6.2　土石流災害の実態と対策

調査地域は図-1に○で示した6カ所であり（① upper reach of Rapti River ② Mandu Khola basin ③ down stream of Mandu Khola basin ④ Khani Khola near the Confluence with Rapti River ⑤ upper stream of Palung Khola ⑥ upper stream of Kitini Khola)、いずれもカトマンズ南西方向に20～30kmほど離れた地域である。

6.2.1　概要

この章では、1993年７月の豪雨による被害の復興プログラムに組み込むための、土石流への対応策を検討している。

土石流は、中央地域の山岳地帯の多くの箇所で発生した。時間および交通手段に関する制約のために、この７月の災害で最もひどい被害を受けたマクワンプル地区など、現地調査を行った場所は数箇所に限られている。

また、チームの派遣目的の性質から、この章では技術面のみを扱っている。経済面に関する実行可能性に関する調査は、行われていない。

この章で提案した対応策を実行するためには、相当な額の出費が必要とされる。基幹施設を保護するための対応策は、海外の援助によって建物の再建を行う際に考慮されるであろう。しかし、問題とされるのは、集落を保護するための資源が非常に限られていることである。ネパールでは、そのような作業は住民の責任下にある。しかし、必要とされる資源が、技術的にも経済的にも村民の能力をはるかに超えていることは明らかである。

災害による大きな被害に関しては、HMGが適切な行動を起こすことが期待される。それによって、提案された対応策（特に集落を保護するためのもの）が、HMGの協力、海外からのより多くの援助、そして村民の全面的協力のもとに、可能な限り実行されることになるのである。

6.2.2　調査地区ごとの土砂流出状況と対策の考え方

(1)　Rapti川最上流部（Bhinphedi～Bainse間）

1)　土砂流出状況（図-2）

Rapti川最上流域に位置するBhinphediからBainseにかけての地域では、山地の表層崩壊、ならびに渓床堆積物の侵食、再移動によって各支川で土石流が発生した。

最上流に位置する、Rapti川とKani川では土石流による土砂流出が顕著であり、約

20,000㎥の土砂が谷の出口に流出し、扇状地を形成した。

土石流の流動深は、立木の損傷状況から約２～2.5m程度と推定され、約10°の堆砂面を呈する。流出した礫の代表粒径は約20～30cm程度と比較的細かく、土砂の移動形態は土砂流に近いものであったと想定される。

Rapti川支流のBhinphedi川に面した谷でも、ほぼ同じような粒径からなる土砂が土砂流的な移動形態で流出し、扇状地を形成した。堆積土砂量は75,000㎥、堆積深約1m、堆積勾配10～15°程度である。

一方Bhinphedi川では、この扇状地の正面にあたる段丘面の護岸（蛇籠工）の基礎が土砂流で洗掘され、幅約50m程崩壊した。そのため、このまま渓岸侵食が進めば、この段丘の上にある家屋が倒壊する危険がある。

2) 対策の考え方

この地区には広大な遊砂空間（B≒40m、L≒1,000m）が存在するため、最上流域の2つの支流から流出する土砂は直ちに下流に流出することなく、遊砂空間内である程度の期間滞留するものと考えられるため、最上流域の２つの支流での緊急対策は特に必要ないものと思われる。ただし、土砂の流出程度に応じて、この遊砂空間内での除石、あるいは谷の出口などでの砂防ダムの施工が必要となる場合もある。Bhinphedi町（人口3,000人）の対岸に形成された扇状地は上流の山地崩壊が著しいことから、今後ともかなりの速度で下流に発達していくものと思われる。そのため、扇頂部に貯砂ならびに扇状地内の首振りを抑制するための砂防ダムを施工する必要がある。また、扇面には砂防ダムを越流した土砂の堆積分散ならびに流水の侵食による土砂の二次移動を防止して、扇状地の発達を抑制し、本川沿いの偏流をコントロールするための床固工群が、不可欠である。

また、Bhinphedi町が存在する段丘面は、不安定な河床堆積物から構成されているために、偏流による侵食を防止できる基礎の強固な護岸が必要である。さらに遊砂空間の出口は狭窄部となっているために、掃流力が増大し、洗掘に伴う突発的な、土砂流出ならびに護岸基礎部周辺の侵食が予想される。そのため、この地点には渓床を固定する床固工が必要である。

Bhinphendi町の対岸に形成された扇状地の発達を抑制するためには、将来的に扇頂部上流域での砂防ダム、渓床を固定するための床固工、崩壊地での山腹工が必要である。さらに遊砂空間内に堆積した土砂の掘削と掘削土砂の建設資材などへの有効活用が重要となる。

(2) Mandu Khola流域（Jurikhet川上流）

1) 土砂流出状況（図-3）

この流域では、数m大の巨礫を含んだ土石流が流出、堆積し、既設の砂防ダムの袖部ならびに、発電用の導水管をせん断破壊した。土石流発生源については、堆積物の観察から新しい花崗岩や相当古い旧河床堆積物と思われる礫が混在しているため、山地崩壊ならびに渓床の洗掘の双方に起因するものと考えられる。上流域の調査によれば、花崗岩の表層風化に起因した、崩壊が随所で見られ、崩壊率も数%に達すると想定される。

この区域に堆積した土石流の堆積は約24,000㎥、代表粒径は20～30cm、最大粒径10m、堆砂勾配10°である。また、導水管の施工周辺部は水衝部に相当するため、土石流が約5mの高さで偏流し、渓岸を15mにわたって侵食した。

2) 対策の考え方

発電用の導水管を現位置に復旧する場合には、導水管直下流部に砂防ダムを施工し、導水管を含むダムのポケットを土砂で埋めてしまうことにより、土石流によって導水管が直接、衝撃を受けないようにすることが有効であると考えられる。

一方、今回の降雨で、この渓流にはかなりの程度、新たな不安定土砂が生産されたため、今後とも土石流が多発するものと懸念される。その場合土石流の発生、流下、堆積の影響がRapti川本川までおよび本川の河床が上昇して洪水氾濫を引き起こす危険があるためこの渓流における土砂流出の防止対策は重要である。

上流部の砂防ダムの袖は、土石流に含まれる3m大の石礫の衝突によってせん断破壊されているため、袖部の保護としてたとえば、盛土と蛇籠の併用等による衝撃力の緩衝帯を設置する必要がある。また、堤体は天端厚が2mと薄く、数m大の巨礫の衝撃力に耐えることが困難と想定されるため、堤体の嵩上げを行い、天端厚を最低3m（日本の実績に基づく）とする必要がある。

渓床堆積物の再移動による土石流の発生を防止するためには、土石流の堆積区域において除石を行った後、渓床を固定するための床固工を施工する必要がある。

また、構造物施工区間周辺部の水衝部では、想定される土石流の偏流高を考慮した護岸工が不可欠となる。

(3) Mandu KholaのRapti川合流点部付近

1) 土砂流出状況（図-4）

この区域にも、数mの巨礫（最大粒径20m）を多く含む土石流が流下、堆積し、クリカ

ニ第一発電所の取水堰が完全に破壊された。推定土砂量50,000㎥、堆積物の代表粒径は2～3m、堆砂勾配10～15°である。取水堰が施工されていた区間は水衝部に相当するため、長さ約200m、高さ5mにわたって渓岸が侵食されている。

2) 対策の考え方

数m大の巨礫を含む土石流の流下、堆積区間に再度取水堰を建設した場合、土石流の衝撃力、ならびに摩耗、土砂堆積からそれらを防止するためには、相当規模の砂防施設が不可欠となり、それらの建設コストならびにメンテナンスの面でも多大の予算が必要となる。また、諸施設の建設には、長期間を要し、施設復旧の効果と投資コストを比較した場合にはマイナスの要因も残る。しかしながら、Maudu Kholaの流出土砂量が、他の支渓に比較し膨大であり、下流Rapti川に与える影響が計り知れないことを考慮した場合、当渓流の土砂扞止計画は、Rapti川流域の砂防計画を考えるうえでも重要である。たとえ、現位置における取水堰を放棄した場合には、Mandu川には膨大な過剰土砂量が残存することになり、Rapti川本川に与える影響は今後も継続することになる。上流域の調査報告によれば、数十個の大転石の存在が確認されており、相当量の土砂が渓床に堆積していると思われる。

以上の事由から取水堰のIntakeの位置はより土石流の衝撃の影響が少ない位置に移すことが望ましく、現地の地形から橋梁上流左岸側を1つの候補地として提案したい。

一方、Jurikhet川上流においても新たな不安定土砂が生産されたため、今後ともこの支川からの土石流が多発するものと思われる。

Rapti川本川への影響を防止するためには、床固工群によって渓床を固定し、できるだけ河床堆積物を再移動させないことが重要である。また、堤体に作用する土石流の巨礫の衝撃力を減少させるために、砂防ダム等の背後に上記Mandu Kholaの対策同様、盛土ならびに蛇籠工の併用等による保護工が必要である。また水衝部には土石流の偏流高を考慮した護岸工が必要である。

(4) Rapti川とKhani川合流点部付近（Bhaise）

1) 土砂流出状況（図-5）

この地区での問題は、Khani川の河床上昇により、クリカニ第二発電所の吐口が土砂で埋没することであり、その防止対策としてこれまでに砂防ダム、床固工の施工がなされてきた。

山地崩壊、地すべりによって流出した土砂が既設の2基の砂防ダムを満砂状態にして

いる。上流では、右支川からの土砂流出が卓越しており、代表粒径は50cm、最大粒径10m大の石灰岩からなる土石流の堆積物（V≒5,000㎥）が存在する。

最上流の砂防ダムより上流には、代表粒径が20～30cmからなる土砂流の堆積物（V≒20,000㎥）が存在する。この堆積区域沿いには、崩壊箇所が５カ所あり、崩壊地の脚部には、2m～5mもの巨石が分布している。

また、既設の砂防ダム砂岩袖部の斜面上部は崩壊しており、崩壊地脚部に設置された蛇籠工を破壊し、土砂の一部が川に流入している。下流側の砂防ダム下流は、土砂が約6,000㎥堆積しており河床が上昇している。

2) 対策の考え方

Khani川とRapti川本川との合流点でのせき上げによるバックウォーターの影響により、合流点上部に土砂が堆積し、河床が上昇している。そのため緊急工事としては、合流点上流下流付近の堆積土砂を掘削し、河床低下をはかる必要がある。

一方、Rapti川との合流に背割堤を設置し河積を減少させて、掃流力を増大させ、河床を低下させる必要がある。また、合流点付近での洪水氾濫による被害を軽減するために、掘削した土砂を利用して、盛土により堤内地盤の嵩上げを実施することが望まれる。

また、上流側の砂防ダム上流の土砂堆積物（砂防ダムの調節区域外）を極力固定するために床固工が必要となる。また、この堆積物沿いに分布する崩壊地脚部の侵食を防止し、崩壊地の拡大を抑制する上でも、これらの箇所に基礎工を実施するべきである。

上流側の砂防ダムのダム軸は、流心に対して直角方向とはなっておらず、直進した土砂流が、下流砂防ダムの左側の袖部を侵食する可能性がある。そのためダムの左岸直下流に、流向抑制の機能を持つ護岸工を実施する必要がある。

(5) The upper stream of Palung Khola

1) 土砂流出状況（図-6）

Palung川本川上流（流域面積Kitini Khola合流点で31.4㎢）では、結晶片岩地帯の崩壊が土石流となって直接扇頂部に流入し、人家、学校を埋没させ死者62名、家屋被災40戸に及ぶ大規模な災害を引き起こした。堆積土砂量は約50,000㎥、代表粒径20～40cm、推定される土石流の水深2m、堆積勾配10～15°である。

堆積土砂から分離した水、ならびに比較的礫分の少ない水を主体とした土石流の後続流は、扇状地に堆積した土砂を侵食し、土砂流となって流下して人家、学校、寺院など

が約10～30cm程埋没した。ただし、土砂流となって流下した礫は、比較的細かく、代表粒径は約10cm程度であり、また、分散して流下したため速度もそれほど速いとは思われず、人家等への被害は、軽微な損傷のみにとどまっている。

2) 対策の考え方

扇状地での土砂移動防止対策が重要となり、扇頂部には、貯砂ならびに扇面での首振りの規制を目的とした砂防ダム、扇面には堆積土砂の固定ならびに流下する土石流あるいは土砂流の分散堆積を行う床固工群の施工が必要となる。現在の扇状地周辺部にも人家が多数存在することから、扇状地周辺を護岸で囲む遊砂地として活用するのが妥当である。ただし、堆積した土砂から分離した水は、さらに下流部で土砂を侵食して新たな二次災害をもたらす危険があるので、遊砂地末端からできるだけ直線状の流路工を施工し、速やかに流水を本川に導入すべきである。

一方、上流の崩壊地は新しい岩が所々露出しており、その風化がなされるまでは、崩壊地の拡大は今後それほど加速的には進行しないと想定される。しかしながら将来的には、崩壊地を固定し、その拡大を抑制するための山腹工が必要になる。

(6) The upper stream of Kitini Khola

1) 土砂流出状況（図-7）

当地域は、地質的に花崗岩が卓越している。マサ化した山腹斜面における多数の表層崩壊が引き金となって、土石流が発生したものと推定される。

今回の災害直前の崩壊地の分布状況については不明であるが、災害直後の崩壊面積率は数%にも及ぶものと推察される。

土石流堆積地周辺には、過去の土石流堆積物が広い範囲で分布している。直径3～4m大の巨礫を含んだ土石流は、扇頂部から氾濫し、細粒土砂は本川に流入して幅150m、長さ350m程度の土石流堆（V≒27,000㎥）を形成した。

想定される土石流の水深は約2～3m、堆積勾配は5～10°である。

2) 対策の考え方

扇頂部には、貯溜、扇面での首振りを抑制するための砂防ダムが必要である。

当該地は、扇面の面積がそれほど大きくないこと、左岸側に人家が集中していることから、扇面で土石流を分散させるには危険が伴うため、扇頂部から本川までダイレクトに導流路を施工すべきと考えられる。

ただし、本川への土砂流入量を極力減少させるとともに、導流路から越流した場合の二次侵食を防止する上でも、扇面を固定する床固群が重要となる。

導流路と本川との合流点は橋梁への影響を考慮してその下流とすべきであるが、地形的に本川との合流角度が非常に大きくならざるをえない。そのため導流される土砂量が多い場合は本川の流量によってフラッシュされずに、合流点付近で堆積してしまうことが予想される。本川が左岸側に偏流して、左岸側が侵食される危険があるため護岸工による保護が必要となる。

一方、上流に存在する多数の崩壊地からの土砂流出を防止するためには、面的な山腹工が必要である。日本では田上山等の花崗岩地帯で、これまで長期的、山腹工が施工されてきており、かなりの程度成功を収めているので、当国の気象条件を考慮すれば技術移転が可能となろう。また、崩壊地から扇頂部に至る区間では、堆積土砂の再移動抑制と貯溜のための砂防ダムならびに床固工が必要となる。

6.2.3 今後の土石流対策のための調査課題

今回の土石流災害の実態を明らかにし、効果的かつ効率的な対策を実施していくうえで、下記の調査が不可欠となる。ネパール国内では、水資源省治水砂防技術センター（Ministry of Water Resources Water Induced Disaster Prevention Technical Center）が中心となって、調査を進めていくのが適切であると考えられる。

(1) 航空写真解析による崩壊地分布状況、崩壊土量等の把握。

(2) 主要河川ごとの縦横断測量による河床堆積物量ならびに河床変動の実態把握。

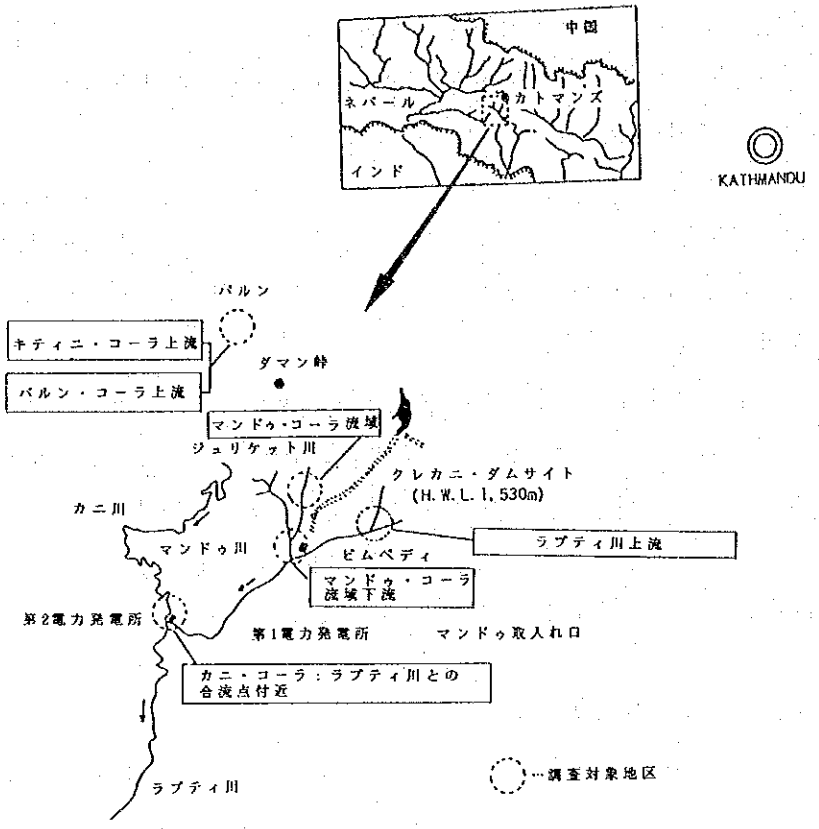
(3) 土石流の発生と降雨との関係。

(4) 今回の土石流による災害実態の詳細把握（家屋の被災程度の分布、損傷状況、堆積深の分布、流向の変化、構造物の損傷状況など）。

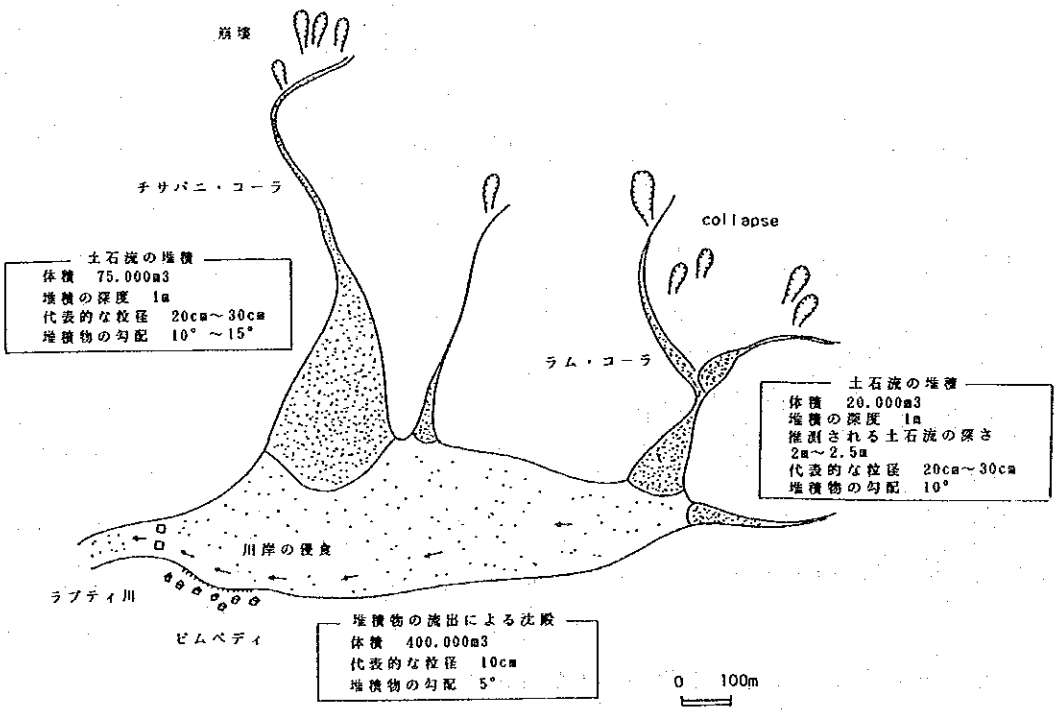
(5) 今回の土石流の物性（粒度分布、比重、内部摩擦角、等）と運動特性（速度、流体力、衝動力、等）の解明と外力の評価方法ならびにそれに基づいた砂防施設の設計手法の検討。

(6) 土石流対策工の施設配置に関する水理模型実験と現地での試験施工。

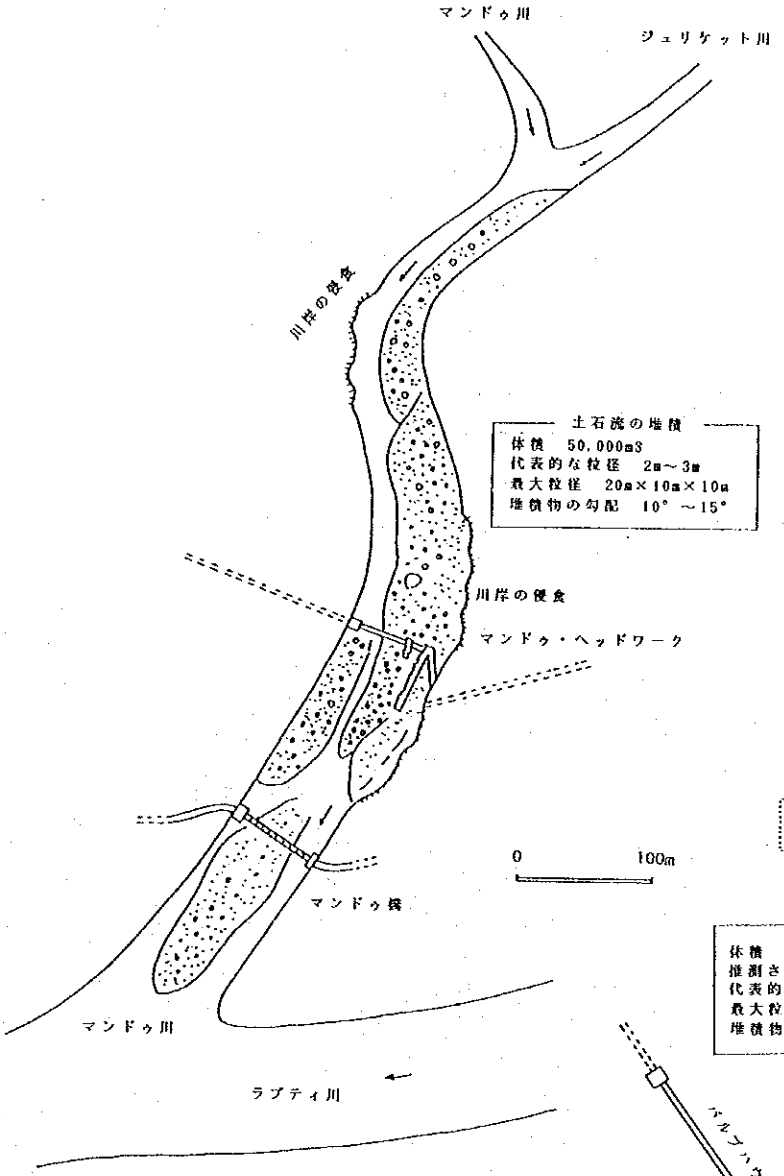
(7) 適切な警戒避難システムのあり方。



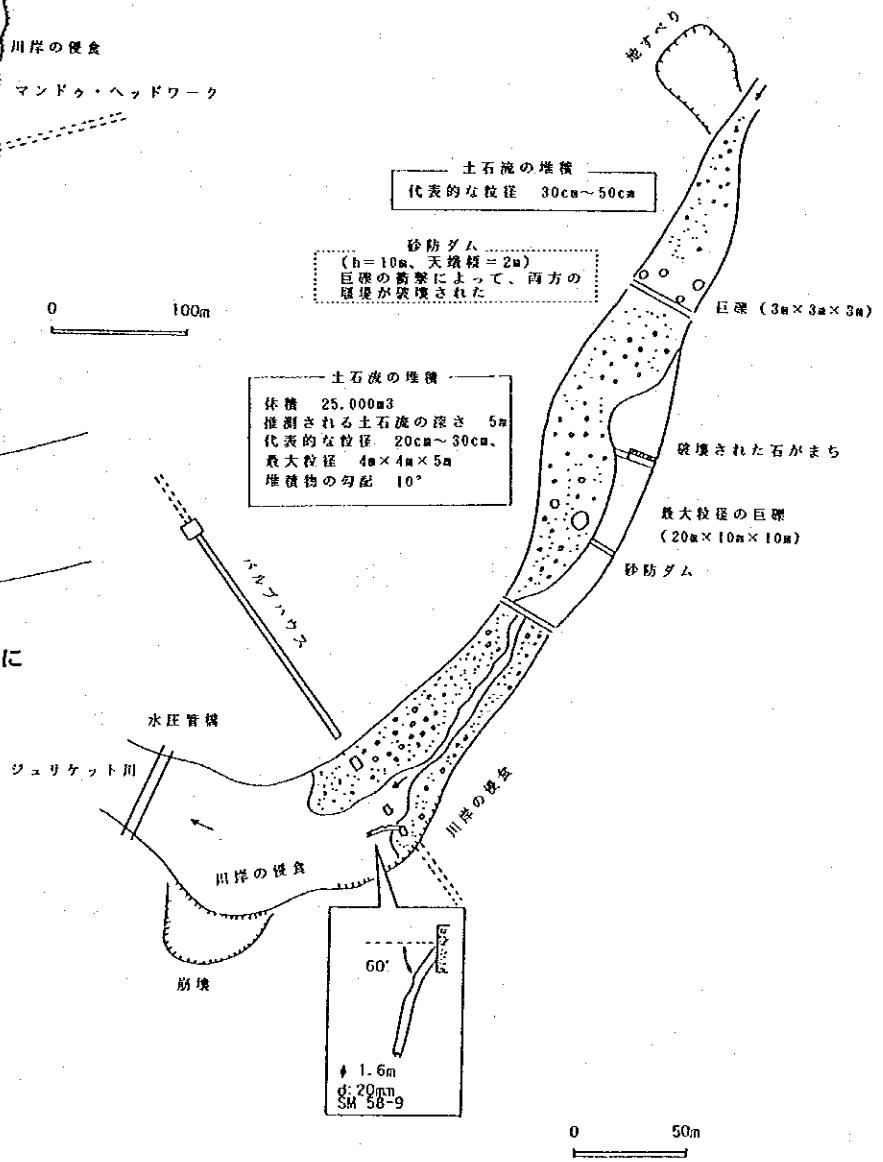
図－1　調査対象地区の位置



図－2　ラプティ川上流の堆積物の流出状況（ビムペディVDC）



図－3　マンドゥ・コーラ流域における堆積物の流出状況



図－4　マンドゥ・コーラのラプティ川との合流点付近における堆積物の流出状況

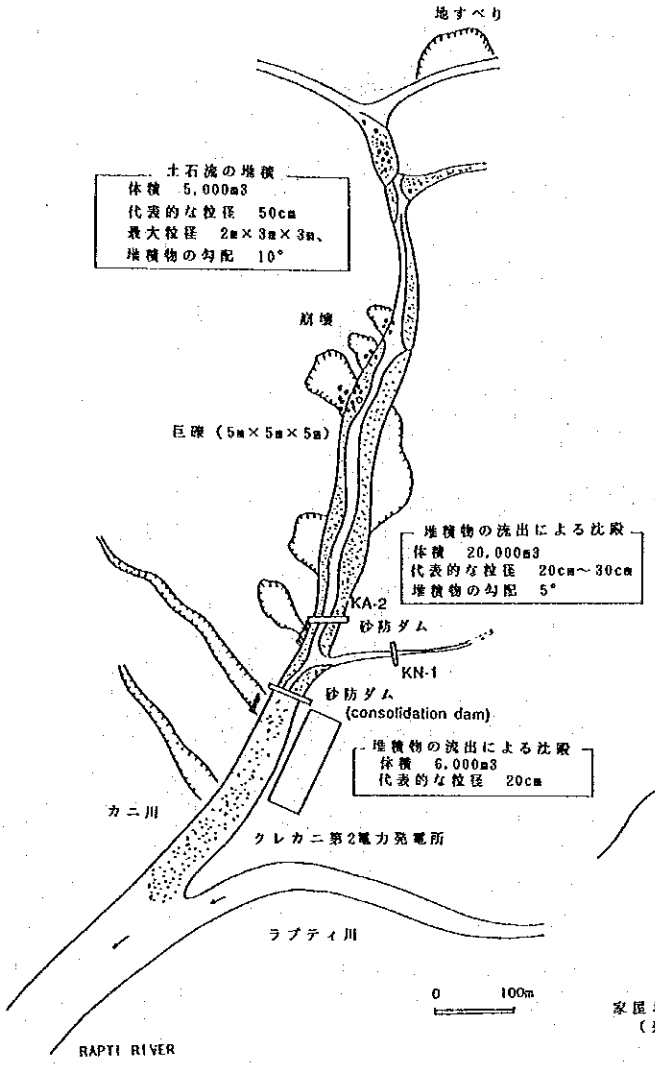
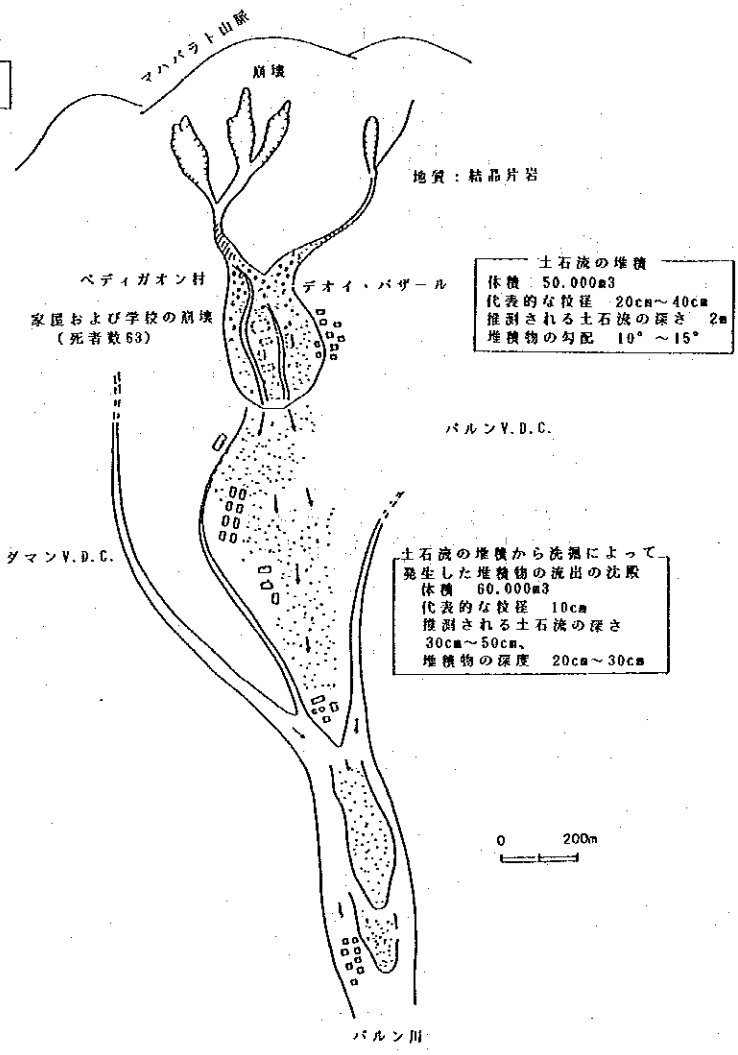
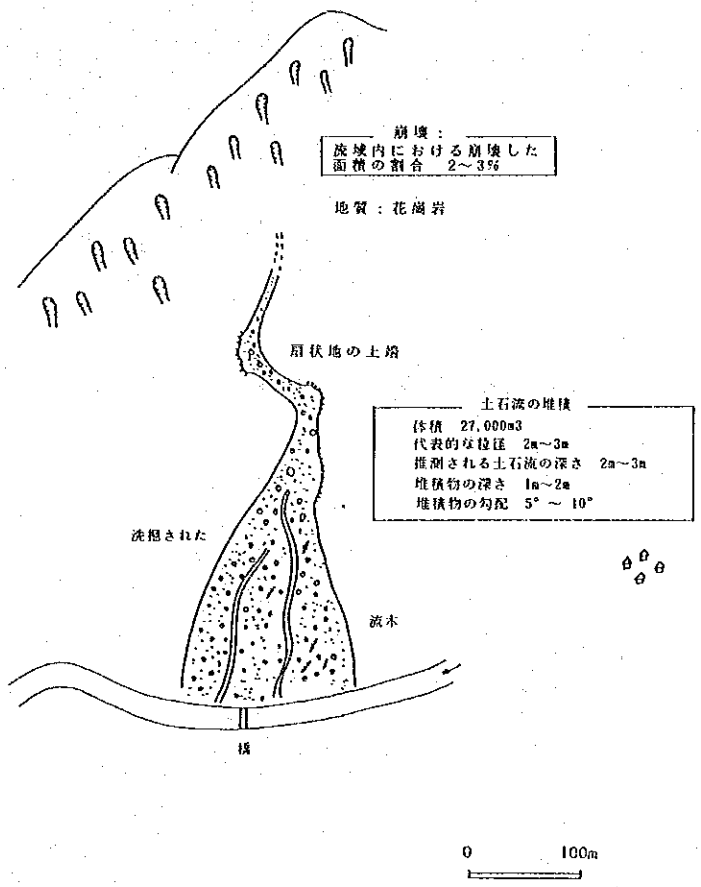


図--5 ラプティ川との合流点付近における
カニ・コーラの堆積物の流出状況



図－6 パルン・コーラ上流における堆積物の流出状況



図－7　キティニ・コーラ上流における堆積物の流出状況

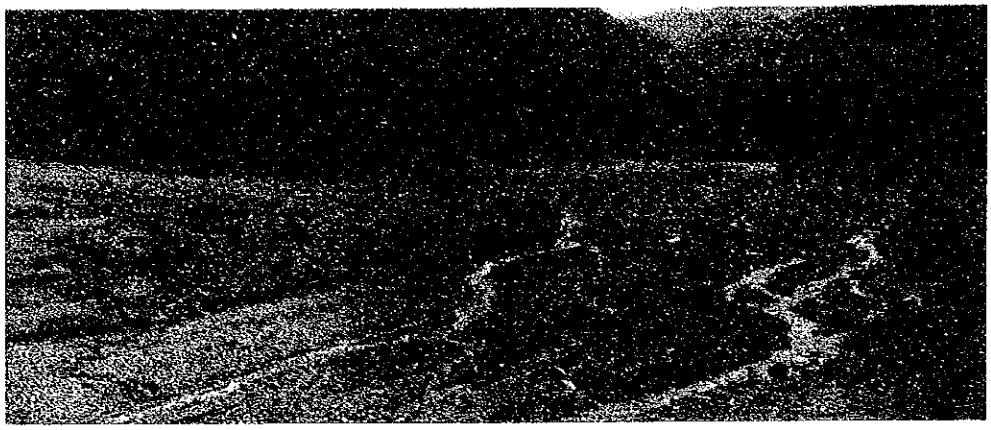


写真 6.2.1　マクワンプル地区における堆積状況

写真 6.2.2　チサパニ・コーラにおける土石流の沈澱

写真 6.2.3　ビムペティ村：堆積物の流出による漂礫の流れのために生じた川岸の侵食

写真 6.2.4　土石流に破壊されたジュリケット・コーラの砂防ダム

写真 6.2.5　ジュリケット・コーラ上流における崩壊

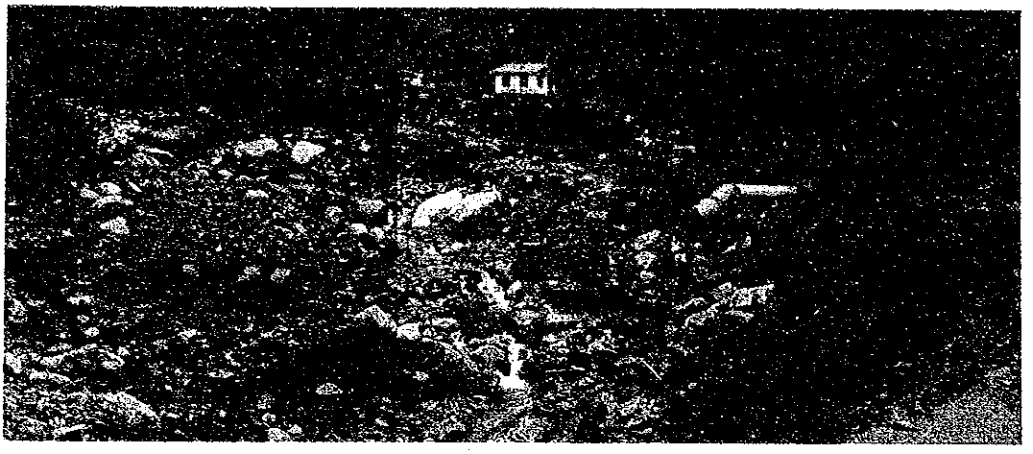
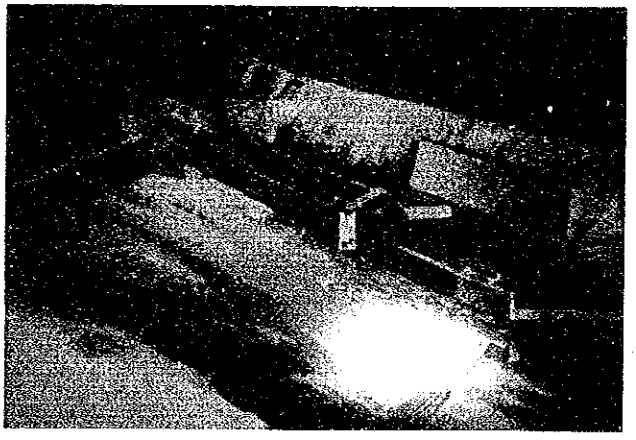


写真 6.2.6　土石流に破壊されたジュリケット・コーラの水圧管



土石流発生前

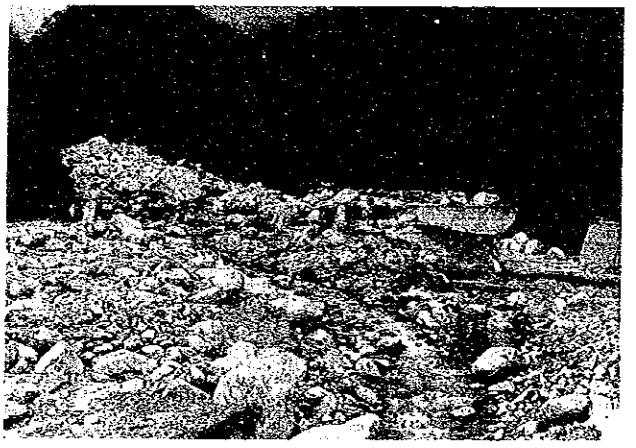


写真 6.2.7　岩屑によって崩壊・埋没したマンドゥ取入れ口

写真 6.2.8　ラプティ川との合流点付近に見られる埋積作用

写真 6.2.9　カニ・コーラ：クレカニ第 2 発電所前に見られる大量の堆積物

写真 6.2.10　砂防ダム直上流の堆積状況

写真 6.2.11　パルン・コーラにおける土石流の沈澱

写真 6.2.12　花崗岩地帯における数々の崩壊がキティニ・コーラの土石流を引き起こした

6.3　クレカニ電力発電所地区における地すべり

クレカニ電力発電所地区は、ネパールの電力資源の重要な流域である。この流域は、中央山岳地帯と呼ばれる、平均高度2,500mの山脈と切り立った渓谷で構成されている。主な地質は、花崗岩と石灰岩、および地殻変動の影響により大きく変成した片岩である。ここで電力施設や道路などの重要な基幹施設の多くに被害を与えた地すべりは、山腹および渓谷の斜面に発生したものであった。

地すべりは、地質および地形の状況に呼応して多くの種類が存在する。そのため、ボーリングによる調査などによって得られたデータに基づいて地すべりのメカニズムを検討した上で、適切な対策工を計画することになる。この章では、現地調査に基づいた地すべりの特徴とその防止方法を検討している。また、チームの派遣目的の性質から、この章では技術面のみを扱っている。したがって、経済面からの実行可能性に関する検討は行われていない。

6.3.1　バルブハウスにおける地すべり

(1)　地すべりの状況およびその被害

この地すべりは、高度1,450mの南東斜面に存在するバルブハウスの左側域で発生したものである。ここでは、1993年7月の降雨による地すべりの兆候は観測されていない。また、アンカー工事などの対策工によって、地すべりが発生した箇所はすでに安定している。

(2)　推奨される安定化対策

地すべり防止工事が完了しているため、この地すべりに関しては新たに対策工を講ずる必要はない。

6.3.2　ジュリケット上流における地すべり（通称：小規模地すべり）

この地すべりは、クレカニ・ダムの貯水池につながるメンテナンス用道路上の、ジュリケット上流の村落から400m離れた場所で発生したものである。

(1)　地すべりの状況およびその被害

1)　長さおよそ30m、幅15m、最大層厚が4m～5mの平面状のすべり面を持つ岩盤すべりが、高度1,550mの山頂近くの東向き斜面で発生した（写真－6.3.1）。滑落崖頭部は、道路の山頂側のヘアピンカーブの部分まで延びている。

2)　すべり地塊は、発生域から完全に斜面の下方へと流れ出し、発生域内には右側域に存

在する僅かな土塊（図－6.3.1,A）と、数箇所に分布する直径1m以下の塊片（図－6.3.1,B）だけであった。地すべりの滑落崖面では、主に風化によって生じた厚さ0.5m～1.0mの土塊が見られるだけであり（図－6.3.1,C）、結晶片岩で構成された硬質の岩盤（傾斜N10° W,40°）が、連続的に露出している（図－6.3.1,D）。地すべりの地域の地質構造は、流れ盤の構成として特徴づけられている。この地帯では、流れ盤構造と定義される地質構造に規制された岩盤すべりが一般的に見られる。以上の理由から、今後当該地すべりは拡大はしないものと思われる。

3) 道路の下流域では、地すべりが岩屑流となり、幅が6mを越える切り立った渓谷状の流路沿いに流動した。この地すべりによって、クレカニ・ダムの貯水池のメンテナンス道路が、長さ6m以上にわたって破壊された。将来発生する地すべりは、節理面で規制された小規模な落石だけであると思われる。

4) この岩盤すべりの直接的な原因は豪雨によるものであるが、また、流れ盤と呼ばれるこの地域特有の地質の特性と、チサパニ・コーラの侵食によって発達した、地すべりの法先部分まで発達したガリも、その原因である。

5) 一方、道路法先から山側におよそ2m離れた位置に、最大幅が20cmにおよぶ亀裂が、道路延長と平行に発生した（写真－6.3.2）。この亀裂は、上記の岩盤地すべりの位置からジュリケット上流の村落の方向に100m以上にわたって延びている。この地すべりの深さ（下方域に存在する地すべり）は、周辺地域の地質の傾斜構成と亀裂が沈下現象あるいは隆起現象を伴わないものであることにより、比較的浅いものと判断される。

(2) 推奨される防止対策工

1) 緊急対策

① 40° を越える山腹斜面で発生した下方域に存在する地すべりの挙動に関する調査を直ちに行い、地すべりの形態と規模を現地の地質特性調査から確認するべきである。伸縮計を用いた警報システムは、崩壊の予測に効果的である（図－6.3.2）。

2) 予防対策

① 基礎にH鋼を用いた蛇籠工を施工する必要があり、もし深部まで風化が見られる場合には、適当な長さのアンカー工を下方域に存在する地すべりに対して計画すべきである。蛇籠工を地すべりの頭部域に施工しなければならない場合、鋼製の棒あるいは杭でその基礎を支持しない限り容易に破壊される可能性が高い。

② ジュリケット上流の地すべり地帯に新たな道路を建設する場合、将来予想されるガリの拡大を防止するために岩盤を基礎としてコンクリート擁壁を建設するとともに、非常

に小規模な岩盤すべりや残存する土塊の崩壊を防止するための排土工を実施する必要がある（写真－6.4.3）。排土工の施工後に、露出部分の斜面を保護するための対策工を検討するべきである。斜面が岩盤の場合、落石を防ぐためにはモルタル吹付工が効果的である。また、土塊が残存する場合には、法枠工が必要である。

③ 地すべりは地殻変動による地質特性に規制されているため、地質構造特性に関する詳細調査を計画するべきである。地すべりの危険性を評価するためには、現在まで発生した地すべりと、ガリの発達度合に関する関連調査も必要である。

6.3.3 ジュリケット上流における地すべり（通称：大規模地すべり）

この地すべりは、小規模地すべりから400mほど離れたメンテナンス道路で発生した。地すべりの発生域の高度は1,600mである。また、斜面の地質特性は、小規模地すべりの地区のものと同じである。

(1) 地すべりの状況とその被害

1) 地すべりの規模は、幅250m、長さ300m、平均深さ2mを越えるものと推定される。この地すべりの特徴は、幅の広さに比較して深度が浅いことである。地すべりの末端域では、深さ2m、幅2mのガリが多く形成されている（写真－6.3.4）。ここでは、ガリの規模は右側域に向かって大きくなっている。この地すべりは、ガリの縦侵食による末端域の侵食作用によって、すなわち末端部分で地塊がすべり出したために発生したものと思われる。頭部域では比較的厚い層厚の地すべりが見られ、この地すべりはガリの拡大による応力解法を起因とする末端域の風化が主要な原因である。

2) 地すべりが発生した地域の地質は、石英片岩、雲母片岩、千枚岩である。この地域の頭部域は、ほとんどが風化による岩片で覆われている。地すべりの末端域は、風化の卓越域とガリの頭部の境界部に位置する。

3) 地すべりの主要な原因は、地質構造、風化による変質、非常に急な斜面におけるガリの発達などが挙げられる。

4) 1993年の7月の降雨では、当該地すべりは特に地すべり運動を示していない。しかし、この斜面には不安定な土や岩石が大量に残存している状況にある。

(2) 推奨される安定化対策

1) 緊急対策

① 岩盤地すべりが発生する可能性が非常に高いため、詳しい現地調査によって、その可能性のある地域を明らかにするべきである。必要に応じて、警報装置として岩の落下によってワイヤーが切断されると直ちに赤信号を送る、ワイヤー・センサーを用いることも必要である。

2) 予防対策

① 道路の復興を考慮する場合には、落石あるいは斜面崩壊による被害を防止するための、予防対策の計画が必要である。道路の保護のためには、硬質の岩を基礎とした練積擁壁工が最も効果的だと思われる。これは、ガリの規模が比較的小さく、ガリ渓床に基岩が見られるからである（写真－6.4.3の手前部分）。

② 地すべりの頭部域は主に岩屑で構成されているため、岩屑クリープの発生を防止するために、H鋼を基礎とした蛇籠工を行うべきである。また、必要に応じて、長さの短いアンカー工も計画する必要がある。傾斜が急な箇所では、抑止工の計画を考慮すべきである。

③ 残存する岩片の落下が予想される場合、それを撤去するためのトリミング作業を行う必要がある。

6.3.4 ジュリケット川における地すべり（発電所の水圧管の反対側斜面）

この地すべりは、水圧管橋から下流におよそ400mに位置するジュリケット・コーラ（マンドゥ・コーラの左支流）沿いの道路で発生した。

(1) 地すべりの状況および被害

1) 長さ300m、幅200mの規模を越える地すべりが、南向きのやや凸状の尾根状の山腹中腹で発生した（海抜1,287m、写真－6.3.5）。地すべりの深さは、20mを越えるものと推定される。高さ5mを越えると推定される頭部域の滑落崖が、この山腹頂上からおよそ30m下った場所に発生した（図－6.3.3,A）。この滑落崖は、ほぼ直線状を示す上部域の斜面とわずかに凸状を示す下側の斜面の傾斜変換の境界部に位置している。この滑落崖は末端域まで連続しているため（図－6.3.3,B）、小規模崩壊の発生の存在も見られ、現在進行中であると思われる。

2) 地すべりが生じた地区の地質は、変成を受けた堆積岩の砂質片岩である。主な地質構

造は、流れ盤である。地すべりの種類は、凸状の傾斜に発生したことや地すべり運動特性から見て、風化を受けた岩屑の岩盤すべりであると推定される。

3) 1989年4月に撮影された航空写真では、今回の大規模な地すべりの両側面に長さおよそ100m、幅およそ80mの地すべりが2カ所確認される（図－6.3.3,C,D）。

4) 2カ所の地すべりは、馬蹄形に沈下した連続した凹地形によって容易に確認することができる。また、過去の地すべりによる、高さ3mを越える典型的な滑落崖が、これら2カ所の地すべりの左方の地すべりでは明瞭に確認される（図－6.3.3,E）。今回発生した2カ所の地すべりは、航空写真で判別される場所とほぼ一致するものとなっている。2カ所の地すべりのうち、左側のもの（図－6.3.3,C）は、右側のものより深いものと思われる。これは、地すべりが生じた部分に存在する樹木と、3mを越える馬蹄形の凹状の沈下部分を持つ単一ブロウクの特徴より判断されたものである。これらの地すべりの末端部は、ジュリケット・コーラの渓床まで達している。したがって、これらの地すべり（特に左側のもの）の原因は、この渓谷からの土石流による末端部の侵食であると思われる。

5) これらの2カ所の地すべりの後背斜面には、小規模の地すべりが1カ所と、多くの亀裂が確認されている（図－6.3.3,F,G）。これら地すべりの発生と現象は、末端域ほど明瞭である。地すべりの形状から、すべり面は平板状であると推測される。この平板状のすべり面の後背斜面で、もうひとつの大規模な地すべりが発生している。この地すべりは、斜面下部のそれと全く同様の性質を有することから、この地すべりの種類は、典型的な後退型であると推測される。

6) 大規模な地すべりの主な要因は、これらの山の両側面で過去に発生した地すべりと、渓谷の渓岸斜面が川の水流による侵食を受けたためである。ジュリケット・コーラにまで達した地すべりの末端部が、流水によって侵食されたために、その後背斜面に大規模な地すべりが発生した。この大規模な地すべりの進行を防止するためには、その下側域に存在する2つの地すべりに対する末端部の侵食を防止する必要がある。

7) この2カ所の地すべり地区では、道路がそれぞれ80mと60mを越える範囲にわたって滑落している（図－6.3.3,H,I）。この長さは、航空写真から判別された2カ所の地すべりの幅に等しいものとなっている。

8) 大規模な地すべりが発生した理由として、道路復興のためにこの大規模地すべりの下部に位置する2カ所の地すべりでの掘削行為もあげられる。

(2) 推奨される安定化対策

1) 緊急対策

① 恒久的な対策が完成するまでは、人命に対する被害を避けるためにも、主・副の亀裂箇所に、滑落に対する警報システムとして伸縮計を緊急に設置するべきである。

② 2カ所の地すべりの末端部の侵食は、大規模な地すべりを更に発展させる可能性があるため、ここで蛇籠工などによる侵食防止対策を行うことが必要である。

③ 恒久的な対策への第一歩として、地下水排水ボーリングを行うことは非常に効果的である。

2) 予防対策

① この地すべりは後退性の特徴を有し、異なる規模のブロックが複数集まって構成されたものであるため、地すべりの各ブロック間の相互作用を把握するために、すべり面の形状と地下水の状況に関する詳細調査を緊急に行うべきである。

② 下部の2カ所の地すべりは、渓床まで到達しているため、これらの地すべりへの対策としては、耐洗掘性の盛土工が効果的と思われる。

③ 地すべりは大規模かつ急傾斜を有するため、恒久的な対策には、地すべり推力の軽減のための大幅な排土工と、すべりを抑止するためのアンカー工を行うことが含まれる。また、排土の後背斜面に新たな地すべりが発生する可能性や、アンカープレートの支持力、アンカー工の引抜抵抗力、アンカーの方向なども検討する必要がある。また、地すべりの機構や経済面の検討ののち、道路のトンネル化などの対策も併せて検討すべきである。

6.3.5 発電所の水圧管における地すべり

この地すべりは、水圧管橋付近で、ジュリケット・コーラの切り立った渓谷の斜面で発生した。

(1) 地すべりの状況および被害

1) 地すべりの規模は、幅40m、長さ30m、深さ10mを越えるものと推定される。地すべりの形態は、上記のジュリケット川の地すべりとは対照的に、明瞭な三角形をなしている（写真－6.3.4）。陥没現象によって、高さ4mを越える滑落崖が頭部から末端部分まで連続している（図－6.3.4,A）。陥没現象は右側の方がより明確である（図－6.3.4,B）。

2) 地すべりの周辺の地質は、変成された堆積岩の砂質片岩である。川床に見られる基本

的な地質構造は、流れ盤である（図－6.3.4,C）。しかし、地すべりの末端部の右側では、この走向を横切る節理面が見られている（図－6.3.4,D）。

3) 地すべりの形状が三角形であるため、その深さは末端部に近付くにつれて深くなると思われる。また、右側域には明らかな沈下が見られる上に、左側に比べて高い位置にまで基盤が見られるため（図－6.3.4,D）、左側域の深度がより深いものと推測される。発電所の水圧管のメンテナンス用道路の沈下は、頭部域の大幅な沈下とは対照的で、わずか1mである（図－6.3.4,E）。このことから、道路部に位置するすべり面は緩勾配をなしていると思われる。

4) 岩屑および崩土に富むゾーンと基盤の間に明瞭な境界線が見られることより、すべり面は、図中の線－Fに位置するものと思われる。

5) 末端部は、渓流が蛇行しておりジュリケット・コーラに発生した洪水と土石流による侵食を受けやすい箇所となっている。したがって、この地すべりの原因は侵食による末端部の土塊除去であると思われる。

6) 1989年4月に撮影された航空写真から、この三角形の形態をなす地すべりは、滑落崖と側方崖の亀裂による明確な陥没から容易に判別することができる。この地すべりは、面積が3倍を超える背後斜面の地すべり地形の左側方域に存在している。背後斜面に観察されるこの地すべりは、1993年7月の降雨による影響は見られない。この地すべりは、岩屑で構成されていると思われる（図－6.3.4,G）。また、褐色の岩屑と川床から連続する硬質基盤岩との境界には、強い剪断帯が存在することを報告することができる。この褐色の岩屑は、背後斜面に発生した地すべりによって生成されたものと思われる。

(2) 対策のための提案

1) 緊急対策

① 背後斜面に発生した地すべりに関する緊急調査が必要である。この地すべりの移動状況を把握するために、滑落崖の亀裂特性を測定するための伸縮計と、背後斜面に発生した地すべりの状況を把握するため地盤傾斜計を設置するべきである。この地すべりは発電所の水圧管に近接して発生しているため、水圧管の復興工事の最中に、ここで得られたデータが危険予知の基準として有用になる。

② 今回発生した地すべりの頭部では、排土工の計画を行ってはならない。これは、その後背斜面に大きな地すべりを引き起こす可能性があるからである。上記の機器によって得られたデータの観測およびチェックを行った上で、道路の緊急復興のための対応を行う必要がある。

2) 予防対策

① 末端域に一部分布する基盤岩は硬質のものではなく、中央部分では破砕され、岩屑と化している。地すべりの原因を除去するためには、耐洗掘対策を行うことが望ましい。この計画は、発電所の水圧管施設の機能を復活させるための、一連の砂防ダムを含む砂防プロジェクトの一部として検討すべきである。

② 恒久的な対策への第一歩として、地下水排水ボーリングを行うことが効果的であると思われる。

③ 今回の地すべりおよびその背後斜面の地すべりの形態が三角形であるため、対策工として、大規模の排土工を行うことは望ましくない。背後斜面に発生した地すべりに関しては、アンカー工を含む恒久的な対策の検討を行うべきである。そのために、地すべりのメカニズムと現在発生した各地すべりの相互作用を明確化するための調査を計画すべきである。

6.3.6 段丘面の裾部を通過するビムペディ道路

この道路は、クレカニ・ダムのメンテナンス用のために建設されたもので、ビムペディの町が位置する段丘面の右側の裾部を通過している。

(1) 道路の状況および被害

1) この道路は、ビムペディ・コーラに発生した土石流による強い洗掘作用のため、800m以上にわたって流出した。この渓流では、この土石流の痕跡として直径が2mを越える土石による堆積物が見られている。

2) 洗掘による被害を受けた地域は、道路を越えて段丘面の崖下にまで至る。高さ10m、斜面勾配60°の特性を有する段丘斜面上に幅10m、深さ3mと推定される崩壊が多数発生している（写真－6.3.7）。

3) 段丘の地質は、過去に発生した土石流による小粒径の礫からなる堆積物から成り立っていると見られる。堆積した礫層の分級作用は、崩壊したすべり面上では、明瞭に見ることができない。段丘の堆積物は、主に土塊で構成されているようである。したがって、この段丘崖の侵食に対する抵抗力は非常に弱いものである。

(2) 対策のための提案

1) 緊急対策

① 被害を受けた道路は一時的な修復工事が行われ、現在は、段丘の脚部の元の場所で

再使用されている。しかし、段丘面には小礫が不安定な状態で残存し、侵食が起こりやすいため、落石の危険性がある。したがって、交通の安全性を考えるとこの道路は使用するべきではない。現場調査を行い、落石の危険箇所を確認することによって、交通機関に対する被害を防ぐことが必要である。

2) 予防対策

以下の理由から、元のルートに道路を再建することは困難と思われる。

(a) 川の上流および道路沿いの渓岸に大規模な土石が堆積しているため、近い将来に強い洗掘力を有する大規模な土石流が発生することが予測される。この土石流の洗掘によって、道路が再び破壊される恐れがある。

(b) 現在の道路沿いの川幅は、場所によっては40mを下回るものである。一時的な修復が行われた道路の高さは、今回の土石流による川床の堆積物と同標高となっている。道路への氾濫を防止するためには、道路面をより高く計画しなければならない。

(c) 長い延長にわたって、強度の高い洗掘保護壁工を施行する必要がある。この壁の基盤は将来的に、様々な種類の洪水および土石流による川床の変動にも絶え得るものでなければならない。

(d) 主に土塊で構成された急勾配の段丘の斜面にも、道路に対する安全のため保護工を長い延長にわたって行う必要がある。

以上の理由から、道路の再建のためには、下記の事項を考慮しなければならない。

① 新しい道路は、段丘の脚部ではなく、段丘面上に建設するべきである。

② この計画では、道路面上の表流水の排水のための水路工を行うとともに、高さ5mを越える掘削の際に、斜面崩壊を起こすと思われる箇所に、小規模な斜面崩壊防止工を行うことを検討すべきである。中でも、道路の両側に表流水のための排水路工は、道路の表面の洗掘と、段丘斜面におけるガリの発達を防ぐために、特に重要な工法である。

③ ガリを発達させる可能性のある表面侵食を防止するために、植栽上を段丘堆積物の掘削面に行うべきである。

④ 大幅な掘削工事が必要となる場合は、代案として道路の段丘面への入り口部分に、新たに橋を設けることを検討すべきである。

⑤ 段丘の脚部では土石流による侵食や洗掘が予測され、それによって生じた土石は、バインセとの合流点の第2電力発電所に被害を与える。その対策としては、流域管理

砂防プログラムの一環として、床固めあるいは砂防ダムなどの、侵食防止工を計画すべきである。

6.3.7 第2電力発電所付近における地すべり地形

(1) 地すべりの状況および被害

1) バインセの第2電力発電所の対岸の斜面は、地すべり地形であると推察される（写真－6.3.8）。この地すべりの原因は、長期にわたる河川侵食によるものと考えられる。開析の進んだ滑落崖が観察されるため、地すべりの主な活動は、すでに終了したとみなされる。しかし、地すべりの主要地塊部分は、まだカニ・コーラの右岸部に残存している。

2) 過去に生じたこの大規模の地すべりの規模は、幅200m、長さ150m、深さ30mを越えるものと推定される。地すべりの末端部は、カニ・コーラの洪水によって侵食される状況にある。

3) 1993年7月の豪雨によって、平均幅15m、平均高さ15mの小規模な崩壊が、この大規模地すべりの末端部で発生した（写真－6.3.9）。

4) 地すべり地形の対岸に設けられた第2電力発電所を、土石流から保護するために、2カ所の砂防ダムが建設されている。これらのダムは、ダム上流の堆積物の重量効果によって、地すべりの再発生を防止する効果がある。

5) 地すべりの斜面中央域には、土石流の要因となる廃土が存在する。

6) コンクリートと蛇籠工で建設された砂防ダムは、地すべり地形の末端部で発生した直径5mを越える巨大な転石によって、完全に破壊されている。

(2) 推奨される安定化対策

1) 緊急対策

① 地すべりのこの地すべりの頭部域では石灰岩の採石場が設けられているが、ここから放出された岩屑や土が、不安定な状態をもたらす原因となる恐れがある。地すべりの発生を予防するためには、採石場からの廃物の放出を禁止すべきである。

2) 予防対策

① 地すべりの状況を明らかにするために、地質調査および地すべり移動測定のための調査を緊急に行う必要がある。

② クレカニ第2電力発電所近辺の侵食防止対策を計画する際には、この地すべりの状

況を考慮に入れておく必要がある。

③ 地すべりの末端域ではガリが明瞭に発達しており、縦侵食によるガリの渓谷斜面での崩壊を防ぐために床固工を計画するべきである。

6.3.8 バインセ橋

(1) 橋の状況および被害

1) ラプティ川の土石流によって、バインセ地区にも多くの問題が発生している。バインセ橋は流され、また川の両岸は大幅に侵食された（写真－6.3.10.）。

2) 川岸の家屋の多くは、破壊または浸水した。川床の上昇はバインセ村の洪水を起こしただけではなく、クレカニ第2電力発電所の放水路にも深刻な問題をもたらした。

(2) 推奨される安定化対策

1) これらの問題は、相互に関連があるものである。したがって、これらの問題を総合的に解決するためには、バインセ村の保護を十分に考慮した上で、川の河道計画（堤防の建設、低地の土地改良等）を直ちに行うべきである。

2) バインセ橋の再建（位置、長さ、クリアランス等）および電力発電所が抱える問題の解決策を、十分に検討する必要がある。放水路の手前の、カニ・コーラの川床があと1m上昇した場合には、電力発電所の運営を停止しなければならない。カニ・コーラの川床上昇の主な原因は、カニ・コーラとの合流点からラプティ川をさらに下った地点に見られる堆積物と、ラプティ川の逆流水によるものである。

3) 川の合流点で、堆積あるいは侵食のメカニズムを明確化することは、一般的に困難なことである。最良の解決策を見いだすためには、水理実験が最適な方法であると思われる。

6.4　プリトヴィ・ハイウエイ沿いの地すべり

6.4.1　ナウビセ地すべり

この地すべりは、ナウビセ村を通過するマヘシュ・コーラに平行する道路沿いで発生したものである。

(1)　地すべりの状況および被害

1)　幅80m、長さ5m、高さ10m程度の地すべりが、川の方向に向かって発生した（写真－6.4.1）。

2)　道路面を支えていた練積石擁壁が被害を受け、その結果20m以上の範囲にわたって傾動している。擁壁に発生した亀裂の間隙、あるいはその沈下現象は、地すべりの中央部分の方が大きくなっている（図－6.4.1,A,B）。

3)　地すべりの地質は砂質の片岩で、その層は45°に傾斜している。これとは対照的に、川床の地層面はほぼ垂直である（図－6.4.1,C）。すべり面に露出した岩石層は、波状起伏を見せている（図－6.4.1,D）。

4)　川床とは明らかに異なる地層面の存在、波状の地層構造、道路の部分で見られる20cm程度の幅の亀裂などから、この地すべりはトップリングと判断される（写真－6.5.1.2）。

5)　トップリングの主な原因は、川の水流による洗掘のために脚部分の抑え荷重が取り除かれたためである（図－6.4.1,E）。

(2)　推奨される安定化対策

1)　緊急対策

①　今後の洗掘によって発生し得る抑え荷重の土塊の除去を防止するために、地すべりの脚部に蛇籠工を緊急に行うべきである。

②　地表流水がすべり面に浸透することを防ぐために、亀裂部分には直ちにシートを被せるべきである。また、道路面で発生した亀裂部には、粘土質のパッキングを行う必要がある。

③　交通機関への被害を予防するために、伸縮計を用いた警報システムを直ちに設置するべきである。

2) 予防対策

① トップリング現象に対する直接的な予防対策工としては、一般的にアンカー工が採用されている。しかし、ここではトップリングを起こした地塊は主に土塊で構成されているため、アンカープレートを支持する力が不十分であると思われる。したがって、川床の硬質の基盤岩に擁壁を構築し、盛土工によって脚部支持することが望ましい。高い擁壁工を支持するに十分な硬質の基盤が存在しない場合、川の流路変更も考慮すべきである。

② 道路の川側部には、表流水の地中への浸透、あるいは地すべり面でのガリの発生を防ぐための水路工が必要である。

③ 必要とされる盛土工の規模は、トップリングのメカニズムに左右されるため、地質構造の調査を行うべきである。

6.4.2 ジョギマラにおける岩崩れ

(1) 地すべりの状況および被害

この岩盤すべりは、トリスリ川と平行に延びるプリトヴィ・ハイウエイ沿いの、現在使用されていない石灰岩の採石場の近辺の斜面で発生したものである。

1) 地すべりの規模は、長さ70m、幅80m、深さ15mを越えるものと思われる。1992年8月にも同じ場所で地すべりが発生しており、プリトヴィ・ハイウエイは度々この地すべりによる被害にあっている（写真－6.4.3）。

2) 現在、地すべりが発生した箇所の左側の斜面には、非常に不安定な岩石の地塊が残存している（図－6.4.2,A）。この塊の規模は、およそ3000㎥と推定される（長さ30m、幅20m、深さ5m程度（図－6.4.2,A））。

3) 滑落崖は、厚み15m、幅30mを越える範囲で極度に破砕された岩屑層が存在するため、後背斜面から新たに地すべりが発生することが予測される（図－6.4.2,B）。

4) 地すべりが発生した地域の地質は、石灰岩、黒片岩および粘板岩で構成されている。

5) 本来の地層面はすべり面と平行ではないが、すべり面と平行して節理面（N65° W、74° N）が発達している（図－6.4.2,C）。当地区の岩盤は、シーティングなどの作用によって、節理面に沿って次第に岩盤から分離し、不安定な状態になりつつある。今後、豪雨が発生した際に、このような岩塊は容易に崩壊するものと思われる。

6) この地すべりの主要な運動型は、岩盤地すべりと岩屑なだれであると推察される。平面状であると見られるすべり面は、道路面より50m高い部分に位置している。

(2) 推奨される安定化対策

ジョギマラの調査終了後、チームはUKのコンサルタントの事務所でUKの技術者と協議を行った。コンサルタントとの相談に基づいて、下記の手法が提案された。

1) まず、この地域を通過する道路交通の安全性を確保するための復旧手段として、道路の経路を変更を伴うトンネル工を設けることが望ましい。
2) 次に、地すべりの推力を減少させるために大規模な排土工を行うとともに、比較的広い範囲にわたってアンカー工を行うべきである。この計画を実施する際には、掘削中に発生する落石によって車等が被害を受けないように、迂回路を設定する必要がある。この近辺で生じた岩盤すべりの規模やすべり面の性質は、地層の地質特徴に影響されるものと思われる。排土工の切り土勾配は、このような地質特徴を考慮した上で設計するべきである。
3) 対策工建設において短い工期を考慮する必要がある場合、落石防護工を構築することが望ましい。この計画を行う際には、保護工は、衝撃に対して十分な吸収力を持たなければならないので、将来発生する地すべりによって引き起こされる落石の衝撃力を解析する必要がある。しかし、このような構造物を計画するにあたって、衝撃力を予測することは一般的に困難とされている。現在では、高速コンピュータを用いた個別要素法が最も適した計算法である。計算結果は、入力するすべり面の形態によっても変化するため、この形態を仮定しなければならない。また、地すべりの地域の右側方域に残存する、地すべりの残土は、末端部が道路の堆積土の頂上と連続しているため、この計画の際に道路に堆積した岩屑を取り除く場合には、特に注意を払う必要がある。
4) また、岩盤すべりや落石を予測するために、下記の器材を用いた警報システムを採用することを、強く推奨したい。落石に関してはワイヤータイプのセンサーが効果的である。また、地すべりの発生する可能性がある箇所の滑落崖部分には伸縮計を設けることによって、崩壊を予測することができる。

しかし、地すべりの発生地の近辺あるいは滑落崖の背後斜面に不安定な状態で残存する大規模な岩屑の存在から、今後発生し得る地すべりの規模を考慮すると、ジョギマラに最適な方法としての結論を即時に出すことは不可能である。しかし、十分な資金が確保されるのであれば、上記の方法のいずれも実行の可能性を持つものである。

6.4.3 タンコット－ナウビセ間の道路で発生した地すべりへの対策

(1) PCアンカー工法

タンコットの西部で発生した地すべりには、道路洪水復旧計画のもとに、PCアンカー法を用いた処置が行われている。この工法は、7月の豪雨の際に効果的であったようである。

ここでは、技術面からの検討を行いたい。場所によっては、アンカーの間隔がやや短いと思われる箇所が存在している。自由長が十分取られていない場合、アンカーは設計どおりの支持力を持たない。また、定着部での交差をさけるためにも、PCアンカーの間隔の設定には注意が必要である。地すべり面にアンカーを計画する際には、地すべり特性によるが待ち受け機能を持たせる場合と、締固め機能を期待する場合がある。アンカー工の計画に際しては、DPTCによって集められた基準を採用することができる。

(2) 枠工事

西方向への道路沿で、地すべりに対する対策として枠擁壁工が行われている。この工法は、日本でも地すべりの防止のために多く採用されているものである。

この工法がネパールで行われたのは、ここが最初である。下記の利点からも、ネパールで今後この工法を多用することが推奨される。

1) 枠擁壁工は柔軟であるため、地すべりによる基礎の変形が生じても、亀裂などの被害を及ぼすことは少ない。
2) 基礎工事のための掘削量は、コンクリート擁壁工に比べて、非常に少ない。地すべり地帯で掘削を行う際には、新たに地すべりを誘発する恐れがあるため、掘削量を最低限に抑えることが重要である。
3) 枠擁壁工では、転石で中詰めを行うため、排水が非常に良い。
4) 通常、枠工事のコンクリート製の骨組みは、工場あるいは現場の施設で前もって制作するため、その品質は非常に高い。

タンコット－ナウビセ間の道路で行われた枠擁壁工に関する検討は、以下のとおりである。

① 中詰めは、土ではなく転石で行うべきである。
② 天端をコンクリートで覆う必要はない。

6.5　地すべり調査に関する今後の課題

地すべりによる被害を受けた施設の復旧対策の進歩、発展のために、下記の課題に関する調査・解析を行うべきである。

(1)　正確な被害状況を把握し、新たな防止対策を立てるためには、被災地域の航空写真が必要である。また、これは被害の前後の状況を比較するためにも便利である。

(2)　調査地域で発生した地すべりは、その発生箇所によって下記の種類に分類される。

1)　遷緩線の上部の風化された地帯で発生した地すべり。この地すべりの規模は、風化の深度に影響されるが、一般的にあまり大きくはない。

2)　遷緩線と川の間の境界地区で発生した地すべり。この地すべりの末端は、斜面の中腹に位置するため、川床までは延びていない。すべり面は、地層の走向などの地質状況に左右されている。この種の地すべりは、一般的に大規模である。

3)　渓岸で発生した地すべり。この地すべりの末端は、川床まで達している。この地すべりの規模はあまり大きくないが、背後斜面で新たな地すべりが発生した場合、この地すべりは非常に大きくなることが予測される。このような場合、背後斜面で発生する地すべりは航空写真で未然に判別することができる事例が多い。

(3)　岩盤すべり面は、一般的に平板状である。また、その移動特性は地質状況に影響を受ける。地すべりの動く方向とすべりの深さを把握するために、地質状況と地すべり形態の相関関係の解析を行うことが望ましい。この議論に関しては、DPTCが集計した地すべりの型分類を利用するとよい。

(4)　地すべりの分類や、動きの種類の選定といった分野で検討されている、地すべりの危険地区図を、長期的な見解から行うべきである。これは、高速道路の経路あるいは電力発電所の位置を決定する際に利用することができる。

上記の調査・解析を実行に移す際には、必要に応じて、DPTCに技術面に関する問い合わせを行うとよい。

6.6　土石流や地すべりに関して一般的に推奨される処置

(1)　今後の予防処置のためと、（地すべり被害の発生に対する理解を深めるために）地すべりの発生地の地質および地形調査を行う必要がある。

(2)　下流の地域を洪水、土石流等から保護するために、流域の管理が重要である。したがって、破壊された基幹施設の復旧計画を行う際には、流域の管理計画も合わせて検討するべきである。

(3)　集中豪雨によってクレカニ集水域が荒廃したため、洪水や土石流が発生し、集水域のの基幹施設および町や村に大きな被害が発生した。このことから、クレカニ集水域の管理計画の再検討を行い、より強化された作業計画を立案するべきである。

クレカニの流域で流域の管理を行うことは、集水域の基幹施設と宅地に対する被害を軽減するとともに、クレカニ貯水池の堆積土を減少させることになる。

写真 6.3.1　ジュリケット上流における地すべり
（通称 ― 小地すべり）

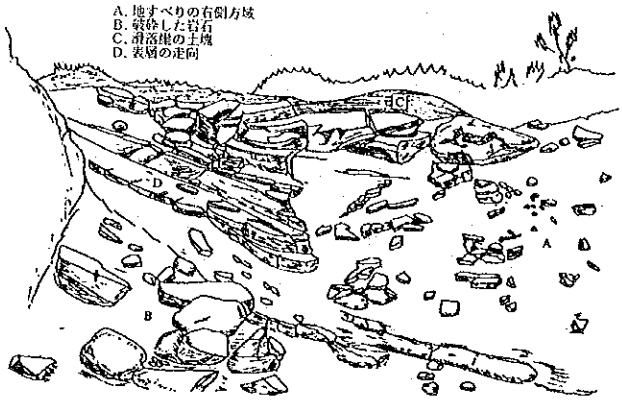


図 6.3.1　ジュリケット上流における地すべりの
スケッチ（通称 ― 小地すべり）

写真 6.3.2　道路沿いの地すべりに見られる引張り亀裂

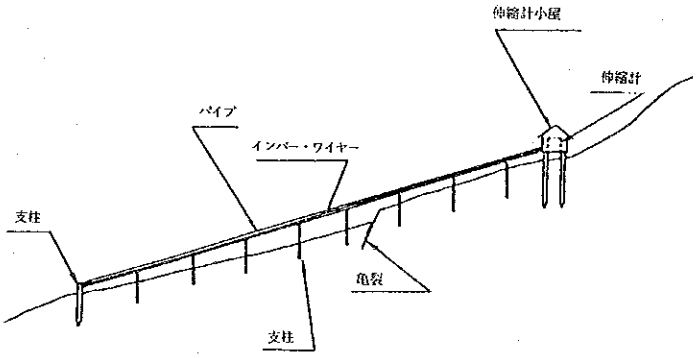


図 6.3.2　伸縮計の設置

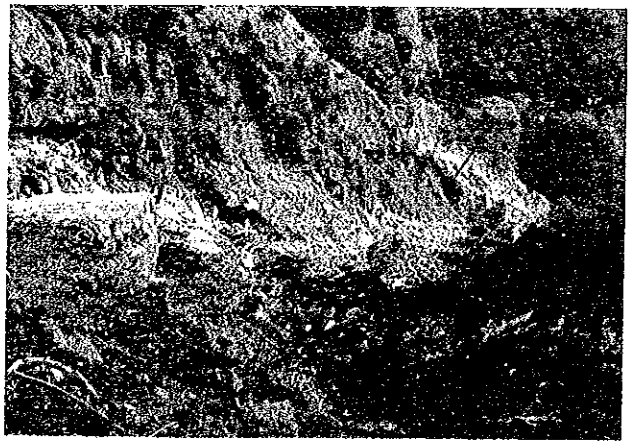


写真 6.3.3　ジュリケット上流における地すべりの下部

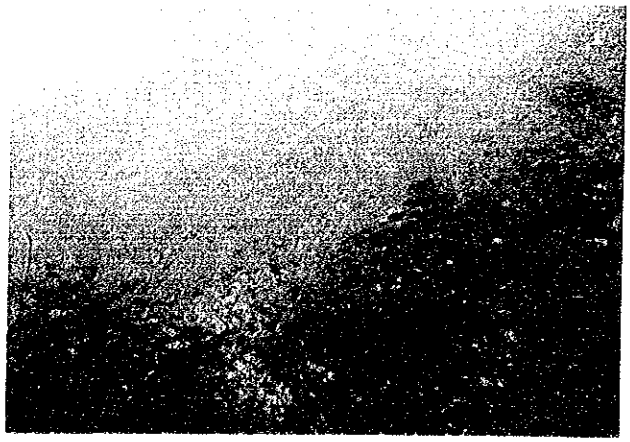


写真 6.3.4　ジュリケット上流における地すべり
（通称 ― 大地すべり）

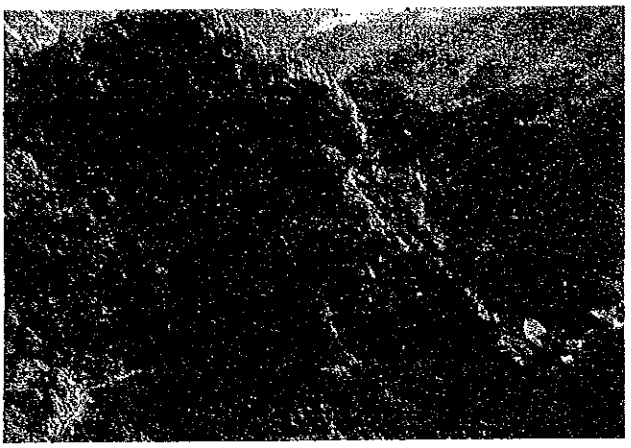


写真 6.3.5　ジュリケット川における地すべり

図 6.3.3　ジュリケット川における地すべりのスケッチ

写真 6.3.6.　発電所の水圧管に発生した地すべり

図 6.3.4　発電所の水圧管に発生した地すべりのスケッチ

写真 6.3.7　ビムペディ道路

写真 6.3.8　第 2 電力発電所の対岸の地すべり地形

写真 6.3.9　地すべり地形の脚部に見られる崩壊

写真 6.3.10　バインセ橋における侵食と堆積の状況

写真 6.4.1　ナウビセにおける地すべり

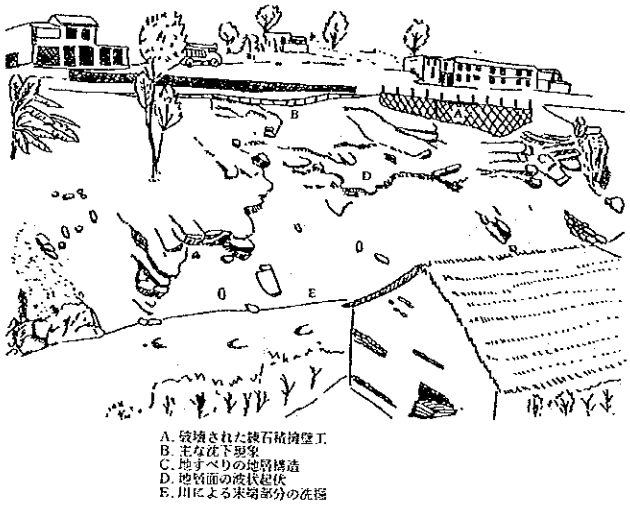


図 6.4.1　ナウビセにおける地すべりのスケッチ

写真 6.4.2　ナウビセにおける地すべりによって擁壁工に生じた亀裂

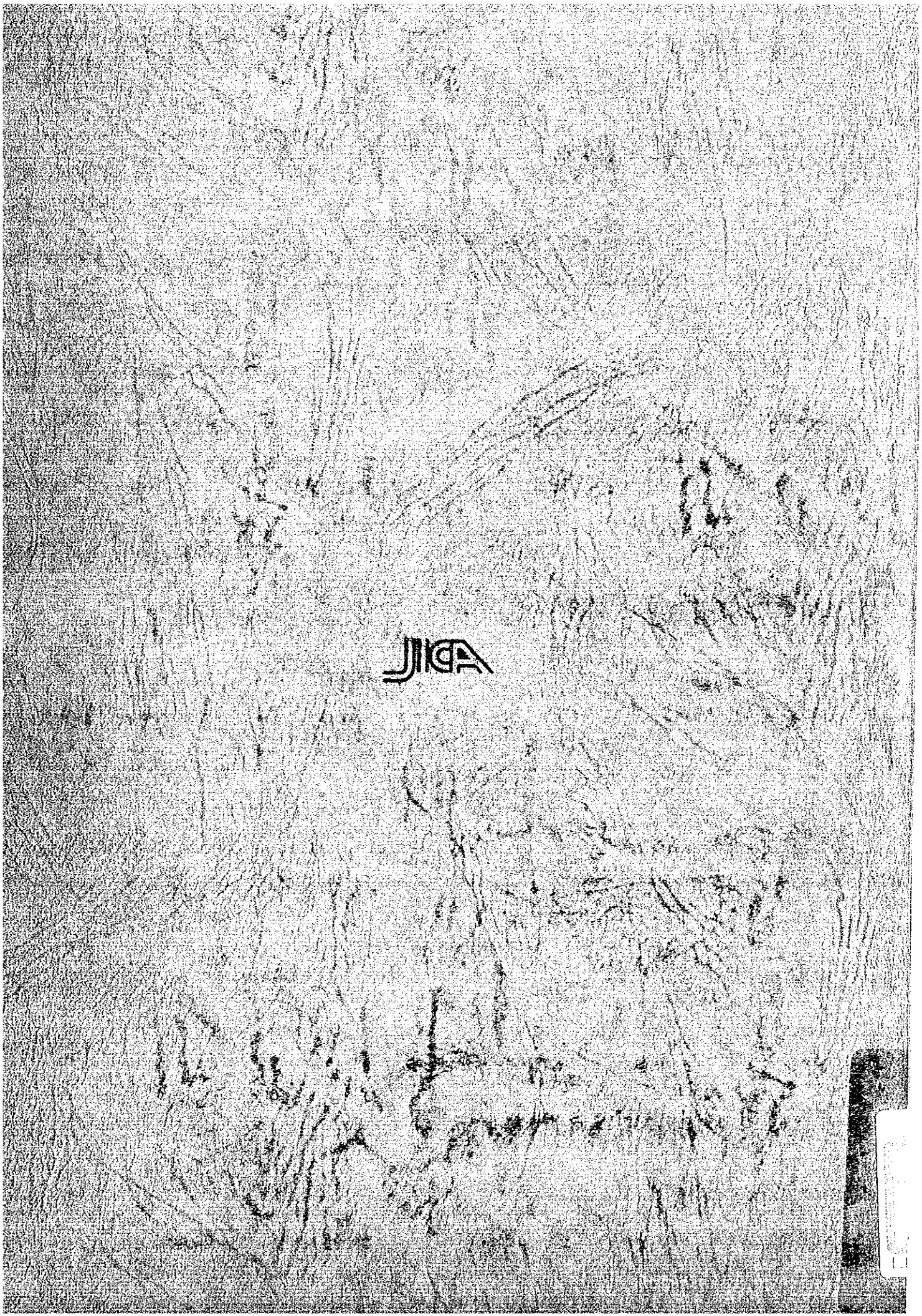
写真 6.4.3　ジョギマラにおける地すべり

図 6.4.2　ジョギマラにおける地すべりのスケッチ

7．謝　　辞

この作業は、水資源省、住宅省、および災害防止技術センター（DPTC）からの援助および協力なしには成功させることは不可能であった。

ネパールにて、豪雨や洪水による災害防止のために働く日本人の方々によるボランティア活動にも謝意を表明したい。また、隊員の任務執行に協力をしてくれた方々に心から感謝したい。


JICA