防ダムの貯砂量 V_0 はすぐ満砂してしまうから計画洪水流砂量は調節作用によって対処すべきだという考えが支配的であるようである。以上は何れも建設省河川砂防技術基準が発表される以前の考え方であるから、統一の見解がかならずしもおこなわれていないのは無理からぬことである。つぎに基準が制定された後の実例として天竜川砂防計画を記載することにしよう。

(4) 天竜川砂防計画（昭37）

天竜川は昭和36年に大洪水が発生してこの時の山地の荒廃は非常に大きかったので、建設省中部地建天竜川上流工事事務所で崩壊地の調査が⁴⁹がおこなわれた。その結果作成されたものがつぎの表である。

表3-7 天竜川砂防計画

単位 10^3 m^3

河川名	年平均 流送土 砂量(1)	許容流 砂量(2)	要 止 量 (3)	他庁止 量 (4)	計画止 量 (5)	計画完成 後の最大 洪水流砂 量 (6)	同在時 の許容 流砂量 (7)	要調節 量 (8)	既設堰 堤の調 節量(9)	計 画 貯砂量 (10)
三 峰 川	1,000	100	900	313	587	1,000	50	810	140	8,100
山 室 川	100	10	90	0	90	100	5	95	0	950
藤 沢 川	50	5	45	0	45	50	3	48	0	480
太田切川	250	25	225	0	225	250	12	238	0	2,380
新 宮 川	150	15	135	0	135	150	7	143	0	1,430
中田切川	150	15	135	0	135	150	7	127	16	1,270
与田切川	270	27	243	0	243	270	13	247	12	2,470
片桐松川	180	18	162	0	162	180	9	121	50	1,210
小 渋 川	1,200	120	1,080	247	833	1,200	40	980	180	9,800
計										

註：(2) = $0.1 \times (1)$ 、(3) = $0.9 \times (1)$ 、(5) = (3) - (4)、(6) = (1)、(7) = $0.5 \times (2)$ 、(8) = (6) - (7)、(10) = $10 \times (8)$

この表は註のようなルールで計算されているようであるが、つぎの諸点がよく分らない。

(i) (6)と(1)が等しくとってあること。

(ii) (7)が何故(2)の $1/2$ になるのか。

(iii) (10)は(8) - (9)を求めたうえで調節機能率を考えるべきでないか。

(iv) (10)は(8) $\times$ (9)としているが10倍したのは調節機能を意味するのか。計画貯砂量という意味とその定義は計画調節量と対比していかに決めるべきか。

3.3 残された問題点

技術基準が制定されて後の最近の資料が手もとにないので問題点のあげかたが不十分であるが以上のことからつぎのことか言えるのではないかと思う。

(i) 年平均流出土砂量と最大洪水流出土砂量をどのように決めるか。

(ii) 許容流送土砂量とは何か、そしてどのように決めるか。

(iii) 貯砂量を決めるにあたって平衡勾配（貯砂勾配）を旧河床の $1/2$ にとってはたしてよいのか。

(iv) 調節量をどのように決めるか。そしてその垂減性をどう考えていくか。

- (V) 崩壊土砂の内、貯砂、調節される土砂には少なくとも浮遊流砂は考えなくともよいのではないか。
- (VI) 洪水時に調節された土砂がつぎの中小洪水で流送されて調節機能が復元すると言われているが、はたしてどの程度の復元力があるか。
- (VII) 河道による土砂の自然調節量をどうして決めるか。

以上主として技術基準を中心に筆者の疑問点を記述したが、問題の主要課題は流出土砂量、許容流送土砂量、調節機能等の問題であって、これらをいかに科学的に決めていくということが先決問題のように考えられる。そして土石流という特殊の現象を究明することも残された重要課題と考えられる。

最後に水系全体の治山治水計画の必要性ということは勿論重要な課題であるが、砂防事業の効率ということもよく検討してみる必要がある。

勿論砂防事業の完成によって下流河川の土砂対策という問題が治水と治山の総合的計画によって確立されねばならないが、砂防事業の効果がはたしてどの程度まで下流河川にその威力を発揮することができるかという問題も残された重要課題であろう。例えば常願寺川、釜無川、姫川、重信川、天竜川中流部等は上流の砂防計画との関連性はきわめて強いことは理解できるけれども、利根川、安部川、最上川、信濃川、等の大河川平地の下流部と、その水源荒廃化との関連性がどの程度あるかという問題については未だに未解決の点が存在するように思われる。こうした問題も含めて上流山地の荒廃と下流河川の土砂災害対策のあり方という問題も水系全体の考察が必要となってくると思われる。こうした問題はきわめて難しい問題で一朝一夕に解決されにくい。筆者にもよく分らないこと許りであるが今後たえまない研究を進めていきたいと思っている。

参 考 文 献

- (1) 伏 谷 伊 一 : 「砂防工学新論」, 地球出版 K.K (昭32) pp 5~21.
- (2) 小 出 博 : 林業技術シリーズ, 「山地の荒廃と地質」, (昭26.6).
- (3) 遠 藤 隆 一 : 「砂防工学」, 共立出版 K.K (昭33.5).
- (4) 山 口 岩 介 : 「山地災害」, 水径済年報 1960 年版 (昭35), 水利科学研究所編, pp 403~412.
- (5) 矢 野 義 男 : 「砂防調査および計画」, 土木ライブラリー-2, 山海堂 (昭37.8), pp 142.
- (6) 石 外 宏 : 「貯水池の堆積土砂量について」, 発電水力, №86 (昭42.1), pp 30.
- (7) 建設省九州地建 : 筑後川治水計画調査書.
- (8) 新 沢 直 治 : 「崩壊と堆積」, 新砂防 9 (昭27.11), pp 5~7.
- " : 「砂防計画試案」, 新砂防10 (昭28.3).
- (9) 村 野 義 郎 : 前掲(9).
- (10) 佐 藤 清 一 : 「河道の設計について」土木学会誌第42巻第4号 (昭32).
- (11) 建設省近畿地建淀川工事事務所 : 「掃流砂量、浮遊砂量実測および計算表」 (昭39.11).
- (12) Brown : "Discussion of Sedimentation in Reservoirs" by B.J. Wifzig, Proc., A.S.C.E, 69(6), 1943.
- (13) 吉 良 八 郎 : 「貯水池の堆砂に関する水理学的研究」香川大学農学部紀要第12号 (昭38.2).
- (14) 川口武雄、難波宜士 : (13)より引用.

- ⑮ 田中治雄、石外宏 : 「貯水池の堆砂量と集水区域の地形および地質との関係について」第1報、土木学会誌 Vol. 36, №4 (昭26)。
- ⑯ 石 外 宏 : 「貯水池の堆積土砂量について」発電水力 № 86 (昭42.1)。
- ⑰ 渡 辺 和 衛 : 「静岡県大井川上流治山治水調査報告」地質調査所月報10巻11号 (昭34)。
- ⑱ 建設省(村野) : 「砂防ダムの滞砂流山土砂量等の研究」建設省第18回建設省技術研究会報告, p. 18
- ⑲ 鶴 見 一 之 : 「貯水池堆砂量の一算法」土木学会誌 Vol. 39, №3, pp. 143 ~ 145.
- ⑳ 村野義郎、原田義博、泉岩男 : 十勝岳の土石流に関する調査報告、土木研究所報告、第127号(昭和41年3月), p. 29.
- ㉑ 建設省神通川水系砂防工事事務所 : 神通川水系砂防調査報告書(第2回)調査編(昭38.3)
- ㉒ C.A. Ulata & M.F. Corrales : Mud Floods Related to the Irazu Volcano Eruptions Proc. of A.S.C.E., HY6, Nov., 1966.
- ㉓ 平山次郎、市川賢一 : 千年前のシラス洪水、地質調査所月報第17巻、第2号(昭41.2)。
- ㉔ 川口武雄、渡辺隆司、滝口喜代志 : 赤城山山崩に関する研究、林業試験所報告第49号。
- ㉕ 矢野勝正、他 : 西湖周辺における土砂流出に関する研究、昭和41年台風26号による災害の実態調査報告書(昭42.3), p. 1.
- ㉖ 吉川 秀 夫 : 昭和41年台風26号による災害の実態調査報告書(昭42.3)。
- ㉗ 町 田 洋 : 姫川流域の一溪流の荒廃とその下流部に与える影響、地理学評論(昭37.9), p. 477.
- ㉘ 山崎 卓 郎 : 浦川の土石流とその防災工法、新砂防、Vol. 19, №4 (昭42.3)。
- ㉙ 長野県砂防課 : 清水山の地送り(昭36.11)。
- ㉚ 竹下 敬 司 : 地形的災害と斜面の微地形に関する森林立地学的研究、福岡林業試験場時報、№ 13, 1961.
- ㉛ 柿 徳 市 : 土石流の実験的研究第1報、新砂防 19 (昭30.11), pp. 1~6.
- ㉜ 前掲(1)と同じ
- ㉝ 富田 幸 雄 : 非ニュートン流体の管内流れについて、日本機械学会論文集24巻第141号、(昭33.5), p. 288.
- ㉞ 岩 垣 雄 一 : 雨水流による地面浸蝕機構に関する基礎的研究、学位論文1955.9.
- ㉟ 岩 垣 雄 一 : 限界掃流力に関する基礎的研究、土木学会論文集第41号(昭31.12), pp. 1~21
- ㊱ 伊 藤 四 郎 : 塑性流体の流れ、第93回講習会教材、日刊工業(昭32)。
- ㊲ 岩垣雄一、土屋義人 : 砂面上におかれた礫の限界掃流力について、土木学会論文集、第41号(昭31)。
- ㊳ 「建設省河川砂防技術基準」、社団法人、日本河川協会、(昭38)。
- ㊴ 木村弘太郎 : 「砂防計画樹立に対する構想」河川、(昭26.5), pp. 10 ~ 15.
- ㊵ 柿 徳 市 : 「表六甲諸河川治水計画の再検討」第1報住吉川について、新砂防第12号、(昭28.12), pp. 20 ~ 30.
- ㊶ 鷲 尾 蟄 竜 : 「同上」への討議、新砂防14号(昭29.7)。
- ㊷ 伊 吹 正 紀 : 「砂防特論」流出土砂量による全体計画の例、森北出版KK(昭30.11), pp. 52~53
- ㊸ 天竜川上流工事事務所 : 「天竜川上流崩壊地報告書」(昭39.6), p. 11.