新潟大災害研年報，第18号（1996年）
Ann. Rep. Saigai-ken, Niigata Univ., №18 (1996)

浦川流域における大規模崩壊と土石流に関する研究（Ⅰ）
―― 崩壊堆積物並びに土石流堆積物の土質特性について ――

丸井英明・佐藤　修・渡部直喜・堀田伸之

Debris Avalanches and Debris Flows in Urakawa River Basin

by
Hideaki MARUI, Osamu SATO, Naoki WATANABE
and Nobuyuki HOTTA

(Abstract)

This report interprets the physical and mechanical properties of the unstable debris deposits in the Urakawa river basin. The Urakawa river basin locates along the great tectonic line (Fossa Magna) in Nagano prefecture in Japan and is well known by frequent occurrence of debris flows initiated by slope failures in the upper part of the basin area. Also in April 1992 a relatively large debris flow with the volume of 1 million m³ has occurred. Various geotechnical investigations were performed in order to analyse the mechanism and the process of debris flows. Especially the shear strength parameters of debris flow deposits on the river bed were determined by using a ring shear apparatus.

Keywords : Debris avalanches, Debris flows, Geotechnical investigations, Shear strength parameters, Ring shear apparatus.
キーワード：土石雪崩，土石流，地盤調査，剪断強度定数，リング剪断試験機.

Ⅰ　は　じ　め　に

姫川水系浦川は土石流多発危険渓流であり，浦川流域では過去に何度も大規模な土石流が発生し，時には姫川本川をせき止め甚大な被害を及ぼしている。しかしながら，土石流の発生頻度は長期間に亘って一様なものではなく，ある程度の間隔をもって変動し，多発期と休止期が交代するものと考えられる。数年前までは約10年近く土石流活動が沈静化していたが，1992年４月に約200万m³の大規模な崩壊が源頭部で発生し，そのうち約100万m³の土砂が土石流として下流域に流下した。その後何回か現地調査を行った結果，浦川流域は再び土石流の活動が活発化するサイクルに入り，浦川流域からの土砂流出が増大するものと判断された。また，1995年７月11日から12日にかけて降り続いた梅雨性の集中豪雨によって姫川流域全体で大規模な土砂災害が発生した。姫川本川沿い並びに流域内の多くの支流で土石流や崩壊が発生し，大量の土砂が流出した結果，姫川本川の河床は著しく上昇した。特に浦川流域と，北側の大所川流域からは多量の土砂が流出し，姫川本川との合流点下流側の河床の状況は一変した。改めて今後数年間に亘って浦川流域の監視と警戒が必要と考えられる。

浦川流域源頭部は広大な荒廃地となっており，平成4年度に発生した大規模崩壊の背後や周辺部にも亀裂の変状が著しく，今後も同程度の大規模崩壊の発生が予想される。また，崩壊直下を中心として渓床には大量の不安定土砂が堆積しており，土石流発生のポテンシャルが高い状況にある。従って，源頭部の大規模崩壊の今後の拡大発達状況並びに渓床の変動状況を追跡調査することが必要である。

本報告では，土石流の発生と流動のメカニズムを解析するための基礎資料を得る目的で，源頭部の崩壊地並びに中流部の土石流堆積物から採取した土試料について種々の物理試験並びに力学試験を実施した結果について考察した。なお新潟大学積雪地域災害研究センターと農学部グループは，前回1979年から1986年にかけて建設省松本砂防工事事務所と共同で浦川流域の土石流の観測と崩壊調査を行っている。その成果は新潟大災害研年報に報告されているが，各号の報告内容の総括を最初に記しておく。

II　既往災害研年報における報告の総括

1　姫川水系浦川流域における斜面崩壊と土石流について　—その1—(1982年)

第1報では1979年と1980年に調査した結果に基づき，流域の地質，地形，地下水・表流水の水質について報告されている。まず，地質調査の結果は基岩地質と表層地質に分けて記述され，それぞれ基岩地質図と表層地質図とに表示されている。特に，斜面崩壊及び土石流の発生機構に直接関係する表層地質図には過去のマス・ムーブメントによる微地形と表層物質の分布状況が記載されている。さらに，化学風化の機構と進行速度が土砂の生成に及ぼす影響を検討する目的で，地下水・地表水の水質調査結果が流域内水質分布図に示されている。最後に流域内の崩壊の機構と概略の危険度の考察結果について論じられている。

2　姫川水系浦川流域における斜面崩壊と土石流について　—その2—(1983年)

第2報では1981年に行った調査・観測結果について報告されている。1981年5月12日には源頭部斜面で地すべり性崩壊が発生し，それに伴う土石流が発生し姫川本川との合流点まで到達している。この土石流の発生を考慮して，主として金山沢上流域での調査結果が記述されている。斜面崩壊の危険度に関しては金山沢沿いの地域で地質精査を行い崩壊堆積物の分布図を作成している。

稗田山の大崩壊による土石流堆積物といわれるものについては従来と異なった見解が示されている。また，金山沢流域内の土資料のサンプリングを行い物理試験を行っている。水質に関しては金山沢を浦川右岸側と金山沢源頭部に区分し，それぞれの水質形成過程について検討が始められている。

土石流の観測は1981年の7月から10月にかけての約50日間行われており，この間4回土石流の発生が確認されている。渓床の変動に関しては，金谷橋からと金山沢中流域，上流域さらに源頭部において写真撮影が行われている。土石流の発生と降雨の関係については10分間雨量強度と連続雨量を要因として土石流の発生，非発生の判別を試みている。さらに水質変化から見た土石流発生予知の可能性についても検討を行っている。

3　姫川水系浦川流域における斜面崩壊土石流について　—その3—(1984年)

第3報では1982年に行った調査・観測結果について報告されている。この年度の主要な調査項目としては，金山沢流域の地質，地下水の精査，稗田山土石流段丘の再検討，土石流観測，水質変動から見た土石流発生予知法の検討，河床堆積状況の調査が挙げられている。前年発生した（1981年5月12日）源頭部での地すべり性崩壊に関連して，崩壊地内と崩壊地外とでボーリングが行われ，結果は地

質縦断図として表示されている。また，金山沢中・上流域の岩石が広く熱水変質を受けて劣化していることが進行性の崩壊と土砂生産の原因となることが，地下水の水質と関連付けて指摘されている。

土石流の観測は1982年の7月14日から10月12日にかけて91日間行われている。この間に6回土石流の発生が確認されている。水質変動から見た土石流発生予知の可能性についてさらに検討がなされており，土石流発生時の河川水の電気伝導度の変化を四度捉えている。土石流通過直前に電気伝導度の低下が認められているが，土石流発生の予知に適用するにはまだ問題が残っている。土石流の流動，停止状況を把握するために，金山沢において河床の変動と巨礫の分布調査も行われている。

4　姫川水系浦川流域における斜面崩壊と土石流について　—その4—(1985年)

第4報では1983年に行った調査・観測結果について報告されている。この年度の主要な調査項目としては，浦川右岸側の地すべり性斜面の調査，土石流の観測，土石流含有土砂と堆積物の調査，水質変動から見た土石流発生予知の可能性の検討，河床変動状況調査が挙げられている。

浦川右岸側の稗田山滑落崖と石坂部落の間には最大幅1.1km，奥行き0.5km，平均傾斜20°前後の地すべり性斜面が存在し，冠頭部の深い亀裂地形を始めとし，大小の亀裂が走っている。要注意斜面であるので，深さ80mのボーリング調査が実施されている。土石流の観測は1983年7月19日から10月15日まで行われており，その間21回の土石流の発生が確認されており，その内で金谷橋を越えて流下した土石流は13回を数えている。センサーの切断時間から求められた区間流速は，18.33m/s～0.07m/sまでかなりばらついている。映像記録からは土石流がすべて源頭部で発生することが確認されている。

この年度は流動中の土石流から直接含有土砂を採取することが試みられている。また，別途に土石流通過後1日程度の時点でヘドロ状の土石流堆積物も採取されている。両者の物理試験の結果は，比重，液性限界，粘土・シルト含有率に関して流動中の土石流の方が大きい値を示しており，細粒分が多く含まれていることを示唆している。この年度にも土石流発生時の電気伝導度の観測が5回行われている。電気伝導度の測定と水の化学分析の結果から，土石流の発生直前あるいは発生時に電解質濃度の高い水が確認されており，土石流の予知に有効であると判断されている。特に金谷橋下流側で作業中の工事関係者の避難に関連して，センサー切断以前に電気伝導度記録計がいち早く反応することから避難のための警報発動に役立つとされている。この年度にも金山沢において河床変動及び巨礫の分布調査が行われている。

5　姫川水系浦川流域における斜面崩壊と土石流について　—その5—(1986年)

第5報では1984年に行われた調査・観測結果について報告されている。この年度の主要な調査項目としては，浦川流域の地形，地質に関しては初年度既に調査がなされているが，今回再検討が行われている。特に，浦川下流域での調査に基づいて新しい知見を加えた地質図と地質断面図が作成されている。また，浦川橋より下流部には火砕流堆積物が広く分布することを指摘し，この点を含め，浦川右岸の平坦面を1911年から1912年の稗田山大崩壊の際に発生した土石流による土石流段丘であるとする説を否定している。稗田山大崩壊の規模を再検討し，稗田山の崩壊土量を土石流段丘説に基づく計算値1.5×10^{8} m³に対し，3.16×10^{7} m³と推定し直すと共に，稗田山崩壊・土石流の復元図を作成している。

一方，金山沢と浦川の谷壁斜面から試料をサンプリングし，コンシステンシー試験，粒度試験を行うと共に，金山沢の両谷壁で土壌硬度計を用いて支持強度を求めている。また，過去に発生した土石流のいずれについても金山沢最上流部での地すべり性崩壊が引き金となっていることから，この地域

の地すべり性地形変動の計測・調査が行われている。

土石流の観測は1984年７月21日から10月22日まで行われており，その間７月26日に１回土石流の発生が確認されただけである。原因として期間中の降雨量が例年に比べて極めて少なかったことが指摘されている。また，土石流の発生には単なる降雨量だけでなく先行降雨に関係した地下水貯留量と水圧増加が関係しているとの判断がなされている。

この時点で建設省により降雨データだけに基づいて危険度を判定する土石流警報システムの開発・設置が進められていたが，金山沢においてはこれまでの観測結果に基づいて，電気伝導度の変動によって土石流の予知が可能であることが指摘されており，この方法を用いた土石流警報システムの開発が試みられた。

6　姫川水系浦川流域における斜面崩壊と土石流について　―その６―(1987年)

第６報では1985年に行われた調査・観測結果について報告されている。1985年７月13日には稗田山の崖で崩壊が発生し，土石流が観測小屋を直撃し，観測施設が破損している。そのため，例年通りの土石流観測が不可能となっている。その他に，この年度には金山沢においても６月24日，25日と７月10日の２回土石流が発生している。例年の観測結果から見ると，浦川流域では６～７月の梅雨期土石流が集中的に発生し，８～９月には土石流の発生が少ないことが指摘されている。その理由としては，４月から６月にかけて渓床に堆積する積雪層の融雪に伴う山腹崩壊や渓岸崩壊により，土石流の発生材料となる不安定土砂の供給が多いために，６月から７月頃に土石流が頻発し，さらにそのために８月から９月頃には渓床に不安定土砂の堆積が少なくなるために土石流の発生が少なくなるものと推定されている。

稗田山山麓で発生した土石流に関しては土石流の分布形態，縦横断地形，土砂収支等が詳細に計測されている。また，前年度に引き続いて，金山沢最上流部の地すべり地において地形変位や地盤傾斜等の計測が行われている。前年度と比較して地形変位量並びに地盤傾斜変動量が大きくなっていることが報告されている。この結果はこの年度の降雨量が多かったことに起因すると考えられている。

III　浦川土石流の発生状況

1　浦川流域の概況

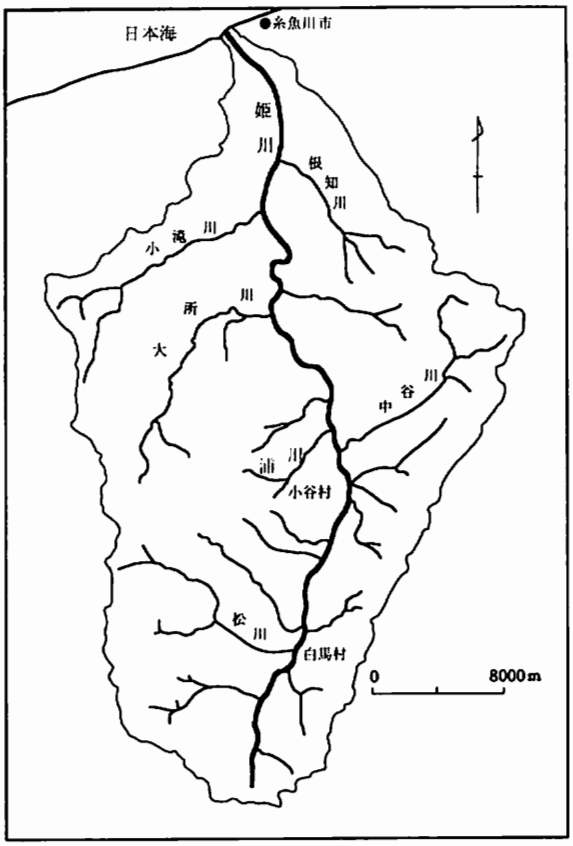
姫川は長野県北部の青木湖付近にその源を発し，新潟県糸魚川市で日本海に注ぐ，流域面積722㎢，幹線流路延長60km，基本洪水流量500㎥/sの河川である。浦川は長野県小谷村で姫川の中流部に合流する支川で，流域面積22㎢，流路延長12km，平均河床勾配1/10の急峻な荒廃河川である。源頭部では地すべり，斜面崩壊が絶えず進行し，そこから供給される不安定土砂により，土石流が多発する危険渓流である。流域上部は唐松沢と金山沢に分岐し，両渓流共に源頭部での崩壊が著しい。金山沢右岸には稗田山大崩壊の絶壁が連なっている。現在は金山沢の方で土石流が多発している。

図－１に浦川流域の位置図を，図－２に浦川流域の概要を示す。

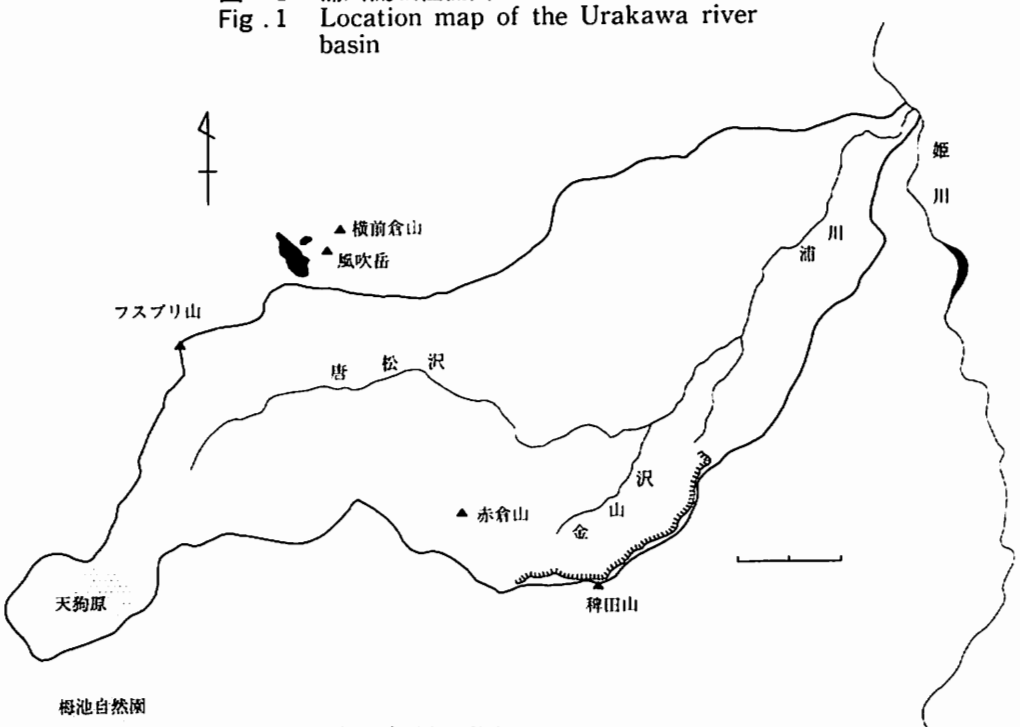
2　浦川流域の地質

浦川流域の基岩地質は，古生層，蛇紋岩，中生代ジュラ紀の来馬層群と，それらに貫入する石英斑が浦川左岸側に分布し，それらを覆って石坂流紋岩，さらに第四紀安山岩類が広く分布する構造になっている。さらに，上述の基岩類を覆ってマス・ムーブメントによる表層物質が広く分布している。

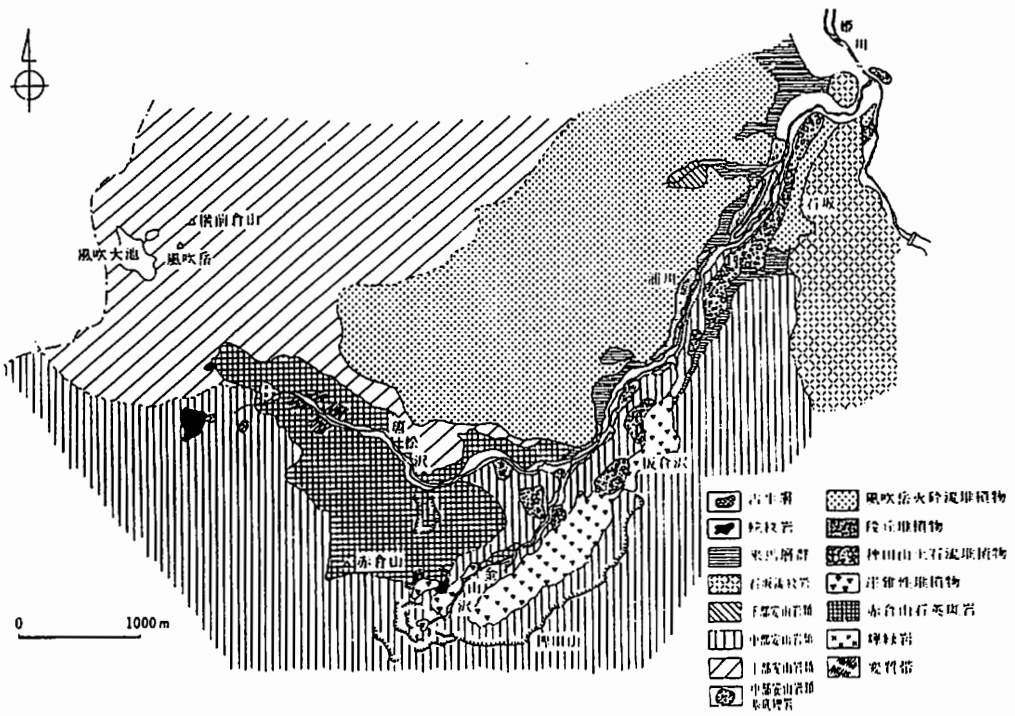
図－３に浦川流域の地質概要図を示す。



図－1　浦川流域位置図
Fig . 1　Location map of the Urakawa river basin



図－2　浦川流域概要図
Fig . 2　Overview of the Urakawa river basin



図－3　浦川流域の地質図（青木ほか，1986）
Fig. 3　Geological map of the Urakawa river basin

3　浦川流域の土砂災害

浦川流域の土砂災害に関しては1700年代以降記録がある。表－1に示されるように頻繁に崩壊とそれに伴う土石流が発生し，下流に大きな被害をもたらしてきたことが読みとれる。土石流は6月から9月にかけての梅雨期や台風期豪雨に起因して発生する場合と，4～5月の融雪に起因して発生する場合とがある。特に顕著な災害事例としては1911年（明治44年）8月と1912年（明治45年）4月，5月に発生した稗田山の大崩壊とそれに伴う大土石流が挙げられる。この時の稗田山の崩壊土量は崩壊前斜面の復元から約3.16×10^7m³と推定され（青木他，1984），また旧河谷復元断面図から計算した土石流の量は約3.2×10^7m³と推定され（渡辺他，1984），両者の値はほぼ一致している。第1回目の崩壊で稗田山の半面，長さ1km，高さ300mが崩壊し，土石流は姫川本川を堰き止め，高さ約60m，長さ330m，幅110mの天然ダムを形成し，姫川本川は約3km上流まで湛水したとされている。

土石流の観測は1971年から建設省松本砂防工事事務所によって開始されているが，大小の土石流は度々発生し，映像に記録されている。例えば，1976年の6月から9月にかけて10数回，1980年の7月から10月にかけて9回，1981年7月から10月にかけて3回の土石流が記録されている。その内姫川本流合流点に到達する大規模土石流は，1981年5月12日（昭和56年）に発生している。

4　1992年4月発生土石流の概要

浦川支流の金山沢において，1992年4月7日に約10年ぶりに大規模な土石流が発生した。今回の土石流の発生過程は，まず金山沢源頭部で融雪に起因する約200万m³の規模の地すべり性大崩壊が発生し，崩壊土砂の役半分が源頭部に堆積し，残りの約100万m³が土石流として流下したものであると推定されている。流域源頭部は多雪地域にあり，土石流発生前に際だった降雨はなく，数日前から急激

に融雪が進んだとみられ，崩壊並びに土石流発生の直接的誘因は融雪水の供給であると考えられる。また金谷橋上流左岸側に中途堆積した土石流堆積土砂には多量の雪塊が混入していたことから，この土石流は梅雨開けや台風時に発生する土石流とは異なった，いわゆる「雪泥流」型の土石流であったと判断される。

この土石流は約3㎞流下して浦川橋の少し上流で堆積・停止している。金谷橋から浦川橋の区間には多数の砂防ダムが設置されており，これらの砂防ダムの貯砂容量が有効に機能し，土石流が姫川本川に到達する前に停止したものと考えられる。

表－1　姫川支流，浦川災害の歴史（来馬変遷38年史：小谷村役場資料による）
Table 1　History of the disasters in the Urakawa river basin
(History of Kuruma in 38 years : Report by Otari village)

年　月　日	災害となる要因	状況の説明	被害の概要
1734(享保19)10月	崩壊・土石流(?) 土砂流出	金山沢の崩壊・土砂流出	来馬地籍諏訪神社境内1部流出，神社山の手へ移転。人家5戸流出，その他，田，畑等埋没・流出
1805(文化2)8月	崩壊・土砂流出	風吹山付近の崩壊・鉄砲水あり	この年日照が続き風吹山において雨乞中の豪雨，下山中神主(山田大隈寺）は荒れた沢に困難を期し，病死
1837(天保8)春	崩壊・山津波	浦川上流より土砂崩壊・山津波あり	来馬河原の水田の全て放出，人家被害なし
1844(天保15)6月	崩壊・土砂流出	姫川大洪水，浦川の奥崩壊し泥土流出	来馬下寺の人家耕地流出
1911(明治44)8.8	稗田山崩壊 （午前2時30分頃) 土石流・土砂流出	稗田山の半面，長さ1㎞，高さ300mが崩壊し，大音響とともに浦川を約6㎞流出し，姫川を堰き止め，一部土砂は来馬部落へ到達。姫川合流点の土砂は，上下流15丁，高さ35間に及び(信濃日報）浦川下流部の河床はこのため80～150m上昇。姫川の堰き止めにより上流に湛水，下里瀬まで湖水となる，これを長瀬湖と呼んだ 街道交通の障害となったため，2舟の和船で水上運搬をした	石坂：住宅3戸，土蔵1棟，物置1棟，堂2宇，死者17名 長瀬：住宅1戸，死者5名 浦川橋詰：住宅1戸，死者1名，馬1頭 来馬：避難（役場，学校，郵便局，駐在所→常法寺，住家15戸) 池原下：住居への浸水4戸 下里瀬：〃　43戸
1911(明治44)8.11～12	姫川掘削	姫川の掘削，午後10時来馬方向に流出開始徐々に大水となる。12日本流水勢強くなる。堀割が完全にできないため県湖に舟を配す	来馬部落住宅3戸に本流が当たる。12日，部落一面が川の瀬とまる。村役場，学校，住宅18戸，物置5棟損壊。水田34町歩，畑15町歩流出。穴平部落，住宅3戸外沢に移転
1912(明治45・大元)4.26	稗田山崩壊 （第2回) 泥流・土石流	雪解けによる金山谷の地すべり・崩壊。石坂，来馬泥土化する。浦川流域泥堆積1m余	石坂44年堆積地域を再び泥土が被る。来馬は泥河原となり住家5戸倒壊，埋没，流失
5.4	稗田山崩壊 （第3回) 泥流・土石流	既往被災地再び泥土化	人・家に被害なし

年　月　日	災害となる要因	状況の説明	被害の概要
7.21～22	長瀬湖欠壊大洪水	豪雨のため長瀬湖堰止めが欠壊，大洪水となる	来馬河原一面川の瀬となる。住宅３戸流出
1923(大正12)4.19～30	崩壊・山津波・洪水	断続的な雨が降り続き崩壊，鉄砲水，大洪水となる	来馬，住宅計７戸が移転した
1936(昭11)5.23	浦川山津波 稗田山崩壊	流出土砂再び姫川堰止め。長瀬湖再び出現 浦川からの山津波は，対岸外沢下の岩壁に衝突し真黒な土しぶきをあげたと見る間に次の山津波のうねりが衝突したという記録がある	松本－糸魚川県道付替工事中の650m流出，道路計画放棄。来馬水田（開墾）の流出。合流点上流に長瀬小湖ができ，街道交通に支障
1944(昭19)7.20	山津波	浦川より土砂流出あり	大糸線建設の飯場に被害を及ぼしたため，トンネルの設計変更をする
1946(昭21)6.29	地すべり	来馬常法寺付近地すべり	
1948(昭23)7.28	崩壊・山津波	風吹岳崩壊による山津波	来馬河原泥沼化，堤防破壊
1953(昭28)7.17～24	洪水・土砂流出	浦川豪雨のため出水	浦川橋の橋台保護工流出
1954(昭29)6.23～25	洪水・土砂流出	浦川からの土砂流出，河床変動が著しい	高車道路欠壊
1955(昭30)7.4～7	洪水・土砂流出	浦川よりの流出土砂多く，姫川に小湖を再現	
1956(昭31)7.14～15	洪水・土砂流出	豪雨出水により河床変動が著しい	浦川橋橋台保護鉄線蛇籠及び水制２基流出する
1959(昭34)9.26	洪水・土砂流出	台風15号（伊勢湾台風）により洪水	浦川橋流出
1961(昭36)6.30	洪水・土砂流出	梅雨前線豪雨により浦川出水	高車道路流失50m
1961(昭36)7.1		（浦川上流建設省直轄砂防区域となる）	
1964(昭39)10.21	洪水・土石流	台風20号により浦川より土石流が流出，合流点において姫川を堰止める（長瀬湖再現）	国鉄線大糸線１時運転休止となる。来馬河原泥沼化
1965(昭40)5.8	洪水・土石流	多量の流出土砂により河床上昇，合流点の堰止めが発生	浦川橋流失，長瀬湖が現われ，鉄道第５鉄橋線路まで水没す。20日余大糸線不通
8.28	洪水	７月からの数回の洪水で，浦川の河床変動が著しい	
9.15	土石流	姫川合流点堰止め。上流部の洗掘による	
9.25	土石地	中土雨量57.2㎜/day (前日39.7㎜)台風20号 （この間８月28日～10月24日まで中土で毎日降雨が観測されている）	
1981(昭56)5.12	土石流	夜10時40分頃金山沢で土石流発生，土砂は姫川合流点まで到達。濁流は日本海に達する	金山沢及び合流点の砂防ダム一部破損する

5　土石流発生ポテンシャル

浦川は土石流多発渓流であるが，長期に亘る調査・観測の結果から土石流の発生頻度には時期によってかなりの変動があるものと考えられる。1981年5月に大規模な土石流が発生して以来その後約10年間，小規模なものは別として，土石流の活動はほぼ休止状態にあったが，1992年4月の土石流の発生を契機として金山沢源頭部での土石流の活動が再び活発化する状況にあると判断される。金谷橋上流側の渓床は絶えず変化しており，小規模な土石流はしばしば発生しているようである。また，源頭部には1992年4月の崩壊土砂の約半分がなお不安定土砂として残積している。さらに，この時の崩壊の外部の源頭部の広い範囲で段差やクラックが分布しており，今後の崩壊の拡大・進行が予想される。従って，将来に亘って土石流材料の供給源である源頭部荒廃地の変動に関して継続的な調査・監視が必要である。

6　1995年7月豪雨による土砂流出の影響

1975年7月11日の豪雨によって浦川流域から大量の土砂が流出し，姫川本川に供給された。浦川の崩壊・土石流に関連して今回の土砂流出の特徴について触れておく。

(1) 源頭部では新たな大規模崩壊あるいは大規模土石流は発生していない。今回の豪雨が既往最大規模であったことを考えると，源頭部で大崩壊とそれに続く大規模土石流が発生しても不思議ではない。何故発生しなかったかは不明である。

(2) 源頭部に幾つか存在するガリーの侵食拡大は顕著で，それに伴う大量の土砂流出があったものと考えられる。

(3) 中下流部に多数設置されている砂防ダムはすべて満砂し，さらに相当量の土砂が一時的に堆積している。かなりの貯留効果があったと考えられるが，相当量の土砂が下流へ流出したものと考えられる。

(4) 浦川下流の2基の完成後間もない砂防ダムは特に有効に機能し，貯留効果を発揮したものと考えられる。

(5) 最下流のダムの下流側では相当に河床侵食が進行している。

(6) 姫川本川との合流点付近の変状は著しい。浦川の出口の川幅が相当拡幅している。また，合流点直上流で浦川を横断する道路と仮橋が完全に流出してしまっている。

IV　土 質 調 査 結 果

1　土質調査の目的

土石流発生域である金山沢源頭部の大規模崩壊地内に残存する崩壊堆積物並びに中流域金谷橋上流側の土石流堆積物を対象として，土石流の発生条件の検討，流動解析等を行うための基礎資料を得る目的で，各種土質試験を（物理試験，リング剪断試験）を実施した。堆積物の物理的特性値は地盤工学会の定める基準に基づく物理試験を行い，力学的特性値はリング剪断試験行うことにより求めた。

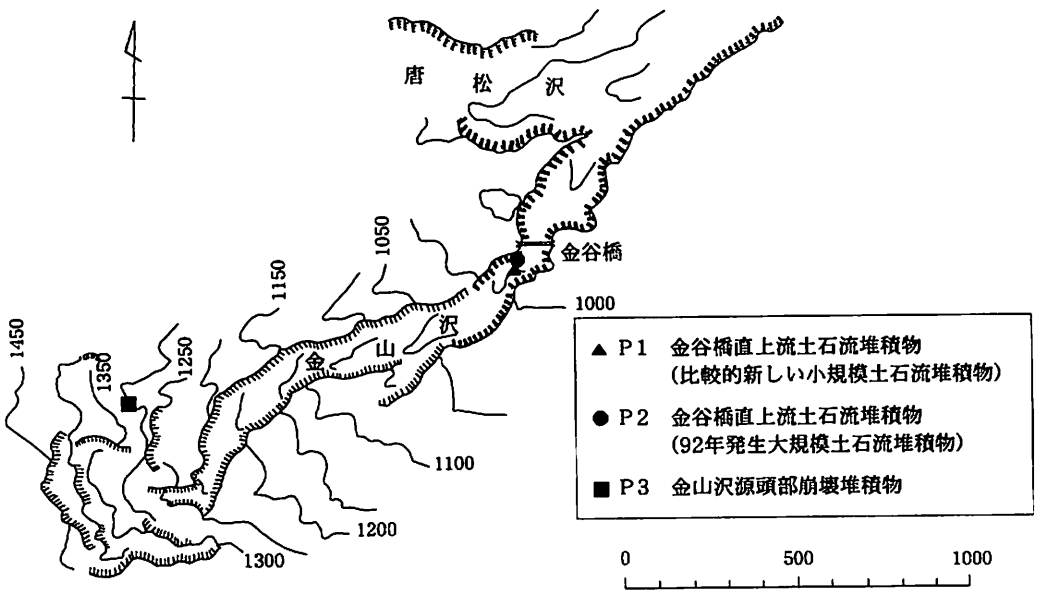
2　土質試験用試料採取箇所

試料を採取した地点は図－4に示す3ヶ所である。P1は金谷橋直上流部の比較的新しい小規模土石流の堆積物で，P2は1992年4月発生の大規模土石流の堆積物である。P3は金山沢源頭部の崩壊堆積物で，92年発生の大規模土石流の発生源である。

採取回数は，P1においては95年，96年に一回ずつ，P2，P3では94年，95年，96年にそれぞれ一

回ずつ採取している。また，試料はいずれも地表面から約10～20cm下の部分を採取した。

各試料名は採取地の前に採取した年を表示して記載する。例えば，96年に採取した金山沢源頭部の土質試料は，96P3と名付けて表示される。95P1，96P1はそれぞれ，その年に発生したと思われる小規模土石流堆積物で，94P２は95年9月までにすでに流失していた。95P２は，94P2を採取したテラス上の左岸側斜面付近で採取し，96P2は肩じり付近で採取している。94P3，95P3は92年に金山沢源頭部において発生した崩壊によってできたテラスの上方斜面から採取し，ほぼ同箇所のものである。しかし，96P3は94P3，95P3採取斜面が地すべりを起こしていたため，その崩壊土砂の試料となっている。



図－４　試料採取地点
Fig. 4　Soil sampling points for various soil tests

3　浦川流域の堆積物の物理的特性

各採取試料の物理的性質の把握のため，種々の物理試験を行った。試験項目は，含水比試験(JIS A 1203)，土粒子の密度試験（JIS A 1202)，粒度試験（JIS A 1204)，液性・塑性限界試験（JIS A 1205)，最大密度・最小密度試験（JSF T 161）である。さらに，94P２，94P３，95P１に関しては現場密度試験も行っている。

3－1　含水比，土粒子の密度，液性・塑性限界

各試料の試験結果を表－２に示す。表に示された結果から見られるように，自然含水比，土粒子の密度には試料によって大きな差異は認められない。しかし，塑性指数に注目をすると図－５の塑性図にもみられるように，土石流堆積物であるP1，P2に対し金山沢源頭部からの試料であるP3は小さな値をとっており，塑性が小さいことがわかる。

3－2　粒度試験

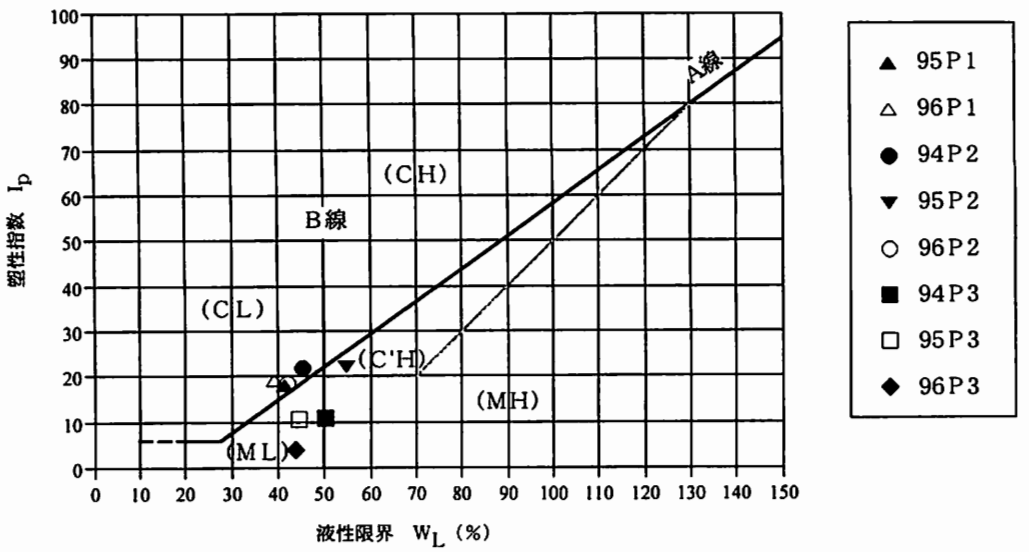
土石流の構成材料の粒度組成は土石流の性質を規定する主要要因の一つである。土石流にはその構成材料によって様々なタイプに区分されるが，粒径の大小によって「石礫型土石流」と「泥流型土石

流」とに大別される。浦川流域で発生する土石流の場合は非常に大きな礫も多量に含まれており，典型的な石礫型土石流である。

表－2　物理試験結果
Table 2　Results of soil physical tests

	W	W_L	W_P	I_L	I_P	ρ_s	D_{60}	D_{50}	D_{30}	D_{10}	U_C	U_C'	礫分	砂分	シルト分	粘土分
95P1	27.24	40.86	22.55	0.256	18.31	2.670	0.80	0.36	0.093	0.002	400.0	5.41	29	44	14	13
96P1	25.64	39.24	20.04	0.292	19.20	2.688	1.8	0.73	0.16	0.0038	473.7	3.74	39	40	11	10
94P2	25.55	44.9	22.7	1.06	22.23	2.714	1.9	1.2	0.32	0.005	380.0	10.78	38	42	10	10
95P2	29.24	54.58	32.23	-0.134	22.35	2.679	0.5	0.22	0.044	0.0013	384.6	2.98	28	37	19	16
96P2	20.55	41.00	22.05	-0.079	18.95	2.709	2.2	0.90	0.32	0.0090	244.4	5.17	42	44	7	9
94P3	30.09	49.9	38.5	5.39	11.4	2.638	4.1	3.0	1.30	0.074	55.4	5.57	62	27	7	4
95P3	26.16	44.62	33.41	-0.647	11.21	2.655	1.9	0.83	0.25	0.02	95.0	1.64	40	46	9	5
96P3	33.17	43.12	38.65	-1.226	4.47	2.680	2.0	1.2	0.50	0.022	90.9	5.68	40	49	5	6

W　：自然含水比（%）
W_L　：液性限界（%）
W_P　：塑性限界（%）
I_L　：液性指数
I_P　：塑性指数
ρ_s：土粒子の密度（g／cm³）
D_{60}　：60%粒径（mm）
D_{50}　：50%粒径（mm）
D_{30}　：30%粒径（mm）
D_{10}　：10%粒径（mm）
U_C　：均等係数
U_C'　：曲率係数



図－5　塑　性　図
Fig. 5　Plasticity diagram

浦川流域の堆積物には非常に大きな礫が多量に含まれており全ての粒径を含めて粒度分析を行うことはできない。実際問題として粒度分析の可能な粒径は数cm以下の部分に限られ採取時において大きな礫を除き，粒度分析を行っている。その範囲の中での粒度組成が土石流の性質に影響すると考えられる。すべての試料について，中礫分である19mm以下の粒径を対象に粒度組成図，粒径加積曲線を作成した。図－6が中礫以下の各試料の粒度組成であり，図－7が各採取地毎に比較した粒径加積曲線，図－8が土石流堆積物と崩壊堆積物の比較のため，採取年毎にとりまとめた粒径加積曲線である。図－

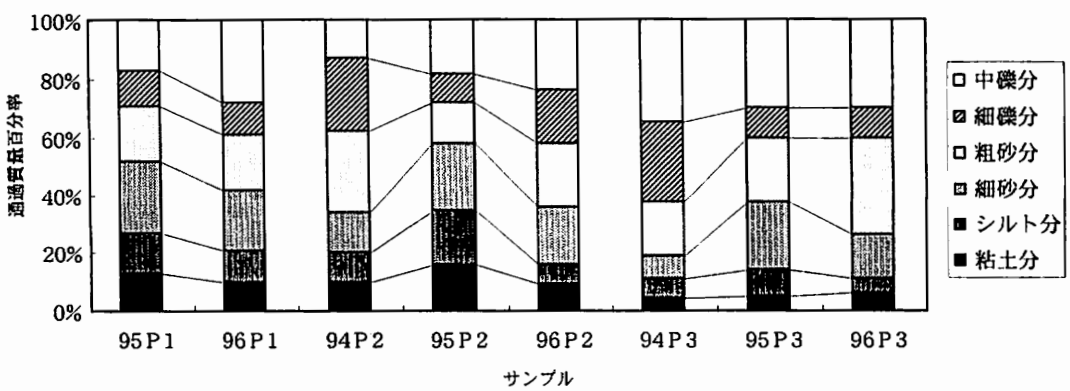
6と図－8から，金山沢源頭部の崩壊堆積物であるP3は，土石流堆積物であるP1，P2に比べ細粒分，特に粘土分が少ないことがわかる。先述したようにP3試料の塑性指数が小さい原因は，この粘土分の含有率の低さによるものと考えられる。95P1と96P1は中礫分に多少の差がみられるものの，全体として似た粒度組成をもち，粒径加積曲線も似ている。P2については，94P2と96P2は似た結果が出たものの，95P2に関しては94P2，96P2に対し細粒分の占める割合が高くなっている。しかし，粗礫分も含めて作成した粒度組成図からは，95P2が礫分35%，砂分33%，細粒分32%となり，これは1992年にこのP2のテラスから採取され分析された値（礫分34.7%，砂分32.4%，細粒分32.9%）と非常に近い値を示している。95P2は92年に発生した土石流堆積物によってできたテラス上の左岸側斜面から近いところ，つまり流路から遠い地点での試料であるから，堆積時に近い状態でこの時堆積していたという可能性も考えられる。P3については，94P3が95P3，96P3に比べ礫分の占める割合が高く，砂分の占める割合が低い。さらに，均等係数と曲率係数から94P3と96P3は粒度分布が良いと判断され，95P3は粒度分布が悪いと判断される。

3－3　現場密度試験

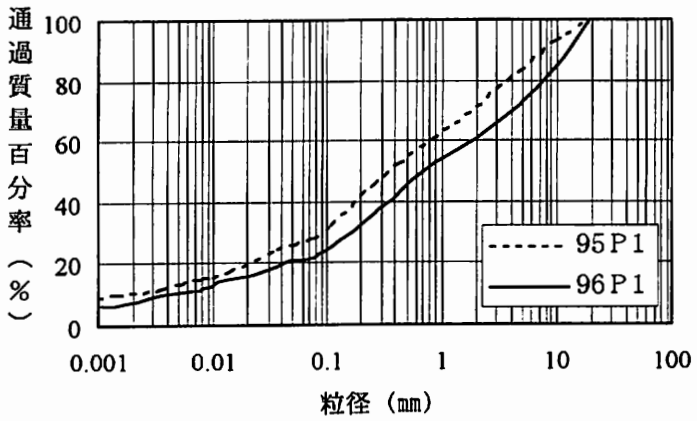
土の剪断強度特性は，一般に試験条件によってかなり異なる。密度（単位体積重量）は強度を規定する主要な要因の一つである。源頭部に残存する崩壊堆積物や，流下してきた土石流の中途堆積物の現場密度は土石流の発生並びに流動の解析を行うための重要な基礎資料である。

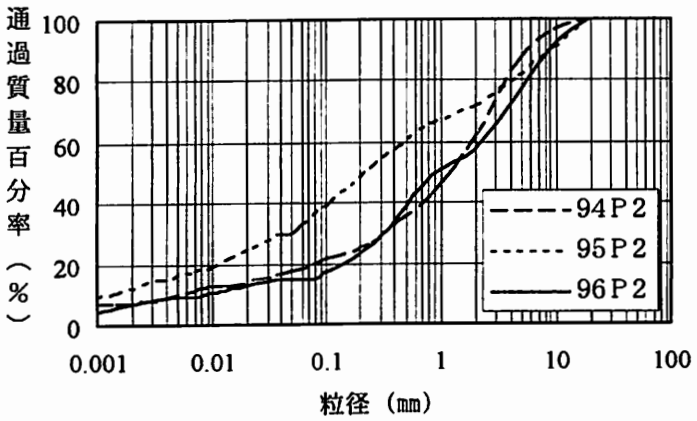
浦川流域のように，粒径の大きい礫が多量に分布する地域で現場密度を測定することは非常に困難であるが，ここでは次の様な方法を用いた。すなわち，寸法が20cm×20cm×10cmで容積が4000cm³の鉄製の試料箱で，地表面から10cm程度の深さの堆積物を採取し，その重量を測定し容積で除して密度を求めた。測定した試料は，94P2，94P3，95P1である。

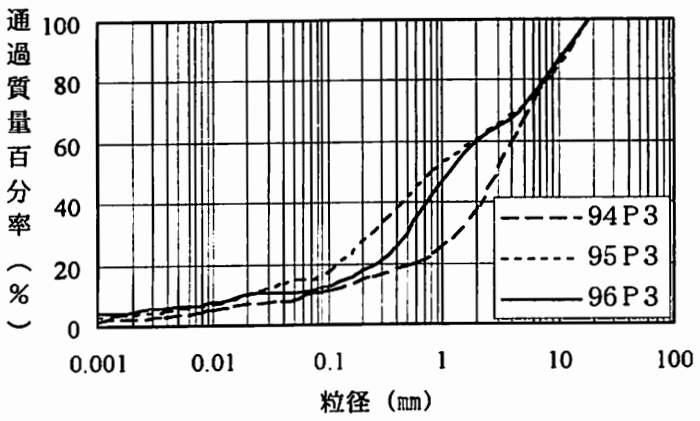
試験結果を間隙比，飽和度と共に表－3に示す。表に示された結果によると，乾燥密度は94P2が1.41g/cm³，94P3が1.10g/cm³，95P1が1.42g/cm³になっており，別々に発生し堆積した土石流堆積物である94P2と95P1がほとんど同じ密度で堆積していて，源頭部の崩壊堆積物である94P3は94P2，95P1に比べ，低い密度で堆積していることがわかる。



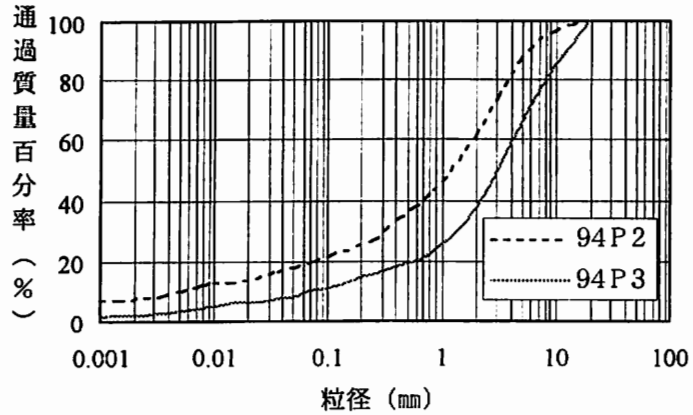
図－6　粒度組成（中礫分以下）
Fig. 6　Particle size compositions of soil samples

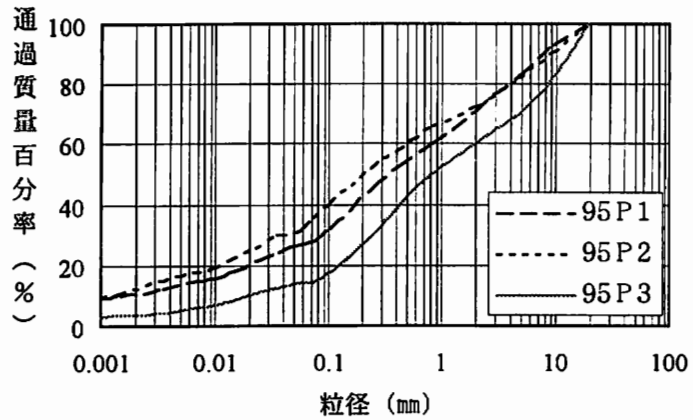


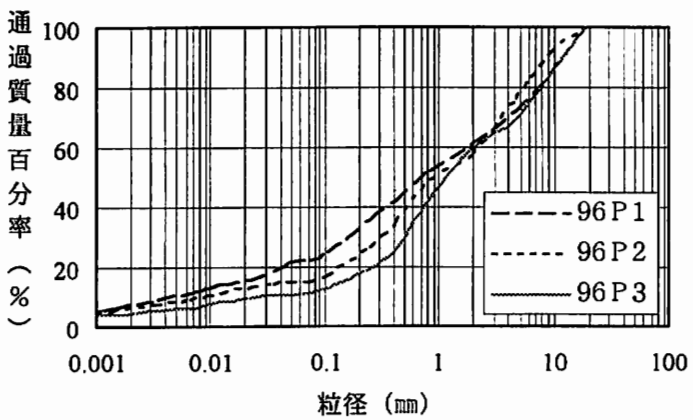




図－7　粒径加積曲線（試料毎）
Fig. 7　Particle size distribution curves of soil samples
－comparison of soil samples from different years－







図－8　粒径加積曲線（採取年毎）
Fig. 8　Particle size distribution curves of soil samples
－comparison of soil samples from different points－

表－3　現場密度試験結果
Table 3　Results of in situ density tests

	94P2	94P3	95P1
ρ_t	1.77	1.46	1.96
ρ_d	1.41	1.10	1.42
e	0.93	1.41	0.88
Sr	75.2	60.9	82.6

ρ_t ：湿潤密度（g／cm³）
ρ_d ：乾燥密度（g／cm³）
e　：間隙比
Sr　：飽和度（%）

3－4　最大密度・最小密度試験

土の工学的特質はその密度または間隙比と密接に関係しており，特に砂質土では，間隙比が剪断強度特性を規定する重要な因子となっている。ある状態での土の密度を評価する指標として，その土が取りうる最も密な状態と最も緩い状態との間のどの位置にあるかを示す相対密度が用いられる。それぞれの土が取りうる密度の範囲は土の種類によって大きく異なるので，各土について最大・最小密度試験を行った上で，ある状態におかれた土の密度を相対密度で評価する必要がある。

ここでは相対密度Drを

$$Dr = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (\%) \qquad (式－1)$$

によって定義し，各試料の力学的性質を相対密度を考慮して比較することを試みる。試験方法は原則として地盤工学会の基準（JSF T 161-1990）に従った。通常この試験に用いる試料の適用範囲は2㎜ふるいを通過し，75μmふるいに95%以上残留する砂である。しかし，本試験では4.76㎜ふるい通過試料で行っている。

試験結果は表－4に示される通りで，乾燥密度ρdは今回行った剪断試験における初期設定密度を意味しており，94P2，94P3，95P1に関しては現場密度でもある。ρd_{max}，ρd_{min}はそれぞれ最大密度・最小密度試験による乾燥密度であるが，求められる最大密度・最小密度は試験方法によってかなり値が異なることに留意しなければならない。相対密度Drは試験の結果により得られたe_{max}，e_{min}から式1によって求められる。一般に，相対密度と締まり具合の間には，

$0 \leqq Dr < 40\%$　　緩づめ
$40 \leqq Dr < 65\%$　　中密
$65 \leqq Dr \leqq 100\%$　　密づめ

の対応があると考えられ，現場密度を測定した94P2，94P3，95P1のDrについて検討を行うと，94P2がDr＝87.2%，95P1がDr＝89.1%とかなり密な堆積状態におかれており，それに対し94P3がDr＝26.9%と緩い堆積状態におかれていたことがわかる。

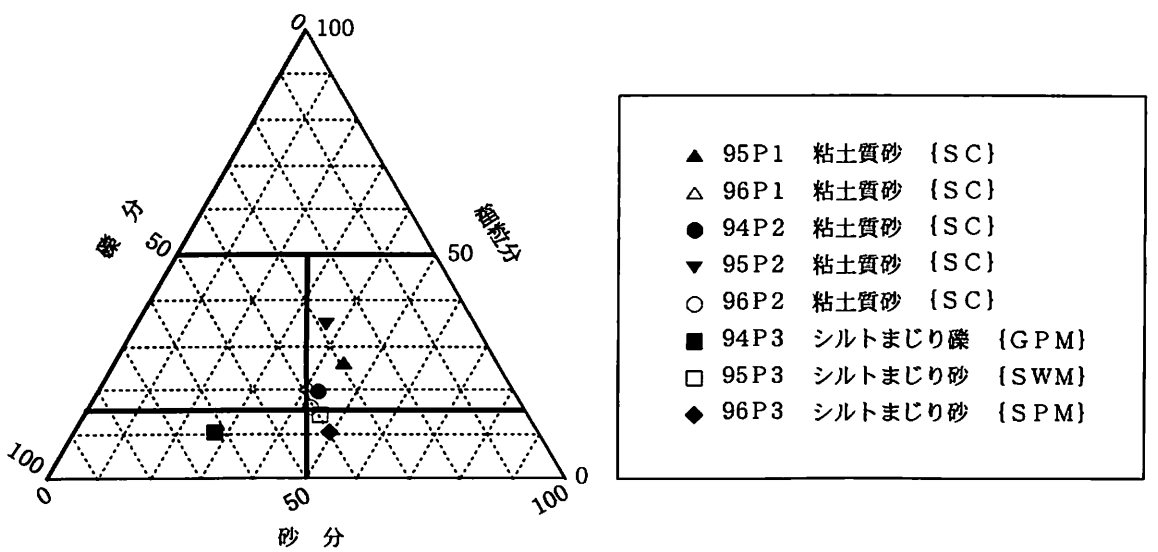
3－5　堆積物の工学的分類

採取した堆積物を土の工学的分類法（JSF M 111）に準じて，粒度試験結果と図－5の塑性図から分類した。分類結果は図－9の三角座標に示される通りであり，土石流堆積物である95P1，96P1，94P2，95P2，96P2は，いずれも粘土質砂｛SC｝と分類され，金山沢源頭部の試料は94P3がシルトまじり礫｛GPM｝，95P3がシルトまじり砂｛SWM｝，96P3がシルトまじり砂｛SPM｝と分類される。

表－4　最大密度・最小密度試験結果
Table 4　Results of maximum and minimum density tests

	ρ_{min}	ρ_{max}	ρ_d	e_{min}	e_{max}	e	Dr
95 P 1	1.146	1.463	1.42	0.825	1.330	0.880	89.1
96 P 1	1.168	1.464	1.42	0.836	1.301	0.893	87.7
94 P 2	1.173	1.453	1.41	0.868	1.314	0.925	87.2
95 P 2	1.026	1.340	1.33	0.999	1.611	1.014	97.5
96 P 2	1.120	1.394	1.42	0.943	1.419	0.908	107.5
94 P 3	1.041	1.300	1.10	1.029	1.534	1.410	26.9
95 P 3	1.034	1.346	1.10	0.973	1.568	1.414	25.9
96 P 3	0.906	1.221	1.10	1.195	1.792	1.436	59.6

ρ_{min}：最小密度試験による試料の乾燥密度（g／cm³）
ρ_{max}：最大密度試験による試料の乾燥密度（g／cm³）
ρ_d：試料の乾燥密度（g／cm³）
e_{min}：最大密度試験による試料の間隙比
e_{max}：最小密度試験による試料の間隙比
e　：試料の間隙比
Dr：相対密度（%）



図－9　土質料の工学的分類
Fig. 9　Engineering classification of soil samples

4　浦川流域における堆積物の力学的特性

土石流の発生は，土質工学的には急勾配の斜面あるいは渓床上の不安定な堆積物の安定問題と考えられる。すなわち，十分な水量が急斜面上に存在する不安定堆積物に供給された場合に，堆積物に作用する剪断力が堆積物の剪断抵抗力を上回り，力学的に安定性を失ったときに土石流が発生すると考えられる。従って，静止状態での堆積物の剪断抵抗力の大きさが基本的な要因となる。一方，土石流の流動の条件は移動を開始した土砂の運動性の問題と考えられる。従って，堆積物の流動状態での剪断抵抗力の大きさが基本的な要因となる。

土石流の発生条件並びに流動条件を土質工学的に明らかにするためには，それぞれ堆積物の静的な剪断抵抗並びに動的な剪断抵抗を求める必要がある。そのための試験機としてはリング剪断試験機が適当である。静的な剪断抵抗力の測定には一般に一面剪断試験や単純剪断試験が行われる。堆積物が土石流として流動中を想定した剪断抵抗力は，堆積物が下方に相当距離移動して大変位を受けた後の抵抗であるから，残留状態での強度に相当する。この残留状態を再現する試験としてリング剪断試験が用いられる。

リング剪断試験はリング上の容器を２つ重ね，その中にドーナツ型の供試体に回転変位を与え，円周方向に供試体を剪断する試験機である。一面剪断や単純剪断では，変位が大きくなると容器の上側が下側に対して水平方向に完全にずれてしまい試験が続行できなくなる。すなわち，わずかな変位領域でしか剪断を行えない。これに対し，リング剪断試験では，その構造上供試体が剪断方向に端面を有さず，非常に大きな変位領域までの試験が可能になる。

4－1　試験方法

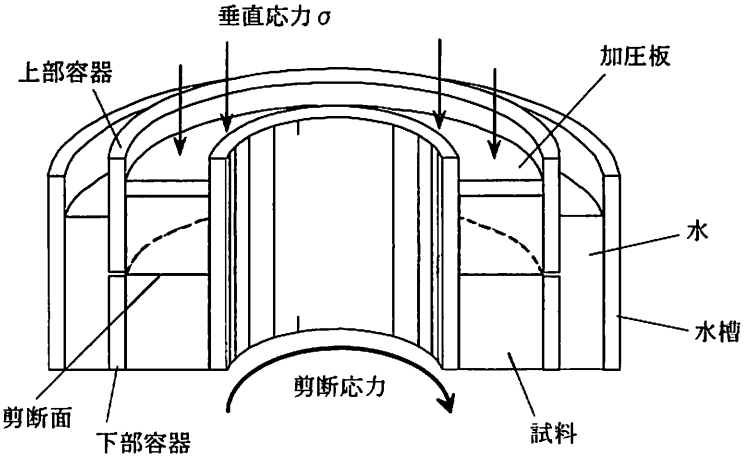
一般に土の剪断抵抗は，その土の置かれた条件によって大きく異なるが，本試験では土石流の発生時並びにその後の流動時の条件を想定して実施した。一連のリング剪断試験は以下に示すような条件の下で行った。

試験方法は，図－10に示すような下部容器と上部容器からなる試料箱に各試料ごとに決めた初期設定密度になるよう試料をつめ，一定の垂直応力をかけながら剪断する方法をとっている。試験中の水分条件は，試料箱の外側に水槽を取り付け，土石流の発生条件を考慮して飽和状態にし，試料箱の最上部と最下部に取り付けられたポーラストーンから排水されるようになっている。試料に加える垂直応力の範囲は，0.25，0.50，0.75，1.00kgf/㎠とし，ピーク強度の把握のため試料を過圧密状態にしている。その過圧密比はO.C.R＝４であり，これら垂直応力を加え圧密する際は，粒子構造の変化を極力抑えるため，十分時間をかけながらゆっくり行っている。剪断速度に関しては，ピーク強度出現後，強度がある程度おちつくまで（剪断変位0～40㎜）は1㎜/minのゆっくりした速度で剪断し，その後剪断変位120㎜までは10㎜/minで剪断した。剪断変位が120㎜に達するころには強度はほぼ定常状態となり残留状態に到達していると考えられ，それ以降は100㎜/minの速い速度で剪断を行い流動中の剪断抵抗を求めた。

なお，この試験で使用した試料は，あらかじめ自然乾燥させたものをときほぐし，容器の寸法（外径20㎝，内径13㎝，底面積182.18㎠，供試体の標準高さ4.5㎝）を考慮して，4.76㎜ふるいを通過したものを使用した。

4－2　初期条件

土の剪断強度は試験時の初期条件に依存してその値が大きく異なる。本試験においては初期設定密



図－10　リング剪断試験装置
Fig.10　Ring shear apparatus

度を以下のように決定した。試料の初期設定密度は表－3に示した乾燥密度とし，94P2，94P3，95P1に関しては，それぞれ現場密度試験による測定値である1.41g/cm³，1.10g/cm³，1.42g/cm³に設定した。これら3つの試料以外は現場密度を測定していないので，各試料間の比較を行いやすいように次のように決定した。96P1は95P1との比較のため同密度の1.42g/cm³を初期設定密度とし，96P2は95P1，96P1との比較を容易にするため1.42g/cm³とした。なお，この密度は94P2の設定密度1.41g/cm³とほとんど変わらない値である。95P2に関しては，その試料の性質上からか1.41g/cm³または1.42g/cm³に締め固めることができず，形成可能な密度として1.33g/cm³を初期設定密度に採用した。95P3，96P3は金山沢源頭部の崩壊堆積物同士の比較をするため1.10g/cm³としている。

これらの初期設定密度の相対密度を見ると，表4に示したように，土石流堆積物の試料である95P1，96P1，94P2，95P2，96P2の相対密度Drはそれぞれ89.1，87.7，87.2，97.5，107.5%となり，初期設定密度はかなり大きな密度に設定されていることがわかる。それに対し，94P3，95P3はDr＝26.9%，25.9%とかなり緩づめの状態であり，96P3でも59.6%の中密の状態である。

4－3　堆積物の強度定数と剪断中の密度変化

リング剪断試験によって得られた堆積物の強度特性を検討する。

表－5は剪断中における密度変化を示している。表に示されるように，初期設定密度に関しては95P1，96P1，94P2，95P2，96P2は大きい密度に，94P3，95P3は小さい密度に，96P3は中位の密度に設定されているが，いずれの試料も剪断開始前に圧密の過程を経ているため，剪断開始時には各試料の密度は初期設定密度に比べて相当大きくなっている。そのため，剪断中の密度差は各試料とも顕著ではない。また，初期設定密度では土石流堆積物の相対密度が崩壊堆積物の相対密度よりも大きかったが，この関係は圧密後でも変わっていない。

表－6は各試料のピーク強度および残留強度における内部摩擦角と見掛けの粘着力をまとめたものであり，図－11はそれぞれの試料についてピーク強度および残留強度に関する垂直応力と剪断応力との関係を示した図である。さらに，各試料のピーク強度の比較を図－12に，各試料の残留強度の比較を図－13に，各試料の応力－変位関係を図－14に示している。

表－5　剪断中の密度変化
Table 5　Density variation during shear process

		設定密度	開始時	ピーク時	残留時
95 P 1	0.25 kg f/cm²	1.42	1.65	1.65	1.67
	0.50 kg f/cm²		1.73	1.73	1.74
	0.75 kg f/cm²		1.74	1.74	1.76
	1.00 kg f/cm²		1.77	1.76	1.77
96 P 1	0.25 kg f/cm²	1.42	1.63	1.63	1.64
	0.50 kg f/cm²		1.62	1.61	1.62
	0.75 kg f/cm²		1.67	1.67	1.67
	1.00 kg f/cm²		1.77	1.76	1.77
94 P 2	0.25 kg f/cm²	1.41	1.65	1.64	1.65
	0.50 kg f/cm²		1.67	1.66	1.68
	0.75 kg f/cm²		1.70	1.69	1.70
	1.00 kg f/cm²		1.77	1.77	1.79
95 P 2	0.25 kg f/cm²	1.33	1.55	1.55	1.55
	0.50 kg f/cm²		1.67	1.67	1.67
	0.75 kg f/cm²		1.75	1.74	1.74
	1.00 kg f/cm²		1.72	1.72	1.72
96 P 2	0.25 kg f/cm²	1.42	1.55	1.55	1.58
	0.50 kg f/cm²		1.57	1.54	1.56
	0.75 kg f/cm²		1.68	1.67	1.68
	1.00 kg f/cm²		1.62	1.62	1.62
94 P 3	0.25 kg f/cm²	1.10	1.33	1.33	1.36
	0.50 kg f/cm²		1.34	1.34	1.38
	0.75 kg f/cm²		1.38	1.38	1.41
	1.00 kg f/cm²		1.39	1.39	1.43
95 P 3	0.25 kg f/cm²	1.10	1.18	1.18	1.20
	0.50 kg f/cm²		1.25	1.25	1.27
	0.75 kg f/cm²		1.32	1.32	1.35
	1.00 kg f/cm²		1.28	1.28	1.31
96 P 3	0.25 kg f/cm²	1.10	1.20	1.19	1.20
	0.50 kg f/cm²		1.31	1.30	1.33
	0.75 kg f/cm²		1.31	1.30	1.33
	1.00 kg f/cm²		1.32	1.31	1.34

表－6　各試料の強度定数
Table 6　Shear strength parameters of soil samples

94 年度採取試料

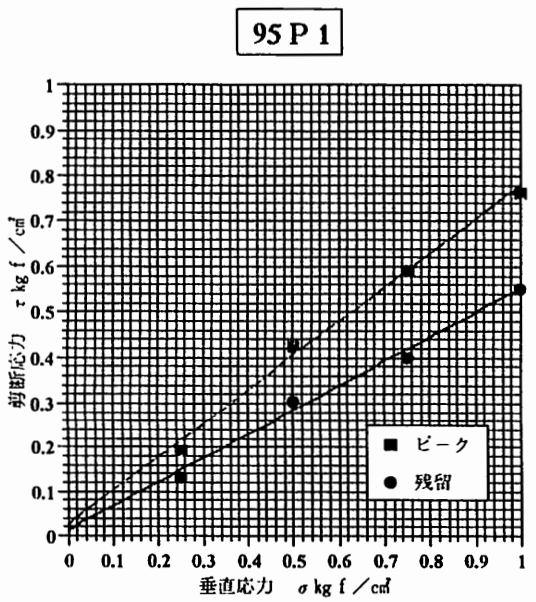
サンプル	94 P 1	94 P 2	94 P 3
ピーク強度における内部摩擦角　ϕ°	－	37.50	33.18
残留強度における内部摩擦角　ϕ°	－	28.06	28.41
見掛けの粘着力　kg f ／cm²	－	0.026	0.026

95 年度採取試料

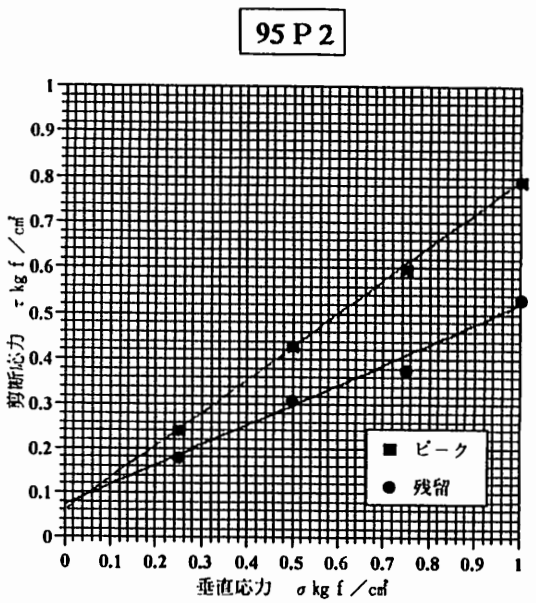
サンプル	95 P 1	95 P 2	95 P 3
ピーク強度における内部摩擦角　ϕ°	36.98	36.20	36.83
残留強度における内部摩擦角　ϕ°	28.35	24.17	28.24
見掛けの粘着力　kg f ／cm²	0.025	0.058	0.049

96 年度採取試料

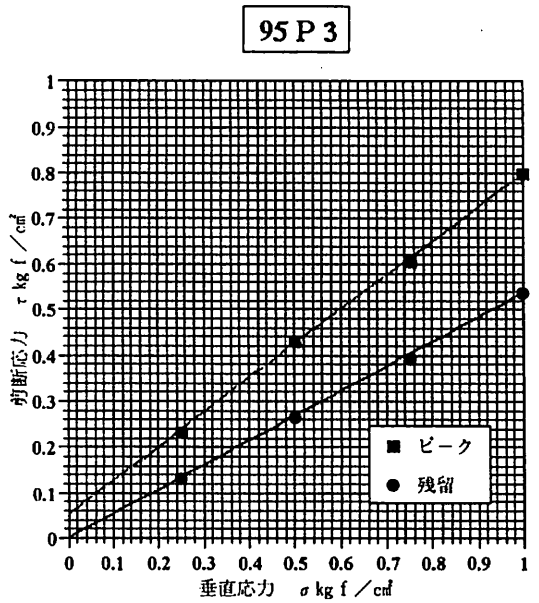
サンプル	96 P 1	96 P 2	96 P 3
ピーク強度における内部摩擦角　ϕ°	38.29	37.26	40.20
残留強度における内部摩擦角　ϕ°	29.79	29.34	29.85
見掛けの粘着力　kg f ／cm²	0.053	0.072	0.056



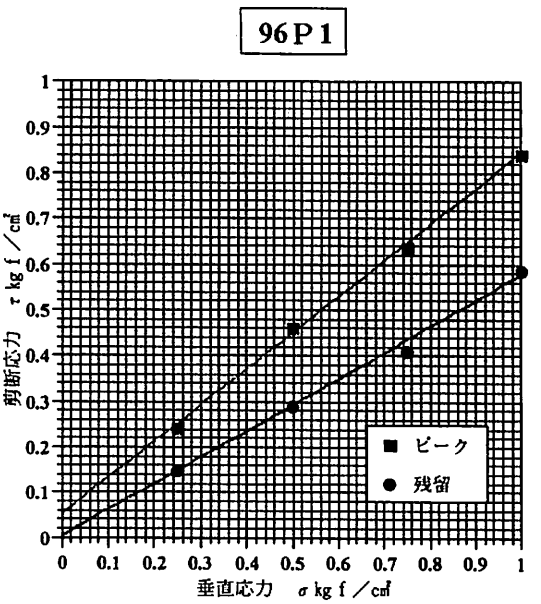
図－11　垂直応力と剪断応力の関係（その１）
Fig. 11　Relationship between normal stress and shear stress (1)



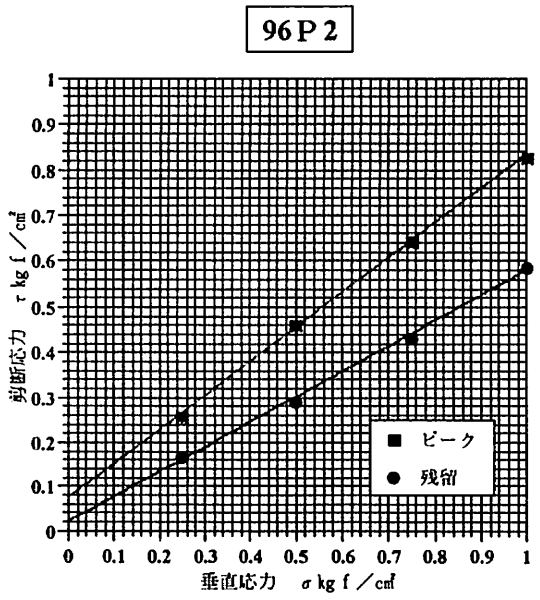
図－11　垂直応力と剪断応力の関係（その２）
Fig. 11　Relationship between normal stress and shear stress (2)



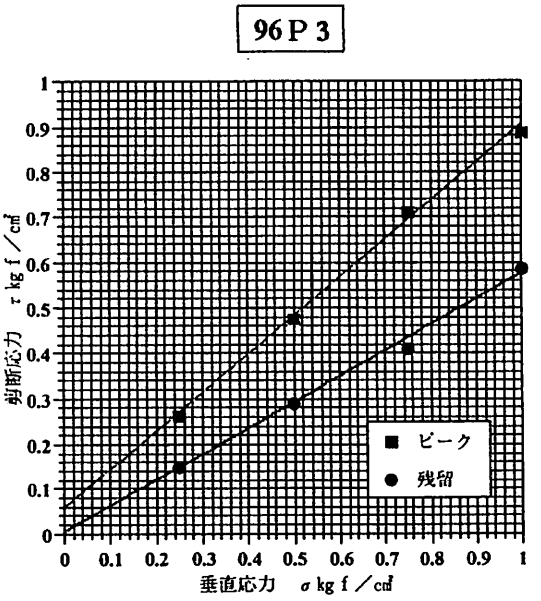
図－11 垂直応力と剪断応力の関係（その３）
Fig. 11 Relationship between normal stress and shear stress (3)



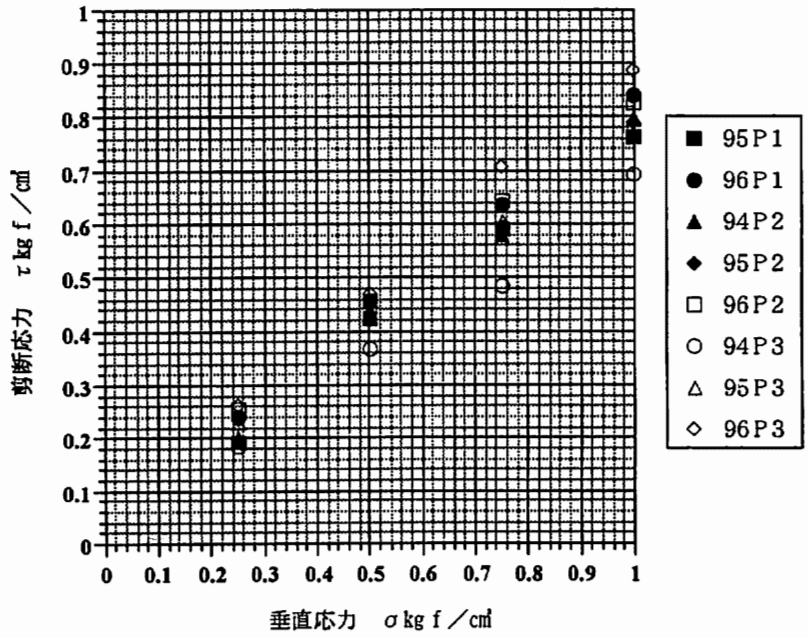
図－11 垂直応力と剪断応力の関係（その４）
Fig. 11 Relationship between normal stress and shear stress (4)



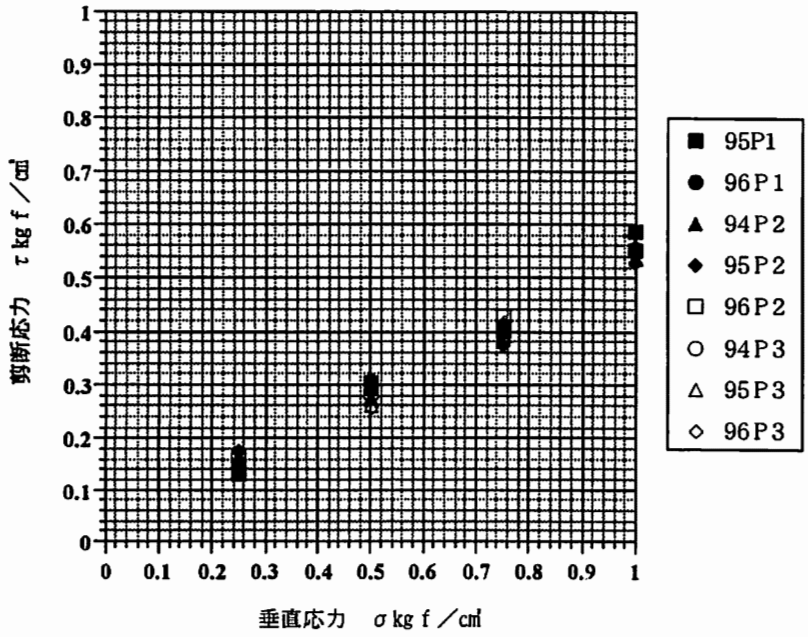
図－11 垂直応力と剪断応力の関係（その５）
Fig. 11 Relationship between normal stress and shear stress (5)



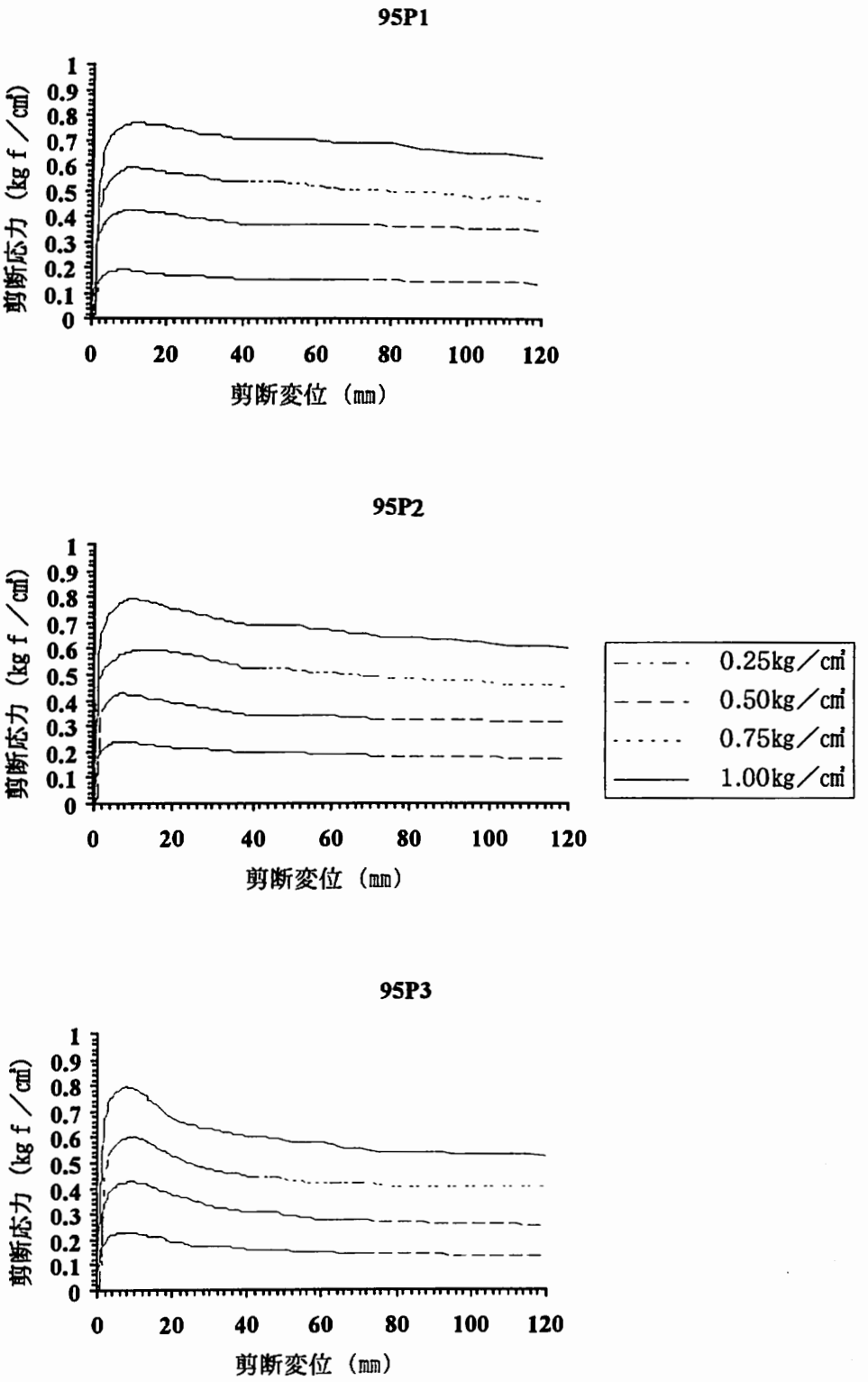
図－11 垂直応力と剪断応力の関係（その６）
Fig. 11 Relationship between normal stress and shear stress (6)



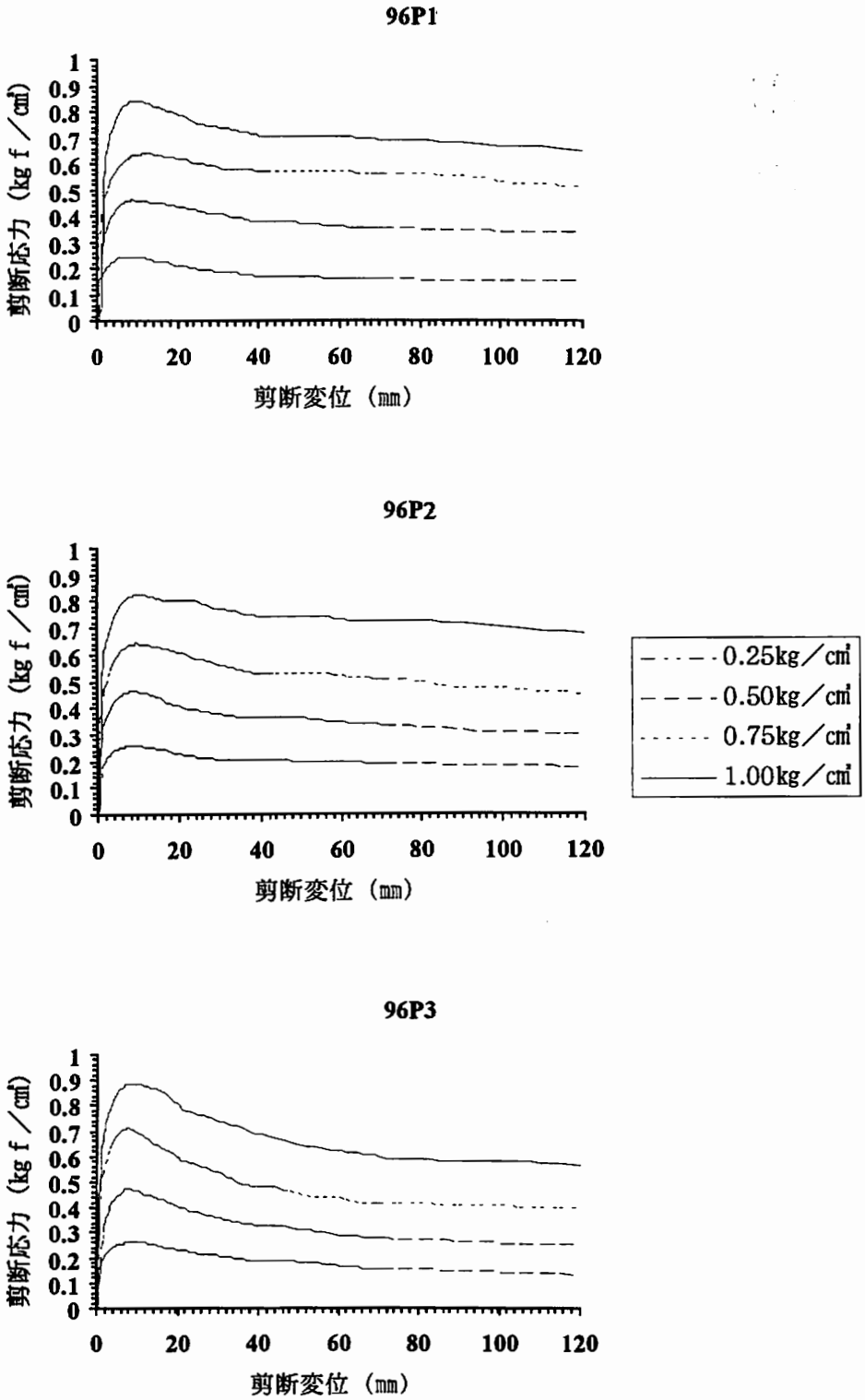
図－12　ピーク強度の比較
Fig.12　Comparison of peak shear strength of soil samples



図－13　残留強度の比較
Fig.13　Comparison of residual shear strength of soil samples



図－14　応力－変位曲線（その１）
Fig.14　Relationship between stress and displacement (1)



図－14　応力－変位曲線（その２）
Fig.14　Relationship between stress and displacement (2)

まず全体の傾向を見ると，表－6に示されるように94P3と96P3を除くとピーク強度における内部摩擦角は36°～38°付近の値を示し，また，これらの試料のピーク強度も図－12に示されるように同程度の強度を示していることがわかる。残留強度における内部摩擦角は，95P2を除いてほとんど差異が見られず28°～29°付近の値を示している。浦川流域の堆積物の大変位を受けた後の残留状態における内部摩擦角は，物理特性や初期条件に違いがあってもほぼ一定の値となることが注目される。さらに，土石流堆積物であるP1とP2の試料について比較すると，95P2は他の試料と異なる初期密度で試験を行っているので単純に比較できないが，96P1と96P2のように同じ初期条件で試験を行うと，ピーク強度，残留強度とも同じような値を示すことがわかる。しかし，92年の大規模土石流の発生源と考えられるP3の試料とその堆積物と考えられる94P2，96P2の残留強度における内部摩擦角が，異なる初期条件のもとで行われた剪断試験においてほとんど差が見られなかったのに対し，95P2の残留強度における内部摩擦角が24°となったことに関しては理由は不明である。先に述べたように，95P2の粒度組成は92P2とほぼ同じ値を示しているが，この時測定された92P2の残留強度における内部摩擦角は29.5°であり地域全体の傾向と一致している。見掛けの粘着力に関しては，各試料とも非常に小さい値を示し，特に大きな差異は認められない。これは各試料とも砂質土，礫質土の試料であるためと考えられる。

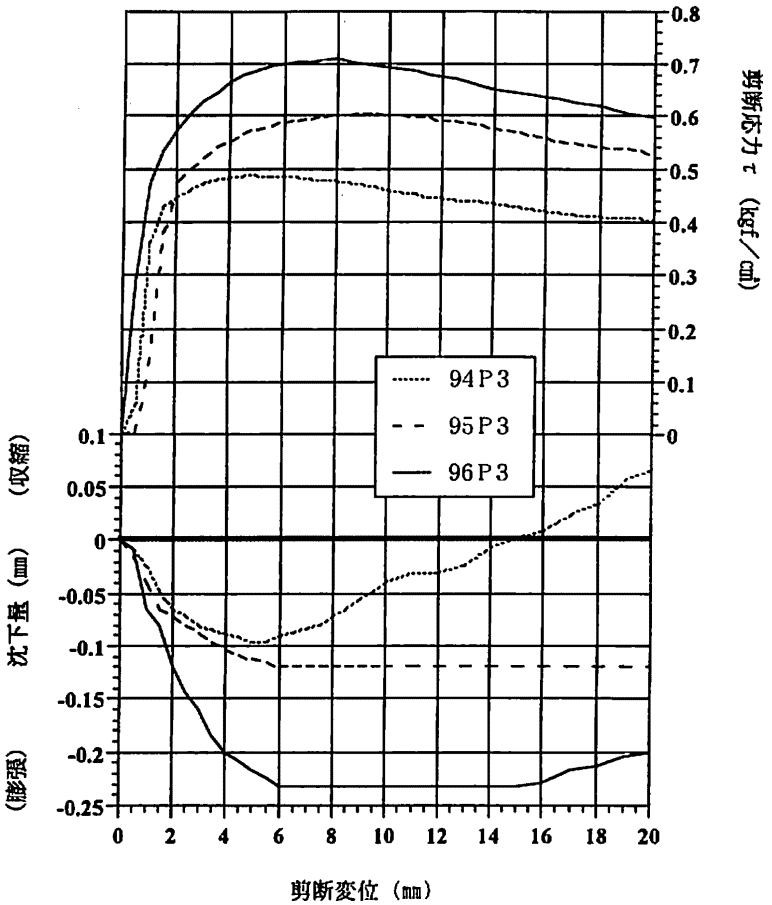
次に，各採取地点ごとに試験の結果を検討してみる。P1については，内部摩擦角にそれほど大きな差はみられない。P2については，採取年によって初期設定密度が異なっている（94P2：1.41g/cm³，95P2：1.33g/cm³，96P2：1.42g/cm³）。しかし，94P2と96P2がほぼ同じ初期設定密度で剪断されていると判断し比較をすると，この2つの試料は，P1同様非常に近い値を示しているといえる。しかしながら，P3は残留強度における内部摩擦角は同じような値を示すものの，ピーク強度およびピーク強度における内部摩擦角は，表－5並びに図－15に示されるように採取年によって違いが認められる。

以上のような剪断強度特性の差について，剪断中に起こるダイラタンシーの挙動を考慮に入れて検討してみることにする。図－15は94P3，95P3，96P3の剪断開始から剪断変位20㎜までのダイラタンシーの挙動を表したものである（垂直応力は$\sigma=0.75$kgf/cm²）。砂の内部摩擦角は固体摩擦，インターロッキング，ダイラタンシーの3つの成分からなるといわれている。今回のリング剪断試験のようにCD試験で測定した内部摩擦角ϕは，

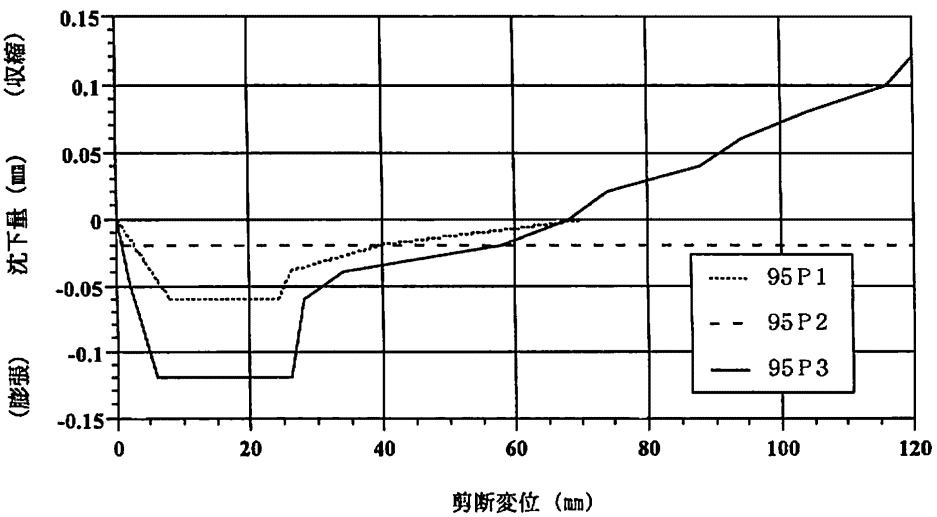
$$\phi=\phi r+\Delta\phi \qquad (式3-2)$$

で表され，ϕrは固体摩擦，インターロッキング，の二成分の内部摩擦角への寄与分であり，$\Delta\phi$はダイラタンシーによる寄与分である。ϕrに効く因子は砂粒子表面の粗さ，粒形，粒度等の物理的要因であり，一方$\Delta\phi$は相対密度Drが高く，剪断時に膨張量が大きい砂では大きい。これらの試料の初期設定密度のような緩い状態での剪断では膨張は起こりにくいと考えられるが，各試料のピーク強度出現時の密度は94P3が1.34g/cm³，95P3が1.32g/cm³，96P3が1.30g/cm³であり，この時点で圧密前の段階で緩づめまたは中密の状態におかれていた試料が密な状態に変わっており，十分に膨張を引き起こす状態になっている。

図－15に示されるように，同じ初期条件のもとで剪断された同じ採取地点の3つの試料の膨張量が96P3，95P3，94P3の順で大きくなっており，剪断強度も96P3，95P3，94P3の順で大きくなっている。式3－2から，図－15に示すピーク強度時の膨張量の差がこれらの試料の内部摩擦角の差を生んでいると考えることができる。これは，膨張する際土が外力に対して仕事をしていることになり，



図－15　剪断中の垂直変位の比較
Fig.15　Comparison of normal displacement during shear tests



図－16　剪断中の垂直変位
Fig.16　Comparison of normal displacement shear tests

その仕事を産み出すため余分な剪断力が必要となり，その分剪断強度が大きくなると推定される。さらに，前述した物理試験における試料の工学的分類の違いからも，金山沢源頭部が崩壊した土砂の堆積地であるため性質の異なる土砂が不均一に堆積している可能性が推測される。

4－4　ダイラタンシー挙動の比較

ダイラタンシーは剪断中に起こる体積変化であるが，これにはもともと密な粒子配列が，剪断されることにより，粒子構造がゆるみ体積膨張を起こすものと，もともとゆるい粒子配列が剪断によりかみ合いをはずされ，粒子構造が密な状態に移行して体積収縮（負のダイラタンシー）を起こすものとがある。3－3では，金山沢源頭部という同一地点の試料同士のダイラタンシーの挙動についてふれたが，ここでは他地点の試料間のダイラタンシー挙動の比較検討を行った。図－16は95P1，95P2，95P3の垂直応力が0.5g/㎠のもとでの剪断中の垂直変位の様子を示したものである。

図中にしめされるように，95P1，95P2，95P3とも剪断開始後すぐに膨張し始めるが，もともと相対密度Drが大きい95P2は剪断変位2㎜に達した後は体積変化は起こらず，その後の体積変化は見られない。一方，95P1は体積膨張が起こった後，剪断変位25㎜付近まで体積変化が落ち着くものの，剪断変位25㎜から70㎜付近まで体積収縮を起こしその体積をもとの体積に回復させている。そして，剪断変位70㎜を越えたあたりから垂直変位は定常状態に移行する。しかしながら，95P1も相対密度Drが大きいので，もとの体積以上に収縮することは起こっていない。95P2，95P1に比べ相対密度Drの小さい95P3は，剪断変位6㎜から25㎜を越えたあたりまで体積変化は落ち着きを見せるが，その後は剪断により粒子のかみ合いがはずれるために体積は収縮し続けている。

体積が膨張するということは，土が外力に対して仕事をしていることになり，剪断応力が大きくなるのに対し，逆に，収縮することは土が外力に対して負の仕事をしていることになるので，剪断応力は低下するはずである。図－14の応力－変位曲線を見てみると，膨張量が95P1，95P2に比べ大きい95P3のピーク強度は他の2つの試料に比べ大きく，逆に，収縮量が大きい95P3の方が，剪断変位120㎜に達するころには95P1，95P2よりも剪断強度が小さな値となっていることが見て取れる。このことは96年度採取分試料にもあてはまり，金山沢源頭部で採取された試料の特徴となっているようである。

V　お　わ　り　に

本報告では，浦川流域の斜面崩壊と土石流に関して積雪地域災害研究センターが過去に行ってきた研究成果を簡単に総括した上で，1992年4月に大規模な土石流が発生して以降の浦川流域の変動状況について記述し，その後現在に至る数年間の調査・観測によって得られた成果の内，流域内の崩壊堆積物と土石流堆積物の物理的，力学的性質について論じた。これらは浦川流域での土石流の発生と流動に関して解析する上での重要な基礎資料をなすものである。土石流の発生と流動に関する詳細な検討については次報以降で論じる予定である。

文　　献

建設省北陸地方建設局松本砂防工事事務所(1975，1977～1991)：焼岳・浦川における土石流関係資料集　I～XVI.

青木　滋他(1982～1987)：姫川水系浦川流域における斜面崩壊と土石流について，その1～その6，新潟大学積雪地域災害研究センター研究年報，第4号～第9号.

日本地形学連合(1984)：巨大崩壊と河床変動，地形，第5巻，第3号.