

山地における土砂生産に関する研究 (Ⅲ)

——崩壊地の拡大にともなう生産土砂量の推定*——

日浦啓全**・水原邦夫**・大手桂二**

HIROMASA HIURA**, KUNIO MIZUHARA** and KEIJI OHTE**

On the soil production on the mountain slope (Ⅲ)

—— Estimation of sediment yield due to the enlargement of the landslide ——

要旨：筆者らは、花崗岩類地帯の山地の斜面に多発している表層崩壊地について、これらが拡大することによって生産される土砂の量の推定を行なった。この推定作業は、これまで継続して実施してきている崩壊を対象とした3種類の調査と河床変動の測量結果をもとに行なったが、それによって崩壊地の単位面積当たり、1ヶ月当りに最大で数ミリメートルのオーダーの表土層の移動が見込まれることが明らかとなった。なお、この量は、異常災害時に崩壊の発生によって一度に生産される土砂量の $1/10$ のオーダーをもつ。

1 はじめに

筆者らは建設省木津川上流工事事務所の協力を得て山腹斜面における土砂生産に関する種々の調査を実施してきている^{1),2)}。これらの調査研究は野外での作業に多くを依っており方法論からいっても十分に確立しているとは言い難い状態にある。したがって多くの試行が必要であり、そのくり返しを積み重ねつつ今日に至っている。さてこれらの研究によって明らかにしようとしているのは山腹斜面上でマスマーヴメントにより生産される土砂の種々の形態のうち花崗岩類の山地において典型的にみられる表層崩壊を対象とし、その発生の機構そして崩壊の発生により生産される土砂がどのような要因によって河道へ流出し、そしてその後下流まで移動するのかを、土砂災害の防止という観点に立って考えていこうとするものである。そのためにまず個々の現象を考察することからはじめ、最終的にはそれらの成果を「生産土砂の動態の把握」という目的に向って総合化していこうとするものである。また

これらの研究が、土砂災害に結びつく有害な土砂を合理的かつ効果的に制御しようとする砂防基本計画の中の生産土砂量の正確な把握のための論理的根拠を与えるものとなり得ることを願うものである。さてこの論文では主として河床変動の特性について考察し、その結果をもとにして崩壊地の拡大により生産される土砂量の推定を試みた。この推定値の精度については、既存の資料や当該流域においてこれまで実施してきた種々の調査結果との適合性の検討によっても一応妥当な値を示すものであることが認められたので、ここに報告するものである。

2 崩壊土砂量と流出土砂量

我が国の山地においては豪雨を引き金として斜面の崩壊現象が多発する、そして生産された土砂は一時的に斜面の直下やすぐ下流の河床に堆積するが、その後に来襲する大小の出水により土石流形態あるいは掃流形態を取って流出し下流へ運搬される。これらの現象が日本の山地における削剝のむしろ正常な過程である

* 本研究の一部は昭和58年度砂防学会で講演

** 京都府立大学農学部林学科砂防工学研究室

Laboratory of Sabo Engineering, Faculty of Agriculture, Kyoto Prefectural Univ. Japan

昭和58年7月20日受理

ということは砂防学者はいうまでもなく地形学者によっても認識されるに至っている。町田³⁾はこの斜面崩壊を一度に生産される土砂量の大きさの違いによって巨大崩壊 ($10^7\text{--}9\text{m}^3$), 地すべり性崩壊 ($10^4\text{--}6\text{m}^3$) そして山崩れ ($10^1\text{--}3\text{m}^3$) の3つに分類している。このうち巨大崩壊と地すべり性崩壊とは基盤岩類まで崩壊するものであって地質条件が発生に大きく関与し、まれにしかみられないものである。一方の山崩れは斜面の表層部が小規模に滑落する現象である。しかしながら発生密度が高いため広範囲に分布する場合にはこれにより生産される土砂量は膨大なものとなる。発生が地質条件に支配されることは少ないが、本研究の対象流域である木津川上流域の水源山地を始め、六甲山地のような風化花崗岩類の山地においては、豪雨の際に多発することが知られている。この小規模な崩壊現象に対する用語は研究者によってまちまちであるが、この論文では今後、「表層崩壊」なる語を用いて考察を行なっていく。

まず、以下の推定作業より得られる種々の土砂量との比較に供するために、崩壊土砂量および流出土砂量について既往の資料をもとにして考察を行う。さて、Table 1 には吉川らによってまとめられた土砂量の計測例を示す⁴⁾。これらの数字はいずれも集中的に発生した表層崩壊によって生産される土砂量がおおよそ $10^4\text{m}^3/\text{km}^2$ のオーダーとなっていることを示している。続くTable 2 には過去の異常災害時での流出土砂量の資料を示すが、これらもTable 1と同様に一度の災害時に流出する土砂量が特殊な例を除いては 10^4m^3 のオーダーとなっていることが示されている。Table 3 には豪雨が引き金となって発生した土石流によって流出した土砂量を示すが、これからも 1km^2 あたり 10^4m^3 のオーダーとなっていることが認められる。この土砂量を

平均の厚さで表現すると 1cm のオーダーの削剝量となる。しかしながらこれまでみたように表層崩壊や土石流はその発生に地域的な偏りがあり、しかも集中的である。したがって岩石の風化の速度や土石流の構成材料の集積の行なわれるまでの時間等が考慮されなければ、この値によって直ちに斜面の削剝の速さを推定することは困難である。いずれにしても豪雨にともない発生する表層崩壊によって生産される土砂量と土石流により流出する土砂量とは流域の単位面積あたりの値がほぼ一致している点は注目すべき事実である。さて山地から削剝される土砂量およびその経年的な変化を推測するための方法としてダム貯水池に流入する土砂量の計測結果を利用することが考えられる。これは、山間部のダムによってつくられた貯水池が山地から流出した土砂によって年々その貯水量を減少していること、また貯水ダムだけでなく貯砂の目的で設けられた砂防ダムの堆砂地に堆砂が進行していくことを利用した推測方法である。吉川⁵⁾は毎年貯水池に流入する土砂量が地域的に著しい差のあることを指摘している。全国的にみれば上流の山地から流出して貯水池に年々堆積する土砂量は $10^1\text{--}3\text{m}^3/\text{km}^2$ という広い幅がありその年々の変動も大きく、河川に著しい出水の生じた場合に $10^4\text{m}^3/\text{km}^2$ のオーダーの堆砂が記録されたことも指摘している。これらのダムはいずれも河川の最上流の山地内にあるため、流域の山地から流出する土砂の大部分が堆積すると考えられる。著しい出水を生じた年のダムの堆砂量が、さきにもべた土石流によって流出する土砂量と同一のオーダーをもっていることを考えると、ダムの貯水池に堆積する土砂は主として流域の山地における斜面崩壊によって供給され、それが土石流となって流入するのであると考えることもできる。芦田⁶⁾は、我が国のダムの貯水池にお

Table 1 Sediment yield per unit area of landslide

Site	Date	References	Area of basin (km ²)	Area of landslide (×10 ⁴ m ² /km ²)	Sediment yield (×10 ⁴ m ³ /km ²)
M. Akagi (Gumma Pref.)	1947	Kawano et al (1968)	11	4.7	7.0
M. Aso (Kumamoto Pref.)	1953	Kawano et al (1868)	33	5.1	8.4
Moji, Kokura (Kitakyushu)	1953	Takeshita (1971)	40	1.6	1.3
Hanazono, up stream of R. Arita (Wakayama Pref.)	1953	Kawano et al (1968)	47	4.5	9.2
Up stream of R. Kizu (Mie Pref.)	1953	Kawano et al (1968)	30	3.6	0.9
M. Amagi, up stream of R. Kano (Shizuoka Pref.)	1953	Kawano et al (1968)	78	0.9	0.2
Nogodani, up stream of R. Hii (Shimane Pref.)	1958	Masuda and Kubo (1972)	20	4.7	5.9

by Yoshikawa et al⁵⁾

Table 2 Sediment yield caused by disastrous landslide

Name of disaster	District	Date	Sediment yield ($\times 10^3 \text{m}^3/\text{km}^2$)
Hanshinkan (Rokko)	Hyogo	1938	50-70
Kure	Hiroshima	1945	10-15
R. Nishiki	Yamaguchi	1951	10-20
Kameoka	Kyoto	1951	10-15
Minamiyamashiro	Kyoto	1953	50-70
R. Ado	Shiga	1953	30-50
R. Daido	Shiga	1953	30-50
R. Ina	Hyogo	1953	10-15
R. Komaru	Miyazaki	1954	50-60
Aizuwakamatsu	Fukushima	1956	20-30
Isahaya	Nagasaki	1957	50-90
Seto	Aichi	1957	20-30
R. Achi	Nagano	1957	10-15
R. Nakatsu	Gifu	1957	10-15
M. Kinpo	Kumamoto	1957	20-30
R. Fuji	Yamanashi	1959	20-77
Nothern part of Fukuoka Pref.	Fukuoka	1959	10-30
Inadani*	Nagano	1961	100-150
Nagaoka	Niigata	1961	30-50
Tara	Saga	1962	10-70
Nishitani*	Fukui	1965	100-150
Neo	Gifu	1965	30-90

* These extreme amounts are due to the large scale landslide; by Yano, Y.⁶⁾

Tabel 3 Sediment yield caused by mud-flow

Site	Date	Reference	Area of basin (km^2)	Sediment yield ($\times 10^4 \text{m}^3/\text{km}^2$)	
M. Rokko	V. Futatabi	1938	Kawaguchi et al (1951)	1.8	18.1
	R. Shinminato	1938	Kawaguchi et al (1951)	30.2	11.9
	R. Uji	1938	Kawaguchi et al (1951)	2.4	10.8
	R. Ikuta	1938	Kawaguchi et al (1951)	11.3	4.2
	R. Ishiya	1938	Kawaguchi et al (1951)	2.4	11.7
M. Akagi	R. Numao	1947	Kawaguchi et al (1951)	10.0	6.1
	R. Shirakawa	1947	Kawaguchi et al (1951)	11.9	5.6
	R. Arato	1947	Kawaguchi et al (1951)	34.1	2.7
	R. Kasu	1947	Kawaguchi et al (1951)	11.1	8.5
Up stream of R. Fujigoko	Kuzuryu	1965	Ashida et al (1966)	99.0	8.9
Kure	R. Nishiiri	1966	Yano et al (1967)	2.2	3.7
R. Fuji	R. Hamada	1967	Hirao and Okubo (1970)	1.3	3.5
	R. Otake	1968	Yokoyama (1972)	37.3	7.7
	R. Ohsora	1968	Yokoyama (1972)	17.4	1.9
	R. Kotake	1968	Yokoyama (1972)	44.6	2.6
	R. Ojio	1968	Yokoyama (1972)	29.3	2.3
	R. Nigori	1968	Yokoyama (1972)	16.1	1.8
	R. Nagare	1968	Yokoyama (1972)	11.6	2.4

by Yoshikawa et al⁷⁾

ける年平均推砂量 $30\sim 500\text{ m}^3/\text{km}^2$ が仮りに単位重量を 1.7 t/m^3 とするならば、厚さにしておよそ $0.02\sim 3\text{ m}/1000\text{ year}$ の削剝量となる試算結果を示している。

以上みてきたように斜面崩壊により一次的に生産される土砂の量が多大であることが解ったが、それに加え現実の問題として見過すことのできないのは既存の崩壊地から、その後長期間にわたり継続的に流出されてくる土砂の量である。一度崩壊した斜面は最初、面積も深さも拡大の傾向をみせ、その後徐々に活動が弱まり自然に復旧していくというライフサイクルをもつようではあるが、それまでにはかなりの期間を要し、しかも完全に復旧することはないということも知られている。このように既存の崩壊地の拡大により生産される土砂の量は計測例も少なく、しかも不明な点が多いためその算定が困難な現状にあると思われる。

さて我々が行なってきた調査研究の資料も一定の量

を数えるようになったので現在の段階で、この崩壊の拡大による生産土砂量の推定を行なった結果を以下の項で順次論究していく。

3 調査流域の概況および土砂動態調査のためのモデル流域の設定

本調査研究で対象とした流域の位置は Fig. 1 (1) に示すが、ここは淀川水系木津川上流支川青蓮寺川の水源地域の支川土屋原川の流域(面積： 18.4 km^2) の最上流部にあたる。この地域は1959年9月の伊勢湾台風によって大災害を被ったがその後、1961年の第2室戸台風を始め1965年の24号台風等にも見舞われ、これらによりもたらされた豪雨ならびに前線性の豪雨により度々被害を受けている。そのため流域内の山腹斜面にはおびただしい数の崩壊が発生し、現在もおお土砂生産の激しいところである。筆者らは先にのべたように

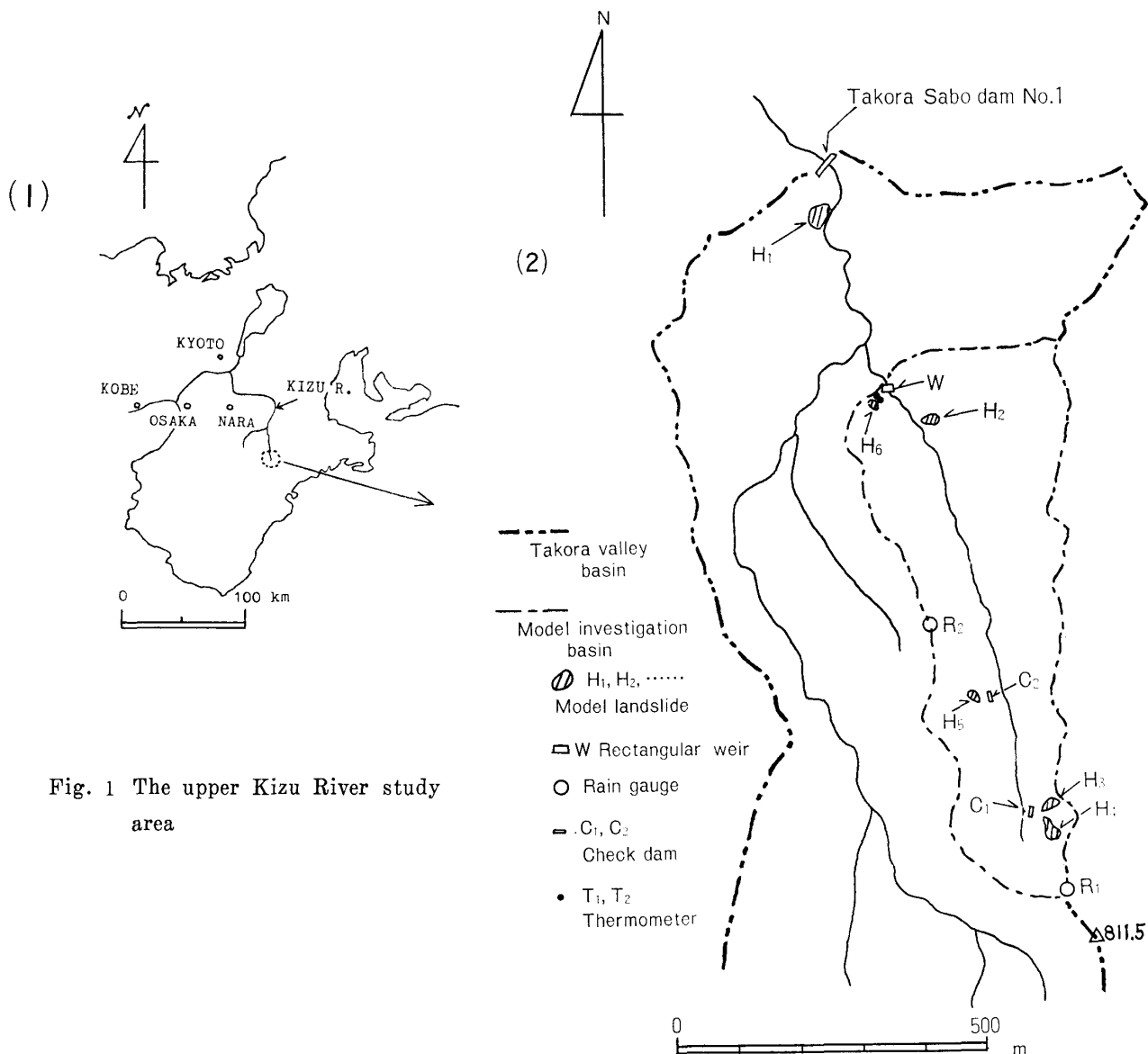


Fig. 1 The upper Kizu River study area

1968年以来この流域を対象として土砂生産に関する種々の調査を継続してきているが、1977年度からは山腹斜面および河床における土砂の動態をさらに詳しく調査するためにモデル流域(面積:0.217km²) (Fig. 1 (2))を設定した。Fig. 1 (1)中にはこの報告でのべる土砂移動調査に関する観測地点と水文観測施設を示してある。図中のWは直角三角堰をもった量水堰、C1, C2は容量が2 m³程度の小型の谷止め工、R1, R2はそれぞれ1ヶ月巻および3ヶ月巻きの雨量計、T1, T2は地中温度計そしてH1からH6までは崩壊地で詳しく後述するがH1は土砂移動量調査、H2—H5は崩壊地の推移調査そしてH6は崩壊地の精密調査のためにそれぞれ設定された崩壊地である。

4 結果および考察

土砂移動に関しては現在継続中のものも含めて種々の計測を実施してきている。それらは精度の面からみても必ずしも統一的な観点からなされてはいないが、計測方法については出そろったように思われる。そこでこれらを統一的に考察、解釈して土砂の生産から流

下といった流れの中での土砂の変動量の推定精度をより一層進んだものにしようとして試みた。またこの考察の過程で得られた反省、生じた問題点等は今後の計測に生かしていくように務める所存である。計測作業は崩壊地に対して実施されたものと流下してきた土砂の移動の場である河床に対して行なわれたものとの2通りよりなる。まず前者は3つの作業よりなるが実施年度の順に示すと、

- ① Fig. 1 (2)中のH1の崩壊地において行なわれた土砂移動量調査(1973—1975)。
- ② モデル流域内の4ヶ処のモデル崩壊地(Fig. 1 (2)中のH2—H5)に対して行なった平板測量結果をもとにした地形図の作成(1979—1982)。
- ③ 筆者の一人、水原を中心として行なっている崩壊地(Fig. 1 (2)中のH6)の精密測量(1980—1982)。後者はモデル流域に対する河床縦横断面の測量(1979—1982)である。今後上記の①については移動量調査、②についてはモデル崩壊地の推移調査、③は崩壊地の精密調査、そしてモデル流域の河床の測量結果については河床変動調査と称して考察を進めてい

Table 4 Observed sediment yield on the observation point H1

No.	Period	Weight of sediment (kg)	cumulative weight of sediment (kg)
1	1973.9.17-10.4	0.200	0.200 *
2	1973.10.4-10.23	0.290	0.490
3	1973.10.23-10.31	0.180	0.670
4	1973.10.31-11.14	0.280	0.950
5	1973.11.14-11.26	1.710	2.660
6	1973.11.26-12.11	1.590	4.250
7	1973.12.11-1974.1.31	25.800	30.050
1	1974.9.6-9.25	0.930	0.930 **
2	1974.9.25-10.7	1.380	2.310
3	1974.10.7-10.30	0.360	2.670
4	1974.10.30-11.15	0.520	3.190
5	1974.11.15-12.2	2.860	6.050
6	1974.12.2-12-16	5.550	11.600
7	1974.12.16-12.26	4.650	16.250
8	1974.12.26-1975.1.10	9.000	25.250
9	1975.1.10-1.29	120.650	145.900
1	1975.3.24-5.7	0.381	0.381 ***
2	1975.5.7-6.5	0.096	0.478
3	1975.6.5-7.24	0.006	0.484
4	1975.7.24-9.3	0.015	0.499
5	1975.9.3-10.7	0.007	0.506
6	1975.10.7-11.19	0.004	0.510
7	1975.11.19-12.19	0.010	0.520
8	1975.12.19-1976.2.6	0.389	0.909

* by Ogata⁹⁾; ** by Sugii¹⁰⁾; *** by Kato¹¹⁾

く。

4-1 移動量調査

この調査を行なった崩壊地 (Fig. 1 (2)中の H1) はタコラ第一堰堤上流的80mの左岸に位置する。崩壊地は標高差約25m, 幅40m, 地質は黒雲母眼状花崗岩で上部には亀裂に富んだ岩盤が露出し下部はマサ土となっており, 傾斜角は 35° で東南東向きの斜面である。この斜面において1973年から1975年までの間, 斜面緑化のための基礎的研究として裸地斜面における挿木試験がなされた^{9), 10), 11)}が, その際に挿木の配置, 密度, 植えつけ方法と斜面上の土砂移動量との関係を観察するプロットをもうけた。以下にそれらのプロットのうち対照区としてもうけた裸地プロットでの計測結果を用いて考察を行なう。このプロットは斜面長4.3m, 幅1.5mをもつ。Table 4には3年間の観測期間内の移動土砂量と累加土砂量の推移を示す。移動量の計測は年間を通じて行なわれたものではないが表からは経年的に移動土砂量の増加する様子が認められる。しかも累加量の増加程度は観測の初年度に比べ1974年度には約5倍そして1975年度には約6倍となっている。表の資料から3年間の計測を通じての土砂移動の一般的な法則性を議論することは困難であるが, 各年度に共通してみられる事実がある。それは冬期間の移動土砂量の多さである。すなわち1973年12月11日—1974年1月31日の間に約30kg, 1974年12月16日—1975年1月29日の間に約130kg, そして1975年12月19日—1976年2月6日の間に約390kgであってこれらの量は年々増大しているが一年度内に限ると冬期に多くなっている。それに加えて注目すべきは1975年の前期, 3月24日—6月5日にみられる約480kgにおよぶ多量の移動量である。この時期の資料は1973, 1974年度については得られてはいないがこれまでも指摘しているように¹²⁾, 冬期に凍結融解作用により斜面内の土砂が不安定化され緩んだ状態にあるところへ春期から夏期にかけての降雨が与えられ土砂が斜面下方へ移動させられるという状況を示しているものと考えられる。今, 表のデータをもとにしこれらを各年度ごとに平均した数値で表現すると, それぞれ7kg/月, 29kg/月という値を得

る。これらを斜面上の土層の厚さに換算するために, 採取された土砂の斜面上の見かけの密度を $1.3t/m^3$ と考えて計算すると, それぞれ $0.8mm/m^2/月$, $3.5mm/m^2/月$ そして $6.0mm/m^2/月$ となる。なお1974年および1975年については転石の重量が含まれているためにいく分大きな値を示していると思われる。土砂の移動量はこのプロットの中から下方へ出て行く土砂を計測しているがその中には上部から移動してきて直接流下するものも, 一度止まったものが再移動するものもある。この観測期間中に得られた資料から厳密に結論づけることはできないが, 土砂の裸地斜面内の移動が上部の亀裂の入った岩の露出状態によっても左右され, しかも崩壊地の中の各部位でも少しずつ違っていることが考えられる。したがっておそらくはもう少し長期にわたる変動成分をもった土砂の動きをしていることが予想される。いずれにしても冬期に不安定土砂が用意され, そのいくらかは冬期に崩落し, そしてなお残る土砂が春期から夏期にかけて降雨により流出するという点は十分に確かめられたものと思う。

4-2 モデル崩壊地の推移調査

モデル崩壊地として選ばれた崩壊地の位置は Fig. 1 (2)中に H2—H5で記されているが, これらの崩壊地の諸元を Table 5 に示す。既存の崩壊地がどのように形状を変化させていくのか, またそれによりどれくらいの土砂が移動するのかを観察するためには斜面の方位や傾斜等の因子が満遍なく網羅されたいくつかの崩壊地を選定する必要があるが, 作業量, 期間等の制約があったため典型的と思われるものとしてこれらの4つの崩壊地が選ばれた。この作業の大半は現地において平板測によって1/100の縮尺の地形図を作成することである。そして, その地形図において50cmの等高線毎に占有面積を計測し崩壊地の面積および体積の推移量を計算することである。崩壊地の面積の推移は占有面積の単純和により得られる。一方の体積は基準標高面から崩壊地表面までの各標高階毎の高さをもった倒立した階段の体積を計算し, その差を求めることにより崩壊を含む部分の山体の体積の推移が得られる。したがって数字の増加は崩壊地部分の体積の減少

Table 5 Characteristics of model landslides

No.	Name of landslide	Geology	Direction of slope	Data of occurrence
1	H2	biotite gneissic granite	W.S.W	after 1971
2	H3	biotite gneissic granite	S.E.	after 1971
3	H4	biotite gneissic granite	N.W.	after 1971
4	H5	quartz porphyry	E.S.E.	after 1973

を意味する。Table 6, 7に面積および体積の推移の計算結果をそれぞれ示す。崩壊の発生した時代は Table 5に示すように異なり、また崩壊の発生している斜面の条件も違うが、一般に崩壊地は何らかの直接工法を施工しない限り、又は自然に土砂の動きが緩慢となり植生が侵入し始め、表土が固定されない限り、その場合でも再崩壊、拡大の危険性は残されていると思われるが、また塚本の言うように崩壊の発生は谷の発達過程であるとも考えると、発生後さらに拡大していくと考えるのが妥当であろう。そしてまた崩壊地内で生産された土砂は絶えず流出していると考えられるため、崩壊地の体積の推移についても減少していったと考えるのが自然である。しかるに Table 6, 7の結果からは H5以外の崩壊の推移状態は不自然と思われたので考察には供しなかった。

さて H5 では面積は3年間で1.05倍となり年平均の拡大量は 4.6m^2 となっており妥当な値を示していると思われるが、一方の体積の推移については前年度比の変動量をそれぞれ1ヶ月当り、崩壊の単位面積当りの土層高に換算するとそれぞれ $2.78\text{cm}/\text{m}^2/\text{月}$ 、 $3.26\text{cm}/\text{m}^2/\text{月}$ 、 $4.72\text{cm}/\text{m}^2/\text{月}$ となり3年間の平均値は $3.58\text{cm}/\text{m}^2/\text{月}$ となっており、この侵食のペースで進むとこの崩壊地を含む山体部分は100年程度で消滅してしまうこととなる。また移動量調査と比較すると 10^1 のオー

Table 6 Transition of the area of the landslides

Name of landslide	Period			
	1979	1980	1981	1982
H2	137.5	148.9	162.8	147.1
H3	197.2	192.3	195.5	197.1
H4	567.8	678.1	580.0	541.6
H5	276.4	281.9	290.0	290.3

(unit: m^2)

Table 7 Transition of the volume of the landslides*

Name of landslides	Period			
	1979	1980	1981	1982
H2	0	84.6	246.4	71.4
H3	0	-19.2	-334.1	92.3
H4	0	420.3	486.2	-751.2
H5	0	117.7	259.6	465.7

* Values are expressed in comparison with those of the first year; (unit: m^3)

ダーだけ過大な値を示していることが解る。この理由としては50cmの等高線ごとに体積計算を行なったことが指摘されるべきである。その根拠として以下の考察結果をのべる。すなわち、1980年のH5では前年度比の体積の推移量は前述の倒立階段の体積の3.45%であるが、一方で現実の地形に近い値を示すと考えられる倒立台形と倒立階段との差は倒立階段の6.85%となり体積の変動のオーダーと同一になってしまう。したがって今後このような方式で体積の推移を考察しようとする場合には、もっと精密な図面が必要とされるであろう。もちろんこの場合の作業量は今よりも膨大なものとなると考えられる。

さてこれまでみてきたように面積については比較的良好な結果を示しているので、これを別の数値的表現によって考察していく。一般に流域内の高度分布を表現するための方法として、hypsometric curve あるいは percentage hypsometric curve を用いることがある。それは高度や面積の異なる流域の地形の様子を相互に比較することが、これらによって可能となるためである。Strahler¹³⁾は、この方法をさらに発展させた hypsometric integral によって若くて土砂生産の盛んな流域の地形と老年期に達している地形とを数量的に区別している。しかし、この方法では地形の発達、言い換えるならば流域の土砂の生産様式の一般的傾向を示すことができるだけなので、一定の地形の範囲内でこの方法を使うことにより地形の変化の識別が可能となるかどうかという点に対しては疑問が残る。ここでは崩壊部分が周辺の部分に比べて地形変化の著しい部分である点に注目し、あえてこの方法によって地形の変化を考察してみた。Table 8には4つのモデル崩壊地について比積分値を示す。この表は縦にみていくとそれぞれの崩壊地の開析度の比較となり、横にみるとある崩壊地の開析状態の変化の様子が解る。この比積分値が小さくなるほど開析が進んでいるので、それぞれの崩壊の中ではH2がもっともよく開析が進んでおり、逆にこれからも盛んに開析が進むと思われるの

Table 8 Transition of the hypsometric integral of the landslides

Name of landslide	Period			
	1979	1980	1981	1982
H2	0.472	0.440	0.421	0.456
H3	0.513	0.493	0.510	0.497
H4	0.615	0.614	0.614	0.620
H5	0.556	0.553	0.545	0.542

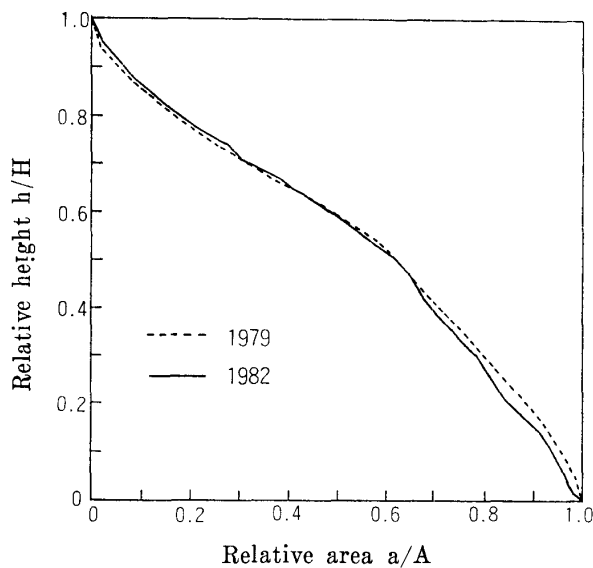


Fig. 2 Hypsometric integral curve of landslide H5

は H4 であると判定できる。この判定は踏査で確かめられている崩壊地の現状と良く合致していると思われる。Fig. 2 には H5 の崩壊地の hypsometric integral

を示す。1979年と1982年の曲線が崩壊地の中腹程度の処で交叉し、しかも年数の経過に伴って曲線の弯曲の度合いが少なくなってくる様子が示されている。H5 は Table 6, 7 と同様、比積分値が年毎に徐々に減少し少しずつ開析の進んでいることを物語っているが、これは侵食の段階が進むと崩壊地の中腹程度の部分がいわゆる遷急線のようになり、それより下部の斜面で著しい削剝作用が生じるようになるという解釈も可能となりそうであるが、今後3～4年ぐらいの間隔で同様の測量を実施していくと山地の解体過程としての崩壊地の侵食の様子がより良くとらえられるようになると思われる。

4-3 崩壊地の精密調査

この精密調査の実施されている崩壊地は同じく Fig. 1(2)中の H6 であって、モデル流域の量水堰直上流の左支の左岸斜面に位置し、標高640～650m付近に位置する。東南東に面しており、面積は約80m²、斜面長約20m、幅7m、平均勾配40°である。この崩壊地の両側に地表面の変動量の精密測定用の鉄製足場を組み、崩壊

Table 9 Observed sediment yield on the observation point H6

No	Period of measurement	Number of days	Cumulative volume of sediment (m ³)	Cumulative volume of sediment per day (m ³ /day)
1	1980.12.22-1981.2.6	47	0.3848	0.0082 *
2	1981.2.6-3.9	31	-0.4520	-0.0146
3	1981.3.9-4.5	27	0.1826	0.0068
4	1981.4.5-5.12	37	0.1127	0.0030
5	1981.5.12-6.4	23	-0.1776	-0.0077
6	1981.6.4-7.10	36	-0.2394	-0.0067
7	1981.7.10-8.11	32	-0.2711	-0.0085
8	1981.8.11-9.10	30	-0.0614	-0.0020
9	1981.9.10-10.14	34	-0.0557	-0.0016
10	1981.10.14-11.16	33	0.1569	0.0048
11	1981.11.16-12.9	23	0.0392	0.0017
12	1981.12.9-1982.1.20	42	0.3139	0.0075
1	1782.1.20-3.18	58	0.1515	0.0026 **
2	1982.3.18-4.23	36	-0.2286	-0.0064
3	1982.4.23-5.22	29	0.1054	0.0036
4	1982.5.22-6.20	29	-0.1665	-0.0057
5	1982.6.20-7.21	31	-0.0556	-0.0018
6	1982.7.21-8.16	26	-0.2752	-0.0105
7	1982.8.16-9.21	36	-0.0113	-0.0003
8	1982.9.21-10.22	31	-0.0154	-0.0005
9	1982.10.22-11.19	28	-0.0463	-0.0017
10	1982.11.19-12.19	30	0.3099	0.0103
11	1982.12.19-1983.1.21	33	0.3150	0.0095

* by Seguchi⁽⁴⁾; ** by Mukai⁽⁵⁾

地の長軸方向に対して、直角方向にもうけられた38本の横断測線に沿って $\frac{1}{10}$ mmの精度のポイントゲージによって地表面の変動を測定している。Table 9には1980年12月22日より1983年1月21日までの間に実施した23期間の地表面の変動の測定結果を示す。変動に関する議論は水原¹⁶⁾に詳しいのでここでは省略し、ここではこの測定によって得られた最終的な土砂の変動量について考察していく。崩壊地面より流出した土砂量および土層高は初年度には $0.273\text{ m}^3/\text{月}$ および $2.61\text{ mm}/\text{月}$ そして次年度には $0.027\text{ m}^3/\text{月}$ および $0.25\text{ mm}/\text{月}$ となり、1982年度の方が台風10号等に見舞われたにもかかわらず侵食量は減少している。この崩壊地はH1のように完全にマサ土化した地盤ではなく、かなり細かく破砕されたレキあるいは砂の崩壊地であり、崩壊部位からみても極端な谷型斜面上に発生した崩壊ではない。そのため風化土層の厚さもH1、H2やH4に比して薄いように思われるが、興味深いことに移動量調査

で得られた土砂量とほぼ同一のオーダーの土量そして土層高の値が示されている。

4-4 河床変動調査

(1) モデル流域の河床の状況

タコラモデル流域 (Fig. 1(2)) の河床の縦横断測量は1979年8月以来、昨年1982年7月30日～8月1日にかけての台風10号通過後まで、計7回実施されている。測点はタコラ谷本川との合流点を起点 (No.0) とし、上流へ向って20mの間隔で計45点が設置されており、測点No.5が量水堰の直上流地点に相当する。Table 10には1979年8月の第1回目の測量結果より推定した河床堆積の量を示す。この量は流域の縦横断測量の結果と現地踏査の結果、すなわち露岩の様子や河道の平面および横断形状を把握することにより推定された基岩線をもとに算定したものである。流域の河床の土砂の堆積状況を概観してみると以下ようになる。中流部より源頭部にかけて (No.29より上流) は河床には岩

Table 10 Volume of sediment deposited on the bed of investigation basin

Surveying points No.	Distance of points Δx (m)	Deposited sediment A (m^2)	Volume of sediment* (m^3)	Cumulative volume of sediment (m^3)
5	20	4.1	88	88
6	20	4.7	104	192
7	20	5.7	57	249
8	20	—	00	249
9	20	—	67	316
10	20	6.7	148	464
11	20	8.1	317	781
12	20	23.6	452	1233
13	20	21.6	343	1576
14	20	12.7	294	1870
15	20	16.7	282	2152
16	20	11.5	192	2344
17	20	7.7	182	2526
18	20	10.5	180	2706
19	20	7.5	204	2910
20	20	12.9	260	3170
21	20	13.1	213	3383
22	20	8.2	150	3533
23	20	6.8	162	3695
24	20	9.4	193	3888
25	20	9.9	249	4137
26	20	15.0	371	4508
27	20	22.1	467	4975
28	20	24.6	246	5221
29-44	—	—	—	—

* Volume of sediment can be calculated by following equation : $(A_1 + A_{1+1})/2 \times \Delta x$

盤が露出している。中流部より下流へ向っては所々に兩岸が接近して地形的に狭窄部状を呈する所があり、その上流部は自然の堆砂地となっている。例えばNo.11～16の間がそうでNo.11付近が狭窄部である。また地形的には量水堰とNo.29測点の2ヶ所を境界として河床勾配が変化している。最上流部の平均勾配は $i=0.143$ 中流部は $i=0.055$ そして下流側は $i=0.028$ となっている。量水堰の平面位置はちょうどモデル流域の出口部にあり、したがってNo.0～4の河床は河幅が拡くなり、しかも勾配も緩く、土砂の堆積のための最適の条件が備わっている場所であると思われる。なおこのモデル流域内の山腹には1982年8月現在で55ヶ所の崩壊地があり、一定強度以上の降雨に際し、これらの崩壊地からの土砂の流出や河床の堆積土砂の下流への移動が繰り返されていることが確かめられている。さて量水堰より上流の河幅を平均4mとするとNo.28の測点までの延長480mの区間の河床に堆積している土砂は平均2.7mの厚さを持っていることとなる。

(2) 河床変動特性について

河床縦横断測量の結果は、測量時の状況を前回の状況に対する変動量で表現している。Fig. 3にはこの河床変動の推移を示すが、上流から下流へ土砂の変動量が波状に伝播するように変化していく様子が認められる。この様子を数量的に明確に把握し、Table 10をもとに考察した流域の河床の状況が河床変動にどのように影響を及ぼしているかをみるために、測線に沿った方向の河床変動について移動平均法を適用して考察し

た。その結果、測点No.29の上、下流で土砂の移動の形態が異なること、すなわち上流部では200m程度、そして下流部では600m程度の波長をもつ土砂の動きが認められたことである。この波長の大小はおそらく地形的な因子により規定されると思われる。すなわちまず上流部についてはNo.29より上流へ、河床に岩盤が露出する中でほぼ80～100mの間隔で見られる小さな堆砂地（No.33, 37, 41の地点）の存在であり、そして河床堆積物の厚みの薄いことである。一方下流については露岩個所はNo.7～11の範囲に限られており、しかもTable 10に示されているように堆積物の厚みの大きいため、波長がほぼ3倍となったものと思われる。もちろんのことではあるが振幅も上流部に比して大きくなっている。このようにモデル流域では上流部と下流部では河床変動の様子が空間的にも時間的にも違ったものとなっていることが、明らかとなったが、その原因としては土砂を供給する山腹の条件は上流部も下流部も変わらないと考えられるので、溪床勾配の差と河床堆積物の厚さの差となるであろうことが推察される。

(3) 河床変動と降雨特性について

これまでのべてきたことよりモデル流域内における土砂の全般的な変動の様子が明らかとなったが、ここでは実際に変動した土砂の量の推移についてさらに考察を続ける。Table 11には前述の7回の測量結果より計算した河床変動量の推移状況を示す。Fig. 4はTable 11を図化したものであるが、モデル流域内の河床変動の経年変化が示されており、河床の土砂が周期的に変

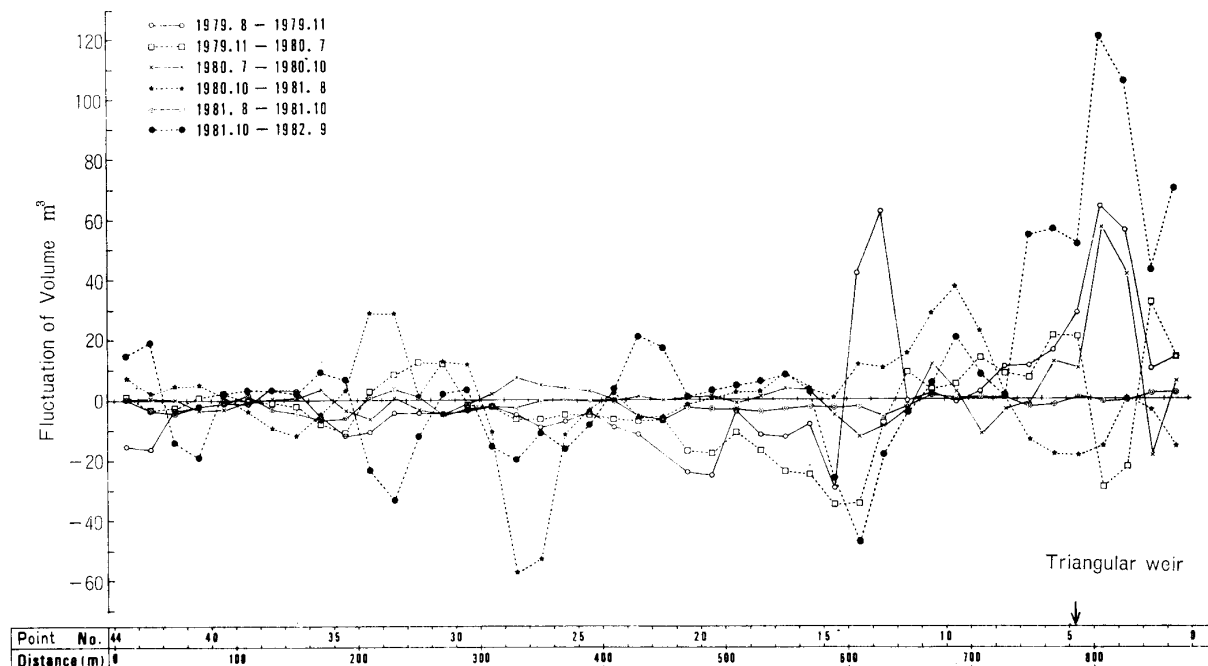


Fig.3 Transition of the fluctuations of river bed

Table 11 Transition of the fluctuations of the river bed

Period	V_T	V_U	$V_D (= V_T - V_U)$
I 1979.8-11	+61.9	-109.5	+171.4
II 1979.11-1980.7	-170.2	-157.4	-12.8
III 1980.7-10	+86.5	-8.4	+94.9
IV 1980.10-1981.8	+7.0	+64.3	-57.3
V 1981.8-10	-84.5	-88.6	+4.1
IV 1981.10-1982.9	+386.8	-1.3	+388.1
T	+287.5	-300.9	+588.1

V_T : Total fluctuation, V_U : Fluctuation of upper stream V_D : Fluctuation of down stream

動を繰り返していく様子が認められる。変動の様子は全変動、量水堰上流部そして下流部のいずれもが少しずつ異なっている。表中に示すように下流部の変動量は $V_D = V_T - V_U$ で得られるため、この3本の曲線を総合的に考察していく。量水堰の下流部ではわずかに洗堀の傾向をみせる期間はあるが全体としては堆砂が著しく進行していることが認められる。これは河床勾配の差の影響に加え、本川との合流点より約300m下流にあるタコラ第1堰堤の存在のため洪水時に生じる背水現象が合流点付近まで及び、このために堆砂が促進されるためであろうと考えられる。また全変動量は

下流部の堆積、洗堀現象によってその値が大きく左右されていることも認められる。これに対し量水堰の上流部では全般的に洗堀現象が卓越している。ここでは1980年10月—1981年8月の期間にのみ堆積傾向がみられるだけである。このようにみえると全般的には全変動量の経時変化に対しては量水堰の上流部の変動よりも下流部の変動が大きく影響を与えていると考えられる。次に Table 12にはこのような河床変動の誘因となったと考えられる期間中の降雨資料を示す。表からは河床変動に影響を及ぼしたと思われる降雨がいずれの期間の中にも、3~5回存在したことが認められる。そこで以下に河床変動を降雨と関連させて考察していく。Fig. 4 から I, III, VIの時期、すなわち1979年8月—11月、1980年7月—10月そして1981年10月—1982年8月に量水堰下流部で著しい堆積傾向が認められるがこれらの時期に降雨量は300mmを越えている。また1981年8月—10月の第V期にはわずかの堆積傾向をみせており、この場合の総降雨量は269mmとなっている。一方、量水堰下流部で洗堀傾向を示すII, IVの期間は総降雨としては約200mmを上限としている。もちろんそれぞれの期間の絶対時間の長さは2ヶ月であったり9ヶ月であったりするが、この期間の長さよりは期間中の総降雨量の方が効いているように思われる。この降雨状況をもう少し詳しく考察すると、I, III, VIの期間は降雨の断続時間が総じて短かいが、1時間最大

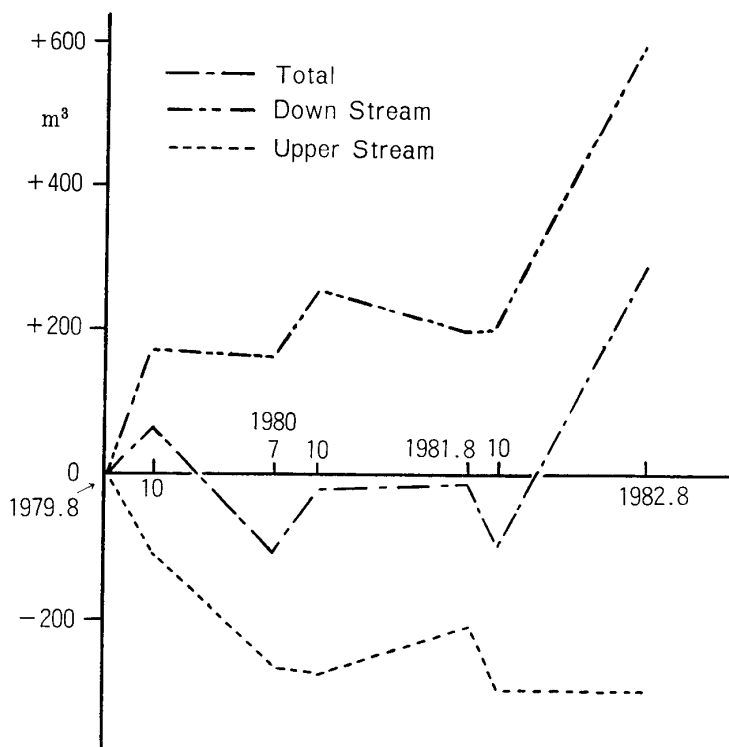


Fig.4 Transition of the fluctuations of the river bed

Table 12 Precipitation datas during investigation

	Period	Cumulative precipitation (mm)	Duration of precipitation (hr)	Maximum 1 hr precipitation (mm)	Mean precipitation (mm)
I	1979. 8.1	46.0	2	32.0	23.0
	1979. 8.31-9.1	106.0	25	17.0	4.2
	1979. 9.3	153.0	6	74.5	25.5
	1979. 9.29-30	97.0	27	30.5	3.6
	1979.10.17-19	265.0	36	22.0	7.4
	T	667.0			
II	1980. 4.7-10	42.0	9	8.0	4.7
	1980. 4.13	37.5	9	8.5	4.2
	1980. 7.10-11	54.0	23	15.0	2.3
	T	133.5			
III	1980.8.28-29	69.5	17	17.0	4.1
	1980.9.9-11	219.5	54	16.5	4.1
	1980.10.13-14	111.0	12	29.0	9.3
	T	399.5			
IV	1980.11.21-22	44.5	15	10.0	3.0
	1981. 5.6-7	37.5	32	5.5	1.2
	1981. 7.13	60.0	2	45.0	30.0
	1981. 7.14	69.0	3	42.0	23.0
	T	211.0			
V	1981. 8.21-22	96.5	27	18.0	3.6
	1981.10.7-9	116.0	40	17.0	2.9
	1981.10.21-22	56.5	40	4.5	1.4
	T	269.0			
VI	1982. 7.4	44.5	14	16.0	3.2
	1982. 7.18-19	158.5	11	17.5	14.4
	1982. 7.31-8.1	403.5	31	49.0	13.0
	1982. 8.26-27	156.0	28	25.0	5.6
	T	762.5			

雨量の多いのが特徴である。昨年（1982年）の台風10号の場合には長期間の降雨であったが、1時間最大雨量は49mmと多くなっている。また降雨1回当りの平均総雨量が100mmを越えていることも特徴である。一方II, IVの期間の降雨の継続時間が逆に長く、1時間最大雨量も相対的に小さく、1回当りの平均総雨量も100mmを下回っていることが特徴である。以上、河床変動の傾向と降雨状況の対応をまとめてみると次のようになる。このモデル流域では期間中の総雨量が250mm程度、あるいは期間中の一降雨当りの平均総雨量が80mmを境として河床変動の様子に違いがみられる。実際の降雨状況をこのように明確に分離して考えることは若干の困難を伴うが便宜的にI, III, VIのような雨

を集中豪雨型、そしてII, IVの雨を長雨型として河床変動と関連させて特徴をのべると次のようになる。

(i) 集中豪雨型

既存の崩壊地の拡大、あるいは新規崩壊地の発生による土砂生産が盛んである。ただしIII期程度まで降雨量が小さくなると土砂生産は鈍くなるか、あるいは生産された土砂をすべて流下することができなくて、洗堀が鈍ったようにみえる。

(ii) 長雨型

土砂生産はそれほど盛んではない。IV期のように上流で堆積がみられても洗堀能力は小さいため徐々にしか掃流できない。そして降雨期間の長いことと、下流ほど流量は増大することのため、土砂は長期間

にわたって量水堰を越えて合流点へ、そしてさらに下流へ掃流されるが、土砂が絶えず流下してくるため量水堰下流部での河床はそれほど低下しない。

以上、モデル流域内の河道に堆積する土砂の変動状態を降雨との関連でモデル化してみた。実際に生起している状況はもっと複雑と思われるが、これまでに観測された現象をある程度説明できたものとする。

(4) 河道内への流入土砂量の推定

流域内の山腹から河道内へ流入する土砂量を推定するにあたって以下の事柄を仮定した上で土砂移動のモデルを考察しようとした。すなわち

(i) 河道内への土砂の移動および堆積現象は一定強度の降雨の際には必ず起っている。

(ii) 一定強度の降雨とは前項でのべた条件を満たしているものでその下限値としては一降雨当り40mm程度であると考えられる。

(iii) 流入する土砂の供給源は既存の崩壊地であってそれが平面的、立体的に拡大したものであるか、またはそれまでに崩壊地と河道との間の部分に堆積していたものが移動する。

(iv) 河道内では出水時には必ず洗堀現象も堆積現象も同時に生じているものとする。ここで、 V_i ：任意の期間中の堆積土砂量、 V_p ：その期間中に河道へ流入してくる土砂量、そして V_s ：その期間中に河道で洗堀される土砂量とすれば $(V_i + V_p - V_s) > V_i$ 、すなわち $V_p > V_s$ の時には堆積傾向を示し $(V_p - V_s)$ が差し引きされた見かけの堆積量である。逆に $(V_i + V_p - V_s) < V_i$ 、すなわち $V_p < V_s$ の時には洗堀傾向を示し、 $(V_s - V_p)$ は見かけの洗堀量となる。

以上の議論を踏まえて Fig. 4 にもとづいて、先ず河道内へ流入した土砂量の推定を行なう。この場合Ⅲ期およびⅥ期を対象として考えていった。両期間共上流部でわずかな洗堀傾向がみられるが、変動がわずかなためこれを無視して考える。すなわち、期間内に河道へ流入した土砂は、最初当然堆積すると考えられるが、その後洗堀され、期間の最後になってみた場合には差し引きされて変化が無い訳であるから、結局、流入量に等しい量の土砂が量水堰の下流部の堆積量の増

加分として与えられると考えることができる。したがってこの量が山腹の崩壊地からの流入となり得る。そこでこれらの土砂がモデル流域内のすべての崩壊地から等しく流入したものとして崩壊の拡大により生産される土砂量の試算を行なった。崩壊地1ヶ所当りの平均面積は日浦¹⁷⁾によって $A = 240\text{m}^2$ と与え、土層高を崩壊斜面に対して鉛直上方の値に換算するために、斜面の平均傾斜を同様にして与え $\theta = 37^\circ$ を与えた。Table 13に示されている崩壊地の単位面積当り、1ヶ月当りの土層高も移動量調査で得られた土砂量のオーダーと同一のものとなった。このように生産土砂の河道への流入には降雨が大きな営力となっているが、それぞれの降雨の大きさがまちまちであるため、期間の平均という表現によらざるを得なかった。実際、崩壊地は現在も拡大したり、侵食が進んだりして活発に活動しているものも、植生が侵入し始めて表面の土砂の動きが落ちついてきているものもあることを考えると、ひとつの崩壊地から流出する量は上記の推定値よりは大きい値をもつと思われるが、オーダーとしてはほぼ妥当な値を与えていると考えられる。いま、Table 3の生産土砂量をモデル崩壊地の単位面積当りの量に換算すると $10^3\text{m}^3/\text{km}^2$ のオーダー、すなわち平均の厚さで表現すると1mmのオーダーとなり、第2節で考察した異常災害時に生産される土砂量の $\frac{1}{10}$ のオーダーとなっている。したがって単純計算によって考えるならば、10年後には異常災害によって一度に生産される土砂量に匹敵する量の土砂が下流に流出することとなり、砂防計画の樹立にあたっては、全く無視することのできない土砂量であると思われる。

5 おわりに

筆者らがこれまで実施してきた種々の調査結果を統一的に解釈し、山腹斜面の崩壊地が拡大することにより恒常的に生産される土砂量の推定を行なった。それぞれの調査法により精度はまちまちであるが、土砂量のオーダーという点から考えると、いずれの方法によっても同一の値を得ることができたと思われる。ただし、土砂を移動させるために降雨条件が主な誘因とな

Table 13 Estimated values of sediment

Period	Total volume of sediment (m ³)	Duration of period (month)	Volume of sediment per month (m ³ /month)	Volume of sediment per month, per each landslide (m ³ /month)	Averaged thickness of sediment per unit area, per month (cm/m ² /month)
Ⅲ	94.9	3	31.6	0.575	0.192
Ⅵ	388.1	10	38.8	0.705	0.232

っていることは確かであるが、不安定土砂を供給する素因側の崩壊地のもつ条件がそれに呼応し、相互に影響しあって流出量に変動を与えている。今後は、この両面からさらに考究を続けて土砂の動態の解明に務めていく所存である。なお、この研究をすすめるにあたって快よく資料の提供をいただいた建設省木津川上流工事事務所ならびに資料を使用させていただいた京都府立大学農学部林学科卒業論文の執筆者である、小形純一、杉井武、加藤清和、瀬口耕治そして向井啓司の諸君には深甚なる感謝の意を表します。

参考文献および引用文献

- 1) 日浦啓全, 大手桂二他 2 名 (1978) : 山地における土砂生産に関する研究 (I), 京都府立大学農学部演習林報告, No.22, p.36-53
- 2) 日浦啓全, 村上公久, 大手桂二 (1979) : 山地における土砂生産に関する研究 (II), 京都府立大学学術報告・農学編, No.31 p. 93-107
- 3) Machida, H (1966) : Rapid erosional development of mountain slopes and valleys by large landslides in Japan. Geol. Rept. Tokyo Metropol Univ. 9 p. 55-78
- 4) 吉川虎雄他 4 名共著 (1973) : 新編日本地形論 p. 179-184, 東京大学出版会
- 5) 4) に同じ
- 6) 矢野義男 (1973) : 山地防災工学 p.98, 山海堂
- 7) 4) に同じ
- 8) 芦田和男 (1971) : ダム堆砂に伴う機能障害, 矢野勝正編: 水災害の科学, 技報堂, p. 522-540
- 9) 小形純一 (1973) : 崩壊地への植生導入, 京都府立大学農学部林学科卒業論文 p. 35
- 10) 杉井武 (1974) : 植生導入試験, 京都府立大学農学部林学科卒業論文 p. 18
- 11) 加藤清和 (1975) : 活物材料による構造物の基礎的研究, 京都府立大学農学部林学科卒業論文 p. 47
- 12) 日浦啓全, 久保伊佐男, 水原邦夫, 大手桂二他 2 名 (1981) : 凍上現象による土砂の生産および流出に関する基礎的研究, 昭和56年度砂防学会研究発表会概要集 p. 76-77
- 13) Strahler, A. N. (1952) : Hypsometric (Area-altitude) analysis of erosional topography. Bull. G.S.A., 63 p. 1117-1142
- 14) 瀬口耕治 (1981) : 花崗岩地帯の崩壊斜面における侵食特性の研究, 京都府立大学農学部林学科卒業論文 p. 16-28
- 15) 向井啓司 (1982) : 既存崩壊地における土砂の生産と流出に関する観測研究, 京都府立大学農学部林学科卒業論文 p. 28
- 16) 水原邦夫, 瀬口耕治, 日浦啓全, 大手桂二 (1983) : 山地崩壊裸地斜面における土砂の生産と流出 (I) 京都府立大学農学部演習林報告 No. 27 p. 18-24
- 17) 日浦啓全 (未発表) : 表層崩壊の発生と生産土砂量の予測に関する研究

Summary

Authors have estimated the sediment yield of the landslides which often occur in the region of the mountains of granitic rocks when they enlarge their areas and depths.

Estimation was performed by analyzing the datas of three kinds of investigations done in the domain of the failure and the longitudinal and transversal profiles of the model investigation basin

(0.217km²).

As a result, the estimated values of the thickness of soils were recognized to be of the order of some millimeters as the maximum per unit area of landslide (m²), per month. These values are roughly one tenth of those produced at a time by the disastrous landslides which are caused by heavy rain.