土木研究所報告
第百二十七号
昭和四十一年三月

土木研究所報告

第 127 号

新信濃川第二床固め模型実験報告 ……木下武雄…(1)

十勝岳の土石流に関する調査報告 ……村野義郎，原田義博，泉　岩男…(29)

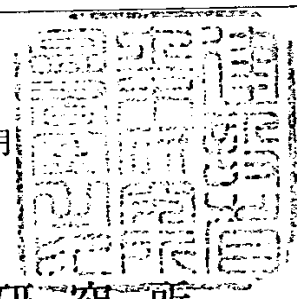
越流型余水吐の水理機能に関する研究（1）
——堤頂の流れの理論的解析および標準型越流頂の水理機能に
関する基礎的研究—— ……石井文雄，藤本　成…(53)

放水路の河道計画に関する研究
——関屋分水河道の水理検討—— ……吉川秀夫，須賀堯三…(71)

長波について
——微小振幅長波のうちあげ高—— …… 首藤伸夫…(103)

空中写真による地すべり地形の判読…… 芥川真知，金子幸子…(115)

昭和 41 年 3 月



建設省土木研究所

新信濃川第二床固め模型実験報告

(昭和40年8月)

木　下　武　雄*

On the Prevention of Scouring at the Second Weir in the Sin-Sinano River

(August 1965)

T. Kinosita

Synopsis :

At the downstream of the second weir in the Sin-Sinano River which is the flood diversion of the Sinano River (Fig. 1), the river bed has been scoured very deeply. It seemed necessary to research to prevent the river bed from scouring for maintenance of the river system.

This Weir is arciform. The height of the crest at the centre line is 5 meters above sea level and the height of the apron is 1 meter above sea level. The total length is 105 meters (Figs. 4 & 5). It is one kilometer from this weir to the ocean. The river bed is composed of the soft Tertiary rocks.

The author has researched to compare various ways for prevention of scouring by means of computation and model experiments.

1. To make the drop at the downstream of the scouring.
2. To reconstruct the lower crest of this weir.
3. To reconstruct the lower apron of this weir.
4. To make the sloping apron.

The author came to the conclusion that it is the best way to make the drop, whose crest is 1~2 meters above sea level, at the downstream of the scouring. The first merit of this drop is to take charge of a portion of work to consume the large amount of flood energy. The second is to bring forth the hydraulic jump which is available to dissipate hydraulic energy. The third is to change the velocity distribution in the river, not to use the large amount of energy for scouring.

目　次

1. はしがき……(2)
〔1〕 実験の目的……(2)
〔2〕 結　論……(2)
2. 第二床固めの状況……(2)
〔1〕 地形地質……(2)
〔2〕 河川の形状……(2)
〔3〕 第二床固めの形状……(3)
〔4〕 第二床固めの溢流係数……(5)
〔5〕 洪水流量……(5)
3. 第二床固めの問題点……(6)
〔1〕 洗掘の現状……(6)
〔2〕 洗掘の経過……(6)
〔3〕 消費するエネルギー……(7)
〔4〕 模型実験による比エネルギー線の検討……(8)
〔5〕 エネルギー消費の型……(8)
4. 模型実験……(9)
5. エネルギーを害なく消費する方法……(11)
〔1〕 第二床固めの上流側で消費する方法…(11)
〔2〕 第二床固めより下流にてエネルギー消費を分担する方法……(13)
〔3〕 第二床固め水叩を改良して，その上でエネルギーを消費する方法……(13)
(1) 下流をせき上げて現在の第二床固め水叩上で跳水させる方法……(13)
(2) 水叩を下げてその上で跳水させ，エネルギーを消費させる方法…(13)
(3) 傾斜水叩で跳水させてエネルギーを消費する方法……(17)
〔4〕 流速分布をかえて洗掘を防止する方法……(18)
(1) 副えん堤でせき上げる方法……(18)
(2) デフレクター等をつけて流速分布を変える方法……(28)
〔5〕 その他の方法……(28)
6. 第二床固め下流の洗掘防止の各案……(28)
〔1〕 副えん堤……(28)
〔2〕 第二床固めの天端を切り下げる……(28)
〔3〕 第二床固めの水叩を切り下げる……(28)
〔4〕 傾斜水叩……(28)
7. おわりに……(28)

* 現：河川部　水文研究室長（元：河川研究室主任研究員）

1. はしがき

〔1〕 実験の目的

新信濃川第二床固め下流側にある著しい洗掘を防止して河道の安全を計り，もって信濃川全川にわたる河川計画に支障を来たさないようにすることを目的とする。

この第二床固めの形状は後に詳述するが，天端高が流心部（最低部）で T. P. 5m，その下流側の水面は概略海面である。ゆえに低水時でほぼ 5m の落差によってエネルギーが出るわけで，後に精しく述べる第二床固めの問題は，いかにしてエネルギーを害のない形で減殺するかということである。

〔2〕 結　　論

第二床固めの下流側に副えん堤（天端高 T. P. 1～2m）を設ける案が現実的に最も有効な対策と思われる。

2. 第二床固めの状況

〔1〕 地形地質

新信濃川は越後平野の西蒲原郡分水町大川洋から弥彦山脈をつらぬいて日本海に至る長さ約 10km の人工水路で，全長の 2/3 ほどは平野部を流れ，1/3 ほどは山間部を切り開いて流れる。第二床固めは丁度山間部を切り開いたところにある。この付近の平野部の地盤高は約 9m この山脈は約 100m の高さで，川は山脈を出ると直ちに海へ注ぐ。

弥彦山は火成岩で形成されているが，それにつながる山脈は新しく褶曲運動をしつつある背斜構造の部分で，旧信濃川の流路となっている沖積平野はそれに対する向斜構造の部分と考えられる。なおこの背斜構造はこの付近において幾本からみられ，第二床固めはそのうちの一本の背斜軸の若干西寄り（海寄り）にある。

この地層は新第3系の頸城統寺泊累層に属する砂岩黒色頁岩の互層であって一部は凝灰質の層で構成される。[1] 第二床固め付近の岩石は白色赤色，淡黒色を呈し[2] この付近では土丹岩と呼んでいる。一般に背斜部分の岩石は力学的に弱いが，ここの岩石も大へんもろい。そのあらわれの一つは，ここの開さくの時に，地すべりによって大へん悩されたと言うことである。他の一つは，第二床固め下流側の河床へ潜水したダイバーの言によると，水中で，足をふんばって，手で凹凸の岩盤の一部に力を加えると，岩盤は大きな塊としてボロリとはがれてしまうということである。しかもその岩石を陸上へ運び出して，水分が抜けると自重でさえも崩れ去ってしまうと言う。力学的な測定でないから何とも言えないが，ここの洗掘が異常に深いという疑問の理解の一助になろう。その上，ここの地層は下流側に傾いているため，水流は岩盤をはぐような力を与えるものと思われる。第二床固めが背斜軸の西側でなく，東側にあれば，地層は上流側に傾

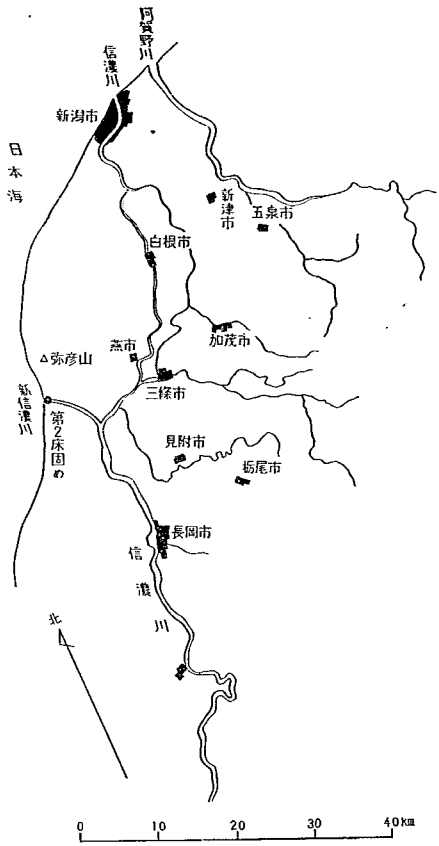


図-1 新 潟 平 野

くことになり，水流が岩盤をはがすようには作用することは少なかったかも知れない。

〔2〕 河川の形状

信濃川の旧流路は，現在の分流点から 56km 流れ下って新潟市で日本海へ注いでいる。しかるに新信濃川は分流点から約 10km で海へ注ぐことになったため平均して河床こう配が約6倍の分水路を作ることになった。その上，新信濃川の縦断は図-3に見る通り上流部（平地部）で 1/2,000 程度であるが下流に行くにつれたこう配を増す。河口からわずか 1km の位置にある第二床固めが T. P. 5m の高さをもつので，この 5m から，かりに河口海面へ直線を引いたとしても 1/200のこう配になるわけで，分水路は自然河川の安定こう配とは全く反対の凸面の縦断形状となっている。

そして分水路の上流端（分水点）と下流（河口）との

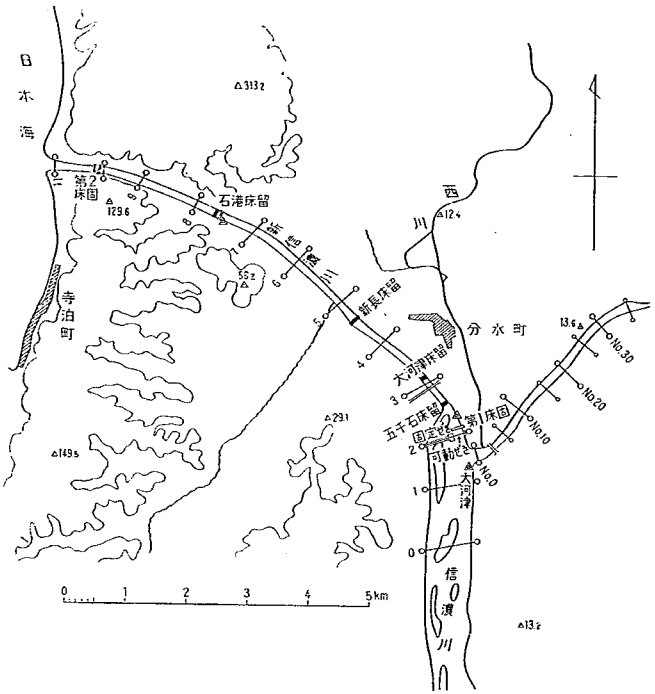


図-2 新信濃川平面図

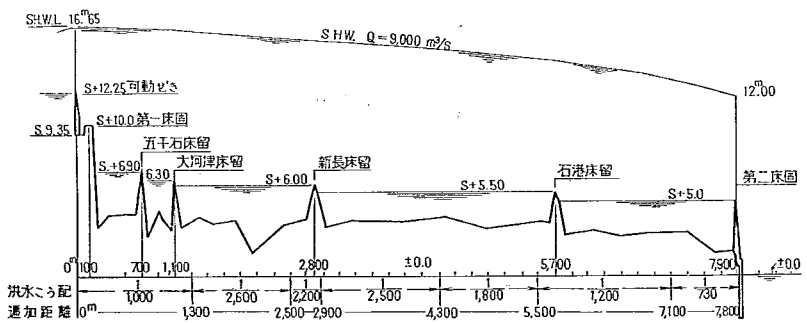


図-3 新信濃川縦断図

水位差約12mのほぼ半分に相当する5mをこの第二床固めが負担しているため，当然ここが大きなエネルギー消費を受け持つことになった。

次に平面図においてこの河川を見ると（図-2）川幅は上流で約200m，下流で170mと下流へ行くほど川幅が狭くなっている。山脈の切断は大へんな難工事だったので，工事量を節約するのが，山間部で川幅を狭くしたことの理由であろう。

しかし川幅を狭くするということはまた流速を速めることになるので，この点も河床こう配の件と同じく，下流において洗掘を増大させる傾向をもつのである。

〔3〕 第二床固めの形状

第二床固めを一口にして言えば低いえん堤である。天端は両岸近くは T. P. 7m あるが流心部は低くなっていて T. P. 5m である。全体ゆるいアーチをえがいて（R =212.5m）下流面法のこう配は2割である。水叩も両

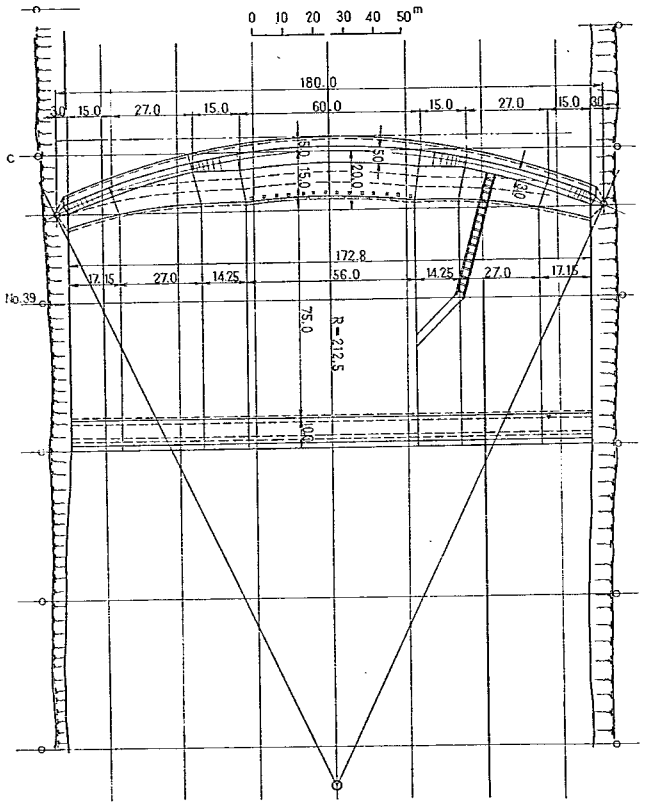


図-4 第二床固め平面図

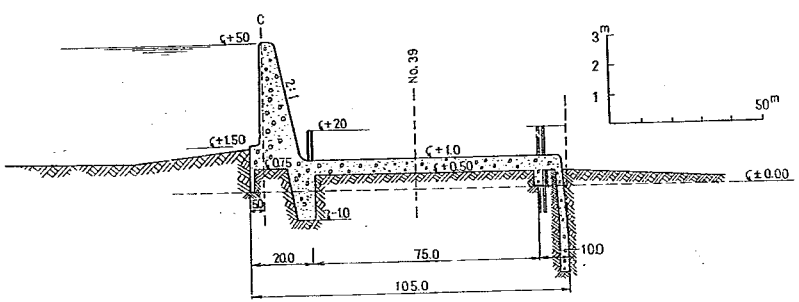


図-5 第二床固め縦断図

岸が高くなっていて，中心線にそって低く T. P. 1m の高さである。水叩の長さは約85mその上に野積橋がかけられている。橋脚は10個で，その上流側と下流側に阻柱が並んでいる。魚梯は左岸にある。

信濃川は本邦屈指の大河川で全流域面積12,260km² 全長 369km である。その下流の流路の周辺は日本第一の米作地帯であったが他の米作地帯と同じく水害をこうむる機会が多かった。明治29年7月（1896）の洪水はその中でも大きく，5,570m³/s と観測された。これを計画洪水流量として，この水を分水路によって海へ放出すべく考えられたのが大河津から分水する新信濃川であった。この工事は明治40年（1907年）よりはじめ，大正10年度（1921年）にて竣工し大正11年（1922年）8月新信濃川に通水した。しかるに新信濃川河床は年年低下し，その悪影響によって昭和2年（1927年）6月分水点で事故がおこり，分水路としての機能に支障を来たすに至った。

第二床固めは，そのような一連の事件を背景にして河床低下防止を目的として昭和3年9月起工された。昭和4年5月，昭和5年8月には洪水のため工事を中断するのやむなき至ったが，昭和6年（1931年）3月に完成した。

第二床固め水叩の末端が洗掘されていることは以前より注意されたことで，洗掘防止と堤体の安全にはきわめて多くの方法がとられた。その1，2の例は昭和28年に鉄骨の枠を組んで，水叩末端の水中に入れ，水中コンクリートを打ったこと，100ton程の蛇籠や大型コンクリートブロックを投入したこと等である。

なお第二床固めの形状と無関係であるが，上流側右岸に農業用取水口，左岸に寺泊町の水道用水取入口があるほか，水を取っているところはない。

第二床固め上流側約60m右岸に渡部自記量水標，下流側 550m の右岸に野積普通量水標があり，ともに重要な水理資料を提供している。

〔4〕 第二床固め溢流係数

第二床固めの形状についてはさきに記したが，これの溢流係数はどうであろうか。第二床固め上流すぐに渡部量水標があり，ここで水位流量曲線がえがかれている。その水位および流量を用いることにより溢流係数が求められる。すなわち，流量の式 $Q=mA\sqrt{2gh}$ によって係数 m がわかる。h には，渡部の水位 h_1 に，ここにおける流速水頭 $Q^2/2gA^2$ を加えたものを用いた。つまり

$$Q=mA\sqrt{2g\left(h_1+\frac{Q^2}{2gA^2}\right)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

から m を出す。A は断面積である。

結果は図-7に示す。係数はおおよそ0.4～0.6程度である。また水位のますほど係数もますことに先ず気づく，すなわち流量は水位 h の 3/2 乗ではなくて，$3/2+\alpha$ 乗に比例している。水位の2次式で展開した渡部の水位流量曲線を用いているためであろう。次に気づく点は溢流深が1.5m（水位 T. P. +6.5m）以下で曲線が折れていることである。これは第二床固め天端が周辺部で上がっていることに起因している。

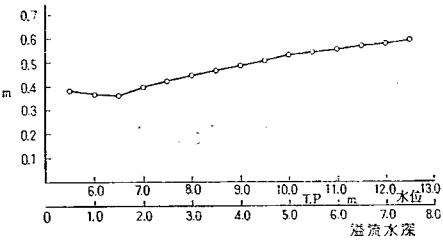


図-7　第二床固め溢流係数

〔5〕 洪水流量

第二床固めのすぐ上流にある渡部量水標の流量と水位との関係は図-6に示す通りである。

この第二床固めを流れる流量はどれくらいであろうか。この本文で諸検討に用いる代表的流量はいくらをとればよいか。現在の計画洪水流量は 9,000m³/s である。川幅を 180m とすれば，単位幅あたり 50m³/s の流量となり，その規模はきわめて大きい。第二床固め完成以来，この計画洪水流量がでたことはないが，大正3年8月の洪水で小千谷における痕跡値から 9,000m³/s という流量が推定されている。最近25年の資料によって，9,000m³/s の洪水の起こる確率を調べたが，きわめてまれな洪水であることがわかった。他方，流域面積に対する比率からみれば，この計画洪水流量は他に比べて小さく，信濃川は比流量の大へん小さな河川に属する。今後河川改修がすすむにつれて流量の分布曲線が変ることも予想されるので，9,000m³/s は検討の対象としては重要である。

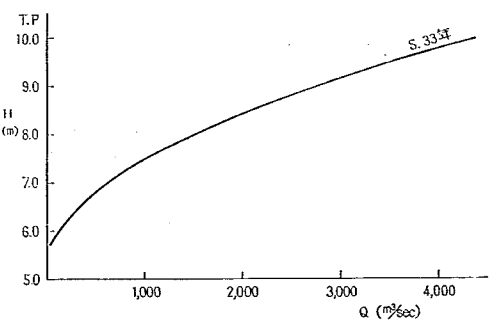


図-6　渡部水位流量曲線

図-8には最近の洪水について，各年の大きい方

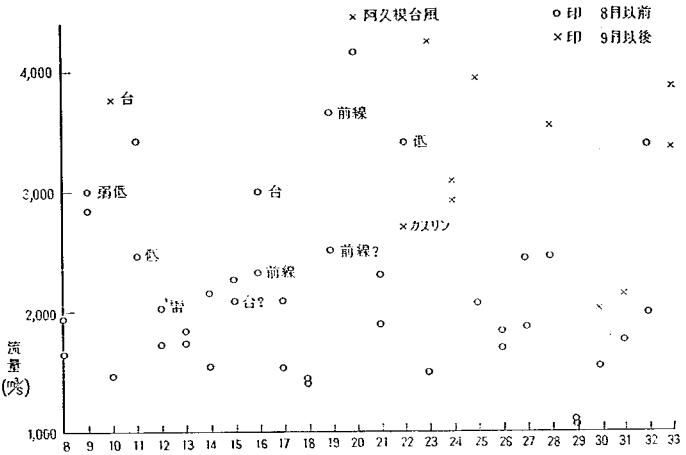


図-8　新信濃川洪水流量（渡部量水標）（昭和年代の各年で大きい方から2位まで）

から2つを選んでプロットしてある。○印は8月前，×印は9月後のものである。

これによってわかることは，5,000m³/s 程度の洪水が時時おこるということである。そして3,000m³/s程度の洪水はしばしばおこる。ゆえにこの第二床固めでは計画洪水流量として9,000m³/sを，大洪水として5,000m³/sを，頻度の多い洪水として3,000m³/sを想定しておけばよい。後述するが3,000m³/sとは第二床固めにとって危険な流量と言われている。なぜならば流量が大きければ水叩末端の段落ち部はもぐりの状態となり，流速分布でみると流速の大きい位置は高くなり，底層では流速は小さい。流量が小さいときには，水叩末端の段落ち流は底層まで影響をもたない。そのため，3,000m³/s 前後の流量が底層において流速が大きいということである。

(図-40～図-56参照)その他，調査対象の小洪水としては，1,000m³/s，500m³/s をえらび，5,000m³/s と 9,000 m³/s との間として7,000m³/sをえらんだ。したがって，調査の対象とした流量は 9,000，7,000，5,000，3,000，1,000，500m³/s である。

3.　第二床固めの問題点

〔1〕 洗掘の現状

深浅測量の結果をみると，この部分の河床の凹凸がいかに激しいかがわかる。第二床固め上流側は単純な複断面となっているが，第二床固めの下流側は海面下 T.P. −20m も掘れている。洗掘は必ずしも左右対称ではない。これはここに至るまでに各種の洗掘防止工法がなされた効果である。それら工法は多くの場合片側ずつ施工されたために左右の非対称をまねいたと思われる。

洗掘の概況は第二床固めの直下において著しいことを第1にあげよう。水叩末端から約40mまでの範囲が皿状になって水深はほぼ 18m で，中心部は左岸側に寄っている。その先（水叩から50～60m）には −7m ほどの浅い部分がある。右岸側は皿状くぼみが延びているが，著しい凹凸はない。

この深浅図は10mメッシュに切って測深しているが，この部分の洗掘は前にも述べた通り，岩盤が割れるという性質で，その割れるスケールは数mと推定される。それでこの規模の深浅測量では十分に把握できない点がある。河床状態の調査を目的の1つとして，SCUBA（俗にアクアラングと呼ばれている）をつけたダイバーに，より小さい規模の目視調査を依頼した。これによると，水叩末端より10mほど，右岸寄りの狭く急な高まり（図-9参照）はこういう形をした山が実在するのではなく，崎のようにオーバーハングしたものが右岸側より突出しているものであることがわかった。また皿状部の壁は，かなり急に立ち上っていて，単に水面からさぐった深浅図とはかなりのちがいがある。SCUBA の調査でわかった著しい結果は，洗掘は岩盤の凹部において進行するのではないかという点である。1960年2月の潜水調査，同年7月の同調査の相違をとると，この期間中の変化高がわかる。図-11 のハッチの部分のように凹部において洗掘はすすんでいる。また平らだった底部が陥没している。これは，この期間の流量，流速および前からの経過を調べねば精しくは論じられないが，岩盤洗掘の機構を示す1つの重要な手がかりであろう。

〔2〕 洗掘の経過

第二床固めが完成したのが昭和6年3月であるが，こ

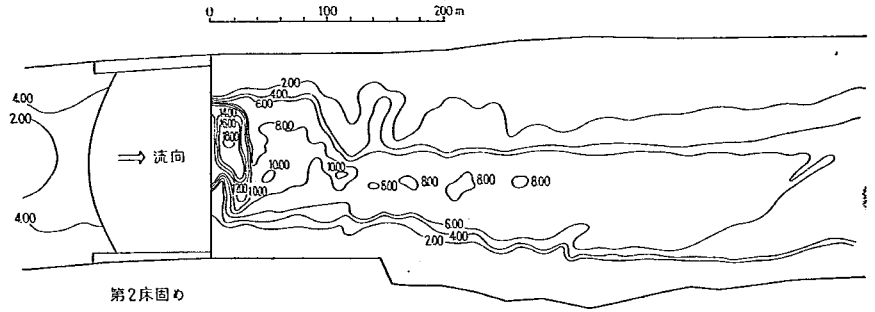


図-9 河 床 洗 掘 状 況

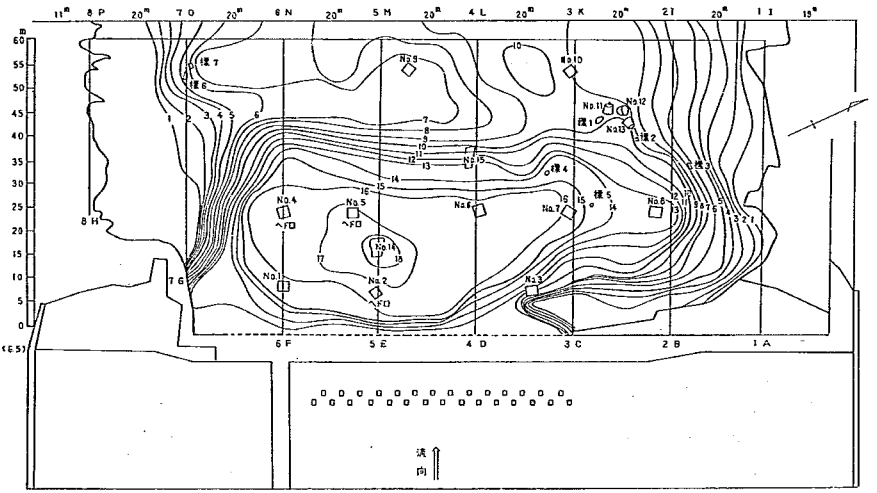


図-10 潜 水 調 査 平 面 図

の洗掘が問題になりはじめたのは，実は昭和5年8月からであった。当時は勿論，工事中で右岸側半分は完成し，左岸側半分を締切って工事中であったのが，同年8月30日に出水があって締切内に水が侵入し，下流側が3~4mほど洗掘されたのが注意された。それからしばらく洗掘は進行して行ったが，大して心配はされなかった。しかし図-12に示すように，河床の低下は年年おこり，昭和25年にはT. P. −15mにおよんだ。その間，決して放置されたのではなく，第二床固め安定のための補強工事は何度も繰返されている。河床低下の傾向について第1に気づくことは，それがほぼ一ようだということである。これを細かくみると，この傾向の中には幾つかの上昇が認められるが，これは投入したコンクリート・ブロック等のためか深浅測量の不備か，実際に堆積があったかはわからない。平面図でみれば，最深洗掘位置ははじめ水叩末端より70mほどはなれていたのに，その後漸次30mほどの位置まで近づいて昭和24年に至った。それまでは流れの中心より右岸寄りだったのが，その年から左岸寄りに移り，水叩にかなり近づいた。このように平面的移動が割に不連続なのは，補強工事によるもので，また最深位置決定の際の困難さに起因することもあるようである。

〔3〕 消費するエネルギー

この第二床固めの前後で，どのくらいのエネルギーが位置および流速の分から消費されて，あるものは乱れとなり，あるものは洗掘力として働き，結局熱に変換してしまうのであろう。その概略値を見積ってみよう。同時刻の渡部の水位と野積の水位を横軸と縦軸とにプロットする，グラフはかなりばらつくが図-14のようになる。天体潮の影響などがきいているのであろう。これに傾向

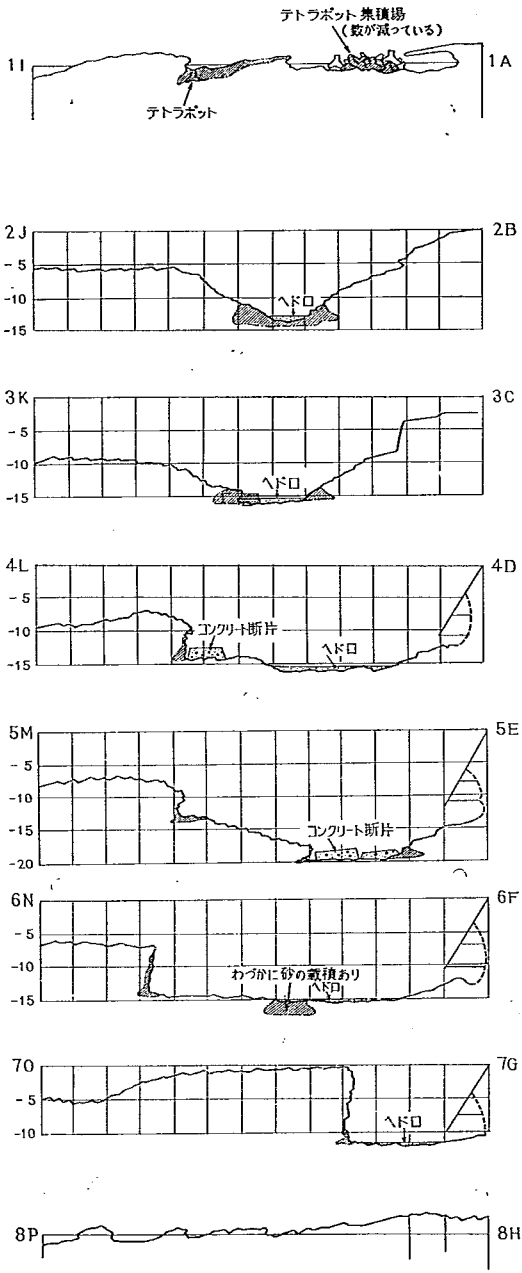


図-11 潜水調査縦断図（測線については図-10を参照 1960年2月より7月までの変化をハッテで示す）

線を引いて，渡部野積の水位対応曲線とする。両地点の比エネルギーの差を出したものが図-15である。これによると流量が少いうちは5mのエネルギー差で，流量4,000m³/sほどで最大7.9mほどになる。後にのべる流速分布の問題ともからんでこの流量の前後に，洗掘の最も大きくて注意を要する点がありそうである。流量が9,000m³/sに近づくと，消費されるエネルギーが減るのは第二床固めが潜りぜきに近くなってくるためであろう。×印は模型実験において実測した各流量に対する渡部野積両地点の比エネルギー差の値である。

〔4〕 模型実験による比エネルギー線の検討

前章で述べたように，第二床固めの前後で消費されるエネルギーがわかった。しかし，これは渡部量水標と野積量水標との間に消費されるエネルギーである。この両点の間におけるエネルギー消費を詳細にみるために模型によって検討してみよう。模型実験に関しては後章で述べるが，実物の1/50の縮率で，全体はゆがめていない。

図-16は $H+Q^2/2gA^2$ によって求めた比エネルギーグラフである。これは，いかなる断面についても Q/A で平均流速が代表されているとみなすという仮定を設けているため，床固め下流側の深く掘れ，逆流や死水域を作るにあたりでは，曲線が若干乱れている。また，水叩の上での水位を用いて調べてみると，これは大へん変動が大きいが，概略の傾向として，水叩の上ではまだかなりの比エネルギーを持っている。それが水叩の末端で著しく減っている。

このことはたとえて言えば「滝壺」のような形をしているということである。第二床固め上流で水が持っていた位置のエネルギーは水叩上で速度のエネルギーに変り，射流となり，水叩下流側に落ち込んで，一気に消費され，水流はあらためて，ゆるい水面こう配によって常流として流れ去って行くわけである。この落ち込んで消費されるエネルギーが問題の洗掘をひきおこす可能性をもつのであろう。

〔5〕 エネルギー消費の型

このようにしてエネルギーが洗掘に大へん役立つところで働いているということは，第二床固めの現状の構造から言ってきわめてま

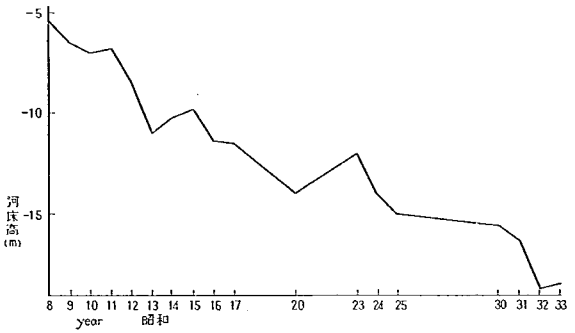


図-12　第二床固め下流河床（最深部）経年変化

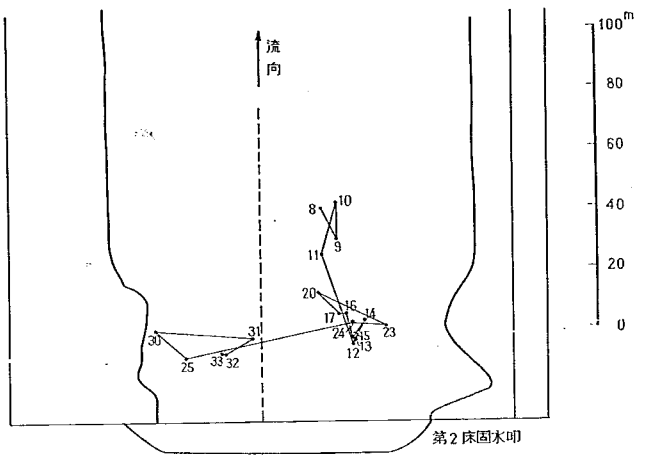


図-13　新信濃川第二床固め下流最深地点経年変化

ずいので，問題はいかにしてエネルギーを害のない形で消費しまうかということである。それには（i）河道全体にわたってエネルギー消費を分担させる方法（ii）床固めの位置で，効果的にエネルギーを消費させる方法（たとえば跳水等で）（iii）他の床留，副えん堤等に分担させる法等がある。これらについて水理的に最も有効な方法を実験および計算で検討するのが本報告の目的である。

4. 模型実験

新信濃川第二床固め模型実験の目的はいかにしてエネルギーを害のない形で消費するかということである。そのためには何を主要因子として，いかなる模型を作ればよいか，これが第1に考えねばならない点である。もう少し具体的に言えば，いかなる相似律を適用してどの程度の範囲で，どのくらいの縮尺にするか。固定床か移動床か。その他に外的条件として，実験場の敷地，実験用水の制約も考えねばならない。

模型の河床は固定床とする。岩盤の洗掘であるから特に砂等による移動床の必要はない。

相似律としてはフルードの相似を用いた。実物と模型とについて，$F_r=v/\sqrt{gh}$ を一定とするような相似関係である。たとえば，長さを 1/50 としたらば，流速は $1/\sqrt{50}=1/7.07$ となる。また流量については $Q=Bhv$ の関係より $(1/50)\times(1/50)\times(1/7.07)=1/17,700$ となる。この相似律は対象としている現象において，慣性力と重力とが主因子である場合に用いられる相似関係で，換言すれば，長波の伝播速度と実質部分の動く速度との比が，現地と模型で変らないといえる関係で，河川模型実験には最も一般的に使われる相似律である。

模型の縮率は 1/50 とした。このような洗掘の問題に用いる相似律についてはなお不明の点が多く，模型とし

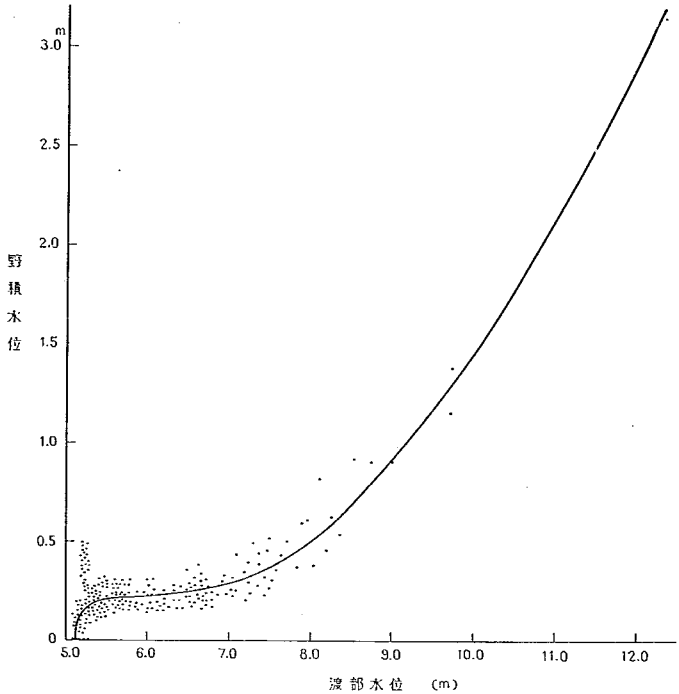


図-14 渡部～野積水位対応曲線

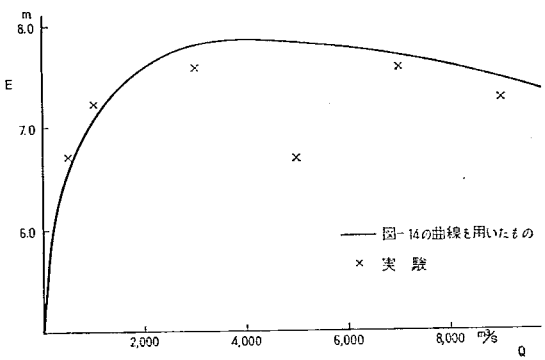


図-15 渡部，野積間に消費される比エネルギーグラフ

てはなるべく大型にしたかったが，敷地・実験用水流量の関係および模型対現地の換算が容易であるように1/50ととった。水平方向と鉛直方向との縮率をかえる（ゆがめる）場合があるが，この実験ではゆがめない。

模型製作には横断図・深浅図・平面図を基礎資料とし，10m（模型で20cm）ごとの横断測線を用いて模型河床を作った。岩盤の局部洗掘の実験ではなるべく細かい規模の河床形状まで考慮したかったからである。模型範囲は上流は第二床固めより150m上まで，下流は海を含めるまでの範囲とした。

水位は上流側は渡部量水標において，水位流量曲線（図-6参照）が与えられているため，流量と水位を検証

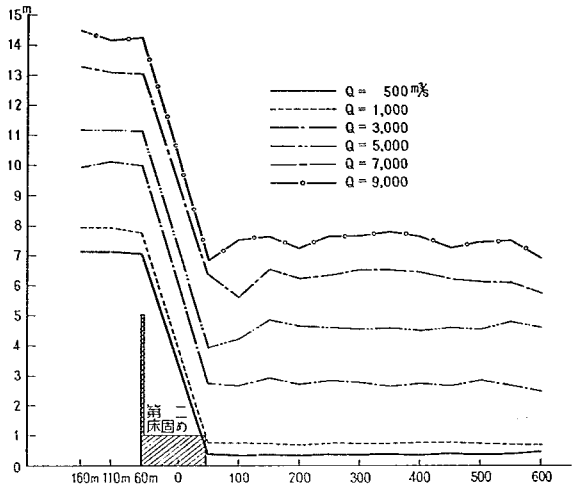


図-16　比エネルギーグラフ現状

した。下流は海面を与えた。一般に日本海では天体潮による潮位変動は小さく，新信濃川河口で30cmと推定される。これは模型では6mmとなる。この量は次にのべる通りの堆砂とか，実験装置全般に起因する誤差からみて大きい量ではない。その上，6mmのちがいによる第二床固め下流側の流速分布のちがい等はみうけられない。ゆえに，潮位は一定として実験した。

この模型の欠点は河口部の形状である。平時には河口部に大規模な堆砂があって，模型製作の基礎とした測量の結果はそのときの河状を記録している。洪水時にはそれが掃流されて，消失して疎通がよくなっているものと思われる。ところが模型は固定床であるため，河口部が常に浅くて十分に水を流し切らない傾向がある。しかし，野積量水標を検証の点として利用することにより，可能な限りで，このような差異は避けた。

なおこの他に，2次元模型で若干の検討をした。2次元模型は各横断面の最深部を河床として作成した。2次元模型は実際の現象を2次元に単純化しているために解析が容易であるが，2次元に単純化したために起こる不都合さは避けられない。それで水叩を下げた案とか傾斜水叩の案とかについて2次元模型で検討した。この2次元模型の水路幅は模型寸法で50cmである。

5.　エネルギーを害なく消費する方法

〔1〕 第二床固めの上流側で消費する方法

さきにも述べたようにこの新信濃川は下流へ行くにつれて河床こう配が急になる。換言すれば，上流部でエネルギー消費が少なすぎ，下流部特に第二床固め付近で多すぎる。もし第二床固めの高さを低くすれば，第二床固めの負担するエネルギー消費は軽減されるため，ここでの洗掘は防止されるが，その代り第二床固めの上流側の水位は低下し河床こう配が急になり，エネルギー消費が増す。この付近の土地は沖積平野の旧流路・沼沢をひらいた水田が多いため，河川水位を下げることは水田の排水をよくすることで，米作の生産性向上の一助となる。しかし，新信濃川上流部の床固め・床留めを作り直し，護岸の根入れを直さねばならない。昭和2年6月のような事故を再びおこさないように注意しなければならない。

このように考えたので，第二床固め上流側の河道について不等流計算を行なって水位・流速等の検討をした。

よく知られているように，不等流計算の式は，第1断面を下流側に，第2断面を上流側にとれば

$$H_1+\frac{v_1^2}{2g}+\frac{n^2\bar{v}^2}{R^{4/3}}\Delta x=H_2+\frac{v_2^2}{2g}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

とかける。Hは水位，Rは径深，vは平均流速で$Q\div A$で与えられる。式の意味は，ベルヌーイの定理に摩擦を含めたとみればよい。その摩擦項は$n^2(v_1^2+v_2^2)/(R_1^{4/3}+R_2^{4/3})$とおく。この式を用いて下流断面1から上流断面2の水位を逐次近似で求めることができる。下流端の水位流量関係は渡部量水標の水位流量曲線を用いた。さらに次の諸仮定を用いた。(i)各横断面形状は水位条件によって変らないとする。河床を切り下げた場合の計算も行なっているが，それは横断面形状をそのままで，全体を上下に平行移動しただけである。(ii)第二床固めをxm下げるということは渡部量水標の水位流量曲線をxm

下げることに対応するとみなす。これは後の模型実験でも見る通り，必ずしも妥当な仮定ではないが第1次近似としては十分であろう。(iii)石港床留はせきとしてのエネルギー消費は行なわないものとする。なお断面間隔は600m とした。200m ごとの横断資料を3断面ずつまとめて平均した。

図-17 は，河床は現状で第二床固め天端を 1m 下げた場合，2m 下げた場合の水位曲線である。これによると流量 1,000m³/s ではほぼ等流水位となっているが，それ以上の流量では，現状でも低下背水の曲線になっている。これに対し，第二床固めを 1m，2m と下げると，一層低下背水の傾向が顕著になる。これでは第二床固めの上流側で著しい洗掘がおこる可能性があることを示す。特に第二床固め近くでは護岸等に注意を払わねばな

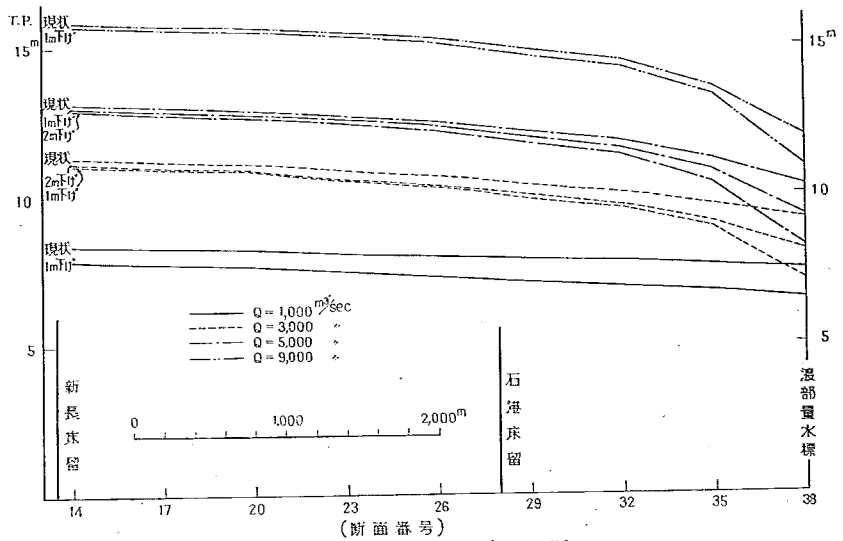


図-17　不等流計算水位縦断（河床現状）

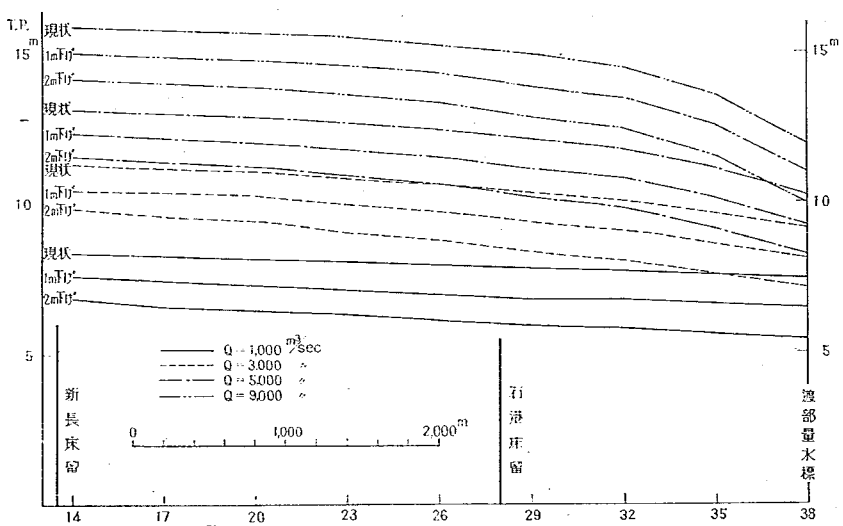


図-18　不等流計算水位縦断（河床下げ案）

らない。1,000m³/s の場合を除いて，流量の大きい場合の水位曲線は上流へ行くにつれて現状の水位曲線によくすりついている。第2断面，すなわち1,200m ほど遡ればもう現状と大差なくなる。

以上の計算では河床を現状としたが，射流に近い流れとなるため河床低下を見込んだ検討をする必要がある。それで，第二床固めの天端を下げるとともに，それに直線的関係で河床をも下げる案も検討した。下げる量は渡部量水標位置で第二床固めを下げる量 xm と等しくし，水位流量曲線を xm 下げるのは前と同じである。計算断面を1つあがるごとに（600m 間隔）低下量が $(9/10)x$, $(8/10)x$, $(7/10)x$……mとして，10断面以遠は不変とした。この結果は図-18に示す。これによると，河床高が低くなっているため，水位曲線の現状水位に対する近づき方は悪くなるが，河床が低いため流速は著しくは大きくならない。したがって護岸の改良は河床低下分だけについて行なえばよかろう。しかし床留めについては改良しなければならないものもある。こうして第二床固めの天端を切り下げたら，その分だけ比エネルギーは減少するため，下流側の洗掘は減る傾向にある。その点を模型実験で調べられないだろうか。

そこで第二床固めの天端を 2m 切り下げた場合について，模型で，第二床固め下流側の水位と流速分布を調べた。上流側河床は現状のままとしたので，2m 切り下げると床固めの天端はほとんど河床にすりつき，床固めと言うよりは段落ちのようなかっこうになる。前述の不等流計算の「河床は下げぬ案」に対応する実験である。

下流の水位は現状と比べてほとんど変らない。水叩の上で射流となって落ち込みの流れとなって，エネルギーの消費は水叩下流でおこるという点は，現状と変らない。

ただ流速分布などについて比べると，現状より流速が全体的に減っているが，その量は大きくはない。いずれにせよ，水叩が T. P. +1m の高さにあることが問題なので，天端を切り下げるとともに，水叩も等量切り下げる必要がありそうであるが，そうなると第二床固めを全面的に改造することになるので，そこまでは検討しなかった。

〔2〕 第二床固めより下流にてエネルギー消費を分担する方法

下流側に副えん堤等を設けることにより，第二床固め下流側の水位を上げる。そうすると第二床固めの前後において消費されるエネルギーが減って，洗掘が防止されるわけである。本実験で設けた副えん堤はせき上げ装置という意味で用いているので，副えん堤の構造を精しくは論じない。河道に直角に設置し，断面は長方形である。位置についても，第二床固め水叩末端より 160m 下流ときめたが，実験の都合上ここにきめたまでである。

実際の施工に当っては地質調査等を参照して位置をきめるべきである。

副えん堤の高さを T. P. −1, 0, 1, 2, 3, 4, 5m として，各流量についての比エネルギー線をえがいたのが図-19～図-22である。これから概念的に第二床固めにおけるエネルギー消費の分担 E_1 と，副えん堤におけるもの E_2 を読み取った。さらに E_1/E_2 を算出してまとめたものが表-1である。$E_1/E_2=1$ とは第二床固め，副えん堤両方のエネルギー消費分担が等しいことを示す。$E_1/E_2>1$なら第二床固めが多く分担し，$E_1/E_2<1$ なら副えん堤が多く分担する。いま一応，等分担として調べると，500m³/s に対しては副えん堤高 T. P. 2m，1,000m³/s～7,000m³/s に対しては約1.5m，9,000m³/s では 1mがよいことがわかる。1：2などの分担比の副えん堤を設計するならそれに応じた高さがこの表から読み取ることができる。

〔3〕 第二床固め水叩を改良して，その上でエネルギーを消費する方法

現状においては大ていの場合は水叩上で射流になっている。ここに阻柱等を設けてもエネルギー消費に著しくは役に立たない。他方，水叩上で跳水をおこさせてエネルギーを消費する方法があり，これには次のような種種の検討をした。

（1） 下流をせき上げて現在の第二床固め水叩上で跳水させる方法

〔2〕で述べた方法は，この方法を結果の側からみたものである。図-19～図-22に示した第二床固め上下流のエネルギーの差は跳水に基づくエネルギー消費が大部分を占めている。副えん堤等で下流側をせき上げて跳水でエネルギーを消費するこの方法はきわめて有効である。

（2） 水叩を下げてその上で跳水させ，エネルギーを消費させる方法

いま，他の条件が変らないで，第二床固めの水叩の高さが，T. P. xm になったとする。（現状では$x=1$m）第二床固めの上流側から落下した水は射流となって水叩上を走らんとして直ちに跳水し，共やく水深の常流となって，下流の水位流量曲線に合った常流水位になったとする。そのような高さの水叩を設ければ跳水によって十分なエネルギー消費がおこる。

式でかくと次のようになる。流量Qをきめれば水位流量曲線から第二床固め上流の水位 H_1下流側の水位 H_2がわかる。第二床固め上を落下して水叩上で射流になる場合の水深を h_1 とかく。この間に摩擦等によるエネルギー損失がないものとして，水叩上から測った比エネルギー関係は

$$H_1-x=h_1+\frac{Q^2}{2gB^2h_1^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

次にこの h_1 と共やくとなる常流水深 h_2 は

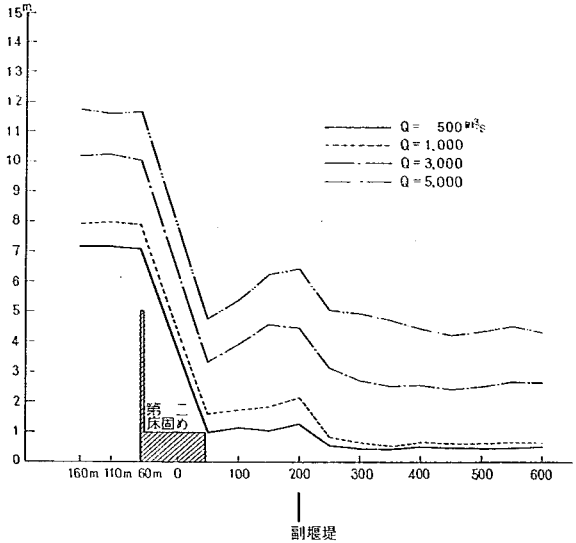


図-19 比エネルギーグラフ副えん堤高 −1.00m

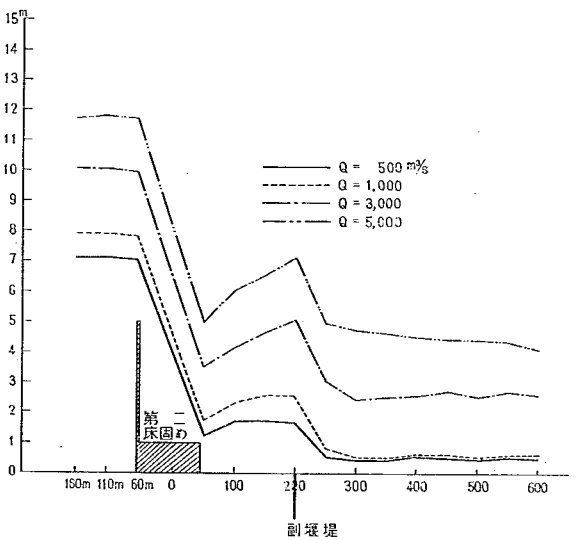


図-20 比エネルギーグラフ副えん堤高 +0.00m

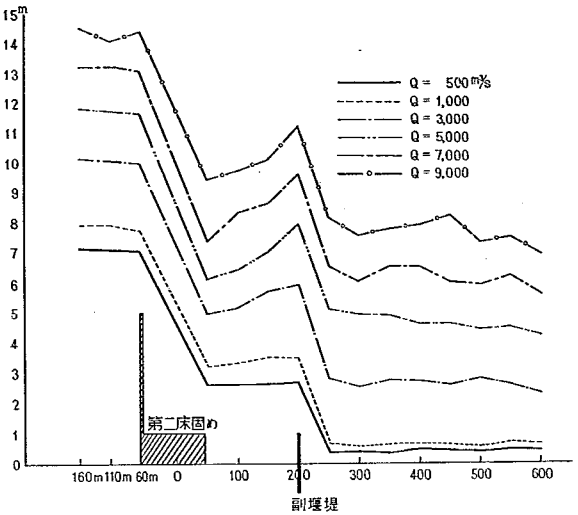


図-21 比エネルギーグラフ副えん堤高 +1.00m

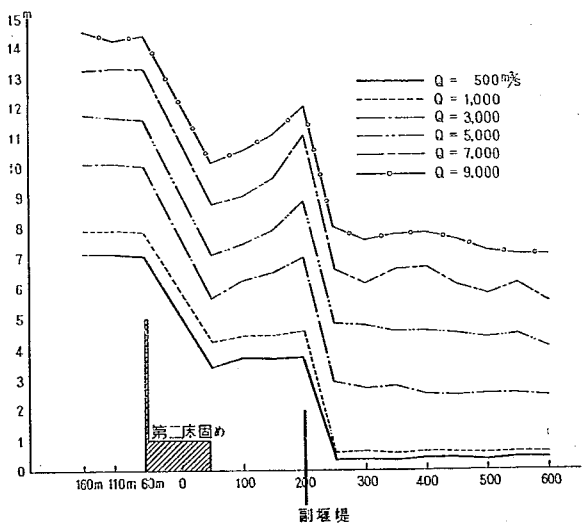
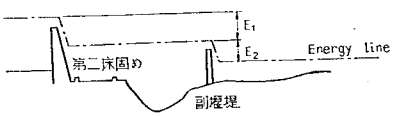


図-22 比エネルギーグラフ副えん堤高 +2.00m

表-1　第二床固および副えん堤のエネルギー分担

流量 / 副えん堤		500	$E_1 \div E_2$	1,000	$E_1 \div E_2$	3,000	$E_1 \div E_2$	5,000	$E_1 \div E_2$	7,000	$E_1 \div E_2$	9,000	$E_1 \div E_2$
−1	E_1	5.79	7.62	5.75	4.42	5.33	3.98	5.16	3.63	...		...	
	E_2	0.76		1.30		1.34		1.42					
0	E_1	5.36	4.78	5.26	3.06	4.87	2.39	4.60	2.15	...			
	E_2	1.12		1.72		2.04		2.14					
+1	E_1	4.37	1.89	4.26	1.51	4.01	1.27	3.73	1.33	3.45	1.13	2.83	0.93
	E_2	2.31		2.83		3.15		2.81		3.06		3.06	
+2	E_1	3.35	1.00	3.26	0.82	3.02	0.75	2.71	0.68	2.19	0.49	2.36	0.59
	E_2	3.37		3.99		4.05		3.99		4.44		4.02	
+3	E_1	2.44	0.57	2.37	0.48	1.80	0.35	1.75	0.34	...		...	
	E_2	4.31		4.96		5.20		5.18					
+4	E_1	1.30	0.24	1.30	0.22	1.12	0.18	0.92	0.15	...		...	
	E_2	5.43		5.92		6.18		6.12					
+5	E_1	0.36	0.06	0.43	0.06	0.35	0.05	0.25	0.04	...		...	
	E_2	6.31		6.84		6.90		7.13					



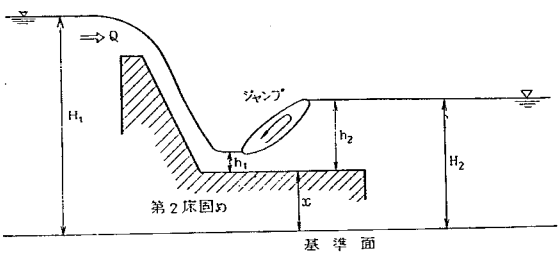


図-23　跳 水 の 模 式 図

$$h_1^2 h_2 + h_1 h_2^2 - \frac{2Q^2}{gB^2} = 0 \quad \cdots\cdots(4)$$

で計算される。下流の常流水位 H_2 が共役水深 h_2 とつながるためには

$$H_2 - x = h_2 \quad \cdots\cdots(5)$$

とならねばならない。この3つの式において H_1, H_2Q は与えられていて，未知数は x, h_1, h_2 の3つであるからこれを解くことができる。図-24はグラフ的に解いた方法の1例である。

このグラフは縦軸に水叩高 x を目盛り，横軸には水叩から測つた水位等が目盛ってある。（手順1）ある流量 Q に対して下流側水位流量曲線から H_2 が与えられる。h_2 は(5)式から x の一次関数として作図できる。（手順2）このそれぞれの h_2 を(4)式に用いることにより，h_1 がえられる。h_1 は h_2 の関数であるため x の関数でもある。h_1, h_2 が交わる点より浅い水叩高 $x > -3.7$m では常流射流の関係が逆であるためこの計算は意味がない。（手順3）射流 h_1 の比エネルギーを(3)式右辺によ

り求める。これも x の関数となる。（手順4）他方上流側水位流量曲線から H_1 が与えられる。H_1-x は水叩から測つた水位であるので x の一次関数となる。これで(3)式の右辺が手順3で，左辺が手順4で求まったので，その交点の x 座標が解の水叩高である。同時に h_1，h_2 もわかる。第二床固め上を流下するときの摩擦損失を考慮する場合は(3)式の右辺に摩擦項をつけ加えておけばよい。平均水深を用いて摩擦損失を推定したグラフは手順3において点線で示されている。結果の水叩高には著しい影響はない。

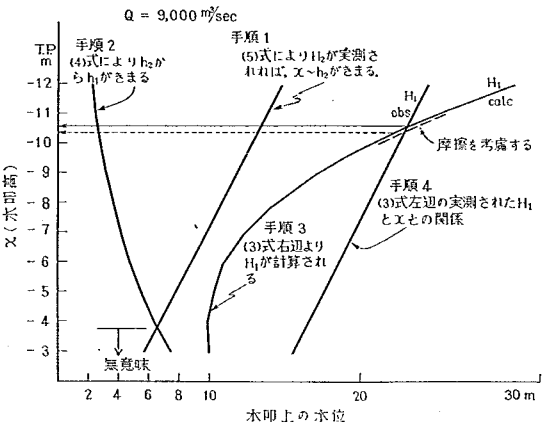


図-24 跳水計算例

これによると完全に跳水をおこすための水叩の高さは 3,000m³/s で T. P.−5.5 m，5,000m³/s で T. P. −7.5m，9,000 m³/s で T. P. −10.5m 程となる。それらをまとめると図-25となる。

他方2次元模型で水叩を T. P. −5m，−7.5m，−10 mの高さにした場合，各流量でいかに跳水するかを調べた。図-26～図-28はそれらのスケッチである。水叩が T. P. −5m のときは 9,000m³/s，5,000m³/s の流れは水叩上で完全な射流となってずっと下流で跳水する。3,000 m³/sではちょうど水叩上で跳水する。水叩がT.P.−7.5m となると，9,000m³/s ではいくらか泡立つ水面もできるが，全体に高い流速で流れ去る。5,000m³/s はきわめてうまく跳水する。3,000，1,000m³/s は単なる落ち込みとなる。水叩を T. P. −10m まで下げると，9,000m³/s で著しい跳水をおこす。他の流量では単なる落ち込みとなる。この結果は計算結果（図-25）とよく一致している。

水叩を下げて跳水させ，エネルギーを消費することは有効な方法であり，計算と実験との一致もよいが，流量によつて跳水に必要な水叩の高さに変ることが欠点である。また，水叩の高さが大へん低いことも現実的な案とは言えない。

（3） 傾斜水叩で跳水させてエネルギーを消費する方法

上述の水平水叩の欠点を補う意味で傾斜水叩の跳水を実験した。これならば，流量に無関係に固定された構造物となり，必要な位置で跳水をおこす。

傾斜水叩については Kindsvater が水叩上の跳水の前後で運動量方程式を用い，水叩にかかる圧力分布を実測して有効な式を導いている。われわれの目的は2次元模型により実験を行なった。模型の傾斜水叩のこう配は

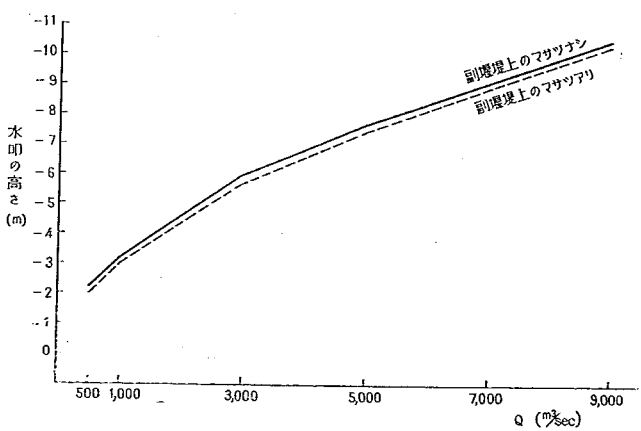


図-25 第二床固め天端および下流水位を現状とした時跳水が起るに必要な水叩の高さ

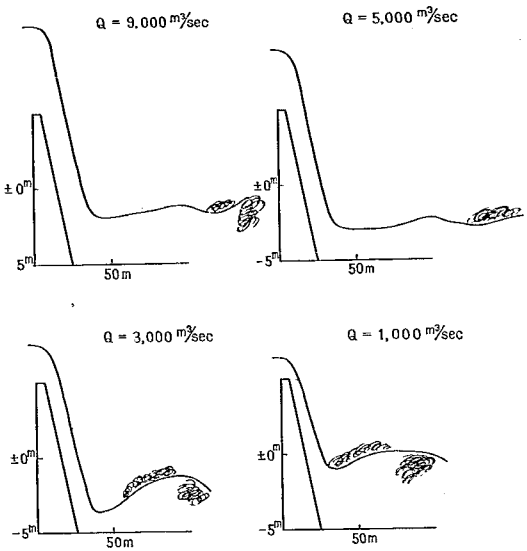


図-26　2次元模型流況スケッチ水叩高 T. P. −5m

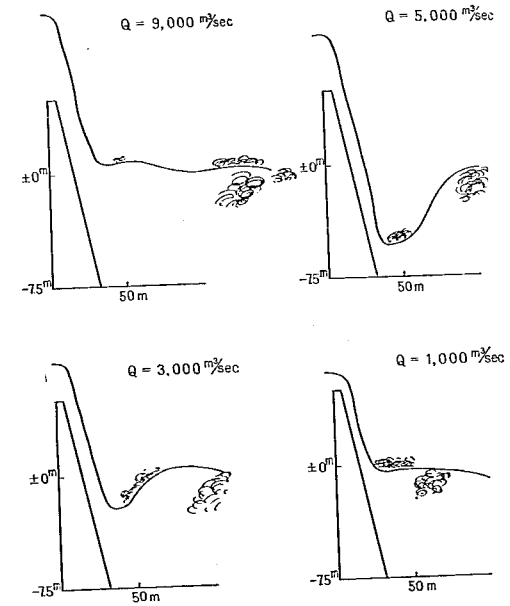


図-27　2次元模型流況スケッチ水叩高 T. P. −7.5m

1/6で天端 T. P. 5m から直線的に T. P. −10 mの水深まではいっている。

流量 500m³/s から 9,000m³/s まで，水叩上で十分跳水している。それで跳水によりエネルギーを消費するという意味からは大へんよい。

他方，流速分布を見ると，流量の小さいうちは表面に流速の速い部分があらわれているが，流量が増すと，流速の速い部分は深くにあらわれる。これは洗掘防止という立場からは必ずしも有利なことではない。それで流速分布に十分の考慮を払えば傾斜水叩は有効な方法であろう。

〔4〕 流速分布をかえて洗掘を防止する方法

第二床固めを越えて流れ落ちる水の流速分布をかえて，エネルギーを害のない形で海へ送り出せないだろうか。その方法として下流をせき上げて流速分布をかえる方法がある。

(1) 副えん堤でせき上げる方法

副えん堤を設けて下流側をせき上げると，水は表層を流れ，流速分布が変る。図-34～図-39 は第二床固めと副えん堤との間の横断面 No. 2 について，流量 500m³/s，9,000m³/s をえらんで流速分布を示した。現状とは副えん堤のない場合のことである。副えん堤は天端高 T. P. +1m，+2m の 2 つの場合を検討した。まず流量が 500m³/s の場合についてみると，現状では流速の速いところが，深部にはいっているが，副えん堤を設けると流速の速いところは表層だけになつてしまう。9,000 m³/s の場合も同様，あるいはそれ以上の傾向である。すなわち，現状では中心の表面で流速はおそく，深部，周辺部で速くなっていてきわめて洗掘を受けやすいことがわかる。副えん堤を設けると高流速部は表面に移り，深部は低速になる。これは全く好ましい傾向である。

この傾向をさらに明らかにするために次のような図を書いた。横軸に流量をとり，縦軸に流速をとる。各測点について，副えん堤を設けた場合設けなかった場合に分けてプロットしたのが図-40～図-56である。流量が大きくなれば，流速も大きくなるのが普通の水路について言えることであるが，第二床固めと副えん堤の間の断面 No. 2 では逆に流速がへる場合があることが注意される。ある流量で洗掘が最も甚だしく，それより流量が大きく

なっても少なくなっても洗掘はへると言われる事実と定性的に一致する。ただし，洗掘に最も寄与するのが 3,000～4,000m³/s と言われているが，この図では 5,000m³/s であることはくいちがいである。

副えん堤を設けると同一の流量に対して流速が小さくなる。図では河床に近い位置について調べてあるのでこうなっているが，もし表層の点で比較したら副えん堤を設けた方が流速が大きくなる場合もあろう。

測点3，河床では副えん堤を設けたからと言つて流速はへらないが，測点4，-2m の高さでは副えん堤によって各流量とも流速が数分の1にへってしまう。測点6，河床では現状，副えん堤 1m，2m の場合に等差的に流速がへつている。

横断面 No. 5 は副えん堤の下流側である。ここでは副えん堤を設けても流速はへらないばかりか，ふえる傾向すらある。副えん堤でせき上げられたエネルギーがこのあたりで流速のエネルギーに変換しているので，副えん堤によって流速が速くなっているわけである。速くなるとは言え，ひどい差異がでるわけではない。以上のように副えん堤で水位をせき上げて流速分布を変え，都合よくエネルギーを海へ送り出すことができる。

副えん堤の下流側について一言のべておこう。この実験では副えん堤の構造等については精しくは調べなかった。しかし，図-49～図-56に見られる通り，副えん堤の下流側は約50mほどはなれれば，副えん堤設置後も河床における流速はあまり速くならないことがわかる。ゆえに現河床面程度の高さで河床維持工を施せば，おおよその見当として長さ50mは見込んでおいた方がよ

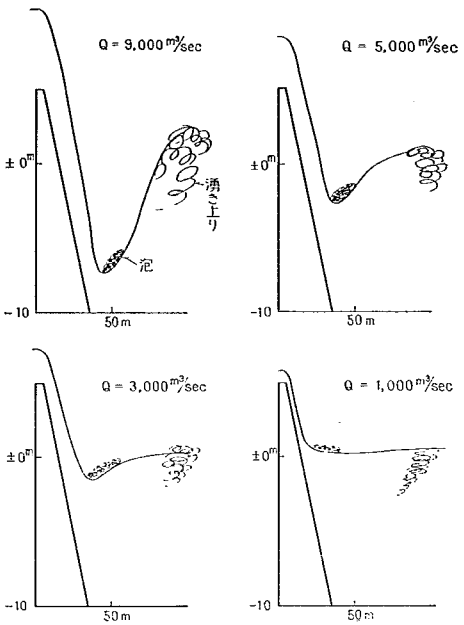


図-28　2次元模型流況スケッチ水叩高 T. P. −10m

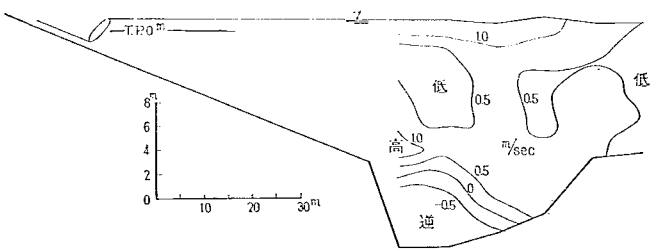


図-29　傾斜水叩2次元実験流速および水位　Q=500m³/sec

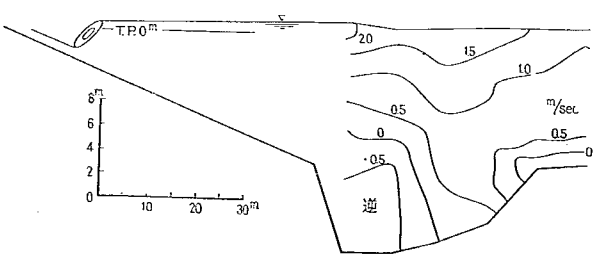


図-30　傾斜水叩2次元実験流速および水位　Q=1,000m³/sec

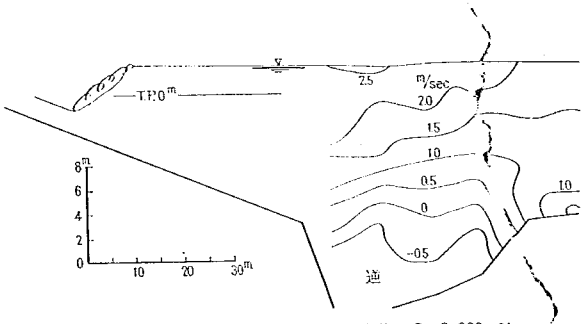


図-31 傾斜水叩2次元実験流速および水位 $Q=3,000m^3/sec$

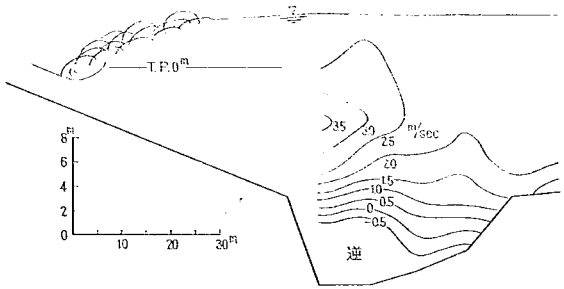


図-32 傾斜水叩2次元実験流速および水位 $Q=5,000m^3/sec$

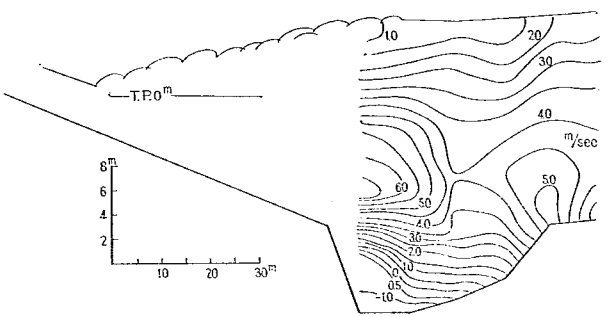


図-33 傾斜水叩2次元実験流速および水位 $Q=9,000m^3/sec$

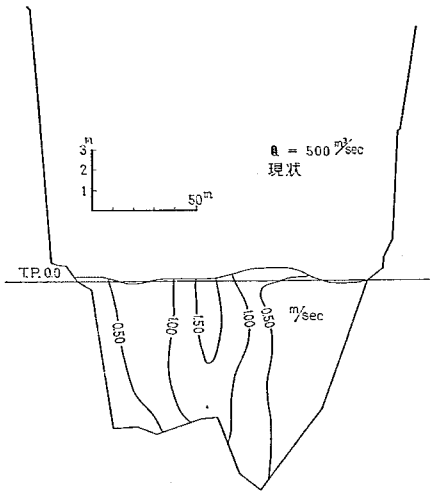


図-34 断　面　No. 2

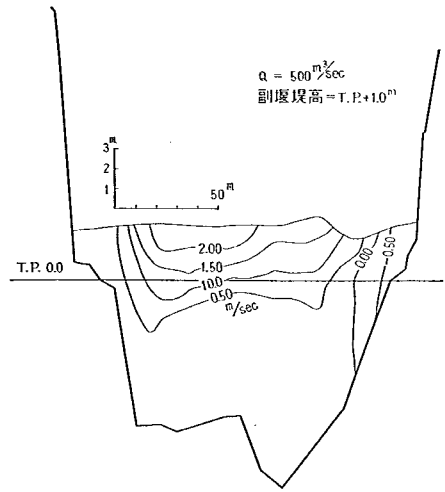


図-35 断　面　No. 2

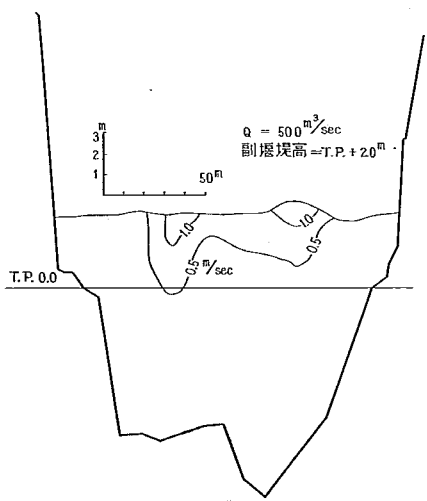


図-36 断　面　No. 2

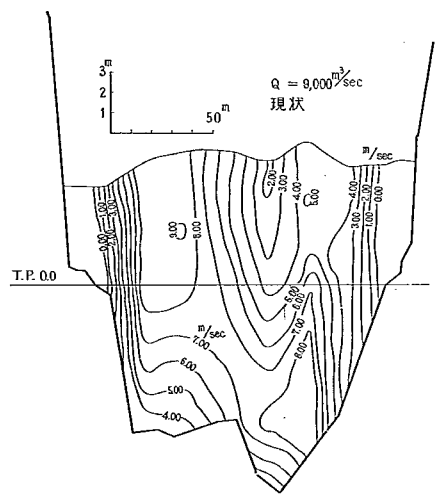


図-37 断　面　No. 2

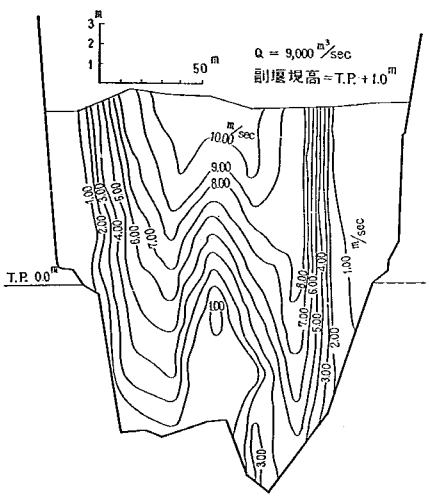


図-38 断　面 No. 2

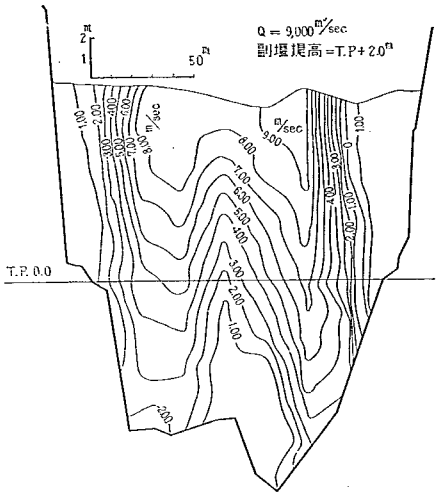


図-39 断　面 No. 2

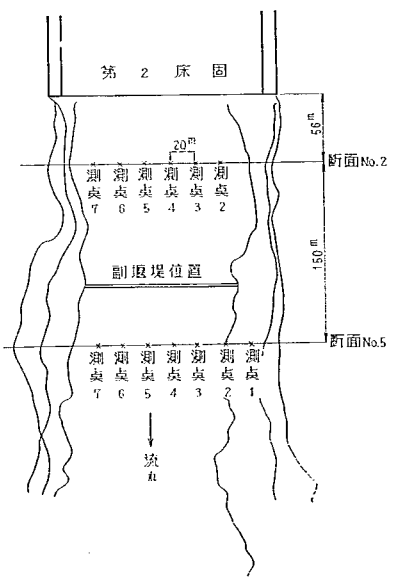


図-40 形状別流速比較図測地点番号一覧

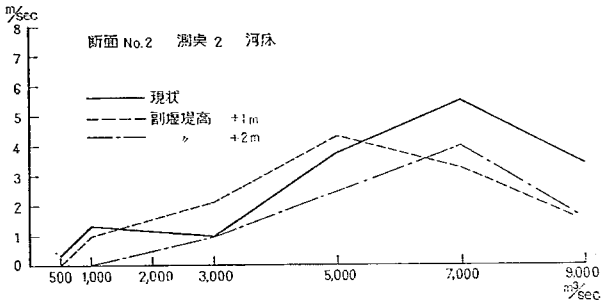


図-41 新信濃川形状別流速比較図

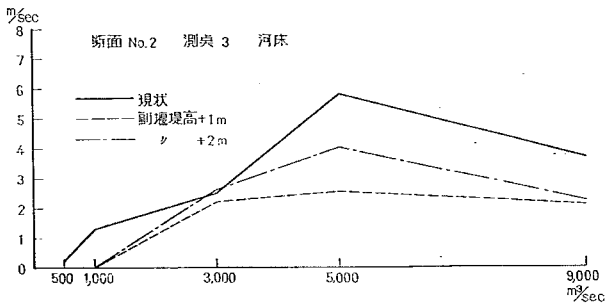


図-42 新信濃川形状別流速比較図

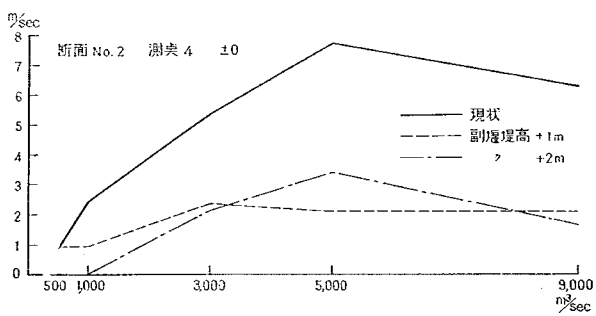


図-43 新信濃川形状別流速比較図

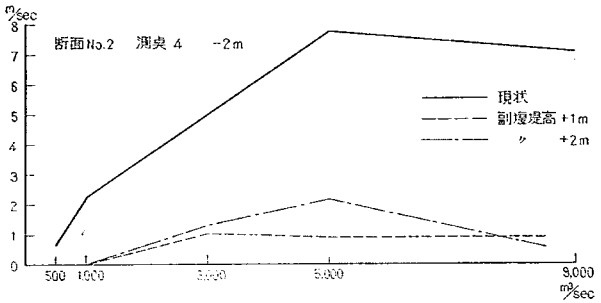


図-44 新信濃川形状別流速比較図

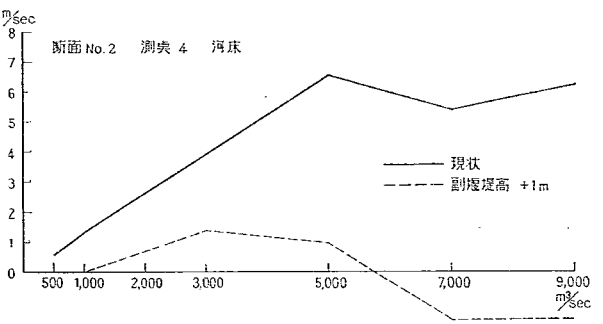


図-45 新信濃川形状別流速比較図

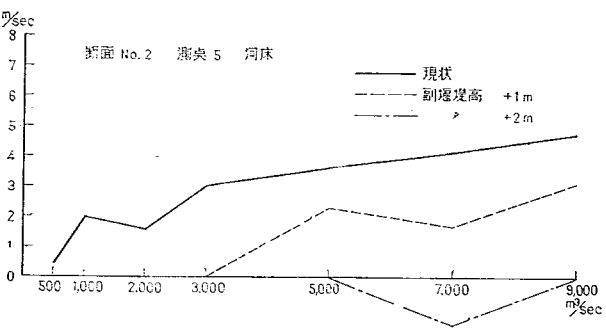


図-46 新信濃川形状別流速比較図

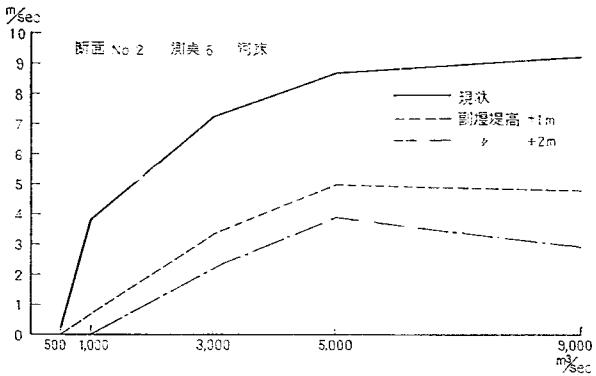


図-47　新信濃川形状別流速比較図

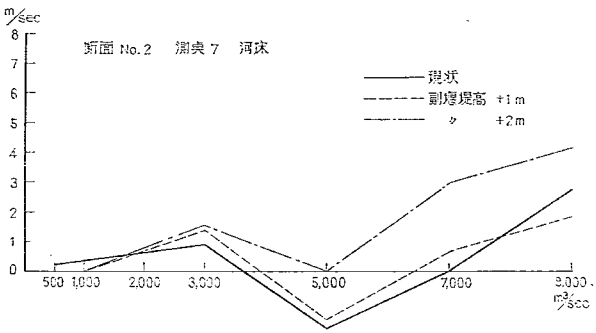


図-48　新信濃川形状別流速比較図

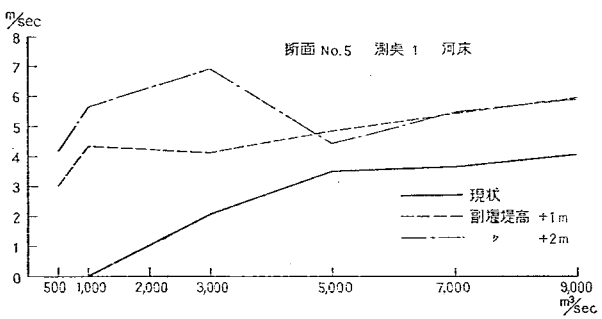


図-49　新信濃川形状別流速比較図

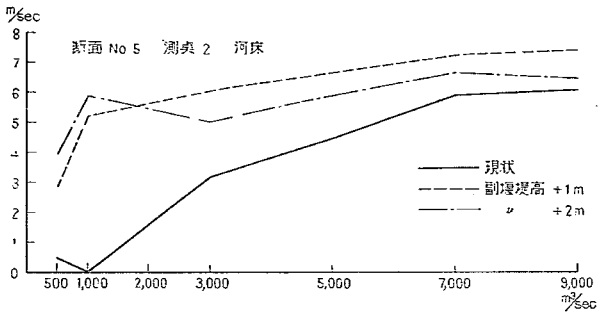


図-50 新信濃川形状別流速比較図

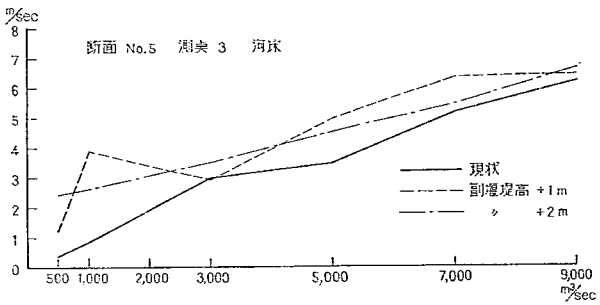


図-51 新信濃川形状別流速比較図

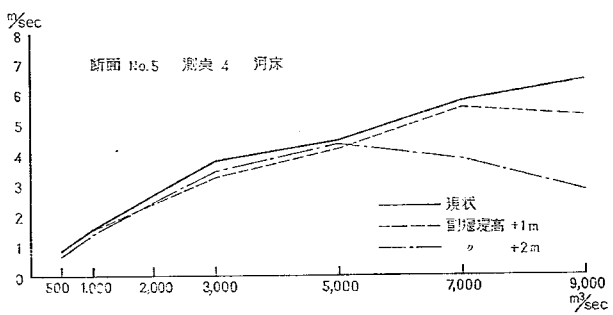


図-52 新信濃川形状別流速比較図

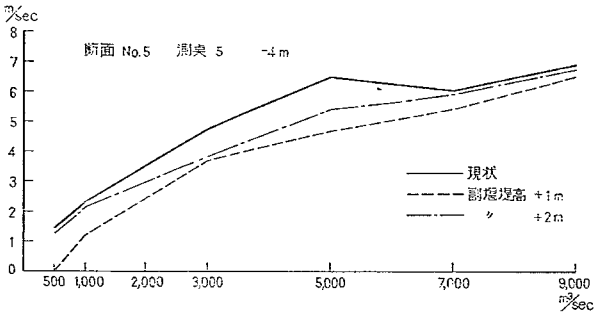


図-53　新信濃川形状別流速比較図

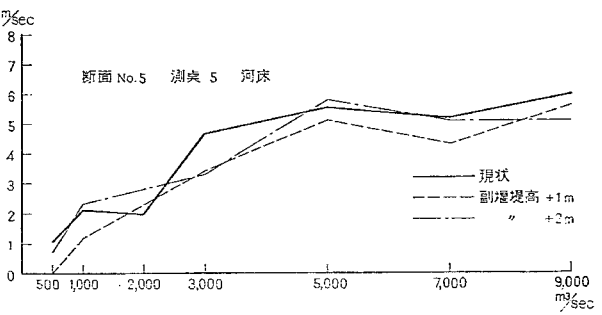


図-54　新信濃川形状別流速比較図

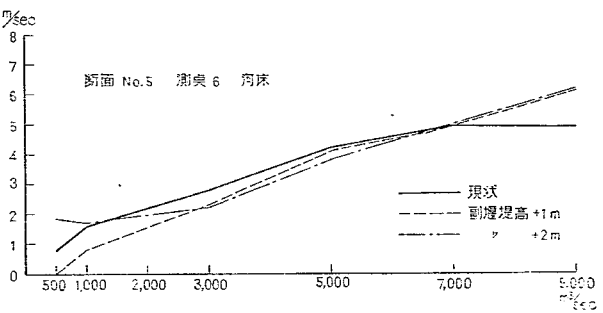


図-55　新信濃川形状別流速比較図

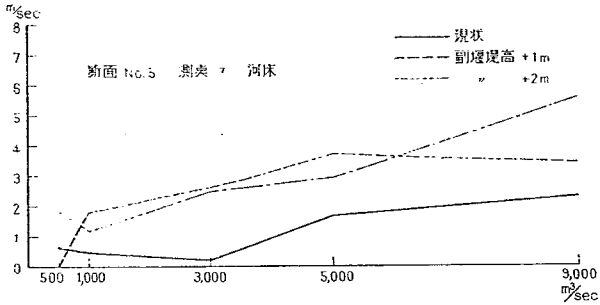


図-56 新信濃川形状別流速比較図

いと思われる。またここに水叩を設ける場合には，その高さを下げることにより，水叩上で十分な跳水を行なわしめて，ここで減勢することも考えられる。

模型の副えん堤は天端が直線であるので，第二床固めのように両端が高くて中心で低い構造にすれば，流速分布はいくらか変化するであろう。

（2） デフレクター等をつけて流速分布を変える方法

2次元模型について検討してみた。たしかに底層付近は流速がおそくなるかまたは逆流域ができるので，好ましいが，表面の流速が顕著に速くなること，またデフレクターに大きい応力のかかることを考慮せねばならず，必ずしもよい方法と言えない。

〔5〕 その他の方法

現河床をさらに掘削して河床の形状を滑らかにし，改良された河床上で跳水させるとか，川の幅全体にわたって均等にエネルギーを消費させるとか，川幅を広くすること，さらにもう一つの放水路を掘ることも思考上は面白い案であろう。

6. 第二床固め下流の洗掘防止の各案

〔1〕 副えん堤

位置に関しては水理的に特に条件はない。深く掘れた部分を保護するような位置を，地質調査等を参照してきめるとよい。模型実験では第二床固め水叩末端から160m の位置においた。

水理的効果：(i)エネルギー消費の集中を避け，エネルギー消費を副えん堤でも分担し，第二床固めの負担を軽くすること。(ii)跳水により効果的にエネルギーを消費できること。(iii)流速分布を変えて，エネルギーが洗掘に使われないようにすること。

高さは T. P. +1～+2m がよい。

問題点：副えん堤のおよびその水叩の構造についてはさらに研究する必要がある。

〔2〕 第二床固めの天端を切り下げる

天端を切り下げることは上流の河床を下げることを意味する。この新信濃川は用水は2カ所しかない。無理な縦断形状を是正し，地下水を低下させることは，越後平野のような低湿地には必要であろう。

水理的効果：エネルギー消費を上流側の河道に分担させて，第二床固めにおける負担を軽くする。

問題点：上流側護岸・床留の改良・分流点の可動ぜきの安定性の検討。地すべり。

〔3〕 第二床固めの水叩を切り下げる

この案では水平水叩である。大改造になるので第二床固めを作り直すと言った方が適当かも知れない。

水理的効果：跳水によって能率よくエネルギーを消費できる。

問題点：流量によつて適当な水叩高がちがうので，その高さについて検討する必要がある。

〔4〕 傾斜水叩

この案も大改造である。

水理的効果：跳水によって能率よくエネルギーを消費できる。

問題点：流速分布。

以上が各案である。工期，工費等は考慮しないで論じた。

7. おわりに

以上各案のうち，第二床固めの下流側に副えん堤（天端高 T. P. 1～2m）を設ける案が現実的に最も有効な対策と思われることを結論とする。

おわりに，この実験に関して始終ご指導をいただいた吉川秀夫氏，実験に当られた武田宏氏はじめ河川研究室のかたがた，資料，現地調査等でお世話になった北陸地方建設局長岡工事事務所のかたがたに厚くお礼を述べる次第である。

参考文献

1) 日本地質誌 中部地方 槇山次郎
2) 第二床固め竣工平面図

十勝岳の土石流に関する調査報告

(昭和40年9月)

村野義郎*
原田義博**
泉岩男***

要旨

大正15年5月に発生した十勝岳土石流について，現地および文献の調査によって当時の実態をほぼ明らかにした。また土石流のエネルギー減殺，および導流工法に関する水理実験を行い，これらの結果からこの地域における砂防計画の方針について検討した。

目次

1. まえがき……(1)
2. 地域の概況……(2)
3. 大正15年土石流に関する調査……(2)
〔1〕 土石流の流動状況……(2)
(1) 土石流の発生……(2)
(2) 土石流の流路……(3)
(3) 土石流発生原因……(3)
(4) 土石流の速さ……(4)
(5) 土石流の高さ……(4)
(6) 土石流土砂の粒度組成……(4)
〔2〕 土石流流量……(5)
(1) 水源部における削剝土量の推定……(5)
(2) 融雪水量の推定……(5)
(3) 新井牧場付近における土石流流量の推定……(7)
(4) 平坦地における堆積泥土量の推定…(8)
(5) 土石流流量の検討……(9)
4. 対策工法に関する調査……(11)
〔1〕 床固工の効果に関する実験……(11)
(1) 実験の概要……(11)
(2) 実験の装置および方法……(12)
(3) 床固工の効果について……(12)
〔2〕 導流堤の効果に関する実験……(16)
(1) 実験の概要……(16)
(2) 実験の装置および方法……(16)
(3) 導流堤の効果について……(17)
5. 対策計画の検討……(21)
〔1〕 計画の対象……(21)
〔2〕 計画の方針……(21)
(1) 大正15年土石流の特徴……(21)
(2) 基本方針……(21)
(3) 水源部に対する計画……(22)
(4) 富良野川について……(22)
(5) 美瑛川について……(22)
〔3〕 総括……(24)
6. むすび……(24)

1. まえがき

大正15年5月24日，十勝岳の爆発に伴って十勝岳連峰の西北面を流れる富良野川，および美瑛川に大土石流が発生し，富良野川流域では，死者および行方不明137名，負傷19名，罹災戸数396戸，耕地埋没流失871ha余，美瑛川流域では，死者および行方不明7名，罹災戸数86戸，耕地埋没流失316ha余にのぼる著しい災害を被った。[1)]

その後十勝岳は約30年間比較的平穏であったが，昭和27年頃より再び活動を開始し，種種の異常現象が認められるようになった。そして昭和37年6月に再び大爆発を起したのであるが，同年6月29日の第1回噴火では，火口近くの宿舎に泊っていた硫黄鉱山の職員5名が飛来した火山岩塊のため死亡，11名負傷し，また6月30日の第2回噴火では噴煙は1.0～1.2万mの高度に達し，また噴出物の総量は120万m³～200万m³と推定されている。[2)]

土石流の実際を観測することは一般に困難なため，その実態には不明なことが多いが，幸にも大正15年の十勝岳の爆発および土石流に関しては種種の立場から調査結果が報告されているので，土石流に関する研究の一部として，これらの諸報告と現地調査の結果を総合してその実態を明らかにしようと試みた。また火山活動が活発に

* 河川部砂防研究室長，農博
** 元砂防研究室主任研究員，現山口県土木部河川課
*** 砂防研究室研究員

1) 十勝岳噴発災害志，十勝岳噴発罹災救済会，昭4. 3. 以下においては災害志と呼ぶ。
2) 十勝岳，(5万分の1地質図幅説明書)，北海道開発庁，昭38.3. 以下においては地質説明書と呼ぶ。

なってくると，再び大正15年と同様な土石流が発生するおそれがあり，これの対策を検討するのに必要な資料を収集することを目的として，北海道庁の依頼に基づいて対策工法および計画について調査を実施したものである。

2. 地域の概況

十勝岳西北面の地形は大きく区分すると，美瑛川の白金温泉付近から南西方向に走る線によって，北西側の標高350～700mの緩い傾斜をもつ台地状地形を呈する地域と，この線の東南側，標高1,000mから2,000mに達する火山地形とに分けられる。

十勝岳火山群は，南西から北東に連らなる前富良野岳（1,624），富良野岳（1,912），上ホロカメトク山（1,887），十勝岳（2,077），美瑛岳（2,052），オプタテシケ山（1,820）の火山列を主列とし，これから派生して北西方向に走る2つの火山列（副列）からなっている。副列の1つは上ホロカメトク山から東南に下ホロカメトク山に連るもので，他の1つは前富良野岳から南南東に大麓山に連るものである。主列を構成している火山体を破った爆裂火口はすべて北西側に開いており，この主列に寄生的に発生している新期火山群の活動も主列の西側に限られている。

北西側の台地状の地域は第三紀末，または第四紀の初期に噴出したと考えられている十勝岳熔結凝灰岩から構成され，火山地形を呈する地域に接する部分には扇状地や崖錐が発達している。十勝岳火山群の西北面に発する美瑛川，富良野川，ヌッカクシ富良野川，ペベルイ川などの諸川はこの台地状地形を侵蝕してメサ地形を形成している。

美瑛川はオプタテシケ山の西北面に発し，断層線に沿ってはじめ西北西，次いで白金温泉付近で十勝岳に発する左支川を合流してから北西に流下して，美瑛町に達し，さらに北北西に流れて旭川市街地付近で石狩川に合流している。富良野川は十勝岳の旧噴火口に発し，西北流して台地に出で，西北西に流れて富良野の低地に注ぐ。次いで低地内を南南西に流れて富良野町付近で空知川に合流している。

この富良野低地の地下には数層の流木層らしいものが存在する（上富良野に3層，中富良野に1層）ことから，大正15年と同様な土石流が発生したことがあるかどうかについて明らかな記録，口伝はないが，過去においてしばしば土石流が流下したであろうことは充分想像することができる。

3. 大正15年土石流に関する調査

〔1〕 土石流の流動状況

十勝岳土石流の実情を，発生以来40年を経過した現在推定することは困難であるが，水源部には災害当時の姿があまり変化せずに残されており，また爆発および土石流が異常な現象で，かつ被害が甚大であったために，多数の関係者がそれぞれの立場から報告書を出しているので，これらを総合すればかなりの程度まで実態を知ることができる。以下において，これらの諸報告と現地観察結果，および空中写真の判読結果に基づいてこの土石流の実情を推定してみる。

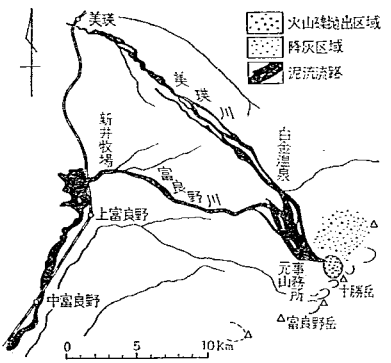


図-3(1)　1926年噴出物の分布と泥流の流路
（多田・津屋，1927）

（1） 土石流の発生

大正15年5月24日12時11分，第1回の爆発があった。（爆発時刻は旭川測候所の地震計にあらわれた噴火性地震の記録による）。爆発地点は後の第2回目の爆発による崩壊物で埋められてしまったために明らかではなかったが，中央火口丘（丸山）の西腹下方で，山頂から約800m下方，すなわち標高1,300mと1,400mの間と推定されている。

この爆発で噴出したガスおよび崩壊物によって積雪が融かされて泥流となったが，その勢力は弱く，大部分は既存の谷に沿って流下し，丸谷温泉（現在の皇岳台付近）の一部を破壊し，さらに畠山温泉（現在の白金温泉）まで達したと言われている。次に14時頃にも鳴動噴火があったが，これは大した損害を起さなかったようである。最大の爆発は16時18分（旭川測候所の地震計の記録による）に起ったもので，爆発地点は中央火口丘（丸山）山頂付近の西側である。[3]

この第2回目の爆発によって発生した土石流は，十勝岳西北山腹を流下しているうちに2派に分れ，その1派は北に方向を転じて美瑛川流域に流入し，畠山温泉を完全に破壊してから美瑛川の広い河床を流下して美瑛市街

3）十勝岳の爆発，多田文男，津屋弘達，震研彙報，第2号，1927，P 62～65

地にまで達した。美瑛川に下った土石流とは別に，富良野川に向った主流は富良野川左岸標高 1,000m 付近にあった硫黄鉱山の元山事務所を一瞬にして掃倒し，爆発後約25分[4]で火口から約 20km 下流の富良野平野に到達して，前記の甚大な被害を発生せしめたのである。

（2） 土石流の流路

土石流は高山草本帯，はい松，白樺林等を剝脱し，また富良野川両岸のエゾマツ，トドマツの密林帯を表土と共に洗い流した。土石流は多量の硫黄を含有していたので，表土を剝脱された部分は植物の生育が困難であり，また剝脱されないまでも薄く土石流が通過した部分では植物の生育が悪く，現在でも植生の有無，粗密から土石流が通過した地域の大要を知ることができる。

図-3(2) は現地調査，昭和38年および39年撮影の２種の空中写真の判読，ならびに災害直後における多田，津谷両氏の調査結果を総合して作成した土石流流路の推定図である。

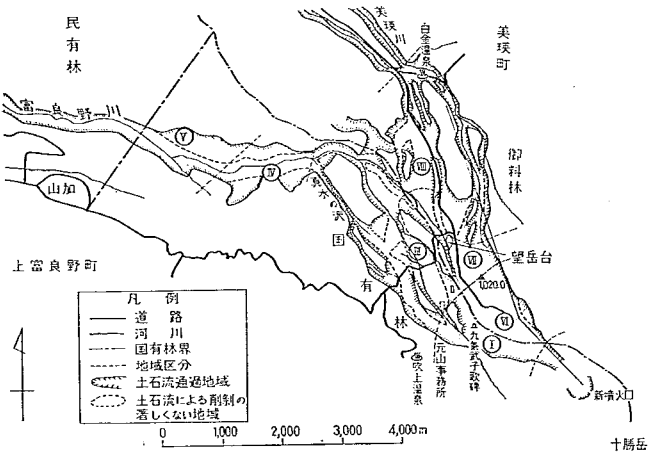


図-3(2)　土石流の推定流路

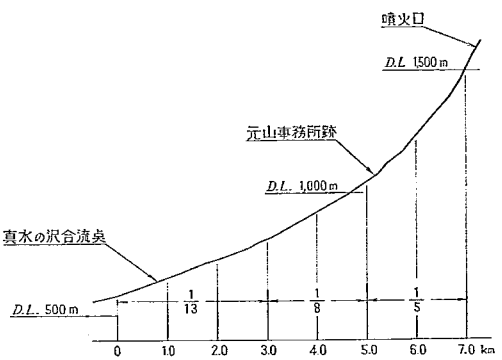


図-3(3)　富良野川上流部縦断図

（3） 土石流発生原因

この土石流の発生原因には当初から諸説があった模様であるが，その中で多田，津谷の意見が最も合理的と考えられる。[5]

これによれば，第２回目の爆発によって破壊された山体は約2,000,000m³であって，火口からの抛出物は火山灰を除けば約13,000m³に過ぎない。2,000,000m³の崩壊物は，ガス，水蒸気と共に北西山腹を奔下して火山泥流

4）災害表，P. 30
5）十勝岳の爆発，P. 68 および P. 75

を形成したが，これは幅約250mで火口から約1,000mの区間に堆積した。崩壊物は積雪を融して第1次泥流を形成し，崩壊物から次第に移過してその下流約1,500mの間に堆積した。第1次泥流の先端は5m内外の低い段階をなして次の第2次泥流に続いている。第2次泥流はこれより下流の全部を含むもので，第1次泥流の位置で多量の積雪から生じた水を含み，極めて流動性であって富良野川および美瑛川の谷を急速に流下した。したがって崩壊物の大部分は山側に残され，上富良野および美瑛に達したものは主に水，木材，および削剝した山側の表土である。と推定している。

大正15年5月爆発の後にも，同年9月，および昭和37年にかなり大規模な爆発があったので，その拋出物や崩壊物によって現状は第2回目爆発の直後の状態とは相違しているであろう。しかし拋出物や崩壊物は火口のごく周辺に堆積した模様であり，[6] またこれらの爆発の際には積雪が少なかったので土石流は発生していない。そして現地調査および空中写真の判読によれば，火口から距離1,500m～2,000mの区間内には大量の土砂が流過した形跡が明らかでなく，むしろ大量の堆積が行なわれているように観察されるので，上記の意見が正しいように思われる。

すなわち，爆発による温度の高い崩壊物と，多量の積雪が大正年15の土石流発生原因であり，しかも美瑛川および富良野川下流部に災害を発生せしめた土砂は，崩壊物および第1次泥流のごく一部，およびこれが融かした積雪から生じた水が削剝した表土である。そして第1次泥流の下端はおおむね元山事務所上流と三角点1,020m付近を結ぶ線であると推定され，表土の削剝は主としてこれより下流部で行なわれたようである。

(4)　土石流の速さ

土石流が火口から上富良野の鉄道線路に達するまでに要した時間は大体25分と推定されている。これは平均13m/secの速さであるが，さらに山間部における土石流の速さは中村[7]の研究によって明らかにされており，これと田中館の報告，ならびに爆発災害志[8]に述べられている国鉄線流失の時刻，および電話線切断の時刻を参考にすれば，おおむね表-3(1)のとおりとなる。

(5)　土石流の高さ

国有林および御料林内における土石流の高さはまちまちであった模様で，「幅15m位の狭い谷では，谷底から40m以上に達し，平坦地でも立樹は8乃至15mの高さまで泥流を浴びている。……」[9]，「所所島状に残存した林分もあり，あるいは数間の高さまで樹幹に泥土の付着したまま立っているものもあり，……」[10]，「森林地帯では当時泥流の高さは付近立木に付着した泥土の高さによって推定するに10尺乃至50尺位はあった見込にて……」。

無立木地帯では……約20尺乃至30尺の高さをもって押し流されたようである」[11]などその高さはまちまちであったようである。

これらの報告と空中写真から作成した縮尺1/2,000地形図で，河床と，土石流が通過しなかったために残存したと思われる森林の周辺との高低差を測定した結果，富良野川流域の元山事務所より下流部分では，流路の狭い部分で10m以上，広い部分で3～5m程度ではなかったかと推定される。

富良野川下流部では，「森林中を直行し来った支流を合せ，峡谷の両側を削り底を刳り，泥壁4，50尺を上下しつつ新井牧場に入り，……」[12]。「山から下った速さは矢の様で，新井牧場等の沢は4，50尺の高さで押寄せて来たということだと話してくれた」[13]，「見舞に来た親類の人の話によると新井牧場の沢などは3丈5，6尺も泥流が上った跡がある」[14]，などの記事があり，新井牧場付近における最高水位は少く見積っても10mはあったと考えられる。

表-3(1)　土石流の速さ

地点	累加距離 (km)	区間距離 (km)	到達時間 (時)(分)	所要時間 (分)	平均速度 (m/sec)
火口	0.0	2.4	16.18	1	40.0
元山事務所	2.4	4.1	16.19	3	21.8
真水の沢合流点	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		
計				42	

(6)　土石流土砂の粒度組成

土石流によって運搬された土砂の粒径は余り大きくはなかった模様である。もち論上流部にはかなりの大きさのものが残されており，たとえば，土石流の一部が富良野川から真水の沢へ流入した位置より下流，標高820～840m付近では，土石流の湾曲部外側に最大径2m程度平均約60cmの転石が，削剝された地表上に，礫同士が重なり合うことなく一層で広範囲に堆積しており，また真水の沢合流点付近の富良野川河床には著しい量の大径

6) 地質説明書，P. 33
7) 十勝岳泥流の速さ，中村左衛門太郎，地球，Vol. 6, No. 2 大. 15. 8.
8) 災害志，P. 415，P. 424
9) 十勝岳の噴発，P. 70
10) 災害志，P. 166，(国有林の調査)
11) 災害志，P. 168，(御料林の調査)
12) 災害志，P. 50
13) 災害志，P. 516 (小学校高等科生の作文)
14) 災害志，P. 518 (小学校高等科生の作文)

礫が堆積しているが，しかしこれより下流の加山北方付近の富良野川河床では著しく少なくなる。

北海道農事試験場が大正15年5月下旬に開始した調査によれば，富良野川，および美瑛川の土石流堆積物の粒度組成は表-3(2)のとおりであって[15]，新井牧場付近では石礫の量が著しく少なく，これより下流地域では土石流と言うよりは泥流と呼んだ方が適当のようである。

表-3(2)　泥土の粒度組成

(北海道農事試験場調査)

粒径	上富良野村泥土 第1区域	上富良野村泥土 第2地域	中富良野村泥土	美瑛村泥土
	(%)	(%)	(%)	(%)
10mm以上	—	10.17	—	3.40
8～10	0.94	2.20	—	0.61
6～8	1.75	2.61	—	1.63
4～6	2.29	4.09	—	3.10
2～4	3.06	8.23	—	3.43
石礫合計	8.04	27.30	—	12.17
原土中細土百分率	91.96	72.70	100.00	87.83
0.25～2.00	44.33	47.43	59.78	44.82
0.05～0.25	26.07	23.05	24.53	24.27
0.01～0.05	12.99	10.46	5.45	12.78
0.01　以下	16.61	19.06	10.27	18.13

註　大正15年農学会協定による土壌の機械的組成分の分類による。

資料採取点

上富良野泥土（第1区域）　新井牧場事務所跡前　上下両層

〃（第2区域）　西3線北29号北30号間上層土

中富良野泥土　基線　北18号　流泥層

美瑛村泥土　16線美瑛川左岸約50m　上下両層

〔2〕 土石流流量

爆発後に行なわれた国有林および御料林の被害調査，新井牧場付近における土石流流下状況の伝聞，および美瑛，上富良野，中富良野の各町村における推積泥土の深度調査結果などに基づいて土石流流量を推定した結果は次のとおりである。

(1) 水源部における削剝土量の推定

大正15年爆発当時，十勝岳西北面では美瑛側が御料林，上富良野側が国有林であって，北海道庁の調査によるそれぞれの区分は図-3(2)に示した。

爆発後に行なわれた国有林[16]および御料林[17]の調査結果をまとめれば，被害状況は表-3(3)のとおりである。しかし縮尺1/2,000地形図から土石流の流路となった地域の面積を測定すると，国有林の面積は表-3(3)と大体一致するが，御料林の面積は約2倍となった。その理由としては爆発災害志の記事をよく検討すると，ここに述べられている国有林の被害面積は土石流の流下した面積全部を示し，御料林の被害面積は特に削剝の著しかった地域の面積のみを示しているものと考えられるのである。

いま富良野川流域については国有林内の全部，美瑛川流域については白金温泉より上流部について，削剝土量を計算するためにそれぞれの地域を図-3(2)のように8地区に区分する。そして各地区の平均削剝深を災害志の記事を参考にし，現地調査および空中写真によって推定して，削剝土量を計算した結果は表-3(4)のとおりである。

ただし，この表において御料林については，災害志に述べられている削剝面積および削剝深によって削剝土量を計算し，これを地形図から測定したⅥ，Ⅶ，Ⅷ，3地区の削剝面積に配分して，平均削剝深を逆算したものである。国有林内の削剝深については記録がない。現地調査の際聴取した地元民の記憶によれば，元山事務所付近では7～8m地表面が削剝されたと言い，また望岳台付近にあった丸谷温泉では，流失した家屋の跡は深さ5m位に削り取られていたと言われるが，いずれにしても御料林国有林共に同様な削剝が行なわれたものとして，富良野川流の削剝深を推定した。

なお，爆発による山体の崩壊物は，あるいは440万m^3といい，100万～150万m^3，あるいは多田のように200万m^3ともいわれているが，これのほとんど全部はⅠおよびⅡ地区に堆積したものとし，あるいはⅠおよびⅡ地区の削剝土量の中に含まれているものと考えることにした。

以上のようにして推定した削剝土量は全部で約780万m^3となり，災害志の記事および地形から判断して，そのうち約580万m^3が富良野川を流下したことになる。

(2) 融雪水量の推定

大正14年12月より，同15年4月に至る十勝岳西方山麓地方の積雪は一般に平年にくらべて150～170mm程度多く，したがって十勝岳上でも平年より相当降雪は多かった模様である。[18]

土石流の通過した地域は標高差が大きく，また分水界や谷間，あるいは熔岩地帯，森林地帯を問わず通過しているので，それぞれの地帯における積雪量には非常な差があったものと思われる。当時の報告に見られる積雪深の測定値は表-3(5)のとおりである。実際には崩壊物および第1次泥流推積地域は直射日光を受けやすい所であるし，また風で飛散されるために積雪深はずっと少なか

15) 十勝岳爆発泥流に関する調査成績，猪狩忠三，北海道農事試験場報告第39号，昭.15. P.18. 以下では十勝岳爆発泥流と呼ぶ。

16) 災害志，P. 166

17) 災害志，P. 168

18) 災害志，P. 25

表-3(3)　森林被害の調査結果

区別	被害面積 町歩	被害面積 ha	削剝深 尺	流出材積 石	摘要
国有林	473.8	469.8	不明	194,224	内立木あつた所 260町歩余
御料材 熔岩地帯	73	72.3	5～20		削剝土砂の7割は富良野川へ流出
御料材 森林地帯	60	59.5	5～30	8,470	内立木70石は富良野川へ流出
御料材 無立木地帯	46	45.6	5		
御料材 小計	179	177.4		8,470	
合計	652.8	647.2		202,694	

表-3(4)　削剝土量の推定

区域		削剝土量 削剝面積 (km²)	削剝土量 平均削剝深 (m)	削剝土量 削剝土量 (10^3m³)	富良野川への流出土量 (10^3m³)	地域の区分
国有林（上富良野）	Ⅰ	0.66	1.6	1,056	1,056	第1次泥流堆積地域
	Ⅱ	0.32	0.8	256	256	富良野川右岸側熔岩地域
	Ⅲ	1.70	1.5	2,550	2,550	富良野川　Ⅰ地区の下流端より真水の沢合流点まで
	Ⅳ	1.03	0.3	309	309	真水の沢合流点より，第14林班上流端まで
	Ⅴ	0.96	0.3	288	288	第14林班内
	小計	4.67		4,459	4,459	
御料林（美瑛）	Ⅵ	0.88	1.7	1,496	1,047(1)	第1次泥流堆積地域
	Ⅶ	0.73	0.7	511	358(1)	美瑛川熔岩地域
	Ⅷ	2.00	0.7	1,400	0	美瑛川森林地帯全部
	小計	3.99		3,407	1,405	
合計		8.66		7,866	5,864	

註　(1) Ⅵ，Ⅶ地区の土石の70%は富良野川へ流出したものとする。（災害志　P.168）

表-3(5)　積雪深の測定値

標高 (m)	積雪深 (cm)	測定月日	位置	文献
1,200	80	5月31日	元山事務所付近	災害志　P．25
1,100	100以上	5月24日		十勝岳の爆発　P．71
1,000	50	5月31日	森林中	災害志　P．25
600	20～30	5月24日		十勝岳の爆発　P．71

註　5月31日から6月2日までの3日間の平均融雪深は標高 1,100m の位置の森林で1日平均 12～15cm であつた。（災害志　P．25）

表-3(6)　融雪水量の推定

		融雪面積 (km²)	平均積雪深 (m)	融雪水量(1) (10^3m³)	富良野川への流出量 (10^3m³)
国有林	Ⅰ	0.66	1.2	238	238
	Ⅱ	0.32	1.5	144	144
	Ⅲ	1.70	1.5	765	765
	Ⅳ	1.03	0.9	278	278
	Ⅴ	0.96	0.6	173	173
	小計	4.67		1,598	1,598
御料林	Ⅵ	0.88	1.2	316	221(2)
	Ⅶ	0.73	1.5	329	230(2)
	Ⅷ	2.00	1.5	900	0
	小計	3.99		1,545	451
合計		8.66		3,143	2,049

註(1)　中野理学士が吹上温泉付近の森林中で実験した結果，雪からその体積の33.3%の水を得たという。（災害志　P．71）

(2)　Ⅵ，Ⅶ地区の融雪水の70%は富良野川へ流出したものとする。（災害志　P．168）

(3)　後述するように本表には疑問の点が多い。

ったであろう。これに反して，四所とか渓谷内では積雪は非常に深かったものと思われる。

したがって土石流の形成にあずかった融雪水量を推定することは，はなはだ困難であるが，上記の事情を考慮に入れ，表-3(5) の積雪深と地元民の記憶に基づいて各地区の積雪深を推定し，これから融雪水量を計算した結果は表-3(6)のとおりである。

なお，5月23日より24日にかけて，下富良野，山部，布部には20mm以上の降雨があり，十勝岳に近い西達布では50mmの降雨があったので，十勝岳付近でも相当の降雨があったらしい。[19] しかし後述するように表-3(6)の融雪水量はこの爆発前の降雨量を考慮に入れても著しく過少であって疑問の点が少くない。

(3) 新井牧場付近における土石流流量の推定

災害志の50頁に次の記事がある。

「新井牧場入口に農場を持っていた一色氏の談によれば，"初めドンと音のしたのは4時頃で，それから2，3分経って雷の様な音を聞き，その轟音は約30分も続いた。そのうち水が来た。始め20間位は土煙を立て材木の一団が河流に沿って奔転して来たが，その様はカマボコ状に中央部が盛り上っていた。5分間位づつ間をおいて三段になって来た。木材の一団が先ず過ぎ去ってから泥水の増加して居たのは15分位であって，20分位経ってから水は減じた。始め襲来した木材の一団は材木8分，水2分位の割合であったが……"」。

また土石流の平均速さは，表-3(1) に示した中村の研究結果から，真水の沢――新井牧場 (15.5m/sec)，および新井牧場――国鉄線 (6.6m/sec) の平均とすれば，おおむね10m/secである。

さらに前節(5)で述べたように，新井牧場付近における土石流の最大水深は10mより高かったと推定される。

これらの資料を総合すれば新井牧場付近における土石流波形の概略を知ることが出来る。この波形からここを通過した総土石流量を求めるために次のような実験および計算を行なった。

長さ20m，幅53cm，こう配1/11の固定床実験水路において，清水，ならびにベントナイトと清水の混合物（重量比で1：7，および1：6）の3種類の波を流した場合の，水路下端における波形および流量を測定した。

実験は水路の下端より11mの位置にせきを設け，せきの上流側に340 ℓ の清水，あるいはベントナイトと清水の混合物を貯溜しておく。このせきを一挙に引き上げることによって段波を発生せしめ，段波がせきより10m下流の点を通過する場合の水位変化を高速度カメラで撮影し，これから水位―時間曲線を作成した。

このような流れの，時間T内の総流量をQ，平均速度

19) 災害志，P. 28

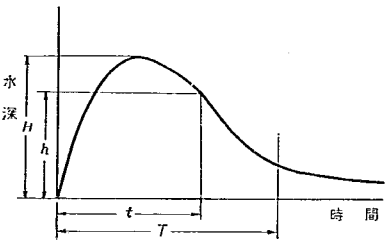


図-3(4)

を$\bar{V}$，平均水深を$\bar{h}$，水路の幅をbとして，

$$Q=b\bar{h}\bar{V}T \quad \cdots\cdots(3\cdot1)$$

$$\bar{h}=\frac{\int_0^T h\,dt}{T} \quad \cdots\cdots(3\cdot2)$$

であると仮定する。いま水路における各水理量にm，実際河川のそれにpのsuffix をつければ，

$$\left.\begin{aligned} Q_m&=b_m\bar{h}_m\bar{V}_mT_m \\ Q_p&=b_p\bar{h}_p\bar{V}_pT_p \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(3\cdot3)$$

である。したがって

$$Q_p/Q_m=(b_p/b_m)(\bar{h}_p/\bar{h}_m)(\bar{V}_p/\bar{V}_m)(T_p/T_m) \quad \cdots(3\cdot4)$$

段波の最高水深をHとし，水路と実際河川の波形の間に

$$h_p/h_m=(H_p/H_m) \qquad t_p/t_m=T_p/T_m$$

の関係があるとすれば，

$$h_p=h_m(H_p/H_m)$$

$$t_p=t_m(T_p/T_m) \qquad dt_p=(T_p/T_m)dt_m$$

であるから，(3·2) 式の形で示される$\bar{h}_p$は，

$$\begin{aligned}\bar{h}_p&=(1/T_p)\int_0^{T_p}h_p\,dt_p \\ &=(1/T_p)\int_0^{T_m}(H_p/H_m)(T_p/T_m)h_m\cdot dt_m \\ &=(H_p/H_m)(1/T_m)\int_0^{T_m}h_m\,dt_m\end{aligned}$$

しかるに (3·2) 式から

$$(1/T_m)\int_0^{T_m}h_m\,dt_m=\bar{h}_m$$

であるから

$$\bar{h}_p=(H_p/H_m)\,\bar{h}_m \quad \cdots\cdots(3\cdot5)$$

となる。したがって (3·4) 式は

$$Q_p/Q_m=(b_p/b_m)(H_p/H_m)(\bar{V}_p/\bar{V}_m)(T_p/T_m) \cdots(3\cdot6)$$

(3·6) 式の中の$\bar{V}_m$は次のようにして求められる。

(3·1) 式から

$$\bar{V}_m=Q_m/(b_m\bar{h}_mT_m)$$

(3·2) 式から

$$\bar{h}_m=(1/T_m)\int_0^{T_m}h_m\,dt_m$$

であるから

$$\bar{V}_m=Q_m/(b_m\int_0^{T_m}h_m\,dt_m) \quad \cdots\cdots(3\cdot7)$$

(3·7) 式右辺の分母にある積分は，水路実験から得ら

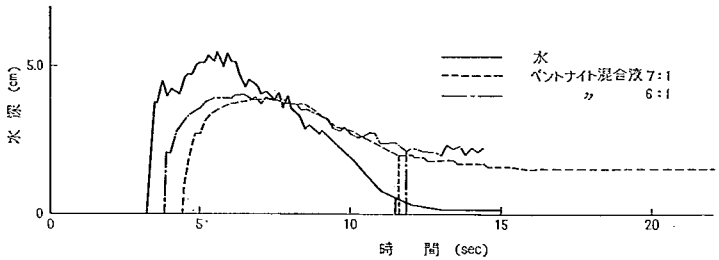


図-3(5)　実験水路における段波の波形

れた水位時間曲線の面積から求めることができる。

図-3(5)は実験水路における水位時間曲線である。この図において水深の変化がほとんど認められなくなった時が前述した一色氏の談にある「20分経ってから水は滅じた」時刻に相当するものとして，この時刻より前の部分について流量および $\int_0^{Tm} h_m dt_m$ を求めた。Q_m は最初に貯溜槽内に入れた全量340 ℓ から，実験終了後に水路内と貯溜槽内に残留していた量を引いた値である。表-3(7)にはこれらの結果を用いて土石流流量を推定した過程を示した。

表-3(7)　新井牧場付近における土石流流量の推定

	速度	川幅	最大波高	時間	総流下量	Q_p
	(m/sec)	(m)	(m)	(sec)	(m^3)	($10^3 m^3$)
富良野川	10.0	13.0	10.0	1200.0		
清水	2.24	0.53	0.053	8.3	0.3349	9,960
ベントナイト：水＝1：7	1.743	0.53	0.038	7.2	0.2151	13,300
〃 ＝1：6	1.269	0.53	0.039	8.0	0.1779	14,910

以上の結果，富良野川の新井牧場付近における総通過量は，

清水だけの場合，　$10,000\times10^3 m^3$

ベントナイトと水の混合物（1：7）の場合　$13,300\times10^3 m^3$

〃　〃　（1：6）の場合　$14,900\times10^3 m^3$

であったことになる。

ベントナイトと清水の混合物（1：6）は非常に粘ちようで，これよりわずかでも濃度が高くなると実験水路では流動しなかった。したがって富良野川の土石流は混合率1：7の混合物に類似していたものとして，総通過量は$13,300,000 m^3$であったと考えることにする。

段波は定常流と異りその運動は非常に複雑である。しかも十勝岳土石流のように多量の土砂を含有する流体のレオロジー的性質はまだ明らかにされていないので，以上に述べた推定方法には多くの問題があることを断っておきたい。

(4)　平坦地における堆積泥土量の推定

大正15年土石流により，上富良野，中富良野，美瑛で埋没した耕地の面積は各町村の調査によれば表-3(8)のとおりであり[20]，また北海道庁土地改良課の調査によれば，農耕地で比較的泥土の被覆厚さが大きく改良復旧を必要と認めた面積は表-3(9)のとおりである。[21]

表-3(8)　泥土堆積耕地面積

（各町村調査）

区分	上富良野村	中富良野村	美瑛村	計
	(町)	(町)	(町)	(町)
田	506.0	134.5	40.0	680.5
畑	225.0	6.0	276.0	507.0
計	731.0	140.5	316.0	1,187.5

表-3(9)　改良復旧を必要とする泥土堆積耕地面積

（北海道庁調査）

区分		上富良野村	中富良野村	美瑛村	計
		(町)	(町)	(町)	(町)
田	泥土平均2尺のもの	366.9	46.0	0	412.9
	泥土5寸のもの	0	35.0	38.4	73.4
	小計	366.9	81.0	38.4	486.3
畑		35.5	0	82.0	117.5
合計		402.4	81.0	120.4	603.8

20) 災害志，P. 66.
21) 災害志，P. 282

表-3(10)　堆積泥土量の推定

地域	推定全堆積地面積	平均(1)堆積深	堆積量	堆積深測定数	地域の区分
	(km²)	(cm)	(10^3m³)		
1	2.68	12.8	343	6	国有林界下流端より西1線北32号まで
2	6.04	73.3	4,427	191	西1線北32号より西1線北25号まで
3	1.21	24.3	294	7	西1線北25号より中富良野村界まで
4	1.39	13.0	181	23	中富良野村内，上富良野村界より北12号まで
小計	11.32		5,245	227	
5	5.47	14.0	766	36	美瑛川，白金温泉より美瑛町北4線まで
合計	16.79		6,011	263	

註 (1) 平均堆積深は北海道農事試験場の調査による。

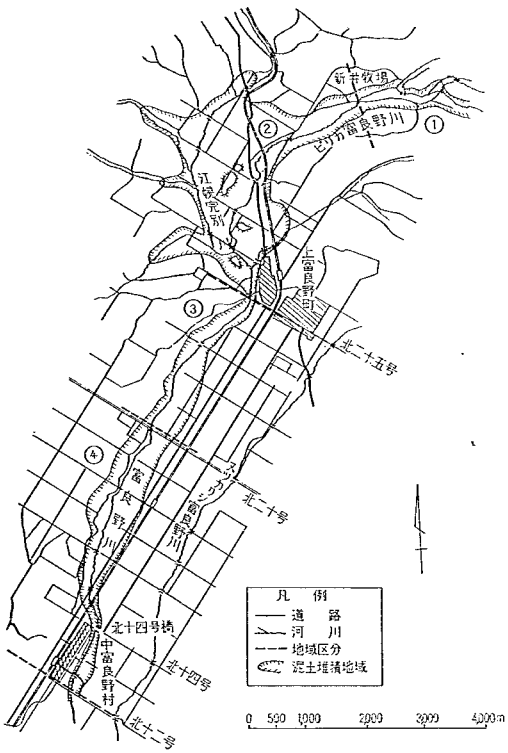


図-3(6)　土石流の推定堆積地域

これらの面積は農耕地のみであって，その他山林，原野，河川，道路等の面積を含んでいないので，これを改めるために図-3(6)の土石流の流路となった地域の面積を測定した。これに北海道農事試験場が調査した泥土の平均厚さ[22]を乗じて堆積泥土の総量を計算すると表-3(10)のようになる。

総量は約600万m³で，そのうち富良野川流域が520万m³，美瑛川流域が約80万m³である。泥土の厚さは堆積物がおおむね乾燥してから測定しているので，表-3(10)の数字は水を含まない土砂のみの量を示すものである。また十勝岳爆発罹災地復旧復興費支弁方法別所要額一覧表の説明には，これら3箇村で「総量639,765立坪（≒3,839,000m³）の泥土を被り，剰え水源地帯の立木は流失して下流上富良野に散布すること約18万石……」[23]と述べている。また表-3(9)から堆積泥土量を計算すれば約400万m³となり，両者は大体一致しているが，この2つの数字が農耕地のみを対象にしているとすれば，表-3(10)の600万m³はおおむね妥当な数字と思われる。

(5) 土石流流量の検討

実際には土石流の来襲によって，富良野川および美瑛川では洪水となり，両川とも数箇所で破堤しているのであるから，相当多量の土砂が堆積することなしに下流へ流送されたはずである。特に美瑛川においては，表-3(4)によれば白金温泉を通過した土量が約200万m³であるのに比して堆積量は約80万m³で著しく少ないが，これは美瑛川下流部の河道の疎通能力が比較的大きいので土石流が河道内を流れ，富良野川の場合のように平坦地に堆積しなかったためであろう。

富良野川では大部分の橋梁が流失しているが，中富良野村内の北14号橋は流出をまぬがれている。災害志にはこの北14号橋における水位の変化を次のように記している。

「富良野川は濁水刻刻に増加し，午後6時頃，上富良野村島津農協北23号，24号間右岸の堤防が破壊し，たち

22) 十勝岳の爆発泥流　P. 18
23) 災害志，P. 276

まち泥土は流木と共に氾濫し，同所より石川国体鉄道以西を埋没した。市街付近は午後8時濁水は硫黄交りの泥水と変り，かつ無数の流木は各橋梁の橋脚にせき止められ，14号および12号の橋梁を除く外，またたく間に殆ど流失し，……，午後11時に至り14号橋は中間より流木の為め屈折危険に瀕したが幸い一道の水路現われたので徐徐に減水を見，愁眉を開くことが出来た。」[24]

当時の14号橋地点の河床横断は北海道庁の推定によれば図-3(7)のとおりである。河床面の高さは大正15年土石流の際堆積した沈埋木屑の下面としている。これと先

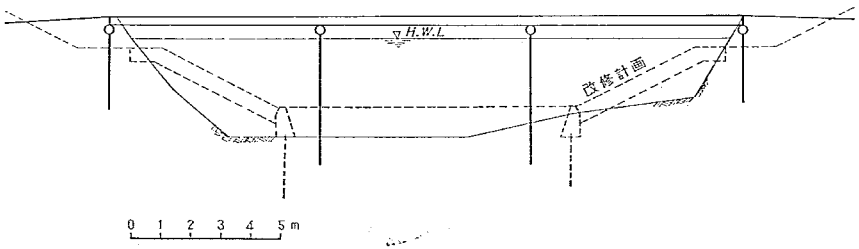


図-3(7)　大正15年当時の14号橋想定横断図

の記事から推定した水位時間曲線を用い，24日18時から25日5時までの総流量を計算すると約3,700,000m³となった。ただし河床こう配は1/370，粗度係数は0.04である。

以上に得られた種種の量の当非を検討してみると，新井牧場付近を通過した土石流の総量は約1,330万m³であるが，これから14号橋を通過した総流量，および，2，3，4地域の堆積泥土量を差し引き，さらにこれを2，3，4地域の合計面積で割れば富良野平野の平均水深が得られる。この結果は約50cmであって，当時の写真から判断しておおむね首肯出来る深さである。

次に，14号橋の総通過量370万m³に泥土が20%含まれていたものとすれば，国有林界を通過して下流部に供給された土砂の総量は，堆積泥土量と14号を通過した泥土量の合計，599万m³になるはずである。この量は表-3(4)に示す富良野川へ流入した削剝土量586万m³と近似しているから，削剝量もおおむね妥当な量と考えてよかろう。

泥土量に比較して融雪水量には疑問がある。すなわち新井牧場付近を通過した総土石流量1,330万m³のうち，泥土の量は富良野川へ流入した削剝土量から1地域の堆積量を引いた約550万m³であって，残りの約780万m³は水であったことになる。しかるに文献から推定した融雪水量は表-3(6)に示すように約200万m²であって，約1/4にすぎない。爆発前に50mm以上の降雨があったのであるから土石流を形成した水は融雪水のみではないが，それにしても700万m³の水が流出するためには少なくとも推定の3倍以上の積雪深がなければならないことになり，文献の数字とは著しい相違がある。

また融雪水量200万m³，および新井牧場付近の通過総量1,330万m³の推定が正しいものとすれば，削剝土量は推定の大体2倍に近い量でなければならないが，これは種種の点から不合理と思われる。この融雪水量に関する疑問を解くことは困難なので，富良野川へ流入した推定削剝土量，および新井牧場付近における推定総土石流量が正しいものとして，両者の差が富良野川へ流入した融雪水量であると考え，これを表-3(6)に示した各地区の融雪水量に比例配分すれば表-3(11)のようになる。

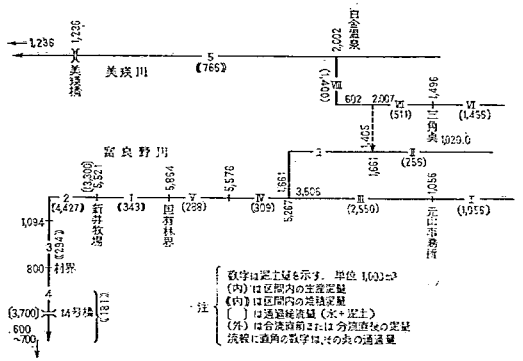
また以上種種の方法で推定した土砂の流下状況を模式的に示したものが表-3(12)である。

表-3(11)　河 川 別 推 定 土 石 流 流 量

	削剝量 (10³m³)			流下量 (10³m³)		
	土砂量	融雪量	合計	土砂量	融雪量	合計
富良野川	4,459	5,800	10,259	5,864	7,436	13,300
美瑛川	3,407	5,598	9,005	2,002	3,962	5,964
計	7,866	11,398	19,264	7,866	11,398	19,264

24) 災害志，P. 57

表-3(12)　大正15年土石流の推定流下状況



4.　対策工法に関する調査

土石流による地表面の削剝防止，土石流勢力の減殺工法，および土石流流向を転向させる導流堤の計画設計等に必要な指針を得ることを目的として，次に記する各種の水理実験を行なった。

もち論土石流の物理的性質が明らかでないし，起るであろう土石流(一種の段波)の波形，速度等はまったく不明であり，またこのように非定常な問題については，水理学上の諸法則，あるいは相似律が成立するとは思われないので，実験は単に定性的な傾向を知ることのみを目的としたものである。

〔1〕　床固工の効果に関する実験

(1)　実験の概要

一地点における土石流の波高と時間の関係は，前面の上昇が急で，後面の下降がゆるやかな波形を示すものと考えられる。土石流の持つエネルギーも同様に，波高極大の付近で最大値を持つ波の形をしているであろう。このような土石流が流下する渓流の途中に，床固工等の障害物を設けることにより，ピーク付近に集中していたエネルギーを低下させて長時間に分散させれば，下流部の河床侵蝕量，構造物に与える衝撃力等を弱めることが出来るはずである。これを明らかにするために，床固工の高さと個数によって段波のエネルギーがどのように減少するかについて実験を行なった。

流水のエネルギーは，水の密度，流速，エネルギーこう配，水深などによって決められるのであるが，これらの値は段波の場合急激に変化するので，それぞれの時間における値を測定する事は困難である。そのためこの実験ではこれらの値を測定することはさけて，段波が流下する間に，床固工の下流部から侵蝕流送される砂礫量の多少によって，床固工の効果を比較することにした。実験は泥流について行なうべきであろうが，泥流のレオロジー的性質など不明であり，また得られた結果を現地に適用する際の相似性などが不明確なので，ここでは水について実験を行なった。

(2)　実験の装置および方法

図-4(1) に示すように，実験は長さ 12.0m，幅 30.0

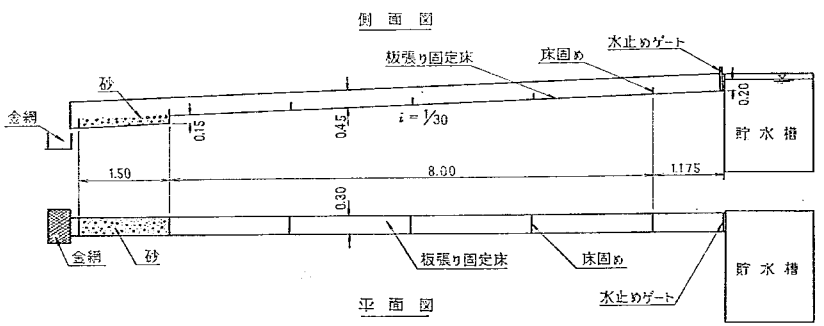


図-4(1)　床固工実験水路概要図

cm，深さ45.0cm，水路床こう配1/30の木製水路で行なった。水路の上流側に水面面積約1.45×1.80m²，深さ1.20mの貯水槽を設け，この水槽から実験水路への入口に止水堰を取り付けた。堰から下流側9.175 mの区間は板張の固定床とし，さらに下流側1.5mの区間は水路床を15.0 cm低くして，ここに粒径5.0～10.0mmの砂を，表面が固定床と同じ1/30こう配になるように敷き並べた。

段波は上流側の貯水槽に，水路上流端の水路床から

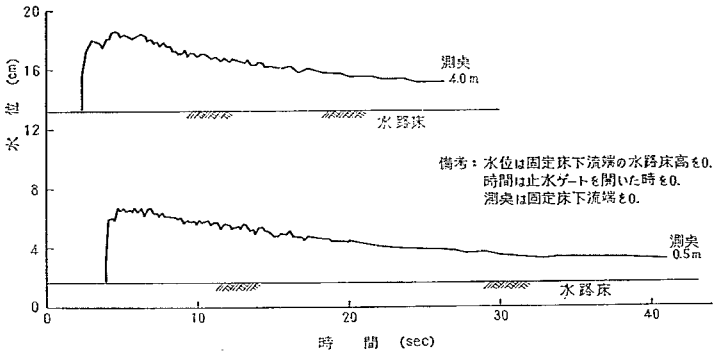


図-4(2)　実験水路における時間，水位曲線

20.0 cm の高さまで貯水し，止水堰を急激に開いて発生させた。図-4(2) はこのようにして発生させた段波の水位時間曲線であるが，この段波の全流量は 513.8 ℓ である。

下流側に敷く砂の粒径は，段波の波高が約2.0cm以下では掃流されないように決めた。すなわち，岩垣は限界掃流力を$U_{*c}^2=80.9d$，($d\geqq 0.303$cm)で表わしている。$U_*^2=ghI_f$であるので摩擦こう配I_fを近似的に河床こう配に等しくすると，$U_*^2=980\times 2.0\times 1/30=65.4$,ゆえにこの時の砂の粒径は$d_m=65.4/81.7=0.801$cmとなる。

床固工の高さによる効果は，固定床の下流端に厚さ 2.0cm で水路と同じ幅の板を1枚取り付けて実験した。この板の高さは，1.0, 2.5, 4.0, 5.5, 7.0, 8.5, 10.0, 11.5, 13.0 cm の9種類である。また床固工の個数による効果については，高さ 2.5, 5.5cm の2種類について行ない，2基の場合は固定床下流端と上流 8.0 mの位置に取り付け，以下個数を増すごとに，8.0 mの区間を床固工の間隔が等しくなるように等分して設置した。

段波によって移動床の 1.5 m区間から下流へ流送された砂の量は，水路の下流端で金網で受け取り，その重量を測定した。実験は同じ種類について3回行ない，その平均を取った。

(3)　床固工の効果について

図-4 (3) は床固工を1基設けた時，その高さと床固工下流側の河床から侵蝕された砂礫量の測定結果を示すものである。この図で床固工の高さが0は，床固工を設置しなかった時の値である。

床固工を越流した後の流れを，河床に垂直の流速と平行の流速とに分ければ，河床に垂直の流速は床固工の高さにともなって増加し，河床に平行の流速は下流側河床が同じ条件のもとでは床固工越流時の接近流速に比例するが，この接近流速は床固工の高さにともなって減少す

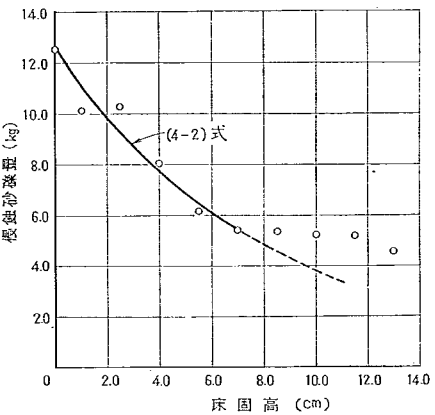


図-4(3)　床固高さと侵蝕砂礫量の関係図

る。実験水路のこう配は1/30であるが，このような水路で最大波高5.0cmの段波が流下すると，河床侵蝕力が大きい最大波高付近では当然流れは射流である。このような流れの途中に床固工を設置すると，上流から流下して来た水のエネルギーは，床固工の上流側に貯溜されている水を乱す事に消費されるので，越流後の流水は河床と平行の流速が弱まるが，床固工が高く上流側の貯水量が多くなる程河床と平行の流速が弱まり，これによる掃流砂礫量が減少するので，図-4 (3) のごとく床固工の高さの増加にともなって侵蝕砂礫量は少なくなる。しかしさらに床固工が高くなると，床固工から落下する水の垂直方向の流速が増加して，これによる床固工前庭部の洗掘量が加わってくるので，高さ7.0cm 以上の床固工では，侵蝕砂礫量の減少率は小さくなって来る。

これは図-4 (4) の河床縦断図からも推察出来る。すなわち床固工が高くなる程前庭部の洗掘深は増加し，7.0cm

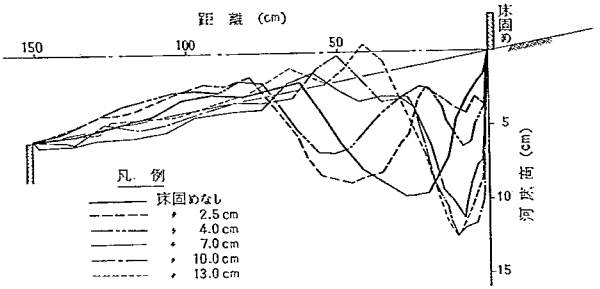


図-4(4)　段波通過後の縦断図

以上になると床固工が無い場合より深くなっている。そして低い床固工では床固工から離れた所の河床が侵蝕されているが，高い床固工では床固工近くが侵蝕されるようになっている。

i）床固工群の下流側河床におよぼす効果

床固工を設置しない時の侵蝕砂礫量をq_0，高さHの床固工が1基ある時の侵蝕砂礫量をq_1，床固工を設置しない時の段波の最大波高をh_0 (5.0cm) として，測定値について半対数グラフでq_1/q_0とH/h_0の関係を示すと図-4(5) のようになる。これによると$H/h_0 \leqq 1.4$ ($H=7.0$cm) の範囲では直線上に並ぶので，これから式の形を求めると次のようになる。

$$q_1/q_0 = e^{-0.6\frac{H}{h_0}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4\cdot1)$$

ただし $H/h_0 \leqq 1.4$

河床の侵蝕量を実験結果から量的に求めることは，非常に困難なので，(4·1)式では床固工設置後の侵蝕砂礫量を，設置前の侵蝕砂礫量に対する割合で表すことにした。

図-4(6)は床固工の高さが2.5cmと5.5cmの時の床固工個数と侵蝕砂礫量の測定結果を示すものである。数基の床固工を設置した時は，床固工の中間で流況が複雑になり，1基の場合とは条件が異なるのであるが，いま1基

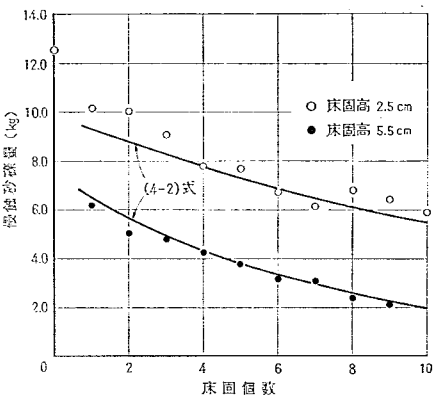


図-4(6)　床固個数と侵蝕砂礫量の関係図

について求めた (4·1) 式をもいて，2基以上の床固工を設置した時の侵蝕砂礫量を表わす式を求めると次のようになる。

(4·1) 式の左辺は床固工設置後の侵蝕砂礫量を設置前の侵蝕砂礫量で割った値であり，右辺の指数は床固工の高さを床固工が無い時の最大波高で割った形をしている。床固工が2基以上の場合，床固工が無い時の侵蝕砂礫量および最大波高は，最下流端の床固工が無い時の侵蝕砂礫量，最大波高と考える。すなわち2基の場合は床固工が無い時の侵蝕砂礫量を，上流側に床固工が1基ある時のq_1に等しくした次式で表わされると仮定する。

$$\frac{q_2}{q_1} = e^{-0.6\frac{H}{h_1}}$$

h_1は上流側に床固工が1基ある時の最大波高であり，q_2は床固工が2基ある時の侵蝕砂礫量である。q_1に (4·1) 式を代入すると，

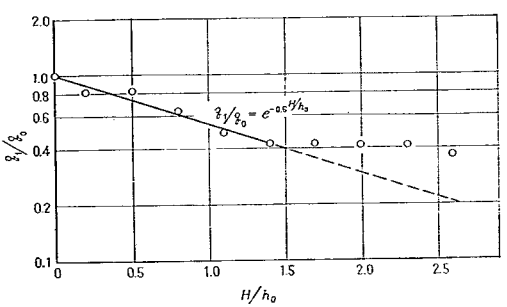


図-4(5)　q_1/q_0 と H/h_0 の関係図

$$\frac{q_2}{q_0} = e^{-0.60\frac{H}{h_0}-0.60\frac{H}{h_0}\cdot\frac{h_0}{h_1}}$$

床固工が3基の場合は床固工が無い時の侵蝕砂礫量を，上流側に床固工が2基ある時の q_2 に等しくした次式とする。

$$\frac{q_3}{q_2} = e^{-0.6\frac{H}{h_2}}$$

$$\therefore \quad \frac{q_3}{q_0} = e^{-0.60\frac{H}{h_0}-0.6\frac{H}{h_0}\left(\frac{h_0}{h_1}+\frac{h_0}{h_2}\right)}$$

4基以上についても同様に考えると，一般に n 基の床固工については，

$$\frac{q_n}{q_0} = exp\left\{-0.60\frac{H}{h_0}-0.60\frac{H}{h_0}\left(\frac{h_0}{h_1}+\frac{h_0}{h_2}+\cdots\cdots+\frac{h_0}{h_{n-1}}\right)\right\}$$

ここで近似的に $h_1 \fallingdotseq h_2 \fallingdotseq h_3 \fallingdotseq \cdots\cdots \fallingdotseq h_{n-1}$ の場合には，

$$\frac{q_n}{q_0} = exp\left\{-0.60\frac{H}{h_0}-0.60\frac{H}{h_0}(n-1)\frac{h_0}{h_1}\right\}$$

ふたたび (4･1) 式を代入すると上式は次のようになる。

$$\frac{q_n}{q_1} = exp\left\{-0.60\frac{H}{h_0}(n-1)\frac{h_0}{h_1}\right\}$$

h_1 は測定していないが，かりに h_0/h_1 を定数と見なして，高さ2.5cmと5.5cmについて個数を変えて行なった実験値につき，q_n/q_1 と $-0.60\,(n-1)\,\frac{H}{h_0}$ を半対数グラフにプロットすると，図-4(7) のように直線上に並ぶので，これから式の係数を求めると次のようになる。

$$\frac{q_n}{q_1} = exp\left\{-0.60\times 0.2029\,(n-1)\,\frac{H}{h_0}\right\}$$

この式と (4･1) 式とから，

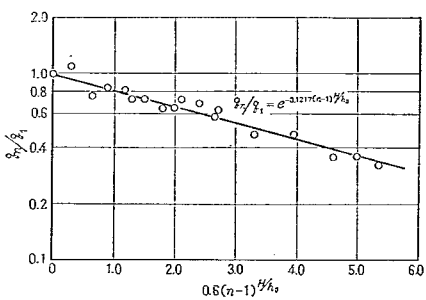


図-4(7)　q_n/q_1 と $0.6\,(n-1)\,H/h_0$ の関係図

$$\frac{q_n}{q_0} = e^{-0.60\{1+0.2029(n-1)\}\frac{H}{h_0}} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (4\cdot2)$$

(4･2) 式から求まる侵蝕砂礫量は，図-4(3)，(6) に実線で示した。

床固工を設置しない時の侵蝕砂礫量 q_0 が，床固工を設置することにより q_n となった時，その減少量 q_0-q_n と q_0 の比率を下流側河床に対する床固工の効率 E_n とすると E_n は次のようになる。

$$E_n = 1-\frac{q_n}{q_0}$$

$$= 1-e^{-0.60\{1+0.2029(n-1)\}\frac{H}{h_0}} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (4\cdot3)$$

この式は段波の波高，河床こう配，砂の粒径を一定にした実験値から求めたものであるから，これらの条件が異なると係数も変わって来るであろうし，また実験では床固工の中間を固定床にしているが，各床固工の中間が移動床であれば，ここで洗掘堆積が生じて流況が変化するので，当然床固工の効率 E_n も違って来るはずであるが，いま実験の範囲内で床固工の高さ，個数と E_n の関係を

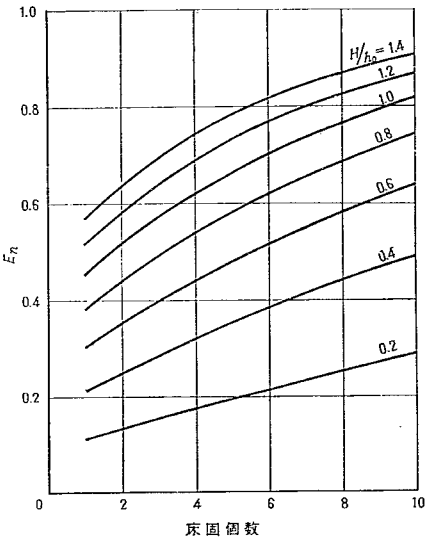


図-4(8)　床固個数と E_n との関係

(4･3) 式から求めると図-4(8)のようになる。

(ii)　床固工中間の河床におよぼす効果

以上は床固工の中間が固定床である実験結果を用いて，床固工群がその下流河床に与える効果について述べた。次に各床固工の中間における掃流あるいは洗掘砂礫量については，下流側にある床固工の影響を受けて洗掘堆積が複雑に生じるので，先に述べた結果とは当然異なるはずであるが，ここで床固工群の下流側について述べた結果を用いて，各床固工中間の効率を推定すると次のようになる。

n 基の床固工を等間隔に設置するものとし，この床固工が全然ない時，床固工を設置する区間について均一に河床が Q_0 侵蝕されていたものとすれば，1基目と2基目の床固工に相当する区間では Q_0/n の砂礫が侵蝕されていたことになる。このような所の最上流端に1基床固工を

設置した時，1基目と2基目の床固工に相当する区間で掃流される砂礫量を Q_1 とする。そして2基目以下の床固工を設置しない時，2基目と3基目の床固工に相当する区間の侵蝕砂礫量は，1基目の床固工を設置しているので Q_0/n ではなくて Q_1 に等しいと仮定する。このような所に2基目を設置した時，2基目と3基目の床固工に相当する区間で侵蝕される砂礫量を Q_2 とする。そして3基目以下を設置しない時，3基目と4基目の床固工に相当する区間で侵蝕される砂礫量は，前と同様に Q_2 に等しいと仮定する。以下同様に考える。

1基目の床固工を設置した時，1基目と2基目の床固工に相当する区間の河床におよぼす効率 E_1 は，上流側に床固工が1基あるので (4·3) 式における $n=1$ の場合に相当し，これはまた次式に等しい。

$$E_1=1-\frac{\frac{Q_1}{Q_0}}{n}$$

$$\therefore\quad Q_1=(1-E_1)\frac{Q_0}{n}$$

2基目を設置した時，2基目と3基目の床固工に相当する区間の河床におよぼす効率 E_2 は，上流側に床固工が2基あるので (4·3) 式における $n=2$ の場合に相当し，これはまた次式に等しい。

$$E_2=1-\frac{Q_2}{Q_1}$$

$$\therefore\quad Q_2=(1-E_2)\,Q_1$$

$$=(1-E_1)\,(1-E_2)\frac{Q_0}{n}$$

3基以上の床固工についても同様に考えると，n 基目の床固工については，

$$Q_n=(1-E_1)\,(1-E_2)\,(1-E_3)\cdots\cdots(1-E_n)\frac{Q_0}{n}$$

故に n 基の床固工が設置されている場合には，設置区間内の全侵蝕砂礫量は次のようになる。

$$\sum_{i=1}^{n}Q_i=Q_1+Q_2+Q_3+\cdots\cdots\cdots\cdots+Q_{n-1}+Q_n$$

$$=\frac{Q_0}{n}\Big\{(1-E_1)+(1-E_1)\,(1-E_2)+(1-E_1)$$

$$\times(1-E_2)\,(1-E_3)+\cdots\cdots+(1-E_1)\,(1-E_2)$$

$$\times(1-E_3)\cdots\cdots\cdots\,(1-E_{n-1})\,(1-E_n)\Big\}$$

n 基の床固工を設置した時，設置区間内の全効率を E_n' とすれば，

$$E_n'=1-\frac{\Sigma Q}{Q_0}$$

$$=1-\frac{1}{n}\Big\{(1-E_1)+(1-E_1)\,(1-E_2)+$$

$$(1-E_1)\,(1-E_2)\,(1-E_3)+\cdots\cdots+(1-E_1)$$

$$\times(1-E_2)\,(1-E_3)\cdots\cdots\cdots(1-E_{n-1})\,(1-E_n)\Big\}$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\quad(4\cdot4)$$

ここで E_1，E_2，E_3，……E_n は (4·3) 式における n にそれぞれ 1，2，3……n を代入した値である。

この E_n，および E_n' はかぎられた条件のもとで実験された値から求めたものであるから，段波の波高，河床こう配，砂の粒径，床固工の間隔等の条件が異なると，式の係数も変ってくるであろうし，またここでは床固工の中間が固定床である実験値をもとに，床固工の効率を推定したのであるが，床固工の中間が移動床であれば，ここで洗掘推積にエネルギーが消費されるので，床固工の効率は (4·4) 式から求まる値より大きくなるものと考えられる。

このように (4·4) 式で求まる E_n' は床固工の効率を正確に表わすものではないが，いま実験の範囲内で床固工の高さ，個数と E_n' の関係を (4·4) 式から求めると図-4(10) のようになる。これによると床固工は高い程その効率はよくなっている。しかし床固工の高さが増すと落下水の衝撃力が増加するので，図-4(4) のように前庭部の洗掘深は増加する。また図-4(10)によると，床固工が低い場合は当然その効率も低いが，個数を増せばその効率はおおむね比例的に増加するようである。しかし，床固工が高い場合は，個数を増加しても効率はこれに比例して増加していない。このような点から，経済的に渓床の侵蝕防止をはかるには，床固工の個数と高さとの間に適当な組み合せがあるようである。

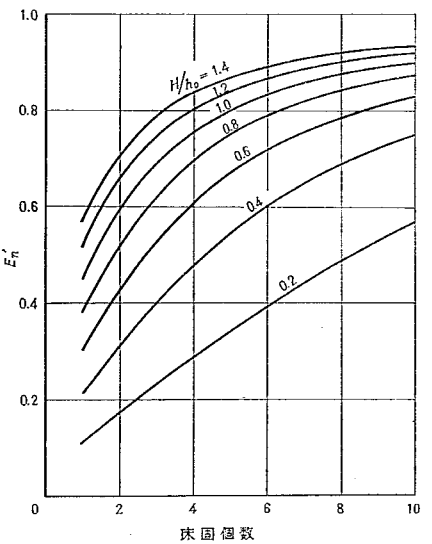


図-4(9)　床固個数と E'_n との関係

［2］ 導流堤の効果に関する実験

（1） 実験の概要

土石流対策工法の一つとして，土石流を一定方向に導き，あるいは分散される工法が考えられる。その場合，導流堤の高さ，方向などが異なることによって，その効果に多くの差異を生じるはずであるが，これに関しては不明な点が多い。この実験は導流堤の高さ，方向の違いによって生じる導流効果を，定性的に把握するために実施したものである。

（2） 実験の装置および方法

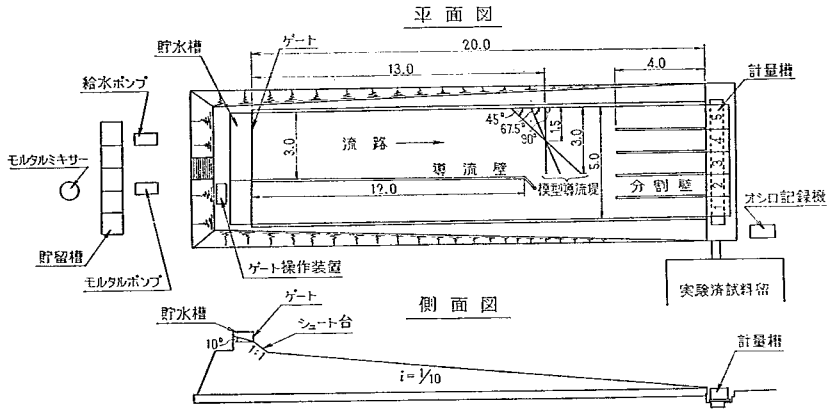


図-4(10)　導流堤実験水路概要図

実験は図-4(10)に示すように，幅5.0m，長さ20.0m，水路床こう配1/10，表面モルタル仕上げのコンクリート水路で行なった。上流端の水路床から0.5m の高さに，水面面積3.0×0.9m²，底が流出方向に10°傾斜している貯水槽を設けた。貯水槽の流出口にはゲートを取り付け，ロープと滑車を用い重錘とのバランスによって開放するようにした。貯水槽の流出口と実験水路は1：1のこう配で結び，これより下流12.0mの区間は水路幅を 3.0 mとし，さらに下流8.0mの区間は，右岸側を2.0m拡大して水路幅は5.0mとなっている。下流4.0mの区間は1.0m間隔で水路幅を5等分して分割壁を作り，水路下流端にある5個の計量槽へ流下物を分けて導入するようにした。計量槽の底部に歪鋼を貼き，これの歪量をストレインゲージによってオシロ記録し，動歪量から間接的に時間ごとの流入量を測定した。また全流入量は計量槽の水位から計算して求めた。

実験は水路上流端から13.0mの位置に各種の模型導流堤を設置し，上流の貯水槽ゲートを開放して発生させた段波が，幅 3.0 mの水路を流下して導流堤に衝突した後どのように分散するかを，水路下流端の5個の計量槽への流入量によって知ろうとするものである。

導流堤は水路上流端から13.0m下流側に，水路側壁となす角度を90°，67.5°，45.0°(=θ)の3種類，長さ ℓ は $\ell\sin\theta$ が泥流幅 3.0m に等しくなるように設置した。すなわち設置角度90°では長さ3.0m，67.5°ではで3.245m，45°では4.242mである。導流堤の高さは 2.0cm と5.0cm の2種類について行ない，型は次の3種類とした。

A型導流堤：堤高がどの部分でも一定であるもの。したがって設置角度67.5°，45°の堤は，天端が下流に向って水路床と同じこう配をしている。

B型導流堤：設置角度67.5°，45°について行ない，天端が水平になるように下流側の堤高を高くしたもの。

C型導流堤：設置角度90°について行ない，天端の傾斜が 1/10 になるように側壁近くの堤高を高くしたもの。

なお実験に使用した導流堤を整理すると表-4(1) のようになる。

泥流は，水とベントナイトをモルタルミキサーで混合して作成し，水，および水とベントナイトの重量比7：1，6：1の3種類について行なった。なおベントナイトは群馬県横川産(銘柄豊順白色一級)である。図-4(11)は水とベントナイトの混合液を，コーンプレート型粘度計によって粘度測定を行なった結果得られた流動曲線である。

以上の導流堤と泥流を組み合せて，合計33種類の実験を行なった。

貯水槽のゲートを開放するに要する時間は0.2 sec，段波の全流量は0.7m³であり，また段波の先端部がゲートを開放してから20.0mの水路下流端に達するに要する時間，および堤を設置する13.0m下流点における最大波高はそれぞれ次の通りである。

水：ベントナイト	到達時間	最大波高
水のみ	5.08 sec	5.1 cm
7：1	5.16 sec	2.4 cm
6：1	13.29sec	2.1 cm

ゲート開放10分前に水路床表面に散水し，表面の粗度条件を同一に保つようにした。

同種の実験は3回繰り返し，測定値に著しい差異がある場合は適時実験数を増加した。また実験の直前に貯水槽の混合液を採取して，含水比の検定をした。これによると，水とベントナイトの重量比7：1，6：1を予定して実験を行なったのであるが，ここで測定した含水比を平均すると，水とベントナイトの重量比は7.64：1および6.68：1であった。含水比がこの平均値から3％以上はずれる場合は除外した。

(3) 導流堤の効果について

図-4(12)は水路下流端にある5個の計量槽の総流入量に対する，それぞれの計量槽の流入量の割合を100分率で表わし，同種目について3回行なった測定値を平均したものである。

斜面を流下する流体には直進性があり，土石流のように大きい流速を持つものは特にこれが著しい。このような直進性を持つ土石流の進路に堤を設けることにより，流下方向を転じさせる働きが堤の導流効果である。実験の観察によると，導流堤に衝突した泥流の運動状態には，跳越，越流，導流の3つの現象が見られる。そして導流堤の高さ，設置角度，泥流の流下速度，濃度，波高等の差異により，これら3つの現象の間の量的割合が異なる結果，導流堤の効果に差が生じるものと思われる。

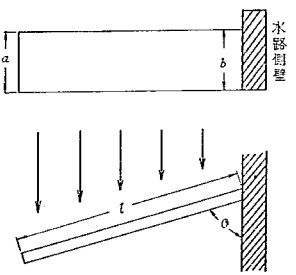
図-4(13)は泥流が導流堤に衝突する状況を説明するために描いたものである。導流効果の主体は導流現象であって，跳越，越流現象は導流効果を低下させるものであるが，堤に衝突前の泥流の速度が大きい程，跳越量，越流量，導流量の順序で多くなるはずである。また導流堤は泥流の波高に対して高い程，跳越，越流量は少なくなり，導流効果は増加すると考える。導流堤の設置角度については，側壁と導流堤のなす角度が大きい程，導流される泥流量は少なくなるであろう。

個個の要素については以上のような導流現象を示すのであるが，導流堤の効果は以上のような要素が関連しあって生じるので，他の要素と組み合わせられると，一概に以上のような現象を示すとは言えない。今回の実験では跳越，越流，導流量を分けて測定していないので，それぞれに対する導流堤の効果は不明であるが，これら3現象の組み合わせによる総合的な導流堤の効果を量的に測定するために，次の方法を用いた。

すなわち各種の導流堤を設置した時，5個の計量槽のうち導流堤の下流側にある3個の計量槽への流入量を，

表-4(1)　模型導流堤

導流堤の型番号	導流堤の型	a	b	l	θ
		cm	cm	cm	
1	90° A 型	5.0	5.0	300	90°
2	90° C 型	5.0	35.0	300	90°
3	67.5° A 型	5.0	5.0	324.5	67.5°
4	67.5° B 型	17.4	5.0	324.5	67.5°
5	45° A 型	5.0	5.0	424.2	45°
6	45° B 型	35.0	5.0	424.2	45°
7	90° A 型	2.0	2.0	300	90°
8	90° C 型	2.0	32.0	300	90°
9	67.5° A 型	2.0	2.0	324.5	67.5°
10	45° B 型	2.0	2.0	424.2	45°



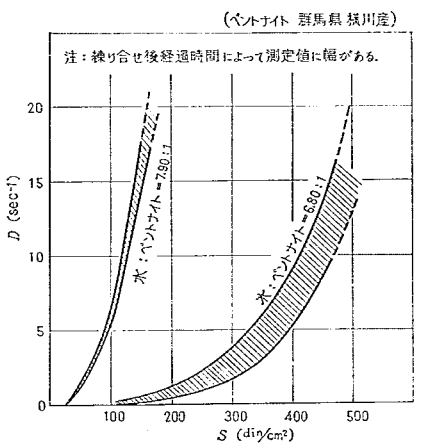


図-4(11)　水＋ベントナイト流動曲線

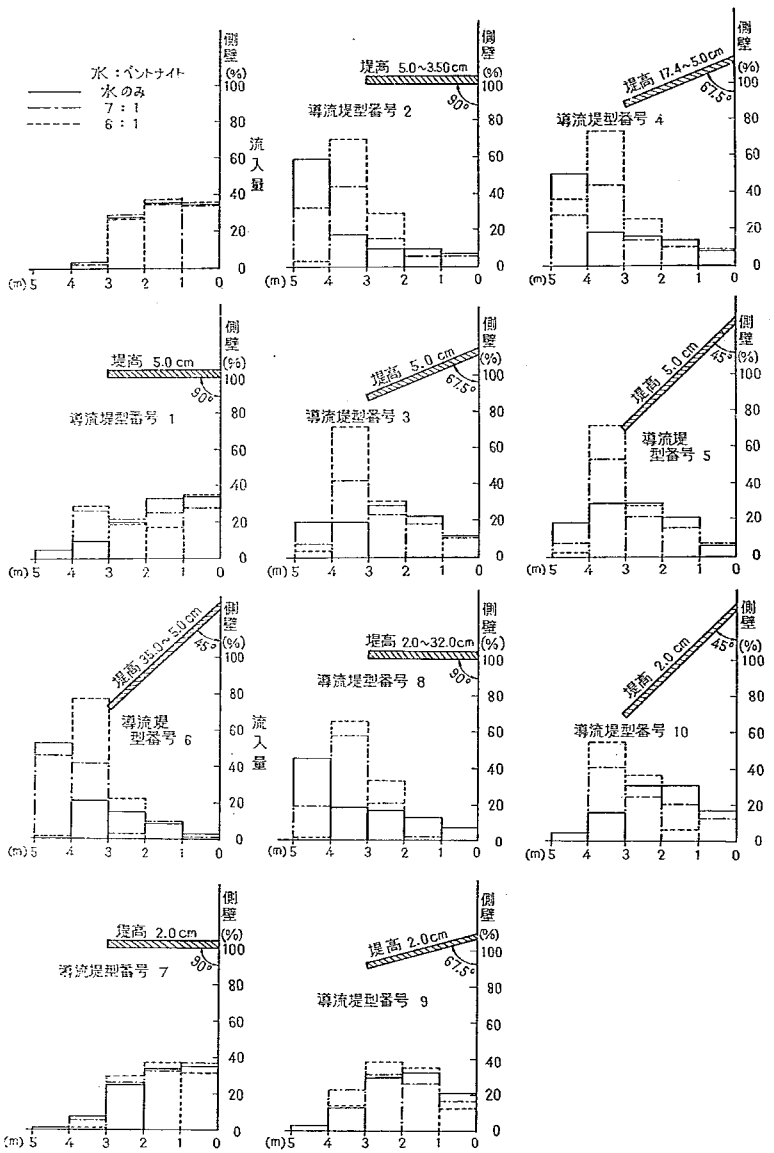


図-4(12) 導流堤による泥流分散図

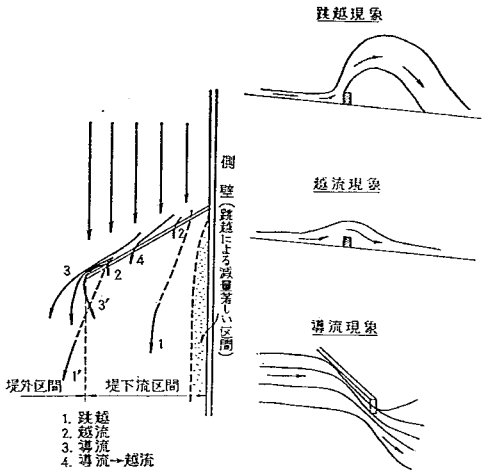


図-4(13)　現象説明図

全計量槽への流入量で割った値をa'，導流堤がない時，同様に3個の計量槽への流入量を，全計量槽への流入量で割った値をaとすると，導流堤を設置する事によって，導流堤下流側にある3個の計量槽への流入率は$a-a'$減少することになる。これを導流堤がない時の流入率aで割った値を，導流効率Eとした。図-4(14)，(15)，(16)は導流堤の高さと導流効率Eを示すものである。この図で横軸は導流堤の高さを段波の波高で割って示した。またB，C型の導流堤については両端で高さが異なるので，便宜上その平均値で高さを表わした。

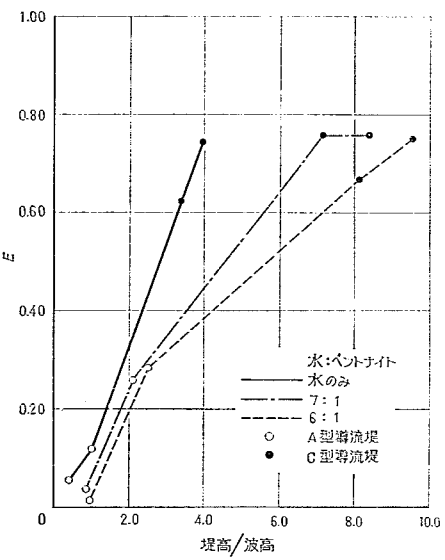


図-4(14)　導流堤の高さと導流効率
（設置角度90°）

今回のように限られた数の実験から，導流堤の高さ，設置角度等について導流効果を一般的に求めることは出来ないが，これらの関係について大体の傾向を考察すると次のようになる。

水とベントナイトの混合率の差は粘性に差を生じ，これが導流堤に衝突した時のエネルギー損失機構にも，複雑な変化を与えるであろう。泥流に含まれるベントナイトの量が多くなると，4，〔2〕，(2)で述べたごとく，20.0mの水路を流下するに要する時間は長くなっている。したがって導流堤に衝突する前の泥流流速も，濃度が低い程速いはずである。泥流の濃度は導流堤に衝突する時の運動機構に影響するであろうが，いまおおまかにこの実験で得られた結果については，濃度の

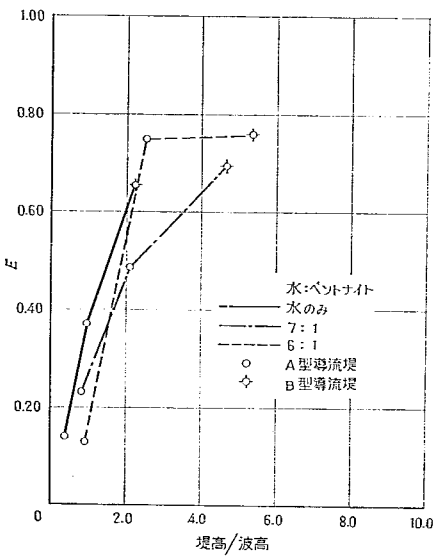


図-4(15)　導流堤の高さと導流効率
（設置角度67.5°）

違いは衝突速度の違いとなって導流現象に影響をおよぼしていると考えることにする。

導流堤を側壁と直角方向に設置した場合は，堤高が低いと大部分の泥流は導流堤を跳越，越流するので，導流堤下流側の泥流分散状況は 図-4(12) のように設置しない時とほとんど変らず，その効率も 図-4(14) のように

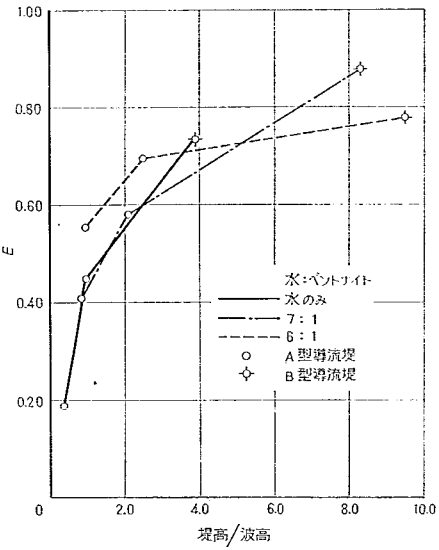


図-4(16) 導流堤の高さと導流効率
(設置角度45°)

低い値を示している。そして導流堤の高さだけについて言えば，導流効率を50%以上得るためには，段波の波高の3～6倍の高さを要することを示している。導流堤の上流側に貯溜された泥土は，上流からの泥流に押されて大部分は堤を越流するが，堤の先端部分では側方が開いているので側方へ流出するようになる。この側方へ流出する泥土量は堤が高く，上流から流下する泥流の速度が速い程多いはずである。図-4(12) によれば，導流堤下流側の泥流分散状況は，直角方向に設置して堤高2.0 cmの場合設置しない時とほとんど変わらないが，5.0 cmの場合は導流堤先端部分の2.0～3.0m区間に流下する割合が少なくなり，3.0～5.0mの区間に流下する割合が多くなっている。しかし側壁近くの0～1.0m区間に流下する割合は，設置しない時とほとんど変わっていない。そして泥流の濃度が高く流下速度が遅い程，特にこの傾向が認められる。

側壁近くの跳越，越流量を少なくするために，この部分の提高を高くしたのがC型導流堤である。図-4(14)によると，濃度が高い場合はC型導流堤では提高の割合に効率は増加していない。泥流の流下速度が速い程，導流堤に衝突した時に跳越量は多いのであるが，流下速度が速い水の場合は側壁近くの提高を高くした効果が大きく現われ，図-4(14) のような結果となったのであろう。

このようにして跳越量を減少させたとしても，導流堤の上流側に貯溜された泥土を速かに側方へ導流させないと，ふたたび 図-4(13) の4のように越流するようになる。この上流側の泥土を容易に側方へ導流するには，設置角度を減少させる必要がある。図-4(14)，(15)，(16) によれば，設置角度を減少させた方がいずれの場合も効率は良くなっている。また導流堤の設置角度を90° 以下にした時は，跳越した泥流も側方向に曲げられることが，実験の観察によってもたしかめられた。

導流堤より下流では，一度側方へ導流された泥流も，ふたたび左右へ拡散して，流下距離の増加にともなって図-4(13) の3′のように導流堤下流区間への侵入量が生じて来る。そのため今回の実験のように，導流堤から離れた下流点で測定した導流効率は，いずれの場合も1.0にならないであろう。

導流堤の効率を増すためには，跳越，越流量を減少させ，導流量を増加させなければならないのであるが，さらに導流された泥流を導流堤の先端部から出来るだけ遠くへ放出して，導流堤下流区間への侵入量を減少させなければならない。途中で損失されるエネルギーを無視すると，側方への放出距離は，導流堤先端部から放出される速度と放出角度によって定まるはずである。他の条件が一定であれば，この放出される速度は導流堤設置角度が90°の時最小となり，側壁となす角度が減少するにしたがって，堤に衝突前の速度のうち損失される量が少なくなるので放出される速度は増加する。放出される角度が導流堤の設置角度に等しいと考えると，他の条件が等しい場合は，結局泥流が導流堤先端から側方へ放出される距離は，導流堤を 90° にした時小さく，設置角度が減少するにしたがって増加し，ある角度より小さくなるとふたたび減少すると考えられる。すなわち側方へ放出される距離は，それぞれの条件に応じて定まる一定の設置角度で最大となるにちがいない。

今回の実験では設置角度について3種類しか行なっていないので，この設置角度と放出される距離について正確には推定出来ないのであるが，図-4(12) によれば，濃度が低く流下速度が速い程全流下量のうち側壁から4.0～5.0mの計量槽に貯留される割合が多くなっており，濃度が高い場合は大部分の泥流が3.0～4.0mの計量槽に集中して流下し，水路を流下中に 図-4(13) の3′のように導流堤下流区間へ拡がるので，次いで2.0～3.0mの計量槽が多くなっている。

上流からの流下量が水路全幅について等しいと，導流堤の先端近くでは堤に沿って流れる量が多くなるので，図-4(13)の4のように越流する量が多くなる。これを防ぐために先端部の提高を高くする必要がある。図-4(15)，(16) によれば，導流堤を90°以下に設置して，堤の天端を水平に保つように先端部の提高を高くしたB型導流堤は，導流効率が非常に良いことを示している。

以上のことから，導流堤の効果を増すためには，①衝突前の泥流の速度を低下させる，②跳越，越流量を少なくする，③導流された泥流を堤から出来るだけ側方へ放出させる事が必要である。①については導流堤の上流側に床固工を設けて流下速度を減少させるか，または導流堤を2段3段に設置して除徐に導流させるようにする。②については堤の高さを増し跳越量を少なくし，一度堤の上流側に貯留された泥土は，速かに側方へ導流されるように導流堤の設置角度を減少させ，また導流の途中で越流しないように下流側の堤高を高くする。③については側方へ放出される距離が最大になるように堤の設置角度を定める，などが考えられる。

しかし今回の実験では，それぞれの要素について実験数が少なく，また跳越，越流，導流量を区別して測定していないので，導流堤の効率を増すための最適の設置角度，高さについて明らかにすることは出来なかった。

5. 対策計画の検討

〔1〕 計画の対象

以上において，大正15年土石流の発生および流動状況を推定し，また実験によって，床固工による河床削剝防止，および段波の導流工法について調査したが，将来再び発生するであろう土石流の流動状況や流路などは，その原因となる噴火口の設置，噴火の方向，積雪量などによって著しく相違するであろう。したがってこれの対策にも種種の場合を想定しなければならないのであるが，一応ここではこの種の防災工事に関する大体の見当をつけるために，大正15年と全く同じ条件のもとで十勝岳の爆発が起った場合を対象として，これに対する予防工法について検討することにした。

〔2〕 計画の方針

(1) 大正15年土石流の特徴

以上の調査で明らかになった大正15年土石流の特徴を列記すれば次のとおりである。

i 火口からの拋出物，および山体の崩壊物の大部分はおおむね標高1,000m以上の山腹に堆積し，これより下流部にはほとんど流出していないこと。

ii しかし高温の崩壊物によって多量の積雪から土石流の形成に必要な水が供給されたこと。

iii 山腹斜面および広い谷床を急速に流下する大量の融雪水と一部の崩壊物が削剝した土砂によって，この土石流が形成されたものであること。

iv 地表面の削剝が行なわれたのは，おおむね標高1,100mより下部で，富良野川ではおおむね標高700mまでの間，美瑛川では白金温泉（620m）までの間であること。

v 標高800m付近では土石流の幅は2km以上に広がったが，その中には土石流の流過しなかった部分が島状に残されており，普通の土石流のように限定された河道内を流下したものではないこと。

vi したがって，この地域では土石流の高さや速さが部分的に著しく相違すること。

vii 土石流の総土量は約780万m³と推定され，その約75%が富良野川を流下したこと。

viii この土石流が運搬した土砂は一般に粒径が小さく，また大径のものはほとんど上部に残留し，下流平坦地に堆積したものは大部分が破砕された立木と粒径10mm以下の土砂であったこと。

(2) 基本方針

以上のような特徴を持つ泥流によって富良野川および美瑛川流域の下流平坦部に発生するであろう災害を防止するには，基本的に，

a 上流水源部における対策

b 本川中下流部における対策

の2つの方針が考えられる。

前者はⅠ～Ⅶ地区内において土石流の発生，流下を阻止し，あるいはここでそのエネルギーを減殺しようとする考え方であり，後者は富良野川および美瑛川の中下流部に土石流止め堰堤を設けて土石流の流下を阻止しようとするものである。

前述のように本川中下流部では泥土の粒径が非常に細かいから，この土石流止め堰堤は一種の洪水調節堰堤として施工することになるであろう。しかし富良野川について考えれば上富良野の市街地では現在改修中の富良野川の計画洪水流量は140m³/secであるから，土石流がこの平坦地で氾濫することなしに富良野川を流下するためには大規模な洪水調節堰堤が必要である。しかし速さが20m/secで，1,330万m³におよぶ膨大な段波の衝撃に耐えられる高堰堤を施工することは技術的にも経済的にも相当の困難を伴うものと考えられる。したがってこの堰堤におよぼす段波の衝撃を減少させるために，水源部において適当な工法によって土石流のエネルギーを減殺しなければならない。さらに前述のように泥土は非常に細粒であるから洪水調節堰堤からの流出水中の泥土含有量はあまり変化しないはずである。大正15年の災害からも明らかなように下流平坦部の災害は水の氾濫によるよりも泥土の堆積によるのであるから，貯水池に流入する泥土量を極力減少させる必要があり，したがって水源部における土砂の生産流送を阻止しなければならない。

しかしまた逆に上流部の各種工作物には異常な土石流の力が作用するから，これら工作物が破壊されることも考慮しておかなければならない。したがって予備的な意味でもこの洪水調節堰堤を施工することが必要である。大正15年土石流の流下状況から考えれば，美瑛川流域で

はその必要があまりないが，富良野川に対してはこの洪水調節堰堤が特に必要である。

（3） 水源部に対する計画

次に上流部において土石流の発生および流下を阻止するには次の5つの方法が考えられる。

a Ⅰ，Ⅱ地区における第1次泥流が第2次泥流に移過するのを適当な工法によって防止すること。

b Ⅲ，Ⅳ，Ⅴ，Ⅶ，Ⅷなどの地区において適当な工法により土石流の主要部分を貯留し，下流部への流下を阻止すること。

c Ⅲ，Ⅳ，Ⅴ，Ⅷ地区などにおいて適当な工法によって土石流の勢力を減殺して，これより下流部の削剝を防止し，あるいは本川の河道内に沈積させること。

d Ⅱ，Ⅲ，Ⅵ，Ⅷ地区などにおける地表の削剝を適当な工法によって防止し，土石流の発達を阻止すること。

e 適当な工法によって土石流をⅢ地区左岸側，およびⅧ地区左岸側の低い部分に導流し，その先の森林内に沈積させること。

これら5つの方法のうち，aは標高が高く，また厚い堆積物に覆われた急傾斜の斜面であり，また高温の崩壊物や抛出物による融雪を防止することは困難であるから，ここで土石流の形成を阻止することは適当でないと考えられる。

次にbの方法では堤高の高い砂防堰堤を築造しなければならないが，適当なダムサイトに乏しく，またⅢ地区におけるボーリング結果が示すように，河床面下10m以上が砂礫層あるいは転石交りの砂礫層であり，またこれらの地域における土石流の速さは20～30m/secであったと推定されるので，高い構造物を施工することは非常に危険である。

しかしc，dの方法，すなわちⅢ，Ⅵ，Ⅷなどの地区において，地表面の削剝を防止し，あるいは土石流のエネルギーを減殺するのであれば，構造物をそれほど高くする必要がないので実施可能である。さらに前述のようにこれらの地区において地表面が削剝され，その土砂が流送されたために土石流の勢力が非常に強大になったと推定されるので，このc，dの方法が最も適当と考えられる。

次にeの方法については，Ⅲ地区およびⅧ地区において床固工などにより河床を上昇させれば土石流の流向を変化させることができる。さらに適当な導流工を施工すればこれを森林内に導入することは可能である。しかしいかなる導流工法でも局部的な土石流の集中は避けがたいものと思われる。このため土石流は森林内に沈積せず，逆に森林内の積雪を融かし疎しような表土を削剝してますます強大となり，林内の凹所および小支谷に沿って流下するおそれがある。現実に元山事務所方向に向った第1次泥流は比較的平坦なⅢ地区の森林地帯に沈積せず，かえってここを削剝することによって強大な勢力を得たものと推定されるので，土石流をⅢあるいはⅧ地区の左岸側森林内へ積極的に導流することは，これと同じ現象を発生させるおそれがある。またこのような現象の発生を防ぐためには土石流を広い幅で森林内に導流し，さらに支谷への流入を避けながらここに沈積させなければならないので多数の工作物が必要となり，したがって必ずしも経済的な方法とは考えられない。

（4） 富良野川について

削剝防止の実験結果が示すように，床固工の数が多いほど削剝土量は減少するが，地形条件を考慮すれば，Ⅲ地区上部では床固工の施工地点は5個所である。床固工1基のみでも相当量の削剝土量を減ずることができるが，これが強大な土石流によって破壊される場合を考慮すれば，最小限2基の床固工が必要であろう。

床固工の効果はその高さ（H）と土石流の波高（h_0）との比によって相異し，H/h_0が大きいほど効果が大きいが，$H/h_0>1.4$になるとあまり有利でなくなる。導流堤の場合も同様で，段波のエネルギーが大きいので，波高に比して高さの低い導流堤では効果が小さい。効果を上げるためには，土石流の主流が衝突する部分の高さを波高以上にする必要がある。

床固工でも導流堤でも堤高が高いほど土石流の衝撃によって破壊する危険が多いから，構造物の配列にあたっては，上流部の構造物は低く，また導流堤の場合は設置角度を小さくし，下流部ほど高く，あるいは設置角度を大きくするのが安全である。

以上のことを考慮してⅢ地区の構造物配置を示したのが図-5(1)で，地形によって床固工の袖部を導流堤と組み合せた形をとらせている。

これら水源部における各種工事のほか，基本方針で述べたように，国有林区域より下流部の本川に土石流止め堰堤を施工する。その目的は，(1)下流平坦地の氾濫を極力防止すること。(2)真水の沢合流点付近の本川河床にある大正15年土石流堆積物の移動防止，(3)上流部各種工作物が破壊された場合の予備等である。この土石流止め堰堤（あるいは洪水調節堰堤）の規模，構造などについては今回は検討を行なわなかった。

（5） 美瑛川について

白金温泉は大正15年土石流によって大きな被害を受けたのであるが，ここに流入した土石流流路は図-5(1)に示すように2方向がある。これらのうち温泉の下流側に達する土量，すなわち温泉から望岳台へ登る道路に沿って美瑛川に流入する土石流の全部を富良野川へ転向させれば，白金温泉の被害を著しく軽減することができる

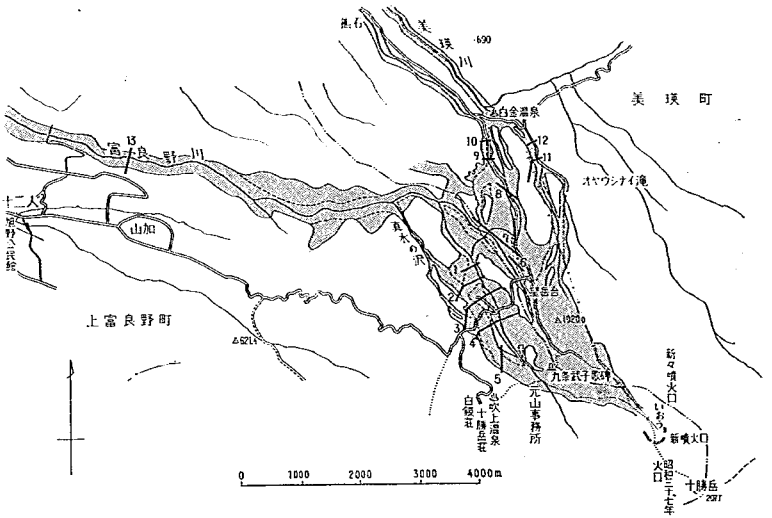


図-5(1)　構　造　物　の　配　置

であろう。この工事が完全に機能を発揮できなかった場合，および温泉上流側に流入する土石流による被害を防ぐために，標高800 m付近から温泉までの間における削剝防止と，土石流の森林内への流入防止のために数基の床固工と導流工を施工する。

以上のように対策を講じておけば，白金温泉より下

表-5(1)　工　事　の　推　定　効　果

		大正15年泥流 総体 (10^3m^3)			大正15年泥流 富良野川への流出量 (10^3m^3)			工事効率 (%)		工事完成後 富良野川への流出量 (10^3m^3)			工事完成後 美瑛川への流出量 (10^3m^3)		
		削剝土量	水量	計	削剝土量	水量	計	床固工	導流工	削剝土量	水量	計	削剝土量	水量	計
国有林	Ⅰ	1,056	864	1,920	1,056	864	1,920			1,056	864	1,920	0	0	0
	Ⅱ	256	523	779	256	523	779			256	523	779	0	0	0
	Ⅲ	2,550	2,776	5,326	2,550	2,776	5,326	75(1)		638	2,776	3,414	0	0	0
	Ⅳ	309	1,009	1,318	309	1,009	1,318	60(2)		124	1,009	1,133	0	0	0
	Ⅴ	288	628	916	288	628	916	60(2)		115	628	743	0	0	0
	小計	4,459	5,800	10,259	4,459	5,800	10,259			2,189	5,800	7,989	0	0	0
御料林	Ⅵ	1,496	1,146	2,642	1,047	802	1,849		85(4)	1,272	974	2,246	224	172	396
	Ⅶ	511	1,192	1,703	358	834	1,192		85(4)	434	1,013	1,447	77	179	256
	Ⅷ	1,400	3,260	4,660	0	0	0	60(3)		0	0	0	560	3,260	3,820
	小計	3,407	5,598	9,005	1,405	1,636	3,041			1,706	1,987	3,693	861	3,611	4,472
合計		7,866	11,398	19,264	5,864	7,436	13,300			3,895	7,787	11,682	861	3,611	4,472

註 (1) 波高と同じ高さの床固工を4基施工する場合の床固工群内の洗掘防止効果
(2) 〃　〃　2基　〃　床固工群下流側の洗掘防止効果
(3) 〃　〃　床固工群内の洗掘防止効果
(4) 波高の2倍の高さのA型45° 導流提による導流効果

部には何等の施設も必要ないものと思われる。

〔3〕 総　括

美瑛川および富良野に上記の対策工事が完成した後に大正15年の際と全く同じ条件で爆発が起った場合，富良野川と美瑛川のそれぞれにおいて生産流下するであろう土石流量を推定すれば表-5(1)のとおりである。

表-5(1) の水量は表-3(7) の新井牧場における通過総量から逆算して求めたもので，計画完成後も変化しないと考えた。またⅢ地区においては波高とほぼ同じ高さの床固工を4基，Ⅷ地区においては白金温泉の上下両側に流入する流路に2基づつ，波高と同高の床固工を施工するものとし，それらの効率を 図-4(8)，図-4 (9) によって求た。ただし床固工の効果にはその貯砂量を考慮に入れていない。Ⅵ，Ⅶ地区には導流堤を2基施工して美瑛川への流入土砂を富良野川へ転向させることにした。大正15年には，Ⅵ，Ⅷ地区の土砂の70%は富良野川に，30%が美瑛川に流入したと推定されているが，美瑛への流入を阻止するために，波高の2倍程度の45度A型導流堤を設置すれば，図-4(16)からその導流効率は約60%であるから，美瑛川流入土砂の比率が30%から12%に減じ，その結果富良野川の流入土砂の比率は約85%になるものと推定した。

表-5(1) によれば，大正15年土石流では富良野川を流下した泥土量590万m^3であったが，計画が完成すればⅢ，Ⅳ，Ⅴ地区の削剝量が約200万m^3減少する結果，約390万m^3になることになる。実際には床固工直上流の削剝は著しく減少するであろうし，また以前はⅢ地区内の一部を集中して流れていた土石流が床固工および導流工によって広い範囲に分散し削剝力を減少するであろう。これらの効果を推定することは出来ないので，表-5(1) では考慮に入れていないが，もしⅢ地区の削剝が完全に阻止されると仮定すれば，富良野川の流下泥土量は約330万m^3になり，工事施工前に比較して約260万m^3減少することになる。

美瑛川がおいては，白金温泉の下流側に流入する流路の泥土量がほとんどなくなるために温泉の被害は著しく減少し，また約200万m^3と推定される大正15年の泥土量は約90万m^3に減少するから，温泉より下流部をこのまま放置しておいても，泥土は美瑛町までの間にある広い河床上に堆積し，市街地に被害をおよぼすことはなかろう。

6. むすび

十勝岳の爆発および土石流に関する各種の文献，空中写真，現地調査および水理実験によって大正15年5月24日の土石流について調査を行い，またその結果に基づいて同様な土石流に対する砂防計画の方針について検討を行なった。大正15年土石流は非常に大規模であったし，また既に40年を経過しているので，詳細な点については不明の点が多い。したがってかなり大胆な推定をしなければならなかったし，また実験結果に基づいて構造物の効果を推定し，さらにこれからこの地域における砂防計画を検討したが，このような土石流の運動および段波の性質が明らかでない現在では，以上の内容には疑問の点が多い。また将来の十勝岳の爆発地点，およびこれによって発生するであろう土石流の規模，性質等は全く不明であり，さらに土石流が襲来した際これらの構造物が破壊されずに完全に機能を発揮するとは限らない。以上のようにこの調査で取り扱った事柄には不確定な要素が非常に多いが，さらにその被害を予防するためには莫大な費用が必要であって，このように異常な自然現象による災害を防止することはいかに困難であるかが分る。

この調査にあっては，北海道庁土木部砂防災害課，同旭川土木現業所，ならびに上富良野町役場から種種の御援助と資料の提供を頂いたので，ここに謝意を表する次第である。

越流型余水吐の水理機能に関する研究（1）

——堤頂の流れの理論的解析および標準型越流頂の水理機能に関する基礎的研究——

（昭和40年7月）

石井文雄*
藤本成**

要旨

本文は堤頂を越える流れについて解析し，越流型余水吐の水理機能について理論的な取扱いを試みたものである。

さらに標準型越流頂に関する基礎的な実験を行ない，その機能を実験的に検討するとともに，その結果を理論的に解析したところ近似理論による計算値と実験値とはほぼ完全な一致を示した。

よって従来実験によらざるを得なかった標準型越流頂の流出特性について，近似理論を用いればほぼ完全に解明できることが明らかになった。

ここでは，これら理論的展開について述べるとともに，標準型越流部に関する実験および解析の結果を示した。

また，標準型越流頂の水理性状に関する基礎実験資料については，設計に十分活用できるように詳細に報告した。

目　次

1. 序　論……（1）
2. 堤頂を越流する流れの理論的解析……（2）
3. 標準型越流頂の縦断形状……（6）
4. 標準型越流頂に関する実験結果と理論の適用……（7）
〔1〕実　験……（7）
〔2〕理論の適用に対する仮定……（8）
〔3〕水理的にみた標準型越流頂の底面曲率半径 R_c の推定……（8）
〔4〕標準型越流頂に関する実験結果と理論の適用性……（10）
5. 標準型越流頂の流量係数……（15）
6. 結　論……（17）

1. 序　論

ダムには，その重要な機能の一つとして，流れの水位と流量との確定的な関係をつくりだすという機能をもっている。すなわち，ダムは流量支配構造物（Control Structure）にほかならない。

越流型余水吐（Overflow Spillways）は流量支配構造物としてもっとも一般的に広く用いられているものであり，すでに知られているように流量が越流水頭の3/2乗にほぼ比例して増加するため異常な出水に対しても比較的に安全な型式と考えられ，わが国においてはほとんどすべてのダムでこの型式の余水吐を採用することを原則としている。

しかし，越流型余水吐であっても実際には放流量を調節する機能をもたせるためにゲートを設置していることがほとんどであって，常時自由越流状態で使用される余水吐は非常に少ない。けれども，最終的には，ダムの安全度に影響を及ぼすのはゲートを全開した自由越流状態における最大放流能力にほかならないから，これについて設計の段階ですでに十分な精度の知識を持つことが必要になってくる。

一般に越流型余水吐には，堤頂の軸線の平面的な線形により普通の重力ダムにみられる直線をなすものとアーチダムにみられる円弧をなすものとに分類でき，この特

* ダム部長
** ダム部ダム水理研究室研究員

殊な形として朝顔型余水吐がある。また流入水路の流れの方向と堤頂の軸線方向との関係から，この両者が平行な横越流型とおたがいに直角をなす正常越流型とに分類できる。

しかし，これらの基本となるものは，もっとも一般的な多くの重力ダムにみられる堤頂の軸線が直線であり，かつ正常越流型のものであるから，ここでは以下この形に限ることにする。

一方水理的には，この種の構造物を越える流れはいわゆる比較的短い区間で流れの状態が急激に変化する急変流の分野に属し，この種の問題を解く場合には流れの曲率の効果を無視することができなくなる。

このような流れに対してはすでに多くの理論的な研究がある。

たとえば，刃形ぜきの流量係数を論じた Boussinesq の解[1] あるいは堤頂部の流れについて近似的に解析した Jaeger の理論的研究[2] などであり，わが国においても，石原，岩佐，飯田の円形ぜきの水理機能に対する理論的研究ならびに実際の余水吐への適用性について検討したもの[3]，あるいは堤頂付近の流れについて論じた荒木の論文[4]，ダムの余水吐について解析的研究を試みた井田の論文[5]，および越流型余水吐の流量係数の形について論じた岩崎の論文[6] などである。

これらの多くは水面こう配の効果を無視しうるものと仮定した2次元ポテンシャル運動の理論によるものであった。

しかし一般に採用されている堤頂部付近の縦断形状は，堤頂上流側では複合円弧あるいは長円曲線で表わされることがほとんどであり，下流側では N 次（標準型越流頂では1.80次あるいは1.85次，これ以外ではほとんど2次曲線を用いている）の曲線で表わされることが多く，堤頂においては底面曲率半径が不連続に変化することになるとともに底面の変化が急激であるため実際には水面こう配の効果も大きくなってくる。

このような実際の流れの特性を考慮した解析は Jaeger[2] により行なわれており，その水理機能は実験係数を含んだ形で表わされている。

一方，このような堤頂部の流れを厳密な形で解析しようとすると，堤頂部の境界条件自体に大きな障害があるとともに，実際の解析においては数学的にラプラスの方程式を解くということに帰着することになり実際上厳密解は得られない。そのためにこの問題に対しては常に実験的研究が主流をしめ経験的な取扱いが行なわれてきた。また実際には，堤頂部は橋脚，橋台等によりその幅が規制されるため流れには幅方向の効果が入ってきて現在のところまったく実験的に取扱わざるをえない点もある。

このように越流型余水吐をもっとも基本的な形に限定してもその水理機能を理論的に取扱うことはかなり障害があるが，ここでは底面曲率半径が連続的に変化する2次曲線形の堤頂部を仮定するとともに幅方向に一様な流れについて従来の理論的研究成果を応用した解析方法を考えてみる。

さらに，標準型越流部の縦断形状が2次曲線に近似しうるものとして境界条件を実験的に定めるとともに近似理論と対応させて比較検討してみる。

このようにして理論と実験結果を対応させてみることは，理論の適用性を検討するばかりでなく，従来実験によらざるを得なかった標準型越流部の水理特性に理論的な解釈を加えるという意義がある。

そしてもし理論的な解釈をつけることができれば，標準型越流部にかぎらず多くの複雑な縦断形状のものについてまでもさらに適切な方法により水理機能を明らかにできるであろう。

これは最近ではほとんどすべてのダムについて水理模型実験を行なうことが常識化しその水理機能を実験的に明らかにするようになっているが，既設のダムの多くはまったく実験によらず経験的な方法により操作されているため，これらのダムに対してさらに適切な流量推定法を提供しうることができるからである。

このようにここでは越流型余水吐の水理機能について理論的展開を試みるとともに，とくに標準型越流頂をとりあげてその水理機能を実験的に明らかにし，かつその解析に努めるつもりである。

なお，これらの標準型越流頂の水理性状に関する基礎実験資料については，設計において十分活用できるように詳細に示すつもりである。

2. 堤頂を越流する流れの理論的解析

堤頂を越流する流れは比較的短い区間で流れの状態が急変するから境界面摩擦の影響は比較的小さく無視できる。また，重力の作用のもとに生ずる流れは非回転的な流れと考えることができる。

いま曲った底面に沿って下流方向に x 軸をとり，これに垂直に曲面の凸側に向って y 軸をとった直交曲線座標 (x, y) を用いて運動方程式，連続方程式および非回転的流れの条件式を表わせば次のようになる。

$$u\frac{\partial u}{\partial x}+\left(1+\frac{y}{R}\right)v\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{uv}{R}=g\sin\theta\left(1+\frac{y}{R}\right)-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x}\quad\cdots\cdots(1)$$

$$u\frac{\partial v}{\partial x}+\left(1+\frac{y}{R}\right)v\frac{\partial v}{\partial y}-\frac{u^2}{R}=-g\cos\theta\left(1+\frac{y}{R}\right)-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y}\left(1+\frac{y}{R}\right)\cdots(2)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial y}\left\{\left(1+\frac{y}{R}\right)v\right\}=0\quad\cdots\cdots(3)$$

および

$$\frac{\partial v}{\partial x}-\frac{\partial}{\partial y}\left\{(1+\frac{y}{R})u\right\}=0 \quad \cdots\cdots(4)$$

ここに，u および v は x 軸および y 軸方向の流速成分を表わし，p は圧力，R は底面の曲率半径，g は重力加速度，θ は y 軸方向が鉛直となす角を表わす。

いま，(1)～(4)式について数学的な厳密解を導くことは実際上困難であるので，一般には次のような方法による近似解法が用いられる。

すなわち，提頂を越流する流れでは，u は v に比して十分大きな値であるから，u を～1の大きさとした場合 v を～δ の大きさに対応するものとして(1)～(4)式の左辺の各項を比較し δ 以下の大きさの項をまず省略すれば，(1)～(4)式に対応する次のような近似式が得られる。

$$u\frac{\partial u}{\partial x}+(1+\frac{y}{R})v\frac{\partial u}{\partial y}$$
$$=g\sin\theta\,(1+\frac{y}{R})-\frac{1}{\rho}\,\frac{\partial p}{\partial x} \quad \cdots\cdots(5)$$

$$-\frac{1}{\rho}\,\frac{\partial p}{\partial y}=g\cos\theta-\frac{u^2}{R+y} \quad \cdots\cdots(6)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial y}\left\{(1+\frac{y}{R})v\right\}=0 \quad \cdots\cdots(7)$$

および

$$\frac{\partial}{\partial y}\left\{(1+\frac{y}{R})u\right\}=0 \quad \cdots\cdots(8)$$

このような(5)～(8)式を基礎方程式とする円形ぜき($dR/dx=0$) に対する解析は，石原，岩佐，および飯田[3]によって行なわれている。しかし，(5)～(8)式を基礎方程式とする解析においても実際には一次元解析法[7]によることになるから，x 軸方向の流速成分 u は合速度に一致するという仮定が導入されることになる。

そこでここでは，あらかじめ合速度に対する流れの幾何学的条件を考慮にいれ次のような近似が成立するものと仮定して解析を行なってみる。

まず，直交曲線座標 (x, y) を通る流線に着目して説明すれば次のような近似である。

いま着目した (x, y) を通る流線の法線方向のうち $(x, 0)$ を通る法線の方向を y_* 方向とすれば，$(x, 0)$ と流線との y_* 方向に測られた距離 y_* および y_* 方向と y 軸とのなす角 ϕ_* が定まるから，直交曲線座標 (x, y) に対応する座標 $\{x, (y_*, \phi_*)\}$ が定まることになる。

この座標 $\{x, (y_*, \phi_*)\}$ においてもし $\phi_*\approx 0$ なる近似が成立すれば，当然 (x, y_*) は直交曲線座標と同様に取扱うことができることがわかる。

しかるに y_* 方向と y 軸方向とのなす角 ϕ_* は，y_* 方向が，(x, y) における流線の法線方向と近似的に平行とみなすことができるから，(x, y) における流線の法線と y 軸とのなす角 ϕ に等しいと考えることができる。

一方，(x, y) における角 ϕ は，y 軸方向の流速成分 v に対応する量であるから，(5)～(8)式の解析過程において一次元解析法を用いることは ϕ すなわち ϕ_* の解析におよぼす影響が小さくこれを省略しうるという仮定をしていることであり，$y\approx y_*$ としていることにほかならない。

よって，もしこのような変換が許されるものと仮定すれば $\{x, (y_*, \phi_*)\}$ における流線方向の流速成分すなわち合速度を u_* 圧力を p_* および y_* 方向にはかられた水深を h_* として，(1)～(4)式あるいは(5)～(8)式に対応する次の基礎式が得られる。

$$u_*\frac{\partial u_*}{\partial x}=g\sin\theta\,(1+\frac{y_*}{R})-\frac{1}{\rho}\,\frac{\partial p_*}{\partial x} \quad \cdots\cdots(9)$$

$$-\frac{1}{\rho}\,\frac{\partial p_*}{\partial y}=g\cos\theta-\frac{u_*^2}{R+y_*} \quad \cdots\cdots(10)$$

$$\frac{\partial}{\partial x}\int_0^{h_*}u_*\,dy_*=0 \quad \cdots\cdots(11)$$

および

$$\frac{\partial}{\partial y_*}\left\{(1+\frac{y_*}{R})u_*\right\}=0 \quad \cdots\cdots(12)$$

ここでは，まず(9)～(12)式を基礎方程式として解析を進めることにする。

いま，(12)式を y_* について積分し，単位幅当りの流量を q，水深を h_* として(11)式を考慮すれば，流速 u_* について次のような分布が得られる。

$$u_*=\frac{q}{\log(1+\frac{h_*}{R})\,(R+y_*)} \quad \cdots\cdots(13)$$

また，y_* 軸方向の圧力 p_* の分布は(10)式を y_* について積分し，$y_*=h_*$ で $p_{*s}=0$ (添字 s は水表面を表わす) となることを考慮すれば次のようになる。

$$\frac{p_*}{\rho g}=(h_*-y_*)\cos\theta+\frac{1}{2g}(u_{*s}^2-u_*^2) \quad \cdots\cdots(14)$$

一方，越流頂上の全水頭を H_0 とすれば，H_0 は(9)および(14)式より次のように表わされる。

$$H_0=\frac{u_{*s}^2}{2g}+h_*\cos\theta-z \quad \cdots\cdots(15)$$

なお，ここに z は提頂と所与断面との高さの差を表わし，(9)式を積分するにあたっては $dz/dx=\sin\theta$ としている。よって(15)式より表面流速 u_{*s} は次のように表わされる。

$$u_{*s}=\sqrt{2g\,(H_0+z-h_*\cos\theta)} \quad \cdots\cdots(16)$$

また(13)式より，表面流速を u_{*s}，底面流速を u_{*b} (添字 b は底面 $y_*=0$ を表わす) とすれば次式が成立することがわかる。

$$u_{*b}\,R=u_{*s}\,(R+h_*)=u_*\,(R+y_*) \quad \cdots\cdots(17)$$

底面流速 u_{*b} は(16)および(17)式の関係を用いれば次のように表わされる。

$$u_{*b}=(1+\frac{h_*}{R})\sqrt{2g\,(H_0+z-h_*\cos\theta)} \quad \cdots\cdots(18)$$

また，越流底面の圧力 p_{*b} は(14)式に(16)および(18)

式を考慮して次のように求められる。

$$\frac{p_{*b}}{\rho g}=H_0+z-(H_0+z-h_*\cos\theta)\left(1+\frac{h_*}{R}\right)^2 \quad \cdots\cdots(19)$$

いま，ここで一次元解析法で取扱われると同様に(13)式より u_{*s} を求めこれを(15)式に代入し x で微分して水面形方程式を求めれば次のようになる。

$$\frac{dh_*}{dx}=\frac{f_1(x,h_*)}{f_2(x,h_*)} \quad \cdots\cdots(20)$$

ここに

$$f_1(x,h_*)=\sin\theta\left(1+\frac{h_*}{R}\right)+\frac{q^2\left\{\log\left(1+\frac{h_*}{R}\right)-\frac{h_*}{R}\right\}\frac{dR}{dx}}{g(R+h_*)^3\left\{\log\left(1+\frac{h_*}{R}\right)\right\}^3}$$

$$f_2(x,h_*)=\cos\theta-\frac{q^2\left\{\log\left(1+\frac{h_*}{R}\right)+1\right\}}{g(R+h_*)^3\left\{\log\left(1+\frac{h_*}{R}\right)\right\}^3}$$

すでに知られているように，特異点では水面形方程式の分子，分母はともに0となる。また堤頂の流れでは特異点は鞍形点となり支配断面を与えることになる[3]。

支配断面では次式が成立する。

$$f_1(x_c,h_{*c})=\sin\theta_c\left(1+\frac{h_{*c}}{R_c}\right)+\frac{q^2\left\{\log\left(1+\frac{h_{*c}}{R_c}\right)-\frac{h_{*c}}{R_c}\right\}\left(\frac{dR}{dx}\right)_c}{g(R_c+h_{*c})^3\left\{\log\left(1+\frac{h_{*c}}{R_c}\right)\right\}^3}=0 \quad \cdots\cdots(21)$$

および

$$f_2(x_c,h_{*c})=\cos\theta_c-\frac{q^2\left\{\log\left(1+\frac{h_{*c}}{R_c}\right)+1\right\}}{g(R_c+h_{*c})^3\left\{\log\left(1+\frac{h_{*c}}{R_c}\right)\right\}^3}=0 \quad \cdots\cdots(22)$$

ここに添字 c は支配断面を表わす。

つぎに(21)および(22)式より越流底面曲線を次のように設定して支配断面の位置を求めてみる。

この場合，越流底面曲線が堤頂を原点とし鉛直下向き方向に Y 軸，水平下流方向に X 軸をとった直角座標 (X,Y) において，$Y=F(X)$ なる形で表わされるものとすれば，越流面の曲率半径 R は次のように表わされる。

$$R=\left\{1+\left(\frac{dY}{dX}\right)^2\right\}^{3/2}\Big/\frac{d^2Y}{dX^2} \quad \cdots\cdots(23)$$

いま，(23)式を X で微分し，$dx=\sqrt{(dX)^2+(dY)^2}$ であることを考慮して置換すれば次式が得られる。

$$\frac{dR}{dx}=3\left(\frac{dY}{dX}\right)\left\{1+\left(\frac{dY}{dX}\right)^2\right\}\times\frac{d^3Y}{dX^3}\Big/\left(\frac{d^2Y}{dX^2}\right)^2 \quad \cdots\cdots(24)$$

ここで堤頂付近の底面曲線が $Y=KX^2$ なる2次曲線で表わされるものとすれば，(24)式の右辺第2項は0となる。また $(dY/dX)=\tan\theta$ であるから(24)式は変換されて次のようになる。

$$\frac{dR}{dx}=3\left(\frac{dY}{dX}\right)=3\tan\theta \quad \cdots\cdots(25)$$

いま，支配断面における(22)式の関係と(25)式を(21)式に代入してまとめれば，支配断面では次式が成立する。

$$\sin\theta_c\left\{1+\frac{h_{*c}}{R_c}+\frac{3\left\{\log\left(1+\frac{h_{*c}}{R_c}\right)-\frac{h_{*c}}{R_c}\right\}}{1+\log\left(1+\frac{h_{*c}}{R_c}\right)}\right\}=0 \quad \cdots\cdots(26)$$

ここに〔 〕の中は恒等的に0とならないから $\sin\theta_c=0$ が成立することになる。すなわち支配断面は堤頂にあると考えてよい。

支配断面では，(22)式より $\cos\theta_c=1$ とおいて単位幅当りの流量 q と水深 h_{*c} との次の関係式が得られる。

$$q=(R_c+h_{*c})\log\left(1+\frac{h_{*c}}{R_c}\right)\times\sqrt{\frac{g\log\left(1+\frac{h_{*c}}{R_c}\right)(R_c+h_{*c})}{1+\log\left(1+\frac{h_{*c}}{R_c}\right)}} \quad \cdots\cdots(27)$$

一方，堤頂 ($\theta_c=0$, $z_c=0$) における表面流速 u_{*sc} は，(16)および(13)式よりそれぞれ次のように表わされる。

$$u_{*sc}=\sqrt{2g(H_0-h_{*c})} \quad \cdots\cdots(28)$$

および

$$u_{*sc}=\frac{q}{\log\left(1+\frac{h_{*c}}{R_c}\right)(R_c+h_{*c})} \quad \cdots\cdots(29)$$

よって，(27)，(28)および(29)式より q を消去すれば，H_0 と h_{*c} の次の関係式が得られる。

$$H_0=\frac{(R_c+h_{*c})\log\left(1+\frac{h_{*c}}{R_c}\right)}{2\left\{1+\log\left(1+\frac{h_{*c}}{R_c}\right)\right\}}+h_{*c} \quad \cdots\cdots(30)$$

すなわち，(27)および(30)式に示すように単位幅当りの流量 q および越流頂上の全水頭 H_0 はそれぞれ R_c および h_{*c}/R_c の関数として表わされるから，堤頂の底面曲率半径 R_c を与えることにより両者の関係が一義的に確定するわけである。

つぎに，堤頂付近の水面形は境界面の摩擦の影響が無視しえる範囲で次式により直接求めることができる。

$$H_0=\frac{q^2}{2g(R+h_*)^2\left\{\log\left(1+\frac{h_*}{R}\right)\right\}^2}$$

$$+h_* \cos\theta - z \quad \cdots\cdots(31)$$

(31)式において，堤頂上の全水頭 H_0 あるいは単位幅当りの流量 q は与えられる条件であるから，これから q あるいは H_0 は(27)および(30)式を満足するように計算できる。また R, θ および z は底面の境界条件であるから，これらを(31)式に代入すれば h_* を計算することができるわけである。この場合，堤頂上流においては常流解を下流側においては射流解をとればよい。

つぎにこのようにして求められた水理量を $\{x, (y_*, \phi_*)\}$ の値と考え実際の流れ (x, y) に変換してみる。

すでに述べたように y_* 方向は (x, y) における流線の法線方向と近似的に平行であると仮定できるから y_* 方向と y 軸のなす角 ϕ_* は (x, y) における流線の法線が y 軸となす角 ϕ と等しいと考えることができる。

いま底面においては流線は底面に沿っているものと考えられるから，角 ϕ_b および角 ϕ_{*b} はともに 0 となる。また y および y_* は当然 0 であるから，底面の水理量はともに等しくなる。

よって，底面圧力 p_b は(19)式で，底面流速 u_b は(18)あるいは(13)式により次のように表わされる。

$$\left.\begin{aligned}&\frac{p_b}{\rho g}=\frac{p_{*b}}{\rho g}=H_0+z-(H_0+z\\&\quad -h_*\cos\theta)\left(1+\frac{h_*}{R}\right)^2 \quad\cdots\cdots(32)\\&u_b=u_{*b}=\left(1+\frac{h_*}{R}\right)\sqrt{2g(H_0+z-h_*\cos\theta)}\\&\text{あるいは}\\&u_b=q/\log\left(1+\frac{h_*}{R}\right)\cdot R\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(33)$$

つぎに，水表面における角 ϕ_s は，直交曲線座標 (x, y) において流れの幾何学的条件より次のように表わされる。

$$\phi_s=\tan^{-1}\left(\frac{R}{R+h}\frac{dh}{dx}\right)\quad\cdots\cdots(34)$$

また，h_* と h の間にはすでに述べたように $\phi_s=\phi_{*s}$ なる仮定が成立するものと考えているから次式が近似的に成立する。

$$h=h_*\sec\phi_s \quad\cdots\cdots(35)$$

ここで，水表面における角 ϕ_s が (x, h_*) なる流れでどのように表わされるかを考えてみる。

この場合，θ の微小量 $\Delta\theta$ に対する ϕ_s の変化量は十分小さく無視しうるものと仮定すれば次式が成立する。

$$\begin{aligned}\frac{dh_*}{dx}&=\lim_{\Delta\theta\to0}\frac{\Delta h_*}{R\Delta\theta}\\&=\lim_{\Delta\theta\to0}\frac{h\cos\phi_s-\{h-(R+h)\Delta\theta\tan\phi_s\}\cos\phi_s}{R\Delta\theta}\\&=\left(1+\frac{h}{R}\right)\sin\phi_s \quad\cdots\cdots(36)\end{aligned}$$

いま，ϕ_s (ラジアン) $\ll 1$ なるものと仮定できるから(36)式は ϕ_s により展開されて次のような方程式が得られる。

$$\frac{dh_*}{dx}-\left(1+\frac{h_*}{R}\right)\phi_s+\frac{1}{3}\left(\frac{h_*}{R}-\frac{1}{2}\right)\times\phi_s^3+\cdots\cdots=0 \quad\cdots\cdots(37)$$

よって十分な精度で次式が成立するであろう。

$$\frac{R}{R+h_*}\frac{dh_*}{dx}\approx\phi_s \quad\cdots\cdots(38)$$

すなわち，(38)式に示される ϕ_s を用いて(35)式に代入することにより y_* 方向の水深 h_* は y 軸方向の水深 h に換算される。また水面こう配 $\tan\phi_s$ も同様に計算できる。なお，支配断面における水深 h_c を求めるためには，$(dh_*/dx)_c$ を計算する必要がある。この場合支配断面では，水面形方程式は 0/0 となり直接求めることはできないが次のような方法で求めることができる。

$$\left(\frac{dh_*}{dx}\right)_c=\lim_{\substack{x\to x_c\\h_*\to h_{*c}\\\theta\to\theta_c}}\frac{\frac{d}{dx}f_1(x,h_*)}{\frac{d}{dx}f_2(x,h_*)} \quad\cdots\cdots(39)$$

ここに

$$\begin{aligned}&\frac{d}{dx}f_1(x,h_*)=\frac{\cos\theta}{R}\left(1+\frac{h_*}{R}\right)\\&+\sin\theta\left(1+\frac{1}{R}\frac{dh_*}{dx}-\frac{h_*}{R^2}\frac{dR}{dx}\right)\\&+\frac{q^2\left\{\log\left(1+\frac{h_*}{R}\right)-\frac{h_*}{R}\right\}}{g(R+h_*)^3\left\{\log\left(1+\frac{h_*}{R}\right)\right\}^3}\frac{d^2R}{dx^2}\\&+H_1(R,h_*)\frac{dR}{dx}\\&\frac{d}{dx}f_2(x,h_*)=-\frac{\sin\theta}{R}\\&+\frac{-q^2\left\{3+5\log\left(1+\frac{h_*}{R}\right)+3\left\{\log\left(1+\frac{h_*}{R}\right)\right\}^2\right\}}{g(R+h_*)^4\left\{\log\left(1+\frac{h_*}{R}\right)\right\}^4}\\&\times\frac{dh_*}{dx}+H_2(R,h_*)\frac{dR}{dx}\end{aligned}$$

であり，$H(\ \ )$ は関数を示す。

いま，支配断面においては次の関係が成立する。

$$\cos\theta_c=1,\ \sin\theta_c=0$$

$$\left(\frac{dR}{dx}\right)_c=3\tan\theta_c=0,$$

$$\left(\frac{d^2R}{dx^2}\right)_c=3\sec^2\theta_c\left(\frac{d\theta}{dx}\right)_c=\frac{3}{R_c}$$

および(22)式より

$$\frac{q^2}{g\left\{\log\left(1+\frac{h_{*c}}{R_c}\right)\right\}^3(R_c+h_{*c})^3}=\frac{1}{1+\log\left(1+\frac{h_{*c}}{R_c}\right)}$$

よって，これらを考慮して(39)式を計算すれば，$(dh_*/dx)_c$ は次のように表わされることがわかる。

$$\left(\frac{R}{R+h_*}\frac{dh_*}{dx}\right)_c=\sqrt{\frac{k_1(h_{*c}/R_c)}{k_2(h_{*c}/R_c)}} \quad\cdots\cdots(40)$$

ここに

$$\begin{aligned}k_1\left(\frac{h_{*c}}{R_c}\right)&=\left\{1-2\frac{h_{*c}}{R_c}+\log\left(1+\frac{h_{*c}}{R_c}\right)\right.\\&\left.\times\left(4+\frac{h_{*c}}{R_c}\right)\right\}\log\left(1+\frac{h_{*c}}{R_c}\right)\end{aligned}$$

$$k_2\left(\frac{h_{*c}}{R_c}\right)=\left\{3+5\log\ (1+\frac{h_{*c}}{R_c})+3\left\{\log(1+\frac{h_{*c}}{R_c})\right\}^2\right\}(1+\frac{h_{*c}}{R_c})$$

である。

すなわち，支配断面における角 ϕ_s は(40)式によって求められ，水深 h_c は(35)式に h_{*c} および(40)式の関係を代入することにより求めることができる。

越流頂上の全水頭 H_0 と単位幅当りの流量 q の関係は(27)式および(30)式に示すようにそれぞれ次のような形で示されている。

$$\left.\begin{aligned} q&=g^{1/2}R_c^{3/2}g_1\left(\frac{h_{*c}}{R_c}\right),\\ H_0&=R_c\,g_2\left(\frac{h_{*c}}{R_c}\right)\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(41)$$

なおここでは (h_{*c}/R_c) を関数の形にまとめて表示している。

よって(41)式に示す2式より (h_{*c}/R_c) の項を消去すれば，$G(q, R_c, g, H_0)=0$ の関係が成立するから，すでに述べたように支配断面における底面曲率半径 R_c を与えれば q と H_0 の関係が決定されることがわかる。

これは，越流型余水吐における堤頂上の全水頭 H_0 と単位幅当りの流量 q の関係は，支配断面における底面曲率半径 R_c によってのみ支配されることを示している。

3. 標準型越流頂の縦断形状

越流頂の形状はなるべく流量係数の大きいすなわち放流しやすい形状にするとともに越流底面に極度の負圧を生ぜしめない形状にすることが必要である。

すなわち，越流底面に極度の負圧が発生すると，越流面上に空洞現象が生じコンクリート面を損傷する原因になるからである。

流量係数を大きくするためには，越流頂部の曲率半径を小さくし下流面曲線をやせた形にすればその目的をかなり達成することができるが，他方越流底面の負圧の発生は避けがたい。

これら相反する2つの目的を満足させる越流頂の形状として，ダムの越流頂縦断曲線を刃形ぜきの自由ナップ下側水脈線と一致させることが考えられた。

すなわち，越流頂縦断曲線を刃形ぜきの下側水脈線に一致させることは自由ナップの下側の空気をダムのコンクリート面と入れかえただけであるから，設計水頭時においては越流底面の圧力状態は大気圧に等しく，かつ流量係数は刃形ぜきのそれに等しくなるであろうと考えられたためである。

しかし実際には，コンクリート面の表面抵抗が存在するために，この断面形状では底面圧力は0以外の値が発生することになる。

標準型越流頂といわれるものは，このような刃形ぜきの自由ナップ下側水脈線に一致させた形状であり，実際には越流頂付近の圧力は負圧になってくるが，実用上は十分許容できる範囲にあるものとされている。

刃形ぜきの自由ナップの形は，Bazin, Scimemi をはじめ多くの人により測定されているが，もっとも信頼のおける文献としては米国開拓局の測定資料[8]がある。

しかし，実際に越流頂を設計する場合には，このような測定値を1つ1つ追いかけて行くことは非常に繁雑であるので，これを実験式にまとめて表示することが，Scimemi[9], Harrold[10] および Randolph[11] 等によって研究されている。

これらの形状はすべて越流頂上流側は単一あるいは複合円弧よりなり，下流側は $Y/H_d=M\,(X/H_d)^N$（ここに M および N は常数，H_d は設計水頭と呼ばれる値であり，その形状に適合する刃形ぜきの自由ナップの下側水脈線の最高点を基準として測定された全水頭である。）で表わされている。なお，ここでは原点を堤頂にとり水平下流方向に X 軸，鉛直下向き方向に Y 軸をとっている。

米国水路実験所（WES）での Harrold[10] 等の研究では，せき板が鉛直で h_a/H_d（h_a は接近流速水頭を表わす）が0.02のときの下側ナップの形状を図-1に示すように次のように表わしている。

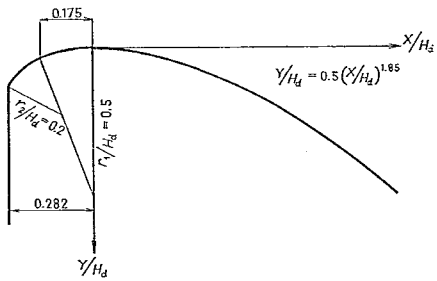


図-1　ハロルドの標準型越流頂

すなわち堤頂より上流側については，

（1）　堤頂より鉛直壁までの水平距離 $0.282\ H_d$

（2）　Y 軸上に中心をもち $X=-0.175\,H_d$ に終る半径 $r_1=0.5\,H_d$ の円弧，

（3）　（2）の円弧の最上流側の半径上に中心をもち半径 $r_2=0.2\,H_d$ の円弧からなり，下流側については つぎの曲線が適用される。

$$Y/H_d=0.5(X/H_d)^{1.85}\quad\cdots\cdots(42)$$

一方，Randolph[11] によれば，自由ナップの下側水脈線は図-2に示すように次のように表わされる。

すなわち，堤頂より上流側については，

（1）　堤頂より鉛直壁までの距離，$0.287\ H_d$

（2）　Y 軸上に中心をもち $X=-0.18\,H_d$ に終る半径 $r_1=0.5\,H_d$ の円弧，

（3）　（2）の円弧の最上流側の半径上に中心をもち半

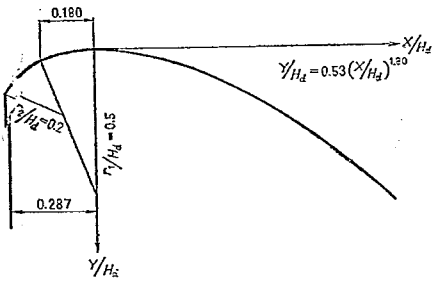


図-2　ランドルフの標準型越流頂

径 $r_2=0.2\,H_d$ の円弧からなり，下流側についてはつぎの曲線が適用される。

$Y/H_d=0.53\ (X/H_d)^{1.59}$……(43)

この他，Scimemi[9] が次のような形状を提案している。すなわち，提頂より上流側については，

(1)　提頂より鉛直壁上端までの鉛直距離は0.12 H_d

(2)　Y 軸上に中心をもち(1)の範囲は $r=0.4\,H_d$ の単一円弧からなり，提頂下流側については次の曲線が適用される。

$Y/H_d=0.47\ (X/H_d)^{1.80}$……(44)

このように，刃形ぜきの自由ナップの下側水脈曲線の提案式は測定値の多少の差異ならびに実験曲線の着眼のしかたにより異なっている。

わが国においては標準型越流頂の形として Harrold の形状が広く知られている。またダム水理研究室においては Randolph の形状を用いて設計することが多く，多目的ダムではほとんどこの形状に統一するような傾向にある。なお，Scimemi の形状はわが国ではほとんど用いられていない。

以下ここでは，標準型越流頂の形状としては通常われわれが採用しかつこの実験においても使用している Randolph の形状を意味するものとする。

Randolph の形状はすでに述べたように提頂上流側は複合円弧よりなり下流側は(43)式に示される1.80次曲線で表わされる。

いま前章で理論的解析を進めるにあたり用いた提頂部底面の境界量は $(z, \theta, R, dR/dx, \cdots\cdots)$ などであった。これらを Randolph の形状より求めれば表-1のようになる。

4. 標準型越流頂に関する実験結果と理論の適用

(1)　実　験

水理実験は，建設省土木研究所赤羽分室内ダム水理研究室実験用水路で行なわれた。水路は幅(B)が45cm の木製水路である。

標準型越流頂の模型は，すでに述べたように Randolph の形状であって，設計水頭 (H_d) は15cm であり，模型の越流面は滑らかな真鍮板をもちいて製作している。なお，水路底と提頂との鉛直距離(W)は40cm である。

水理実験は，越流水深を3 cm から16cm 程度までほぼ1.5cm 間隔で変化させ，放流量，越流水深，堤体上流面および越流面の圧力，提頂付近の水面形および提頂上の流れの流速分布を測定した。

流量の測定には，検定済の幅1 mの矩形ぜきの越流水深の測定による間接測定の方法と模型下流側に設けた流量測定用水槽による直接測定の方法とを併用している。

水深の測定にはポイントゲージを，底面圧力については模型に埋め込まれたピエゾメーターにより水マノメーターを用いて測定し，流速はピトー管を用いて測定した。なお測定に際しては，常に正確を期するため一測定値に対して測定回数を重ねてそれを平均操作した値を用いるようにしている。

表-1　標準型提頂部（ランドルフの形状）の境界特性

X/H_d	$-0.287 \leqq X/H_d < -0.180$	$-0.180 \leqq X/H_d < 0.000$	$0.000 \leqq X/H_d$
	-0.287 | | -0.180	-0.180 | | 0.000	0.000 | | 0.224
z/H_d	$0.2201 - \sqrt{0.308+X/H_d}\,(0.092-X/H_d)$	$0.5000-\sqrt{0.250-(X/H_d)^2}$	$0.530(X/H_d)^{1.59}$
	0.1309 | ↘ | 0.0335	0.0335 | ↘ | 0.0000	0.0000 | ↗
$\tan\theta$	$\dfrac{X/H_d+0.108}{\sqrt{(0.308+X/H_d)\ (0.092-X/H_d)}}$	$(X/Hd)/\sqrt{0.250-(X/H_d)^2}$	$0.954(X/H_d)^{0.50}$
	-2.0064 | ↗ | -0.3859	-0.3859 | ↗ | 0.0000	0.0000 | ↗
R/H_d	0.200	0.500	$1.3103(X/H_d)^{0.5} \times\{1+0.9101(X/H_d)^{1.5}\}^{3/2}$
	0.200 | → | 0.200	0.500 | → | 0.500	0.000 | ↗
dR/dx	0.000	0.000	$3.1005(X/H_d)^{0.3} + 0.2621(X/H_d)^{-0.3}$
	0.000 | → | 0.000	0.000 | → | 0.000	∞ | ↘ | 1.804 | ↗

〔2〕 理論の適用に対する仮定

いま，標準型越流頂に関する実験結果に対して第2章の理論を適用しようとする場合次のような問題がある。すなわち，Randolph の標準型越流頂の底面特性は前章に示したようにこの形状では堤頂において底面曲率半径（R）およびその越流面に対する変化率（dR/dx）はともに不連続になり，これは第2章の理論的解析の前提となったこれらの連続性の仮定にまったく反するものであるからである。よってこのような境界面をもつ流れに対して第2章の解析をそのまま適用することはかなり疑問があるが，ここでは一応標準型越流頂に対しても水理的には曲率半径（R）およびその変化率（dR/dx）の連続性の仮定が成立するものと考える。

この場合，Randolph の標準型越流頂では $X\to-0$ において $dR/dx=0$, $X\to+0$ において $dR/dx\to\infty$ となり，第2章の理論的展開からは支配断面の位置を理論的に導くことはできないが，ここではすでに述べたような仮定が成立するとともに，さらに標準型越流頂が堤頂付近において放物線形に変化するものと近似できることも考慮に入れて第2章の理論がそのまま標準型越流頂においても成立するものと仮定する。

このような仮定を前提とすれば，標準型越流頂でも支配断面は堤頂に位置することになる。

いま，支配断面すなわち標準型越流頂における水理量を理論より求めようとする場合，堤頂の底面曲率半径（R_c）が必要になる。

しかるに標準型越流頂では，すでに示したように底面曲率半径（R_c）は $X\to-0$ で $R_c=0.5H_d$, $X\to+0$ で $R_c=0$ であり，$X=0$ では底面曲率半径（R_c）は不連続であるから，底面形状からは直接求めることはできない。

しかし，実際の底面付近の流れはかなり巨視的にみた越流面に沿っているものと考えてよいから，この意味からも底面の曲率半径の不連続性がそのまま底面上の流れに直接影響を及ぼすものとは考えられないので，水理的にみた底面曲率半径（R_c）を流れの特性より推定することは十分許されるであろう。

この場合，底面曲率半径（R_c）の推定の方法には，すでに石原，岩佐などが試みている[3]ように支配断面の位置が堤頂にあるものとしてその水理量を理論と実験結果とで対応させて求めることができるが，ここでは堤頂上の流れの流速分布の形を用いて水理的にみた底面曲率半径（R_c）を推定することにする。

これは，流速分布の形は実際の流れへの理論の適用性を示す重要な要素であるばかりでなく，水理的にみた底面曲率半径（R_c）を正確に表示しうるからである。

以下ここでは，標準型越流頂に関する基礎実験の結果を示すとともに，堤頂については堤頂の底面曲率半径推定値（R_c）を用いた支配断面における理論値を計算し，これを実験値と比較してみることにする。

〔3〕 水理的にみた標準型越流頂の底面曲率半径 R_c の推定

ここでは，水理的にみた標準型越流頂の底面曲率半径（R_c）を流速分布の形より次のような方法を用いて推定

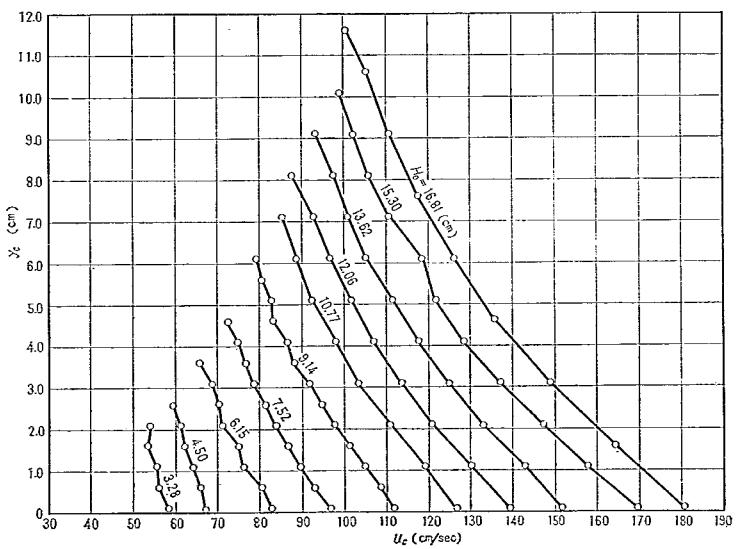


図-3　堤頂上の流れの流速分布

している。

まず，実際の流れにおける x 軸方向の流速成分 u の y 軸方向の分布は，第2章で行なった (x, y_s) 座標による解析よりは直接求めることはできないから，(1)～(4)式あるいはこれらの近似式である(5)～(8)式より求めなければならない。

いま(4)式の近似式である(8)式を y について積分すれば，(12)式から求めたのと同様に次のような流速分布式が得られる。

$$u(R+y) = K\ (\text{一定}) \cdots\cdots (45)$$

(45)式において，表面流速($y=h$)を u_s，底面流速($y=0$) を u_b とすれば，(17) 式と同様に次式が得られる。

$$u_b R = u(R+y) = u_s(R+h) \cdots\cdots (46)$$

ここで，(46)式より u_b と u の関係は次のように表わされることがわかる。

$$\frac{u_b}{u} = 1 + \frac{y}{R} \cdots\cdots (47)$$

(47) 式の関係より，直角座標 $(u_b/u, y)$ をとれば，両者は (1, 0) を通るこう配 $1/R$ の直線で表わされるはずである。

実験により求められた堤頂の流れの流速 u_c の分布は図-3 および表-2 に示すとおりである。

表中，底面流速 ($y=0$**)u_{bc} は，実験により直接測定することはできないので実験値より得られた流速分布曲線において $y=0$ における推定値を示したものであり，表面流速($y=h_c$***)u_{sc}は，越流水頭 H_0 および堤頂上の流れの水深 h_c の測定結果より後述の水面こう配推定値を考慮して求めたものである。

この底面流速推定値 u_{bc} と測定値 u_c を用いて u_{bc}/u_c を計算し，これと yとの関係を示すと図-4のようになる。すなわち図-4は，両者の関係が(47)式を満足していることを示すものと考えられるから，いま直線式をあてはめれば，u_{bc}/u_c と yの関係は実験値より次のように表わされることがわかった。

$$\frac{u_{bc}}{u_c} = 1 + \frac{y}{R_c} = 1 + \frac{y}{13.760} \cdots\cdots (48)$$

表-2　堤頂の流れの流速分布 ($X=0$)

		H_0, (h_c) (cm)									
	y (cm)	3.28 (2.26)	4.50 (3.19)	6.15 (4.39)	7.52 (5.43)	9.14 (6.67)	10.77 (7.95)	12.06 (8.92)	13.62 (10.05)	15.30 (11.31)	16.81 (12.47)
	0 **	58.7	67.8	83.9	98.0	113.0	128.9	140.8	153.2	170.8	182.0
	0.1	58.0	67.1	82.8	96.7	111.9	126.8	139.3	151.7	169.6	180.5
	0.6	56.0	65.9	80.4	92.7	108.6					
	1.1	55.4	64.2	76.1	89.5	104.9	119.1	130.3	142.9	157.7	
	1.6	53.3	62.1	75.0	86.7	101.3					164.4
	2.1	53.9	61.3	71.1	83.6	97.7	110.7	121.0	133.1	147.3	
	2.6		59.4	70.2	81.4	94.8					
	3.1			68.8	78.6	91.8	103.4	113.6	125.1	137.1	148.9
	3.6			65.7	76.7	88.1					
	4.1				75.0	86.5	98.0	106.9	117.7	128.6	
	4.6				72.5	83.2					135.9
	5.1					82.8	92.3	101.8	111.4	121.9	
u_c	5.6					80.4					
(cm/sec)	6.1					79.2	88.7	96.7	105.4	118.7	126.5
	6.6										
	7.1						85.2	92.7	101.0	110.5	
	7.6										117.6
	8.1							87.6	97.5	105.9	
	8.6										
	9.1								93.2	102.1	110.5
	9.6										
	10.1									99.0	
	10.6										105.4
	11.1										
	11.6										100.6
	h_c***	43.1	48.6	55.9	60.8	65.9	70.3	74.2	78.8	83.1	86.9

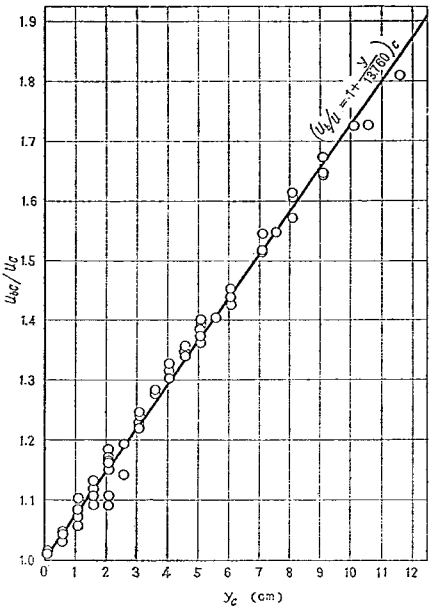


図-4　u_{bc}/u_c と y_c の関係

すなわち，堤頂上の流れの流速分布の特性よりみた標準型越流頂の底面曲率半径 R_c は，13.760cm であることがわかる。また，この実験においては設計水頭 H_d が15 cm の標準型越流頂であることを考慮して，底面曲率半径 R_c を設計水頭 H_d を用いて表わせば，R_c は 0.9173 H_d と等しいことがわかる。

このように，実際の堤頂の幾何学的条件からは直接求めることができなかった底面曲率半径 R_c を流れの特性よりみれば，R_c は越流水頭 H_0（あるいは流量 q）にかかわらず常に一定した値が存在していることがわかる。

〔4〕 標準型越流頂に関する実験結果と理論の適用性

まず，単位幅当りの流量 q と越流頂を基準とする接近流速水頭を考慮した全水頭 H_0 との関係について，実験結果と第2章の近似理論をそのまま適用した計算値と比較検討してみる。

第2章に示した理論によれば，q および H_0 はそれぞれ(27)および(30)式に示すような形で表わされそれらは(41)式に示すような関係にあるから，支配断面ここでは堤頂の底面曲率半径 R_c を与えれば，この両者の一義的な関係が得られる。

いま，底面曲率半径 R_c として前節で推定した値 R_c=13.760cm を用い，H_0 (cm) を与えて q (cm³/sec-cm)を理論的に求め，これを実験結果とともに図示したものが図-5 である。また，実験値と理論値は表-3 に示すとおりである。

これをみると，q と H_0 の関係では R_c=13.760 cm と

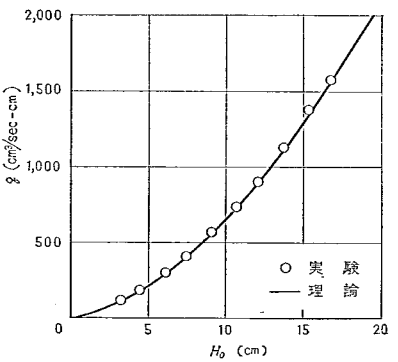


図-5　流量と越流水頭の関係

表-3　標準型越流頂の水埋量（理論値と実験値）

全水頭 H_0 (cm)	単位幅当りの流量 q (cm³/sec-cm)		水面こう配 $\left(\frac{R}{R+h}\frac{dh}{dx}\right)_c$		水深 h_c (cm)		底面圧力 $P_{bc}/\rho g$ (cm 水柱)		底面流速 u_{bc} (cm/sec)	
	実験値	理論値	実験値*	理論値	実験値	理論値	実験値	理論値	実験値	理論値
3.28	106.2	108.85	0.266	0.213	2.26	2.281	1.80	1.865	58.7	52.62
4.50	178.0	179.49	0.292	0.242	3.19	3.170	2.20	2.378	67.8	64.51
6.15	290.9	295.75	0.316	0.270	4.39	4.389	2.65	2.885	83.9	80.01
7.52	405.8	409.59	0.331	0.287	5.43	5.415	2.80	3.134	98.0	92.69
9.14	561.3	563.79	0.338	0.302	6.67	6.639	2.70	3.208	113.0	107.78
10.77	735.8	740.58	0.343	0.314	7.95	7.882	2.30	3.019	128.9	123.26
12.06	897.6	894.00	0.345	0.321	8.92	8.867	1.70	2.675	140.8	135.60
13.62	1124.5	1096.78	0.354	0.328	10.05	10.063	0.90	2.007	153.2	150.83
15.30	1369.6	1335.82	0.360	0.333	11.31	11.353	−0.25	0.961	170.8	167.63
16.81	1568.3	1569.31	0.358	0.337	12.47	12.517	−1.70	−0.296	182.0	183.13

* 実験結果より推定した値

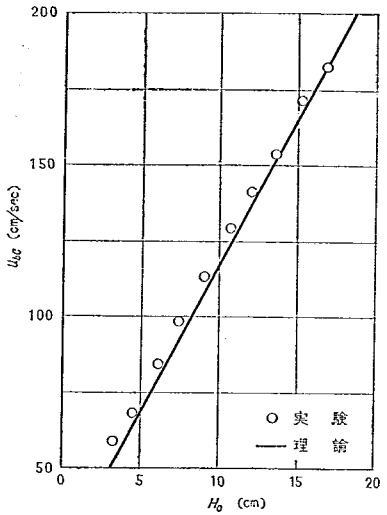


図-6　堤頂上の底面流速と越流水頭の関係

すれば，理論値と実験値とは完全に一致することがわかる。いま，ここで H_0(cm) に対して求められた h_{*c}(cm) を用い底面曲率半径 R_c=13.760cm を与えて(33)式より底面流速 u_{bc} を求めると，図-6 および表-3 のような結果が得られた。

このように底面流速 u_{bc} は，理論値と実験値とがほぼ一致した値を示すから，底面曲率半径 R_c の推定に用いた(48)式より推定される実際の流れの流速分布は実験結果とほぼ一致することがわかる。

つぎに，標準型越流部の水面形を実験資料より堤頂を原点とし，水平下流方向に X 軸，鉛直下向き方向に Y 軸をとってまとめたところ表-4 および図-7 に示すような結果が得られた。

これらの図表は，すべて測定資料を設計水頭 H_d を用いて無次元化して表わしている。

なお，ここに示した土木研究所の実験値は，米国水路実験所（WES）の実験結果[12]とはかなり異なっているが，これは WES の実験では接近流速を無視していることおよび標準型越流頂の形状として Harrold の形状を使用していることによるものと思われる。

いま，堤頂付近の水面形を2次曲線で近似しうるものと仮定して，次の形で水面形実験式を求めてみた。

$$Y=A+BX+CX^2$$

ここに，座標 (X, Y) は表-4 および図-7 と同様にとられており，Y は鉛直方向に測られた水深を表わす。

いま，上式を設計水頭 H_d で除して無次元表示にすれば次のように変換される。

$$Y/H_d=A/H_d+B(X/H_d)+CH_d(X/H_d)^2 \quad \cdots(49)$$

なお，(49)式において係数 A は堤頂上の水深 h_c を表わし，係数 B は堤頂上の水面こう配に対応している。

(49)式の係数 A/H_d，B および CH_d を，H_0 に関係なく X/H_d が -0.4 から 0.4 までの実験資料を用いて最小2乗法により推定したところ表-5 および図-8 に示すような結果が得られた。

表-4　堤頂部の流れの水面形の座標

H_0/H_d	0.219	0.300	0.410	0.501	0.609	0.718	0.804	0.908	1.020	1.121
X/H_d	$-Y/H_d$									
-1.000	0.218	0.299	0.400	0.484	0.583	0.687	0.759	0.843	0.937	1.021
-0.800	0.215	0.295	0.395	0.478	0.576	0.672	0.742	0.830	0.920	1.003
-0.600	0.212	0.291	0.387	0.467	0.557	0.653	0.724	0.808	0.894	0.974
-0.400	0.206	0.281	0.371	0.446	0.537	0.629	0.694	0.772	0.864	0.940
-0.267	0.198	0.267	0.356	0.426	0.515	0.606	0.666	0.747	0.829	0.909
-0.133	0.179	0.246	0.331	0.400	0.484	0.573	0.636	0.712	0.795	0.871
0.000	0.151	0.213	0.293	0.362	0.445	0.530	0.595	0.670	0.755	0.831
0.100	0.122	0.180	0.260	0.329	0.412	0.495	0.557	0.632	0.718	0.791
0.200	0.085	0.142	0.217	0.286	0.370	0.450	0.514	0.589	0.674	0.752
0.300	0.041	0.095	0.171	0.238	0.320	0.404	0.465	0.546	0.625	0.702
0.400	-0.008	0.042	0.118	0.182	0.266	0.348	0.410	0.490	0.573	0.651
0.500	-0.066	-0.016	0.052	0.118	0.204	0.281	0.348	0.428	0.515	0.599
0.600	-0.132	-0.082	-0.015	0.048	0.133	0.216	0.280	0.360	0.447	0.532
0.700	-0.207	-0.160	-0.090	-0.028	0.055	0.138	0.207	0.286	0.377	0.464
0.800	-0.283	-0.239	-0.171	-0.114	-0.032	0.053	0.120	0.202	0.296	0.381
0.900	-0.371	-0.329	-0.262	-0.199	-0.124	-0.043	0.027	0.111	0.211	0.298
1.000	-0.468	-0.428	-0.355	-0.318	-0.201	-0.140	-0.068	0.023	0.111	0.208

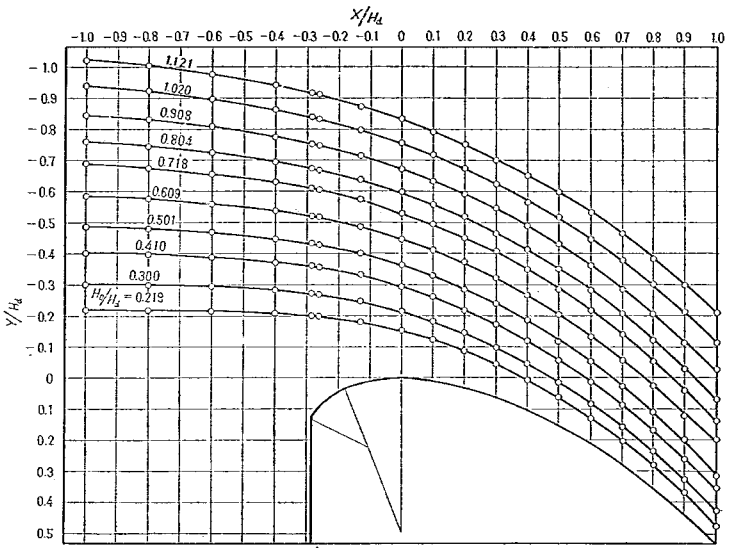


図-7 堤頂部の流れの水面形

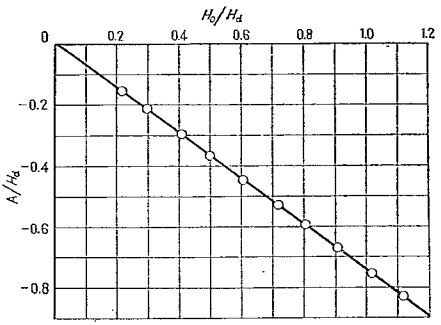


図-8 (1) 堤頂部の流れの水面形実験式の係数

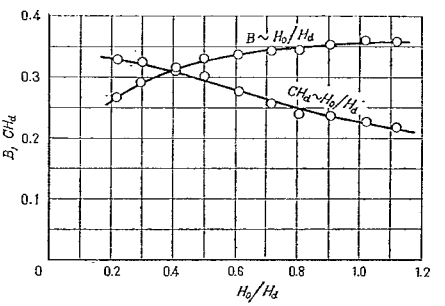


図-8 (2) 堤頂部の流れの水面形実験式の係数

表-5 標準型越流頂付近の水面形実験式の係数

($-0.4 \leqq X/H_d \leqq 0.4$)

H_o/H_d	A/H_d	B	CH_d
0.219	0.151	0.266	0.329
0.300	0.212	0.292	0.325
0.410	0.294	0.316	0.308
0.501	0.364	0.331	0.300
0.609	0.445	0.338	0.275
0.718	0.528	0.343	0.257
0.804	0.593	0.345	0.239
0.908	0.671	0.354	0.237
1.020	0.754	0.360	0.227
1.121	0.830	0.358	0.217

なお，この係数を用いた (49) 式に推定される水面形は，実験資料とほぼ完全に一致するから，設計においてこの数値を用いれば堤頂付近の水面形を十分な精度で推定できる。

いま堤頂における水面こう配および限界水深を第2章の理論より求めてみる。

第2章の理論では，実際の流れの水面こう配は(38)および(40)式をもちいて(35)式により計算される。

ここで堤頂における底面曲率半径 R_c として13.760cmを用い，H_0(cm)を与えて(30)式より h_{sc} (cm) を求め，これを用いて水面こう配を理論的に求めると図-9および表-3に示すような結果が得られた。

なお，これらの図表中実験推定値とは，(49)式の実験係数 B を示したものである。

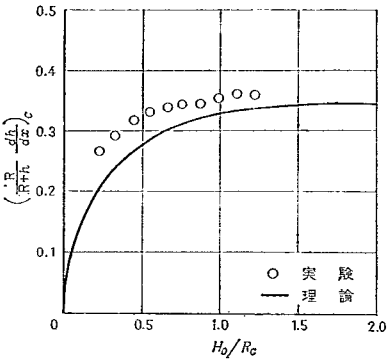


図-9　堤頂の水面こう配と H_0/R_c の関係

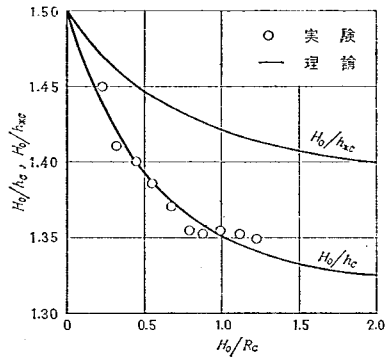


図-11　H_0/h_c，H_0/h_{*c} と H_0/R_c の関係

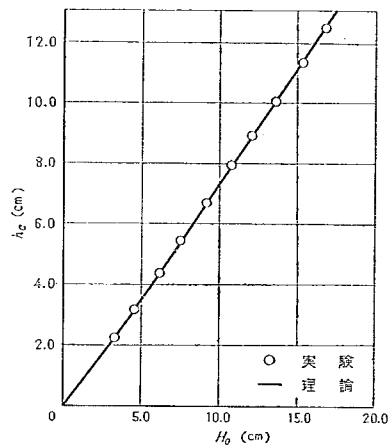


図-10　堤頂の水深と越流水頭の関係

これをみると，実験推定値と計算値とはその値にわずかな違いがみられるが，その傾向は完全に一致しているものと考えてよいようである。

つぎに，実際の流れの堤頂上の水深 h_c と H_0 の関係を理論より求めるには次のようにすればよい。

すなわち，H_0 と h_{*c} の関係は (30) 式に示すとおりであるから，ここで求められた h_{*c} を(35)式により水面こう配を考慮して補正すれば，実際の堤頂上の水深 h_c が求められる。

いま，底面曲率半径として前節の推定値を用い堤頂の流れの水面こう配として前述の理論値を用いて計算したところ図-10および表-3に示すような結果が得られた。

ここに，h_c の推定に用いた h_{*c} は従来の理論すなわち(5)～(8)式を基礎方程式として一次元解析法により解析した場合の限界水深 h_c と一致する値であるから，ここで述べた水面こう配による補正という近似方法が有効であったかどうかを検討するために (H_0/h_c) という無次元量を用いて (H_0/R_c) との関係を求めてみると図-11に示すようになる。

これをみると (H_0/R_c) がほぼ0すなわち $R_c \to \infty$ の平行流では，ともに (H_0/h_c) $\to$ 1.50 になるが，(H_0/R_c) が増大すれば (H_0/h_c) の値は従来の理論値よりさらに急激に減少することがわかる。

また(35)式に示す水面こう配に応じた補正量 $\sec\phi_s$ は実際にほぼ1.0に近似できうる値であるが，これを第2章に述べたような仮定により考慮すれば理論値と実験値とは完全に一致させえることがわかる。

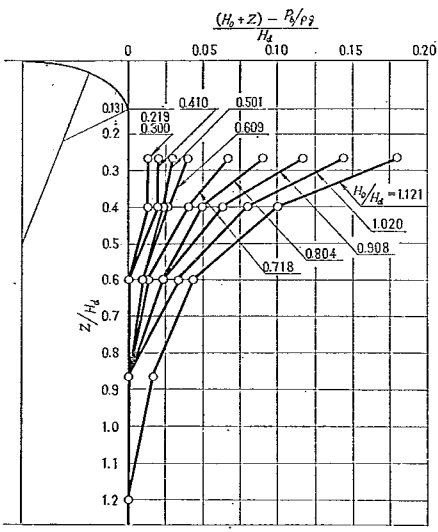


図-12　堤頂部上流面に作用する圧力

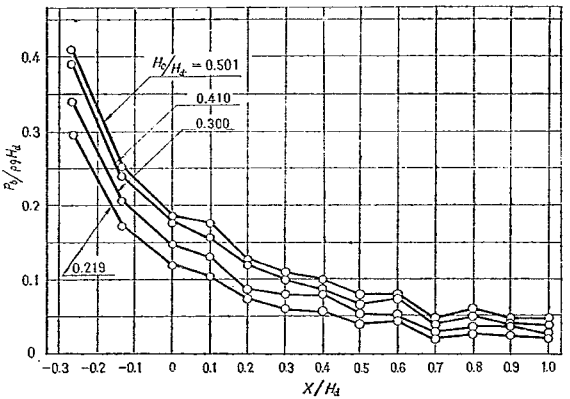


図-13 (1) 堤 頂 部 の 圧 力

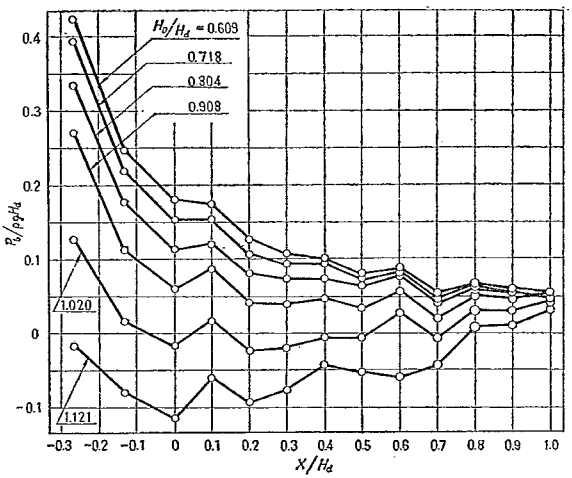


図-13 (2) 堤 頂 部 の 圧 力

つぎに，標準型越流頂に作用する圧力の測定結果は図-12および13に示すとおりである。

図-12に示す堤体上流面に作用する圧力とは，H_0が増大すれば堤体上流面上端付近では圧力は減少してくるが，堤体下部では全水頭に対応した静水圧(H_0+z)と完全に一致することから，静水圧 (H_0+z) と作用圧力 ($p_b/\rho g$) の差をとって表わしている。

よって図中作用圧力が0のところより下側では常に静水圧 (H_0+z) が作用していることになる。

これより，H_0が増大すれば堤体上流面上端に向って作用圧力が静水圧より急激に減少してくることがわかる。

一方図-13は越流底面に作用する圧力の測定結果を示したものであり，図中X軸は堤頂に原点をとり水平下流方向にとっている。

いまここに示される作用圧力の測定結果をみると次のようなことがわかる。

すなわち，H_0が設計水頭 H_d より小さい範囲では作用圧力は下流方向に一様に減少しているが，H_0がH_dよりさらに大きくなると圧力は堤頂付近で最低になりやがて下流方向に増大する分布を示している。これより，H_0がさらに大きくなれば，流線が底面より剥離することが推測される。また，H_0がH_dとほぼ一致した場合でもわずかではあるが負圧の発生がみとめられる。

一方，越流面各点に作用する圧力は，H_0が増大するにつれて総体的にまず増加し，やがて (H_0/H_d) がほぼ0.5～0.6の範囲をこえると急激に減少してくることがわ

かる。

いま，堤頂底面に作用する圧力 p_{bc} は(32)式において $z_c=0$ および $\cos\theta_c=1.0$ であることを考慮すれば求めることができる。ここで H_0 と h_{*c} の関係には(30)式に示される結果を用いればよい。

このようにして求められた堤頂底面の作用圧力 $p_{bc}/\rho g$ (cm水柱) と越流水頭 H_c (cm) の理論曲線は実験値とともに図-14に示される。

これをみると，理論曲線と実験値とはその傾向はかなり類似しているが，作用圧力は理論の方がかなり高く計算されている。

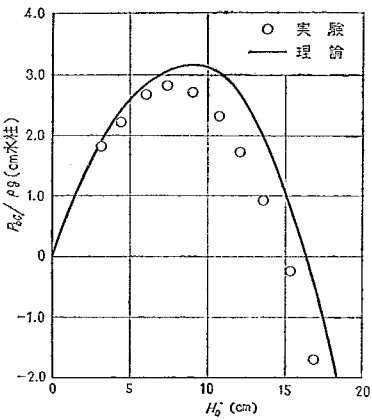


図-14　堤頂の底面圧力と越流水頭の関係

このように全般的にみて実験値と理論値とがほぼ完全に一致することから，第2章の著者の解析は実際の標準型越流頂上の流れにそのまま適用できることがわかる。

これは，標準型越流頂の流れにおいては著者が理論的に取扱うために仮定した境界条件が十分成立することを示すとともに，標準型越流部においても堤頂が支配断面となりうることを示すものである。

さらに，実際の底面曲率半径は不連続であるが，流速分布の形から推定されたように水理的には底面曲率半径 R_c は，$0.9173H_d$ と表わされ，さらにこれを用いて求められた支配断面における水理諸量の理論値が実験値とほぼ良好な一致をみせたことは，標準型越流頂の水理機能を理論的に取扱うことができることを示すとともに，標準型越流頂の放流特性を堤頂の底面曲率半径 R_c のみで表わすことができることを示している。

いまここで，堤頂底面の曲率半径 R_c として $0.9173H_d$ が成立することおよび境界条件として越流面曲線が放物線形であると仮定すれば理論値は実験結果とほぼ良好な一致を示すことから，標準型越流頂は水理的には $R_c=0.9173H_d$ なる放物線形と近似できうることがわかる。

すなわち，堤頂の形状は水理的には次式で示される形状に近似しうる。

$$Y/H_d=\frac{H_d}{2R_c}(X/H_d)^2=0.545\ (X/H_d)^2 \quad \cdots(50)$$

(50)式に示される曲線は，実際の Randolph の標準型越流頂の下流側曲線が(43)式に示されるように $(Y/H_d)=0.53(X/H_d)^{1.80}$ と表わされることから，実際の越流面曲線に非常に類似した曲線であることがわかる。

よってこれよりいかなる越流面曲線であってもそれを適切な方法をもちいて放物線に近似できれば，それより得られる底面曲率半径 R_c を用いてその水理機能を理論的に取扱かえるのではないかと考えられる。

5.　標準型越流頂の流量係数

越流型余水吐はすでに理論的にも証明されたように流量支配構造物であり，越流頂において全水頭と放流量の関係は越流面の形状を与えれば一義的に決定される。

一般に越流型の水理構造物の放流特性は流量係数の形で表示される。

この場合，流量係数の表示方法にはいろいろあるが，もっとも一般的に用いられている形は次のようなものである。

$$q=CH_0^{3/2} \quad \cdots\cdots(51)$$

ここに，q は単位幅当りの流量であり，C は流量係数（あるいは自由越流係数）であって実際には次元を有する量であるため，(51)式を導いた過程を考慮に入れて C' $(C=2/3\cdot\sqrt{2g}\cdot C')$ なる形の無次元表示の流量係数を用いることも多いが，ここでは実際に用いられると同様な m-sec 単位の流量係数 C を用いることにする。なお，H_0 は堤頂を基準面として測定された全水頭である。

この場合，実際のダムの余水吐に使用される形は，全水頭 H_0 のかわりに越流水深 h_0 を用いることがほとんどである。

これは，堤頂上の全水頭 H_0 が越流水深 h_0 をもちいて次の形に表わされることによる。

すなわち，

$$H_0=h_0+\frac{q^2}{2g(W+h_0)^2} \quad \cdots\cdots(52)$$

ここに，h_0 は堤頂より上流で水面こう配がほぼ水平に近くなった位置での堤頂を基準面として測定された水深であり，W は水路底から堤頂までの高さを表わす。

しかるに，(52)式中右辺の第2項は接近流速水頭を表わすが，実際のダムにおいてはダム上流で貯水池の断面積が非常に大きくなるためこの値はほぼ0となり，$H_0\approx h_0$ が成立するためである。

よって厳密な意味では(51)式に表わされる流量係数が代表的なものと考えてよい。

このように流量は流量係数の形で表示されるが，一般には越流面形状についてその流出に及ぼす形状特性量をどのようなファクターで表示するかが問題となる。

これは前述の堤頂の底面曲率半径 R_c の推定につながる問題であるが，この点標準型越流頂においてはその形状を設計水頭 H_d という唯一の形状特性量によって表わすことができるので非常に有利になる。

いま，第2章で理論的に求められた全水頭 H_0 と流量 q の関係式(27)および(30)式より流量係数 C を求めれば次のような形で表わされることがわかる。

$$2(H_0-h_{sc})\left\{1+\log\left(1+\frac{h_{sc}}{R_c}\right)\right\}=(R_c+h_{sc})\log\left(1+\frac{h_{sc}}{R_c}\right) \quad \cdots\cdots(53)$$

において

$$C=\sqrt{2g}\left(1-\frac{h_{sc}}{H_0}\right)^{1/2}\left(\frac{R_c+h_{sc}}{H_0}\right)\log\left(1+\frac{h_{sc}}{R_c}\right) \quad \cdots\cdots(54)$$

(53)および(54)式より，流量係数 C は全水頭 H_0 と底面曲率半径 R_c との比 H_0/R_c が与えられれば求めることができる。すなわち，流量係数 C は H_0/R_c の関数として与えられる。一方，水理的にみた堤頂における底面曲率半径 R_c として流速分布の実験結果より推定された $R_c=0.9173\,H_d$ を用いれば，流量係数 C は標準型越流頂においては H_0/H_d の関数として与えられることがわかる。

すなわち，

$$C=F(H_0/H_d) \quad \cdots\cdots(55)$$

よって，従来より経験的にも知られているように流量係数 C は理論的にも H_0/H_d のみの関数として表わされる。

つぎにこのようにして導かれた標準型越流頂の流量係数 C と H_0/H_d の理論的関係を従来の実験曲線と比較してみる。いまこの理論曲線と従来発表された実験曲線を

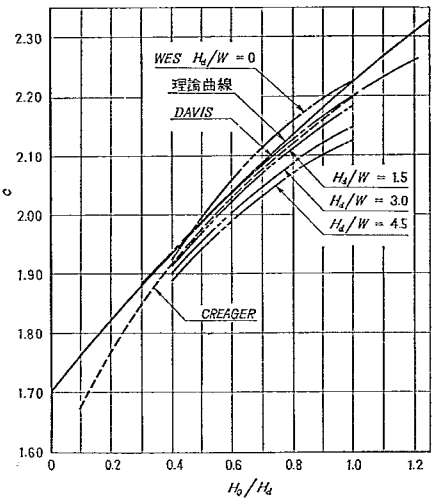


図-15 標準型越流頂の流量係数

示せば表-5および図-15のようになる。

これらの図表に示される従来発表された実験曲線はいずれも岩崎が集録し[6] m-sec 単位に換算したものである。図中 <WES> とは，米国水路実験所の実験値を Brown が集録したもの[10]であり，<DAVIS> とは，Lane とBoreland の実験実測資料に基づいて Davis が彼の著書[13]に出している曲線であって，<CREAGER> とは，Creager の著書[14]に出ている曲線である。

これらを比較すると，$R_c=0.9173\,H_d$ とした場合の理論曲線は従来の実験曲線と H_0/H_d の小さい範囲を除き非常によい一致を示し，従来の実験曲線を代表する曲線と考えることができる。

表-6 標準型越流頂の流量係数

H_0/H_d	理論値 $R_c=0.9173\,H_d$	Creager	Davis	WES			
				$H_d/W=0$	$H_d/W=1.5$	$H_d/W=3.0$	$H_d/W=4.5$
0.1	1.765	1.679	1.767				
0.2	1.822	1.772	1.826				
0.3	1.880	1.848	1.884				
0.4	1.934	1.917	1.938	1.925	1.916	1.900	1.890
0.5	1.987	1.974	1.989	1.997	1.967	1.952	1.939
0.6	2.037	2.028	2.038	2.064	2.023	2.001	1.984
0.7	2.086	2.078	2.082	2.115	2.070	2.048	2.027
0.8	2.134	2.120	2.124	2.159	2.114	2.092	2.069
0.9	2.180	2.159	2.164	2.196	2.150	2.129	2.104
1.0	2.224	2.200	2.200	2.225	2.184	2.148	2.127
1.1	2.267	2.229	2.232				
1.2	2.309	2.260	2.269				

すなわち，標準型越流頂の水理機能は $R_e=0.9173\,H_d$ とすれば従来の実験曲線とも一致し，第2章の理論により十分取扱えることがわかる。

なお，$H_0/H_d\to 0$ のときの標準型越流頂の流量係数の理論値は1.704であり，$R_e=0.9173\,H_d$ とした場合の $H_0/H_d=1$ のときの値は2.224である。

6. 結　論

ここでは，越流型余水吐上の流れについて開水路定常流の基礎理論に基づいて理論的解析を試みるとともに，標準型越流頂の水理機能について理論的な取扱いの可能性について検討を加えたものである。

この場合，実際の堤頂付近の底面形状からは理論的な取扱いが不可能であるが，流れの特性よりみれば一定した境界条件を与えることができ，これを用いた放物線形の越流頂の解析結果は標準型越流頂の実験結果とほぼ完全な一致を示すことがわかった。

よって従来実験によってのみ取扱われてきたこれら越流型余水吐の水理機能についても同様な方法により十分理論的な取扱いができることが明らかになった。

なお，橋脚，橋台のない場合の標準型越流頂の水理特性について基礎実験資料をまとめて設計に十分活用できるように詳細に示した。

いま，ここで得られた結果について要約すれば次のとおりである。

1. 縦断形状が放物線であるような堤頂を越える流れについて，あらかじめ合速度を用いるものとしてその幾何学的条件を考慮にいれて基礎方程式を近似し，その解析結果に水面こう配の効果を補正する方法を示すとともにその流量支配構造物としての特性を漸変流の理論によって導いた。
2. 標準型越流頂の底面曲率半径は，実際の底面曲線からは不連続点となって解析的に求めることはできないが，流速分布形状よりみれば堤頂の流れは理論上底面曲率半径が H_0 に関係なく常に一定な流れであることを示しており，流れの特性よりみた堤頂の底面曲率半径は設計水頭 H_d に対して $0.9173\,H_d$ と表わされる。
3. 標準型越流頂の流れを理論的に取扱う場合，越流面曲線を放物線と仮定して取扱うことができ，前記理論によりその水理機能を十分理論的に取扱うことができる。
4. このようにして理論的に求められた標準型越流頂の流量係数は従来の実験曲線とほぼ完全な一致を示し，従来実験によってのみ経験的に論じられた標準型越流頂の流量係数について理論的な裏付けをすることができた。

以上，ここでは越流型余水吐の水理機能に関する研究の第1報として堤頂の流れの理論的解析およびもっとも基本的な標準型越流頂の水理機能について理論的な取扱いの可能性に検討を加えたが，今後さらに非標準型越流頂の水理機能，流量に及ぼす橋脚，橋台の影響，ゲート調節時の流量係数あるいは潜り流出の問題等について研究を進め，これら構造物の水理機能の解明に努めるとともに多目的ダムの設計および管理の高精度化に努力するつもりである。

最後に本研究の実施ならびに実験には，ダム水理研究室，山本邦一技官，吉村治雄技官ならびに竹田正敏技官の協力を得た。ここに厚く謝意を表するものである。

参考文献

1) 木間，安芸：「物部水理学」岩波，(1962) p.219
2) Jaeger, C：“Engineering Fluid Mechanics,” Blackie & Son Limited, London (1956) p.120
3) Ishihara, T Iwasa, Y and Ihida, K：“Basic Studies on Hydraulic Performances of Overflow Spillways and Diversion Weirs”, Disaster Prevention Research Institute of Kyoto Univ, Bull No. 33 Mar (1960)
4) 荒木：「弯曲底面開水路上を流れる不等速定流の一解法」土木学会誌　第39巻，第9号 (1956)
5) 井田：「ダムを越流する流れの解析的研究」土木学会論文集　第32号 (1956)
6) 岩崎：「越流頂余水吐きの流量係数について」土木学会論文集　第43号 (1957)
7) 岩佐：「開水路流れの基礎理論」水工学シリーズ 64-01　土木学会水理委員会 (1964)
8) “Studies of Crests for Overfall Dams,” Boulder Canyon Project, Final Reports, Part VI Bull 3 (1948)
9) Scimemi, E：“Hydraulic Tests on Spillway of Madden Dam”, Discussion, Trans ASCE Vol. 103 (1938)
10) Brown, F.R.：“Hydraulic models as an aid to the development of design criteria,” WES Bull No. 37 (1951)
11) Randolph, R.R.：“Hydraulic Tests on Spillway of Madden Dam,” Trans ASCE Vol. 103 (1938)
12) Chow, V.T.：“Open channel Hydraulics,” 石原藤次郎訳，「開水路の水理学II」丸善　(1961) p. 341
13) Davis, C.V.：“Handbook of Applied Hydraulics”, McGraw-Hill, New York, (1952) p. 271
14) Creager, Justin and Hinds,：“Engineering for Dams,” Vol. II, John Wiley & Sons, Inc (1950) p. 367

放水路の河道計画に関する研究

——関屋分水河道の水理検討——

（昭和40年8月）

吉川秀夫*
須賀堯三**

目次

1. まえがき……(1)
2. 基本量……(1)
3. 研究経過概要……(2)
4. 現状諸量……(5)
〔1〕旧信濃川の水位……(5)
〔2〕関屋分水路付近の地形・地層……(6)
5. 関屋分水路の大きさ（AB案）……(6)
6. エネルギーの減殺方法……(8)
〔1〕固定ぜき案……(8)
〔2〕床固案……(9)
〔3〕オリフィスによる跳水案……(10)
〔4〕河口の河積を大きくする案……(14)
〔5〕エネルギーを河床全体に平均して負担させる案（F案）……(14)
7. 河口付近の流況……(19)
〔1〕河口ぜき下流の流況……(19)
〔2〕深掘部の流速分布……(21)
〔3〕水門操作による上流流心の変化……(21)
8. 波浪実験と砂州のフラッシュ……(22)
〔1〕波高の減衰……(23)
〔2〕波浪による河口堆砂……(24)
〔3〕砂洲のフラッシュ……(25)
9. 総合検討および結論……(27)
〔1〕ABF案（せっちゅう案）……(27)
〔2〕河口ぜき……(28)
〔3〕関屋分水路の河床変動について……(30)
10. あとがき……(32)

1. まえがき

関屋分水計画とは，新潟市関屋団九郎地点より関屋浜に至る約 1.8km の区間を開さくして，高水時には旧信濃川の全流量を日本海へ放流し，下流部沿岸一帯の総合的な改善を期待するものである。分水路の特殊条件としては，

a　砂丘地帯を開さくするが，川幅はできるだけ狭くしたいこと。

b　取水・排水が複雑であるから，低水時の条件をあまり変えないこと。

c　地盤沈下の構造物等に対する影響を考慮しておくこと。

d　海岸欠壊の問題に悪影響を与えないこと。

等が挙げられる。このような制約のもとに，河床の安定対策を検討することが，主たる目的である。旧信濃川流域概念図を図-1に，関屋分水路付近の平面図を図-2に示す。

2. 基本量

与えられた計画水理量は次の通りである。

a	計画高水流量	2,100m³/s***
	構造物の設計流量	2,500m³/s
	最多流量	280m³/s（旧川運河維持水量を含む）
b	計画河口高水位	T.P. +0.85m
	計画河口低水位	T.P. −0.15m
c	粗度係数	0.0275
d	河床砂平均粒径	旧信濃川 0.4mm
		分水路（初期）0.01～0.3
e	地盤沈下量	図-3の通り

旧信濃川の上流端は大河津分水点にあたり，これより上流からの高水流量は全量を放水路（新信濃川）に流過させることになっている。したがって，これより下流区間にこの河道に流入する主な支川は五十嵐川，刈谷田川である。この2川からの流入高水量に対しては旧信濃川

* 前河川部長　工博　現東工大教授
** 河川部 河川研究室研究員

*** 昭和40年度直轄河川に編入され，改修計画を再検討された結果，河道貯溜量が将来減少される可能性が強く，計画流量としては3,000m³/s 程度とすべきであるとされている。

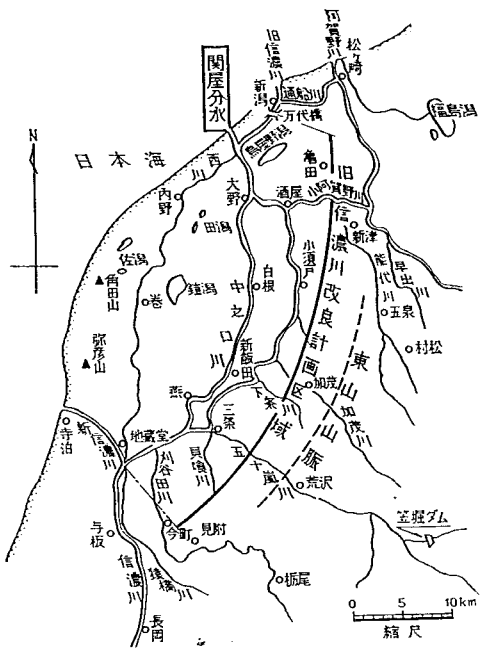


図-1　旧信濃川および関屋分水計画路平面図

および中之口川の河積が十分大きいので，相当量の河道貯留による流量逓減が期待される。計画高水流量は，この点に着目して旧信濃川および中之口川に五十嵐川および刈谷田川の計画対象高水（新潟県河川課で解析して得られた計画流入波形）を流入させた場合の高水波を追跡して求めたものである。

せきや橋脚等の河川構造物に対する設計流量2,500m³/sは，構造物の耐用年数から考えると，将来河道貯留量の変更も考えられ，また構造物には多少の余裕を持たせるという配慮から決定されたものである。

最多流量280m³/sおよび，粗度係数$n=0.0275$は旧信濃川における実測値である。新潟港へ連絡する運河の維持用水としては50～130m³/sが計画された。

新潟市付近の地盤沈下量を推定することは，多くの困難な問題を包含しているだけに，非常にむずかしい。ここでは簡単に過去の調査結果を挙げるにとどめる(図-3)。おおよその見当としては，河口付近で14cm/年(80cm/6年)分派点付近でその半分程度ということである。ただし，ガス水の規制により近年は沈下量が緩和される傾向にある。

3.　研究経過概要

検討事項は，a河幅の決定，b全川を通した河床の安定（特に河口付近の低下背水およびエネルギーの減殺方法），c波浪および塩水の河川遡上防止，d河口閉塞等の問題である。

これらの水理的諸問題を検討するにあたり，その方針として水理実験と水理計算を併用することにした。すなわち，河川の水位や流送土砂量は計算により，橋脚や水門等の河川構造物のエネルギー損失や流況，および波や

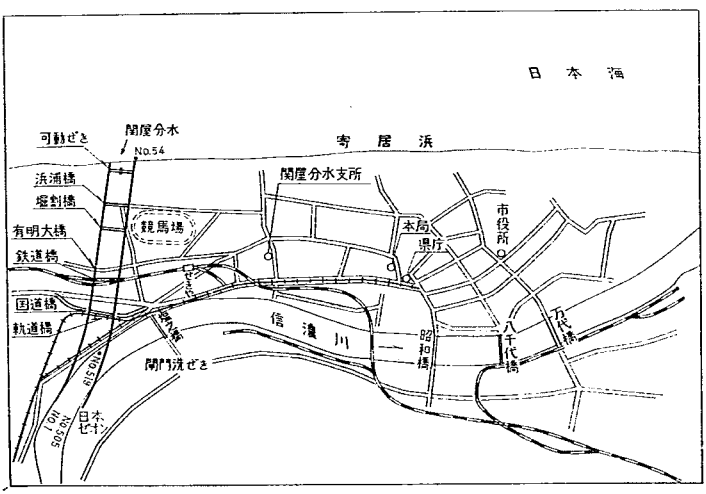


図-2　旧信濃川関屋分水計画平面図

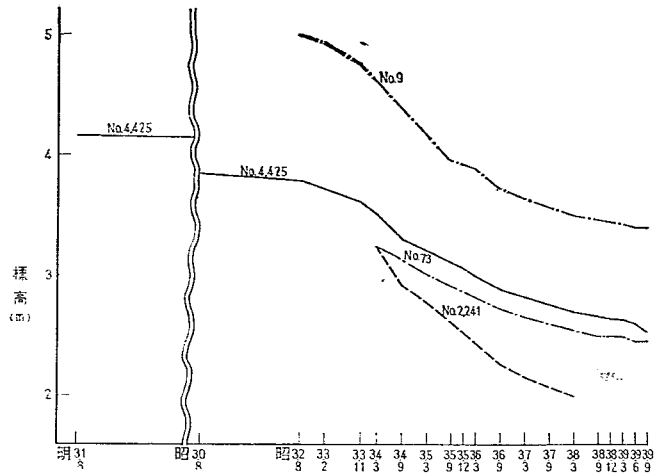


図-3　関屋分水地点付近地盤沈下量

漂砂の影響等は実験によって現象を把握し，適時この両者を組み合せていく方法をとった。

（1）　旧信濃川不等流計算

分水路がない現状の旧信濃川の姿を把握するために，流量と潮位をいろいろと変えて不等流計算を行った。その結果，分派点(No.1)水位が，計画高水流量2,100m³/sのときT.P.3.65m，低水流量200m³/sのときT.P.0.62mであることなどを知った。

（2）　関屋分水路不等流計算（その1）

分水路を設けた場合に分派点水位がどのくらいになるかのおおよその見当をつけるために，試みに，簡単のために河幅200m程度の長方形断面を想定して不等流計算を行った。その結果，河幅はおおよそ200m程度でよいこと，分派点水位は旧信濃川の高水位よりは低くなるが，低水位も旧信濃川のものより低くなり，低水位を確保するためには何んらかの対策を講じる必要のあることなどがわかった。

（3）　分派点下流にせきが必要

分派点の水位を確保するためにはせきを設けるとかの対策が必要である。せき位置は，このせきに河床安定，波および塩水の侵入防止等の使命を持たせるならば，なるべく河口に近づける方がよい。河口にせきがあれば，その波の減殺効果により護岸は相当軽いものにすることもできよう。

この河口せきを固定せきにするか，可動せきにするかについては，建設費，維持費，金利，補修費等の経済条件，地盤沈下および可動せきの場合には人心に対する影響などを考慮する必要がある。

（4）　関屋分水路の不等流計算（その2）

一定流量を流すのに河幅や河床高が変われば高水位も変ってくる。そこで，適当な数種類の水路について水理計算を実施し，分派点水位の比較を行い，計画水路を検討した。計算水路は北陸地建案を中心に5種類を選んで比較した。その結果，a 分派点における水位はいずれの場合も現川改修水位T.P.3.65mより低くなること，b 河幅の多少の変化は分派点水位に大きな変化をもたらさないこと，c したがって，水位の点では河幅を狭めた方が用地費上有利であり，なかでは現地の状態を勘案したAB案(後述)が妥当であること，d しかし，いずれの場合についてもいえることであるが，河床安定上，殊に，河口付近は極端な低下背水となってこのままでは好ましくない(後述)。e したがって，何んらかの方法によって河床の安定を得る必要がある。f 全川的な河床安定の方法としては河口水位をせき上げる方法がある。河口水位をT.P.2.20m，1.70mにせき上げた場合でも，分派点水位は現川水位より低い結果を得ていること，などがわかった。

（5）　河床安定

関屋分水路全川を通した河床の安定，すなわち河床の洗掘や堆積については計画流量と平水流量の場合について検討を加えた。大高水は，まれにしか起らないものであるから，そのときの洗掘が構造物に大きな影響を与えるものでなく，それがまもなく埋め戻される程度のものであれば許されてよい。平水時や中小高水のときの流砂量も重要な意義を有する。なお，ここでいう流砂量とは流砂能力をいうのであり，ある地点の流砂量が上流のそれより大きければ洗掘傾向，小さければ堆積傾向を意味

する。安定河床の条件としては上流からの補給砂量と等しい流砂量となることである。

AB型水路についての計算結果によると，a高水時に河口水位がT.P.+0.85および−0.15のときは下流部で殊に河口付近の洗掘がはなはだしく，このままでは危険であること，b河口水位がT.P.1.7mおよび2.2mのときは下流は洗掘気味であるが，かなり安定してくること，c平水時は下流はやや堆積傾向にあるが，問題になるほどではないことなどがわかった。

（6） 河床安定対策

AB案そのままでは河床の安定は疑問であるが，何んらかの方法で河口水位をせき上げれば，かなり都合よいことがわかった。そこでその対策として，a固定ぜき，b床固，c可動ぜき（オリフィス）について検討を加えた。なお，固定ぜき，可動ぜき案は，低水位の確保や塩水と冬期の波浪の河川への遡上を減殺し，これら構造物上流の河川の護岸構造を軽くすることの効用をも兼ねている。

（7） 固定ぜきの実験

分派点の高水位はあまり影響がなく，しかも低水位はせき上げ，かつ操作を必要としないということで，中央部に切り欠き部を有する低い固定ぜきについて実験を行い，分水路の不等流計算の結果と合わせて検討を行った。その結果，固定ぜきの天端高や切り欠き部の長さを適当にすれば，分派点の水位の制限はどうにか満足し，波の減殺にも効果的となるものが存在することがわかった。しかしながら，せき下流に高速流が相当長く続き，したがってエプロン長が大きくなること，堆砂のフラッシュに不都合なこと，および地盤沈下に対しては対策があまり簡単でないことなどでただちに採用することはできない。

（8） 床固の計算と実験

3カ所でエネルギーを減殺して，こう配をゆるめ河床の安定をはかるもので，水理計算を行うとともに水理実験によっても検討した。その結果，a流量が小さいときは射流が現われること，b大きい流量のときはエネルギーこう配に対する床固の効果が顕著ではないことが判明した。縦断的に多くの床固を設け，いちいちその構造物付近の洗掘防止の対策を構ずるより，固定ぜきなどのように1カ所にしぼった方が効果的である。

（9） 可動ぜき（オリフィス）の計算と実験

オリフィス案とは，No.51(河口より150m上流の位置)の地点に可動ぜき(水門)を設置し，水門の開度をしぼることによって水門地点で水位をせき上げて，$H_{51}=2.2$m あるいは $H_{51}=1.7$m とし，これより上流の河床の安定をはかるとともに，水門の下刃から高速流を噴出せしめて跳水を起し，短い区間でエネルギーを減殺して海へつなぐ案である。この方法は分派点の低水位の確保を容易にし，水門より上流への波浪と塩水の侵入を防ぎ，また河口の砂州をフラッシュすることも容易になる利点がある。

あらかじめ計算によって跳水の安定を調べ，詳しく実験によって検討した。結論からいえば，a短かい距離でエネルギーを減殺し得，水門下流の河床保護工が短くなる。b流量が1,500m³/sまでは完全跳水するが，2,100 m³/sになると，潮位が低いとき波状跳水になり，2,500 m³/sでは各条件とも波状跳水である。c水門操作に相当の精度が要求されることなどがわかった。水門操作には苦情が集まることが予想されるが，これに関しては，水門をあければ上流水位は下がるが水門下流が洗掘されて構造物が危険となること，それが上流へおよぶこと，また水門位置でせき上げても現川改修水位よりは低いこと，などを理解してもらわなければならない。

（10） 河口付近流況

水理計算ではすべて平均的な値を用いて論じているわけであるから，局部的な流況の変化はわからない。また，分水路と海との接続部付近の流況は実験によって把握する必要がある。実験の結果，橋脚によるせき上げ，潮位と河口水位の関係，河口付近の流速分布などがわかった。殊に，分水路は斜めに海へ注いでいるため，河口での流速分布は複雑になり，早く海へ到達する左岸側で流速が非常に大きくなることは，導流堤の検討を必要とする。

（11） 河口部の低下背水を緩和し，流速を減少させるための河道断面

AB案水路にオリフィス案を付加したものはかなり好都合であるが，実際の高水時における水門操作の困難性やまたオリフィスから出る高速流をいかなる条件のもとでもうまく跳水により処理できるかどうかということが問題として残された。そこで，せきを設けないで，低下背水を緩和し，流速を減少して河床の安定を計るとすればどのような断面になるかを検討する。

まず，流速を一定とする断面について水理計算を行った。このような断面を有する水路では，流砂量にあまり変化がなく河床は安定する。河床高を与えて（−2m 程度），流速が一定となる水路幅を求めたところ，河幅が河口で400m以上にもなり用地問題等で実現困難な上，このような水路は河口砂州のフラッシュにも問題がある。水路幅を与えて(200m余)河床高を求めた例では，河口砂州のフラッシュの問題はもとより，分派点水位が現川改修水位より1.3m余り低くなって，分派点上流の河床低下をきたし低水護岸が破壊されるおそれがある。

次に，河口付近の低下背水を緩和する案で実現可能なものとして，水路幅を現地の状態から判断してできるだけ拡げ，かつ河床も下げる案について検討した。この場合は，低下背水は緩和することができるが，冬期の波の影響が大きくなること，砂州のフラッシュが困難なこ

と，流速がまだ大きくなり過ぎることなどが判明した。

(12) せっちゅう案（F案）

せっちゅう案は，オリフィス案と河床を少し掘り下げる案とをせっちゅうすることを目標とする。すなわち，a計画流量 $Q=2,100m^3/s$ のとき，分水路の各点の掃流砂量があまり変化しないこと，したがって，平均流速も局部的に極端に大きくならないこと，b分派点上流の既存の低水護岸をおびやかすほど分派点における水位が低くならないこと，c頻度の比較的大きい中小高水時においても分水路を通じて流砂量がほぼ等しいこと。しかもこの時の流砂量は現川の流砂量よりあまり大きくならないこと。d冬期には河口付近に堆砂を形成するものと予想されるが，これは水門操作により除去できるものとする。水門はこのほか低水位維持，波の侵入，塩水の侵入防止の役割を果すことなどを目標とする。

2，3の試算の結果，上記の条件にそぐう最もよいと思われる水路断面を定め，水理計算を行った結果，a計画高水流量 $Q=2,100m^3/s$ における河口付近の極端な低下背水は改善され，分派点付近の水位もT.P.2.7m程度でおさまり，また分派点より上流では水位の回復性がかなりよく 1km 程度で相当すりついている。b AB型水路の河口付近における高速流は，F型水路では減少しその分が分水路全長にわたってばらまかれている。しかしF型水路の平均流速の最大値は 3.1m/s となっており，しかもこの流速が相当の範囲にわたってみられる。c流砂量はNo.20あたりより下流で相当一定してきている。$Q=2,100m^3/s$，$1,200m^3/s$ のときは上流からの補給砂量より大きいので，洗掘はまぬがれないが，$Q=280m^3/s$ では水路を通じて補給流砂量に近い値を示している。したがって洗掘や堆積は局部的なものを除けばあまり活発でないと予測される。

(13) 波浪実験

水門および護岸の設計資料を得るために波浪実験を行ったが，水門の波高減殺効果は非常に大きい。また，波高の分布等の資料をえた。

(14) 漂砂による河口閉塞

冬期は風浪による漂砂によって河口が閉塞される傾向にある。実験によってこの閉塞の実態ならびに砂州のフラッシュについて検討を加えた。実験では砂の代りに比重1.05のスチロール系樹脂スタイロンを使用した。これによって極くおおざっぱな砂州形成の時間変化の推定も可能である。河口砂州はかなり早く発達するが，水門操作によってフラッシュが可能であることがわかった。

(15) まとめ

いままでの検討を総括すれば，大体次のことがいえるであろう。

a 分派点水位およびその上流の河床安定に関してはAB案程度でよい。

b AB案付近での河幅の多少の変化は，水位，流砂量とも大きい変化とならない。

c 河床安定の問題はオリフィス系がうまくいって，安定した跳水が得られるならばAB案でよい。

d F案は水門によりいろいろ調節することもできるので割合無難な案である。ただし，水門の建設費が大きくなることと河口での水路底が深いので海部との接続（導流堤）を検討する必要があろう。

e ABF案およびF案を組み合わせ，これに地盤沈下の影響を考慮して現実にそくした案（ABF案と称する）を提案した。（後述）

4. 現状諸量

〔1〕 旧信濃川の水位

不等流計算の結果，閘門洗ぜき付近 No.515 および分派点No.1（関屋分水路河口より 2,650m 上流，旧信濃川No.505 の 55m 下流）における水位—流量曲線を図-4に示す。計画の際には分派点水位が高水位は低く，低水位は不変にする必要がある。

なお，実測資料として，新潟県旧信濃川河状調査委員

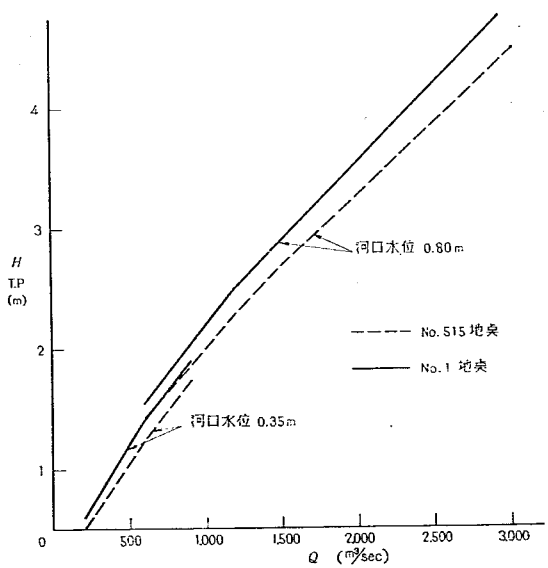


図-4 水位～流量曲線（旧信濃川）

表-1　分派点における旧信濃川の計画水位

流量 m³/s	潮位	No.1地点水位	No.515地点水位
2,100	+0.80	T.P. 3.65m	3.38
200	+0.35	0.62	0.52

表-2　実測水位（昭和25年度統計）

地点	最高水位	平水位	最多水位	低水位	渇水位	最低水位	備考
信工前	1.49	0.81	0.80	0.72	0.51	0.30	東京湾中等潮位よりの標高(m)
平島	2.20	1.25	1.08	1.14	0.96	0.88	

会報告（昭和28年3月）によれば表-2のようである。

信工前はNo.535とNo.530の中間にあり検潮所からの距離5,590m，平島はNo.510とNo.505の中間にあり検潮所からの距離は7,960mである。分派点低水位としてはT.P. 0.96mをとる。

〔2〕 関屋分水路付近の地形・地層

地層はかなり複雑である（図-5）。河口より1,400～1,900mのあたりはかなり軟弱であるが，T.P. −6m程度になるとかなり地盤がしっかりしてくる。砂丘の山が二つあって，それぞれ河口より150m，1,100mに位置することなどがその特徴である。

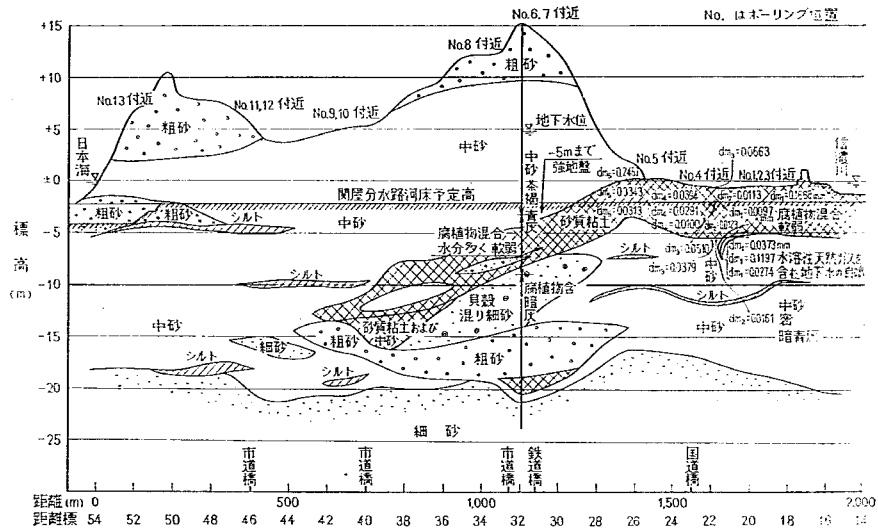
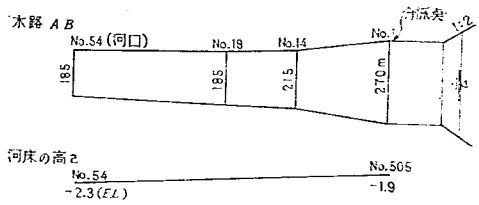


図-5　関屋分水路地層縦断図

5.　関屋分水路の大きさ（AB案）

分水路の大きさは現地事情経済条件および水理条件から定められる。水理条件としては，水路の平面形および縦断形を数種類仮定して不等流計算を行い，水位や平均流速を比較検討して適当な水路の規模について見当をつけ，流砂量や河床変動の計算を行って最終案を定める方法をとった。

計算の結果，川幅200m程度の水路では河口付近において激しい低下背水を生じるが，この問題を別途考慮するものとすれば，川幅として200m程度でよく，この付近で多少変化させても水位や流速にあまり大きな影響がないこと，したがって，400～500mもの水路を検討する必要がないことがわかった。この段階でにつめられた水路をAB型水路と称する。これは，現地事情を十分取り入れて定められた。すなわち，たとえば鉄筋コンクリートアパート等の大きい物件を避け，水田地帯などで拡げられるところはなるべく川幅を大きくとり，河床高も旧信濃川の現在の平均河床高を尊重し，無理のないこう配で海につなぐ案である。海浜こう配はほぼ1/100であるから，河口の河床高をあまり低くすることも問題を残す



〔注〕 距離番号は50m間隔

図-6　AB型水路

ことになりるが，T. P. −2.3m は適当であると考えられる。水路の断面形状は砂丘の土質および植生条件により2割こう配の台形断面とした。

AB型水路の水位—縦断は図-7のようであり，河口付近の極端な低下背水の様子や分派点水位が旧川の水位より低くなっていることなどがわかる。図-8は河口水位と

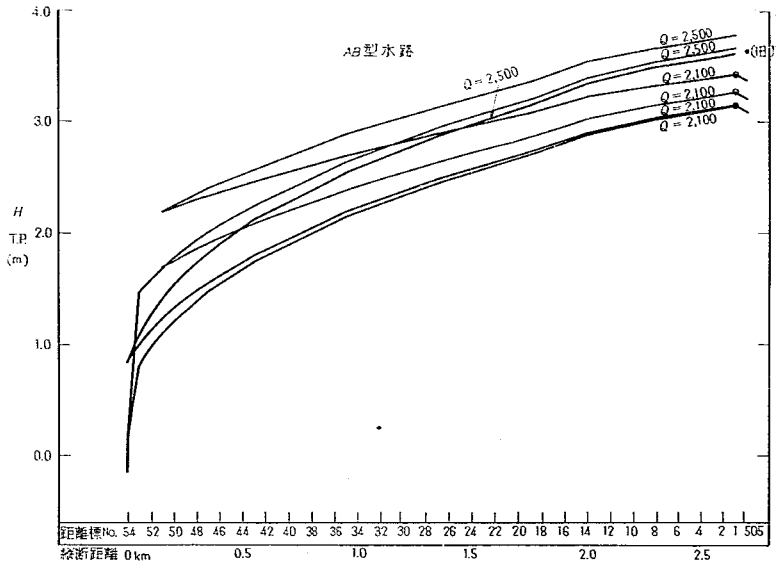


図-7　関　屋　分　水　水位—縦断面図

分派点水位との関係を表わすもので，これによれば，河口水位を T. P. 2.6m まで せき 上げたときに，分派点では旧信濃川水位に一致する。図-9 および図-10 はそれぞれ流量 Q=2,100m³/s のときの掃流砂量 Q_B および浮遊流砂量 Q_s を示す。計算式は，

$$Q_B=\int_0^B 1.242(HI)^{3/2}\ dB(\mathrm{m^3/s}) \leftarrow \left(\begin{array}{l}\text{佐藤・吉川}\\ \text{・芦田公式}\end{array}\right)$$

$$Q_s=\int_0^B 0.07\ H^2 I\ dB(\mathrm{m^3/s}) \leftarrow \left(\begin{array}{l}\text{旧信濃川における}\\ \text{る実測}\end{array}\right)$$

を用いた。流砂関数の精度はあまりよくないと考えられるので，相対的判断にもちいられる。これによると，河口水位が H_{54}=−0.15m および H_{54}=0.85m の場合は全川が洗掘傾向であり，とくに河口付近では洗掘がはげしく起ることが予想される。河口水位が H_{51}=1.7m および H_{51}=2.2m では，やや安定してきているとみなすことができる。河床の安定は大きい流量時に洗掘の堆積が起らなければよいのではない。計画流量はまれにおこるものであるから，その時の洗掘が構造物に大きな影響を与えるものでなく，それがまもなく埋め戻される程度のものであれば許されてよい。大切なことは，いろいろな流量によって，構造物や取水に影響のない程度の洗掘や堆積は繰り返されてもよいから，洗掘なら洗掘，堆積なら堆積が続くことなく，その時間的な積分値がゼロとなることである。したがって，河床の安定についてはいろ

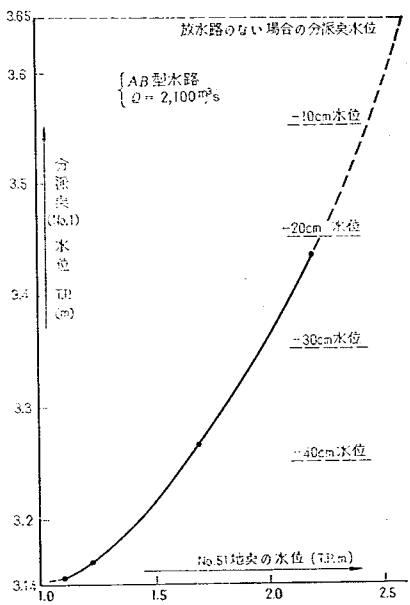


図-8　河口水位と分派点（No.1）水位の関係

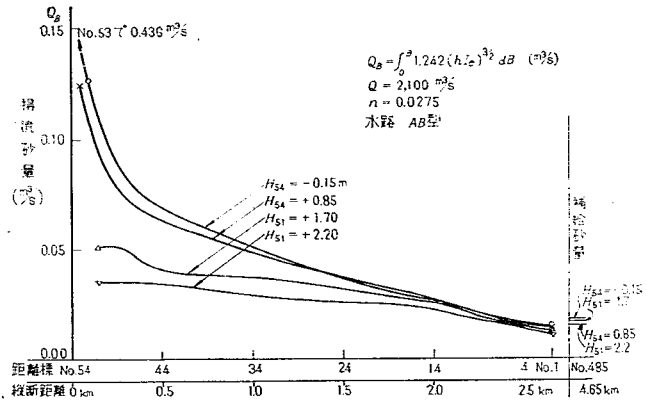


図-9 掃　流　砂　量

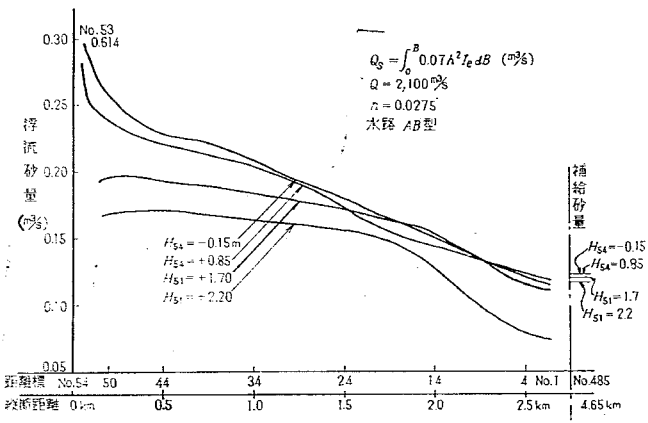


図-10 浮　流　砂　量

いろの流量について検討されなければならない。たとえば，最多流量 (280m³/s) に近い流量 200m³/s のときの流砂量を計算してみると下流はやや堆積傾向にあるが，それほど問題になるほどではない。なお，この場合，限界掃流力は岩垣公式によれば，

$$U^2_{*c} \fallingdotseq 8.41 D^{1/3} = 2.88 \times 10^{-4} \mathrm{m^2/s^2}$$

である。一方この水路の $Q=200\mathrm{m^3/s}$ のときのおおよその値として $I=3\times10^{-3}$，$H=2.5\mathrm{m}$ とすれば

$$U^2 = 7.35 \times 10^{-4} \mathrm{m^2/s^2}$$

であり，この程度の流量で砂ははげしくないが，動いていることがわかる。結局，AB案水路の難点としては，河口におけるエネルギーの減殺方法が最もやっかいな問題となろう。その他の点では，せき上げによって河口付近の水位を上げることにすれば，せきより上流に関しては，AB案程度の水路でよいことがわかった。河床変動の計算は最終案について行う。

6. エネルギーの減殺方法

放水路あるいはショートカットの水路を計画するとき，重要問題の一つに，エネルギー減殺方法の問題がある。閉塞分水計画においては，構造物を設けるときは，分流ぜき，波浪や塩水の侵入，あるいは河口砂州のフラッシュ等の効用を兼ねさせるものとする。検討を行った方式としては，a固定ぜき案，b床固案，cオリフィスによる跳水案，d河口の河積を大きくする案，eエネルギーを河床全体に平均して負担させる案（F案）などがある。

〔1〕 固定ぜき案

中央に大きい切欠部を有する固定ぜきで，その役割として，aせき上げによって，せき上流の河床の安定をはかる。b高水位はあまり高くしないが，分派点における低水位は確保する。c塩水の遡上防止，d冬期波浪の河

川迎上を軽減し，上流の河川護岸構造を軽くする等の効用を兼ねている。固定せき案に関しては計算と実験の両面より検討した。特に実験では，1/60模型によって，固定せき天端高3種類，切欠部の長さ3種類を組み合わせ，流量，潮位を変化させて実験を行い，さらに波の影響についても検討を行った。

明らかにされた主な内容は次のようである。

a　せき頂高 T.P. +2.00m は高すぎる。

b　せき頂高 T.P. +0.80m は波浪に対しては低すぎる。

c　せき頂高としては T.P. +1.00m 程度がよい。

d　せき頂高 1m にした場合はせき上流の河床の安定には都合がよいが，せき下流の高速流に対しては河床を下げるとかの対策が必要である。とにかくエプロンの長さは相当必要である。

e　平水位維持に対しては欠切部の幅を狭くすることを検討するよりも水門操作を検討した方が安全である。

f　河口砂州のフラッシュについては，水門操作によってある程度の効果があるが，両側が固定せきでもあり，またせき上げ高があまり高くないので検討を要する。

g　波に対しては50%以上の減殺効果があるが，高い波等に対しても検討を要する。

h　地盤沈下に対しては致命的な弱点となろう。継ぎ足し工事は簡単にはいかない。

〔2〕 床固案

床固はエネルギーこう配をゆるくする対策の一つとして，あるいは帯工として河床の洗掘防止によく用いられる。検討方針としては，かりに3基の床固を仮定して，水理計算によってその効果を判断すると同時に，一基の床固をとり出し，実験によって，その水理的特性について検討した。床固として，年1回程度の洪水流量（かりに 1,000m³/s）を考え，このときそれぞれの床固が同等のエネルギーを減殺するようにした。なお，最上流の床固は，分派点の高水位と低水位によって，その高さの上限と下限が与えられる。床固はAB型水路上の次の各点に設けるものとした。

表-3　床　固　計　画（計算）

番　号	床固の設置位置	床固の頂高	幅
No. 1	No. 50	T.P.−1.50m	190m
No. 2	No. 40	−0.90	〃
No. 3	No. 25	−0.40	〃

床固以外の範囲は不等流計算により水位を求め，床固区間は芦田公式（開水路断面急拡部の水理に関する研究 II—段落ち部の水理—土木研究所報告 105号昭和35年）によって求めることとした。芦田公式は便宜的に使用したもので必ずしもこの場合に最も適合した式というわけではない。床固区間としては，床固の下流30mから床固までをとり，その間の断面は河幅 190m の長方形断面とした。上流は固定より20mのところに，その上流断面と同一断面を設定した。

計算の結果は図-11のようである。これよりみると，流量が大きい場合は，せきで射流にはなっていないが，エネルギーこう配もせきのない場合のエネルギーこう配に比べて，極くわずかばかりゆるくなっているに過ぎず，河床安定に対してはなお不安である。流量が小さくなっていくと，床固によるエネルギーの減殺は大きくなるが，No.2の床固などでは射流が現われている。結局床固はエネルギーこう配に対する効果が顕著でなく，構造

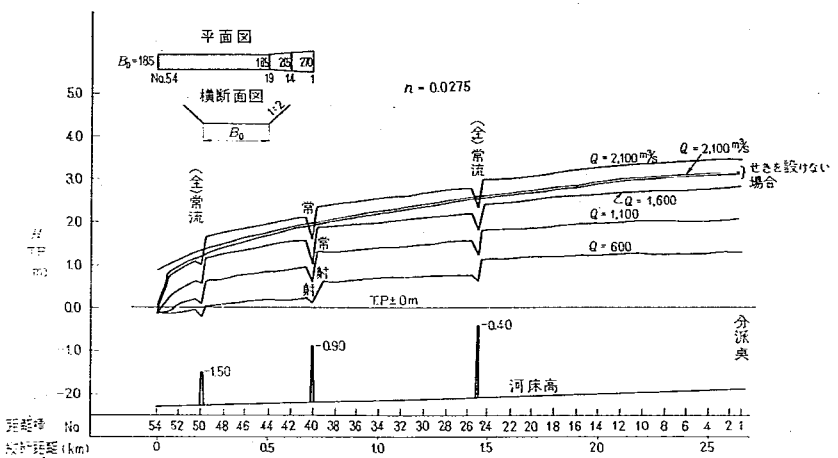


図-11　関屋分水路　水位—縦断面図（床固案）

物付近の洗掘を考慮すれば決定的な案とはみなしがたい。縦断的に多くの床固を設けることは急流河川では有効かも知れないが，緩流河川の場合には固定ぜきなどのように一カ所にしぼった方が効果的であると思われる。

次に，実験の結果をみると，床固付近の流況は，流量変化と下流水位変化の組み合わせにより，極めて多岐にわたり複雑である。たとえば，流量が大きく，かつ下流水位の高いときは，高速流が河床を長距離にわたってはうことはないが，床固の存在価値がうすくなる。反対に，下流水位が低いときは，エネルギーの消費が大きくなり，波状跳水，もぐり跳水，完全跳水へと移行し，下流水位がさらに低くなると露出射流が続くこととなる。流量が小さいときも下流水位の程度によっては高速流が河床をはうようになって危険である。*

〔3〕 **オリフィスによる跳水案**

河口付近で跳水を起し，ここで，まとめてエネルギーを減殺する案のうちでは，オリフィス案が最もよい。河幅をしぼって射流を起す案とか，河床をさげて射流を起す案等が，水理的にうまくいかないからである。

オリフィス案とは，No.51の地点に水門を設けて，ここで水位をせき上げて $H_{51}=2.2$ あるいは $H_{51}=1.7$ としてそれより上流の河床の安定を計ると同時に，水門の下刃から高速流を噴出せしめて，跳水を起し，ここでいっきよにエネルギーを減殺して海へつなぐ案である。これは，分流点の低水位の確保を容易にし，水門位置より上流への波浪と塩水の侵入をふせぐ。また砂州のフラッシュなども容易となるなどの利点を有する。

しかしながら，管理上の問題を解決するには相当の困難が予想され，跳水の安定についてもさらに検討を重ねる必要がある。

跳水実験を行うにさきがけて，水門の開度と河床高を決めるための予備計算を行った。計算条件としては，水門上流の水位はT.P.2.2mまでせき上げができるものとし，下流側の常流水深としては最高潮位のときのT.P.+0.85mをとる。潮位が低い場合は，何んらかの方法（摩擦，阻柱等，傾斜水路）でエネルギーを減殺して，その水深に共軛となる水深にまで増大させてから，跳水を起すものとしてもよいし，河床を下げてもよい。流量は設計流量2,500m³/sとし，小流量に対しては数門の水門を順次閉じて，常に一水門からの流出量は一定と考える（単位幅流量一定）。また，跳水を起させる位置は，水門開度 b から噴出した射流が徐徐に水深を減じて $y_2=0.6b$ になったところと仮定する。

以上のように条件を定めたとき，完全跳水の起きる河床の高さ Z，水門開度 b，および単位幅流量 q の間の関係は，水門からの流出の式と跳水の式を組み合わせることによって求めることができる。流出の式は，

$$Q=Bq=C\cdot bB\cdot\sqrt{2gy_1}$$

である。ここに，C は流量係数であって，中間流出であるからかりに $C=0.55$ を採る。次に，跳水の式は水平河床長方形断面水路として摩擦を無視すれば，

$$\frac{y_3}{y_2}=\frac{1}{2}\{\sqrt{1+8F_2^2}-1\}$$

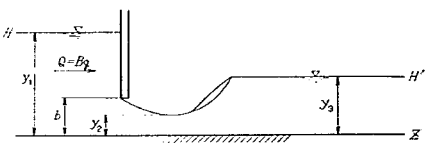


図-12　跳　　水

である。y_1，y_2，y_3 はそれぞれ

$$y_1=2.2-Z$$

$$y_2=0.6b$$

$$y_3=0.85-Z$$

と表わされ，射流のフルード数 F_2 は

$$F_2=\frac{q/(0.6b)}{\sqrt{g\cdot 0.6b}}=\frac{q}{\sqrt{0.22gb^3}}$$

$$q=\frac{Q}{B}$$

であるから，これらを流出の式および跳水の式に代入して整理すれば，

$$b=\frac{y_3^2}{1.96y_1-0.6y_3}=\frac{(0.85-Z)^2}{3.8-1.36Z}$$

$$q=b\sqrt{5.88(2.2-Z)}$$

によって，b，Z，および q の間の関係が求まる。なお跳水によるエネルギー損失水頭 ΔE は

$$\Delta E=\frac{(0.85-Z-0.6b)^3}{2.4b(0.85-Z)}$$

である。

以上の計算式は，水門上流水位をT.P.2.2mまで許すと仮定した場合であるが，次にこの水位をT.P.1.7mとした場合の計算式は，同様にして，

それぞれ，

$$b=\frac{(0.85-Z)^2}{2.83-1.36Z}$$

$$q=b\sqrt{5.88(1.7-Z)}$$

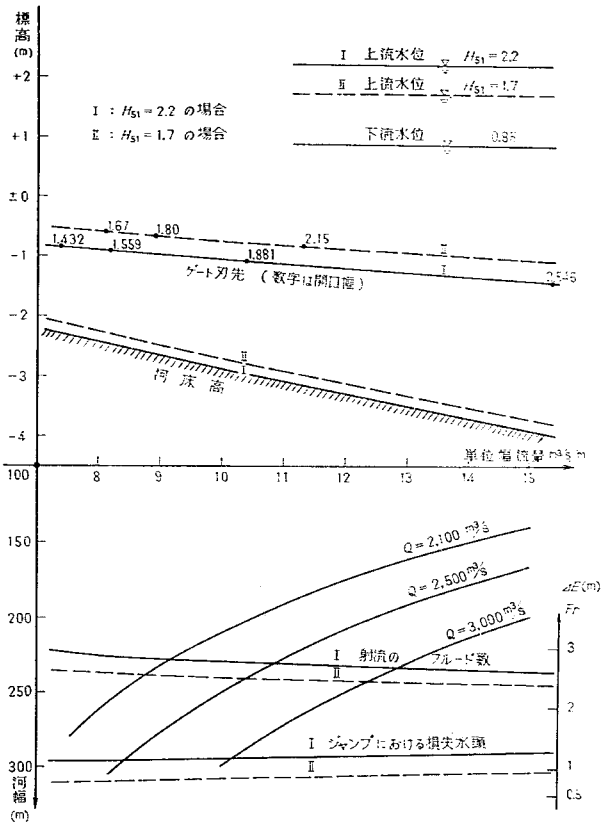
$$F_2=\frac{q}{\sqrt{2.16b^3}}$$

$$\Delta E=\frac{(0.85-Z-0.6b)^3}{2.1b(0.85-Z)}$$

である。

計算結果を図-13に示す。同図で横軸に単位幅流量 q，縦軸に標高をとって，河床高，および水門の刃先の位置を示す。したがって，水門開度は河床から水門刃先までの距離であって，数点については数値によって示してある。また同図の単位幅流量と河床高，水門開度の関係に

* 実験結果については，継続実験とあわせて別途報告の予定



図−13　オリフィス方式計算図

加えて，河幅 B と設計流量 Q の関連も示しておいた。フルード数および損失水頭と単位幅流量（したがって，Q と B，Z，および b の関連も含む）との関係も同図におさめた。例えば，B=200m，Q=2,100m³/s とすれば，単位幅流量 q=10.5m³/s/m であり，同時に H_{S1}=2.2m の場合は河床の高さ Z=−3.02m，水門下刃の位置−1.04，したがって水門開度 b=1.98m，また，このときフルード数 F_2=2.75，跳水による損失水頭 ΔE=1.15m などが同図より読みとれる。

跳水の安定については，条件が大きく変化する場合はかなり困難な問題がある。完全跳水はある射流に対して唯一つの共範の下流水深のときにのみ起りうるが，実際の現象はいろいろ変化するから，常に完全跳水の関係が満されているとは限らない。それよりは完全には満されない方が普通である。

そこで，まず流量，せき上げ水深，水門開度，および下流水深等がわずかに変化した場合の各量の間の関係を求めてみる。流出の式の対数をとって微分すれば，

$$\frac{\Delta q}{q}=\frac{\Delta b}{b}+\frac{1}{2}\frac{\Delta y_1}{y_1}$$

である。これは，例えば，水門の開口幅 b を一定においた状態で，単位幅流量が1％変化すれば，せき上水深は2％変化するということを表わす。次に，跳水の式で $1.96y_1$ に比べて $0.6y_3$ を無視すれば，

$$\frac{\Delta b}{b}\fallingdotseq\frac{2\Delta y_3}{y_3}-\frac{\Delta y_1}{y_1}$$

を得る。これは，例えば b=一定（Δb=0）とすれば，下流水深が1％変化すれば，せき上水深は2％変化しなければ，完全跳水が維持されないことを表わす。上の二式を適当に使えばいろいろの場合の変化の様子が知れる。

以上の議論は水門下刃から噴出した高速流がその開度 b の6割の水深に達した点で跳水が起きることを前提と

している。換言すれば，この点で起る跳水の安定についてのみ議論にしてきたわけである。閉塞分水路の河口せきの場合は，流量も潮位も連続して変化するわけであるから，以上のような議論をそのままあてはめることは困難である。この場合は，跳水は0.6bの水深の位置で跳水が起きなくてもよいのであって，要はいかにして短かいエプロン上で跳水を起させるかということである。水理条件の変化に対して，跳水の発生を短かい区間に限定させる対策としては，いろいろ考えられる。たとえば，適当な高さ（上流側の安定河床高より決められる）にせきの天端をもうけ，必要な高さまでゆるいこう配でエプロンに傾斜をつけ，共範水深になるところで跳水を起させる方法もある。エプロンのこう配を急にする場合はKindsvaterの計算式がある。図-14は河床高として変化させるべき幅を2，3の条件に対して示したものである。このような方式は地盤沈下にも対処しうると考えられる。跳水後の平均流速は$V=Q/\{(-0.15-Z)B\}$により求められる。

オリフィスによる跳水案については，縮尺1/60の模型により，概略の流況を知るために実験を行った。せきは河口より150mの位置に設け，かりに川幅を185mとして9門の水門（橋脚幅3m）とした。せきの天端高T.P. 3.00mとし，30m下流の河床敷高−3.9mまで1/33のこう配でエプロンに傾斜をつけた。

実験の内容は水門の操作を行って，水門近くにおいて跳水を起させ，その時の跳水先端の位置を測定すると共に，その時の水門開度を合せ測定する。また，河川部および海岸部水位縦断測定および跳水後等流状態となる位置の流況観察，水門下流に渦のできないようにするゲート操作方法を探し，観察記録することのほかに，流線スケッチ，流量のみをわずかに変化させた場合の跳水の安定，水門上流水位，跳水位置の測定等の観察実験を，下記条件により行った。

測定時の条件としては，

a　流量……2,500m³/s，2,100，1,500，1,000…4種

b　潮位……E.L −0.300m，+0.350，+0.850…3種

c　水門上流水位…約−E.L 2.200m，+1.700…2種

水門の開度は，全径間同一とする。ただし，流量が小さい場合は，両岸から左右対称に，いくつかの水門を閉じる事とした。

d　河口付近の形状……現状形の非対称，模型の右岸に導流堤を付けて，左右対称……2種

以上を組合せると48ケースとなる。

跳水流況観察から全般的にいえる事は，次のようである。すなわち，ゲート上流部において，気泡等の吸込みは，まったく見られず，静かな水面となっている。流量1,000m³/secの時，一部にゲートより上流30m付近まで振動的波状状態が水面に表われる。下流において，ゲートに着水する時には，潜行流が表面に，上昇する際に，上下振動状をなし，波状に似た流れとなる。橋脚部下流において，全般に渦状を発生する事が，多く見られるが，中央部付近では，ほとんどの場合定位置に停滞し，左右岸寄りでは，迂回流とともに，河口付近まで連続して移動する事がある。完全跳水の場合，位置は横断方向に一直線にならず，中央に比べ，岸寄りが幾分下流に位置する。また，一径間では，径間中央部において，湾曲

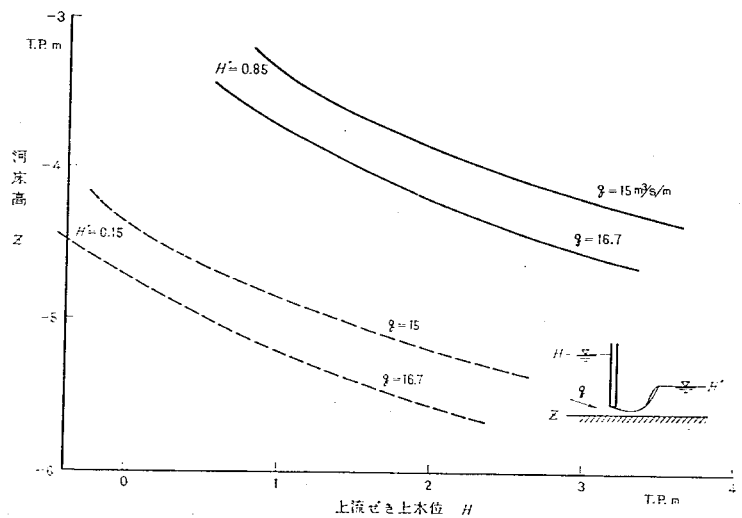


図-14　跳水条件（水位と河床高の関係）

をなし，橋脚軸の方向に近づくにしたがって，橋脚の終端部に接近し，三角形状を形成しているなどである。エプロンは，河口ぜきを護るに十分な長さを必要とするが，実験値により，跳水の位置と安定性から検討を試みる。表-4は跳水の実験をまとめたもので，うまく跳水する場合は，その跳水開始位置の河口からの距離（河口から河口ぜきまでの距離は 150m）を示し，一回で跳水しきれず二回にわたって跳水するものは，その第1波および第2波の位置を示している。

次に，跳水の安定性を調べるために，流量 Q=2,500 m³/sec および 2,100m³/sec の跳水実験において，うまく跳水しているときの水門開度を変えずに流量のみを 200m³/s 増減させて，跳水位置の変化の様子を調べた。水門上流水位はすでに述べたように，水門開度を一定にしておいた状態で，流量を1％変化させれば，せき上水深は約2％変化するのであり，この場合 Q=2,500m³/s で8％の流量変化を与えているわけであるから，水深変化は相当大きくなる。ただし，流量変化が大きいから，水深の変化は2倍の16％までにはならない。H_{51}=2.2のとき水深は 5.2m，実験では約10％の変化が現われている。

水門上流水位は相当の変化を示すことが明らかにされたが，跳水位置は比較的安定しており，この実験の範囲ではせいぜい12.3m移動したに過ぎない。跳水はかなり安定しているとみなすことができるであろう。これは，粗度と河底のこう配の設計の仕方によっては，一層の安定性が期待される。流量が小さくなれば，水門を全開してもさしつかえないようになる。この条件は計算により求められる。

ABオリフィス案を総括すれば次のようである。

a　短かい距離でエネルギーを減殺し得，水門下流の河床保護工が短かくなる。

b　Q=1,500m³/s まではほとんど完全跳水であるが，Q=2,100m³/s になると潮位の低いとき波状跳水であり，Q=2,500m³/s では潮位が高い場合でも波状跳水である。

c　エプロンの長さは更に検討を重ね，阻柱や傾斜についても調べることが望ましいが，実験した水路ではほぼ 100m 程度は必要である。

d　旧信濃川上流は土地が低いので，上流の改修が終了するまでは，水門操作の人為的な諸点が問題である。

表-4　跳　水　実　験　結　果

Q	H_{51}	H_0	ゲート開度	跳水回数	跳水位置（河口からの距離）		完全跳水○ 波状跳水×	
					第1波	第2波	第1波	第2波
2,500m³/s	2.2m	0.85m	3.09m	1	132m	m	○	
〃	〃	0.35	2.95	2	110	95	×	×
〃	〃	−0.30	2.93	2	97	80	×	×
〃	1.7	0.85	3.15	1	138		○	
〃	〃	0.35	3.06	2	122	118	×	×
〃	〃	−0.30	2.96	2	99	88	×	×
2,100	2.2	0.85	2.58	1	148		○	
〃	〃	0.35	2.51	1	122		×	
〃	〃	−0.30	2.49	2	105	90	×	×
〃	1.7	0.85	2.69	1	150		○	
〃	〃	0.35	2.58	1	127		×	
〃	〃	−0.30	2.56	2	100	85	×	×
1,500	2.2	0.85	1.96	1	141		○	
〃	〃	0.35	1.64	1	145		○	
〃	〃	−0.30	1.55	2	120	117	×	×
〃	1.7	0.85	2.13	1	143		○	
〃	〃	0.35	1.84	1	145		○	
〃	〃	−0.30	1.68	2	120	105	×	×
1,000	2.2	0.85	1.47	1	146		○	
〃	〃	0.35	1.20	1	145		○	
〃	〃	−0.30	0.99	1	146		○	
〃	1.7	0.85	1.82	1	143		○	
〃	〃	0.35	1.43	1	143		×	
〃	〃	−0.30	1.09	1	144		○	

e　安定した跳水が得られるならば，オリフィス案は固定ぜき案，床固案にくらべて利点が多い。

f　地盤沈下については，この段階では，考慮をはらっていない。ABオリフィス案にとっては，地盤沈下は大きな影響があるので改めて検討する必要がある。

〔4〕 河口の河積を大きくする案

低下背水は水路の断面が小さいために生じる。そこで，どの程度の断面となれば，高水時に河口が安定するかという問題を2，3の試算を行って検討する。

ただし，これはあくまで試算であって参考資料にとどめ，河口の堆砂や上流の河床低下の問題は別途取り扱かうものとする。

始めに，流速が一定となる断面は，

$$-i+\frac{\partial H}{\partial x}+\frac{n^2V^2}{R^{4/3}}=0$$

$$\therefore \Delta H=H_1-H_2=i\Delta x-\frac{n^2V^2}{2}\left(\frac{1}{R_2^{4/3}}+\frac{1}{R_1^{4/3}}\right)dx$$

によって簡単に計算される。試算を行った2ケースは，河床高を与えて（No.54でT.P.−2.3m，No.1でT.P.−1.9m，その間は直線）水路幅を求める例と，河床幅をNo.54でB=260，No.49でB=210，No.44でB=185mでそれぞれ直線変化とし，No.41以降は等幅とした水路で河床高を求める例である。

前者の計算結果をみると，河口付近の河幅はQ=2,100m³/sでV=2.0m/sとするものはB=525m，V=2.5m/sとするものはB=420mである。また，この場合，流速分布の形はよいものとしても，河幅の拡大の度合は片側1.5割という大きいものであるから，流れは河幅拡大についてゆけず剥離して渦ができるものと考えられる。また，水位が非常に低いために，上流への影響を考慮する必要がある。後者の計算結果をみると，河口より500m上流のNo.44より上流はほぼ等流となる。したがって，分派点No.1の水位および河床高は，V=2.5m/sのときH_1=2.3m，Z_1=−2.05mとなる。これは河床高はほぼよいが，水位が旧信濃川の計算水位3.65より相当低い値であって，これより上流の河床低下をきたし低水護岸が破壊される恐れが生じる。

これらの計算例は，分水路のおおよその見当をつけるために，また比較のために，計画流量Q=2,100m³/sの場合だけについて，試算を行ったものである。流量が小さくなれば，河口付近で流速が小さくなって土砂の堆積をみるであろう。したがって，計画断面として検討するときは，この堆積土砂をフラッシュする方法などを考慮しなければならない。また，流速分布なども調べる必要があるし，特に後者の河床を下げる案では導流堤の影響などについても検討の必要が生じるであろう。また前者の水路幅を拡げる案については，冬期の波浪の侵入と砂州の生長等の難題が付帯する。

次いで水路幅を現地の状態から判断して拡げた例の計算を行った。水路幅の拡大は一般に片側で一割程度とされ，これ以上拡げると，垂直軸渦の発生をみることになって不安定である。この例では，水路の拡幅を一割とし，右岸を河口から500mの点からまた左岸は250mの点から拡げた。また，河床の高さを河口で，−3.2mとし，河口より500m上流の点での当初の計画河床と直線で結んだ。これは，河口における平均流速をQ=2,500m³/sのとき，V=3m/s，Q=2,100m³/sのとき，V=2.5m/sになるように選んだものである。

計算は，H_{54}=−0.15m，+0.85mの2ケースについて水位，エネルギー線平均流速を求めた。図-15に計算結果を示す。これよりみると，AB案に比べて低下背水が改善されていること，断面のわずかな変化によって平均流速が鋭敏に変化することなどがわかる。

〔5〕 エネルギーを河床全体に平均して負担させる案（F案）

分水路の河床安定の問題を，水位および流砂量から検討してみると，AB案水路では，No.51で少しせき上げた場合には好都合であることがわかったが，実際の高水時における水門操作の困難性や，またNo.51におけるオリフィスから出る高速流をいかなる条件のもとにおいても，うまく跳水により処理すること，および地盤沈下に対する対策を十分考慮しなければならないことなどが，ABオリフィス案の重要な問題点として残されている。

そこで，別案として，AB案のように1カ所でまとめてエネルギーを殺す代りに，河床のセン断力が多少増大してもその減殺すべきエネルギーを分水路全体に均等にばらまき，その上でどうしてもうまくいかないところは河床を保護するという案について検討した。いわばオリフィス案と，強引にProtectしようとする案，および多く掘り下げる案等をせつちゅうする案とすることができよう。これをF案と呼ぶことにする。

この案は次のような条件を満すことを目標としている。その条件とは

a　計画流量Q=2,100m³/sのとき，分水路の各点の掃流砂量があまり変化しないこと。したがって平均流速も局部的に極端に大きくはならない。

b　No.1において，水位が極端に低くなり，さらに上流のこう配をさげて洗掘傾向となり，そのために現在する上流の低水護岸に大きな影響を与えるようなことにはならないこと。

c　頻度の比較的大きい高水流量時においても，分水路を通じて流砂量がほぼ等しいこと，しかもこの時の流砂量は旧川の流砂量とほぼ等しいこと。

d　冬期には河口付近に堆砂して砂州を形成するものと予想されるが，これは水門操作により徐去できるものとする。水門はこの他，低水位維持，波の侵入防止，塩

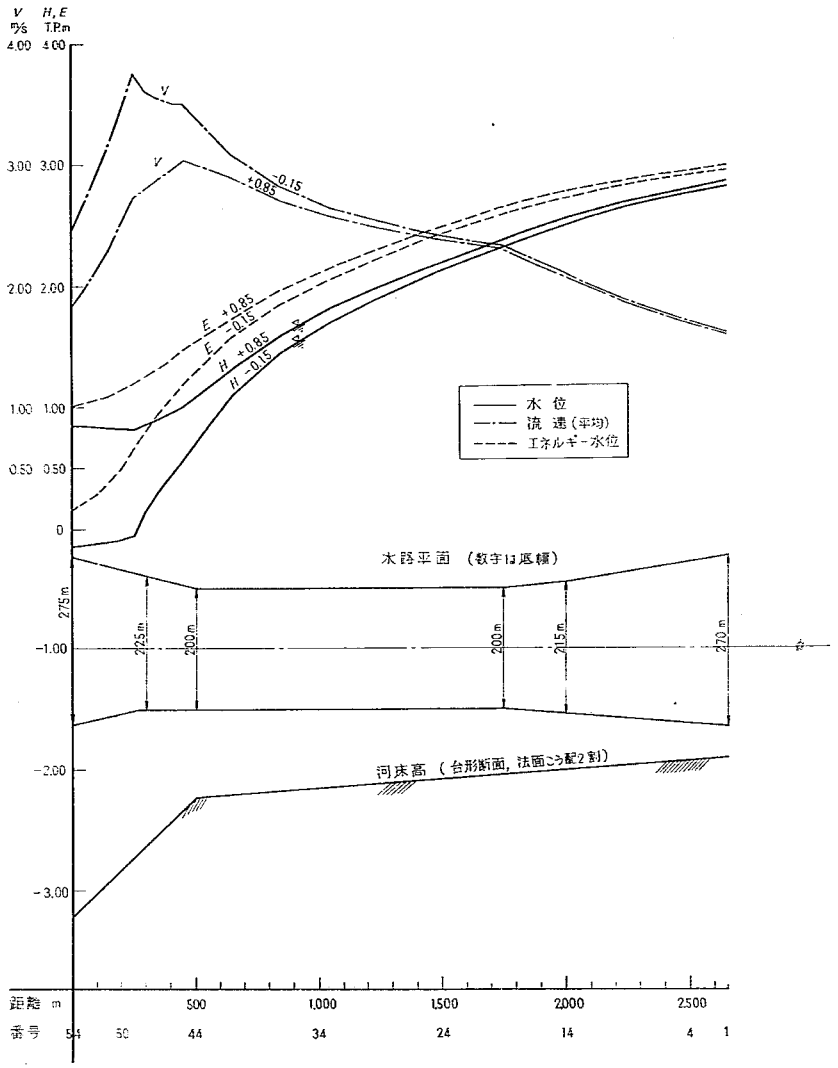


図-15　諸量の縦断図（河口付近を拡げた場合）（河口水位—0.15，+0.85）

水の侵入防止などの役目を果す。

などである。

河床を掘り下げるに際し，2，3試算した結果，図-16のような水路が傾向としては最もよいことがわかった。これは，河底幅を180mとして，水面幅はAB型水路とあまり変わらないようになっており，No.25付近より上流河床にすりつきNo.1では完全に一致している。

F案はいわばせっちゅう案であって実際に近づけた案である。大出水のために河口は深くしなければならないが，流量が小さくなると河口付近で流速が減じて土砂はここへ堆積する。土砂の堆積は防止することができないから，水門を設けてフラッシュすることも必要である。また，年1回程度の中出水のときも河道における流砂量にバランスがとれて，極端な洗掘や堆積が起らないよう

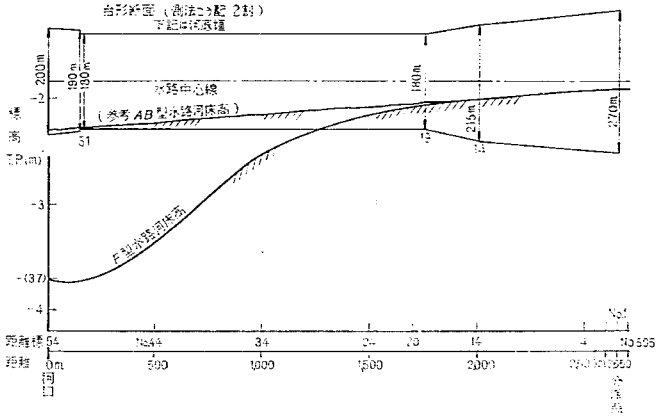


図-16　F 型 水 路

設計しなければならない。流砂量の検討は流量頻度との関連から考察する必要がある。そこで，F案では中出水を重視して計算を行うことにした。

計算内容は，F型水路（図-16）について，表-5に示す水位および流砂量（掃流砂量，浮流砂量）の計算と図-17の水路に関する掃流砂量を一定とする断面の計算*である。

表-5　F型水路の計算ケース

流量 m³/s	出発水位 T.P. m	水位計算区間	流砂量計算区間	水路
2,100	$H_{54}=-0.15$	No.54～1～375	No.54～1および上流2点	No.54～1 図-16
2,100	$H_{505}=1.8$	No.505～375		No.1上流は計画断面
1,200	$H_{54}=0.30$	No.54～1～375	No.54～1および上流2点	
280	$H_{54}=0.30$	No.54～1～375	No.54～1および上流2点	

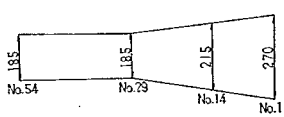


図-17　掃流砂量一定断面計算水路底幅
（水路は台形断面　側法こう配 2割）

F型水路では計画流量 $Q=2,100m^3/s$，河口水位 $H_{54}=0.85m$のときの水位計算を行っていないが，以前の計算結果からみて分派点水位は，$H_{54}=-0.15m$ で計算した水位と，（AB型水路ほどよくすりついていないが）なお

* 吉川，山口：河川の安定最断形状の簡単な推定法―主に小河川を対象にして，土木技資料 4-11，S.37

表-6　掃流砂量一定断面の計算ケース

河口水位 H_{54}m	+0.30m
流量 Qm³/s	1,200，1,500
一定にする掃流砂量	$Q_{B上}$，$2Q_{B上}$，$3Q_{B上}$

註　$Q_{B上}$ とは補給掃流砂量（計算値）のことである。

著しい相違はなく，十分な精度をもって推定できるものと考えられる。

F型水路における計算水位は図-18のようである。ここで，$Q=1,200m^3/s$ は年1回程度の流量を代表するもの，$Q=280m^3/s$ は最多流量ないしは支配流量と考える。

なお，同図には，参考のためにAB型水路における水位曲線（$Q=2,100m^3/s$，$H_{54}=-0.15m$）と旧信濃川の水位が記入してある。これよりみると，F型水路では計画流量時（$Q=2,100m^3/s$）における河口付近の極端な低下背水は完全に改善されており，かつ，分派点付近においても水位が極端にさがりすぎてはいない。そして，分派点より上流では水位の回復性はかなりよく，1km 程度で相当すりついていることなどがわかる。なお，上流河床の低下防止策としては，捨て石（テトラポットはすき間が大きいから多少問題がある）や，小さい床固案などが考えられる。

図-19では各断面の平均流速 Q/A を，$Q=2,100m^3/s$，$H_{54}=-0.15m$ の場合についてF型とAB型水路のそれぞれを求め，比較できるようにしたものである。これよりみると，AB型水路の場合の河口付近における高速流は，F型水路では減少し，そのぶんが分水路全長にわたってばらまかれているかたちをとっており，それだけF型水路の方がすぐれていることがわかる。ただし，F型水路における平均流速の最大値は 3.1m/s 余となっており，しかもこの流速を相当の距離にわたって持続してい

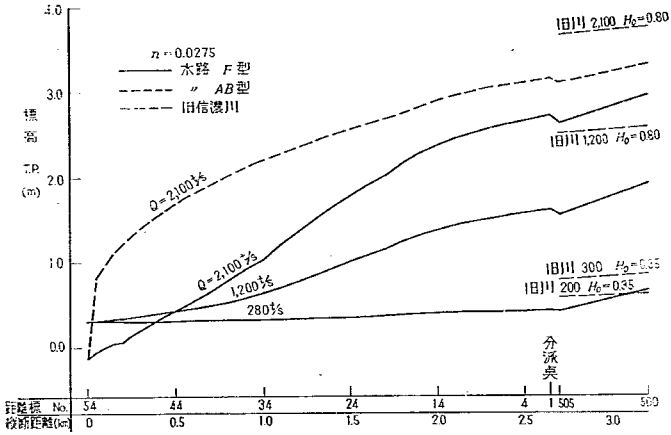


図-18　関屋分水水位一縦断図

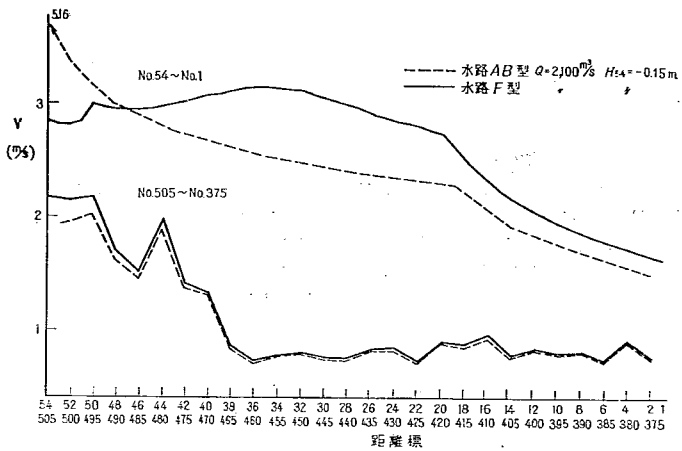


図-19　平均流速図

ることが問題として残される。

しかしながら，河道設計の考え方として，支配流量なるものを第一にとるとすれば，頻度の極く小さい計画流量時には，局部的に洗掘するのではなく，一様に洗掘されるのであれば，それは許されてよいのであって，そのための対策を別に考えておけばよいのではないかと思われる。その対策の一つである護岸の根入れの深さなどは流砂量の計算値を参考にある程度の推定を行うことができよう。

図-20はF型水路の流砂量を示す。算定式は以前のものと同様土研式により係数は旧川の実測値を用いた。計算条件は水位の場合と同様であり，三種類の流量について掃流砂量 Q_B，浮流砂量 Q_s，および全流砂量 Q_B+Q_s (Wash load を除く) を計算した。なお，同図には比較のために，AB型水路における流砂量の計算値も記入してある。

これよりみると，$Q=2{,}100\text{m}^3/\text{s}$，$H_{54}=-0.15\text{m}$ のときは，AB型水路の場合の河口付近における極端に大きな傾向がF型水路では改善されている。(AB型水路の $Q=2{,}100\text{m}^3/\text{s}$，$H_{51}=2.2\text{m}$ の場合よりやや悪い。) またNo. 20あたりより下流では流砂量の値が相当一定してきている。しかし，依然として上流からの補給砂量よりは大きいので洗掘はまぬがれないわけで，計画流量の時には，多少の洗掘を許さなければならない。この場合は，局部的な洗掘を起させないことと，その洗掘量を知っておくことが大切である。洗掘量の計算は次元が一つ増え

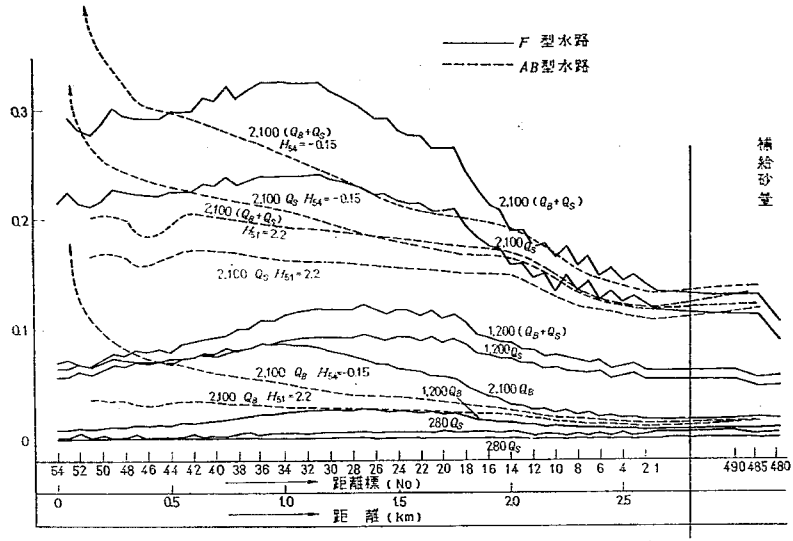


図-20　流砂量縦断面図

ることになるので複雑であるが，段階にわけて行えば近似的には計算することができる（後述）。

河床の安定は厳密な意味での支配流量時の流砂量の均衡を第一に考えるべきである。F型水路では，Q=1,200 m³/s および Q=280m³/s のときの流砂量は同じく図-20に示すとおりであって，上流からの補給砂量に近い値を示す。したがって，洗掘や堆積は局部的なものを除くならば，あまり活発ではないと想像される。さらに詳しくみるならば，このF型水路の洗掘傾向の度合をも理解することができよう。

ここでは，このことをもう少し追求してみた。すなわち，流砂量（掃流砂量）を一定とする河床を求めたのである。その一定とする掃流砂量は，上流の掃流砂量を基準とし，その値そのもの，それの2倍，それの3倍と3種類とした。計算結果は，図-21の通りである。ただし，河底幅としてはF型のそれと同じ値にすればよかったの

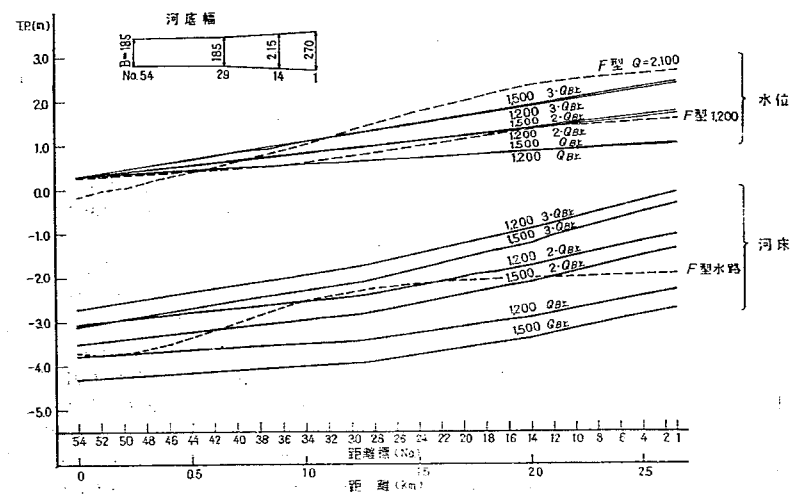


図-21　掃流砂量を一定する断面

であるが，手違いによりわずか異ったものとなった。図-21にはその時の水位をも記入してある。また参考のために，F型水路の河床と水位も書き添えた。

これは，F型水路の傾向を判断する一つの資料である。すなわち，河道における洗掘と堆積の傾向と将来の姿，水位の変動の様子，上流への影響（分派点に小さい床固が必要かどうか）等について極くおおざっぱな推測は可能であろう。

河床を少し掘り下げる案として2，3の計算を行なって検討を試みたが，その結果，あらゆる角度からみて，この案で最良の水路は，F型にかなり近い水路であろうと考えられる。

F型水路の細部の改良のためには，さらに検討が継続されなければならないが，河床の高さの多少の修正は自然が行ってくれる。したがって，その主な内容は護岸の根入れや，床固などであって，河口における砂洲の処理や導流堤の問題などが付帯する。

7. 河口付近の流況

関屋分水路の平面形状は直線的であって，計算によって求められた水理量には，相当の信頼性がある。しかし，分水路と海部の連結部や橋脚等の水理構造物の影響は実験的に検討することが望ましい。

河口付近の流況で特徴的事項として挙げられることは，a低下背水部と海部における流況におよぼす河口ぜきの影響，b放水路が海岸線に斜めに連絡していることの影響（導流堤の効果），c水門下流に深掘部ができた場合の流況，d跳水におよぼす三次元的な影響，e水門操作が上流流況におよぼす影響，などである。

これらの事項については縮尺1/60の模型によって検討した。模型範囲として，水路は海岸より上流900mまで，海部は沖840m，海岸方向に1,200mを含めた。河口から150mの位置に9門の水門が等間隔に設けられている。なお，模型は現地と左右が逆になっている。

〔1〕 河口ぜき下流の流況

実験の結果，明らかにされた主要事項は次のようであ

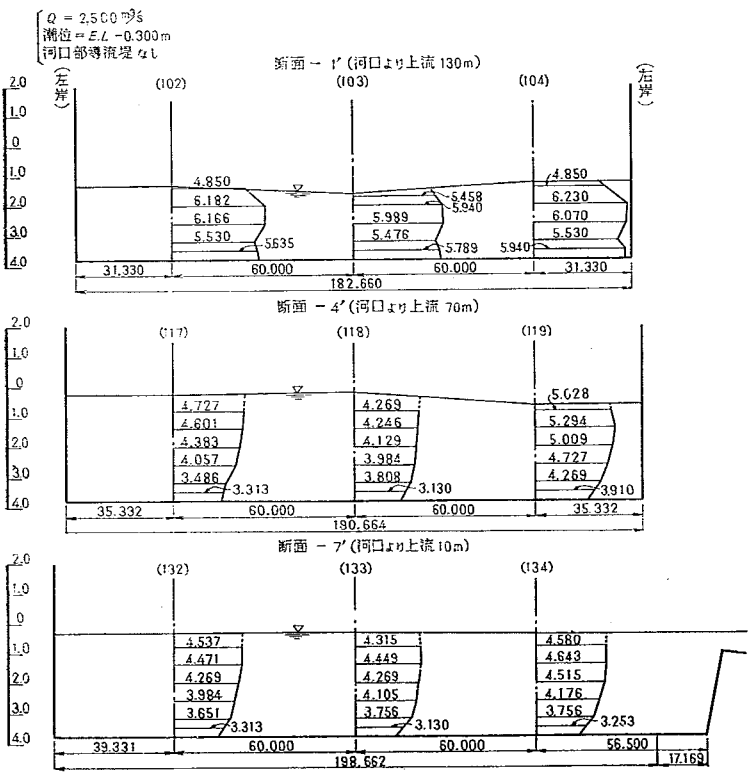


図-22　水門下流部流速分布図

る。

a　流況は潮位があがればよくなり，導流堤があればさらによくなる。この程度が進むにつれて，河口付近の流線は真直に，しかも左右岸へ片寄ることなく分水路の中心線の方向に向うようになる。

b　水路が汀線に斜めに接続している関係で，流れ方が片寄る。すなわち，短かい距離で海へ早く出る模型右岸(現地左岸側)で流速が早く水位も下る。水路河床高が T. P. −2.3m の水路では Q=2,500m³/s で H_0=−0.3m のときに，水位は左右岸で 80 cm の差がついた。この流況は，模型右岸に 73m の導流堤を設けて左右対称にすると，改善される。ただし，F型水路のように，河口での水深が十分深くしてある水路では，激しい低下背水が起らず，そのために左右岸での水面こう配がそれほど異らないから，模型右岸の導流堤の効果はそれほど明確にはならない。

c　水門9門，橋脚幅3m の場合のせき上げ水位はわずかである。したがって，水門のある場合とない場合の流況に現われる差はあまりない。河口ぜきの整流効果は，水門操作を行わない限りあまりない。

d　潮位と河口水位の関係は河口部の断面の大きさによる。水路床の高さが T. P. −2.30m のときには，河口水位はかなり高くなるが，F型水路の場合は河口水位は潮位とほとんど等しくなる。ただし，F型水路の場合においても，Q=2,100m³/s，H_0=−0.15m で最大流速は橋脚の間では 5m/s にも達し，河口部でも 4m/s に達する。

e　流速はエプロン上ではほとんどおとろえず（摩擦小），海部に出てもその傾向が長距離にわたって保たれる。エプロンは相当大きい粗度をつけて流速をおとす必要があるが，その長さや構造については更に検討を要する。（図22～図24）

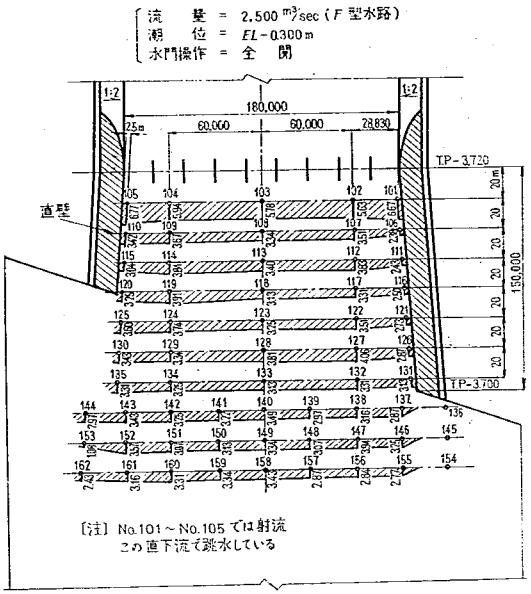


図-23　水門下流における底流速分布図（底より 6cm 点）

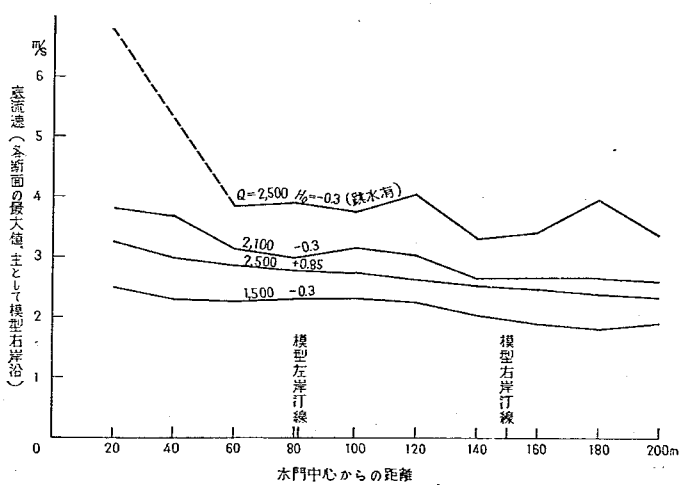


図-24　底流速の縦断変化（F型水路，導流堤なし）

〔2〕 深掘部の流速分布

水門下流の流速分布は河口ぜきという整流装置があるから，あまり極端な片寄り方はないと考えられる。しかし，何んらかの原因によって深掘部ができた場合に，それが進行するものであるか，あるいはただちに埋め戻されるものであるかということ，また，護岸の根固の設計資料をうるために，どの程度まで掘られる可能性があるものかということを調べることは重要である。

このような問題は移動床模型によって検討することが望ましいわけであるが，ここでは簡単に，固定床模型で右岸の水門下流に帯状の深掘部をつくり，水を流してその付近の流速布分を測定するにとどめた。実験は次の6ケースについて行った。

表-7 実験条件（6ケース）

Q	m³/s	1,500	2,500
H_0	T.P. m	−0.3	−0.3，+0.85
深掘れ部の標高	T.P. m	−8，−13	−8，−13

実験結果は，流線の例を図-25に，流速分布の例を図-26に示す。

実験の結果，明らかにされた事項は次のようである。

a　流線はいずれのケースにおいても，表面および水路底ともに，深掘部に強く吸い寄せられることはない。ほとんど直進しているとみなすことができる。ただ，深掘部を通過する流れの深掘部への吸込は小さいが，表面付近の流れは平面的にこころもち広がる傾向があり，わずかに流れが弱まることは共通している。深掘部の特性は流速分布によって判断すべきである。

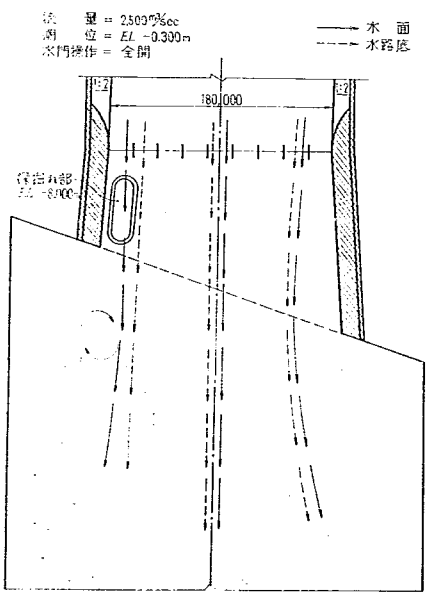


図-25　水門下流部流線スケッチ図

b　導流堤を設けても，深掘部を通過する法線に目立った変化はない。

c　深掘部があると，その付近の流速が多少早められ，深掘部のない左岸側の流速は小さくなる傾向がみられる。

d　深掘部内の流速分布に逆流が現われているケースと現われないケースとがある。しかし，T.P. −8mあるいは T.P. −13m という深い河床においても，なお，1m/s 前後の流速が現われることは，いったん深掘部ができると，かなりの深さまで洗掘が進行しうること，および護岸の根入れ深さとしては，十分に深くしておく必要のあることを警告するものであろう。

e　深掘部に砂をほぼ3m厚になるように投入し，砂の動きを観察したところ，深掘部の縦断方向中央の河心寄りから，下流，上流の順に洗掘され，短時間に上流端の一部を残し，完全に洗い流された。上流端の残砂はたえず変動して，ときに上部に舞い上り次第に流されるようになるが，これにはかなりの時間を要した。

〔3〕 水門操作による上流流心の変化

水門操作の影響が，水門上流に現われて蛇行現象が発生することがあるが，また，堤内蛇行の場合に砂堆を取り除くことができるかという問題を実験によって検討する。

明らかにされた事項は次のようである。

a　水門操作を行っても流れはあまり片寄ることなく，かなり直進するものである。この傾向は流量が多い（フルード数が大きい）ほど顕著である。流量 200m³/s 程度のときは水門上流約300mあたりで曲り始めるが，流量 500m³/s になると50～100mに減じ，流界 1,000m³/s になると水門直上流まで直進し，この位置で急激に方向を転換するようになる。

b　慣性が水門操作の影響をしのぎ，水門操作によって流線が曲るのは流れが水門にかなり近づいてからのことであるとみなすことができる。したがって，上流で堤内蛇行をしている場合に，水門操作によってこれを是正することはかなり困難である。

c　短かい不透過水制では，その影響が短かい区間であるのが通常であるが，上流で流れを片寄らせたときは，その影響がかなり下流にまでおよぶ。しかし，この結果から，ただちに水路の不安定性と蛇行傾向を論ずることはできない。

d　水門上流水位は，全開水門数，流量，下流水位等によって異るが，全開水門数および流量の影響が大きい。流量 1,000m³/s のときの左岸 1/2 開を右岸 1/2 開と

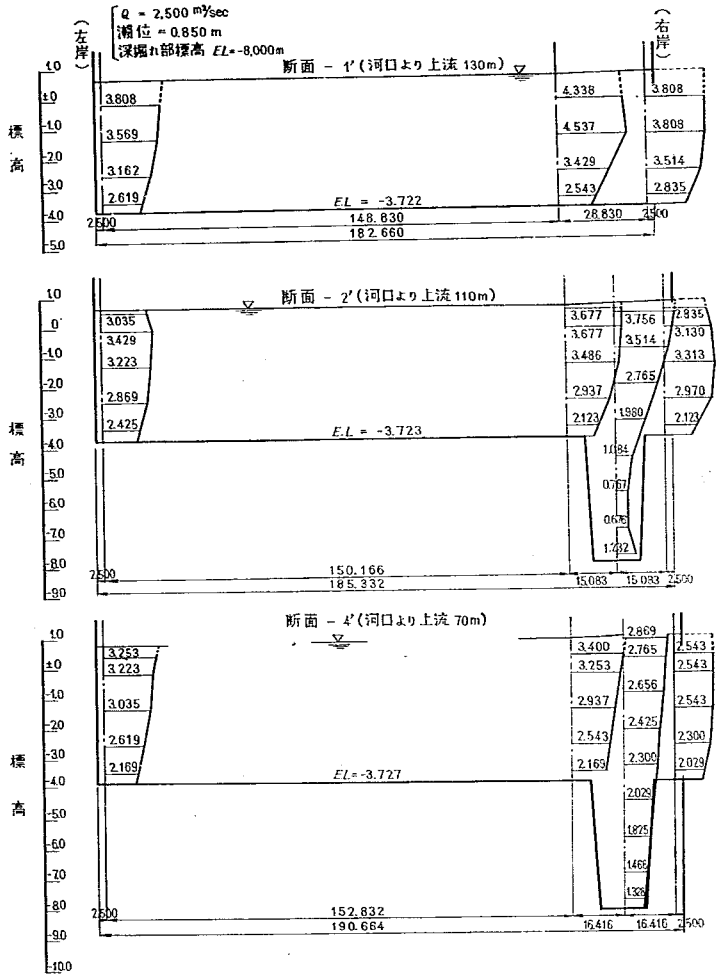


図-26 流 速 分 布 図

の水位差はかなりつくが，これは水路が海部に斜めに接続していることによる。すなわち，海部までの距離の短かい右岸側の水門が開いている場合の方が水位が低くなる。

8. 波浪実験と砂州のフラッシュ

新潟付近の海岸は冬期の季節風が顕著であるから，波浪による各種の影響を模型実験によって検討した。実験内容は，a 水門の波圧設計のための門扉全開時に通過する波高，b 水門操作を行ったときの河口せきによる波高の減衰と上流に遡る波高分布，c 河口付近の堆砂，d 水門操作による砂州のフラッシュ等である。

波起し装置は，中心部の対岸に設置した。これは，現地海岸における最盛期の波の進行方向とほぼ一致する。最盛期の波高観測の一例を示せば汀線より 450m 沖において，波の進行方向 N-31°-W，有義波高 3.35m，周期 $T=11.1$ 秒である。波の進行方向は風向と約5°の相違があるといわれる。季節風の吹き始めは，ほぼ，真北から始まってこれがほぼ北西で吹きやむ。関屋分水路は河口で北を向いているから，吹き始めの頃の波の進行方向と

ほぼ一致する。しかし，この場合の実験は実施していない。波起し板は底をヒンジとして上端を左右に振って波を起すもので，その長さは模型で10mである。これは実物では600m に相当する。波の実験では，幅 10m にブロックで仕切ったため海部は 600m に狭められた。

〔1〕 波高の減衰

波高の減衰は水深によるところが大きいわけであるから，砕波しないときは河口に達するまで波高はほとんど変らない。実験の結果，明らかにされた主要事項は次のようである。

a　砂州がついているとき，あるいは河口前面が浅くなっているときは，河川内への波の浸入はほとんどない。

b　河口が十分にフラッシュされている状態では，水門の設計波高としては沖波波高をとるべきである。さらに，波の進行方向からみてかげになる部分はあまり変らないが，波がぶつかるような位置にある模型左岸側では重複するので波高が大きくなる。波高の卓越する点が生じ，その位置は周期的に多少移動することがみられた。一例としてＡＢオリフィス型水路の場合の波高観測例を図-27に示す。

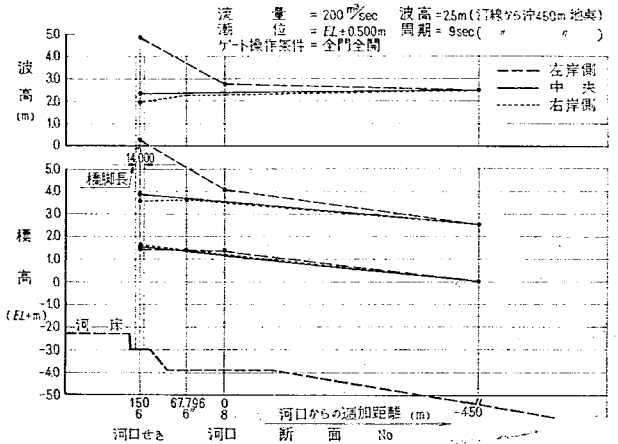


図-27　水門位置の波高の例　ＡＢオリフィス型水路

c　水門より上流に遡る波の波高は，ゲート２門全開のときよりは３門あるいは４門と，ゲート開放数が多いほど大きくなるが，いずれにしても河口せきによる波高の減衰効果は相当大きい。この減衰率は侵入波高が大きいほど大きいが，波高 1.5 m程度のときには２門開放時で 1/3～1/4になる。(表-8)

d　砕波位置は波高，周期および水深等によって異るが，一例として周期９秒の場合の測定例を図-28 に示す。新潟海岸の場合，おおよその見当として波高 2m，周期８秒のときは海岸線より 200～250m，波高 3m，周期９秒のときは海岸線より約350m 程度である。深い水路が海部についているときは，波は減衰しないままに河川部に入ることはありうる。

表-8　波　高　の　減　衰

水門操作条件	位　置	沖波波高 (m)	波高 (m) 水門地点	水門地点上35m	〃 上85m	〃 上630m
左岸２門全開	左　岸　側	2.5	2.37m	1.22m	0.61m	0.67m
	中央及右岸側		—	0.47	0.61	0.42
〃 ３門 〃	左　岸		2.59	1.93	0.58	0.58
	中央・右岸		—	0.76	0.66	0.46
〃 ４門 〃	左　岸		3.13	1.93	1.07	0.70
	中央・右岸		—	0.74	0.82	0.53
〃 ２門 〃	左　岸	4.0	3.70	2.27	0.90	0.68
	中央・右岸		—	0.43	0.70	0.25
〃 ３門 〃	左　岸		4.42	2.43	0.69	0.85
	中央・右岸		—	0.80	0.69	0.53
〃 ４門 〃	左　岸		3.71	2.65	1.00	0.45
	中央・右岸		—	0.69	0.86	0.52

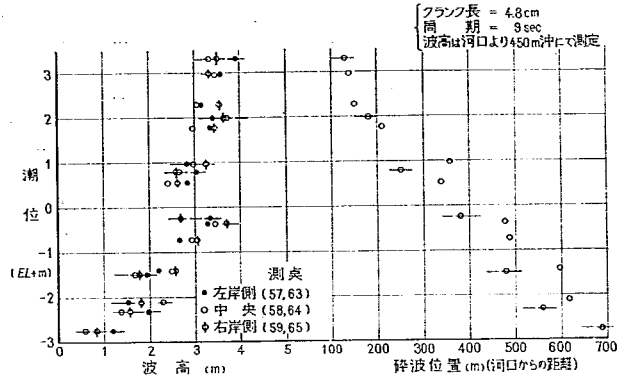


図-28　潮位～波高～砕波位置関係

〔2〕 波浪による河口堆砂

関屋分水路河口は，他の日本海側諸河川と同様に，冬季の季節風と波浪による活発な漂砂の活動にあって，閉塞の傾向にあると予想される。そこで，模型においてこの現象を観察することにした。

現地の砂（平均粒径 $d_m=0.4$mm 以下）をそのままに縮小した砂は得にくく，またこのような小さな粒子は表面活性の影響が卓越して，物理的性質を全く異にするので，実験においては粒径を小さくすることよりも比重を小さくすることに主眼をおいて，なるべく現地と力学的に相似するように努めた。

なかでも，限界掃流力だけは相似になっていることが望ましい。一般に，限界掃流力 U_{*c} $(=\sqrt{gRI})$ は，

$$U^2_{*c}=\alpha(\rho_s/\rho-1)gd^\beta$$

と表わされるから，

$$(RI)_{cr}=\alpha(\rho_s/\rho-1)d^\beta$$

となる。定数 α，β は粒径 d の関数であり，一般には実際と模型で異るが，近似的に α が等しく，かつ $\beta\fallingdotseq1$ とみなしうる範囲では，模型の河床材料の平均粒径 d_m は，

$$d_m=\frac{d_p}{60}\cdot\frac{\rho_p-1}{\rho_m-1}$$

となる。ここに，添字 m は模型量を，p は実物量を現わす。

実験ではスチロール系樹脂スタイロン—密度 $\rho_m=1.05$，平均粒径 $d_m=0.7$mm—を用いることにした。これは現地砂の 1.3mm に相当し，3倍以上大きいが，現象を近似的に再現するものと考えられる。スタイロンはわずかな気泡が付着しても浮き上るので，中性洗剤を用いて気泡をはらうことにした。スタイロンは模型で5cm厚さ（実際で 3m）に敷詰めた。ただし，スタイロンの分量が限られているため，汀線より 200m の範囲のみにとどめなければならなかった。実験の結果から判断すれば，スタイロンを敷く範囲としては，汀線からの距離はあまり必要ではなく，200m 程度でもおおよその傾向は把握できるものと考えられる。それよりも，スタイロンの動きは海岸線方向に著しく，補給砂を十分にしておく方が重要である。なお，模型は両方を固定しているが，実際は海岸線は無限と考えてよいから，この実験結果はその影響がまじったものである。

実験により明らかにされた主要事項は次のようである。

a　河川流量 $Q=0$ のときは，河口全面にわたって短時間で砂がいっぱいに入り込む。実験開始後1時間（実物時間換算値）で堆砂層が入り込み，模型右岸側では汀線より60m程上流まで入り込んでいる。この堆砂層により波浪の上流への浸入は完全に遮断され，それ以降河口部での堆砂はあまり変化しない。これは急激に大きい波を起したために生じる現象であって，実際は河口せきまで砂が入り込むものと判断すべきである。

b　砂州の高さは波の最高水位程度である。

c　次に河川流量 $Q=100$m³/s および 200m³/s の実験から判断すると，砂州のでき方は波の方向に左右されるものと考えられる。すなわち，導流堤のかげになるような波の弱いところに流水が集まり，そこが維持される。水が流れないところは砂が堆積する。

d　沖波波高が 2m 程度であれば，河川流量 100m³/s 以下の流量で，河口は 1/3 程度は十分に維持される。上流の低水位もあがらないので低水位を T.P.0.9m 程度に維持するには水門を少し閉める必要がある。開口水門数を減らすときは，水門操作を行うことによって開口幅をさらにあげることができるであろう（フラッシュの項参照）

e　この実験の場合，模型右岸に導流堤を設けると，導流堤側に水が集まる傾向がある。これは開く水門の左・右岸を問わず成り立つようである。ただし，沖波の強さに関係するわけで，波高 2m の場合には，その効果が

薄くなっている。波が強くなれば，導流堤をさらに伸す必要があると思われる。

f　導流堤がないと，河口前面にかなり一様に州がつくようになる。右岸4門の水門を開いた実験では水門を模型右岸で開いているにも拘らず，河口両端から，あまり大きくない州が伸びて，河口全体が一様に浅くなっている（T.P.－1m 程度）。

g　波は河口から上流へはほとんど入らない。

〔3〕 砂州のフラッシュ

河口に砂州ができて，閉そくしていると，出水時にはせき上げによる水害や，砂州が切れたときの局部的な深掘による構造物の被害が生じることがある。そこで，河口ぜきの水門操作によって，平水時にこの砂州をフラッシュして計画河床を維持できるかどうかを検討する。実験にはスタイロンを用いた。

実験により明らかにされた主要事項は次のようである。

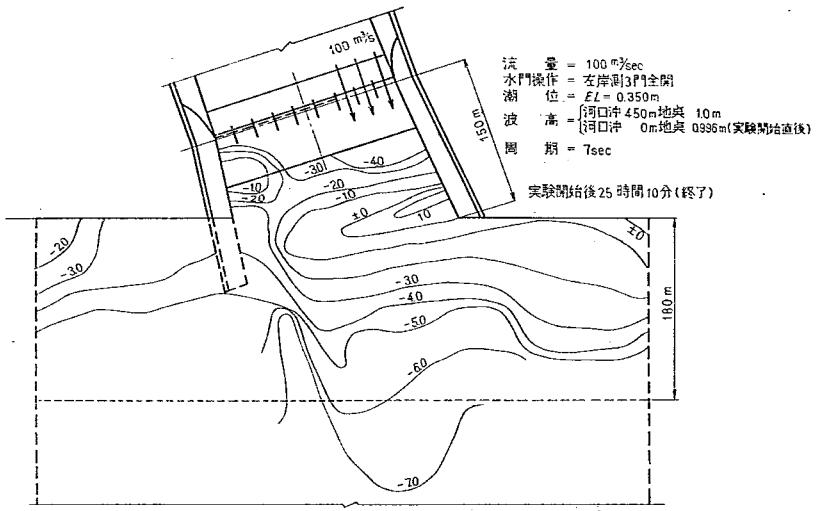


図-29　河口付近の堆砂状態平面図

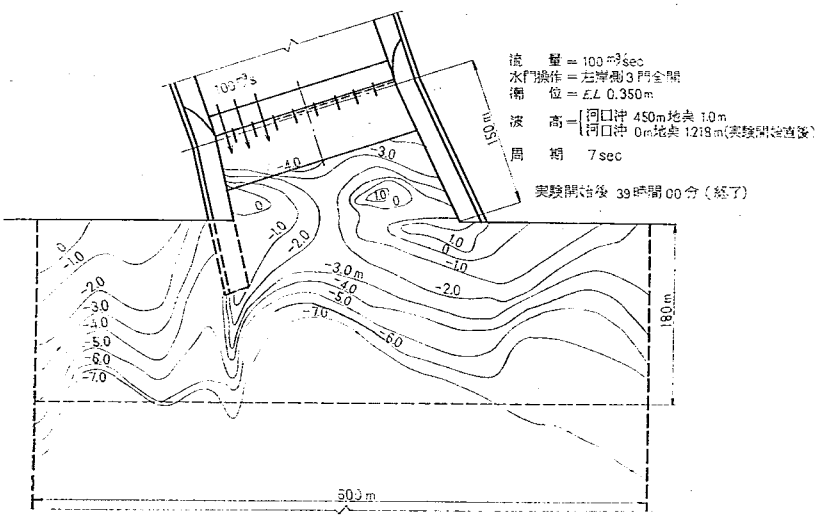


図-30　河口付近の堆砂状態平面図

a　流れは，実験開始時には，ほとんどの場合堆砂層の低い水深の大きい所を流れる。これは，次第に時間がたつにつれて流れに沿う堆砂部分を掘り崩し，フラッシュに，直進的な，あるいは別の通水部を形成していくようになる。

b　通水部が次第に掘り下って，ある程度までになると，フラッシュ力は減じる。そして，次に通水部の側面を切り崩して幅を拡げるようになる。しかし，流量に対してある程度の通水部が形成されると安定した流れとなり，堆積や浸食はみられなくなる。

c　開放水門直下流では流れは早い。そのために，この付近では掃流力が大きく，浮遊状態になるものが多い。しかし，下流部へ進むにつれ流速はおちるから沈降する。これより下流では河床表面で転ったり，いくぶん

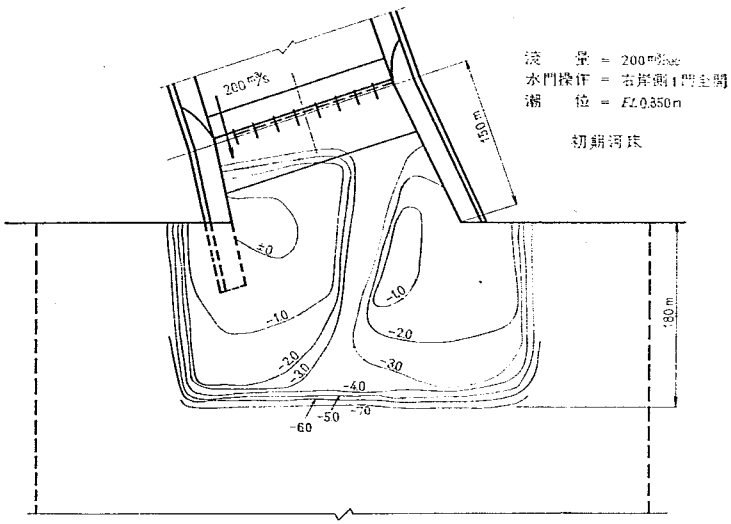


図-31　河口付近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

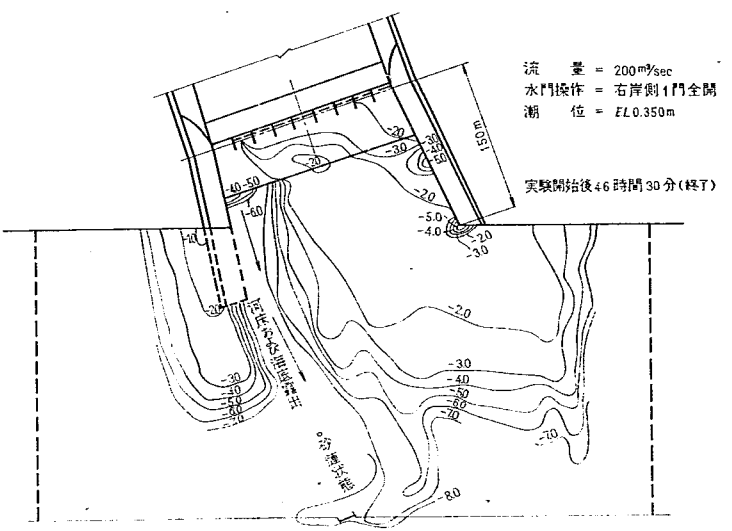


図-32　河口付近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

飛び上ったりして，たえず入れ替わりながら，さらにその下流へと流下し海部へ移動する。

d　開放水門や流心部から離れた所や対岸では，迂回流が発生している。この迂回流により，堆積層の変動がみられ，浸食されることもあるが，ほとんどの場合，主流の通水部から運ばれる流砂等により堆積を増大することが多い。

e　流量 100m³/s の場合，開放水門が4門，3門では流れやすいところを迂回して帰流力は弱い。2門にしてもあまり大きい帰流力とならず，水路幅を拡げることはかなり困難である。1門にすれば正面に堆砂があっても徐徐に浸食していくようである。この浸食力は水門を少ししぼって上流水位をあげ，高速流を噴出せしめるようにすれば，さらは増大するから，100m³/s 程度を維持流量と考えてよいと思われる。

f　流量 200m³/s の場合は 100m³/s に較べて数倍の力を有し，短時間に前面の砂堆を破る（図-31，32参照）。

g　河口が砂で全閉したときは，水位が砂州を越えてオーバーフローするようになると，砂州はかなり早く崩壊する。その場合，開口部幅は貯溜量に関係する。

9.　総合検討および結論

分水路の設計は水位や河床安定等の水理条件の他，あらゆる方面から検討を重ねたうえでなされなければならないが，ここでは，そのうち水理条件に関する資料を提供するものである。

これまでの検討では，関屋分水路はAB案（オリフィス案）またはF案がよいということである。しかし，いずれも一長一短であるから，ここでは両者をせっちゅうすることを考えた。これに対する細部の検討は十分であるとはなしがたい。特に河床安定および海岸保全に関する問題は今後に残されている。全川の移動床実験を行えば完全であろうが，これを行わなくても，細部付帯構造物については未知な点が多い。具体的には，河口ぜきエプロン長さや導流堤等であろう。

〔1〕　ABF案（せっちゅう案）

関屋分水路の基本的な形状として，数例について検討を重ねてきた。その結果，ABオリフィス案とF案が比較的有望であることが判明した。しかし，すでにみてきたように両案とも決定的なものとはなしがたい。表-9に

表-9　各案の比較表　　○：有効　×：逆効果　？：疑問点あり

対策案 ＼ 項目	主案 A（オリフィス案）B案	主案 F案	主案 A B（せっちゅう案）F案	副案 導流堤（右岸のみ約73m）堤	副案 導流堤（300—400m）—4mまで	副案 河口可動ぜき（全門可動）	副案 堤内蛇向（重点護岸）	副案 ポンプ揚水低水時	副案 しゅんせつ	備考
高水位（No.1）の低下	○	○	○		×					
低水位の維持	○	○	○			○		○		
河床安定（No. 1～上流）	○	？	○			○				
〃　（No.51～No.1）	○	○	○			○	？			局部的安定流れの片寄り是正
〃　（No.54～No.51）	$\frac{Q}{H_0}$大？小の時	○	○	○	○	○				
〃　（海岸欠壊）				？	×				○	
河口の流況改善				○	○				○	
河口維持（フラッシュ）	○	○	○			○			○	
〃　（堆砂させない）					○					
波浪の浸入軽減	○	○	○			○				護岸構造（軽）
塩水の浸入防止	○	○	○			○				
地盤沈下対策	？					？				
工事費（用地費を含む）				33万円/m	100万円/m	大×	×	×	×	
備考	水門操作			流況改善	砂波点まで必要か？			河口ぜきのない場合		

は，閧屋分水路として満さなければならない項目として，13項目を列挙し，各案の効果を比較できるように1つの表にとりまとめた。これによると，ABオリフィス案は，地盤沈下後も放置しておくと跳水の安定に疑問があり，水門下流が水深大に維持されない限り，流れが片寄って深掘れの危険がある。F案は，No.1上流河床の安定性に対して多少疑問点が存在すること，水門構造が大きくなる等の欠点がある。そこで，この両案を基本として，不都合な点を除外した案を考えた。これをABF案と称する。

ABF案の基本的な考え方としては，a地盤沈下を重視したこと，b河床はAB案に近い形とするが，オリフィスはさしあたり必要としないこと，c水門および護岸の根入れの深さは，F案にしたがい，最大洗掘量を推定して十分深くとることとし，構造物の安定を計ったことなどである。具体的に示せば次の通りである。すなわち，

a　地盤沈下量

地盤沈下量は人為的要素があるらしいといわれ，これを推定することは困難な問題であるが，ここでは実測値に基づくものとする。それによると，河口付近で1年に約14cm沈下している。計画地盤沈下量として，何年を考えればよいかは，これも同様に推定しにくい問題であるが，ガス水の汲み上げを制限し，あるいは還水を完全に実施すれば止るともいわれているので，一応6年をとって河口付近で80cmの沈下量，上流では40cmの沈下量を見込んだ。

b　河床の高さ

ABF案の河床の高さは，F案を基準とし，流水による洗掘や堆積を考慮しない状態で，沈下後にF案に落ちつくものとした。地盤沈下量としては，

No.54～25：80～40cm（直線変化）

No.25～ 1：40cm

を見込んだ。これはAB案河床に近い。

c　水路底幅

水路の底幅は水面幅をAB案にほぼ等しくするために底幅でAB案より5m減じた。これはF案に落ち着いた場合に，水深が大きくなるから，側法こう配を2割としたとき，底幅としては減じる必要があるからである。高水位としては十分に余裕がある。

底幅としては，

No.54～51：210～180（直線変化）長方形断面

No.51～19：B＝180m　　台形断面

No.19～14：180～210（直線変化）台形断面

No.14～ 1：210～265（直線変化）台形断面

と決めた。

d　計画高水位と余裕高

計画高水位としてはAB河床をとつて十分余裕をもたせ，堤防の余裕高としては，1.20mの他に地盤沈下量0.80mを加えて2.00mをとることとした。

以上を総括すれば，図-33に示すようである。ただし，この場合，高水位としては$Q=2,500m^3/s$をとってある。

AB案高水位で，しかも2,500m³/sをとり，堤防高さには地盤沈下量0.80mを考えているから十分安全である。河口では，T.P 2.20mまでせき上げてオリフィスとし，跳水を起させることもできる。沈下後にF案となるから構造物は安全である。その上，掘削はほぼAB案河床高さまでであるから経費の節約がはかられている。

ただし，ABF案としては地盤沈下が起らないと困るし，あまりに多くの沈下量があっても困るというところが弱点となっている。最初の6年間，河口で約80cmの沈下が完了するまでは，大きい出水があると危険であるが，上流改修が終了するまでは，1,200m³/sまでしか出ないと推定されているのでさしつかえない。

〔2〕 河口ぜき

閧屋分水計画に際しては，各種の付帯的構造物が必要である。例えば，護岸，締切堤，海岸堤，導流堤，床固，河口可動ぜき，分水ぜき，分水ぜき閘門，の他付帯構造物として，取水のための水門，潮止ぜき（旧川），潮止堤（旧川），樋管，排水機場，道路付替，橋梁，水路付替，電気，ガス，水道，通信等の施設付替等が加わる。これらのうち，ここでは，水門について述べる。

a　河口ぜきの必要性

河口ぜきとしては波圧などが大きくかかり建設費は大きい。北陸地建企画室の計算では，1m当り500～600万円，全体では10数億円にのぼる。しかし，閧屋分水路にとってこの河口ぜきの役割は大きく，これを省略した場合には次のような理由により不都合を生じる。

すなわち

（a）　水門がない場合，常時しゅんせつを行って，全面一様水深を維持する必要があるが，その維持費は大きい。

（b）　また，導流堤を設けるとすれば，砕波点まであるいは海底の高さがT.P.－3～－4mとして，300～400mの長さの導流堤が必要である。この場合の建設費は30～100万円/mであると考えられ，付帯工事としての海岸護岸の強化に要する費用が加わる。

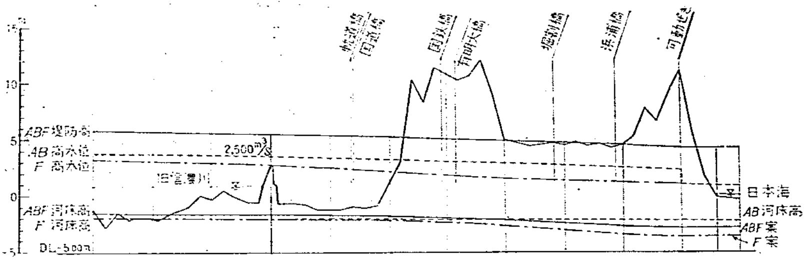
（c）　低水時の用水確保のためのポンプ施設建設費および維持費が加わる。

（d）　塩水の浸入を防げない。

（e）　堆砂した状態で大きい出水があれば，流れが片寄って局部的洗掘の危険がある。その洗掘深（10～20m？）に対処するよう構造物の根固を十分にすることは大変な工事である。

（f）　上流の河床安定のための堤内蛇行，重点護岸，強固な水制等は流れを乱す結果となり好ましくない。

b　河口ぜき位置



測点番号	1	6	11	14	16	21	26	31	36	41	43	45	51	54	56
ABF堤防高	5.79	5.71	5.61		5.47	5.30	5.17	5.01	4.84	4.66		4.44	4.20	4.20	
F 高水位	3.26	3.15	3.01		2.79	2.46	2.15	1.83	1.55	1.35		1.18	0.98 0.90	0.80	0.80
AB高水位	3.79	3.71	3.61		3.47	3.30	3.17	3.01	2.84	2.66		2.44	2.20 0.90	0.80	0.80
F 河床高	-1.90	-1.95	-1.99		-2.02	-2.10	-2.20	-2.38	-2.68	-3.11		-3.51	-3.72	-3.70	-3.70
AB河床高	-1.90	-1.94	-1.98		-2.01	-2.05	-2.09	-2.13	-2.16	-2.20		-2.79	-2.28	-2.30	-2.30
ABF河床高	-1.50	-1.55	-1.59		-1.62	-1.70	-1.80	-1.90	-2.12	-2.47		-4.40	-2.92	-2.90	-2.90
地盤高	-1.10	-2.00	-0.30		-2.70	-1.20	0.90	10.80	4.90	4.50		4.40	11.10	-0.20	-0.40
追加距離	0	250	500		750	1000	1250	1500	1750	2000		2250	2500	2650	
単距離															
曲線	R=3,600m			R'=5,000m							R=5,000m				

図-33　関尾分水路計画縦断面図（ABF案）

河口ぜきの位置としては，当初分派点付近という案もあったが，その後河口に設けることに決定した。実験および計算では，河口より150mにせきの門扉を想定して行っている。これは河口ぜきのエプロンの長さ50m，その先に粗朶沈床あるいはブロック50m，合計100m程度の構造物を考慮した場合に，構造物が海岸線よりあまり海に出ないようにしたためである。100mの河床保護工は，上流河床に非常事態が生じた場合にNo.51で水位をせき上げてもよいように設けるもので不完全跳水の場合でも短時間は，下流河床および河口ぜきを安全に保つに必要と考えられる長さをとった。エプロンの長さについては引き続き十分な検討を行う必要がある。

なお，せきをさらに海岸へ近づけるときは，(a)エプロンの長さが短かくなる。(b)砂州のフラッシュが容易になる。(c)波の影響を直接受ける海岸護岸の長さが短かくなる。(d)河口から浸入した波が重復して局部的に大きい波高となるが，せきを河口へ近づければ，このような複雑な現象は起らなくなる。等の諸利点が期待されるが，海岸欠壊による海岸線の後退を考慮に入れておく必要もあろう。

せきを河口からさらに後退させるときは，導流効果を増大させるわけであるが，せきを河口へ近づける場合の利点がうすれる。海部と河川部を水理的にスムースに接続する導流効果に関しては，導流堤の他，河口で河幅を拡げてもよいわけで，水門を曲線状にすれば，1割以上にも拡げられると期待される。

c　水門設計について

河口ぜきを設計する基本条件として，①地盤沈下，②著しい越波は許さないこと，③波圧に対して十分な構造とすること。④洗掘を防止すること等があげられる。

門扉は，北陸地建案では，遠隔操作として図-35のように高さ5mの主門扉および高さ1.55mの可動カーテンウォールから成る。主門扉は地盤沈下後も+1.3mまで水位調節可能であるから分派点平水位0.96は十分確保できる。主門扉の高さ5mはこれ以上大きくすると塔の高さが大きくなりすぎ，小さくすると門扉の縦横の比が小さくなりすぎ構造上好ましくないからである。カーテンウォールは塔の高さをあまり大きくしないために考えられたもので，越波を防ぐ目的を有する。設計条件は潮位0.85mで半波高2mとした。地盤沈下を考慮して可動とした。

なお，実験では水門間隔17.89（AB案），17.33（F案）としたが，水理的には多少の変更はさしつかえない。ただし，水門間隔を2倍以上にすると堆砂土砂のフラッシュに多少の困難が増加する。また実験の，ピヤー幅3m，ピヤー長14mは常陸水門の形状であることを付

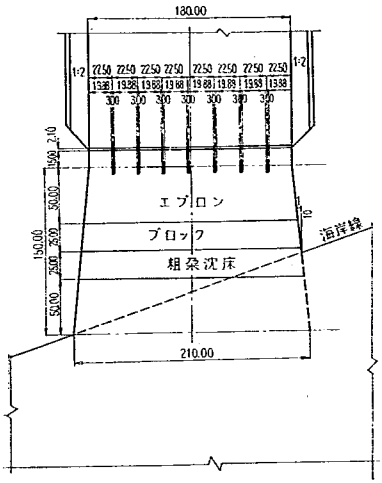


図-34　河口せきエプロン

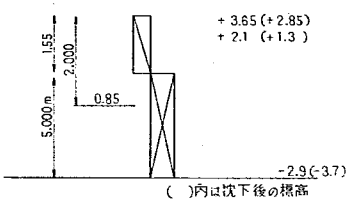


図-35　門扉設計条件

記する。ピヤーの面積は荷重および地盤の強度，工法等から定められるものであるが，幅は狭い方が望ましい。

次に，波の実験は，波の遡上高さや平面的な影響のみにとどまり，波圧の測定は非常に困難であるので行っていない。

d　塩水の浸入防止

河口せきがない場合は，塩水と真水の密度差によって，塩水がくさび状に河川の上流まで浸入することがある。この塩水くさびは潮位変動，流量，河積，河床こう配等に関係するが，関屋分水路の場合は上流まで及び，おそらく取水に困難を生じるものと考えられる。

ところが河口せきが存在する場合は，ここで多少の水位差をつけることによって容易に塩水の浸入を防ぐことができる。塩水の平均の比重を1.03とすれば，水の比重は1.00であるから水門の直上流水深が水門直下流水深の1.03倍以上あればよい。水深4mとすればこれは12cmに過ぎない。

分派点水位を平水時 T. P. 0.96m に維持するように水門操作すれば潮位が70cm 程度までは，塩水の浸入に対しては問題とすることはないであろう。

〔3〕 関屋分水路の河床変動について

a　概　要

関屋分水路は，海岸より二つの砂丘を経て，水田地帯をぬけてから旧信濃川に接続している。砂丘地帯は，だいたい中砂で，わずか海岸より 500m あたりまでの範囲で標高 −4～−5m にシルトをはさんでいるだけであるが，河口より 1,400m から旧信濃川に至る約 500m の区間は，砂質粘土であって，平均粒径 d_m は 0.04mm 以下である。したがって通水によってこの砂質粘土が浮遊し，河床は急激な低下をすることが予想される。

一方砂質材料は主として掃流によって運搬されるが，その量と，上流から補給される土砂量（平均粒径 d_m = 0.4mm）との割合が問題となる。すなわち，砂質粘土が削られて，そのあとへ上流からの補給土砂が堆積するまでの過程を考察する必要がある。

また，浮遊による河床低下が進行すれば，その結果掃流砂量に縦断的不均衡が生じ，それによって河床が変動すると考えられる。

b　分水路横断形状の変化

分水路が深掘れして，護岸が破壊されることがあると，非常に危険である。周囲が細かい砂質粘土や軟かい中砂であれば，いつたん突破口ができてからの被害の発展性は想像に余りある。砂丘が滑ることがあっても同様であろう。

河川の安定横断形状には理論解が存在する。しかし，この場合は護岸がはられている上，初期の横断形状が非常にうすい台形断面であるから理論断面は考慮外としてよい。

関屋分水路と旧信濃川とは，非常にスムースなゆるいカーブで連絡されており，分水路はほとんど直線状である。このような水路では，湾曲の影響が大きく左右するとは思われない。むしろ非常に整然とした流れであろうと推定される。したがって，流れを乱すようなことはなるべくさしひかえた方がよい。強い水制などは好ましくないゆえんである。また，あらかじめ堤内蛇行を作って護岸を重点的に施工する案もあるが，蛇行現象が明確に把握されていないので，どのような蛇行を作ったらよいかわからない。もし蛇行法則が誤って用いられた場合は強弱の護岸により流れが乱されて逆効果ということになりかねない。水制や重点護岸等は一歩あやまると流れを局部的に不整にし，片寄らせたりする。このような場合には，10m以上の洗掘を覚悟しなければならないであろう。

どうやらスムースな曲線形で連続した美しい横断形水路で，同じ強度の護岸（岸に沿う流速を多小弱める構造物を含む）を施行する場合が，無難のようである。（もっとも，全面プロテクトしたり，床固を非常につめて設置すれば別問題であるが。）例えば，矢作川などの，リ

ングによる高水時の河床の洗掘量の実測値では横断方向の変化はあまりみられない。

ところが不幸にしていったん流れが片寄って深掘れができた場合に，ついには，護岸を破壊するまでにそれが発展するであろうか。河川の流れは流量によっていろいろ変るものであるから，それを否定する材料は，揃ってはいない。そういうことも起り得るものとしておかなければならないであろう。

この場合単断面で，高水敷がないから護岸には一層留意すべきである。水門は1つの自由度を与えるが，あまり大きな期待はかけない方がよいであろう。

c　浮遊による河床の低下

河床の低下は横断方向には一様であると仮定する。

浮遊による河床低下の量は，流水にさらされるシルトや粘土はすべて流失するものと考えて推定する。浮遊による著しい河床低下が終了するのは，砂質材料によって，表層が十分に覆われたときである。シルトや粘土は洗掘の速度が非常に大きいから，上流からの砂質土砂が表面を覆う間もなく，掘られてしまうであろう。したがって，護岸等の根固はこの場合，シルトの粘土の下の中砂や粗砂の中へ十分深く突込んでおく必要がある。No. 54～No.44 は少くとも −5.5m 以下にまで，No.30～No. 16 は −6.0m以下にまで矢板等をうちこんでおく必要がある。

次に河床低下の速さのおおよそのオーダーを推定しよう。

浮遊流砂は概念的に，河床材料と水理的関連のつくもの (Bed material load) と関連のつかないもの (Wash load) とに分けられる。分水路のシルトや粘土は bed material load として浮遊し，Wash load として流下するものと考えられる。Bed material load を求める計算式は Einstein 式や Lane-Kalinske 式が用いられる。

はじめに，極く概略的に高水時の Wash load の濃度を 3,500ppm と仮定して計算を試みる。(浮遊流砂を考慮せず，かつ上流からの Wash load は少ないものとする。すなわち，ここでいう Wash load は分水路のシルトや粘土が浮き上って構成したものと考える。) 計画波形について Wash load の浮遊流砂量を概算すると，

$$\int Q dt = 24{,}200 \times 3{,}600 = 8.7 \times 10^7 \mathrm{m}^3$$

(8,700万トン)

$$\int Q_s dt = 8.7 \times 10^7 \times 3.5 \times 10^{-3} = 30\text{万トン}$$

一方シルトや粘土はおおよそ 40万m^3 であり，見掛比重をかりに 1.5 とすれば60万トンであるから，1回の計画波形 (Q_{max}=2,100m^3/s) 程度の高水によって運搬される Wash load の約2倍に相当する。

なお，粘着力，砂のかぶりによるしやへい効果，および水深が大きくなると洗掘速度がにぶること等の低下を遅らせる要素を考慮すれば横断方向に一様な洗掘を仮定

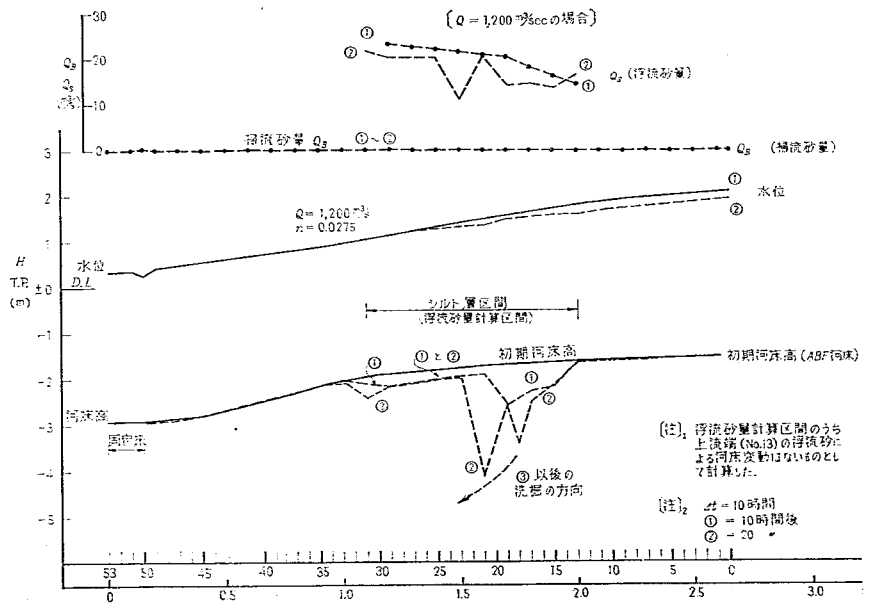


図-36　関屋分水路河床変動・流砂量・水位—縦断面図

する限り，最大低下に至るまでには，数年を要するものと考えられる。

d 河床変動計算例

流砂関数として，掃流砂量公式に佐藤・吉川・芦田公式，浮遊砂量公式に Lane-Kalinske 公式を用いて河床変動計算を試みた。計算条件としては，初期河床にＡＢＦ河床，掃流砂による河床変動区間は河口部 200m を除く全区間，浮遊砂による河床変動区間はシルト層である No. 14～No. 32の区間のみとし，その下限を T. P. −5.5 とした。なお，掃流による洗掘・堆砂は直上流断面の掃流砂量と比較して求めたが，浮遊による堆砂は考えないことにし，比較する浮遊砂量としては上流における最大値とした。浮遊砂の沈降とか流れの土砂保有能力と洗掘量との関係は未解決の問題であるから，このように簡単に考えることにしたのである。

計算はステップ毎に河床を変動させることにして行った。１ステップの時間はかりに10時間とした。一例として流量 1,200m³/s，潮位 T. P. 0.35m の場合の河床変動は図-36 のようである。この結果から判断すると，シルト質の部分は大きい出水の場合は相当洗掘されるものと考えるべきであろう。

10. あとがき

関屋分水路の河道計画については，その骨組みとしては，ＡＢＦ案に基づくものがよいと考えられる。残る問題は，地盤沈下量の推定に関する問題とその対策のほかは，付帯的あるいは細部的諸問題である。

なお，本文においては，極く概略的に全体にわたって述べることにしたので，個個の問題については不十分であることは否めない。詳細については「関屋分水模型実験報告書，昭和38年12月，建設省土木研究所」および「同―その２，昭和40年」に記してある。

〔追伸〕

関屋分水計画は，昭和40年度旧信濃川が１級河川に指定されてから建設省の直轄河川に編入され，北陸地建が担当して検討している。その結果，都市計画上の関連事項とは切離して考えられ，治水上のみの問題として扱われることになったほか，計画流量については再検討がなされることになった。すなわち，上流の改修計画が再検討された場合，現在の広い河道面積が減らされて，河道貯溜量が減少し，ピーク流量の増大が予想されるからである。そこで，計画流量について再検討する一方，かりに計画流量を 3,000m³/s として，原則的にはＡＢＦ案を変更しないたてまえで，細部について実験的検討を実施中である。具体的には河口せきをあと 100m 程度上流へさげられないかということ，水門数を５門にできないかという問題である。これらの検討結果については，報告書その２を参照していただきたいと思う。

長 波 に つ い て

——微小振幅長波のうちあげ高——

(昭和41年1月)

首 藤 伸 夫*

Study on Long Waves

—Run-up of Long Waves of Small Amplitude—

(January) 1966

N. Shuto

Synopsis:

Using the theory of long waves of small amplitude, the author obtained the run-up of long waves without breaking on a sloping beach and on a vertical dike set on a sloping beach. Experimental results show good agreement with the theoretical values, as shown in Figure 10.

目 次

1. 序……(1)
2. 基本方程式の展開……(2)
3. 一様傾斜斜面上の波……(5)
4. 直立堤および斜面上への長波のうちあげ高……(7)
5. 結 論……(11)

1. 序

津波，高潮のような長波が岸近くにきてどのような変形をし，構造物や自然海浜上でどうなるかという問題は，理論的にも実際的にも興味のあることであろう。

もし，長波の前端が砕波をおこしたり，クノイド状段波になったりすると，現象は bore の斜面上での挙動といった見地からとりあつかわれねばならず，Meyer, Shen, Ho, Méhauté などがこの問題と取組んでいる。

だが，ここでは，砕波などをおこさない波をとりあつかうことにする。したがって，流速，水位変動などの諸量には不連続点は存在しない。砕波をおこし bore を生ぜしめる条件がどのようなものであるかについては，ここではふれない。砕波条件，bore strength がどのように規定されるかという問題は非常に興味深いものであるけれども，微小振幅理論では到底とりあつかえないものであり，非線型性が強く支配する現象であろう。

これからおこなう計算の概略は次のとおりである。まず，現象は二次元であるとする。現実の現象では二次元ということはありえず，従来からグリーンの法則として知られているように，水深，水路幅両者の影響下に波形が変化していくものとしてとらえられねばならないのであるが，まず第一段階としては，簡単のために二次元現象であると仮定する。

また摩擦項は除外し，非回転性を仮定する。このような仮定の上にたって流体の運動に対する基本方程式群を Friedrichs 流に σ という微小量をあらわすパラメータで展開するという摂動法をもちいる。波動も σ のオーダーのものであるとする。σ は小さい量であるから，たとえば表面条件は，静水面のまわりに微小変化がおこっているものと考えて，静水面からのテーラー展開をもちいて簡略化されよう。

ところで，以上のような求め方をした際，えられた解の収束性，一意性といった数学的疑問についての解答をあたえることはほとんど不可能である。しかし，えられた解を実験値と比較して両者が良く一致する領域については，解の正当性が物理的に保証されているといってもさしつかえないであろう。

2. において，基本方程式群の変形をおこなう。流速，変位，圧力などの量はすべて微小パラメータ σ によって級数展開されうるものと考える。波速に対しては σ による展開をしない。もしクノイド波とよばれるような波をもとめる場合には，2. であつかわれているような変形をつかうよりももっとあつかいやすい展開をうることができるが，ここではそうしたことについての議論はおこなわない。

3. では底面条件が特殊な場合，すなわち一様傾斜斜面の場合についての一般解を無次元表示の形でもとめる。

4. は，沖合で完全重複波となっているとした場合の解を次元を有したものになおし，それからでてくる結果について説明する。

ある特定の水深を有する場所に直立堤を設けても解の

* 河川部 海岸研究室研究員

形が変化しないことから直立堤へのうちあげ高，うちあげ高におよぼす堤脚水深の影響が一般的な場合についてもとめられる。この結果を実験結果と比較すると定性的に良い一致がみられることがわかる。

つぎに堤防がない場合のうちあげ高に対する表示をもとめる。ある水深の場所で入射波形をとらえ，その入射波形の特性量からうちあげ高を表わすことを考える。

こうして土木研究所でえられた実験結果と比較すると実に良い一致がみられたのである。

2. 基本方程式の展開

運動は二次元，非粘性，非回転の長波的性質をおびたものであり，底面は $y=-h(x)$，表面は $y=\eta(x,t)$ としてあらわされるとしよう。偏微分を添字であらわし，u, v, p は水平方向流速，鉛直方向流速，圧力である。

連続の方程式

$$u_x+v_y=0 \quad \cdots\cdots(2.1)'$$

運動の方程式

$$u_t+u\cdot u_x+v\cdot u_y=-\frac{1}{\rho}p_x \quad \cdots\cdots(2.2)'$$

$$v_t+u\cdot v_x+v\cdot v_y=-g-\frac{1}{\rho}p_y \quad \cdots\cdots(2.3)'$$

非回転の条件

$$u_y=v_x \quad \cdots\cdots(2.4)'$$

表面圧力条件

$$p(x,\eta)=p_{\mathrm{atm}}. \quad \text{at } y=\eta(x,t) \quad \cdots\cdots(2.5)'$$

表面波形連続条件

$$\eta_t+u\eta_x=v \quad \text{at } y=\eta(x,t) \quad \cdots\cdots(2.6)'$$

底面条件

$$uh_x+v=0 \quad \text{at } y=-h(x) \quad \cdots\cdots(2.7)'$$

いま，つぎのように無次元数を導入する。l, d を水平および鉛直方向の特性長とする。

$$X=\frac{x}{l},\ Y=\frac{y}{d},\ U=\frac{u}{\sqrt{gd}}$$

$$V=\frac{d}{l}\frac{v}{\sqrt{gd}},\ C=\frac{c}{\sqrt{gd}}$$

$$H=\frac{h}{d},\ N=\frac{\eta}{d},\ P=\frac{p}{\rho gd}$$

$$T=\frac{\sqrt{gd}}{l}t,\ \sigma=\left(\frac{d}{l}\right)^2 \ll 1 \text{ とする。}$$

(2.1)′から(2.7)′までの方程式群は，これらの無次元表示された量をつかって

$$\sigma U_X+V_Y=0 \quad \cdots\cdots(2.1)$$

$$\sigma U_T+\sigma U\cdot U_X+V\cdot U_Y=-\sigma P_X \quad \cdots\cdots(2.2)$$

$$\sigma V_T+\sigma U\cdot V_X+V\cdot V_Y=-\sigma P_Y-\sigma \quad \cdots\cdots(2.3)$$

$$U_Y=V_X \quad \cdots\cdots(2.4)$$

$$P=P_{\mathrm{atm}}. \quad \text{at } Y=N \quad \cdots\cdots(2.5)$$

$$\sigma N_T+\sigma U\cdot N_X=V \quad \text{at } Y=N \quad \cdots\cdots(2.6)$$

$$\sigma U\cdot H_X+V=0 \quad \text{at } Y=-H \quad \cdots\cdots(2.7)$$

のように表わされる。

表面形状 N が σ をパラメータとして展開できるとすると，

$$N=\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n N_n \quad \cdots\cdots(2.8)$$

つまり，

$$N-N_0=\sum_{n=1}^{\infty}\sigma^n N_n$$

である。ある関数 F の N での値を N_0 のまわりに Taylor 展開することによって表示しよう。

$$\begin{aligned}F(N)=&F(N_0)+(N-N_0)\cdot F_Y(N_0)\\&+\frac{(N-N_0)^2}{2!}\cdot F_{YY}(N_0)\\&+\frac{(N-N_0)^3}{3!}\cdot F_{YYY}(N_0)\\&+\frac{(N-N_0)^4}{4!}\cdot F_{YYYY}(N_0)\\&+\cdots\cdots+\frac{(N-N_0)^i}{i!}\cdot F_Y{}^{(i)}(N_0)+\cdots\cdots\\=&F_0\\&+\sigma\left[F_1+N_1F_{0Y}\right]\\&+\sigma^2\left[F_2+(N_1F_{1Y}+N_2F_{0Y})+\frac{1}{2}N_1{}^2F_{0YY}\right]\\&+\sigma^3\left[F_3+(N_1F_{2Y}+N_2F_{1Y}+N_3F_{0Y})\right.\\&+\frac{1}{2}(N_1{}^2F_{1YY}+2N_1N_2F_{0YY})\\&\left.+\frac{1}{6}N_1{}^3F_{0YYY}\right]\\&+\sigma^4\left[F_4+(N_1F_{3Y}+N_2F_{2Y}\right.\\&\left.+N_3F_{1Y}+N_4F_{0Y})\right.\\&+\frac{1}{2}\{N_1{}^2F_{2YY}+2N_1N_2F_{1YY}\\&+(N_2{}^2+2N_1N_3)F_{0YY}\}\\&+\frac{1}{6}\{N_1{}^3F_{1YYY}+3N_1{}^2N_2F_{0YYY}\}\\&\left.+\frac{1}{24}N_1{}^4F_{0YYYY}\right]\\&+\sigma^5\left[F_5+(N_1F_{4Y}+N_2F_{3Y}+N_3F_{2Y}\right.\\&\left.+N_4F_{1Y}+N_5F_{0Y})\right.\\&+\frac{1}{2}\{N_1{}^2F_{3YY}+2N_1N_2F_{2YY}\\&+(N_2{}^2+2N_1N_3)F_{1YY}\\&+(2N_1N_4+2N_2N_3)F_{0YY}\}\\&+\frac{1}{6}\{N_1{}^3F_{2YYY}+3N_1{}^2N_2F_{1YYY}\\&+(N_1N_2{}^2+3N_1{}^2N_3)F_{0YYY}\}\\&+\frac{1}{24}\{N_1{}^4F_{1YYYY}+4N_1{}^3N_2F_{0YYYY}\}\\&\left.+\frac{1}{120}N_1{}^5F_{0YYYYY}\right]+0(\sigma^6),\ \text{at } Y=N_0\end{aligned}$$

$$\cdots\cdots(2.9)$$

このように表面条件も σ の級数に展開できることになる。ただし，$F_Y^{(i)}$ は Y について i 回偏微分することをしめす。

$$U=\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n U_n$$

$$V=\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n V_n$$

$$P=\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n P_n$$

などのように展開すると，(2.1)～(2.7) までの式はそれぞれ展開され，σ に関するオーダーごとに次のような式群をあたえることになる。

連続の式 (2.1) は

$$\sigma\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n U_{nX}+\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n V_{nY}=0$$

(σ^0) $V_{0Y}=0$ ……(2.1.1)

(σ^1) $U_{0X}+V_{1Y}=0$ ……(2.1.2)

(σ^2) $U_{1X}+V_{2Y}=0$ ……(2.1.3)

(σ^3) $U_{2X}+V_{3Y}=0$ ……(2.1.4)

(σ^4) $U_{3X}+V_{4Y}=0$ ……(2.1.5)

(σ^5) $U_{4X}+V_{5Y}=0$ ……(2.1.6)

運動の式 (2.2)，(2.3) は

$$\sigma\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n U_{nT}+\sigma\left(\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n U_n\right)\left(\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n U_{nX}\right)+\left(\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n V_n\right)\left(\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n U_{nY}\right)=-\sigma\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n P_{nX}$$

$$\sigma\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n V_{nT}+\sigma\left(\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n U_n\right)\left(\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n V_{nX}\right)+\left(\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n V_n\right)\left(\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n V_{nY}\right)=-\sigma\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n P_{nY}-\sigma$$

(σ^0) $V_0U_{0Y}=0$ ……(2.2.1)

$V_0V_{0Y}=0$ ……(2.3.1)

(σ^1) $U_{0T}+U_0V_{0X}+(V_0U_{1Y}+V_1U_{0Y})=-P_{0X}$ ……(2.2.2)

$V_{0T}+U_0V_{0X}+(V_0V_{1Y}+V_1V_{0Y})=-P_{0Y}-1$ ……(2.3.2)

(σ^2) $U_{1T}+(U_0U_{1X}+U_1U_{0X})+(V_0U_{2Y}+V_1U_{1Y}+V_2U_{0Y})=-P_{1X}$ ……(2.2.3)

$V_{1T}+(U_0V_{1X}+U_1V_{0X})+(V_0V_{2Y}+V_1V_{1Y}+V_2V_{0Y})=-P_{1Y}$ ……(2.3.3)

(σ^3) $U_{2T}+(U_0U_{2X}+U_1U_{1X}+U_2U_{0X})+(V_0U_{3Y}+V_1U_{2Y}+V_2U_{1Y}+V_3U_{0Y})=-P_{2X}$ ……(2.2.4)

$V_{2T}+(U_0V_{2X}+U_1V_{1X}+U_2V_{0X})+(V_0V_{3Y}+V_1V_{2Y}+V_2V_{1Y}+V_3V_{0Y})=-P_{2Y}$ ……(2.3.4)

(σ^4) $U_{3T}+(U_0U_{3X}+U_1U_{2X}+U_2U_{1X}+U_3U_{0X})+(V_0U_{4Y}+V_1U_{3Y}+V_2U_{2Y})+V_3U_{1Y}+V_4U_{0Y})=-P_{3X}$ ……(2.2.5)

$V_{3T}+(U_0V_{3X}+U_1V_{2X}+U_2V_{1X}+U_3V_{0X})+(V_0V_{4Y}+V_1V_{3Y}+V_2V_{2Y}+V_3V_{1Y}+V_4V_{0Y})=-P_{3Y}$ ……(2.3.5)

(σ^5) $U_{4T}+(U_0U_{4X}+U_1U_{3X}+U_2U_{2X}+U_3U_{1X}+U_4U_{0X})+(V_0U_{5Y}+V_1U_{4Y}+V_2U_{3Y}+V_3U_{2Y}+V_4U_{1Y}+V_5U_{0Y})=-P_{4X}$ ……(2.2.6)

$V_{4T}+(U_0V_{4X}+U_1V_{3X}+U_2V_{2X}+U_3V_{1X}+U_4V_{0X})+(V_0V_{5Y}+V_1V_{4Y}+V_2V_{3Y}+V_3V_{2Y}+V_4V_{1Y}+V_5V_{0Y})=-P_{4Y}$ ……(2.3.6)

非回転の条件 (2.4) は

$$\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n U_{nY}=\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n V_{nX}$$

(σ^0) $U_{0Y}=V_{0X}$ ……(2.4.1)

(σ^1) $U_{1Y}=V_{1X}$ ……(2.4.2)

(σ^2) $U_{2Y}=V_{2X}$ ……(2.4.3)

(σ^3) $U_{3Y}=V_{3X}$ ……(2.4.4)

(σ^4) $U_{4Y}=V_{4X}$ ……(2.4.5)

(σ^5) $U_{5Y}=V_{5X}$ ……(2.4.6)

表面圧力条件 (2.5) は

$$\sum_{l=0}^{\infty}\left(\frac{1}{l!}\left(\sum_{m=1}^{\infty}\sigma^m N_m\right)^l\cdot\frac{\partial^l}{\partial Y^l}\left(\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^n P_n\right)\right)=P_{\text{atm.}}\quad\text{at}\quad Y=N_0$$

(σ_0) $P_0=P_{\text{atm.}}$ ……(2.5.1)

(σ^1) $P_1+N_1P_{0Y}=0$ ……(2.5.2)

(σ^2) $P_2+(N_1P_{1Y}+N_2P_{0Y})+\frac{1}{2}N_1^2P_{0YY}=0$ ……(2.5.3)

(σ^3) $P_3+(N_1P_{2Y}+N_2P_{1Y}+N_3P_{0Y})+\frac{1}{2}(N_1^2P_{1YY}+2N_1N_2P_{0YY})+\frac{1}{6}N_1^3P_{0YYY}=0$ ……(2.5.4)

(σ^4) $P_4+(N_1P_{3Y}+N_2P_{2Y}+N_3P_{1Y}+N_4P_{0Y})$

$$+\frac{1}{2}[N_1^2P_{2YY}+2N_1N_2P_{1YY}$$
$$+(N_2^2+2N_1N_3)P_{0YY}]$$
$$+\frac{1}{6}[N_1^3P_{1YYY}+3N_1^2N_2P_{0YYY}]$$
$$+\frac{1}{24}N_1^4P_{0YYYY}=0 \quad \cdots\cdots(2.5.5)$$

(σ^5) $P_5+(N_1P_{4Y}+N_2P_{3Y}+N_3P_{2Y}$
$$+N_4P_{1Y}+N_5P_{0Y})$$
$$+\frac{1}{2}[N_1^2P_{3YY}+2N_1N_2P_{2YY}$$
$$+(N_2^2+2N_1N_3)P_{1YY}$$
$$+(2N_1N_4+2N_2N_3)P_{0YY}]$$
$$+\frac{1}{6}[N_1^3P_{2YYY}+3N_1^2N_2P_{1YYY}$$
$$+(N_1N_2^2+3N_1^2N_3)P_{0YYY}]$$
$$+\frac{1}{24}[N_1^4P_{1YYYY}+4N_1^3N_2P_{0YYYY}]$$
$$+\frac{1}{120}N_1^5P_{0YYYYY}=0 \quad \cdots\cdots(2.5.6)$$

以上は $Y=N_0$ で成立する。

表面波形連続の条件 (2.6) は

$$\sigma\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^nN_{nT}+\sigma\left[\sum_{l=0}^{\infty}\left\{\frac{1}{l!}\left(\sum_{m=1}^{\infty}\sigma^mN_m\right)^l\times\frac{\partial^l}{\partial Y^l}\left(\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^nU_n\right)\right\}\left(\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^nN_{nX}\right)\right]$$
$$=\sum_{l=0}^{\infty}\left[\frac{1}{l!}\left(\sum_{m=1}^{\infty}\sigma^mN_m\right)^l\times\frac{\partial^l}{\partial Y^l}\left(\sum_{n=0}^{\infty}\sigma^nV_n\right)\right],\ \text{at}\quad Y=N_0$$

(σ^0) $V_0=0$ $\cdots\cdots(2.6.1)$

(σ^1) $V_1+N_1V_{0Y}=N_{0T}+N_{0X}U_0$ $\cdots\cdots(2.6.2)$

(σ^2) $V_2+(N_1V_{1Y}+N_2V_{0Y})+\frac{1}{2}N_1^2V_{0YY}$
$$=N_{1T}+N_{0X}[U_1+N_1U_{0Y}]+N_{1X}U_0 \quad \cdots\cdots(2.6.3)$$

(σ^3) $V_3+(N_1V_{2Y}+N_2V_{1Y}+N_3V_{0Y})$
$$+\frac{1}{2}(N_1^2V_{1YY}+2N_1N_2V_{0YY})$$
$$+\frac{1}{6}N_1^3V_{0YYY}$$
$$=N_{2T}+N_{0X}[U_0+(N_1U_{1Y}+N_2U_{0Y})]$$
$$+N_{1X}[U_1+N_1U_{0Y}]+N_{2X}U_0 \quad \cdots\cdots(2.6.4)$$

(σ^4) $V_4+(N_1V_{3Y}+N_2V_{2Y}+N_3V_{1Y}+N_4V_{0Y})$
$$+\frac{1}{2}(N_1^2V_{2YY}+2N_1N_2V_{1YY})$$
$$+(N_2^2+2N_1N_3)V_{0YY}]$$
$$+\frac{1}{6}[N_1^3V_{1YYY}+3N_1^2N_2V_{0YYY}]$$
$$+\frac{1}{24}N_1^4V_{0YYYY}$$
$$=N_{3T}+N_{0X}[U_3+(N_1U_{2Y}+N_2U_{1Y}$$
$$+N_3U_{0Y})$$
$$+\frac{1}{2}(N_1^2U_{1YY}+2N_1N_2U_{0YY})$$
$$+\frac{1}{6}N_1^3U_{0YYY}]$$
$$+N_{1X}[U_2+(N_1U_{1Y}+N_2U_{0Y})$$
$$+\frac{1}{2}N_1^2U_{0YY}]$$
$$+N_{2X}[U_1+N_1U_{0Y}]+N_{3X}U_0 \quad \cdots\cdots(2.6.5)$$

(σ^5) $V_5+(N_1V_{4Y}+N_2V_{3Y}+N_3V_{2Y}$
$$+N_4V_{1Y}+N_5V_{0Y})$$
$$+\frac{1}{2}[N_1^2V_{3YY}+2N_1N_2V_{2YY}$$
$$+(N_2^2+2N_1N_3)V_{1YY}$$
$$+(2N_1N_4+2N_2N_3)V_{0YY}]$$
$$+\frac{1}{6}[N_1^3V_{2YYY}+3N_1^2N_2V_{1YYY}$$
$$+(N_1N_2^2+3N_1^2N_3)V_{0YYY}]$$
$$+\frac{1}{24}[N_1^4V_{1YYYY}+4N_1^3N_2V_{0YYYY}]$$
$$+\frac{1}{120}N_1^5V_{0YYYYY}$$
$$=N_{4T}+N_{0X}[U_4+(N_1U_{3Y}+N_2U_{2Y}$$
$$+N_3U_{1Y}+N_4U_{0Y})$$
$$+\frac{1}{2}\{N_1^2U_{2YY}+2N_1N_2U_{1YY}$$
$$+(N_2^2+2N_1N_3)U_{0YY}\}$$
$$+\frac{1}{6}(N_1^3U_{1YYY}+3N_1^2N_2U_{0YYY})$$
$$+\frac{1}{24}N_1^4U_{0YYYY}]$$
$$+N_{1X}[U_3+(N_1U_{2Y}+N_2U_{1Y}+N_3U_{0Y})$$
$$+\frac{1}{2}(N_1^2U_{1YY}+2N_1N_2U_{0YY})$$
$$+\frac{1}{6}N_1^3U_{0YYY}]$$
$$+N_{2X}[U_2+(N_1U_{1Y}+N_2U_{0Y})$$
$$+\frac{1}{2}N_1^2U_{0YY}]$$
$$+N_{3X}[U_1+N_1U_{0Y}]+N_{4X}U_0 \quad \cdots\cdots(2.6.6)$$

これらも $Y=N_0$ で成立する。

底面条件 (2.7) から

$$\sigma \sum_{n=0}^{\infty} \sigma^n U_n H_X + \sum_{n=0}^{\infty} \sigma^n V_n = 0 \qquad \text{at} \quad Y=-H$$

(σ^0) $V_0=0$ ……(2.7.1)

(σ^1) $U_0H_X+V_1=0$ ……(2.7.2)

(σ^2) $U_1H_X+V_2=0$ ……(2.7.3)

(σ^3) $U_2H_X+V_3=0$ ……(2.7.4)

(σ^4) $U_3H_X+V_4=0$ ……(2.7.5)

(σ^5) $U_4H_X+V_5=0$ ……(2.7.6)

3. 一様傾斜斜面上の波

図-1に示されるような海底こう配上の波を考えることとする。

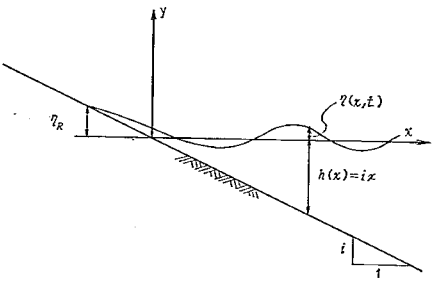


図-1 座標のとり方

$h=ix$ を無次元表示をすると,

$$H=\frac{h}{d}=i\cdot\frac{l}{d}\,\frac{x}{l}=IX,\quad I=i\frac{l}{d} \qquad \cdots\cdots(3.1)$$

である。

まず, σ^0 の解をもとめよう。

(σ^0) $V_{0Y}=0$ ……(2.1.1)

$V_0U_{0Y}=0$ ……(2.2.1)

$V_0V_{0Y}=0$ ……(2.3.1)

$U_{0Y}=V_{0X}$ ……(2.4.1)

$P_0=0$ at $Y=N_0$ ……(2.5.1)

$V_0=0$ at $Y=N_0$ ……(2.6.1)

$V_0=0$ at $Y=-H$ ……(2.7.1)

上の諸式をみたす解として

$V_0=0$, $U_0=U_0(X,\ T)$ ……(3.2)

をうる。波が存在しないときには鉛直方向の流速がないことになる。

(σ^1) $U_{0X}+V_{1Y}=0$ ……(2.1.2)

$U_{0T}+U_0U_{0X}=-P_{0X}$ ……(2.2.2)

$1=-P_{0Y}$ ……(2.3.2)

$U_{1Y}=V_{1X}$ ……(2.4.2)

$P_1=-N_1P_{0Y}$ at $Y=N_0$ …(2.5.2)

$V_1=N_{0T}+N_{0X}U_0$ at $Y=N_0$ …(2.6.2)

$U_0H_X+V_1=0$ at $Y=-H$ …(2.7.2)

(2.2.2), (2.3.2) から

$P_0=-Y+$function of $(X,\ T)$

また (2.5.1) から

$P_0=-N_0+$function of $(X,\ T)=0$

N_0 は静水面であるから定数である。したがって,

$P_0=-Y+N_0=-Y$ ……(3.3)

をうる。図-1 の座標のとり方によると $N_0=0$ だからである。

U_0 は波動がないときの水平方向流速である。流れがないものとするから

$U_0=0$ ……(3.4)

である。

(2.1.2) から V_1 は $(X,\ T)$ の関数ということになるが, (2.6.2), (2.7.2) という境界条件を満足せねばならないから

$V_1=0$ ……(3.5)

をうる。

(2.4.2) より

$U_1=U_1(X,\ T)$ ……(3.6)

(2.5.2) より

$P_1=N_1$ at $Y=N_0$ ……(3.7)

となる。

(σ^2) $U_{1X}+V_{2Y}=0$ ……(2.1.3)

$U_{1T}=-P_{1X}$ ……(2.2.3)

$0=-P_{1Y}$ ……(2.3.3)

$U_{2Y}=V_{2X}$ ……(2.4.3)

$P_2=N_2$, at $Y=N_0$ ……(2.5.3)

$V_2=N_{1T}$, at $Y=N_0$ ……(2.6.3)

$U_1H_X+V_2=0$ at $Y=-H$ …(2.7.3)

(2.2.3), (2.3.3) より

$$P_1=-\int U_{1T}\cdot dX+g(T) \qquad \cdots\cdots(3.8)$$

$g(T)$ は圧力が全体にわたって変動することをしめす。波動に対して, 時間的空間的に周期的であり, 空間的に等しく時間のみに関係する変動はないという条件をつければ, $g(T)=0$ とおいてよい。

(2.5.2) から

$$N_1=-\int U_{1T}\cdot dX \qquad \text{at} \quad Y=N_0 \qquad \cdots\cdots(3.9)$$

をうる。

(2.1.3), (2.6.3), (2.7.3) の関係から

$$V_2 \text{ at } Y=N_0-V_2 \text{ at } Y=-H=N_{1T}+U_1H_X$$

$$=-\int_{-H}^{N_0}U_{1X}\cdot dY=-(N_0+H)U_{1X} \qquad \cdots\cdots(3.10)$$

(3.9) の関係をつかって (3.10) をかきなおすと

$$U_{1TT}=[(N_0+H)U_1]_{XX} \qquad \cdots\cdots(3.11)$$

となる。 $N_0=0$, $H=IX$ であるから

$$U_{1TT}=I\cdot X\cdot U_{1XX}+2\,I\cdot U_{1X} \qquad \cdots\cdots(3.12)$$

これをとき(注1) (3.8), (3.9) を考慮すると,

$$U_1=A\begin{bmatrix}\sin nT\\ \cos nT\end{bmatrix}\frac{1}{\sqrt{IX}}\begin{pmatrix}J_1\left(\frac{2n}{\sqrt{I}}\sqrt{X}\right)\\ N_1\left(\frac{2n}{\sqrt{I}}\sqrt{X}\right)\end{pmatrix} \quad \cdots\cdots(3.13)$$

$$N_1=P_1=A\begin{bmatrix}\cos nT\\ -\sin nT\end{bmatrix}\begin{pmatrix}J_0\left(\frac{2n}{\sqrt{I}}\sqrt{X}\right)\\ N_0\left(\frac{2n}{\sqrt{I}}\sqrt{X}\right)\end{pmatrix} \quad \cdots\cdots(3.14)$$

をうることになる。ここで〔 〕はその内部の関数を任意にえらび組合せる演算を意味している。

また, (2.1.3) から

$$\int_{-H}^{Y}V_{2Y}\cdot dY=-\int_{-H}^{Y}U_{1X}\cdot dY$$

したがって

$$\begin{aligned}V_2&=-(Y+H)U_{1X}-H_XU_1\\&=-\frac{A}{X}(Y+H)\\&\quad\times\left[\frac{n}{I}Z_0\left(\frac{2n}{\sqrt{I}}\sqrt{X}\right)\right.\\&\qquad\left.-\frac{1}{\sqrt{IX}}Z_1\left(\frac{2n}{\sqrt{I}}\sqrt{X}\right)\right]\begin{bmatrix}\sin nT\\ \cos nT\end{bmatrix}\\&\quad-\frac{AI}{\sqrt{IX}}\left[Z_1\left(\frac{2n}{\sqrt{I}}\sqrt{X}\right)\right]\begin{bmatrix}\sin nT\\ \cos nT\end{bmatrix}\\&=-\frac{A}{X}\left[\frac{n}{I}(Y+IX)\cdot Z_0\left(\frac{2n}{\sqrt{IX}}\sqrt{X}\right)\right.\\&\qquad\left.-\frac{Y}{\sqrt{IX}}Z_1\left(\frac{2n}{\sqrt{I}}\sqrt{X}\right)\right]\begin{bmatrix}\sin nT\\ \cos nT\end{bmatrix}\end{aligned} \quad \cdots\cdots(3.15)$$

(2.4.3) から

$$\begin{aligned}U_{2Y}&=-\frac{AI}{2\sqrt{IX}}\\&\quad\times\left[\frac{2n}{I^2}\frac{1}{\sqrt{IX^3}}(-IX-2Y)Z_0\left(\frac{2n}{\sqrt{I}}\sqrt{X}\right)\right.\\&\qquad\left.-\left(\frac{2n^2}{I^2}\frac{1}{X}-\frac{4Y}{I^2X^2}\right)Z_1\left(\frac{2n}{\sqrt{I}}\sqrt{X}\right)\right]\begin{bmatrix}\sin nT\\ \cos nT\end{bmatrix}\end{aligned}$$

ゆえに

$$\begin{aligned}U_2&=-\frac{A}{2X\sqrt{XI}}\\&\quad\times\left[\frac{2n}{I\sqrt{IX}}(-IXY-Y^2)Z_0\left(\frac{2n}{\sqrt{I}}\sqrt{X}\right)\right.\\&\qquad\left.-\left(\frac{2n^2}{I^2}Y-\frac{2}{IX}Y^2\right)Z_1\left(\frac{2n}{\sqrt{I}}\sqrt{X}\right)\right]\begin{bmatrix}\sin nT\\ \cos nT\end{bmatrix}\\&\quad+h(x,\ T)\end{aligned} \quad \cdots\cdots(3.16)$$

$h(X,\ T)$ はこれまでの条件からきめることはできず, σ^3 のオーダーの方程式群での境界条件をみたすように決定される必要がある。

微小振幅の波をあつかう限り, U_1, V_1, N_1, P_1 を対象とすればよい。σ^2 以上のオーダーの項は有限振幅の波に対してのみ考慮されるものである。

微小振幅の波においては $V_2=0$ であるにもかかわらず U_1 は (3.13) 式であたえられる形をもっているので底面における条件がみたされていないかのような外観を呈する。しかし, これは (2.7) からあるいは (2.7.3) から明らかなとおり, 水底境界面においては鉛直速度は水平速度よりオーダーがおちるのであるから, U_1 と V_2 とで境界条件をみたすことになればよいのである。

注1) (3.12) の解

$$U_{1TT}=IXU_{1XX}+2IU_{1X} \quad \cdots\cdots(3.12)$$

U_1 を T と X の関数に変数分離する。

$$U_1=F(T)\cdot G(X) \quad \cdots\cdots(3.12.1)$$

このとき, F, G に対し

$$\frac{F_{TT}}{F}=\frac{IXG_{XX}+2IG_X}{G}=-n^2 \quad \cdots\cdots(3.12.2)$$

という方程式をうる。F に対しては $F_{TT}=-n^2F$ より

$$F=\begin{bmatrix}\sin nT\\ \cos nT\end{bmatrix} \quad \cdots\cdots(3.12.3)$$

という解をうる。G に対しては

$$IXG_{XX}+2IG_X+n^2G=0 \quad \cdots\cdots(3.12.4)$$

であるから, 新しい変数として $Y=\sqrt{IX}$ を導入すると

$$\frac{d}{dX}=\frac{dY}{dX}\frac{d}{dY}=\frac{I}{2Y}\frac{d}{dY},\quad \frac{d^2}{dX^2}=\frac{I^2}{4Y^2}\frac{d^2}{dY^2}-\frac{I^2}{4Y^3}\frac{d}{dY} \quad \cdots\cdots(3.12.5)$$

という関係から

$$\frac{d^2G}{dY^2}+\frac{3}{Y}\frac{dG}{dY}+\frac{4n^2}{I^2}G=0 \quad \cdots\cdots(3.12.6)$$

になる。この解は一次の Bessel 関数, Neumann 関数である。すなわち

$$G=\frac{1}{Y}Z_1\left(\frac{2n}{I}Y\right)=\frac{1}{\sqrt{IX}}Z_1\left(\frac{2n}{\sqrt{I}}\sqrt{X}\right) \quad \cdots\cdots(3.12.7)$$

である。Zは Bessel 関数, Neumann 関数を代表的にあらわすものである。

4. 直立堤および斜面上への長波のうちあげ高

微小振幅長波の解は

$$V_1=0 \quad \cdots\cdots(3.5)$$

$$U_1=\frac{A}{\sqrt{IX}}\begin{pmatrix} J_1\left(\frac{2n}{\sqrt{I}}\sqrt{X}\right) \\ N_1\left(\frac{2n}{\sqrt{I}}\sqrt{X}\right)\end{pmatrix}\begin{bmatrix}\sin nT \\ \cos nT\end{bmatrix} \quad \cdots\cdots(3.13)$$

$$N_1=P_1=A\begin{pmatrix} J_0\left(\frac{2n}{\sqrt{I}}\sqrt{X}\right) \\ N_0\left(\frac{2n}{\sqrt{I}}\sqrt{X}\right)\end{pmatrix}\begin{bmatrix}\cos nT \\ -\sin nT\end{bmatrix} \quad \cdots\cdots(3.14)$$

であった。これを次元をもつ形になおそう。波の周期 T，振幅に関係する量 $a(=Ad)$，水深 h などを導入する。ただし，$h=ix$（x：水平方向座標距離）としてあらわされるものである。

$$v_1=0 \quad \cdots\cdots(4.1)$$

$$u_1=a\sqrt{\frac{g}{h}}\begin{pmatrix} J_1\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right) \\ N_1\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right)\end{pmatrix}\begin{pmatrix}\sin\frac{2\pi}{T}t \\ \cos\frac{2\pi}{T}t\end{pmatrix} \quad \cdots\cdots(4.2)$$

$$\eta_1=a\begin{pmatrix} J_0\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right) \\ N_0\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right)\end{pmatrix}\begin{pmatrix}\cos\frac{2\pi}{T}t \\ -\sin\frac{2\pi}{T}t\end{pmatrix} \quad \cdots\cdots(4.3)$$

これらの式中，g は重力の加速度である。

まず進行波のみが存在する場合について考えてみよう。十分沖合 $x\to+\infty$ において進行波があるという条件を設定すると，

$$\eta_1=a\left[J_0\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right)\cdot\cos\frac{2\pi}{T}t - N_0\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right)\cdot\sin\frac{2\pi}{T}t\right] \quad \cdots\cdots(4.4)$$

$$u_1=a\sqrt{\frac{g}{h}}\left[J_1\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right)\cdot\sin\frac{2\pi}{T}t + N_1\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right)\cos\frac{2\pi}{T}t\right] \quad \cdots\cdots(4.5)$$

という組合せをえらべば十分である。$x\to\infty$ つまり $h\to\infty$ のところでの円筒関数の漸近展開

$$\left.\begin{aligned} J_\nu(z)&\sim\sqrt{\frac{2}{\pi z}}\cdot\cos\left(z-\frac{2\nu+1}{4}\pi\right) \\ N_\nu(z)&\sim\sqrt{\frac{2}{\pi z}}\cdot\sin\left(z-\frac{2\nu+1}{4}\pi\right)\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(4.6)$$

をつかうと，たとえば

$$\begin{aligned}\eta_1&\sim a\sqrt{\frac{2}{\pi}}\left[\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right]^{-1/2} \\ &\quad\times\left[\cos\frac{2\pi}{T}t\cdot\cos\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right)-\sin\frac{2\pi}{T}t\cdot\sin\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right)\right] \\ &=a\sqrt{\frac{2}{\pi}}\left[\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right]^{-1/2} \\ &\quad\times\cos\left(\frac{2\pi}{T}t+\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{ix}{g}}\right)\end{aligned} \quad \cdots\cdots(4.7)$$

であって，$x\to+\infty$ のところで x の負の方向に進んでいる波をあらわしている。この場合解のなかにノイマン関数をふくむため，原点にのところで振幅が無限大になる。進行波が入射してくるばかりであるから，このような現象がおこるのは当然である。現実には砕波や摩擦によるエネルギー損失，さらに反射していく波があることなどから現象は有限におさえられるのであるけれども，こうした効果を無視すれば振幅無限大を常に生ずることは当然であり，えられた解は物理的に正当なものであるとはいえない。

反射率が 1.0 である場合について考えてみよう。反射率は海底こう配，堤防こう配，入射波波形こう配などによって左右されるのであるが，波形こう配が非常に小さく砕波がおこらない場合には 1.0 に近い値をとるものとしてよい。摩擦などの原因にもとづく損失がはいらないものとすると，反射率を 1.0 としても物理的に不都合はおこらないはずである。入射しただけの波が反射していくのであるから，原点近くで有限値にならなければならない。しかし例外はある。それは共鳴の場合である。共鳴現象は入射周期がある特定の関係をみたす場合に生ずる現象であり，一次近似で話しをすすめる限り，振幅無限大ということがありうるのである。

こうした配慮にもとづき，解の形をもとめる。

$$\eta_1=a\cdot\cos\frac{2\pi}{T}t\cdot J_0\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right) \quad \cdots\cdots(4.8)$$

$$u_1=a\sqrt{\frac{g}{h}}\cdot\sin\frac{2\pi}{T}t\cdot J_1\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right) \quad \cdots(4.9)$$

がわれわれの条件をみたす解である。

(4.6) をつかうと (4.8) が

$$\begin{aligned}\eta_1&\sim a\sqrt{\frac{2}{\pi}}\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right)^{-1/2} \\ &\quad\times\cos\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}-\frac{3}{4}\pi\right)\cdot\cos\frac{2\pi}{T}t \\ &=\frac{a}{2}\sqrt{\frac{2}{\pi}}\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right)^{-1/2} \\ &\quad\times\left[\cos\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}+\frac{2\pi}{T}t-\frac{3}{4}\pi\right)\right.\end{aligned}$$

$$+\cos\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}-\frac{2\pi}{T}t-\frac{3}{4}\pi\right)\Big] \quad \cdots\cdots(4.10)$$

となって，x の正負方向に進む二つの波の重ね合せになっていることがわかる。

一様こう配傾斜面上におかれた直立堤へのうちあげ高をもとめよう。(4.9) の解をみると一次ベッセル関数の零点にあたる場所では水平方向流速が常にゼロになる。つまり，こうした点は振動の節となっていて，直立壁をおいてもおかなくとも振動現象に本質的な差異はおこらない。

ベッセル関数には

$$J_0'(Z)=-J_1(Z) \quad \cdots\cdots(4.11)$$

という関係があるから，J_1 関数の零点は常に J_0 関数の極大，極小値をあたえる点になっている。u_1 がゼロである点では η_1 は場所的に振幅極大となるのである。

J_1 のゼロ点とそれに対応する J_0 の値を，たとえば林桂一：高等関数表より引用すれば表-1のようである。

これを図示し，各点を滑らかな曲線で結ぶと図-2，図-3のようになる。

えられた解のもつ数学的特性から図中丸印のある点にのみ直立壁をおくことができるのであるが，これは物理的制約ではない。

表-1　J_0 の極値

ゼロの番号	J_1のゼロ点x_n	$J_0(x_n)$
0	0	1.0
1	3.83171	−0.40276
2	7.01559	+0.30012
3	10.17347	−0.24970
4	13.32369	+0.21836
5	16.47063	−0.19647
6	19.61586	+0.18006
7	22.76008	−0.16718
8	25.90367	+0.15672
9	29.04683	−0.14801
10	32.18968	+0.14061
11	35.33231	−0.13421
12	38.47477	+0.12862
13	41.61709	−0.12367
14	44.75932	+0.11925
15	47.90146	−0.11527
16	51.04354	+0.11167
17	54.18555	−0.10839
18	57.32753	+0.10537
19	60.46946	−0.10260
20	63.61136	+0.10004
21	66.75323	−0.09765
22	69.89507	+0.09543
23	73.03690	−0.09336
24	76.17870	+0.09141
25	79.32049	−0.08958
26	82.46226	+0.08786
27	85.60402	−0.08623
28	88.74577	+0.08469
29	91.88750	−0.08323
30	95.02923	+0.08185

林桂一：高等関数表より

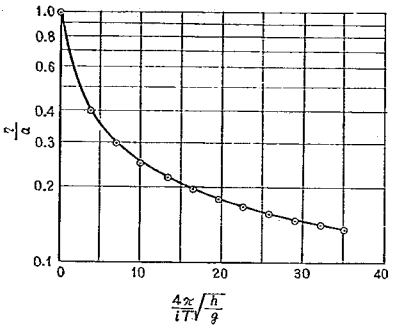


図-2　$J_0\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right)=\frac{\eta}{a}$ の極大値

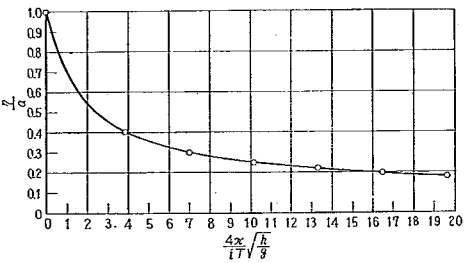


図-3　$J_0\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right)=\frac{\eta}{a}$ の極大値

いま，

$$\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\geq 4.0 \quad \cdots\cdots(4.12)$$

の範囲で成立する近似式をもとめてみよう。図-4から

$$\frac{\eta}{a}=0.4\frac{1}{\sqrt{\pi}}\sqrt{iT}\left(\frac{g}{h}\right)^{1/4} \quad \cdots\cdots(4.13)$$

をうることができる。これは，ベッセル関数の近似展開をつかって表示された式 (4.10) より極値を包絡する式

$$\frac{\eta_1}{a}\simeq\sqrt{\frac{2}{\pi}}\frac{1}{2\sqrt{\pi}}\cdot\left(\sqrt{iT}\sqrt[4]{\frac{g}{h}}\right)\cdots\cdots(4.14)$$

としてえられる関係とまったく同じである。それゆえ，(4.12) であたえられる範囲では，(4.10)，(4.13)，(4.14) などの関係が成立するものとしてよい。(4.10)

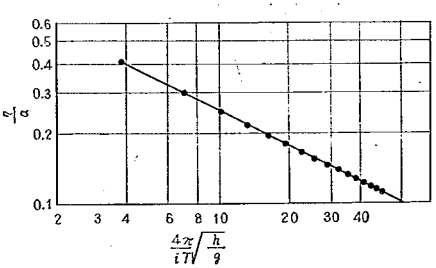


図-4　$\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\geq 4.0$ における $\frac{\eta}{a}\sim\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}$ の関係

の関係では進行波と反射波に分割されていたが，それぞれの振幅変化をしめす係数が (4.13) または (4.14) の半分としてあたえられたのであった。このことから J_1 関数のゼロ点にあたる場所以外に堤防を設置したとき，入射波の波高はその地点で，

$$\frac{a}{2}\sqrt{\frac{2}{\pi}}\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right)^{-1/2}$$

反射波の波高がおなじく

$$\frac{a}{2}\sqrt{\frac{2}{\pi}}\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{h}{g}}\right)^{-1/2}$$

すなわち堤防へのうちあげ高は，(4.13)，または(4.14) である。この議論からわかるとおり，任意の水深に直立堤をおいたときのうちあげ高は，(4.13)，(4.14) または図－2，図－3によってあたえられるとしても物理的に妥当である。任意の水深における入射波のみ，または反射波のみの振幅をもとめるには図－2，または図－3よりえられる値の半分にすればよい。

($4\pi/iT\sqrt{h/g} \geq 4.0$ の範囲における関係 (4.13)，(4.14) より，次のようにして入射波周期のうちあげ高に対する影響がわかる。

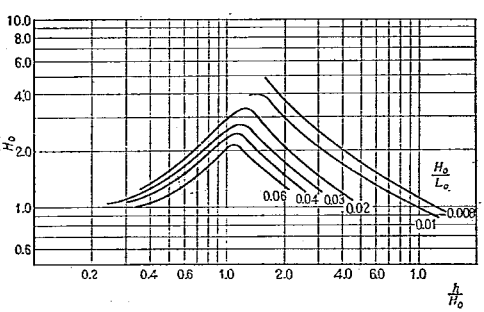
波高に関係するパラメータ a，海底こう配 i，水深 h を固定して考えよう。(4.13)，(4.14) から周期を倍によるとうちあげ高つまり η_1 は $\sqrt{2}$ 倍になることがわかる。図－5は土木研究所でおこなわれた実験例で海底こう配 1/30 のうえに5分こう配の堤防を設置したものである。従来の実験結果から5分堤防と直立堤防とでは実際上うちあげ高には変わりがないから，5分堤防に対する実験結果をもちいて議論をすすめることに無理はない。これらの曲線群は $h/H_0=1.0\sim1.8$ の間に極大値をもつ形をしている。極大値の近くでは砕波がおこっているものと考えられる。極大値より水深の深いところでは部分砕波がおこっていて，しかも反射波のある領域であるといえよう。さらに，この実験の対象となった波は風波に相当するものであるけれども，砕波に近い領域ではかなり長波的性格が強くなっているとしてよい。この領域では $L=\sqrt{gh}\,T$ のように波長は周期に比例する。上の議論に基づくならば，波高 H_0，堤脚水深 h を固定するとき，周期を倍にすると波形こう配は半分，うちあげ高は $\sqrt{2}$ 倍にならなくてはならない。図－5の $h/H_0=2.0$ のところでみてみよう。

$H_0/L_0=0.04,\ 0.02,\ 0.01$

に対し，

$R/H_0=1.5,\ 2.1=1.5\times\sqrt{2},\ 3.0=1.5\times 2$

となっていて，さきに想定した関係をみたしていることがわかる。



図－5　海底こう配 1/30 堤防こう配の5分の場合のうちあげ高

$4\pi/iT\cdot\sqrt{h/g} \geq 4.0$ をみたす領域で入射波波高とうちあげ高の関係をもとめてみよう。いま，水深 h_1 のところで入射波半波高が H_1 であったとする。水深 h のところにおかれた直立堤でのうちあげ高 η_1 は，(4.13)，(4.14) をつかって，

$$\frac{\eta_1}{H_1}=2\left(\frac{h_1}{h}\right)^{1/4} \quad \cdots\cdots(4.15)$$

とかける。なぜなら，

$$2H_1=0.4\frac{a}{\sqrt{\pi}}\sqrt{iT}\left(\frac{g}{h_1}\right)^{1/4},$$

$$\eta_1=0.4\frac{a}{\sqrt{\pi}}\sqrt{iT}\left(\frac{g}{h}\right)^{1/4}$$

だからである。(4.15)は形は若干ちがうけれどもグリーンの法則である。いいかえれば，$(4\pi/iT\cdot\sqrt{h/g}) \geq 4.0$ のところではグリーンの法則が成立することになる。この領域では振幅変化をグリーンの法則にしたがってもとめ，それが入射波および反射波の両方にあてはめられるとして2倍したものがうちあげ高になるわけである。

$0 \leq (4\pi/iT\cdot\sqrt{h/g}) \leq 4.0$ の範囲についてはうちあげ高と入射波特性の関係を簡単な関係で表わすことはむずかしく，図－2または図－3をつかってもとめる以外に方法はない。

つぎに $h<0$，つまり汀線より陸側へのうちあげ高を考えよう。ただし堤防は設置しないものとし，一様傾斜面上へのうちあげ高をとりあつかう。

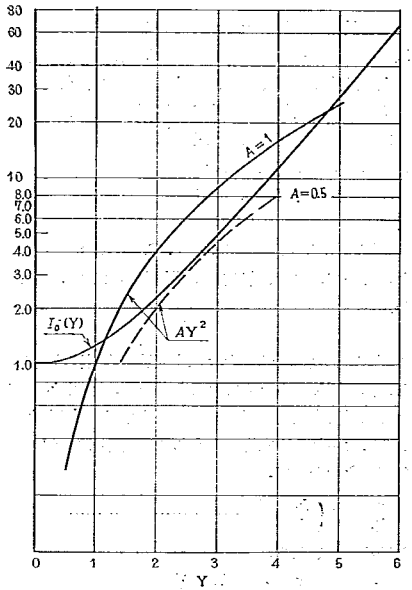
陸側では $h<0$ であるからこれを $-|h|$ とおく。水深 $-|h|$ の点での η_1 の値は

$$\eta_1=a\cdot J_0\left(\frac{4\pi}{iT}j\sqrt{\frac{|h|}{g}}\right)\cos\cdot\frac{2\pi}{T}t \quad \cdots\cdots(4.16)$$

ただし，$j=\sqrt{-1}$ である。

はいあがり先端では $\eta_1=-h$ が成立しなければならないから

$$|h|=a\cdot J_0\left(\frac{4\pi}{iT}j\sqrt{\frac{|h|}{g}}\right)$$



図－6 AY^2, $I_0(Y)$ のグラフ

$$=a\cdot I_0\left(\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{|h|}{g}}\right) \quad \cdots\cdots(4.17)$$

からもとめられる $|h|$ がうちあげ高をあたえる。I_0 は変形ベッセル関数である。

$$Y=\frac{4\pi}{iT}\sqrt{\frac{|h|}{g}}$$

$$A=\frac{i^2T^2}{16\pi^2}\cdot\frac{g}{a}$$

とおくと，(4.17) の代りに

$$AY^2=I_0(Y) \quad \cdots\cdots(4.18)$$

となる。A は海底こう配 i，周期 T，入射波高に関係するパラメータ a によってきまる数であり，A がきまると Y がきまり $|h|$ を求めることができ，うちあげ高の決定が可能となる。

A をパラメータとして (4.18) 式の両辺を図示したものが図－6である。A が大きい場合には二根がある。このうち小さい Y の値によってうちあげ高は決定される。大きい根は形式的な意味しかもっていない。A が小さくなると根が存在しなくなる。この限界は $A=0.5256$, $Y=2.585$ であたえられる。これより後はうちあげ高が無限大となる。しかし，これは一次近似のみをあつかい，また摩擦項のはいっていないことから生ずる現象であろう。

A がきまればうちあげ高をきめる Y が決定されるのであるから，うちあげ高を η_R とするとき，η_R/a と A の関係をもとめることは容易である。この関係が図－7である。

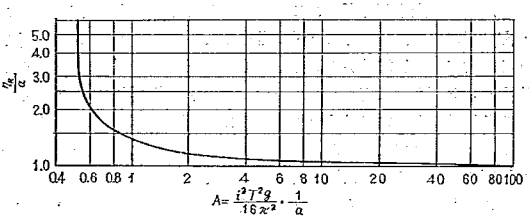
水深 h_1 のところでの入射波特性として周期 T，半波高 H が求められたとすると，図－2，3から，$4\pi/iT\cdot\sqrt{h_1/g}$ に対応す η/a の値を読みとり $\eta=2H$ とすると波高に関係する量 a の値がきまる。ついで

$$A=\frac{i^2T^2}{16\pi^2}\frac{g}{a}$$

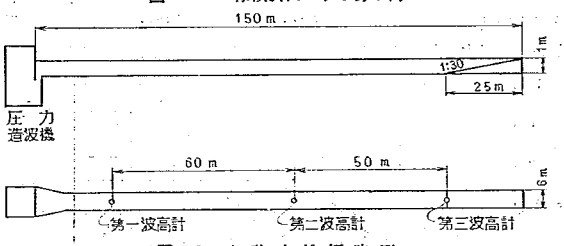
を計算して η_R/a をもとめればうちあげ高 η_R をうることができる。このようにしてうちあげ高がもとめられる。ところで筆者は別に有限振幅長波によるうちあげ高を計算しておいたが，その結果は $\eta_R/a=1.0$ とすることに相当する[1]。A には周期が二乗できてくるので微小振幅長波の解をつかっても実際上 $\eta_R/a\fallingdotseq1.0$ となるようである。

土木研究所鹿島水理試験所でおこなわれた実験値との比較を試みよう。

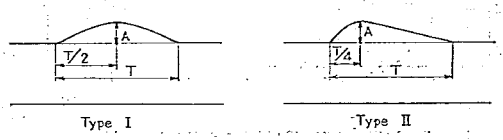
実験は気圧式造波装置をもち長さ 150m，幅 6.0m，高さ 1.0m の水路を有する造波水槽でおこなわれた。水路



図－7 一様傾斜面のうちあげ高



図－8 実験水槽概略図



図－9 実験波形

末端には約25mの長さに1/30のこう配の斜面がつくられている。波形記録は図－8にあるとおり三個所でえられた。造波機に近い方から第一，第二，第三波高計とよぶ。第三波高計は斜面の始まる地点にある。実験と理論[1]とから波形に変化がおこって波の前端がクノイド状段波になったり砕波したりする時間がわかっているので，ここでは，そういった変形のおこらない波を対象とする。

第三波高計のところで Type I, Type II （図－9）のような波形をしめす波について実験をおこなった。

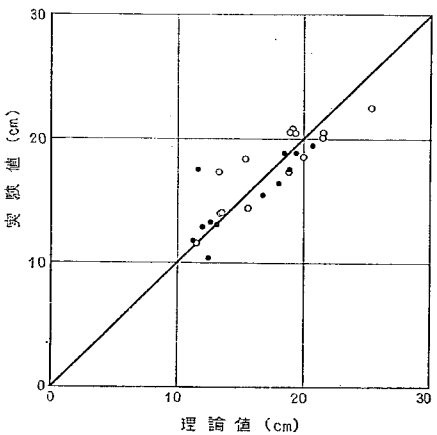
実験での周期 T と呼ばれるものが，理論での半周期になっていることに注意しなければならない。

第三波高計でえられた半波高，半周期，斜面こう配および水深から波高に関係する量 a，斜面へのうちあげ高 η_R をもとめることができる。

$$A=\frac{i^2T^2}{16\pi^2}\cdot\frac{g}{a}$$

はこの実験では20より大きかったので，$\eta_R/a=1.0$ とした。

こうしてもとめられた計算結果を図－10，表－2にしめす。



図－10 実験と理論の比較
（1/30こう配斜面上へのうちあげ高）

実験，理論の両者は良く一致しているといわねばならない。

理論解をうる上での諸仮定，微小振幅であること，摩擦を無視すること，波群が無限に続いていること，こうした仮定にもかかわらず実験値と理論値が良い一致をしめしているのである。

5. 結 論

微小振幅長波の理論をつかって，うちあげ高をもとめることができることをしめし，しかも実験結果ときわめて良く一致することを明らかにした。

表－2 長波うちあげ高実験値および計算値

実験番号	水深 (cm)	入射波半周期 (sec)	入射波半波高 (cm)	うちあげ高 実験値 (cm)	うちあげ高 理論値 (cm)
14	30	120	8.5	17.3	18.9
21	30	120	7.1	14.4	15.7
11	30	110	6.0	17.3	13.5
15	30	160	8.6	20.6	18.7
18	30	120	6.0	13.9	13.3
16	30	160	7.0	18.4	15.4
19	30	160	5.3	11.6	11.5
94*	30	120	9.3	19.5	20.7
93*	30	120	6.0	13.2	13.3
71*	30	180	8.7	17.5	18.9
96*	30	180	8.6	18.9	18.5
69*	30	120	8.7	18.9	19.4
95*	30	180	5.6	13.0	12.0
48*	25	100	7.5	15.5	16.8
58*	25	150	9.8	21.8	21.3
57*	25	150	9.8	21.8	21.3
53*	25	160	5.8	17.5	11.6
49*	25	115	8.1	16.5	18.2
54*	25	120	5.7	13.3	12.6
56*	25	180	5.8	10.3	12.4
23	25	140	11.5	22.5	25.0
22	25	120	9.0	18.7	20.0
26	25	120	8.6	20.8	19.1
27	25	120	8.7	20.5	19.3
83	35	120	9.0	20.5	21.5
84	35	160	9.3	20.1	21.3
82	35	120	6.0	14.0	13.5

* は Type II

取扱った現象が二次元であるので，現実の津波などのうちあげ現象とはまだかけ離れたものであることは否定できない。しかし，微小振幅理論でも十分説明できることがたしかめられたことは，これからの解析をすすめるにあたって大きな意味をもっているといわなければなるまい。これからは微小振幅理論の成立する条件，波前端に段波の生ずる条件をあきらかにし，現実に存在する波形条件，地形条件をどのように計算にくみいれていくかが重要な問題となろう。

最後にたゆまず実験をおこない本論文のための資料を提供された土木研究所松村技官に感謝するものである。

参考文献

1）首藤伸夫，松村圭二：「長波について――一様傾斜斜面上へのうちあげ高」――，第12回海岸工学講演会講演集，土木学会（1965）

2）首藤伸夫：「長波について――水平床上での長波の変形――」土木研究所報告第123号の8，土木研究所，（1964年）

3）林桂一：「高等関数表，」岩波書店（昭和22年）

空中写真による地すべり地形の判読

（昭和40年12月）

芥川真知*
金子幸子**

目次

1. まえがき……(1)
2. 地すべり地形……(2)
3. 判読例……(4)
〔1〕破砕帯地すべり……(4)
〔2〕第3紀層地すべり……(7)
〔3〕古生層，中生層地すべり……(12)
〔4〕温泉地すべり……(14)
〔5〕結晶片岩地帯の地すべり……(14)
4. まとめ……(16)

1. まえがき

地すべりは，現在滑動しているものに過去に滑動した経歴を持つものを加えて，その存在は特徴的な地形，特異な堆積物（崩土），移動，傾斜などの運動またはその痕跡によって知られる。地すべりはその基盤の地層の岩質，地質構造，全般的な地形，気候，地下水文などの原因によって地域毎にかなり顕著な地形上の特徴を示すとはいえ，杓子状の緩斜面や局所的凹陥地形，しばしば傾斜方向にのびる不動丘(小尾根)をもった異状な凹凸と平坦地との組み合わせ，棚田などで特徴付けられたた独特な地形は，一般に地すべりに共通した特徴として地すべりの認定に広く利用されてきた。このような地形と，滑動の結果生成された混和された堆積物(崩土)および素因と考えられる或種の地質的，鉱物的特徴，特に或種の粘土鉱物の存在とがあれば，現在の動きが把えられない場合にさえもためらいなく地すべりとして取扱って大過がない。事実，このような特徴を明瞭に示す地域が（現在動いている形跡の少ない場合にでも）ダムの湛水，表土の切取りなどによって容易に滑動を再開することがしばしば認められている。地形観察は地すべりの存否の判断の最大の鍵でありながら，それを系統的に研究した例は比較的少ない。

一方，地形判読の目的で最近空中写真がよく利用されている。空中写真を用いると現在踏査より確実に，また場合によっては詳細に，地形が観察できる上，広域の地形が一望に見られ，いくつかの地域相互の比較もできる。また必要に応じて地形の半定量的取扱いも可能である点甚だすぐれている。もっとも，この方法にも空中写真を立体視する際，凹凸が誇張されることと（等高線を画くには便利であるが）視点が定められていて任意の位置・角度で地形が見られないという地形判読上の不便さを伴っている。

筆者らはいくつかの種類の特徴的な地すべりを選び，既に撮影されているその地すべり地域の空中写真を入手して，下記の点について空中写真からどこまでも詳細な判読ができるかを試みた。その結果，写真判読が地すべりの研究上かなり有効に利用できることがわかったので結果を報告する。判読に利用した地すべりの大部分は，踏査或は報告書によって，筆者らが地質その他の事項について既に概略の知識を得ているものなので，それらの事項が逆に地形にどのように現われているかをも比較対照した。

地形判読上問題にした点は主に次の事項である。

(1) 地すべり地形の判読可能な範囲
(2) 地すべりと地質，地形との関連性
(3) 地すべり地形の発達史
(4) 地すべり運動の将来の見通し

これらをできるだけ多くの地域で読みとることにつとめた。

地すべり地選出に際しては，1個所の地すべりだけではなく，かなり集中的に発生している所，即ち地すべり地帯，或は地すべり地区としてとらえ，地質条件による地すべり形態の相異が判読出来るよう，従来の地質的分類（破砕帯地すべり，第3紀層地すべり，温泉地すべり等）の各分野を網羅することを考慮し，1/40,000以外の空中写真の撮影されている地域を選んだ。(図—1)結局

破砕帯地すべり	3地区
第3紀層地すべり	13 〃
温泉地すべり	4 〃

* 地質化学部 地質研究室長
** 前地質化学部 地質研究室研究員

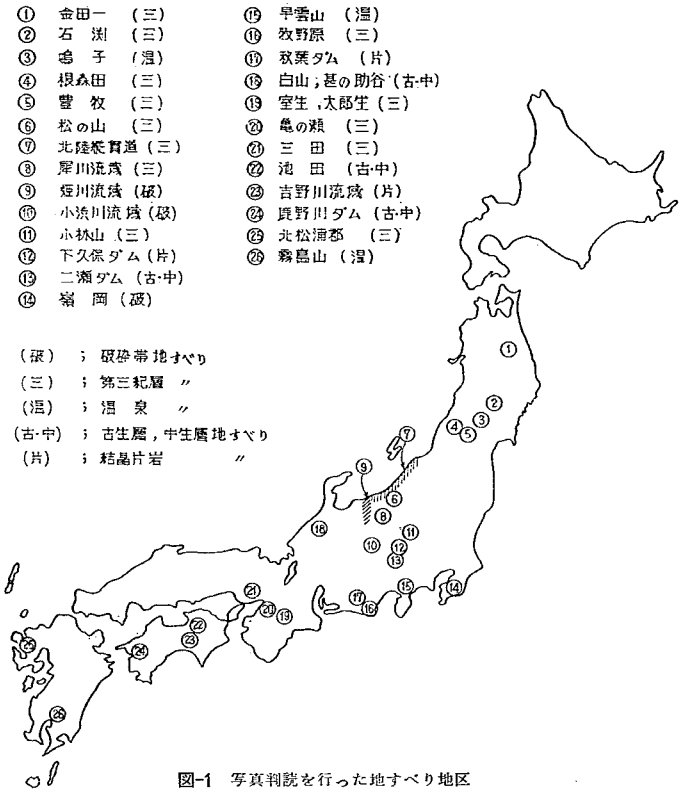


図-1　写真判読を行った地すべり地区

古生層・中生層地すべり　　4 地区
結晶片岩地帯の地すべり　　3 〃

計26地区の地すべりについて，写真判読を行った。

地すべりの分類は，従来，多くの人達によっていろいろな方法が試みられて来たが，統一した分類法はいまだ確立されていない。上記，分類法についても，いろいろな批判があり，この作業を通じて，筆者らもその態度を強くしたのであるが，現在，それに代るべき良い分類法がないので，そのまま用いた。

2. 地すべり地形

地形判読に際し，そのすべりのタイプを3大別した。

(1) 崩壊：移動速度が速く，明瞭なすべり面およびすべりによって生ずる地すべり粘土等が存在しないもの。主として，谷頭浸蝕による場合が多く，崩土は一体としてではなく，概して分散した小塊となって崩落する。一般に崩壊面は急傾斜し安定角をこえる。

(2) 崩壊性地すべり：すべり面や地すべり粘土が存在するが，すべり面の傾斜は幾分急で，移動速度は比較的大きく崩土がほぼ一体となって移動し，時に破壊的作用を伴うもの。

(3) 地すべり：一般に移動速度が小さく，地すべり粘土，すべり面を伴う。すべり面の傾斜は概して緩く，土塊は少くとも地すべりの或部分では一体となって移動する。移動速度により2大別される。

i) 定動型地すべり：所謂クリープという語に相当するもので，年間を通じて，少しずつ継続的移動をする。第3紀層地すべりの最も一般的なタイプ。

ii) 流動型地すべり：一見，崩壊に近い移動速度の速いもので，土石流類似の形態をとることがある。明らかに地すべり面が生成されている。(2)と(3)—(i)との中間型である。

又，本報告中，1地すべり地区において，地すべり上部を地すべり頭部，下部を地すべりの末端部と呼ぶことにする。(図-2)

従来報告されている所謂典型的な地すべり地形には，

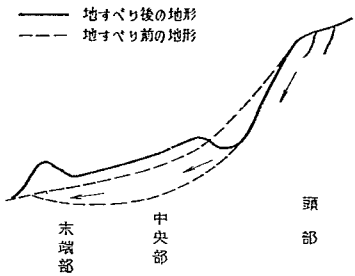


図-2　地すべり地断面図

一般に地すべり頭部から末端部にかけて，次の様な地形変化が認められる。

（1）　最上部には急崖となって多くは基盤岩が露出している部分，すなわち地すべりによる崩落崖がある。これは一般に円形～方形状であるが，継続的な地すべりにおいては，大きな崩落に続く何回かの小規模な崩落により、あるいは崩落崖を形成するスレーキングし易い地層の異状に急速な浸蝕により，あるいは又土塊の相続く移動により，しばしばこの崩落崖は不明瞭になる。崩落崖上部に亀裂を伴うことが多い。

（2）　崩落崖下は凹地となって水をためていることが多い。この地形の成因としては，崩落前には崖上で地すべりの外側に連続して存在していた地山の土塊が，滑動によりすべり面に沿って円弧状の運動をした結果，崖直下がその先よりもかえって低くなったこと，および地すべり土塊がすべり面に沿って垂直・水平運動をしたが充分な回転運動をしなかったために，すべり面上部に空隙或は密度の低下した部分を生じ，それを埋めるべく陥没が生じたことが考えられる。

（3）　凹地の下部には滑動した岩塊や崩土が集積した，角稜や亀裂の多い荒地地形のみられることがある。これは一体となって滑動した崩土土塊がすべり面に沿って移動する際，すべり面の凹凸に従った弾性変形，塑性変形ができないために漸次小塊に破壊していく過程に生ずる現象である。破壊して生じた1個1個の岩体が或る物は屹立しある物はクレヴァス状の割れ目を示す。基盤上のすべり面が地表下浅くなる所では荒地地形がはげしく，その下部では基盤深度の急激な増加によって岩体1個1個が段になった階段状の地形が現われることが多い。

（4）　崩土の岩塊が漸次破壊して小塊化した後には，その崩土の氷河状の滑動とその崩土の流れの中に島状にまたは流れの岸として残された基盤岩の小丘・小尾根の示す凹凸地形がみられる。この残存する基盤の高まりはしばしば地質構造に支配された方向を示す。

（5）　崩土の細片化～泥化に伴い地表は次第に緩傾斜（10°～15°）になり凹凸も少なくなる。この部分は水田耕作地として利用されている。又，2次すべりを生ずる部分も(4)～(5)にかけての地域が最も多い。

（6）　末端部は(5)の緩傾斜部に対してむしろ盛り上って川に臨むことが多い。これはすべり面に沿って滑動した崩土がその末端部に集積されるため，および，すべり面の末端が場合によっては多少上向きに地表に現われるためであろう。このため地すべり末端の地表は隆起して凸面になる傾向がある。

さて，ここにのべたような，地すべりを上部から下部に順次区切った各区間毎の地形的特徴は，あらゆる地すべりに完全にそなわっているものではなく，いわば理想化された地すべり地形とでもいうべきものである。1つ1つの地すべりは多くの場合このうちの一部を欠くが，地質的に分類された各種の地すべりのうちで，第3紀層地すべりが最もこの“理想化された”形態に近い。第3紀層地すべり以外では，多かれ少なかれその地すべりの地質分類に特徴的なこれとは異った形態を示すことが多い。したがって各地域の各種の地すべりは，その地質分類に応じ，また地域的な地形上の癖を持って，この理想化された地形と或る場合にはかなり大幅に異った，又或る場合にはこれに近い地形を示すものである。

一方，地形発達史的にみれば，地すべりは発生の初期から上述の形態がそろうわけではなく，この形態はいわば地すべりの壮年期地形に相当するものである。空中写真上から多数の地すべり地形を観察すると，崩壊に近いものから飴動型のものに到るまで差はあるけれども，その発生初期の形態を示すものから，地すべりが進行して下部から漸次慢性化し，上部へ浸蝕が進んで活発化し，遂には全く慢性的になって，最後に滑動すべき崩土がなくなって行く過程が段階を追って連続的に追跡できる。即ち，地すべり地形発達史ともいうべき地形変化が空中写真から解読編さんできる。この地形変化は地すべりのタイプや地質的分類別に顕著な癖を持つものであるが，上記の地すべり形態にならって“理想化された”形でならべてみると一応次のような段階に分類できる。

(1)　山腹における崩壊
(2)　流動型すべり
(3)　崩土の2次すべり：すべりの方向性が地形に表われてくる。亀裂および崩土の分化
(4)　継続的飴動型すべり：緩傾斜面に網の目様の千枚田の発達する地形
(5)　丘陵地における小規模な地すべり

1つの地すべり地域のいくつかの地すべりの中にこの全過程を読みとれることもあるが，それはむしろ稀で，多くはこの中の2～3の時期に相当するものだけが見られる。そしてまた，すべてのタイプの地すべりが，その発生から終末まで，同じようにこの発生過程をたどるとは考えられない。主として第3紀層中に起る一部の地すべ

りが最もよくこの過程をたどるが，他は必ずしもこの過程に忠実ではない。あるものは途中からはじまり又は初期相からはじまっても途中で終り，あるいはまた中途の過程を短期間で通過することもある。また，これとは多少異った過程をたどることもある。すなわち，ある地域の地すべりに主として(4)の時期のものがみられたとしてもそれは必ずしも(1)→(2)→(3)→(4)の過程をたどったものではなく，いきなり(3)→(4)になったものかもしれない。しかし地すべり全般に適用できる一般的な地形発達過程はこのようなものと認識すべきであろう。浸蝕地形において，浸蝕による地形発達過程を1つの輪廻とみなし，幼年期壮年期老年期などに区分して，浸蝕の進行を知る目安にしているのと同様，地すべりにおいてもこの様な地形発達過程を考慮すると便利である。浸蝕地形が必ずしも完全な平衡のとれた1つの輪廻の過程をたどらないのと同様，あるいはそれ以上に地すべりの輪廻が不完全なことは上述の通りである。

地すべり地形の発達過程は1つの地すべりがたどる時間的経過に示されるが，1つの地すべりのある時間断面の中でもまた示されることに注目しなければならない。よく発達した壮年期の地すべりを考えよう。その最上部は原地形に対して最も近い時点に起きた変化すなわち地すべりの最も初期の現象である。下部になるにつれ，それぞれ過去のある時点で地すべり現象の中に加わった材料(崩された土塊)が地すべりの経過と共に重力によって斜面の上部から下部へとその位置を変えて行ったものである。したがって，下部にあるもの程より多く地すべりとしての経過をたどったことになる。最下部でクリープしている崩土は，かつてどこか上部の崖から地塊として地すべり材料の一部に加わり，下部への移動と共に漸次細片化し，混和され，泥化していったもので，その過程はとりも直さず，地すべりの発達過程であり地形の変化過程でもある。すなわち，地すべりは上部から下部へ幼年期から老年期への姿を示していると同時に，下部から上部へ，(稀には下部と上部へ) その面積(範囲)を拡げていく。

さて，各地・各種の地すべりが全く同じ地形変化の過程をたどるものでないことは前述したが，それは主として地質，原地形，気候，地下水などにより，一般に地域別に明瞭な特徴を持っている。これらの原因の中でも地質の影響は大きく，地質分類と地形の発達様式とは特に密接な関係を有している。

地すべり地形に対して以上の前提にたった上で，地形発達と地質との関聯に主眼点を置いて，いくつかの地すべりについて，空中写真に基く判読例を示そう。その地質分類については必ずしも適当ではないが従来の分類に従うことにする。

3. 判読例

〔1〕 破砕帯地すべり

破砕帯地すべりは，破砕し粘土化した岩石が地すべりを生ずる主因であるが，写真上に表われる地すべり地形は，その破砕の程度や岩質に大きく支配される。例えば同じ姫川沿いの地すべりであっても集塊岩，蛇紋岩地帯と第3紀層地帯では，その地形が著しく異なる（このことから破砕帯地すべりという語は不適当であるとする人もいる)。

一般に破砕帯地すべりでは，崩壊と地すべりの両者の性格をそなえた中間型のものが多い。それらは運動速度も速く，突発的に多量の崩土を流し，その発生時期を調べてみると豪雨や長雨に直接関係してくることが，認められる。これは，破砕帯では深くまで地山が破砕し，風化し，粘土化しているが，それでもなお内部摩擦角・凝集力がかなり大きい所へ，深くまで雨がしみて間隙水圧が大きくなり，部分的な流動化がおこって，それがきっかけになって多量の崩壊を生ずるのであろう。一般に粘土の含有量の少ない内部摩擦角の大きいものが崩壊となり，軟化した粘土を沢山含んで内部摩擦角の小さいものが地すべりになる。破砕帯地すべりは粘土化しながら原岩の破片をなお多量に伴うものが多く，崩壊と地すべりの中間あるいはその両者の混在することが多い。もっとも，有名な大規模な破砕帯地すべりの中には流動型～偬動型のものも少なくない。破砕帯中の地すべりはこの様にかなり突発的で，斜面こう配が急で，地下水の湧出が多く，原岩に粘土鉱物を含む場合(片岩や蛇紋岩など)とそうでない場合の差が大きい。ここでは破砕帯の特徴を顕著に表わす小渋川流域の大西山の地すべり性崩壊や姫川沿いの地すべりなど代表的ないくつかの崩壊性地すべりの例を挙げてみよう。

〔例1〕 大西山の地すべり（写真-1）

これは，大西山東側山脚部ミロナイト(砂岩・粘板岩源，一部は蛇紋岩化) 中に生じたもので，北西方向に流路をとっていた小渋川が中央構造線沿いに北に向きを変える地点であり，また青木川との合流点でもある。大西山の地すべりと称するものは急こう配でむしろ地すべり性の崩壊というべきであろう。崩壊土砂が小渋川に押し出し，河流を変えている。小渋川によって山脚が浸蝕され，そのため上盤を支え切れなくなったことが原因である。

この崩壊は，その左端に見えるような小崩壊が河岸に沿って連続していたものが，より深部より大規模に崩れたものである。明瞭なすべり面は存在せず，崩土はかなり一体性を保って崩落した様子が写真から読みとれる。ミロナイト化し，不均質に破砕し，細片化粘土化した地山の硬軟や崩壊に対する部分的な抵抗の相異が崩落面の色調・凹凸となって現われている。かってこの崩壊と同じ様な規模の崩壊のあったことは，これの上部に連なる

写真上に点線で示す方形の崩壊地形（現在は樹木に被はれている。）から判読される。また地山が破砕・粘土化のために深くまで軟化していることは地表に刻みこんだ最小単位の小渓の深さ、川沿いの古い崩壊面に刻みこんだ凹凸の深さから推定される。

この崩壊の対岸には後背の大きい崩落面（比較的単一な斜面）を明瞭に残し，その下部に厚い崩土の地すべりを持つ地すべり群がみられる。地山の破砕が著しいために浸蝕がはげしく，大渓・小渓の刻み込みが深い。また破砕した地山の風化物とその崩壊によって二次的に堆積した崩土の性質のちがいが少なく，一次的な崩落面や地すべりと，二次堆積物中に生じたそれらとの区別が写真上では比較的に困難である。クリープ型の移動をしているものと推定されるが，滑動している所とそうでない所の区別も判りにくい。地すべりの起きている斜面のこう配は地すべり地としてはかなり急である。この様な特徴は破砕帯中に存在する地すべりにほぼ共通するもので，原岩の性質・破砕の程度などによって地すべり性の崩壊から比較的地表のこう配の急な地すべりまで種種のものが見られ本地点のように之等が混在することも珍らしくない。

〔例２〕　姫川地すべり地帯

姫川地すべり地帯は，姫川沿いに南北に分布する地すべり群で，地質は第３紀層およびそれ以前の古期岩類(中生層，古生層，花崗岩，石英斑岩，蛇紋岩)からなる。1956年の地質調査所の報告[1]によると，第３紀層を集塊岩帯，泥岩―砂岩帯，泥岩帯に分け，それぞれの岩層と地すべり分布との関係を５地区に分類しているが，そのうち，本報告の写真判読に使用した地区は次の通りである。

(1)　蛇紋岩地帯―主として蛇紋岩に伴う地すべり
〔山の坊，大綱，笹野，李平〕

(2)　第３紀層地帯―i)　主に泥岩帯に伴う地すべり
根知川流域の大久保，梶山

ii)　集塊岩帯及び泥岩，砂岩帯に伴う崩壊と地すべり　中谷川流域　土谷川流域

以下，上記地区の地すべり地形の特徴について述べるが，この地すべり地帯全体についていえることは，岩質のみでなく，それ以上に断層による岩層の擾乱が地すべりの原因と考えられることである。それは多かれ少かれどの地すべり地区にも断層が存在することからも伺い知ることが出来るが，破砕帯の中にある，この地区の地すべりでは特に顕著である。

（１）　蛇紋岩地帯

蛇紋岩は地質的には古生層，中生層中に迸入の形で分布しているが，使用した写真では，範囲が狭まかったので他の岩層との境界を追跡することは出来なかった。地形は一般に，すり鉢状の地形を示し，地すべり中央部は比較的凹凸が少なく平坦面～緩傾斜面を示す場合が多い。この地形からは緩慢なすべりを推定しうるが，地すべり頭部には，しばしば急激な崩壊地形を示す崖が発達する。地すべり地内の水の集中度は，地下水及び表流水として流下するのが多く沼としての分布は確認出来なかった。

例として姫川流域大綱，笹野地すべりをみよう（写真－２）。

破砕帯にはしばしばこれに沿って蛇紋岩の噴出あるいは地層の蛇紋岩化がみられる。本地域は日本有数の破砕帯の１つである，姫川流域の蛇紋岩地帯の地すべりである。写真上横方向の２本の沢とその延長に狭まれた低平な地域が大綱・笹野の地すべり地である。この２つの沢の間の幅数 100m の地帯は周囲の山地に対してきわ立った緩地形を示し，周囲の急斜面の山地とは地すべり後背の崖面で境される。数多い地すべりを含む緩地形帯（破砕帯）の幅は必ずしも一定せず膨縮が大きい。その中で広大な後背崖線にかこまれた，不規則な凹凸地形の多い広い地すべり地区の中に，スプーンで薄くえぐった様な，あるいは地山の一部が点点と局部的に流動化した様な小さい流動型地すべりの跡が沢山みられる。これは大きい地すべり地域の中の局部的な流動型すべりである。写真上部には地すべり地域の外側の急傾斜の山地に顕著な崩壊性地すべりが見られる。急傾斜の山地の微地形は角ばった深いきれこみが少なく，風化が深く進んでいることを示している。

（２）　第３紀層地帯（図－３）

第３紀層の岩質は泥岩，砂岩，礫石，集塊岩であるが，いずれの地区においても地すべりの主体をなすものは，泥岩と推定される。集塊岩地域では，集塊岩に被はれてその下部に泥岩が存在し，その泥岩の地すべりに引きづられて，上部の集塊岩が崩壊するという崩壊地すべりの複合地形を示す所が多い。本地域の第３紀層の一般的な地すべり地形は，先にのべたような代表的地すべり地形，すなわち地すべり頭部に崩落崖があり，中央部に緩傾斜面，末端部に堆積丘，更に崩落崖下には凹地の散在するのが普通であるが，この地形は，更にその後に継続して起る何回かのすべりによって複雑な変化を示すようになる。即ち，崩落崖は，その後の小崩壊や小規模地すべりの発生によってこわされて不明瞭になり，緩傾斜面上に堆積した最初の崩土は，その後に起る流状またはクリープ状のすべりによって乱されて，凹凸の多い地すべり地特有ののっぺりした地形になる。土谷川右岸にある太田・土谷地区では，比較的良く地すべり地形の発達段階を読みとることが出来る（写真－３）

この地域の地すべり地帯の特徴は，推定断層線（写真上で線状構造として読みとれるもの（－－線）付近に崩落崖を形成している場合が多いこと，すべりの方向が断層に支配されていること，断層による亀裂の発達が著しく，写真上では沼の分布がほとんど認められないにもか

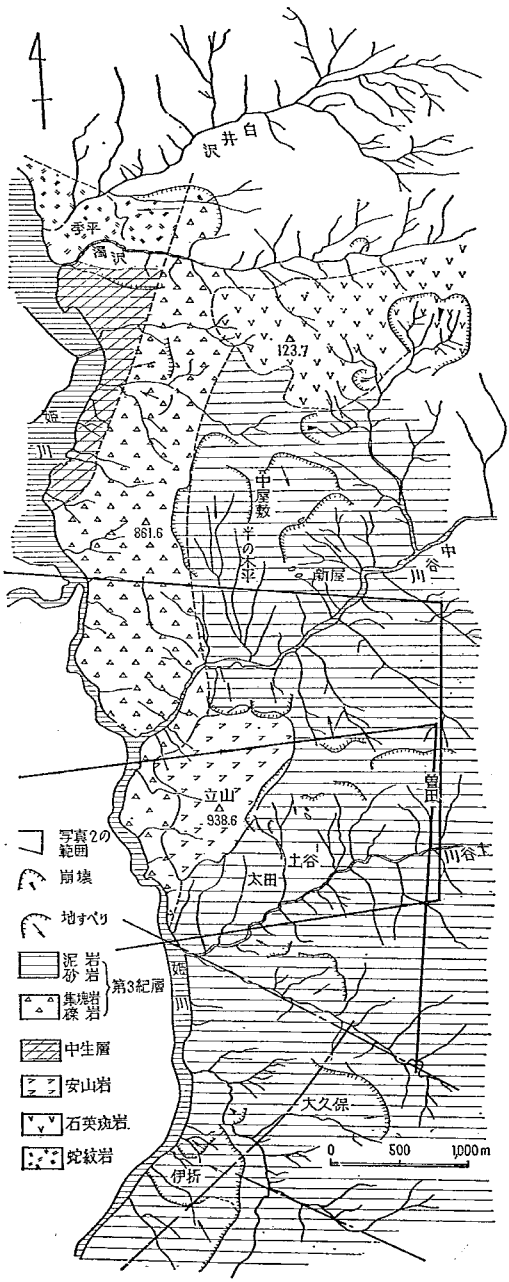


図-3　姫川流域水系および地質図

かわらず地下水の湧出点が多く，その水利は良好であると推定されること（殆んどの地すべり地区が水田耕作地化されている），比較的高地まで耕地化が進んでいることなどである。

次に写真と地質図を比較してみよう。中谷川・土谷川間に分布する地すべりは泥岩・砂岩互層中に発達し，立山の安山岩中には少ないことがわかる。前者の地すべりは低い余り目立たない後背の崖にかこまれ，斜面の傾斜はごくゆるい。そして過去の地すべりの基盤の地形と思はれるゆるい，スプーンでえぐり取った様な地形の中に，より新らしい小さい地すべりが発生し，漸次新らしい地すべりが其処此処に出来て崩土が谷の方に運び去られ，付近一面に累重した地すべりをつくって，ゆるい斜面をいたる所でケヅリ落していっている状態が観察できる。このような累重する大小の後背崖線を写真上に図示する。中谷川・土谷川間では，南斜面の方が北斜面よりも地すべりによる斜面の侵蝕が多少高度に進みその数も多い。これは地層が南に傾斜する為と日照などの為であろう。土谷川左右岸で地すべりの様子が著しく異るのは，おそらく地質図上には現はれていないが地層の構成上に相当な差がある（例えば一方は砂岩が多いなど）ためと推定される。

立山の安山岩体の東北端は顕著な崖で終るが，これは泥岩の地すべりが拡がって安山岩にまで達し，安山岩体の縁辺がその下に覆在する泥岩の地すべりに伴って崩壊していったために遂に大きい崖になったものと考えられる。その様子は③の後背の崖に見られ，崖の下部には崖錐状の堆積がみられる。安山岩体およびそれと漸移する集塊岩はその基盤の泥岩の地すべりに伴って地すべりを起すことは①②に見られる。写真だけでは判断できないが①が集塊岩の多い部分であることは，安定した集塊岩さえ一部は直接地すべりに関係することを暗示している。集塊岩や安山岩は泥岩程可塑的でないので，①の周辺には顕著な割れ目が発達する。①②共③と同様地すべり上端は安山岩の末端に近い。前述した地すべり地形の発達段階を考えると，地質の相異が地形に影響を与えるとしても，幼年期から老年期への順に①→②→③→④→⑤で，⑤はなお老年期にまで達していない。

地形から泥岩の地すべりのタイプを推定す

ると，地形の著しくゆるいこと，小さいすべり区分に分かれること，顕著な流紋のないことなどから，一般に緩慢な継続的地すべりが多いことがわかるが，場所により崩壊性地すべりを伴っている。

地すべりの分布と構造線との関係は，写真判読のみから云云することは出来ないが，地すべりが岩質に規制されるだけでなく，構造運動の影響を多分に受けていることが読みとれる。

この地域の土谷川右岸の地すべりは破砕帯の特徴というよりはむしろ第3紀層地すべりの特徴に近く，むしろ写真に余り現われていない土谷川左岸のそれがより多く破砕帯の特徴を示す。いずれにしても，第3紀層の泥岩の地すべりは破砕帯中にあってもかなり強く第3紀層の特徴を示すものである。

同じ土谷川右岸ではあるが，曾田・奉納地区（写真-4）には地質構造（断層帯）の影響がより顕著で，写真-3より破砕帯地すべりの特徴の明瞭な地すべり群がみられる。曾田・奉納地区は太田・土谷地区と同様第3紀層の中にある地すべりである。（写真上ではより硬質の岩より成るものと推定される。）この地域の地質構造は，写真の沢の本流方向に沿う2方向の顕著な断層地形および小沢の方向によって代表される。このうち最も顕著なものは写真の上下方向に貫くもので，写真上に示したように，これに平行した数本の断層が見られる。地すべりはこの断層地形の方向に連続した緩斜面上に多発している。明瞭な断層地形に沿う断続した大きい地すべり後背崖をひかえ，露岩の全くない，シャープな沢のきれこみのない，崩土（または風化土）よりなる緩斜地（全般的に古い地すべり跡と考えられる）のあちこちに小さい後背崖と流動性の舌状の先端部をもつ大小の地すべりがみられる。後背の崖が山陵近くまで達したものには大規模な地すべりが多い。この地形から，緩斜面全体が破砕岩で出来ていることが推定されるが，写真上から推定される断層の位置に地すべりの後背崖が並ぶことは，そこでの破砕が地すべり発生に特に関係深いことを暗示している。地すべりが限られた幅に密集することは，狭義の破砕帯地すべりの特徴といえる。

〔2〕 第3紀層地すべり

第3紀層地すべりは，写真上で最も判読しやすい地形を示す。それは，従来報告されているような典型的な所謂地すべり地形をなすものが多いことと，写真上で判読しうる規模をもつことによると考えられる。

第3紀層分布地帯でも，地すべり現象のはげしい地域と，そうでない地域の違いを地すべりの素因である地質のみから考えるならば

① 第3紀層を構成する岩質，土質の相異
② 第3紀層の地質構造と破砕
③ 第3紀層堆積前の基盤の構造と堆積後の基盤運動
④ 集水，滞水条件の違い等，水理地質学的特徴

が考えられる。同じ第3紀層でも比較的硬い砂岩，礫岩地帯は，一般に山陵をなし，比較的とがった山なみおよび明瞭な水系を示す。一方泥質岩地帯は風化，浸蝕作用を受けやすいので開析された地形を示し，地すべり地の分布も著しい。

地すべり分布地に存在する地層をみると，ほとんどの場合凝灰質でスレーキングの著しい泥岩，シルト岩を沢山含み，その多くにモンモリロナイトが多量に検出される。このような膨潤性粘土鉱物は，地層堆積時から一次的に存在していた場合もあるだろうし，風化・変質によって二次的に出来たものもあろう。二次的生成の場合も，地層が元来膨潤性粘土に変り易い物質から出来ていたというばかりでなく，ある地域にはそうなり易い二次的原因があったということもあるらしい。第3紀層中の地すべりにある特定の地層中に多発すると同時に，破砕作用の認められる地質的弱線（第3紀層は変形しやすいので顕著な破砕帯と認められる程の破砕はない）に沿っても明瞭な帯状分布をする。そしてその地すべり帯は他よりも地層のスレーキングが著しいという事実は上記の推定を裏付ける。スレーキングし易い泥質の地層に地すべりの多いことは，含水によって内部摩擦角凝集力共著しく小さくなること，上載荷重の小さい所で膨潤し，その水は容易に再びしぼり出されないこと。などによると思はれる。

第3紀層地すべりのうち，主として岩質のみに起因すると思われるものは，殆んど谷頭部の浸蝕に伴う比較的規模の小さいものであり，規模の大きい地すべり地帯には殆んど例外なく，その付近に地質的弱線構造を読みとることが出来る。これは，第3紀層中の地質構造により，広範囲にわたり，地層が擾乱され，その結果上記の変質と相まって地すべりを生ずると考えられると同時に，第3紀層堆積時の基盤構造とその後の基盤運動からくる不安定さによるものと考えられる。いずれにしろ，従来，第3紀層地すべりとして扱われていた地すべりの中には，破砕帯地すべりに分類されないまでも，その構造運動に支配されたものが多い。また，滑動を生ずる部分を地形面から眺めると異種岩質による地形の変化地点に多い。特に，①，第3紀層中の砂岩，礫岩と泥岩の境界部におけるすべり（例，兵庫県三田市付近），②，火山岩と第3紀層縁辺部におけるすべり（例，北松型地すべり）が見られる。これら地質構造および地形の変化点と地すべりとの関係において，空中写真判読は，非常に利用価値があるものと思われる。

観点を変えて，第3紀層地すべりを，その滑動のタイプ，地形発達史面より眺めると，多くの場合，所謂地すべり（餡動型，流動型）に属する。そして継続的な運動が多いので，1地すべり地区内で，地すべりの初期の形

態から末期の形態を連続的に観察しうるものも多い。筆者らが判読した地すべりの中で、最も顕著に、この傾向を表わしているのは、山形県豊牧の地すべりであった。

〔例3〕 豊牧地すべり（写真-5，6）

豊牧地区付近一帯は、地質的には、第3紀層とそれを不整合に覆っている火山噴出物（いわゆる東北しらす）とによって構成され、地形的には、丘陵性山地と火山性台地、それらが重複した地形からなり、いたる所に地すべり地が認められる。これらの地すべり地は北から南へ行くにつれて新しい形態を示している。

この付近一帯は、地質図(図-4）から明らかなように鮮新世末期に起ったと推定されている褶曲運動により，

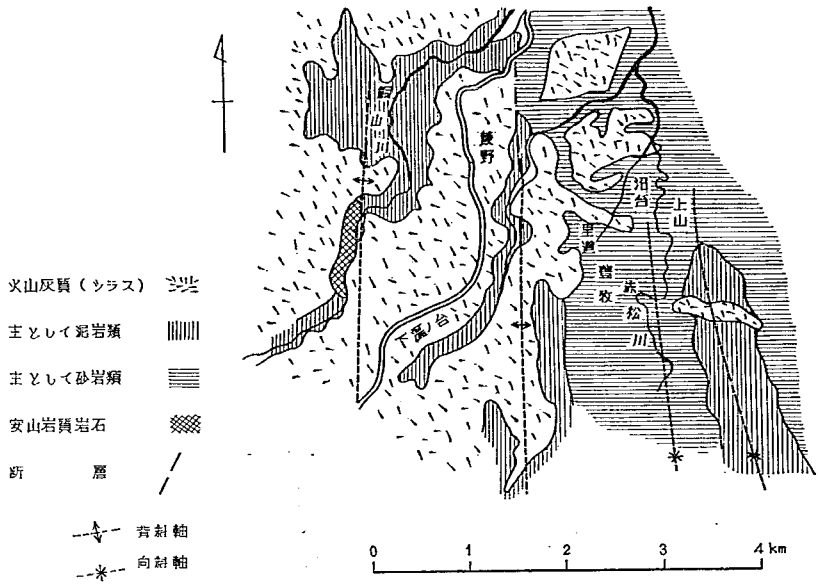


図-4　豊牧地区地質図（1/50,000表層地質 "月山"）

第3紀層の褶曲軸の方向がほぼ南北に走り，この方向は山稜線，河谷の方向と一致している。地殻運動後の浸蝕作用により，相当地形は開析され，やせた尾根と起伏のある緩傾斜面を有する早壮年期地形をなす。河谷は軟かい第3紀層を深く刻み，この緩傾斜面は，南→北，西→東に向って次第に低くなる。したがって上流程高い傾向がみられる。このことは地盤の傾動的な上昇運動が最近の時代にあったこと，あるいはそれが現在も続いていることを示している。河川の下蝕は今もさかんで，上流部では緩傾斜する広い平坦面(シラス上面)をきって狭谷を形成する。

地すべりは銅山川，赤松川の流路沿いにほぼ南北方向に分布し（図-5および写真-5，6参照）地質的に

(1) シラス層地すべり〔湯の台〕(図-5のD地区)
(2) 第3紀層地すべり〔滝の沢，上山〕(同上B地区)
(3) シラス層と第3紀層との地すべり〔豊牧，里道〕(同上A，C地区）とに分けられている。[2)]

（1） シラス層地すべり（D地区）

湯の台（標高380m）と呼ばれているテーブル状台地崖にみられる地すべりで，一般に銅山川に向って移動している。弧形のしわ状又は階段状になって銅山川に向って漸次下った古代演劇場状の地形を示し，他の地すべり地形と，その外観が非常に異なる。これは今までの調査では，シラス層自体が雨水によって崩壊性地すべりを生じたものとされているが，シラス層下の第3紀層の移動が影響するものと考えられる。なぜなら，湯台・蕨野を取り巻く古道川河床と，このD地区内の沢とがシラス層を截ってほぼ同じ標高で流れ，湯台の陥没線下の地下川湧出点もまた同じ標高にある。地下川はシラス層基盤の第3紀層の谷に沿って流れているので，この渓床の標高はほぼシラス層基盤の高さを現わしている。銅山川はこの渓床の高さより更に深く第3紀層を截り，その両岸（特に左岸で明瞭)に地すべりを発生させている。蕨野の西縁下のこのしわ状地は，その中を流れる渓床の高さや沼の存在からみて，基盤の第3紀層がごく浅く，D地区南部では北下り，北部では西下りに傾斜して存在しているこ

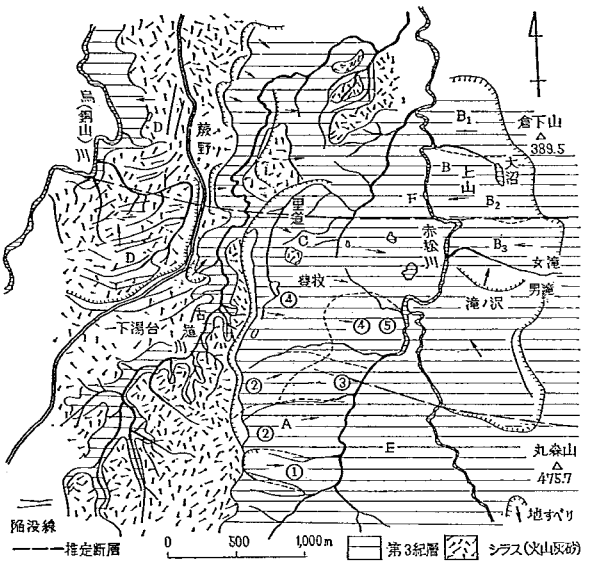


図-5　農牧地区地質および地すべり分布図（写真判読）

とが推定される。同図C地区やA地区①地域の地形との類似とこのような地質構造および広域にわたる同時的なクイックサンド現象の発生の困難さなどを考慮して，シラス層下の第3紀層の運動をひきおこしたと考える方が妥当性が大きい。D地区の地すべり崩落崖に一部交叉して近くの湯台の台地表面に3本の陥没線が読みとれるが，これはこの覆在地すべりの進行と地下川に対するシラスのパイピングによる陥没と推定される。地下川の水は一部覆在地すべりに加わっているかもしれず，水の移動がこの地すべりを促進するものとも考えられる。

（2）　第3紀層地すべり（B地区）

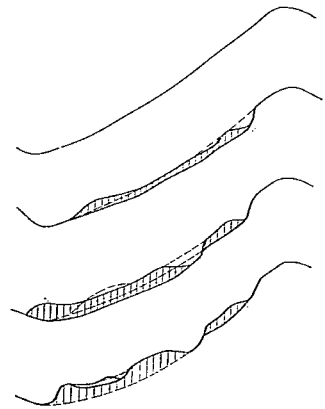
第3紀層自体の地すべりで，赤松川右岸の山腹に急崖，緩傾斜面をなす典型的な地すべり地形として観察される。男滝，女滝の沢によって，上山地区と滝の沢地区に分けられる。

上山地区はほぼ東西の亀裂によって，地形的に，やや異なった形を示す3ブロック（B_1，B_2，B_3）に分けられる。各ブロックの境界は東西方向に連なる断層とほぼ一致する。地層はほぼ南北方向の走向を持ち，西にゆるく傾斜する。したがって地層面の方向と赤松川右岸の方向とが一致する。地すべり後背の崖線は異状に直線状であるが，おそらく地質構造と密接な関係にあり，多分断層に沿うものであろう。B_1 地区では，その北部に狭小な耕作地が存在するのみで，その他は殆んど山地崩壊の形跡をとどめた荒地～灌木林よりなる。B_2 地区には急崖直下に地すべりによって生じたと考えられる大沼があり，相当多量の水をたくわえている。その他，緩傾斜地にもため池の分布が認められ，農耕地として利用されている。3ブロックの中では，この地区が，地すべりによる開析の度が一番進んでいる。地すべりによる崩土の移動，いいかえれば開析の進行の結果，地表面は他の2ブロックにくらべ，全般的に目立って低下している。B_3 地区は逆に地表面が他の2ブロックに比べて最も高く，滝の沢および本沢に面する斜面下部が急崖になっていて，B_3 土塊がかなり安定していることを示している。これに反し，B_1，B_2 では赤松川に接する部分は比較的ゆるく，崩土が河流で洗堀されて出来た斜面の安定こう配が小さいことを示している。ここでは崩土の洗堀に伴って漸次上からクリープによって崩土が補給される。このような3ブロックの地形の相異は，地下水の影響にその一因を求めることが出来る。地すべりの開析度，いいかえれば，その地形発達段階の相異は，各ブロック間に顕著に認められる。すなわち，B_3 が最も地表の凹凸に富み，初期の崩壊性地すべりの跡をよく残している。B_2 が之に次ぎ，B_1 では崩土は流動性を著しく増して緩傾斜になっている。突発的な崩壊性地すべりが時時生じ，それが崩土の供給源になったことは，後背の崖線にほぼ平行する地すべり内の数条のリッヂの存在によって示されている。滝の沢地区は上記上山地区が地層の傾斜方向（西傾斜）とほぼ一致する方向のすべりであるのに対して，全体的に前者よりや

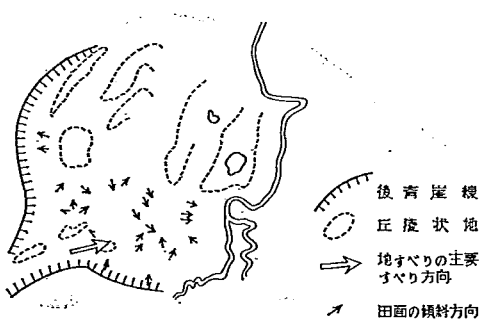
や北に傾した方向にすべっている。丸森山（標高475.7m）の中腹に崩壊を生じ，緩傾斜面で赤松川に臨んでいる。滝の沢部落は崩壊性地すべりの崩土を起源とする餡動型地すべりの上にあり，その北端には男滝，女滝の沢に臨む部分で，この餡動型地すべりの基盤の第3紀層にまで深くすべり面を食いこませた，新らしい地すべり（したがって餡動型地すべりの面をきる）が存在する。滝の沢地すべりの東側には，男滝，女滝の沢に向う別の地すべりがあり，より初期の相を示す。滝の沢地区は前地区にくらべて水田耕作が発達し，又開析の度も進んでいるが，将来継続して滑動しそうな地形である。

（3）　シラス層と第3紀層の地すべり（A，C地区）

豊牧地すべりの中心地域である赤松川左岸では，地すべりの発生からその発達段階が最も明瞭に読みとれる。第3紀層上に堆積したシラス層は，その後の浸蝕作用によって蕨野（標高260m）湯の台（標高390m）の火山性台地の上部に残っているが，それらの火山性台地群の東側，古道川右岸には，川沿いにこれらの台地面が著しく開析されて残った，ほぼ等高度のやせ尾根をなす丘陵が連続する。この尾根の東側は，地すべり崩落崖に相当する急崖と崩土の堆積および基盤岩の残存等による凹凸に富んだ波状起伏をなす緩傾斜で，赤松川に臨む大規模な地すべり地がある。地すべり地を概観すると，上流から下流にまた斜面上部から下部に行くに従い，その地形に多少の変化がある。それを大別すると次の5つに分けられる。i)なまなましい崩壊性地すべり，ii) i) ほど突発的ではなく，後背の崖も i) ほど明瞭でないが，連続する階段状亀裂ですべりの方向性が地形上にも表われているものiii) 移動がすすみ，崩壊性地すべりによって生じた崩土の堆積が崩壊の順序を表わすように数列の小丘となって横にならび(下部ほど崩れ方がひどい)，亀裂，凹凸が漸次少なくなって千枚田になってゆく段階iv) 網の目ようの千枚田の発達する餡動型地すべりv) iii) の規模の特に大きなもので，地すべりとしては特異な地形。写真－5の①および②の上部は i) に相当する。①を詳細にみると上・中・下3段の崩壊に分れ，上段が最も古く後背の崖は既に植生が回復している。中段が最も顕著で，下段の規模は小さい。中・下段は，上・中段の地すべりの中に発生した形態を示しているが，中段のすべり面はおそらく上段の地すべりのすべり面より深く，したがって第3紀層の中にくいこんでいるだろう。下段のそれは規模が小さいのでそのすべり面は崩土の中にとどまっているかもしれない。図－6に各段の地すべりの発生を模式的に示す。崩土はいったん赤松川をせきとめた痕跡がある。①の上段の地すべり性崩壊はそれ自身一部分は②の中に発生しており，②はまた④の地形面を截っている。②は①ほど明瞭ではないがその中により新らしい地すべりを含んでいる。②の下半は上半からの崩土が含水しこねまはされてできた流動～餡動性の地すべりになり，上半にくらべ著しく遅いステージ（(iv)に相当）の地形を示す。③は②と③の間の不動地（実際には第1次の滑動を既にしている）が，⑥と③の間の小沢の浸蝕にしたがって沢側に滑動したものでii）に相当し，この地域全般の滑動方向と異なる。④は同じ不動地の一部が赤松川の方向に滑動したものでやはりii）ないし iii）に相当する。⑤は上部が iii）に相当し下部が iv）に相当する。⑤の下部には千枚田が発達するが，空中写真は撮影が8月16日なので，田植時期からこの時期までに田面に生じた地すべによる傾斜が田に張られている水の深浅（写真上でに色調の濃淡）によって推定される。これから判読した傾斜の方向を図－7に示す。これで見るように，地すべり表面の傾



図－6　豊牧地すべりの発達段階



図－7　豊牧地すべりの田面の傾斜

斜は地すべりの全体的な動きとは関係なく，局地的な微地形にのみ影響されている。⑥はⅴ）に相当する。ここでは地すべり内に残存する小丘の規模が著しく大きい。おそらく，基盤の第３紀層の構造（厚い砂岩層の存在など）や赤松川左岸にある不動地（地層の傾斜，抵抗層の層厚などの影響で生じたものと思はれる。後述）の影響でこのような特異な地形が出来たのであろう。

以上のように，この地区は上の山地区と同様，浸蝕によって崩壊性地すべりを生じ，その後崩土の滑動が進行して，次第にその地形を変えていく段階を観察することが出来る点で興味深い地域である。この地域は，略，尾根に一致する背斜軸と赤松川沿いの向斜軸の間にあるので，すべりの方向は概略地層の傾斜方向と一致し，すべりのタイプとしては，崩壊性地すべりから流動型～クリープ型に移化するものが多い。シラス層は，この地域の地すべりにおいては，単に第３紀層上に堆積しているのみで，滑動には直接関係していない。

豊牧地区の地すべりを地質上３地区に分けて，その地形を考察したが，この地域が地すべり地形として特に興味ある点は，河川浸蝕と，それによる地すべり地形発達の段階が読みとれることである。

豊牧地区（図−５Ａ地区）では，④の地形面が②に截られ，②は①に截られるというように，上流ほど新らしい地すべりであることが知られたが，赤松川の河床は①のあたりからこう配が変って，上流の方が急こう配であるらしい。この二つの事柄は傾動的な隆起を示すこの地方の地盤運動と地すべりの発生を関係づけているように思はれる。次に興味のある問題は地すべり分布と地質との関係である。この地域は構造運動により地層が非常に擾乱を受けているが，特にこの狭い地域の中に向斜背斜があり，またおそらくその軸に沿う断層，胴切り断層が存在するであろう。地すべりは主として地層のこう配と斜面のこう配の一致する所謂流れ盤に発生し，その逆の所謂受け盤側は急崖となって残っている。図−５のＦ及びＥはこのようなものであるが，地層の傾斜は余り大きくないのに受け盤側がよく残っていること，およびＥのように大きい山体の東側までがなぜすべらずに残っているのがなどまだ疑問のよく解明されない点もある。赤松川の浸蝕の進行と共に，①の上流側へ地すべりが延びるであろうし，この地域の地すべりの防止には河床の浸蝕をとめることが，特に重要こなとは，上記から結論される。

〔例４〕　松の山地すべり

松の山地区の地すべりは，非常に大規模な地すべりである。1/40,000 空中写真で観察すると，信濃川左岸，城山一有倉岳を結ぶ山稜は，ＮＥ−ＳＷ方向の地質構造を反映している比較的とがった山稜を示し，岩質的にはやや硬いものと推定される（鮮新世魚沼層群の分布域）。この地域には，地すべり地形は殆んど認められないが，西方，東川流域（鮮新世下部層一灰川層，西山層の分布域），蝦池，藤倉，中尾の部落は，旧地すべり地の上に発達したものと推定される。

東川と渋海川に挟まれた地域は，褶曲構造の背斜部に相当し，中新世寺泊層が分布する。この地層は，上記，鮮新世の地層にくらべて軟質岩の多いことが地形上からも推定しうる。浸蝕が非常に進み，それに加えて到る所に大規模な地すべり地形が認められる。松の山地区地すべりとして知られているものは，この地区に属する。一般に寺泊層は泥質で滞水しやすく，スレーキングするので地すべりを起し易く，北陸地方の地すべりの多くはこの中に存在するといはれているが，松の山付近ではこの他，構造運動で地層そのものが相当にもまれて，浸蝕を受け易い状態になっていることも，この地域の地すべりを考える上に注意すべきことであろう。

大松山一岩見堂を頂点として水梨一松の山一観音寺一湯山一上湯に到る地区は，殆んど一連の地すべりによって形成された地すべり地形で，網の目様の千枚田の発達が著しい。特に注目すべきことは，広範囲にわたる緩慢な運動に加えて，速度の速い流動型の地すべりが所所に認められることで，現在でも活発な運動が行なわれていることを判読しうると同時に，この２つの運動の組合せが，松の山地すべりの特徴と考えられる。

この地域の地すべりを全般的に見わたすと，第３紀層の斜面を川や沢へ向けて，或は沢に沿って細長くスプーンでえぐり取ったような形のものが最も多く発達している。沢の方向性は顕著でないので，地すべりもまたあらゆる方向に向いてすべっている。スプーン跡は重なり合い，あるいは大スプーン跡に小スプーン跡がくいこんでいく。崩土はスプーン跡状の地すべりの中・下部に棚状にたまったり，下方に流れ出したりしている。第３紀層の山は，スプーン跡状に地すべりで浸蝕されてゆく。地すべりによる浸蝕は谷頭へ向け，また中途から地山を掘り下げるように進んでゆく。そして前例にみるような局部的な地質構造の影響は，余り顕著でない。

松の山地すべりはこの地方の地すべりの代表的な地形を示すが，適当な縮尺でその全貌のつかめる空中写真が入手できなかったので，蝦池地区などの写真で説明する。蝦池地区（写真−７）では大土塊の移動を伴う崩壊性ないし流動性地すべりである。Ａはかつて周囲の地形に連っていたが，ほぼ一体のまま大土塊となって滑落し，後に広い滑落面をのこした。Ａは完全に滑落しきらず途中にとまったがその下部は多量の砕土となって崩落し川をせきとめた。崩落した砕土は甚だ流動性に富む，Ａ面上にはより古い地すべりで生じた凹地（沼）や不規則な凹凸があって，Ａ自身その上部は古い地すべりの崩土であることがわかる。おそらく多少棚状に張り出した，古い地すべりで生じた厚い崩土塊（隣地区のＢのような）の再活動で

あろう。その滑落面は元のそれより少く共一部は深いことが予想される。このような崩れ方は本地域ではむしろ稀で，多くはA，Bの周囲に沢山みられる地すべりと同様厚い崩土塊は既に滑落していて，地山の基盤にくい込む新らしい滑落面が形成される型のものである。それの規模の小さいものは写真—8のA，E（写真-8は松の山地すべりの最下部）のように，基盤の第3紀層は表面の古い崩土塊と共に新らしい多孔の崩土となり，スレーキングをおこしてすぐに流動性の大きい土になってすべり，そこに千枚田が発達する。基盤にくいこむ新らしい滑落の規模が大きいと，松の山地すべりのように，基盤の第3紀層は大塊のまま滑落し，滑落面の浅い所でクレヴァス様の割れ目やエスカレーター様の段段をつくって細分化しながら，滑落に伴って小塊化する。

細分化して泥化した崩土は流動型又は餡動型の地すべりとなって斜面下方へと移動する。移動している崩土の安定度は流状の地形および千枚田の一枚一枚の大きさでわかる（写真-8のB，C，D）。

〔例5〕 兵庫県三田市付近の地すべり。

この地域は，神戸地すべり帯の北部地域に相当し，第3紀中新世の神戸層群が広く分布している。地すべりはその神戸層群中，主として吉川累層中に発生しているもので，一般に凝灰質砂岩，礫岩の部分は丘陵の陵部を形成し，しばしば垂直に近い急崖をなし，下部の泥岩の部分に地すべり面が形成され，緩傾斜面をなす度合が多い。又，この地域は典型的なため池灌漑地帯であり，丘陵斜面に発達した棚囲を中心とする水田農業を主とする。これは，滞水度の良い岩質でなければならず，岩石自体が地すべりの1素因と考えられる。

本地域の地すべりは（写真-9参照），丘陵斜面における緩傾斜の慢性地すべりで，発生個所数(発生頻度)は多いが，その規模は一般に，他の第3紀層地帯の地すべりにくらべると小規模なものが多い。これは，この地域に分布する神戸層部の堆積状況，構造，岩質に起因するものであり，地すべり地形としては，末期に近い時期の地形を示すものと考えられる。

〔例6〕 北陸縦貫道地区の地すべり

北陸縦貫道—新潟市から糸魚川にかけての地すべりは第3系の黒色頁岩が主体をなす。本地域の地すべり地を概観すると，地形的には，地区ごとに非常に異なる。

与板町付近では，全体的に非常にひだの細かな丘陵地形で，谷頭浸蝕著しく，谷頭の比較的急傾斜部に崩壊性地すべりを生じ，滑動地区は，大略，荒廃地として放置されている。又，規模は一般に小さく，1/25,000 縮尺写真では，判読しがたいものが多い。

これに反し，直江津付近から西方，能生町にかけては丘陵頂部付近から緩傾斜をなし，水田耕作地，部落の発達がみられるが，これらは，すべて新旧含めた地すべりによって発達したものと考えられる。この地区は，写真からも明瞭に判読しうるNE—SW方向の地質構造が発達し，地すべりの発生は，この地質構造と，この地域に分布する寺泊層の岩質に起因するものと推定される。滑動のタイプとしては，広範囲にわたる継続的な餡動型（クリープ型）地すべりと能生町棚口および小泊に発生した急激な流動型地すべりである。以上のことからこの地区においては，現在，安定および小康を得ている地域でも何らかの誘因により滑動を始める恐れは十分考えられる。

このタイプの地すべりの1例として，能生小泊の地すべり（写真-10参照）を挙げよう。

能生地方は10数年前の棚口の地すべりや一昨年北陸線を埋めた小泊地すべりなど，速度の速い崩壊性地すべりが多いことで有名である。写真はこの小泊地すべりである。第3紀層中におこったもので，今回の地すべりは隣接する明瞭な地すべり地形を持つ古い地すべりの一部が再度崩れたことがわかる。周囲には沢山の地すべりが見られるが，それらは後背に大きな崖を持ち，崖下に緩斜面があって，その下が急傾斜して沢又は海岸の平地に臨む。流動性ないし餡動性の部分をほとんど伴はない特異な地すべりである。後背の崖のこう配が急なのに比して崖下の緩斜面が広いことは，すべり面上の崩土が厚いことを意味する。今回の地すべりは平面的には古い地すべり地形の内部にとどまっている。被写範囲が狭いためよく判読できないが，これらの古い地すべりの後側に更に一段の崖線があるらしく，それが最外側の古い地すべりの範囲を示しているらしい。新たに地すべりの起った位置では両方の崖線が寄って1つに合わさる所で，古い地すべりの基盤はかなり深いことも推定される。したがって，写真上相当な深さに達しているとみられる新しい地すべりの下底は，基盤の第3紀層上に達しているとしても第3紀層の剝落部は薄く，新しい崩土の大部分は古くから崩土であった部分であり，すべり面は，大部分が古いすべり面と一致しているであろう。

例4～例6の地すべり形態の相異は，もち論，その地質条件等に支配されることが大きいが，これらの地すべり形態は全くタイプの異なったものと考えるよりは，

(1) 棚口および小泊型地すべり→(2) 崩土の2次すべり→(3) 継続的餡動型地すべり→(4) 三田付近の丘陵緩傾斜面の小規模な地すべり→(5) 与板町付近の地すべりと連続する。このように，地すべり地形ばかりでなく，それをとりまく地形の発達段階を考え合わせると，上記，地形の進化とその連続性を考慮することは可能である。このように地すべり地形発達史を考えてくると，その土地の将来起りうる地すべりの規模，形態等を，ある程度，推定しうるものと考えられる。

〔3〕 古生層，中生層地すべり

古生層，中生層地すべりとして，4地区の写真判読を

行ったが，結果は，その岩質に起因するものより，他の原因によるものの方が多かった。例えば，二瀬および鹿野川ダム付近では，地質的弱線地帯に沿って地すべりが分布するので，地質構造が，その主因と考えられるし，吉野川池田付近の地すべりも，むしろ中央構造線による破砕帯地すべりに分類すべきものと思う。甚ノ助谷では，岩石の破砕による岩層の擾乱に加えて，温泉の変質作用があるものと考えられる。

大体，古生層，中生層は岩が充分固結しており，破砕岩や片岩におよんだ著しい風化や熱水変質を受けていなければ，内部摩擦角，凝集力共に極めて小さいような状態（多くは含水膨張する粘土の含有によっておこるが）にはなり難い。非破砕の塊状岩に通常の風化がおよんでも，組織を残した案外に固いものとなり，地すべりはおこりにくい。古生層・中生層中の地すべりが破砕帯や変質帯にほぼ限定されるのはこのような理由による。破砕帯といってもすべての岩石が一様に破砕されるのではなく，粘板岩，一部の片岩などが選択的に破砕し，他は比較的塊状を保つものである。このような岩が地すべりを起すのであるから，崩土は岩塊や角礫を沢山含み，マトリックスも第3紀層の地すべりにくらべると粗粒ですべりにくい。そのため地すべり地の地形も比較的急なことが多く，熱水作用で著しく粘土化したもの以外では，崩壊性ないし一部流動性で，突発的に滑動し，以後崩土が僅かな流動～餡動するというようなものが多い。

したがってこのような地すべりを空中写真上でながめると山腹斜面の表層を削りとった様な緩傾斜地で，農耕地，部落の発達している所として認められるが，第3紀層地帯にくらべると，その判読は困難である。

〔例7〕　二瀬ダム付近（写真-11）

地質は中生代の砂岩，粘板岩が広域変成作用を受けて半ば片岩化した岩石（千枚岩，珪岩等）よりなり，地層の走向はNW—SE方向で，弱い褶曲を示す。片理の方向は地層の方向と一致しない。荒川は二瀬ダムの上流および下流でほぼE—Wの方向に長い流路をとり，ダム付近だけ，NE—SWの方向となる。E—W方向には大規模な断層に沿う支流中津川が荒川本流と 1 km 足らず離れて平行に流れ，この方向は本地域の最も顕著な地質上の弱線の方向であることを示している。

荒川はダムより上流で左右岸非対称で，左岸側がゆるい斜面をなす。この地形は岩石の破砕または片理の方向性（南落ちになるような）にもとづくものと思われる。

地すべり地形は，写真の範囲内ではこのゆるい左岸中腹部以下にのみ分布し，上流より栃木，上中尾，寺井，麻生，二瀬，大久保およびダム左岸取付部上流側の各部落やダム下流の部落は過去の地すべりによって生じた崖錐堆積物上に発達した部落と考えられる。すべりのタイプとしては，崩壊性地すべりおよび崩土の2次すべりが推定しうる。二瀬ダム建設による崩土，地山の掘削に伴って左岸ダム取付部の上流がすべり，またダム完成後に湛水と共に，ダムのすぐ上流の合流点付近の本流左岸が（主として千枚岩よりなる）地すべりも起した。その地すべり上部の導水トンネルの観察の結果，この地域は既にそれまでにも多かれ少なかれ滑動していたことがわかった。

〔例8〕　白山甚之助谷地すべり（写真-12）

手取川上流部の甚之助谷は中生層手取統の砂岩頁岩細互層とこれを被う白山の安山岩の中を流れる。頁岩は著しく破砕して細岩片と粘土の集合体のようにまでなっているが，地層全体はゆるい波動状の褶曲を示している。炭酸石灰を含む鉱泉があちこちに湧出し，岩石は広域な，また場所によっては甚だ明瞭な温泉変質を受けている。頁岩はその結果灰色になり，軟化しているが，場所によっては白色になり粘土化している所もある。砂岩は珪質硬質であるが，甚之助谷上流部では，砂岩・頁岩互層の上部にチャートの円礫をまじえたアルコーズ質の砂岩・礫岩が乗る。これ等は温泉変質により白色になり，一見第3紀層上部の凝灰質砂岩のような外観をもつ軟岩に変っている。手取統のこれ等の地層を被って同じ地層を源とする厚い崩積物が堆積し，その上に白山火山の熔岩や火山砕屑物が乗っている。崩積層は白山火山の活動前に手取統の広範な崩壊によって生じたもので，砂岩・頁岩の破片と黒色の粘土質物（手取層源）とよりなる。温泉変質の著しいのは甚之助谷に限らず，湯谷，別当谷をはじめ白山周縁に広く見られるし，地すべりもまた甚だ広域に分布する。構造物の変状によって現在地すべりの動きがはっきり認識されているのは甚之助谷だけであり，山中のことで移動測量もほとんど行なわれていないが，現在の運動はともかく，地形上認められる過去の運動を含めての地すべりないし崩壊は広範かつ激甚である。地すべり，崩壊は上記の厚い崩壊層とその基盤の破砕・変質した手取層群とにおこり，崩積層の厚い所はどこでも多かれ少なかれクリープしているようである。

写真-12でみるように，湯谷，別当谷，甚之助谷では点線で示す大規模な古い地すべりないし崩壊が沢山みられ，その一部が現在も動いている。別当谷と甚之助谷の間の尾根は両隣の尾根の高さにくらべて異状に低く，全体が崩積層と破砕した基盤で構成されていて，全般的に滑動あるいはクリープしている疑が濃い。実線で示すものは現在および近い過去にすべったことの明瞭なものである。このうち甚之助谷の地すべりは継続的慢性的なもので，別当谷の崩壊は突発的である。別当谷左岸には写真の大崩壊によって生じた土石流が堆積し，後の浸蝕で段丘状に残された砂礫堆がみられる。この2つの慢性的地すべりと突発的崩壊との差は，前者は崩積層および破砕基盤の破砕・温泉変質が著しく，後者はいわゆる流れ盤構造（地層面と谷斜面の傾斜の方向が一致する）で頁

岩部の破砕変質が進み谷の縦浸蝕がはげしくなったことに由来すると思われる。大崩壊の結果生じた崩土に漸次クリープ性の地すべりが生ずることは谷壁の浸蝕から写真上でも読みとれるし，白山活動前又は活動中の崩壊による崩土が今崩積層となって地すべりの原因となっていることとも符合する。

〔4〕 温泉地すべり

温泉地すべりは，岩石が温泉作用，硫気作用によって変質軟岩化，粘土化した結果およびそこに何らかの誘因が作用して生ずる地すべりであるので，火山地帯に分布が集中する。温泉・硫気による変質は火山地帯・温泉地帯に頻繁に見られるが，地すべりを生ずる程広範囲に強度に粘土化が進むことはむしろ稀で，したがって原因が温泉，硫気のみに帰するような地すべりは，我が国に温泉が多数存在する割にはそれ程多くない。また，この種の変質は土の著しい酸性化や亜硫酸ガスの発生などを伴うので，農作物の耕作や居住に適せず，荒廃地のまま放置されることが多いので人人の注意を呼ぶことも少ない。温・鉱泉の湧出は地下深部への地下水の循環を必要とするので，破砕帯という程顕著なものでない場合でも，多かれ少なかれ破砕作用が及んで，割れ目の発達した所に温・鉱泉が出現する傾向がある。一方，その変質の結果は粘土鉱物を生成するので地すべりを助長する。こうして温泉変質は地すべりに対して他の原因，主として破砕現象と相乗的な作用を及ぼし，地すべりの発生を促進する。前述の白山，甚之助谷付近の地すべりの例にみるように破砕帯地すべりと考えられるものも，かなりな数はこのような変質の相乗作用を受けている。このように，厳密な意味の温泉地すべりは少ないが，温泉変質が重要な原因の1つに数えられるものは案外多い。

温泉変質が地すべりを生ずる程にひどくない場合でも荒廃地となって崩壊をおこすことがあり，そのような荒廃裸地の一部が不明瞭な地すべり地形を示すこともある。

判読に使用した3地区(箱根，霧島，鳴子)はこれ等の代表ともみられるもので，，ここでは箱根と鳴子の例のみを挙げる。その地形上の特徴を考えると，各地区に共通していえることは，急激な崩壊～崩壊性地すべりの形態をとり，その結果，荒廃地～潅木林として放置されている場合が多い。すべりの規模は，その変質程度によって異なる。箱根早雲山の1953年の山津波は大規模なもので，写真上からも，その被害の程度を読みとることが出来る。又，鳴子の半俵山西斜面の崩壊性地すべりも大規模なもので，そのため道路のつけかえ等が行なわれているが，鳴子ダム上流においても地すべり地形を示す所が多い。ただ，これらのすべてが温泉地すべりといえるかどうかは疑問である。

温泉地帯は，一般に荒廃地化し，地形的に不安定な所が多く，何らかの誘因が加われば，滑動する恐れがある。

〔例9〕 早雲山の地すべり (写真-13)

1953年の山津波後10年経過した写真であるが，早雲山の北東斜面に山頂付近から崩壊性地すべりを生じ，狭長(幅約0.2km，長さ2km)な35～40° の傾斜をなす泥流を生じているのが読みとれる。この種のものは地すべりというよりは，全体としてみると崩壊と考えるべきであろう。既に多くの記載があるのでここでは詳しい記載をしないが，同種の崩壊は早雲山の尾根の逆の斜面 (冠岳，大湧谷)などに発達するのがみられる。写真—13上ではこれを点線で示す。これは，この付近一帯に噴気によるカオリン化などの変質が広く及んでいるためで，一度崩壊して生じた崩土はその後クリープ状の地すべりになることもある。多くは泥流状になって流下することは早雲山，その南部，冠ヶ岳などの新旧の崩壊地の下部にある堆積物の地形から推察される。

〔例10〕 鳴子ダム付近の地すべり (写真-14)

鳴子ダム近傍特にその上流側には地すべりがあって，ダム直上流左岸のものは工事中にすべり面上の崩土の一部を掘削除去したり，ストラットでおさえたりしたこともある。この付近の地質は花崗岩とそれを貫く石英粗面岩およびこれ等を被う緑色凝灰岩よりなる。半俵山では更に放射状の冷却節理の見事な安山岩がみられる。温泉変質は程度の強弱こそあるが安山岩を除くすべての岩石に及ぶ。温泉地すべりという程全般的な変質が著しくはないが，第3紀層地すべりと破砕帯地すべりと温泉地すべりの合成されたようなもので，温泉変質が最も強く地すべりに影響している。ダム直上流左岸の地すべりは，花崗岩の基盤の上の凝灰質の石英粗面岩が温泉風化を受けてすべったもので，流動性の地すべりを続けている。その上流の半俵山地すべりは鉱化作用を受けた緑色凝灰岩の崩壊性地すべりで，地表に亀裂が発生した数日後に突発的な崩壊性地すべりを生じたものであるが，地すべりの範囲は写真上判読される古い地すべり地形(点線で示す)の中に包括され，主として古い地すべりの崩土の再活動であることがわかる。湛水後生じた，あるいは滑動の実測された地すべりを実線で示す (地すべり基底は第三紀層の緑色凝灰岩に達しているかもしれない)。崩土は崩壊性地すべりの起った後にもクリープを続けた。これは第三紀層に，鉱化に伴う変質 (熱水変質) の及んだ例である。鳴子ダムの上流にはこのように主として第三紀層に及んだ熱水変質が素因と考えられる流動性の (一部は崩壊性の) 地すべりが広範に見出される。

〔5〕 結晶片岩地帯の地すべり

結晶片岩地帯の地すべりとして，下久保ダム，秋葉ダム付近と四国の吉野川流域の地すべりについて判読を行った。一般に共通していえることは，

①すべりのタイプは崩壊性地すべり～傾動，流動型地す

べりである。② 第3紀層地すべり地に多くみられるため池群が存在しないこと（確認出来なかった）。これは土質上の理由から，それが不可能なためであろうか。③ 地すべり斜面は比較的急傾斜（40～50°）であり，原地形面の風化の進んだ表層部の滑動が考えられる。④ 地すべり地外が一般にとがった細かい起伏の多い地形であるのに対し，地すべり内は起伏のゆるいノッペリした地形を示す。⑤ 河川の荒廃状態から流出土砂礫の生産は少いものと考えられる。⑥ 片岩地域の地すべり発生の頻度はその片岩の岩質に起因する。一般に堆積岩起源の片岩に多く，火成岩起源の片岩および塊状をなす片岩には少い。⑦ 地すべり地は農耕地として利用されている。

〔例11〕 吉野川流域の地すべり

吉野川の支流 (1) 祖谷川流域 (2) 南小川流域について述べる。

（1） 祖谷川流域（吉野川合流点から釣井付近まで）

地すべり分布および地形上から3大別することが出来る（図-8）

①吉野川合流点より南日浦付近まで

山陵は，比較的丸味を帯び，風化開折が進んでいる。山腹斜面の多くは地すべり地形を示し，農耕地，部落の発達が著しい。（写真-15）

② 南日浦—田ノ内

角ばった山稜をなし，壮年期地形で谷深く，谷密度もやや大きい。NEE—SWW方向の谷が顕著である。又，60～70°の急斜面で，地すべり地や部落の発達は認められず，山林地帯である。

③ 田ノ内—釣井

田ノ内部落から上流は又，地すべり地の分布が著しくなる。①地区では，その形態は殆んど，あまり原地形を損ねることのない山肌を削りとったような地すべり地形が多かったが，この地域では，それに加えて，山腹斜面に平坦面をなし，末端部で急崖を示すものおよび上部表層部が一気に滑り落ちたような形態を示すものなど，北部の地すべり地区より，ややその移動は大きく，地すべり地形として進んだ形態を示すものと思われる。（写真-16）写真上に表われた，これら3地区の地形および地すべり形態の相異は，吉野川層群の分布状態と略一致するので結晶片岩の構造および岩質の相異によるものと考えられる。吉野川累層は，主として砂岩片岩，黒色片岩，緑色片岩からなるが，小出の報告[3]によれば，火成岩に起源する塊状の緑色片岩地帯および砂岩片岩中塊状をなす片麻岩状地帯は，地すべりを起しにくいものとしている。

図-8 祖谷川流域水系および地すべり分布図

（2） 南小川流域

ＮＥＥ—ＳＷＷの方向に流路をとる南小川の両岸は，比較的規模の大きい地すべり地が分布する。その滑動も何回かの継続的地すべりを推定しうる地形が多く第３紀層のそれに非常に良く似た形態を示す。南岸と北岸とでは，地すべりの形態が多少異なる。棚田の発達状態から類推すると，一般に南岸は，北岸にくらべて，その規模は大きく，又その移動速度も大きい。更に地層が非常に擾乱されていることが推定される。

以上，写真上から判読し得た地形上の相異を述べて来たが，この相異は，結晶片岩の岩質の相異および地質構造に主として起因するものであり，南小川流域は背後地に御荷鉾系輝緑岩の貫入岩体が平行して分布することから御荷鉾構造線による破砕帯地すべりの性格を示すものと解される。地すべり地形発達段階から，結晶片岩地域の地すべりを眺めてみると，初期～中期の形態を示すものが多い。

4. まとめ

地すべりに関する既存資料および入手しうる空中写真を活用して，地すべり地の認定，その分布，形態，すべりのタイプ，その場所の地質，土地利用等について判読を試みた。

1） 本研究の１目的である。地すべり地形の分類およびその地形発達史ともいうべき地形変化の区分について，それを確立するまでの十分な地点数についての判読は出来なかったが，地形区分として用いられている幼年期—壮年期—老年期という区分とほぼ同じ考え方を地すべり地形にもあてはめられることがわかった。各地各様な地すべり地形を，地形発達史的な見方でながめると，各地に地史，気象，岩質などによる個性がはっきり認められるにしても，全体の上にかなりはっきりした系統だてが行なえる。

一般的な地形変化の上では，各期の経過に対して長短はあれ，一応，幼年期→壮年期→老年期の過程をたどるが，地すべり地形の場合にはいろいろな原因により順当な全過程をたどらないことが多い。例えば初期の地形をとばして中期→後期というようなことがある。また一方，地すべり上部から下部へむけて漸次古い時点で生産された崩土よりなり，下部程進んだ地形段階にあると考えられる。上部→下部への地形変化はかなり連続的である。

2） 地すべりと地質

地すべりの跡は，その特異な地形によって判読しうる。特に第３紀層地すべりでは，地すべり地は例外なく，その緩傾斜面は農耕地として利用されているので，その移動方向，移動範囲まで，容易に判読しうる。地すべりは気象的，人工的な誘因によって発生するが，その素因は地すべり地付近に分布する岩層—岩石の硬軟，それらの互層状態，擾乱および風化の程度—に関する。これは，その成因や地質構造に関連し，地形は，これらの条件を反映して，個個の地すべり地区でさまざまな形態を示す。逆に地形のみから地すべり因子を分析することは出来ない。空中写真判読の場合，その地域の広範囲な地質構造を読みとることが出来るという点で利点がある。破砕帯地すべりはもち論，写真上に地質構造線を読みとることが出来るが，従来第３紀層地すべりとして分類されていた地すべり地帯の中にも，地質的弱線地帯（写真上で線状構造として読とれるもの）に沿って滑動しているものが多く，又第３紀層地すべりの中でも，その規模は大きく，分布頻度も高い。これは第３紀層の岩質面のみでなく，地質構造を大きく反映している結果と考えられる。このことは，第３紀層のみならず，他の地層についてもいえることで，地すべりの素因となる地質条件のうち，現地調査の際，見落されがちな比較的小規模な地質構造をも，写真上で読みとることが出来る１例ではないかと考えられ，現地調査に先だち，空中写真により，地形の概況，移動区域，地形，地質の問題点を読みとっておくことは，調査計画および調査の迅速化に役立つものであり，地すべり調査法の１手段として常識化すべきである。

3） 地すべり地の水埋地質学的な特徴は，広範囲な水系図から，地すべり地区の水系異常は認められるが，地すべり地内の水埋は，冲積地と同様，自然状態の水埋は，判読出来ない。

4） 空中写真は，他の目的で，すでに撮影されてあったものを利用したので，地区ごとに，そのスケールは異なり１/40,000～１/3,000の範囲のものを使用した。その結果地すべり解析をする場合，その目的に応じた縮尺写真を必要とするが，一種類でいろいろなことを知ろうとする場合，利用度の高いのは，１/20,000程度の縮尺が良いと思う。

5） 判読可能度，地すべりの規模が非常に小さい時とか，森林地帯では，しばしば地すべり地を見逃すことがあるが，資料と照合した結果，少なくとも70%は確実に判読しうる。この判読可能度は，地すべりおよび写真判読に精通することにより，非常に精度を高めることが出来る。

6） 空中写真による地すべり地形判読は，近年盛んに行なわれて来た地質踏査に先だって行なわれる利用面のみならず，その予知の方向にも活用されるべきであるが，その地域の地質条件および地形から，地すべりのタイプや規模等を，ある程度予測することは出来ても，将来運動するか，いなかを予測することは困難と思われる。

7） この他，ダム湛水による地すべり，道路カットによる地すべり，砂地盤の地すべり等があるが省略する。

終りにあたり，地すべり地選定に際し，御助言いただきました谷口機械施工部長，渡 地すべり研究室長，およびこの研究中，終始，いろいろと御指導御批判いただ

きました地質研究室，岡本主任研究員、常原研究員に，厚く謝意を表する。

参考文献

1) 地質部応用地質課：「姫川地域（新潟県，長野県）応用地質調査報告」地調月報 Vol. 7, No. 7 (1956)

2) 東北地建新庄工事事務所：「豊牧地区地すべり調査中間報告書」(1962)

3) 小出博：「四国地方における地すべり（上）」(1964) 応用地質Vol. 4, No. 4, 1963.

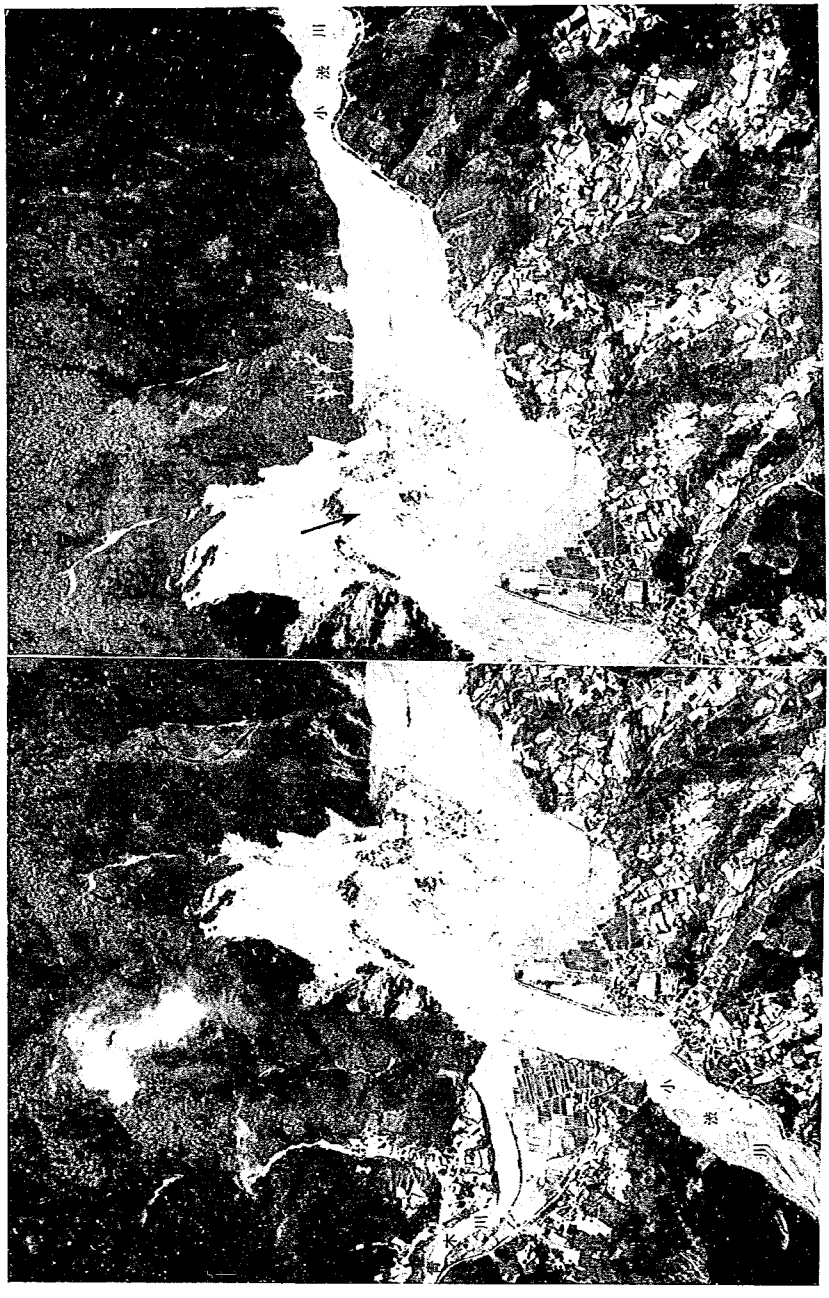


写真-1　大西山地すべり
縮尺1/12,500　1961年7月撮影

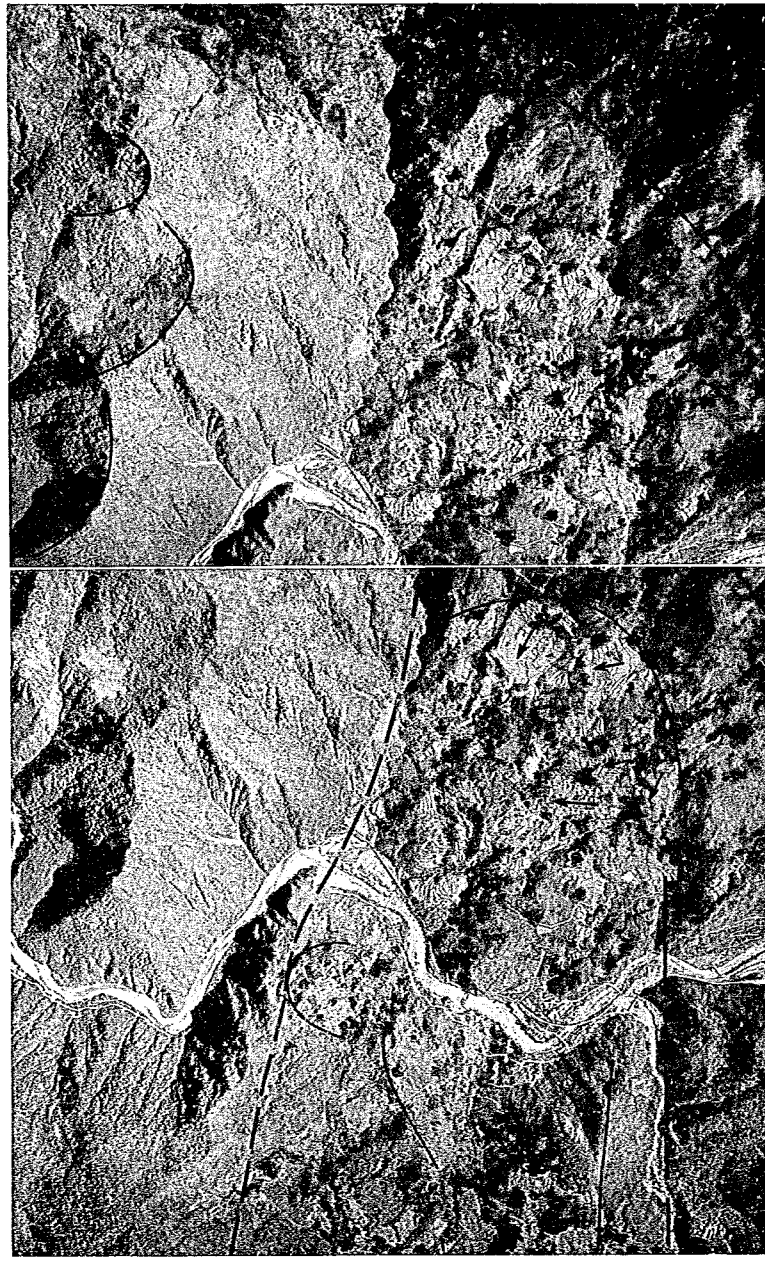


写真-2 大潟、笹野地すべり
縮尺1/12,500 1956年11月撮影

写真-3　土谷川右岸（次田、土谷地区）の地すべり
縮尺1/19,000　1959年11月撮影

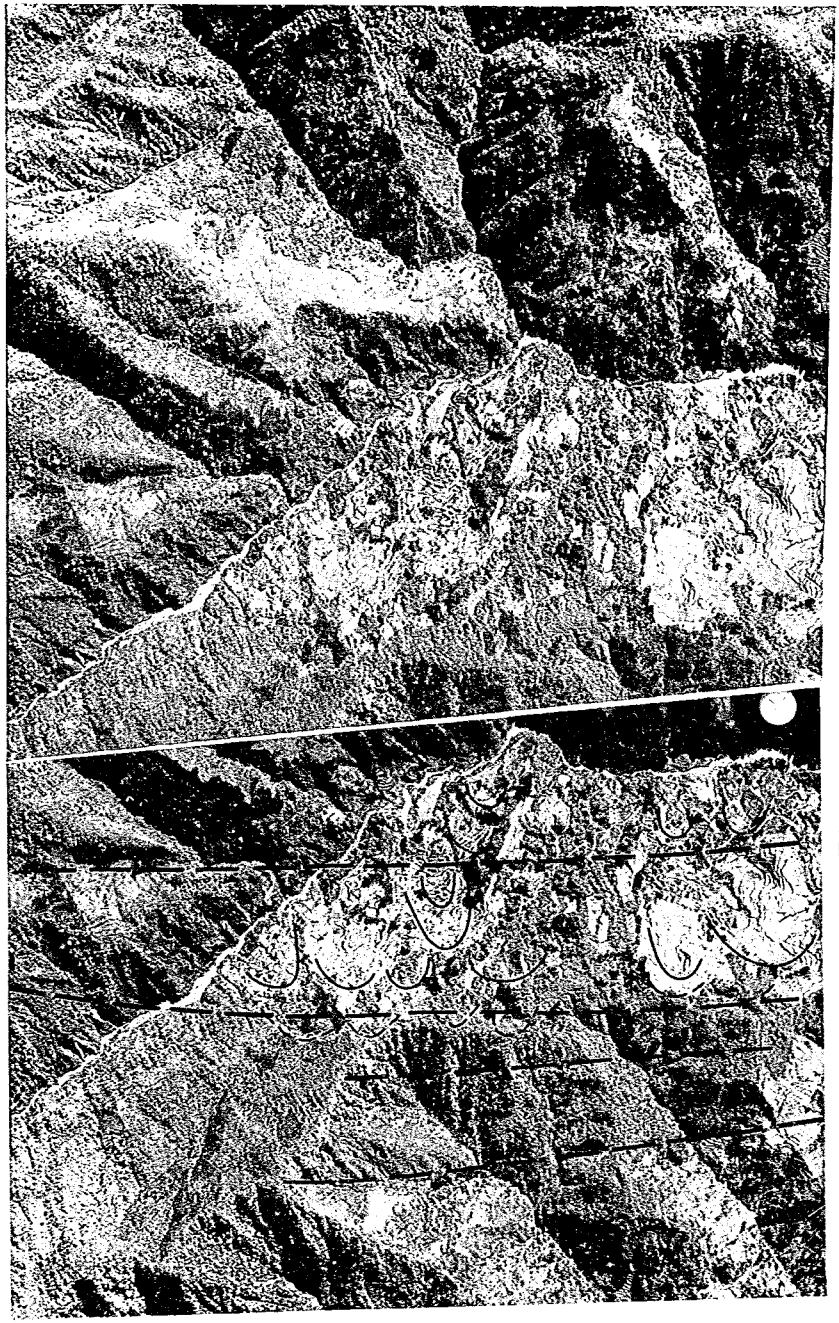


写真-4 土谷川右岸（曽田、茶納地区）の地すべり
縮尺1/10,000 1959年11月撮影

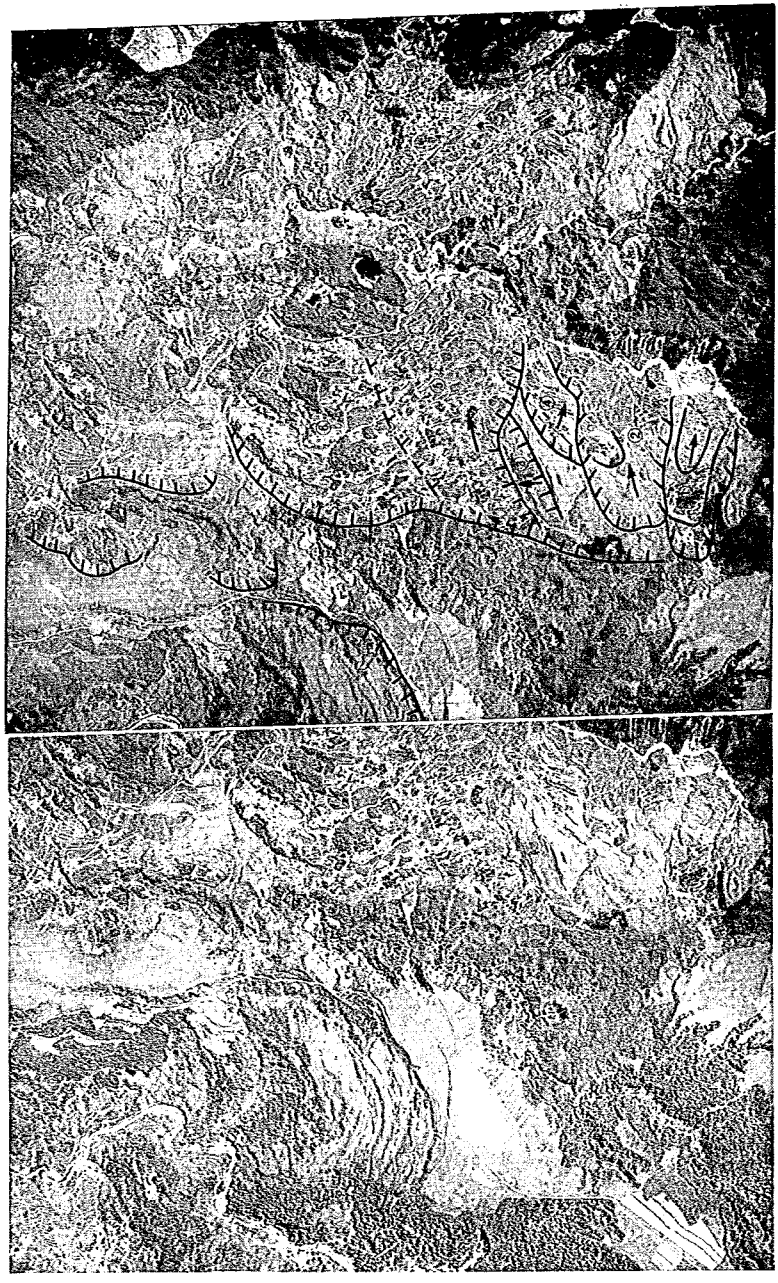


写真-5　恵欠地すべり（湯の台，恵欠，里道地区）
縮尺1/27,500　1960年8月撮影

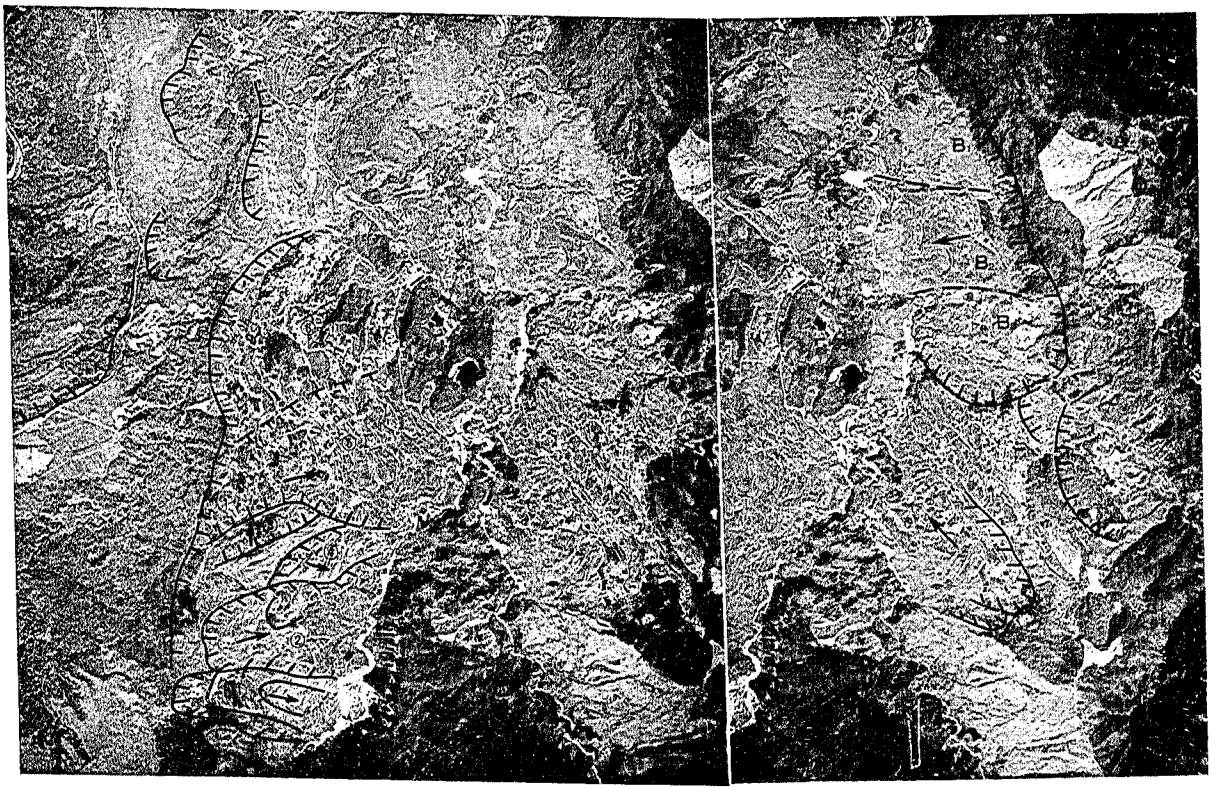


写真-6　豊牧地すべり（豊牧，里道，滝沢，上山地区）（写真-5に続く）
縮尺1/27,500　1960年8月撮影

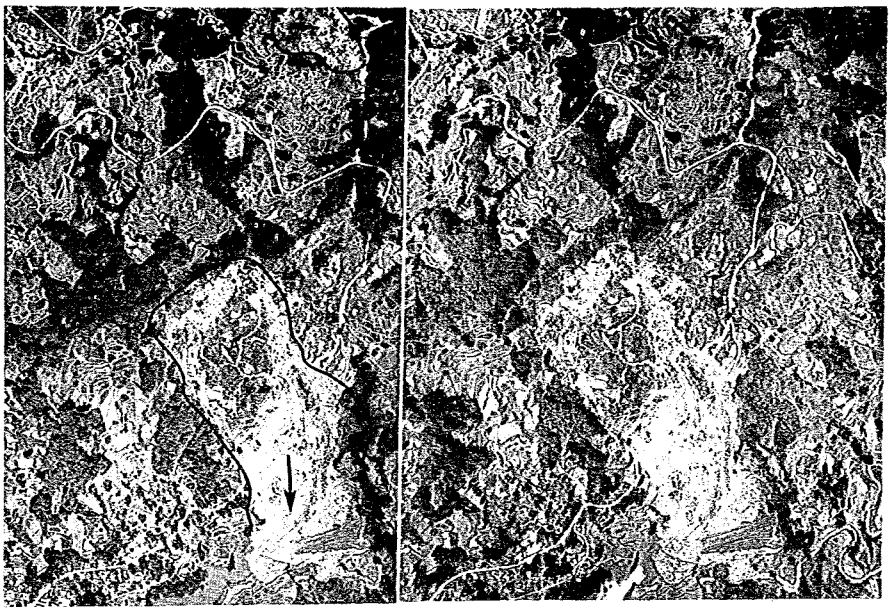


写真-7　松の山鍛沢地区地すべり
縮尺1/12,000　1964年5～6月撮影

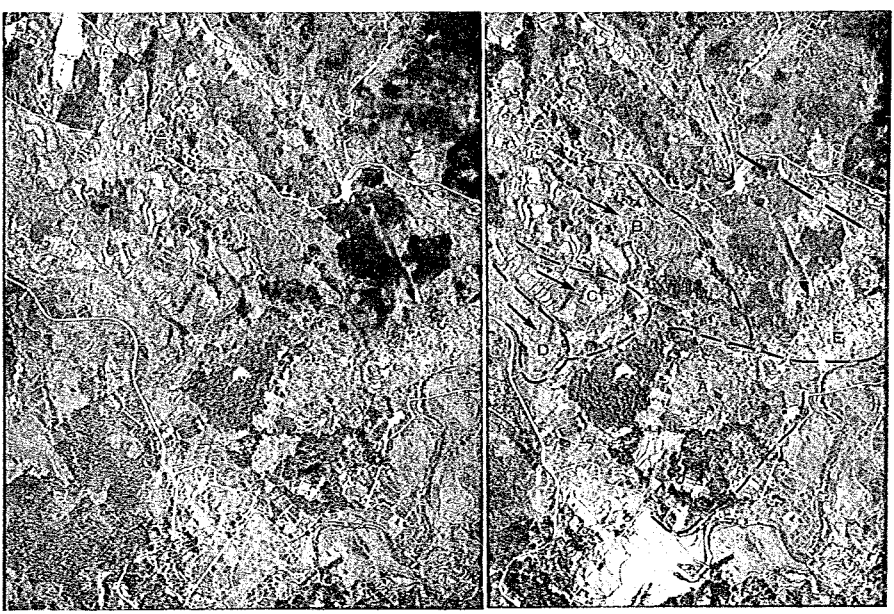


写真-8　松の山地すべり下部
縮尺1/12,000　1964年5～6月撮影

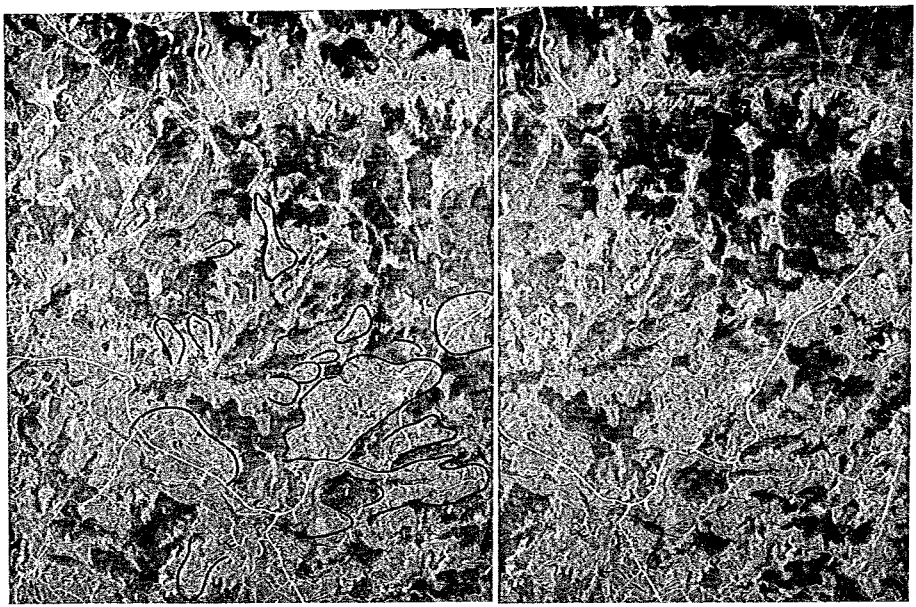


写真-9　三田地方（兵庫県）の地すべり
縮尺1/30,000

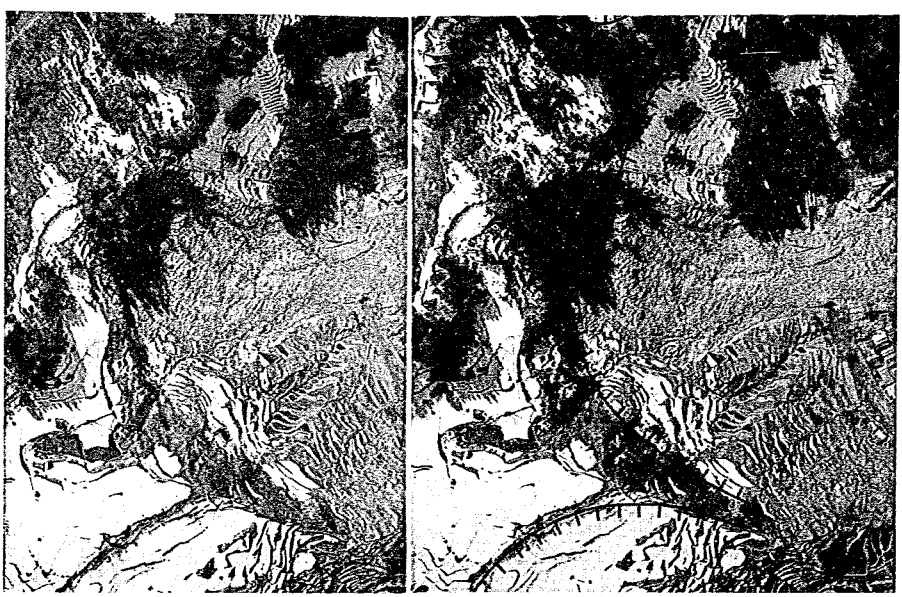


写真-10　能生小泊地すべり
縮尺1/9,000

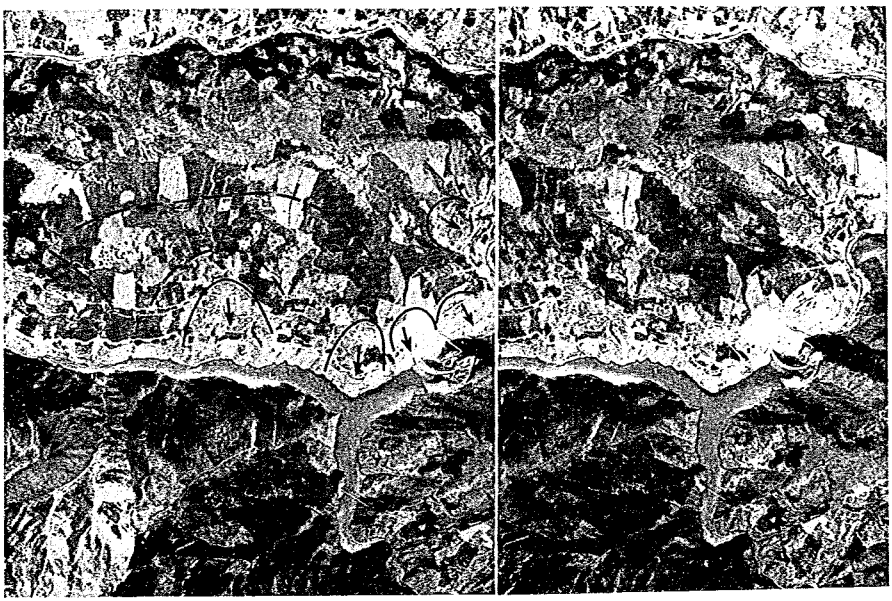


写真-11 二瀬ダム付近の地すべり
縮尺1/31,000 1961年3月撮影

写真-12 白山荘之助谷付近地すべり
1955年10月撮影

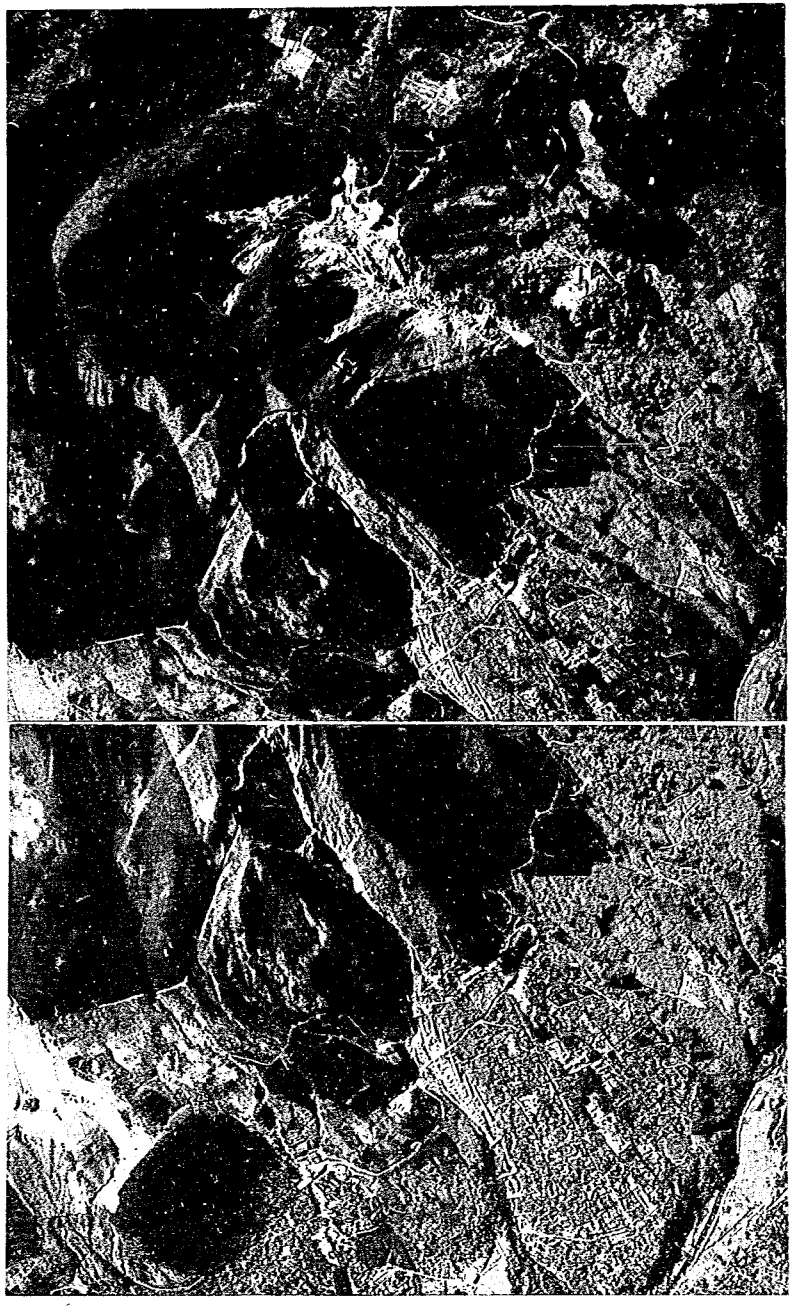


写真-13　箱根早雲山付近地すべり
縮尺1/25,000　1953年撮影

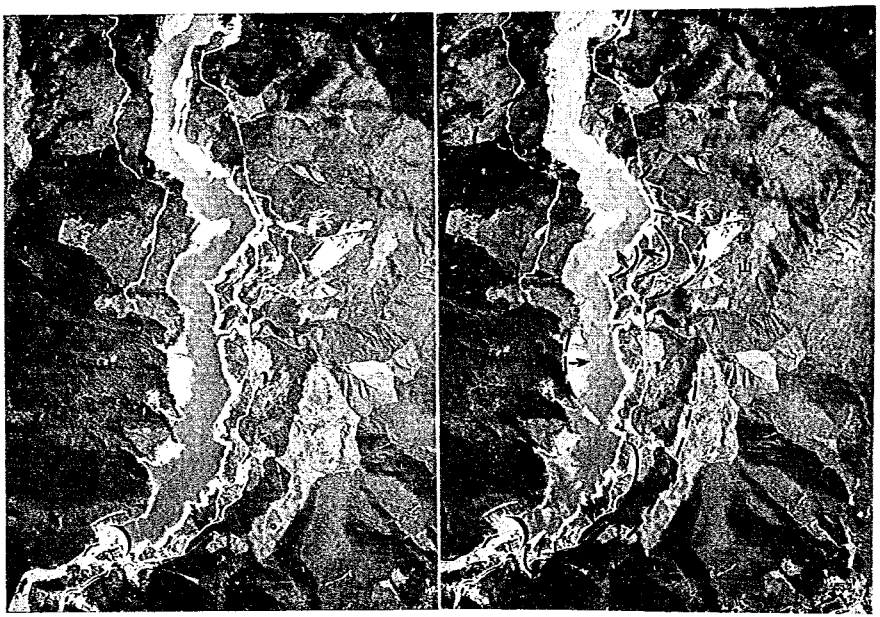


写真-14 鳴子ダム付近の地すべり
1960年8月撮影

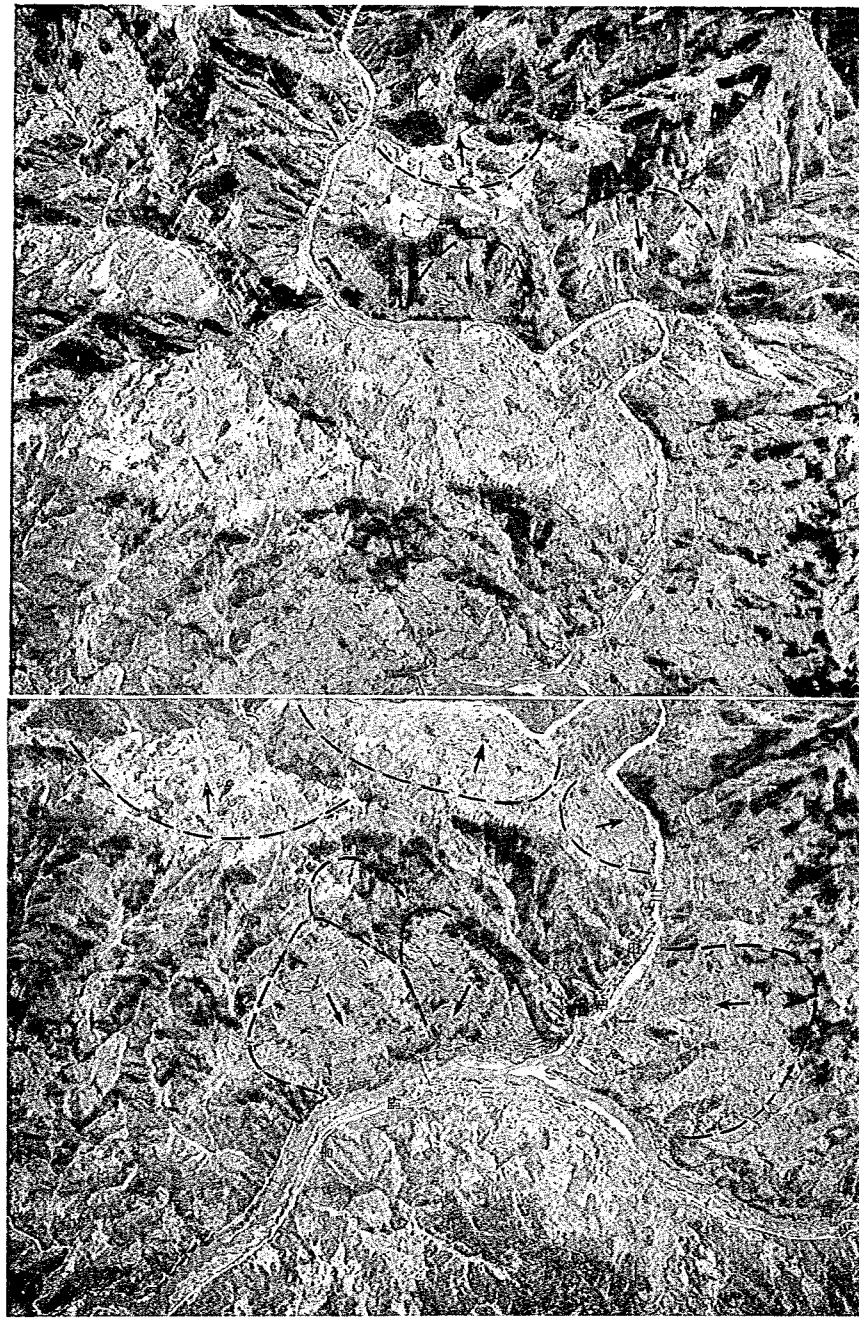


写真-15　祖谷川流域の地すべり（吉野川合流点付近）
縮尺1/31,000　1956年5月撮影

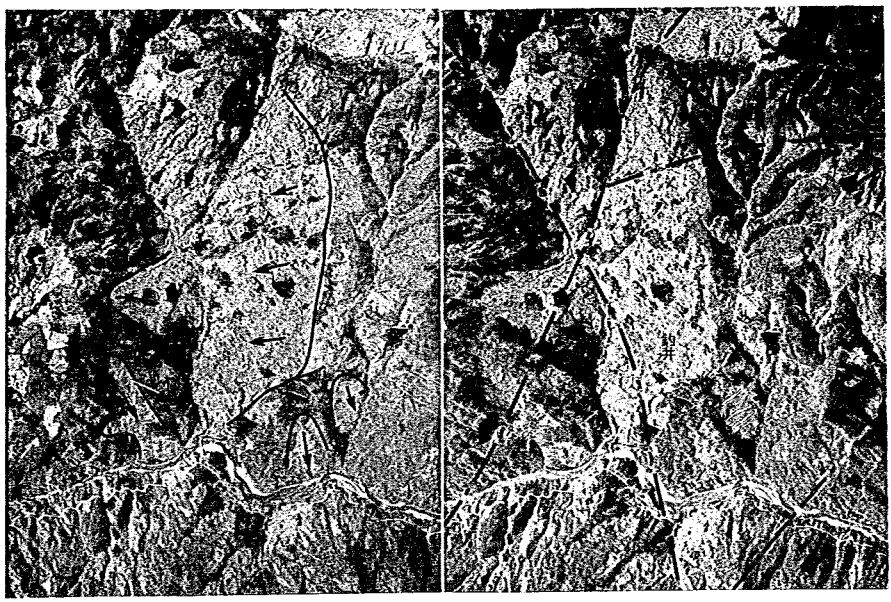


写真-16(a) 祖母川流域の地すべり（釣井付近）
縮尺1/30,000 1956年5月撮影

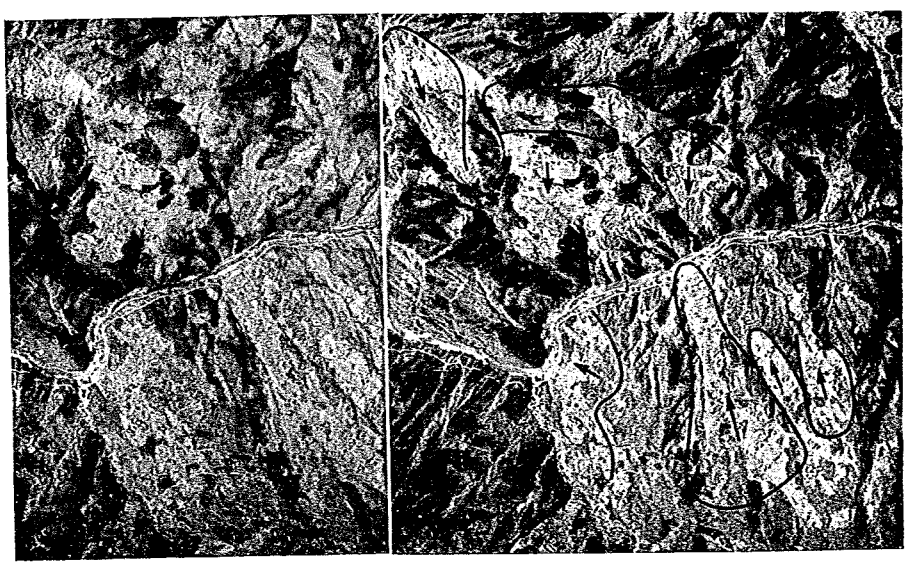


写真-16(b) 祖母川流域の地すべり（上の写真の右下に連る地域）
縮尺1/30,000 1956年5月撮影

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 127, March 1966

CONTENTS

1. T. Kinosita
On the Prevention of Scouring at the Second Weir in the Sin-Sinano River ..... (1)

2. Y. Murano, Y. Harada and I. Izumi
Report on the Tokachi-dake Mudflow and it's Countermeasure ..... (29)

3. F. Ishii and S. Fujimoto
Studies on Hydraulic Performances of Overflow Spillways (1)
——Theoretical Analysis of Flows over Rounded Crests and Basic Studies on Hydraulic Performances of Standard Crests—— ..... (53)

4. H. Kikkawa and K. Suga
A Study on the Design of Diversion Channels
——Hydraulic Investigation of the Channel of Sekiya Diversion River—— ..... (71)

5. N. Shuto
Study on Long Waves
——Run-up of Long Waves of Small Amplitude—— ..... (103)

6. S. Akutagawa and S. Kaneko
Interpretation of Topographic Landslide-Form by Aero-Photographs ..... (155)