

土木研究所資料

日影第1号上流砂防ダム実験報告書

——大暗渠を有する砂防ダムが河床変動に与える影響——

昭和62年3月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © (1987) by P.W.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

日影第1号上流砂防ダム実験報告書

——大暗渠を有する砂防ダムが河床変動に与える影響——

砂防研究室 室長 矢澤 昭 夫

主任研究員 水 山 高 久

主任研究員 阿 部 宗 平

下 東 久 巳

要 旨

日影第1号上流砂防ダムは、土石流の来襲に備えて、通常は土砂の調節機能を発揮させて空容量を確保しておくことを目的として大暗渠を設ける計画がたてられている。大暗渠を有する砂防ダムは通常の砂防ダムに比べて一洪水での土砂の調節量が多く、それだけ下流への土砂の流出をはやめることになるが、日影第1号砂防ダムの土砂調節が有効に作用するので、急激な流路工への土砂流出は行われない。ただし、大暗渠を有する砂防ダムは通常の砂防ダムに比べて上流の河道内洗掘量が多く、日影第1号上流砂防ダムと日影第2号砂防ダムの間に土砂の生産を抑止する砂防ダムが、洗掘限界深に関係する岩盤の位置によっては必要となるなどの問題が指摘された。

キーワード：日影砂防ダム，大暗渠，土砂流出調節計算，水理模型実験

は　じ　め　に

焼岳（2,455 m）に源を発する岩坪谷では、日影第1号堰提を始めとして6基の砂防ダムが設けられているが、昭和54年には多量の土砂が流出し、最下流端の日影第1砂防ダム堆砂地は満砂状態になるなど多量の土砂が流出している。今後も大規模な土砂の流出が予想されるが、日影3号砂防ダムより上流への砂防ダムの建設は困難な条件であるため土砂を積極的に調節する大暗渠を有する砂防ダムが計画された。

本報告は、北陸地方建設局神通川水系砂防工事事務所の依頼によって実施した、大暗渠を有する砂防ダムの流水の堰き上げの影響を考慮した河床変動計算および水理模型実験の結果をとりまとめたものである。

計算および実験では、流出土砂量の時間的变化および河床高の時間的变化を調べ、大暗渠を有する砂防ダムは砂防施設群の中でどのような働きがあるのかを検討した。

昭和 62 年 3 月

砂防研究室長	矢　澤　昭　夫
主任研究員	水　山　高　久
主任研究員	阿　部　宗　平
	下　東　久　巳

目 次

はじめに

1. 流域概要	1
2. 日影第1号上流砂防ダムの計画概要	4
3. 大暗渠を有する砂防ダムの例	6
3.1 水理模型実験の例	6
3.2 現地の例	7
4. 大暗渠を有する砂防ダムの利点と問題点	10
5. 日影第1号上流砂防ダム土砂流出調節計算	11
5.1 土砂流出調節計算の目的	11
5.2 計算手法	11
5.3 計算条件と計算ケース	21
5.4 計算結果	26
5.5 土砂流出調節計算のまとめ	51
6. 日影第1号上流砂防ダム水理模型実験	55
6.1 水理模型実験の目的	55
6.2 模型概要	55
6.3 実験条件と実験ケース	57
6.4 実験結果と考察	61
6.5 水理模型実験のまとめ	103
7. まとめと今後の問題点	106
参 考 文 献	107

1. 流域の概要

岩坪谷は焼岳（2,455 m）に源を発し、平湯川本川との合流点までの流路延長は5.7 km、平均河床勾配1/6.5、流域面積7.08 km²で中流部が大きく屈曲しながら東から西へ流下している。

焼岳は、有史以来多くの火山活動をもつ活火山で昭和37年にも激しい火山活動が認められた。火山としては円頂丘溶岩よりなるドーム状の火山である。溶岩の一部は上流部左岸側に平坦地形、大棚をつくっている。中流部は兩岸とも非常に急峻な谷壁で、溪岩浸食とガリー浸食に伴う崩壊が多発し、河床への多量の土砂を供給している。

岩坪谷における砂防工事は、表－1.1「砂防施工一覧表」に示す通り砂防ダム6基、山腹工および日影第1号ダム下流に流路工（床固工、護岸工）が設けられている。上流部の岩坪谷第1～3号ダムは昭和9年から昭和13年にかけて施工されたもので、その後の多量の土砂供給により満砂状態にある。下流部の日影第1号堰堤は、昭和27年に完成されたもので、大規模な石積堰堤である。昭和50年には日影第1号堰堤下流側約30 m地点に副堰堤が設置された。また昭和50年7月災害後には、岩坪橋付近に床固工・護岸工が施工された。最近では昭和54年に日影第2号堰堤が完成し、引き続き昭和55年から日影第3号堰堤を新規に着手し昭和60年度に完成している。岩坪谷の流域平面図を図－1.1に示す。

表－1.1 砂防施設一覧表

名 称	堤長 m	堤高 m	立 積 m ³	着手年月日	竣工年月	備 工	番号
岩坪谷第1号堰堤	40.3	10.0	1379	昭和 8年 6月	昭和 9年10月	石 積 堰 堤	1
岩坪谷第2号堰堤	41.0	8.0	1379	9年 9月	13年 7月	〃	2
岩坪谷第3号堰堤	41.3	6.0	871	10年 8月	12年 8月	〃	3
日影第1号堰堤	56.0	17.0	4884	24年 6月	27年 3月	〃	4
日影第1号副堰堤	60.0	8.0	—	49年	50年	コンクリート堰堤	5
岩坪谷第1号山腹工	—	—	—	11年 8月	11年11月	岩坪谷第1号 堰堤左岩	6
床 固 工	—	—	—	50年	51年	岩 坪 橋	7
護 岸 工	—	—	—	50年	51年	〃	8
日影第2号砂防ダム	67.5	17.0	5700	52年 6月	54年11月		9
日影第3号砂防ダム	55.0	14.0	7823	55年 7月	60年		10

*1) 番号は、図－1.1の砂防施設位置の丸印内番号に対応している。

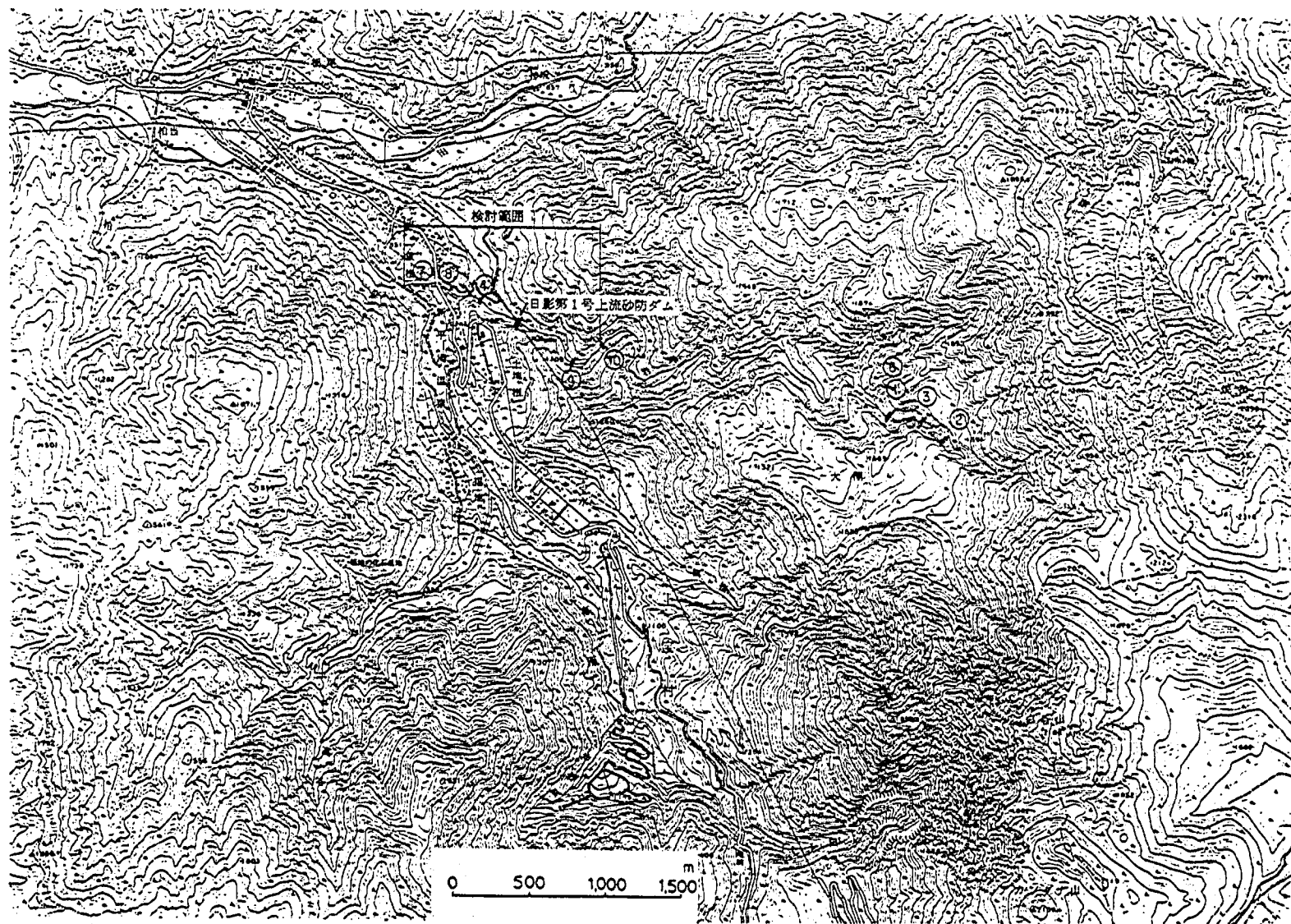


図-1.1 岩坪谷流域平面図

1.1 地形の概要

計画ダム地点は、新平湯温泉街の東約 0.4 km、岩坪谷の下流部に位置する。岩坪谷は、岐阜県と長野県の県境、新平湯温泉街の東約 2.5 km の焼岳（標高 2,456 m）を源とし、西へ流下してダム地点を通過し、新平湯温泉街で北流してきた平湯川に合流する。岩坪谷の上流部・中流部は谷幅が狭く溪床勾配も急であるが、下流部になると谷はしだいに開け勾配も緩やかとなる。計画ダム地点から既設の日影第 2 号砂防ダムまでの距離は約 0.5 km、この間の溪床勾配は約 1/10 であるが、ダム地点周辺はさらに緩やかとなり谷の広まりと相まって、堆砂量の観点から計画ダムの位置は優れた地点と思われる。また、ダム軸横断形状は、両側斜面が 40° ~ 50° の急斜面を形成しており、計画ダム高（標高 960 m）での谷幅は約 80 m となる。

1.2 地質の概要

流域の地質は、下流部を古生層の砂岩、粘板岩、チャートなどが占め、上流部が焼岳・大棚を形成する新生代火山岩類からなっている。

流域に分布する地層（基盤）は、古生代中～下部の二疊系に属する空山層群と考えられ、山腹には部分的に露出しているが、低地では第 4 紀の堆積物に覆われている。空山層群は詳しい層序、地質構造など不明な点が多く下部層は著しい礫岩からなるとされているが、岩坪谷流域では一部に変質、層理の発達した部分もみられるものの概ね大塊状をなす輝緑凝灰岩で、さほど風化も進行しておらず堅硬な岩盤である。

第 4 紀堆積物は、基底から焼岳火山噴出物、段丘堆積物、この上を、山腹では崖錐堆積物、河川部では現河床堆積物に分類される。

焼岳火山噴出物は、基盤である空山層群を覆って分布する。この地区の岩相は凝灰角礫岩で礫・基質とも安山岩質である。礫は、帯紫灰色を呈しやや風化するものの硬質である。一方、基質は風化著しく軟質で土砂状を呈する。

段丘堆積物は、この凝灰角礫岩ないし基盤を覆って、両岸に分布する。礫の形状は平均径 5 ~ 30 cm の亜角礫～亜円礫で礫種は主に安山岩でまれに輝緑凝灰岩である。厚さは 3 ~ 4 m と推定される。

2. 日影第1号上流砂防ダムの計画概要

2.1 計画諸元

日影第1号上流砂防ダムは、生産土砂の抑制と流出土砂の抑制及び調節を目的として、平湯川合流点から約0.5 km地点にある日影第1号砂防ダムの上流約0.3 km地点（既設日影第1号砂防ダムと第2号砂防ダムの間）に計画するもので、下流部出口の一重ヶ根温泉郷（新平湯温泉）の地域防災および平湯川、高原川への流出土砂調節を目的とする大暗渠を有する砂防ダムである。

計画ダム諸元は表－2.1に示す通りである。

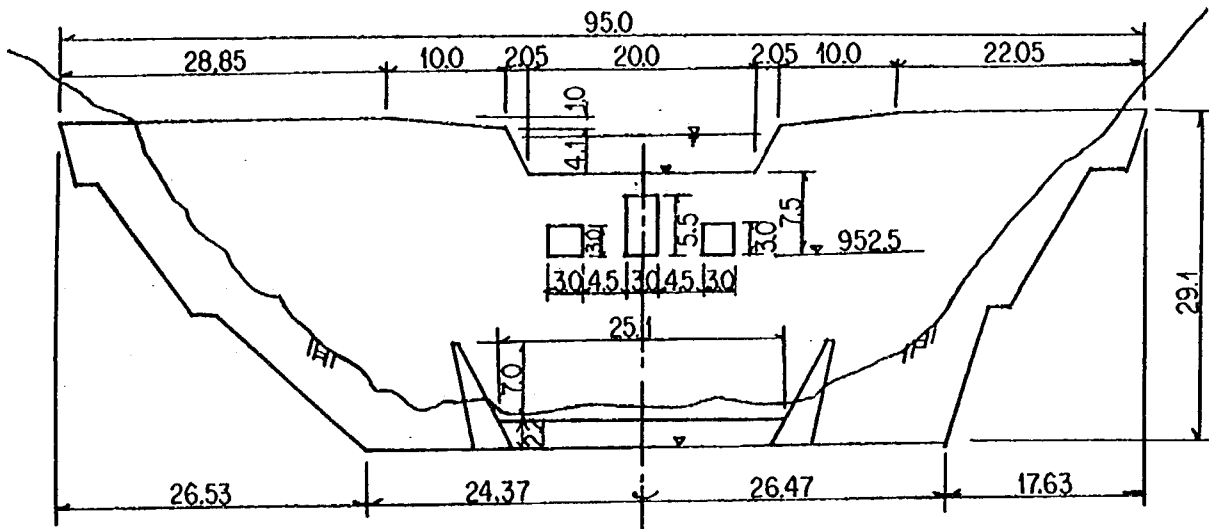
表－2.1 計画ダム諸元¹⁾

項 目	諸 元
河 川 名	神通川水系平湯川右支岩坪谷
施 工 地	岐阜県吉城郡上宝村一重ヶ根地先
流 域 面 積	7.08 km ²
設 計 流 量	226 m ³ /sec
ダ ム 形 式	大暗渠を有する重力式砂防ダム
ダ ム 高 さ	24.0 m 置換コンクリート厚 10.0 m
堤 長	95.0 m
水 通 し 幅	20.0 m
計 画 貯 砂 量	200,285 m ³
現 河 床 勾 配	1/10
計 画 堆 砂 勾 配	1/20
計 画 日 雨 量	215 mm/day (1/100)
洪水到達時間内の 平均雨量強度	122 mm/hr
流 出 係 数	0.75
土 砂 混 入 率	0.20 (洪水時)
比 流 量	31.9 m ³ /sec・km ²

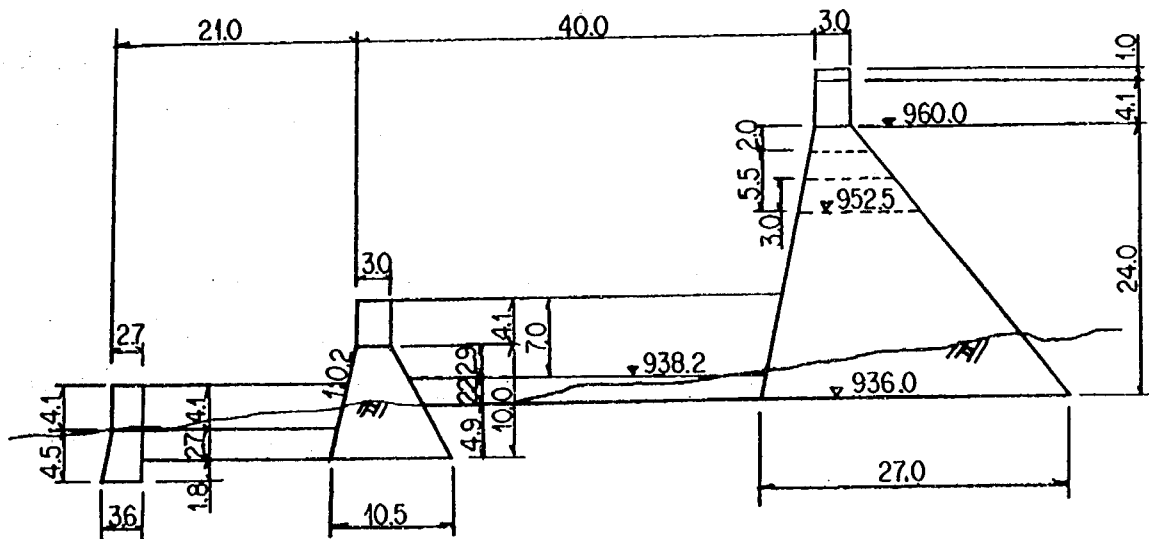
2.2 計画ダムの構造の概要

大暗渠を有する砂防ダムは、平常の出水に対しては土砂を通過させ、大出水時には大量の土砂を補足し、砂防ダムの調節効果を最大限に発揮させようとするものである。その際に、暗渠の形状・敷高などをあらゆる面から検討する必要がある。ここでは、実施設計報告書¹⁾における暗渠の形状比較検討結果より最適断面と判定されたものを主体に検討した。（図－2.1 参照）

正面図



縦断面図



(単位：m)

図-2.1 日影第1号上流砂防ダム構造図(案)¹⁾

3. 大暗渠を有する砂防ダムの例

3.1 水理模型実験の例

大暗渠を有する砂防ダムの実験で次のような結論が得られている。

1) 小武川第1砂防ダムの例²⁾

(1) 大きな水抜きを有する砂防ダムも、流量が大きくなれば通常の砂防ダムと同様流れをせき上げ、湛水域の上流より堆砂が進む。大粒径の粒子は上流部に堆積することになるので、大粒径粒子による閉塞は出水前半については起こりにくいと考えられる。

(2) 大きな水抜きを有する砂防ダムによって、ピーク流出土砂量は減少し、ピーク出現時刻が遅れるが、その出水中にダムからの土砂流出が発生し、しかもその土砂流出は出水の後半に集中するので、流量の減少した下流河道内に堆積し、洗い流されることがなく残ることが予想される。したがって、出水後下流河道に堆積した土砂を人工的に排除することも必要となろう。

(3) 礫、流木、ごみによって水抜きが偶然閉塞し、その後の開放によって異常土砂流出の危険性がある。異常土砂流出の影響は、ダム下流の限られた範囲と考えられるが、通常の砂防ダムが下流にあれば流出土砂量を一時的に堆積させて平均化することができよう。

(4) ダム水通し天端からの落下水脈の飛距離よりも、水抜きからの水脈の飛距離の方が長いので、水抜きからの流出を考慮して副ダムの位置を決める必要がある。

(5) 水抜きを通して土砂を流出させる小さい流量は長時間継続するので、流出砂礫によって水抜きの底面はかなり摩耗することが予想される。水抜きの底面を副ダム天端の高さと等しくする、水抜き底面にゴム板等による摩耗対策を施す等の工夫が必要となる。

2) 尾添砂防ダムの例³⁾

金沢工事事務所管内の手取川下流域は昭和40年頃より河床が低下してきており、無害土砂の供給が必要とされている。そこで、土砂流出調節効果を有する砂防ダムが考えられたが、砂防ダムは保全対象物から離れた渓谷に設置するので、暗渠からの排砂に伴う土砂堆積による弊害は少ないと考えられた。このような状況のもとに大暗渠を有する砂防ダムが計画された。実験では、次のようなことが明らかとなっている。

(1) 砂堆の肩の移動速度は、流水のせき上げ水深の程度に関係し、流水のせき上げの影響が弱い程、砂堆の肩の移動は速くなる。

(2) 砂堆の傾斜角は、せき上げ水深に関係し、暗渠からの総流出量の大きい程、小さな傾斜角をとる。また、せき上げ水深が高くなると、砂堆の肩も高くなる傾向がある。砂防ダムでの堆砂形状は、砂堆の高さの位置によって決められて、砂堆の高さが小さい程、堆砂量が小さいことになる。

(3) 暗渠からの排砂量は、減水期に多い。特に流量変化直後は、それまで安定していた堆砂形状が急激に変化し、短時間に多量な土砂が排砂される。

(4) $b = 3.3 d \max (b ; \text{暗渠の幅} = 2 \text{ m}, d \max ; \text{最大粒径 } 0.6 \text{ m})$ の暗渠であっても、減水期の

小規模流量で一時的に暗渠が閉塞しており、大暗渠は減水期に偶然に閉塞する危険がある。

(5) 平面的な河床の変動を考慮すると、暗渠は2基より3基の方がよい。

(6) 暗渠の敷高が低い程貯砂量は小さい。しかし、一洪水に対する調節量は大きい。

3.2 現地の例

1) 小武川第1砂防ダム¹⁾

昭和57年の10号、18号の2つの台風の後、写真-3.1に見られるように、砂防ダム上流の両岸には粒径2～3mmの砂がダム天端下約2mの高さまで堆積し、河道中央部は洪水後半に浸食されたと推察される現象が富士川砂防工事事務所管内で観察された。小武川第1砂防ダムには2m×2mの水抜暗渠が3つ設けられており、これがいわゆる土砂調節効果を発揮したものと思われる。3つの暗渠の内、右岸側の暗渠は、土砂が噴出した形で閉塞している。左岸側の暗渠の上流側および下流側は、洪水後半に砂礫が集中して暗渠部を通過するため1m程度底面が浸食されている。砂防ダム上流の堆積状況からは、出水中には、ほぼ水平にダム天端下2m程度まで堆砂し、洪水後半に流量が減少し始めると流れは天端を越えなくなって暗渠からのみ流出するようになり、水位の低下につれてダム上流の堆積土砂が浸食されて下流に流出したと想像されている。



写真-3.1 小武川第1砂防ダム

2) 大暗渠からの突出事例

暗渠は流木や小粒径の石礫によっても閉塞する場合がある。暗渠が閉塞するとこれが抜けて一時的に多量の土砂が流出し、河道が埋没したり濁水などにより下流域に被害を与えることがある。この現象は、降雨がない状態でも起こり得る。実際に、どのような状態で暗渠が閉塞し、突出するか、下流にどのような被害を与えているか実態を調べた。突出事例を以下に示す。

(1) 日影第一号堰堤

昭和27年に完成した岩坪谷の最下流端に位置する高さ 17.0 m、長さ 56.0 m の重力式粗石コンクリートダムである。この砂防ダムは、土砂調節効果の増加を図るため、ダム中央部に縦 4.0 m、横 4.0 m の大暗渠を設けていたが、昭和54年8月の豪雨（最多日雨量195.0mm、確率年 1/30）による土砂流出で、この大暗渠は閉塞した。大暗渠閉塞時に確認した堆積物には巨礫がなく、その多くは土砂と流木であった。地元住民との面接調査にもとづくと、洪水の初期に閉塞し、これが抜けて道路が決壊したものと推定されている。なお、現在、この大暗渠は鋼製格子枠で閉鎖されている。

(2) 烏川砂防ダムの例

建設省新庄工事事務所管内の銅山川に建設された烏川砂防ダムは、高さ30mで長さ100mの重力式コンクリートダムである。砂防ダムの構造は図-3.1に示すように、暗渠は3段13箇所設けていて、粒子が非常に細かいヘドロ状態の土砂の堆積が中段と下段の暗渠のほぼ中間位まで進行し、堆積下にあった下段4箇所の暗渠（2.5 m×2.0 m）のうち、左岸側の1箇所が突出した。ダム上流では渦状に土砂と水が吸い出され（写真-3.2）、その上流では、湛水低下に伴って堆積土砂の侵食が生じている（写真-3.3）。土砂が粒子の細かいヘドロ状であり、融雪時で水量も多いことから、濁水は下流にまで及び、次のような悪影響を下流に与えている。

- ① 発電取水の制限、停止及び維持費
- ② 観光温泉地の環境悪化
- ③ 淡水魚業の被害
- ④ 農業用水の取水への影響

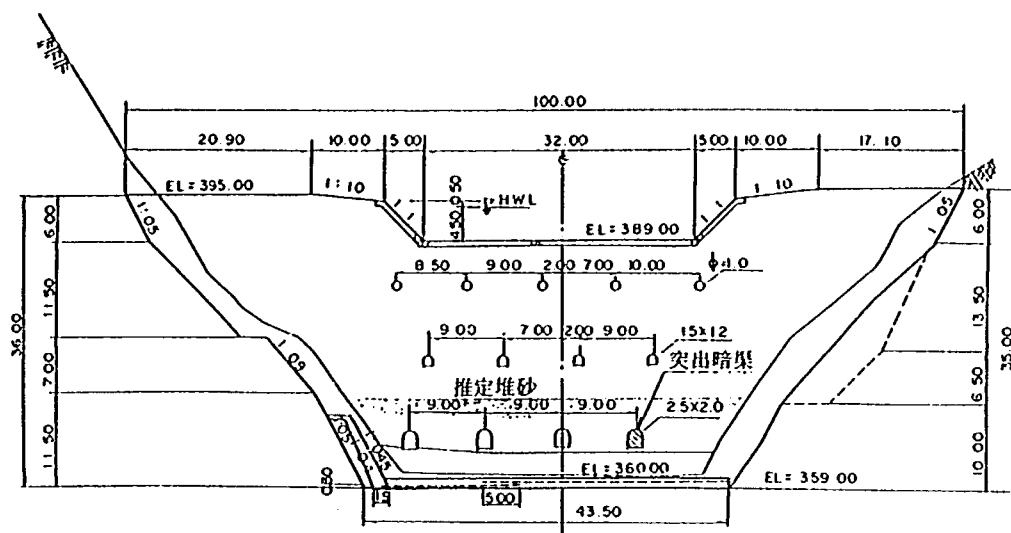


図- 3.1 烏川砂防ダム構造図



写真- 3.2 砂防ダム上流の吸出し状況



写真- 3.3 砂防ダム上流堆砂地の侵食状況

4. 大暗渠を有する砂防ダムの利点と問題点

大暗渠を有する砂防ダムを計画する場合、まず大暗渠の利点と問題点を把握することが大切である。利点と問題点、問題点に対する検討方法を整理すると表－4.1のようになる。

表－4.1 大暗渠を有する砂防ダムの利点と問題点

利 点	問 題 点	問題点に対する検討方法
1) ピーク流出土砂量を減少させる。 2) 通常の砂防ダムに対して土砂調節量を多くする。 3) 土石流の発生する溪流では、土石流発生まで、貯砂容量を維持できる。 4) 河床材料のフルイ分効果が期待できる。	1) 調節機能をより発揮する暗渠の大きさ、敷高、個数などを決定する確立した基準がない。 2) 減水期に土砂が供給されるために、下流の勾配変化点などに土砂を堆積させやすい。 3) 暗渠が閉塞した場合、突発的に抜けることがある。下流で事故の発生あるいは汚水などによる環境上の問題になることがある。 4) 暗渠の大きい程、暗渠個数の多い程、天端付近について構造を検討する必要の生じる場合がある。 5) 暗渠部の摩耗対策が必要となる場合がある。	1) 2) 水理模型実験と河床変動計算による検討。事例調査。 3) (1) 暗渠が閉塞しないようにする。 ① 暗渠を大きくする ② 流木による閉塞防止対策 (2) 閉塞したら除石する。 ① 除石しやすい構造の検討（スリット化） 4) (1) 補強工を検討する（鉄筋コンクリート） (2) 構造を検討する（スリット化） 5) 摩耗に対して強い材料を用いる。

5. 日影第1号上流砂防ダム土砂流出調節計算

5.1 土砂流出調節計算の目的

大きな水抜き暗渠を有する砂防ダムの土砂調節機能については、実験的検討がすでに行われているが、ここでは、暗渠部の形状を暗渠型式とスリット型式について考え、河床変動計算によって砂防ダム上下流の河床変動、流砂量を時々刻々追跡し、土砂の調節機能について検討した。また、実際の河床は混合砂礫床であることを考慮して、河床材料をいくつかの粒径階に分割し、個々の粒径階ごとの土砂収支を取り入れた河床変動計算を一様砂の計算の一部とほぼ同一条件で行い、両者の計算結果の差異についても検討した。

5.2 計算手法

5.2.1 ダム地点の水位の与え方

日影第1号上流砂防ダムの実施設計報告書¹⁾によるとダム地点の放流量と水位との関係は次の大オリフィスの式によって計算されている。ここでも、式(5.1)を用いてダム地点の水位(H)と流量(Q)との関係を算出する。

$$Q = \frac{2}{3} \times \mu \times b \times \sqrt{2 \times g} \times (h_1^{3/2} - h_2^{3/2}) \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

$\omega > 0$ に対して $\mu = 0.6$

$\omega > 0$ に対して $\mu = 0.65 \sim 0.7$

h_2 : 暗渠上端までの水深 (m)

h_1 : 暗渠下端までの水深 (m)

ω : 川底から暗渠下端までの距離 (m)

b : 暗渠幅 (m)

g : 重力加速度 (9.8 m/s²)

μ : 流出係数

Q : 流出量 (m³/s)

記 号 図

今回検討する大暗渠のタイプは、図-5.1に示した3種類であり、これらの暗渠あるいはスリットに式5.1を適用すると流量と水位の関係は図-5.2のとおりとなる。すなわち、ダム地点の流量Qが与えられれば水位Hが計算されるが、ダムの貯留効果により一般的に流入量 Q_{in} がダム地点の流量(すなわち、放流量 Q_{out})に一致しない。その Q_{in} と Q_{out} の差異は、ダムの貯水量に依存する。一般にダムへの流入量 I と放流量 $\bar{O}$ との関係は、次のように示される。

$$I - \bar{O} = \frac{dS}{dt} \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

ここに、 S ：貯留量 (m^3)， t ：時間 (s) である。

この関係を日影第1号上流砂防ダムのタイプ・1の暗渠に対してダムの計画洪水 (1/100, 土砂混入20%) について計算すると、流入量と放流量との関係は、図-5.3のとおりとなる。なお、ダムの容量は、河幅60(m) × 洪水長150(m) × 水位変動高 (ダムの水通し天端標高と暗渠敷高の差) 7.5 (m) と約70 (千 m^3) とやや大きく仮定した。しかし、図-5.3に示されるように流入量と放流量との差異は約3 (%) 程度である。しかも堆砂による貯水容量の低減が計算には反映されていないので、この貯水容量の堆砂による低減を考慮すれば流入量と放流量と仮定してもよいと考えられ、今回の計算では水による貯留効果は無視することとした。

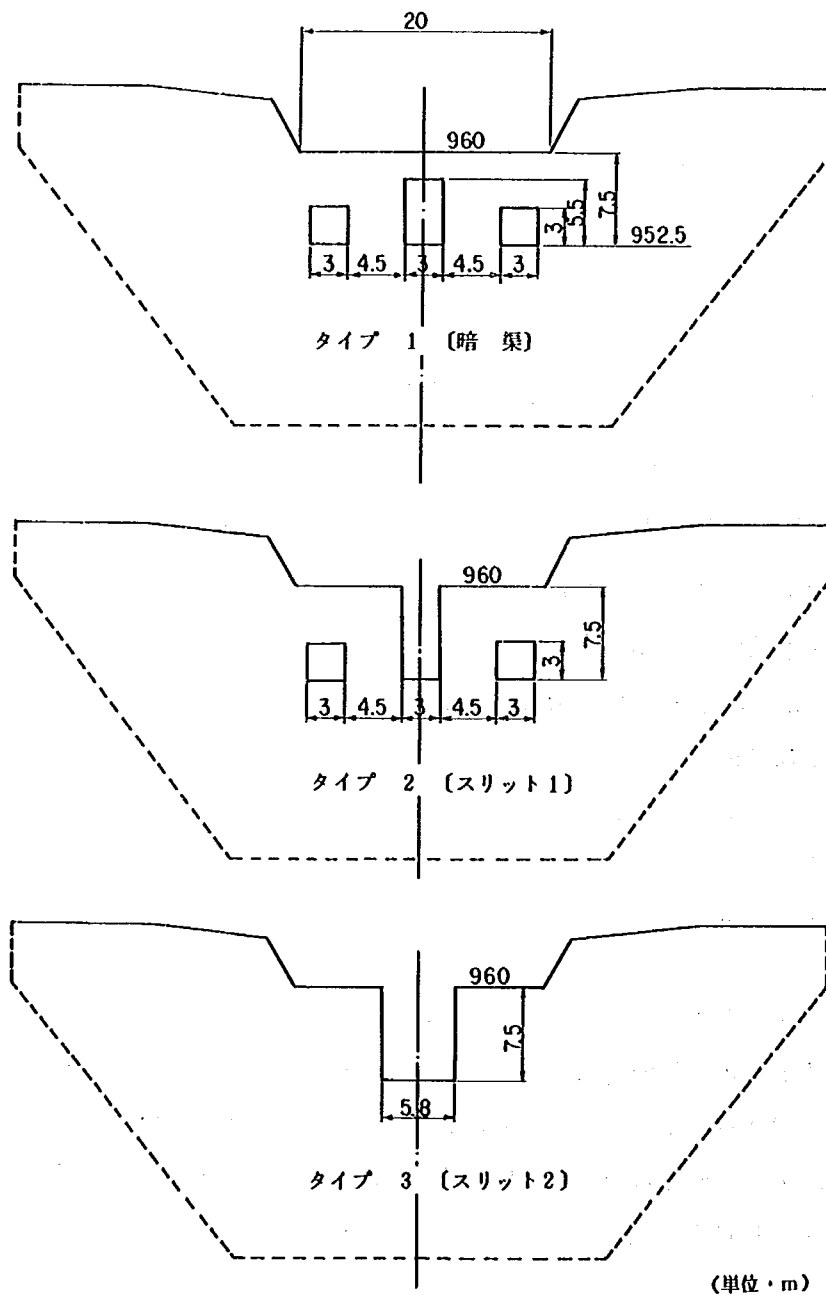


図-5.1 計画砂防ダムの大暗渠のタイプ

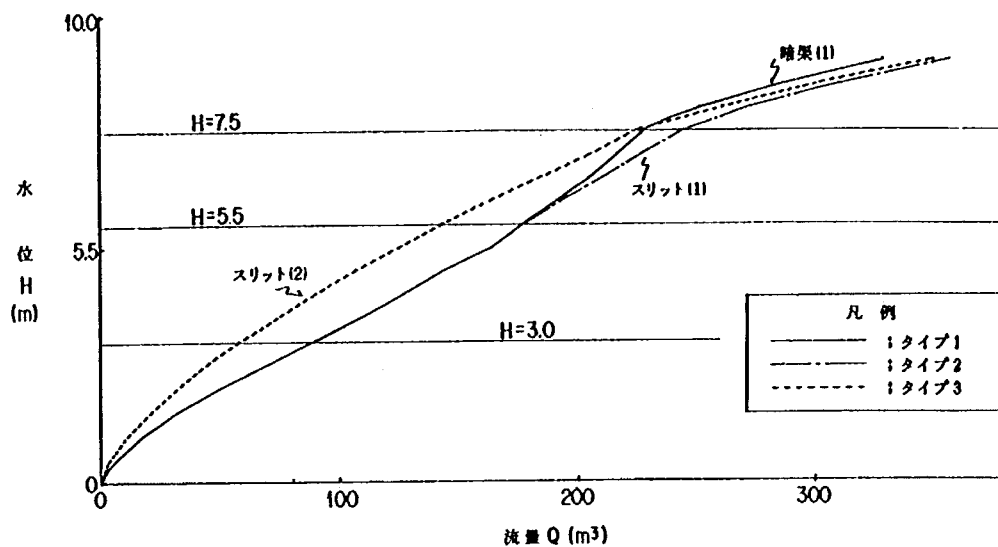


図- 5.2 日影第 1 号上流砂防ダム地点の流量と水位の関係
(水位は暗渠敷高 952.5m を基準 0 とする)

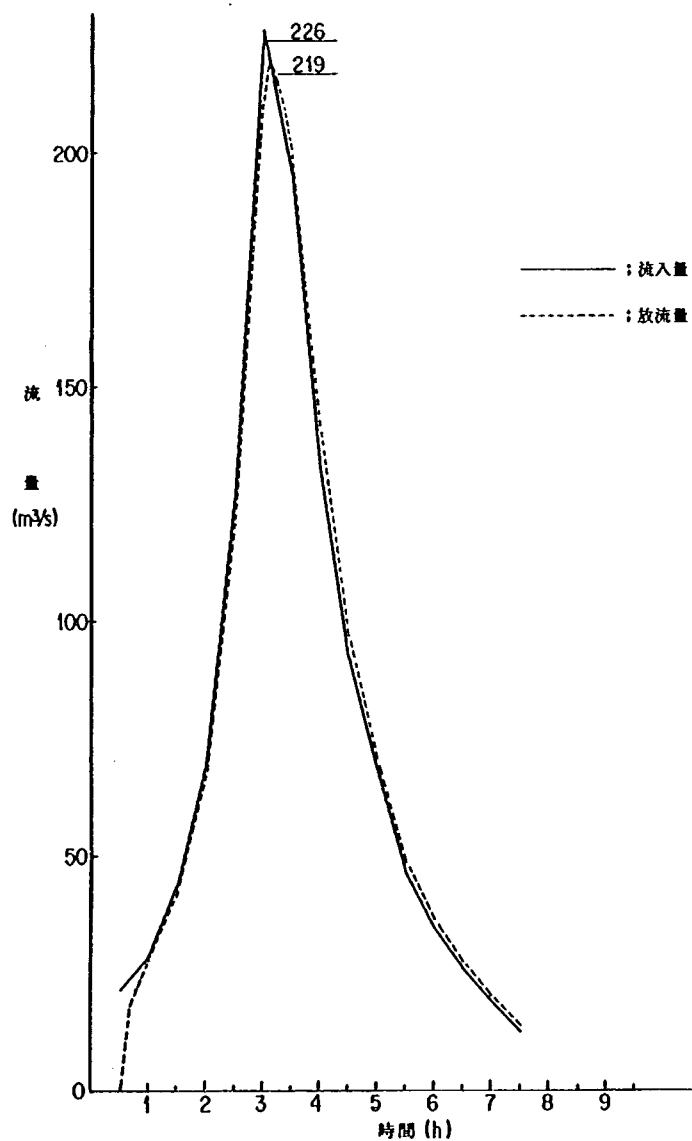


図- 5.3 日影第 1 号上流砂防ダム湛水池における水の出入計算

5.2.2 河床変動計算の手法

河床変動計算は、次の3つの式を用いて時間を追って逐次計算する。

- ① 水理計算（各河道の掃流力および摩擦速度等を等流（擬似等流）計算によって計算する）
- ② 流砂量式
- ③ 流砂の連続式

(1) 計算の流れ

計算の流れ図を示すと図-5.4のとおりである。図のように、最初に計算条件（①～③）を入力し、④～⑦の計算を繰返す。○内の番号は図-5.4の計算フローを参照。流量は、各節点の値を入力し、その間は計算時間刻みで内挿して、設定する。以下、④～⑦について番号順に説明を加える。

(2) 河床勾配の計算

等流計算を行う際、エネルギー勾配を河床勾配で近似するため、河床勾配を計算する必要がある。断面 j の河床勾配は、図-5.5に示すように下流側の勾配を用いる。

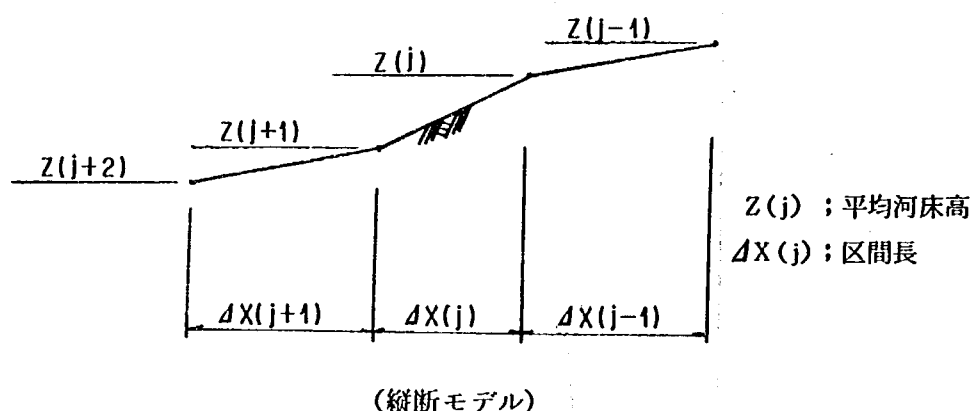


図-5.5 河床勾配の計算

河床勾配 $S(j)$ は上図のような河床において次のように求める。

$$S(j) = \frac{Z(j) - Z(j+1)}{\Delta X(j)} \dots\dots\dots (5.3)$$

なお、最下流断面は一つ上流断面の河床勾配と同様とする。

(3) 水理計算

図-5.6に、水理計算の手順を示したが、計算の基本方針は以下のとおりである。

- ① ダム地点の水位は、水通しあるいは暗渠（スリット）の疎通能力より計算する。第5章第2節第1項を参照。
- ② ダム地点水位の影響範囲は水平（つまり水面勾配 ≈ 0 ）と仮定して水位を設定する。ダム地点水

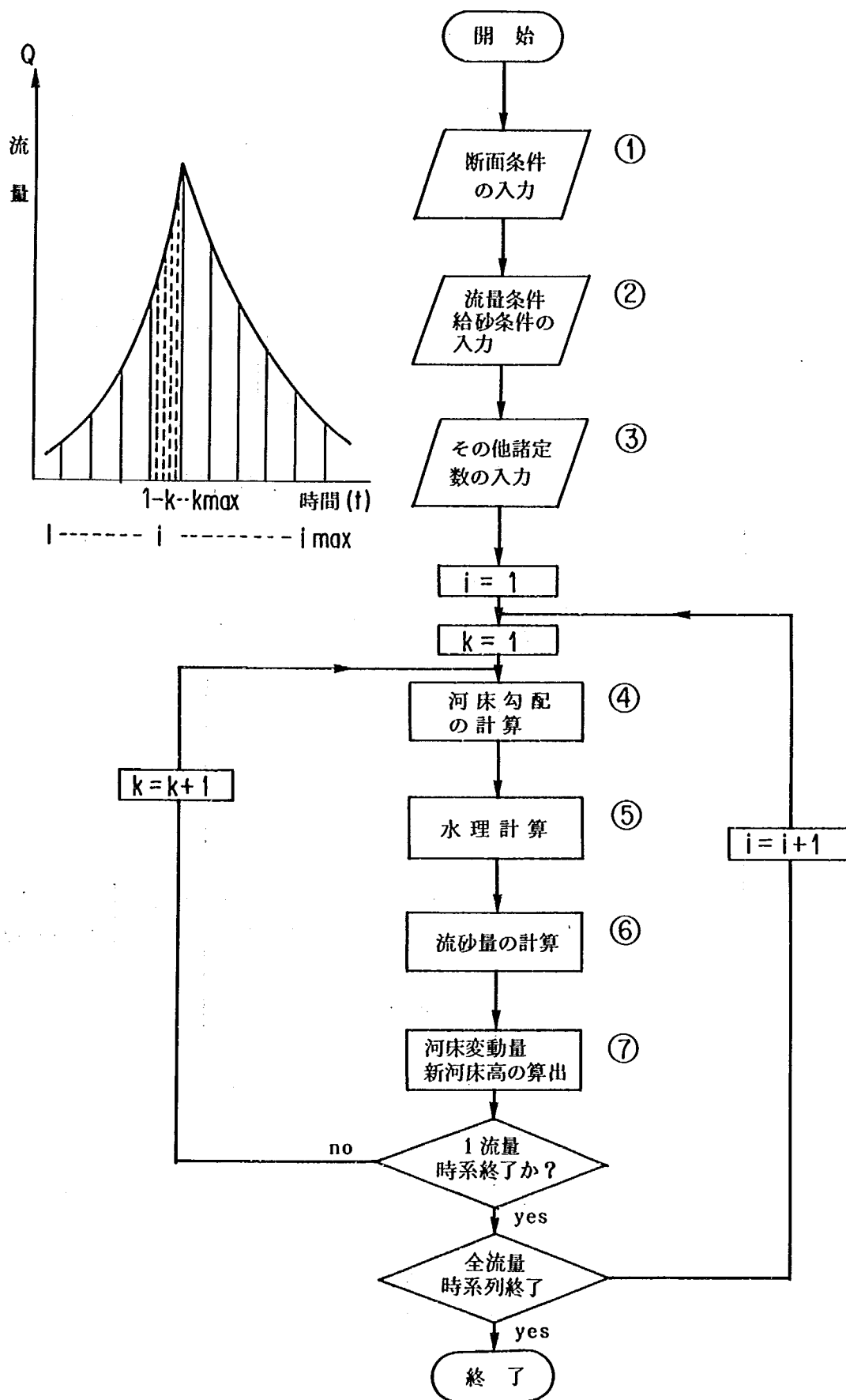


図-5.4 計算フロー

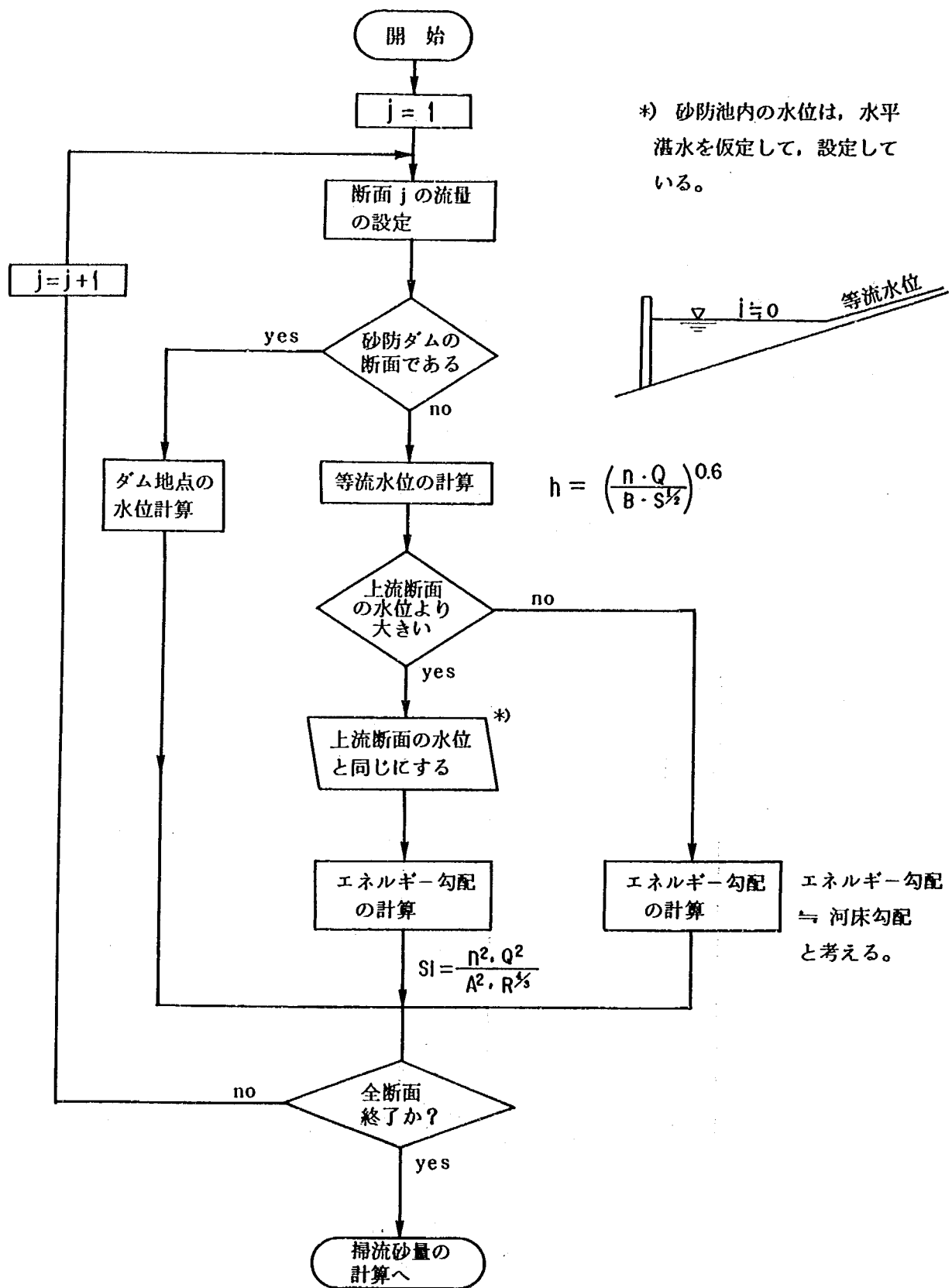


図-5.6 水理計算フロー

位の影響範囲は、等流水位（ただし、河床勾配が1/500以上）がダム地点水位より低い断面と仮定した。

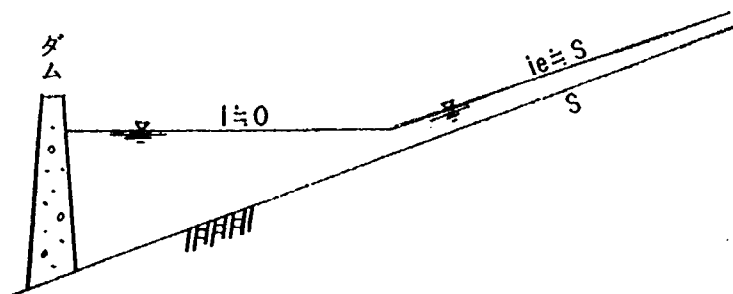
③ 湛水池末端より上流では、流れを擬似等流と仮定して等流計算により水位を算出した。

④ 抵抗則は、マニング則を用い、エネルギー勾配は次のように計算した。

$$\text{上流河道} \quad i_e = S_j \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

$$\text{池内河道} \quad i_e = (n^2 \times Q^2 / A^2 \times R^{4/3}) \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

ここに、 n ：粗度係数、 Q ：流量、 A ：河積、 R ：径深である。



(4) 掃流砂量の計算

掃流砂量の算定は、次の芦田・高橋・水山式⁴⁾を用いて行う。

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho - 1) \times g \times d^3}} = 12 \times \tau_*^{1.5} \times (1 - 0.85 \times \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}) \times (1 - 0.92 \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}) \quad \dots\dots\dots (5.6)$$

ここに、 q_B ：単位幅当りの流砂量 ($\text{m}^3/\text{sec}/\text{m}$)

σ ：砂礫の密度 (t/m^3)

d ：代表粒径 (m)

g ：重力加速度 (m/S^2)

τ_* ：無次元掃流力 ($= \frac{U_*^2}{\frac{\sigma}{\rho} - 1 \times g \times d}$)

τ_{*c} ：限界掃流力 $\tau_{*c} = 0.05$

$Q_B = B \times q_B$ ：流砂量 (m^3/sec)

その算定フローは、図-5.7のとおりである。図中で水中安息角に関する考慮を行っているのは、堆砂肩より下流の勾配が急になると掃流砂量式では表現できない“くずれ”が生じ堆砂肩下流はほぼ水中安息角より緩い勾配となる現象を表現したものである。実際の堆砂角の流砂量は、図-5.8に示すように計算している。（安息角を考慮した場合の計算）

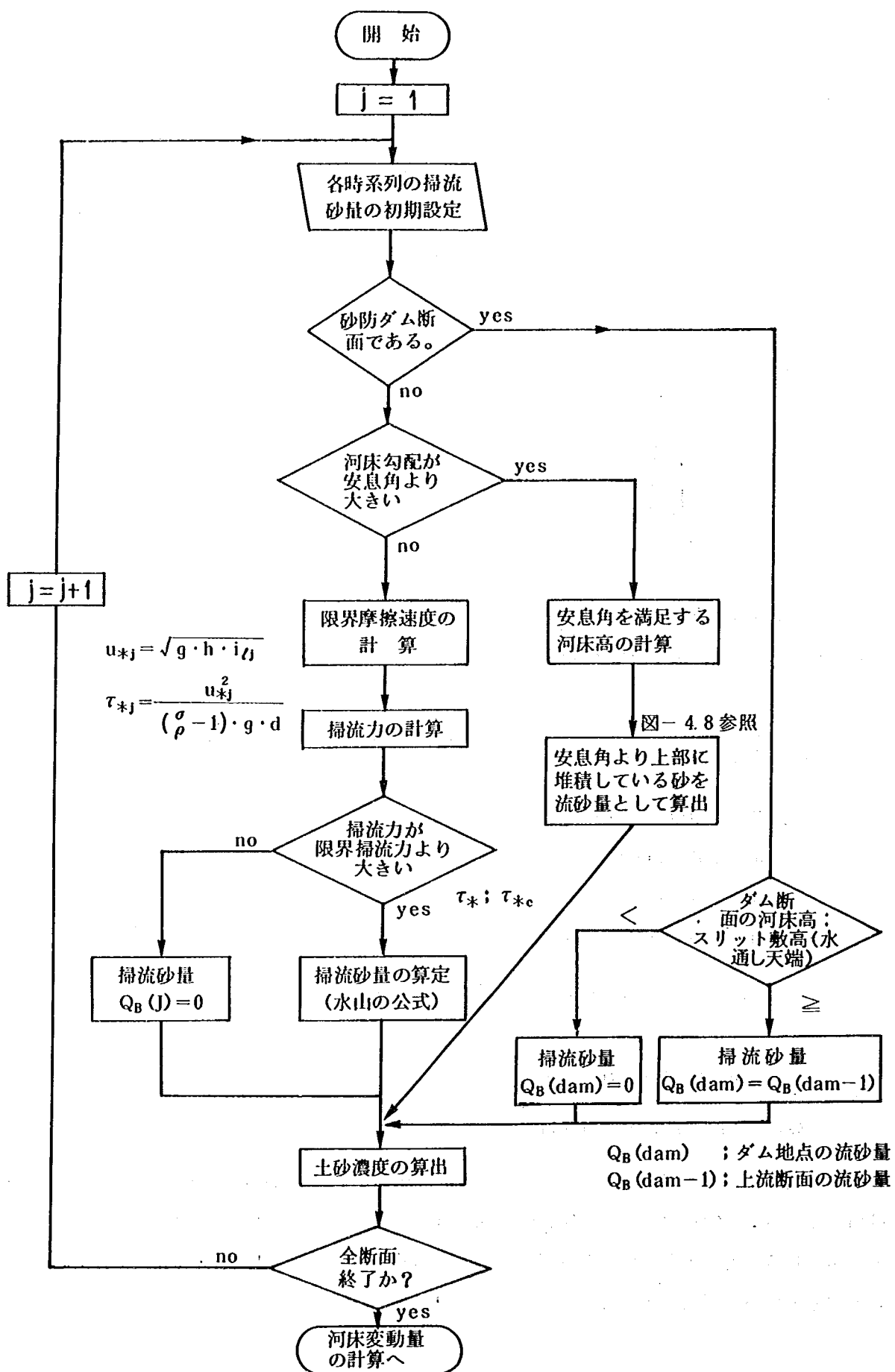


図-5.7 掃流砂量の計算フロー

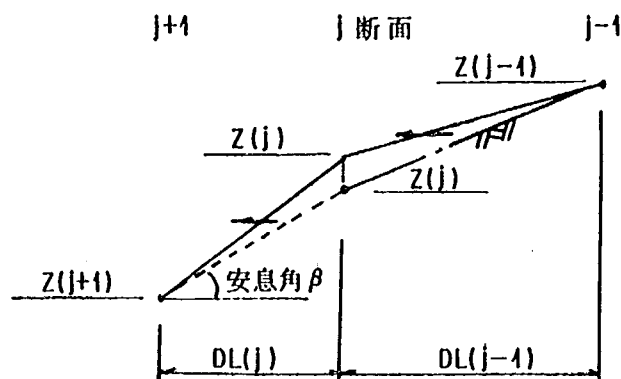


図-5.8 堆砂肩の流砂量の算出

j断面からの流出土砂量 $Q_B(j)$ は以下ようになる。

$Z(j) \geq Z'(j)$ のとき

$$Q_B(j) = (Z(j) - Z'(j)) \times \frac{1}{2} (DL(j-1) + DL(j)) \times (1 - \lambda) \times B(j) / \Delta t \quad \dots\dots\dots (5.7)$$

$Z(j) < Z'(j)$ のとき

掃流砂量式による流砂量の算出

ここに、 λ : 空隙率である。

(5) 河床変動量・新河床高の計算

河床変動量の計算は、次の流砂の連続式を解くことによって行う。

流砂の連続式は、次のとおりである。

$$\frac{\partial Q_B}{\partial x} + \frac{1}{B \cdot (1 - \lambda)} \cdot \frac{\partial Z}{\partial t} = 0 \quad \dots\dots\dots (5.8)$$

実際の計算ではこれを次式のように差分化し、

$$\frac{Q_{Bj} - Q_{Bj-1}}{\Delta x_j} + \frac{1}{B_j (1 - \lambda)} \cdot \frac{\Delta z_j}{\Delta t} = 0 \quad \dots\dots\dots (5.9)$$

式(5.9)によって、河床変動高 Δz_j を計算する。jは断面を表わす添字である。

断面間の距離 Δx_j は次のように求める。

$$\Delta x_j = \frac{1}{2} \{ DL(j) + DL(j-1) \} \quad \dots\dots\dots (5.10)$$

その計算フローを図-5.9に示す。

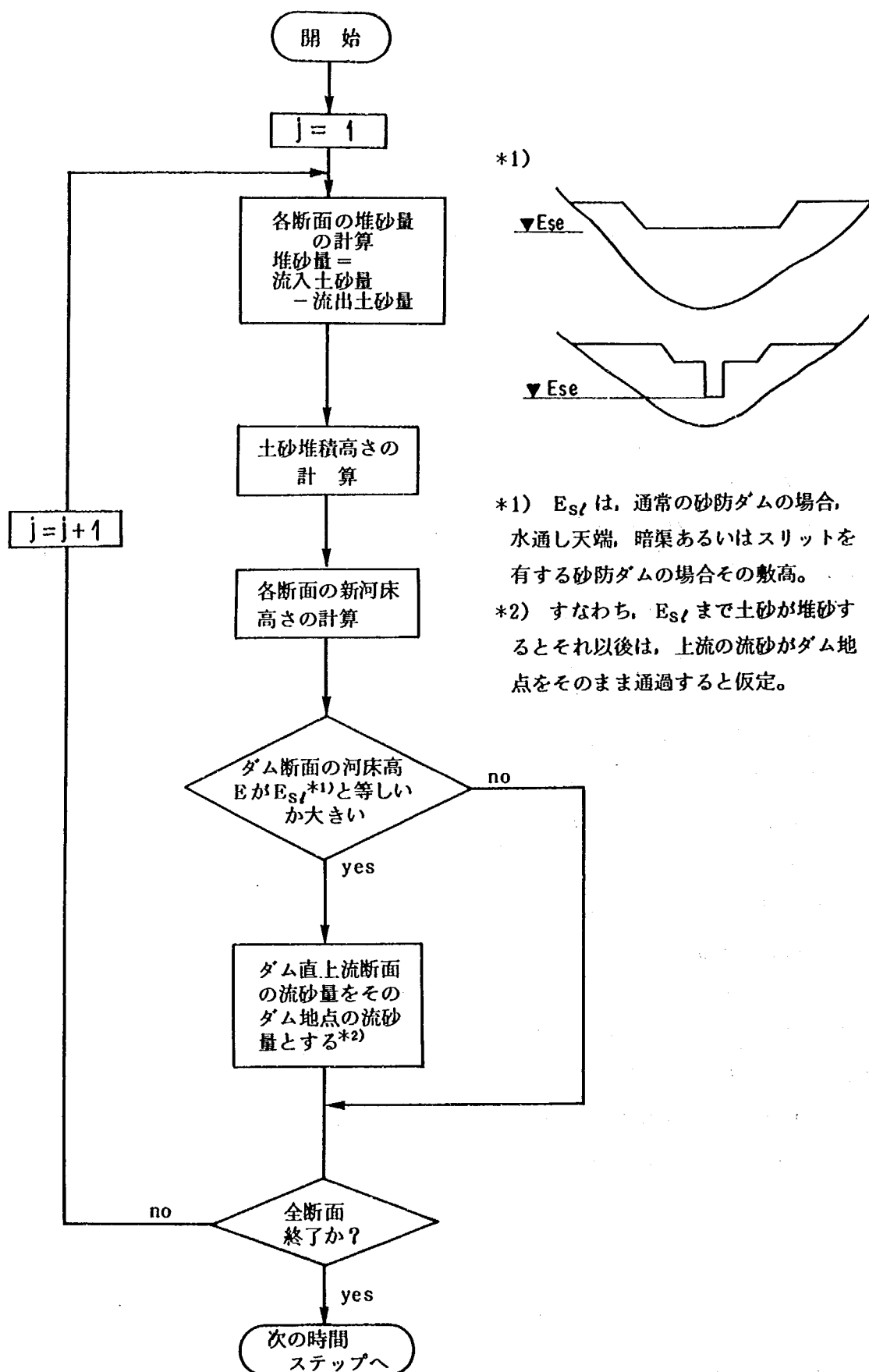


図-5.9 河床変動量・新河床高の計算フロー

5.3 計算条件と計算ケース

5.3.1 計算対象流量ハイドログラフ

計算に用いる流量ハイドログラフは、図-5.10に示した1/100年確率洪水、1/10年確率洪水および1/2年確率洪水がある。

5.3.2 計算区間

計算区間は、岩坪谷と平湯川の合流点から約1.7km上流区間とする。その間に考慮する砂防ダムは、日影第1号砂防ダム、日影第1号上流砂防ダム、日影第2号砂防ダムの3基であり、日影第1号砂防ダム下流は床固工群が施工されており、浸食されない河床として取扱うこととした。図-5.11には、計算区間の縦断形状を示す。

5.3.3 給砂量ハイドログラフ

給砂量は、最上流河道断面付近の流送能力による平衡給砂と給砂を全く行わない無給砂の2種類を想定した。図-5.10に示した給砂量ハイドログラフは、1/100年確率に対する平衡給砂ハイドログラフである。この土砂が最上流断面に時系列順に流入する。土砂濃度は9.6%となっており、総給砂量は、約24万 m^3 である。

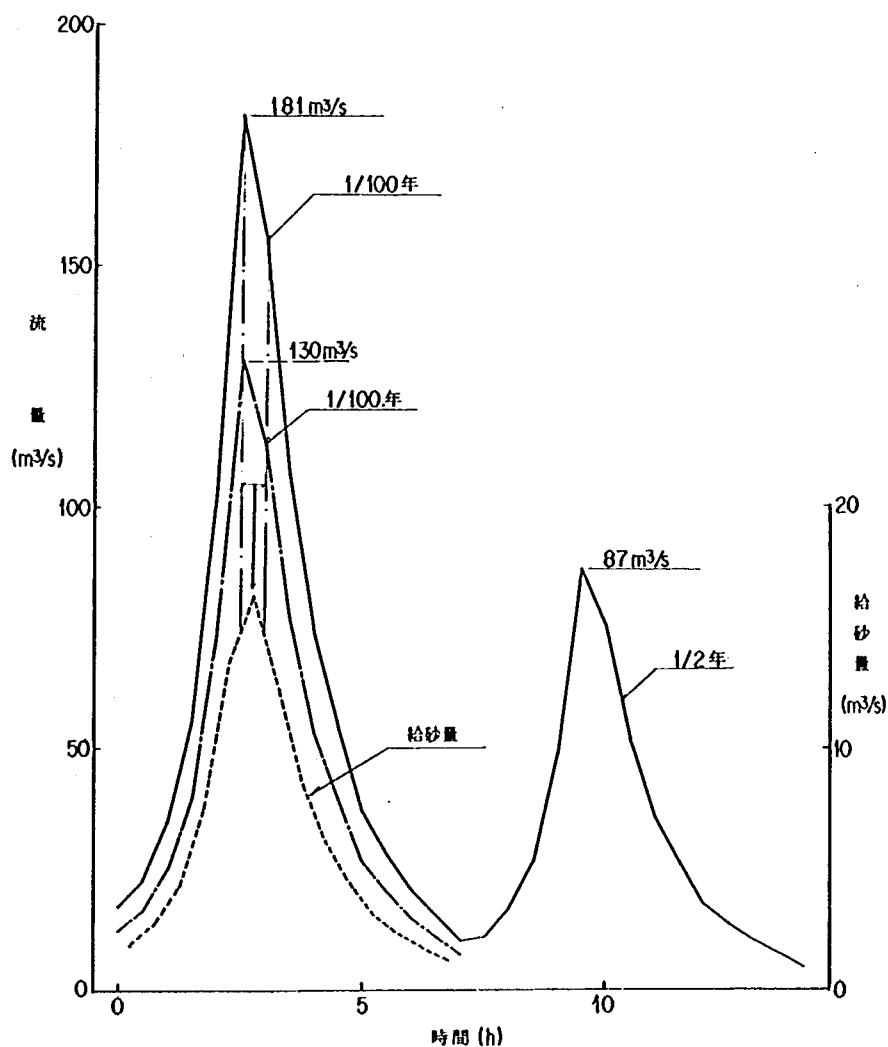
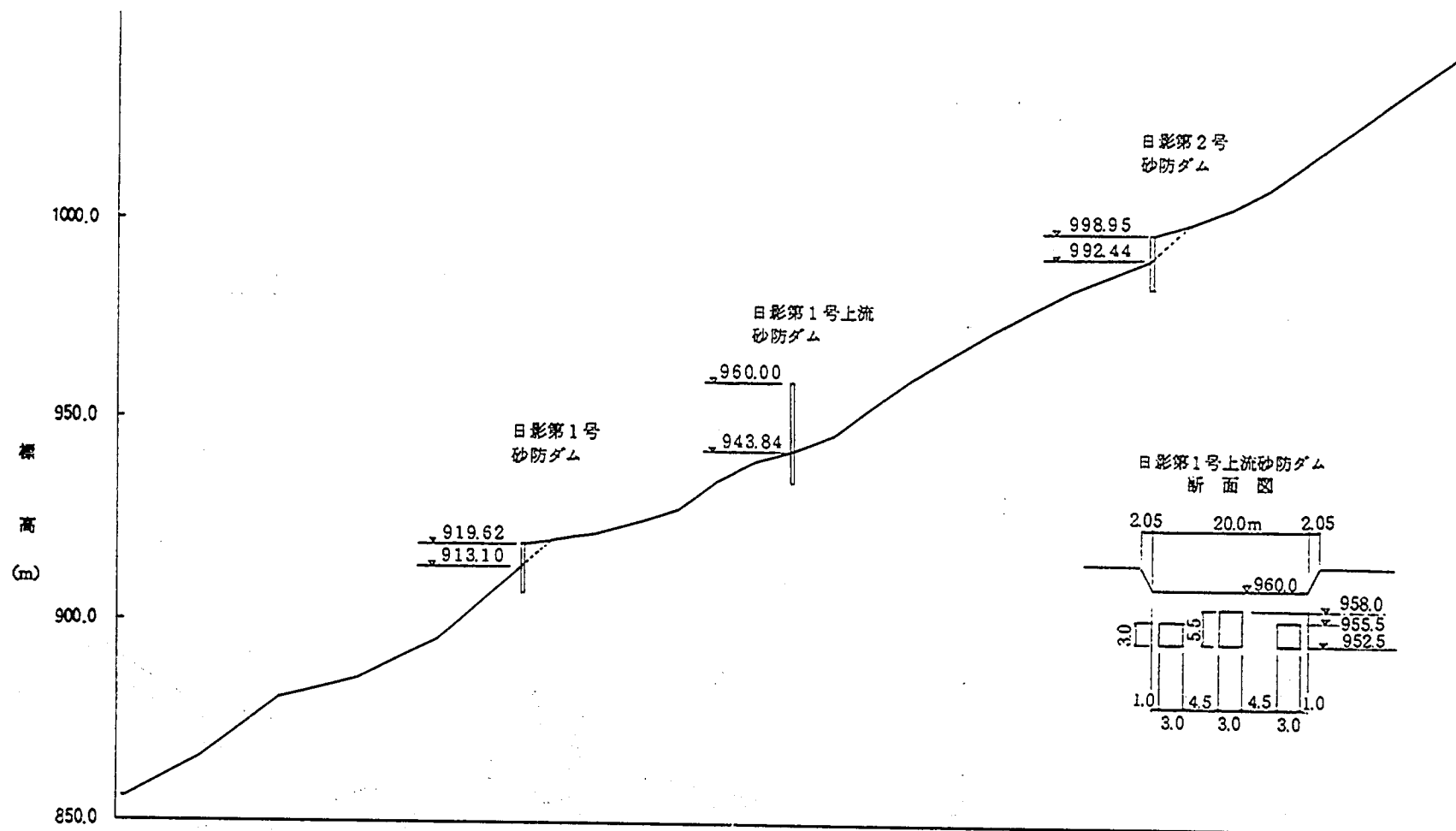


図-5.10 流量ハイドログラフと給砂量ハイドログラフ



測点	区間距離 (m)	追加距離 (m)
0		
1	96.0	96.0
2	100.0	196.0
3	100.0	296.0
4	100.0	396.0
5	100.0	496.0
5+40	40.0	536.0
5+70	30.0	566.0
6	30.0	596.0
6+50	50.0	646.0
7	50.0	696.0
7+50	50.0	746.0
8	50.0	796.0
8+50	50.0	846.0
9	50.0	896.0
10	100.0	996.0
11	100.0	1096.0
12	100.0	1196.0
13	100.0	1296.0
13+50	50.0	1346.0
14	50.0	1396.0
14+50	50.0	1446.0
15	50.0	1496.0
16	100.0	1596.0
17	100.0	1696.0

図 - 5.11 計算区間の最深河床縦断形状

5.3.4 計算対象河床形状

計算の対象とした河床形状は次の4通りである。日影第1号上流砂防ダムの状態によって河床形状が異なっている。

- ① 現況河床形状 …… 日影第1号上流砂防ダムが無い場合。
- ② BED-1 …… 日影第1号上流砂防ダムに大暗渠が設けられて暗渠（スリット）敷高まで堆砂し、上流は元河床勾配の $\frac{1}{2}$ 河床勾配で堆砂している場合。
- ③ BED-2 …… 日影第1号上流砂防ダムが非透過型（つまり、通常の砂防ダム）の場合で水通し天端まで堆砂していると、上流は元河床勾配の $\frac{1}{2}$ 勾配で堆砂している場合。

河床高の代表値は平均河床高を用いており、平均河床高は入手した横断面から算出した。つまり、実際の河道断面を下図のような単断面に近似していることになる。また、非洗掘河床高（想定岩盤）は、砂防ダム底を結んで設定した。

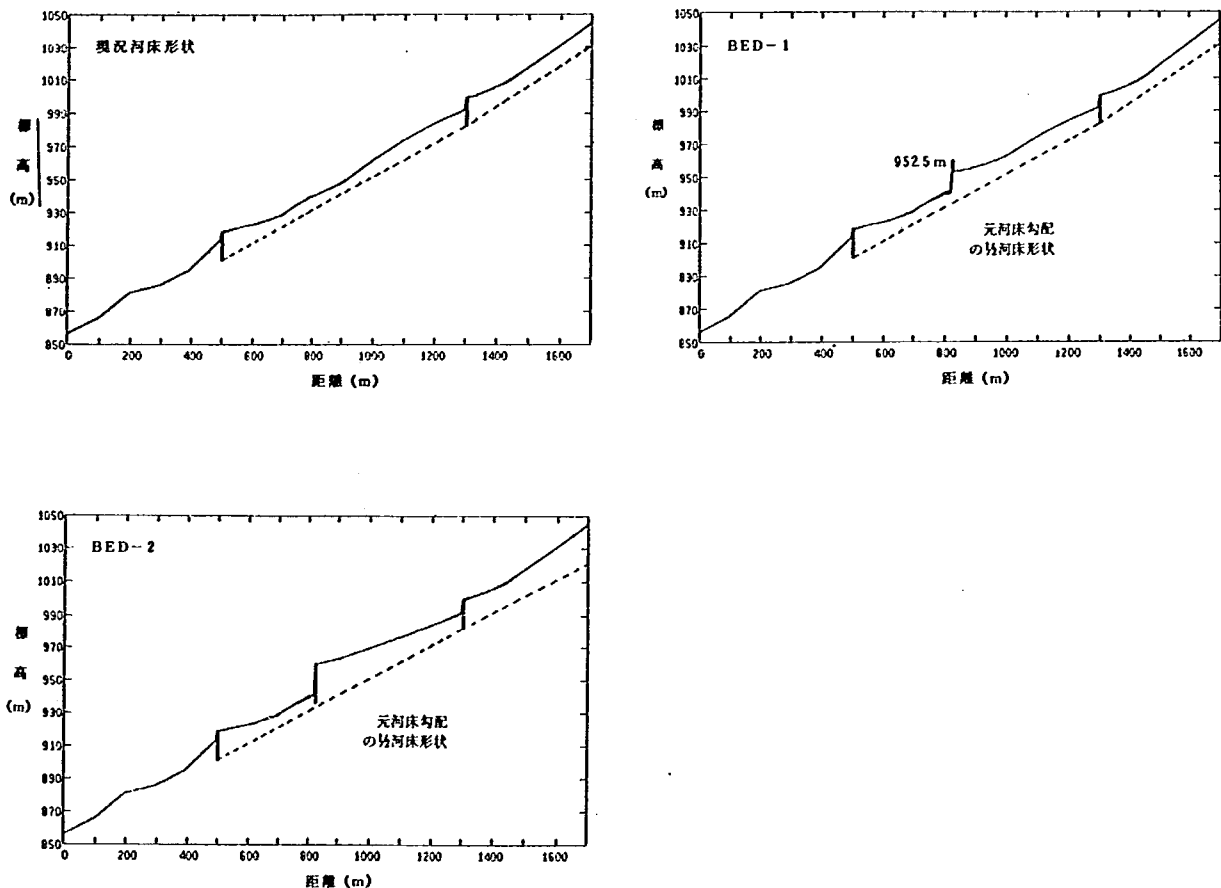
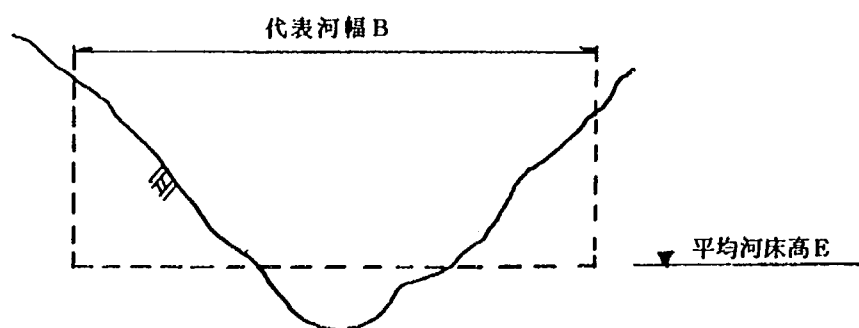


図-5.12 計算対象河床形状



5.3.5 計算時間刻み

計算時間刻みは、流量および給砂量を変えた試算の結果最大60秒最小3秒とした。計算時間刻みの設定例を示すと以下のとおりである。

流 量 Q_i (m^3/sec)	継 続 時 間 T (分)	計算時間刻み Δt (秒)
17.3		
22.9	30	60
34.9	30	30
55.6	30	30
102.0	30	10
181.0	30	6
156.0	30	3
107.1	30	3
73.9	30	6
54.8	30	6
37.0	30	10
28.0	30	30
20.9	30	30
15.3	30	30

5.3.6 その他の諸量

流砂計算および水理計算の際に用いる諸量は以下のとおりとした。

- ① 粗度係数 n $n = 0.05$
- ② 代表粒径 d_m (実験条件の項を参照) $d_m = 68.0$ (mm)
- ③ 空隙率 λ $\lambda = 0.35$
- ④ 限界無次元掃流力 τ^*c $\tau^*c = 0.05$

5.3.7 計算ケース

計算ケースを表－5.1に示す。

表－5.1 計算ケース一覧表

ケース名	流量ハイドログラフ ^{*1)}	給砂条件	洪水継続時間	構造物等 ^{*2)}	初期河床形状 ^{*3)}
CASE-1	1/10 年洪水波形	無給砂	7 時間	現況施設	現況河床形状
CASE-2	1/100 "	平衡給砂	"	"	"
CASE-3	1/100 "	"	"	暗渠	BED-1
CASE-4	1/2 "	無給砂	"	"	CASE-3に重合わせ
CASE-5	1/10 "	平衡給砂	"	スリット(1)	BED-1
CASE-6	1/2 "	無給砂	"	"	CASE-5に重合わせ
CASE-7	1/100 "	平衡給砂	"	スリット(2)	BED-1
CASE-8	1/2 "	無給砂	"	"	CASE-7に重合わせ
CASE-9	1/100 "	平衡給砂	"	通常の砂防ダム (スリットなし暗渠なし)	BED-2
CASE-10	1/2 "	無給砂	"	"	CASE-9に重合わせ
CASE-11 ①～③	1/2 定流	"	各3.5 時間	①：暗渠②：スリット(1) ③：スリット(2)	1/100 年確率洪水 後の河床に重合せ
CASE-12	1/100 + 1/2 洪水波形	平衡給砂 + 無給砂	7 + 7 時間	暗渠 (粒径別計算)	BED-1

*1) 図－5.10参照

*2) 図－5.1 参照

*3) 図－5.12参照

5.4 計算結果

5.4.1 CASE-1 の計算結果

洪水終了後（通水開始より7時間後）の縦断形状を図-5.13に示した。図-5.14には、主要地点の流砂量の経時変化を、図-5.15には、主要地点の河床変動高の経時変化を示した。また、図-5.16には、各断面の通過砂量（時間による積分値）の縦断変化について示した。

CASE-1は、無給砂で10年確率洪水を用いているため、上流部の移動床の浸食が著しく、洪水終了時点で約92（千 m^3 ）の土砂が日影第2号砂防ダムより下流に流送されている。また、日影第2号砂防ダムから下流約300 m区間で約56（千 m^3 ）の土砂が浸食され、それより下流に合計約148（千 m^3 ）の土砂を洪水終了時点で供給している。日影第1号砂防ダムより上流500 m間は堆積区間であり、図-5.14に示されているように既設1号ダムの土砂流出抑制効果により約85（千 m^3 ）の土砂が洪水終了時点で堆積している。日影1号下流（流路工部）は、No.3付近に75cm（約2,000 m^3 ）の土砂が堆積しているが、その他は土砂の堆積がほとんど生じていない。最上流の浸食は、想定岩盤（非浸食河床高）まで達しているが、これは、河床を一樣砂として考えているため、河床低下に伴う河床の抵抗力の増加（アーマリング現象）が表現されていないので留意する必要がある。

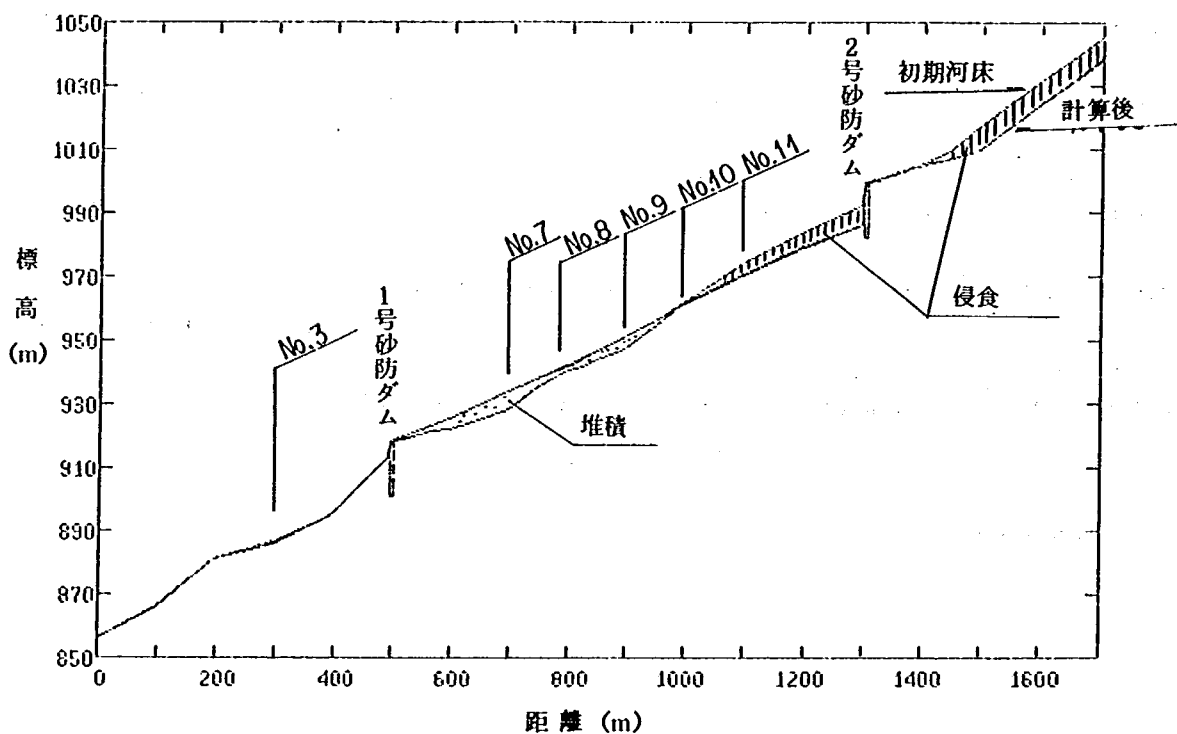


図-5.13 洪水終了後の縦断形状 (CASE-1)

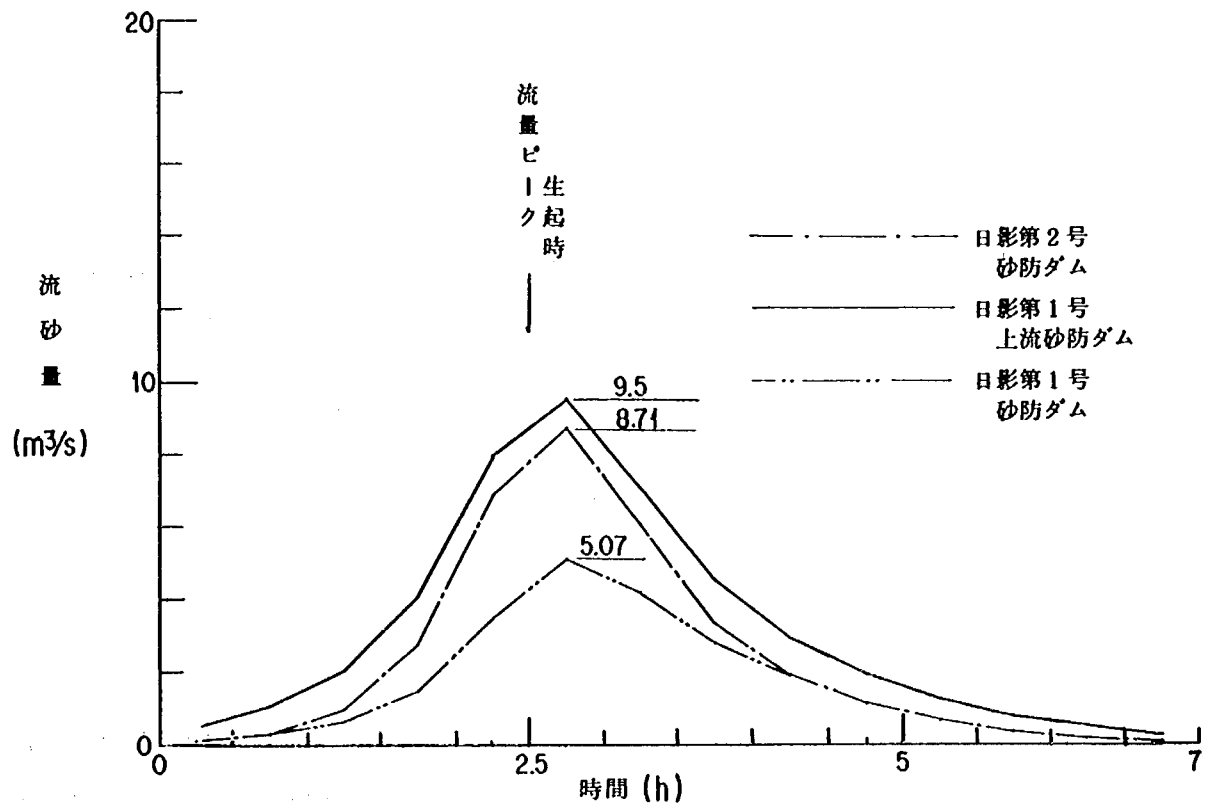


図-5.14 各断面での流砂量 (Case-1)

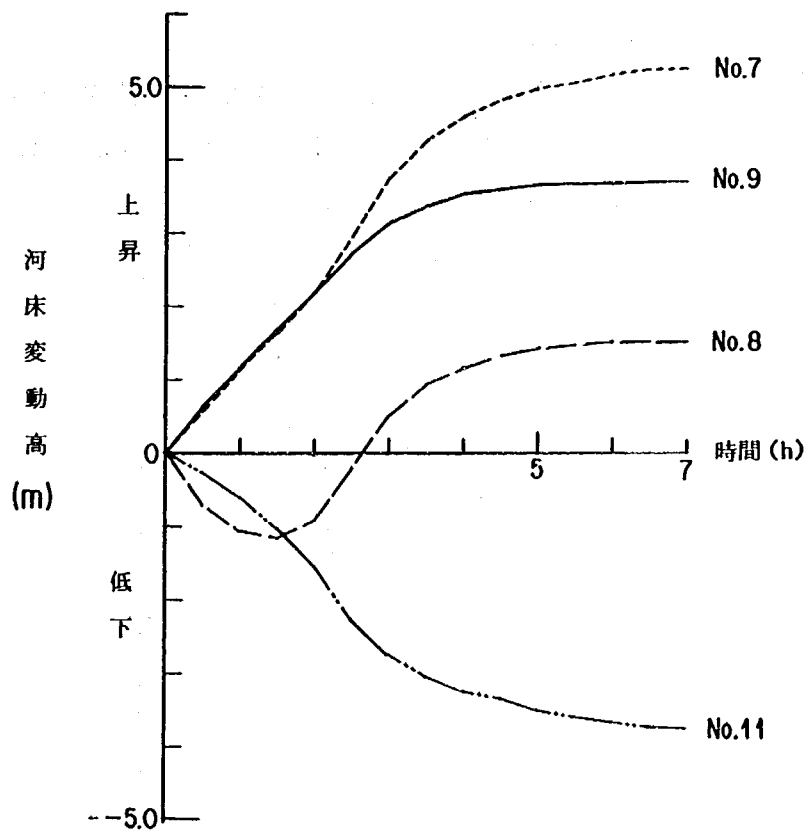


図-5.15 河床変動高の経時変化 (CASE-2)

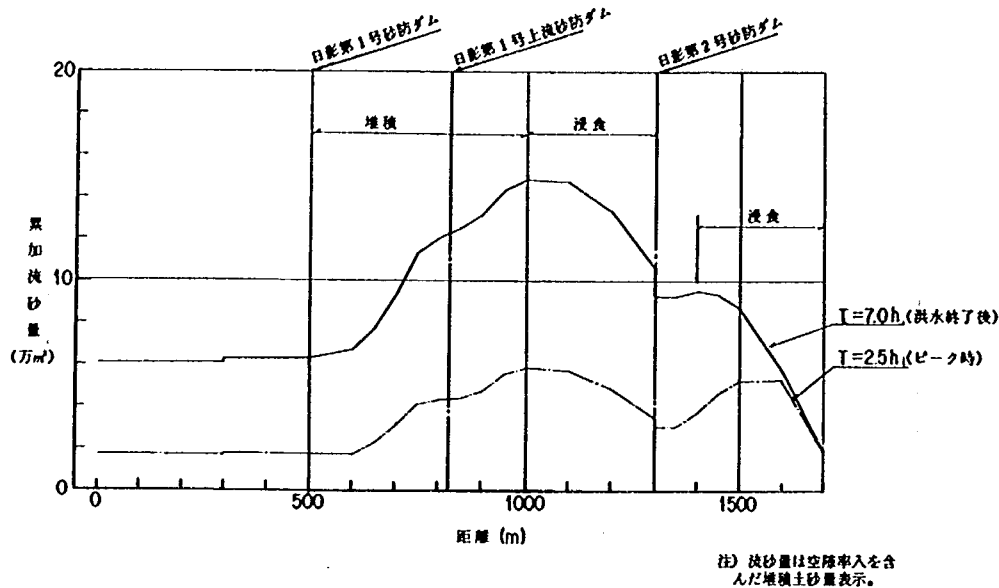


図- 5.16 各断面の累加流砂量 (Case-1)

5.4.2 CASE-2の計算結果

洪水終了後の縦断形状を図- 5.17に示した。図- 5.18には、主要地点の流砂量の経時変化、図- 5.19には主要地点の河床変動高の経時変化を示した。また、図- 5.20には各断面の通過流砂量（時間による積分値）の縦断変化について示した。

図- 5.18によると、給砂量の最大値は、約 $16 \text{ m}^3/\text{s}$ であるのに対し、日影第1号砂防ダム地点の流砂量のピーク値は約 $8 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、約半分に流砂量が低減している。

一方、図- 5.20の各断面の累加流砂量の縦断変化によると日影第2号砂防ダムより下流約200 mの区間を除いて、ほぼ全域土砂堆積が生じており、特に第1号砂防ダムより上流約500 mの区間では、洪水終了時点で約10万 m^3 の土砂が堆積し、土砂流出抑制効果を発揮している。

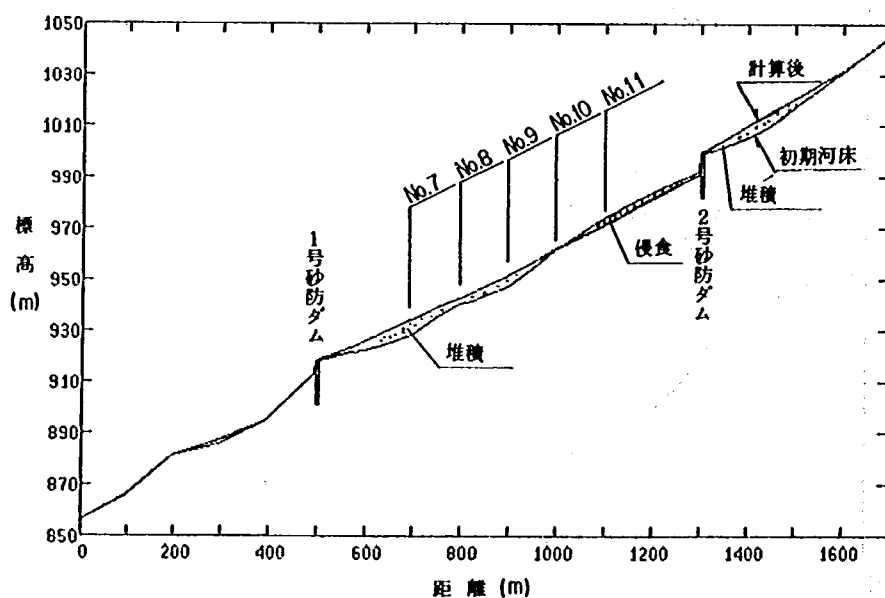


図- 5.17 洪水終了後の縦断形状 (CASE-2)

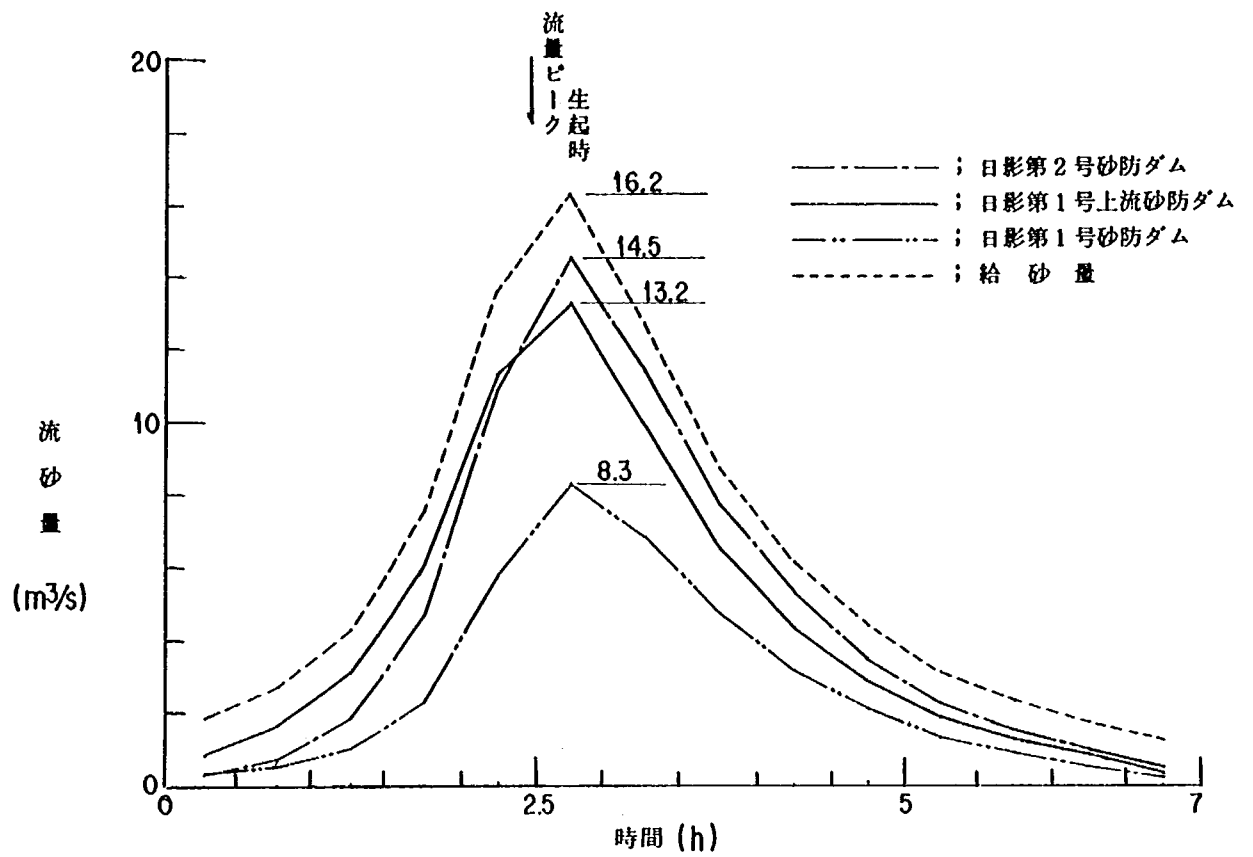


図-5.18 各断面での流砂量 (Case-2)

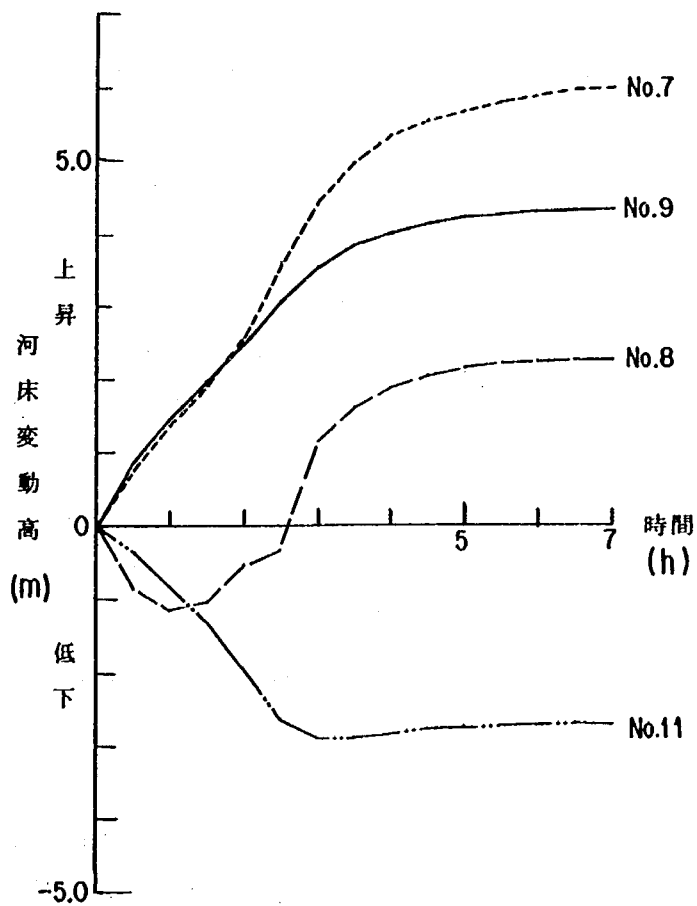


図-5.19 河床変動高の経時変化 (CASE-2)

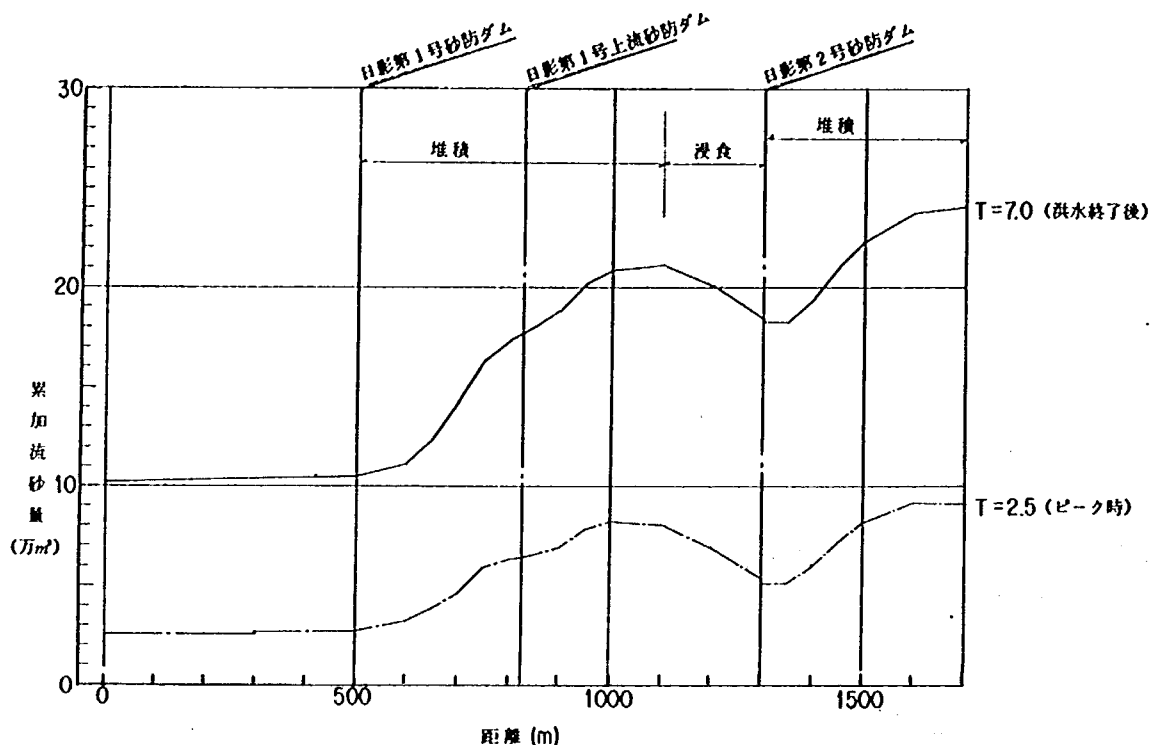


図-5.20 各断面の累加流砂量 (Case-2)

5.4.3 CASE-3, 4 の計算結果

ピーク流量時、1洪水終了後 (CASE-3 終了後)、後続洪水終了後 (CASE-4 終了後) の河床の縦断的変動状況を図-5.21に示した。図-5.22には、主要地点の流砂量の経時変化を示した。

CASE-3 は100年確率の洪水に対して平衡給砂を行い、その後、CASE-4 として2年確率の洪水を無給砂で与えたものである。図-5.22のように、100年確率時の流砂量ピーク値は、約 $16 \text{ m}^3/\text{s}$ であるのに対し、日影第1号上流砂防ダム地点は約 $8 \text{ m}^3/\text{s}$ となっており、かつピーク値生起時刻も約30分遅れている。つまり、土砂調節効果が表現されていると言えよう。

図-5.23には、図-5.21を整理した河床縦断形状の時間変化を示した。2年確率の洪水を流した計算は無給砂状態であるため、100年確率の大洪水で堆砂した土砂がフラッシュされて元河床 (初期河床) 状態に復元することが予想されたが、日影第2号砂防ダムの上流の土砂が浸食されて下流域へ給砂される結果となったので、後続洪水時も日影第1号上流砂防ダムの堆砂は進行している。また、ピーク流量生起時 (洪水開始より2.5時間後) には、ダム背水による堆砂形状が表現されている。

図-5.24には、主要断面の河床変動高の経時変化を示した。Na 8 は第1号上流砂防ダムの直下流の断面であるが、ピーク流量 (100年確率の洪水) 生起時に約7m浸食されるが、その後堆積に移行し、2年確率洪水後半では元河床に戻っている。

図-5.25には、各断面の通過流砂量 (時間を追って累加したもの) の縦断変化を示した。図によると、100年確率洪水終了時点で約85 (千 m^3)、2年確率洪水終了時点で約108 (千 m^3) の土砂が、日影第1号上流砂防ダムから第2号砂防ダムとの間に堆積している。また、洪水終了時点で10万 m^3 程度の土砂が日影第1号砂防ダムより流出しているが、そのほとんどは平湯川との合流点まで達している。

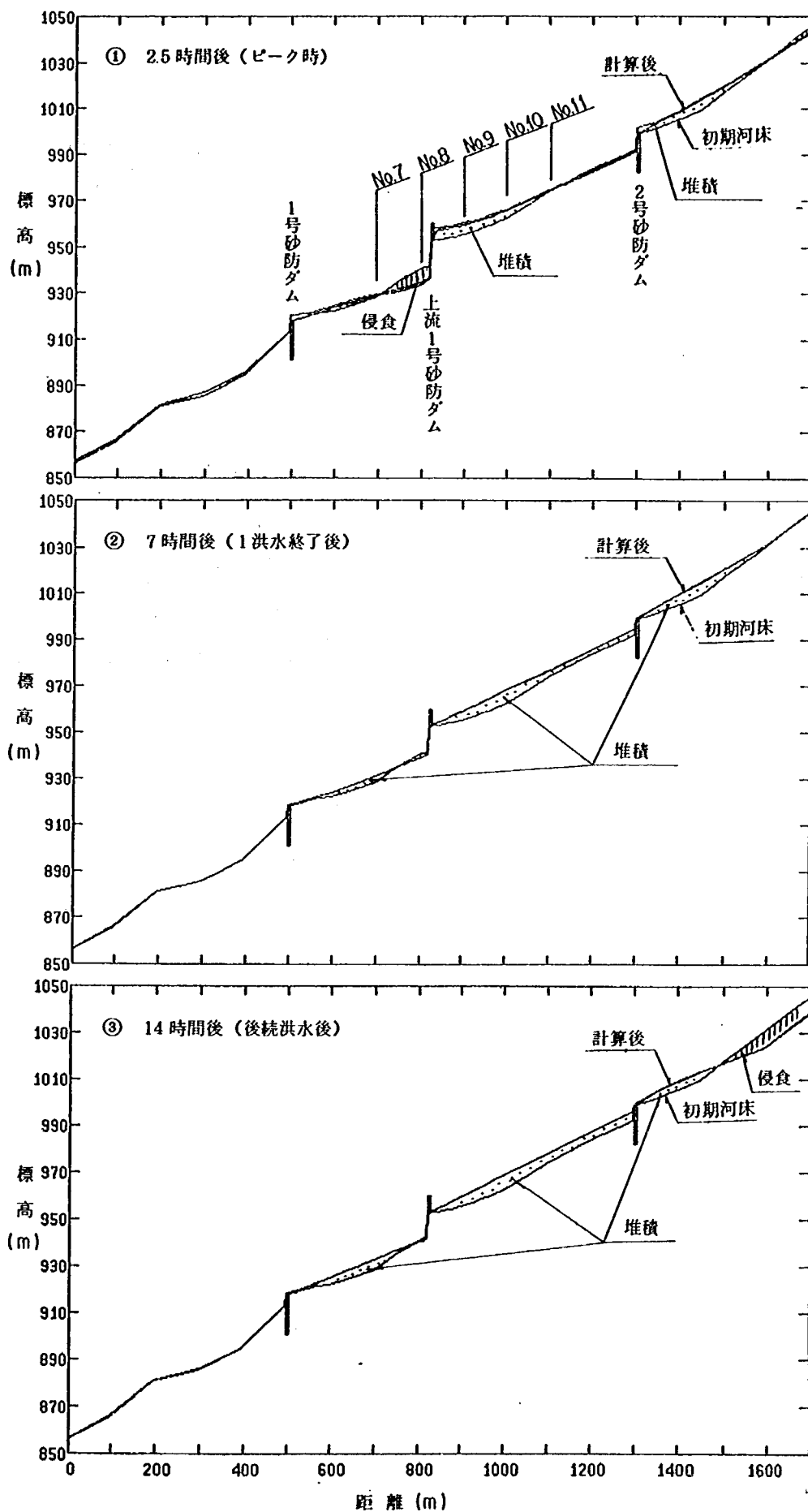


図- 5.21 河床の縦断的変動状況 (CASE-3+4)

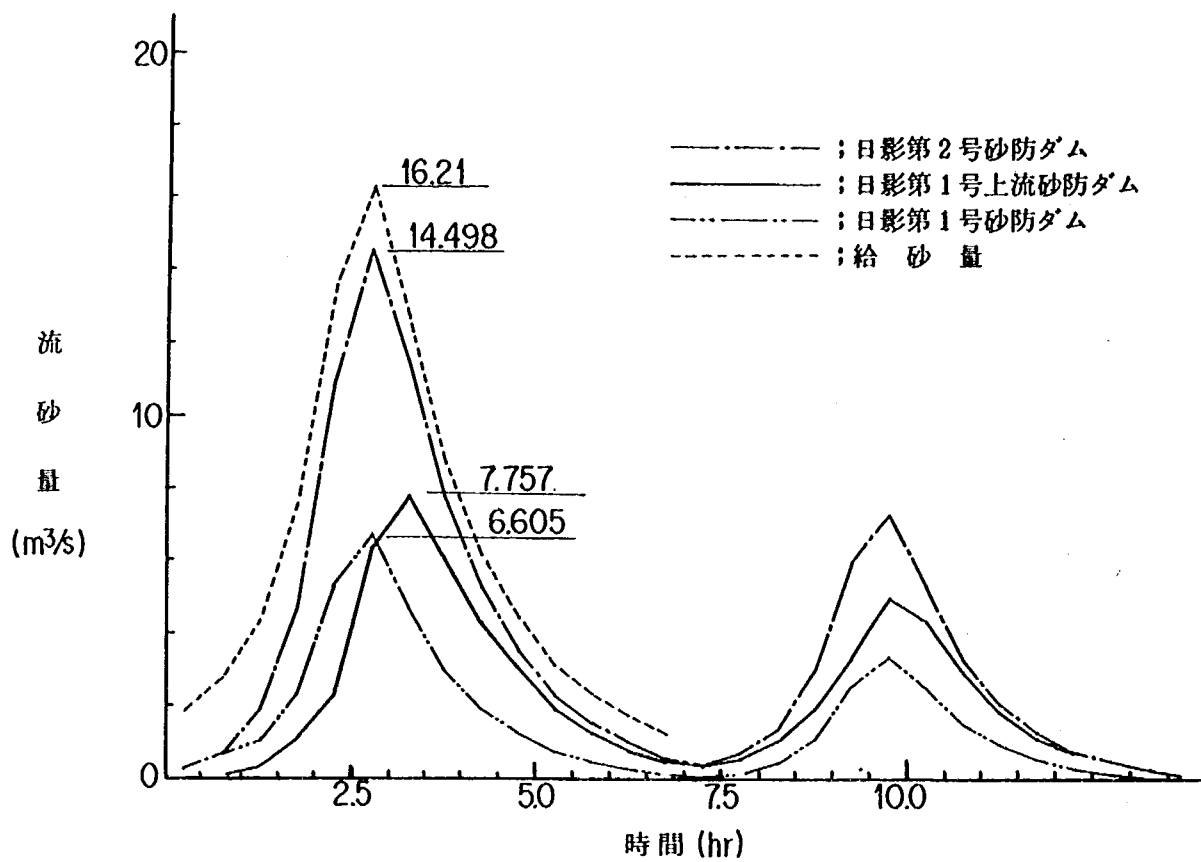


図-5.22 各断面での流砂量 (Case-3+4)

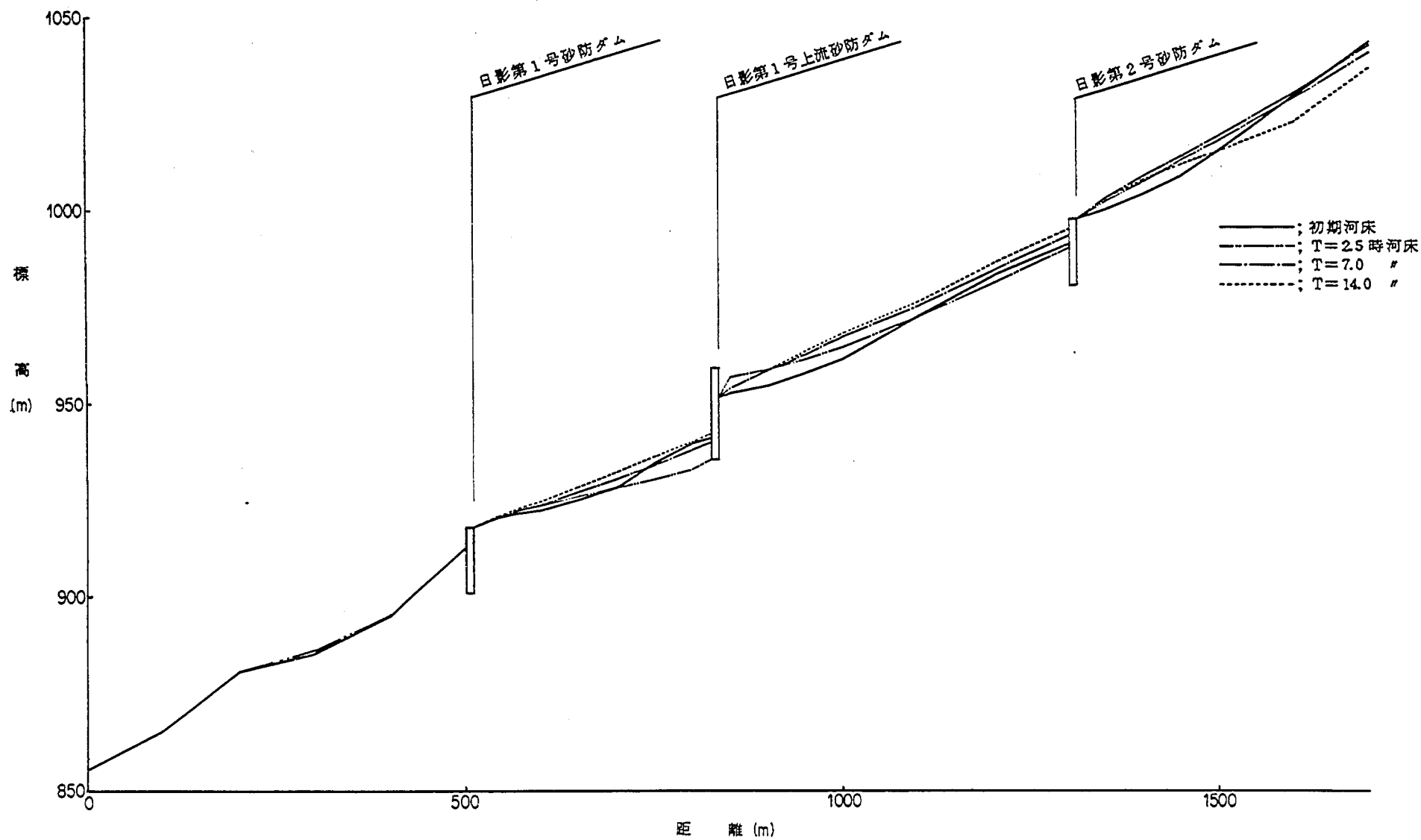


図-5.23 河床縦断形状の時間変化 (Case 3 + 4)

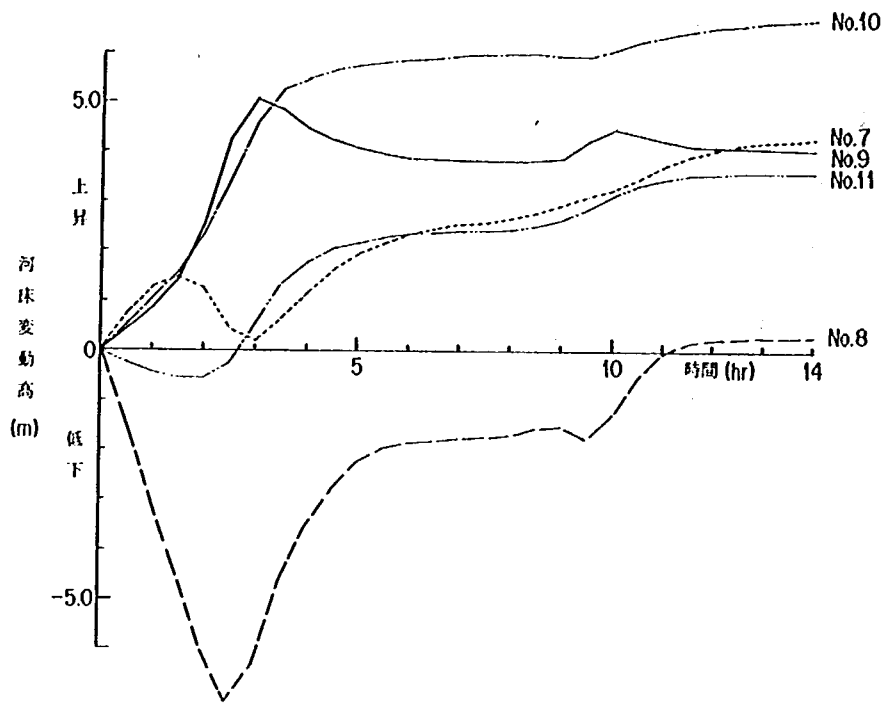


図- 5.24 河床変動高の経時変化 (CASE-3+4)

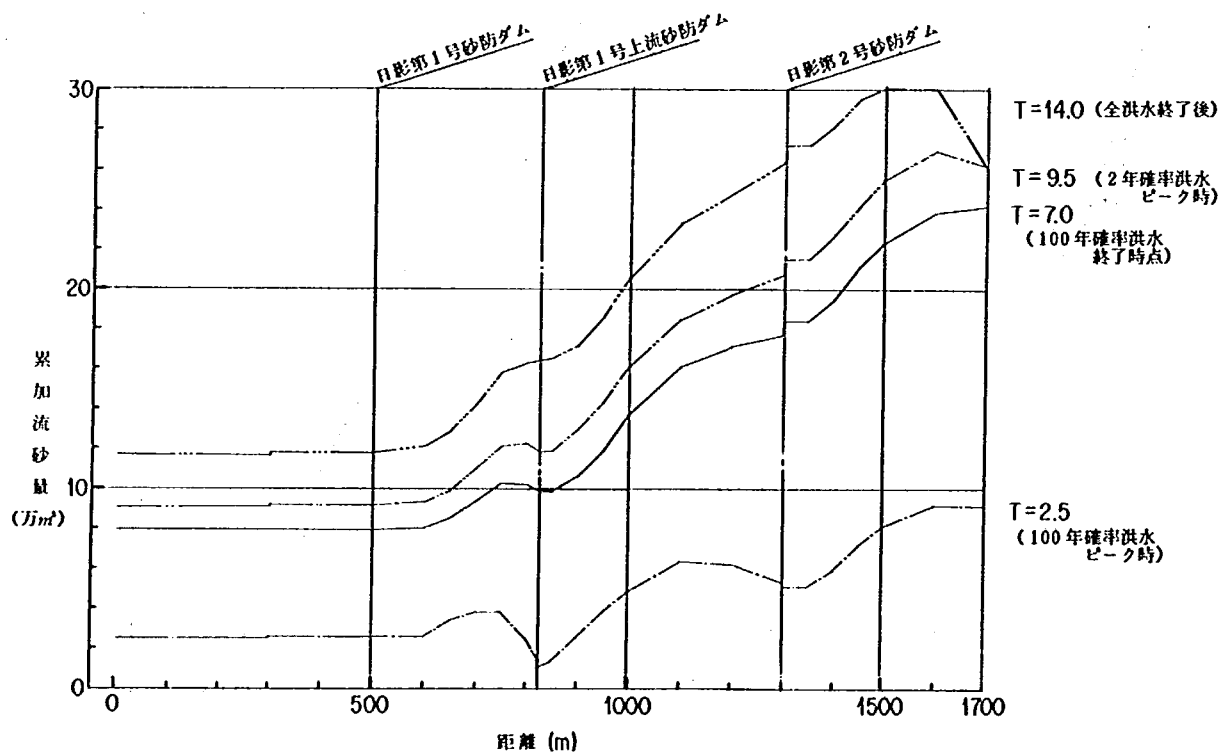


図- 5.25 各断面の累加流砂量 (Case-3+4)

5.4.4 CASE-5, 6の計算結果

このケースの計算は、日影第1号上流砂防ダム地点の水位がCASE-3, 4とわずかばかり異なるのみで（図-5.2参照）、その他の計算条件は全てCASE-3, 4と同じであったため、その計算結果は図-5.26に示すようにCASE-3, 4（図-5.21参照）とほとんど同じであった。

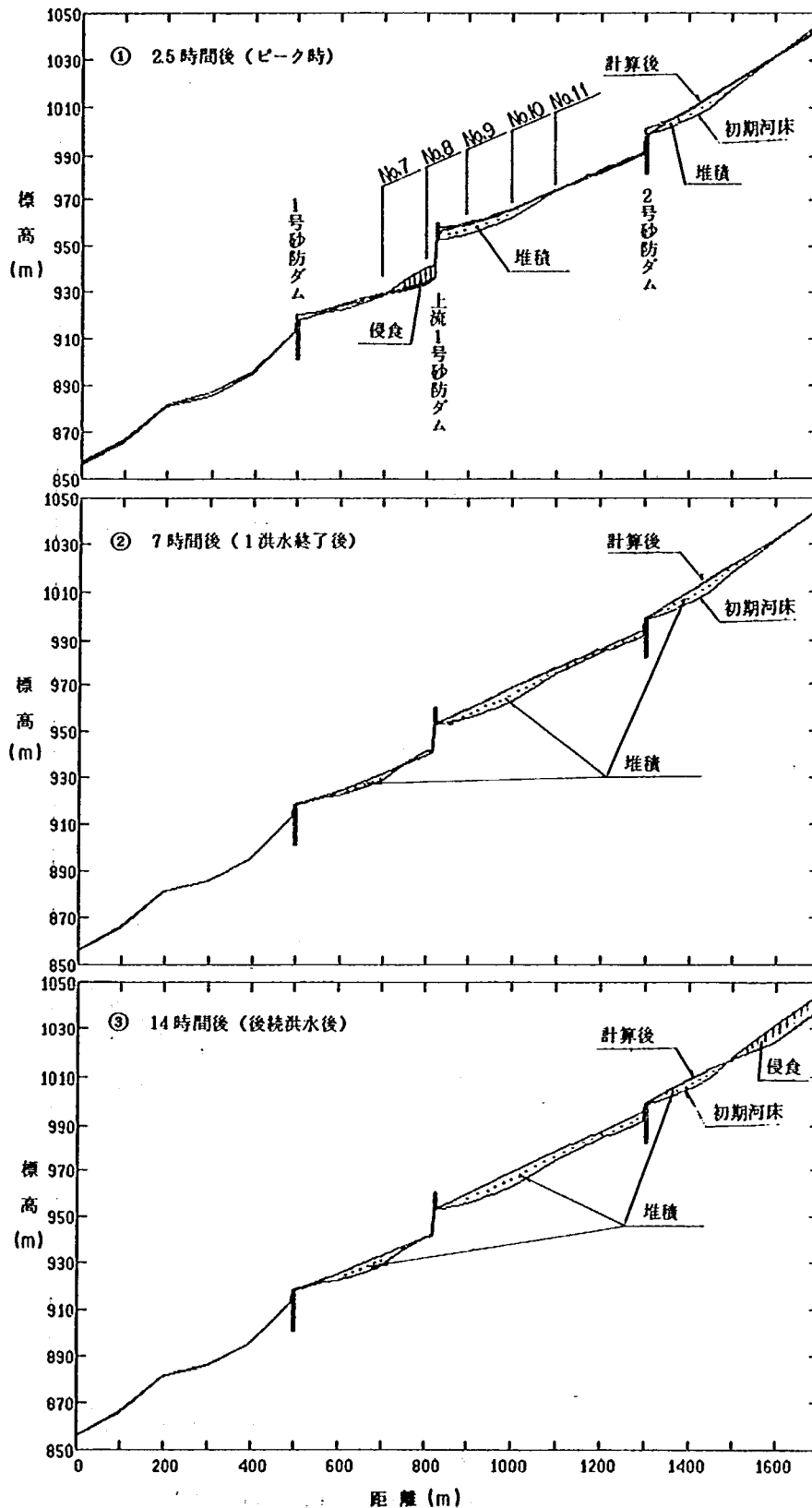


図-5.26 河床の縦断的変動状況 (CASE-5+6)

5.4.5 CASE-7, 8 の計算結果

ピーク流量時，1洪水終了後（CASE-7 終了後），後続洪水終了後（CASE-8 終了後）の河床の縦断的変動状況を図 5.27 に示した。図-5.28 には，主要地点の流砂量の経時変化を示したが，図のよう

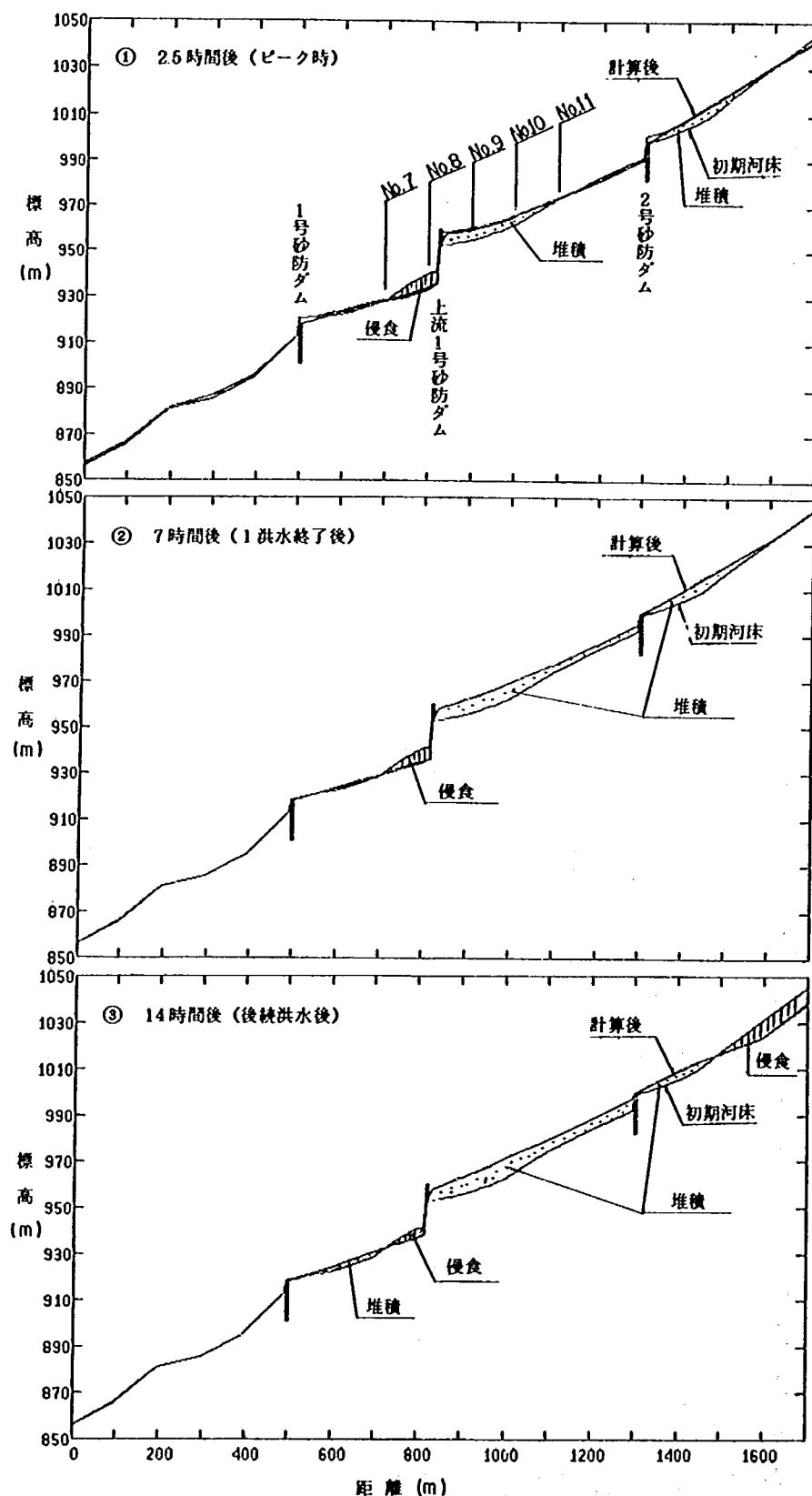


図-5.27 河床の縦断的変動状況 (CASE-7+8)

に日影第1号上流砂防ダム地点の流砂量のピーク値は約 $5.1 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、給砂量のピーク値 $16.2 \text{ m}^3/\text{s}$ の約30%に低減している。図-5.29には、河床変動高の経時変化を示した。また、図-5.30に各断面の通過流砂量（時間的な積分値）の縦断変化を示した。

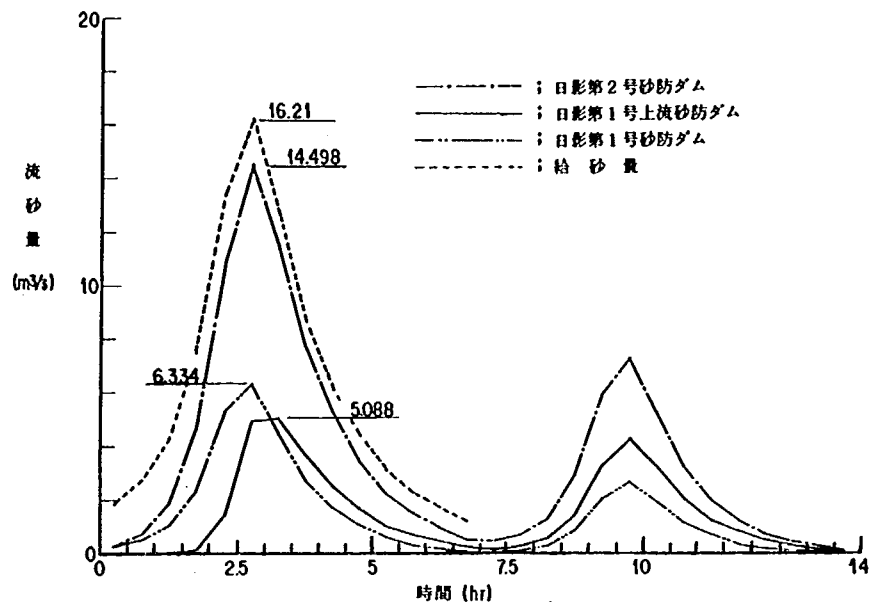


図-5.28 各断面での流砂量 (Case-7+8)

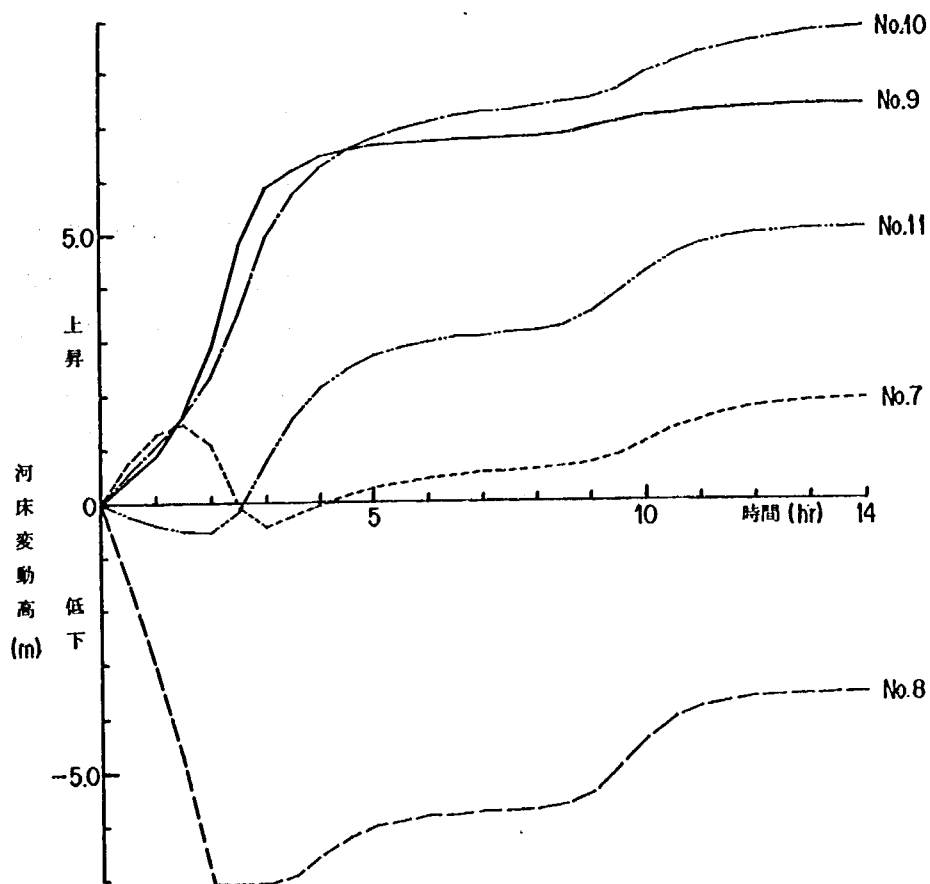


図-5.29 河床変動高の経時変化 (CASE-7+8)

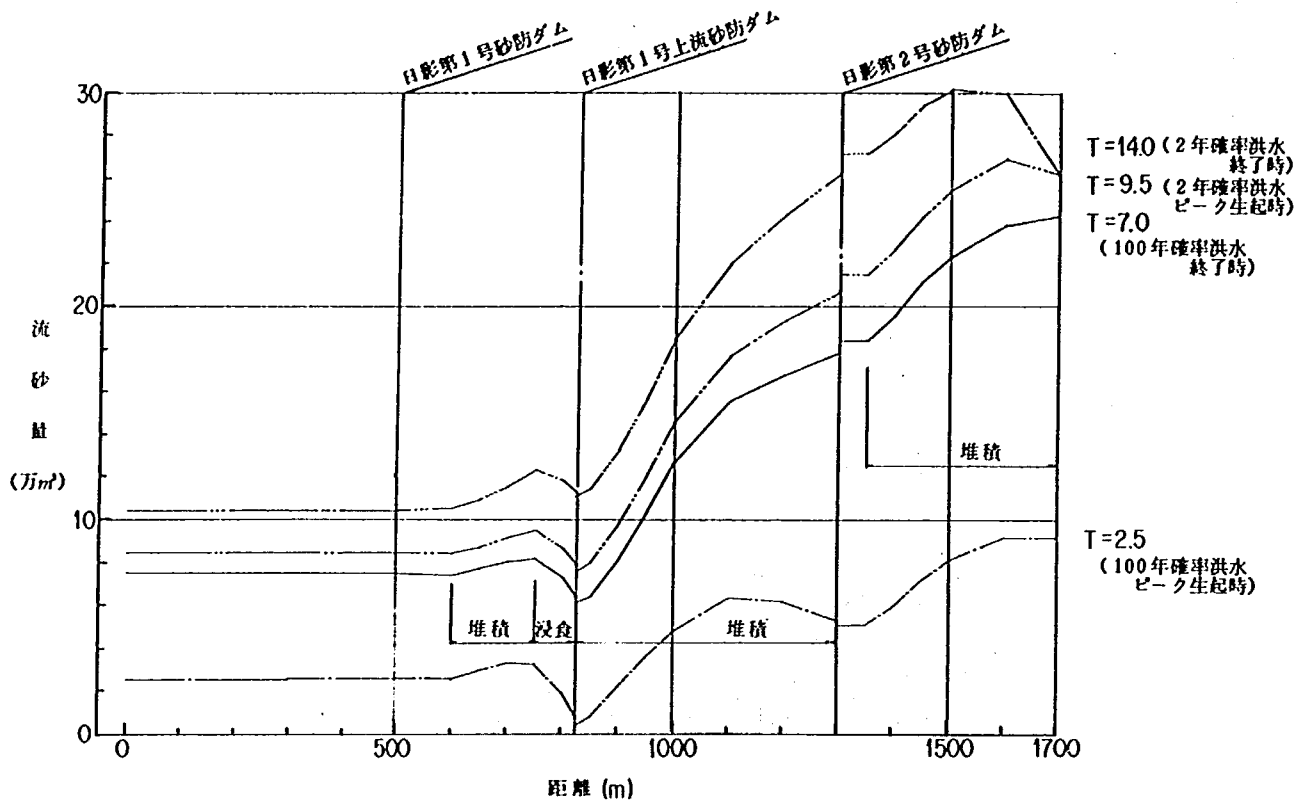


図- 5.30 各断面の累加流砂量 (Case-7+8)

5.4.6 CASE-9, 10の計算結果

ピーク流量時，1洪水終了後（CASE-9終了後），後続洪水終了後（CASE-8終了後）の河床の縦断的変動状況を図- 5.31に示した。主要地点の流砂量の時間的变化を図- 5.32に示し，図- 5.33には，河床形状の時間变化を示した。ダム地点の流砂量のピーク値は，給砂量のピーク値の約40%に低減している。100年確率洪水終了時（ $T = 7.0$ h）から2年確率洪水終了時（ $T = 14.0$ h）の間，日影第2号砂防ダムは埋没する結果となった。図- 5.34には，主要地点の河床変動高の経時变化を示したが，暗渠およびスリットを有する砂防ダムの計算ケースと同様に日影第1号上流砂防ダム上流の断面は河床上昇，直下流のNo 8断面は，河床低下の傾向を示している。図- 5.35には，各地点の通過流砂量（時間的な積分値）の縦断变化を示した。

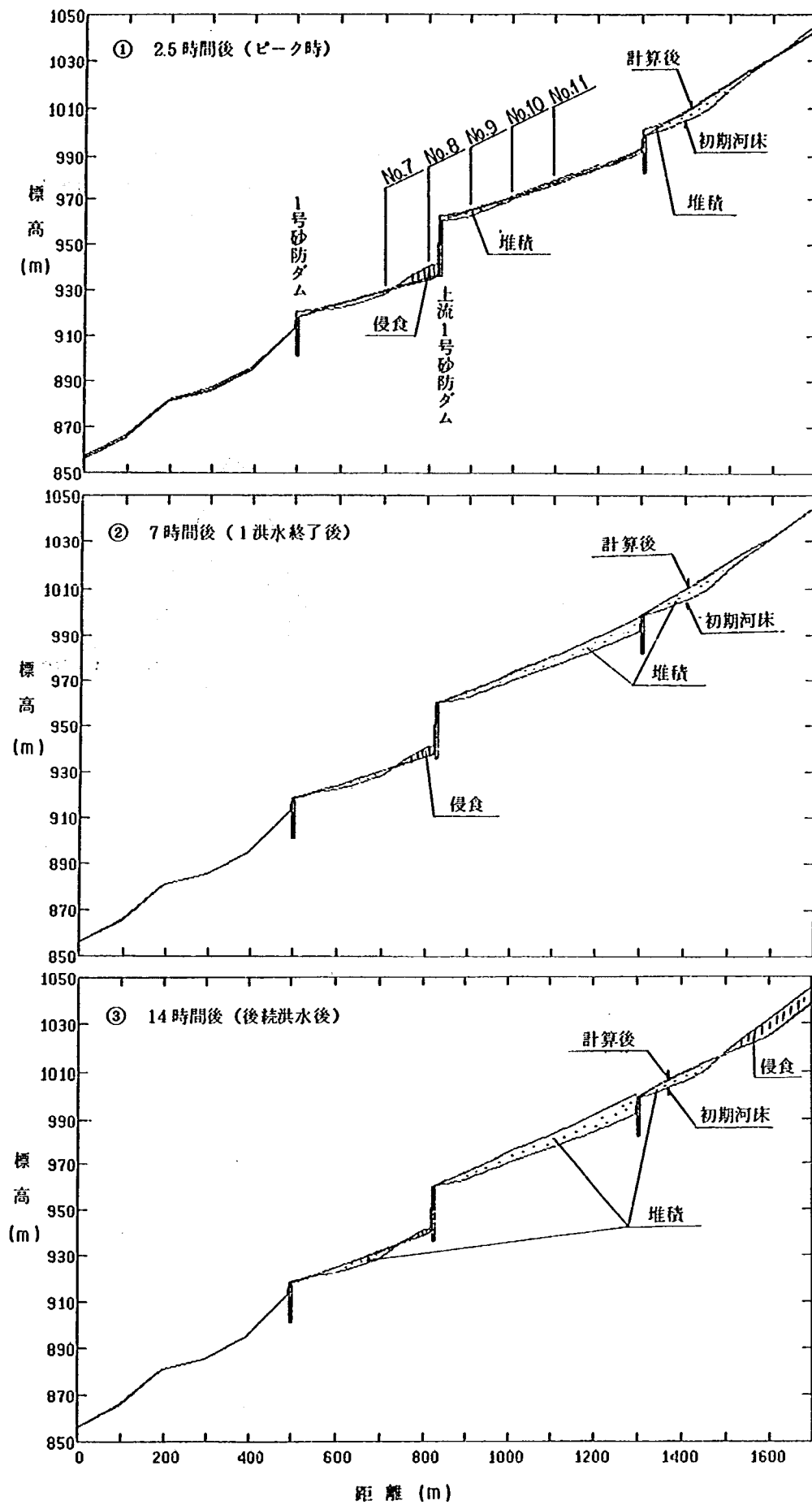


図-5.31 河床の縦断的変動状況 (CASE-9+10)

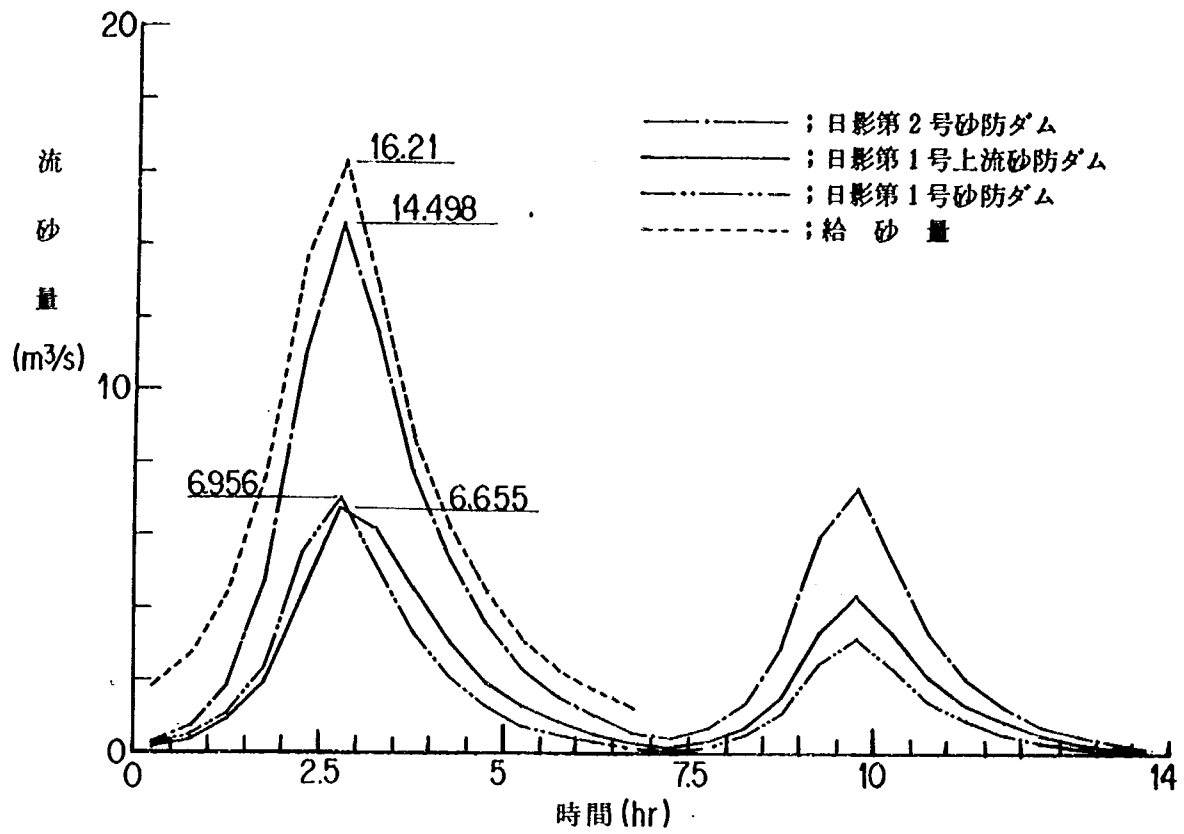


図- 5.32 各断面での流砂量 (Case-9+10)

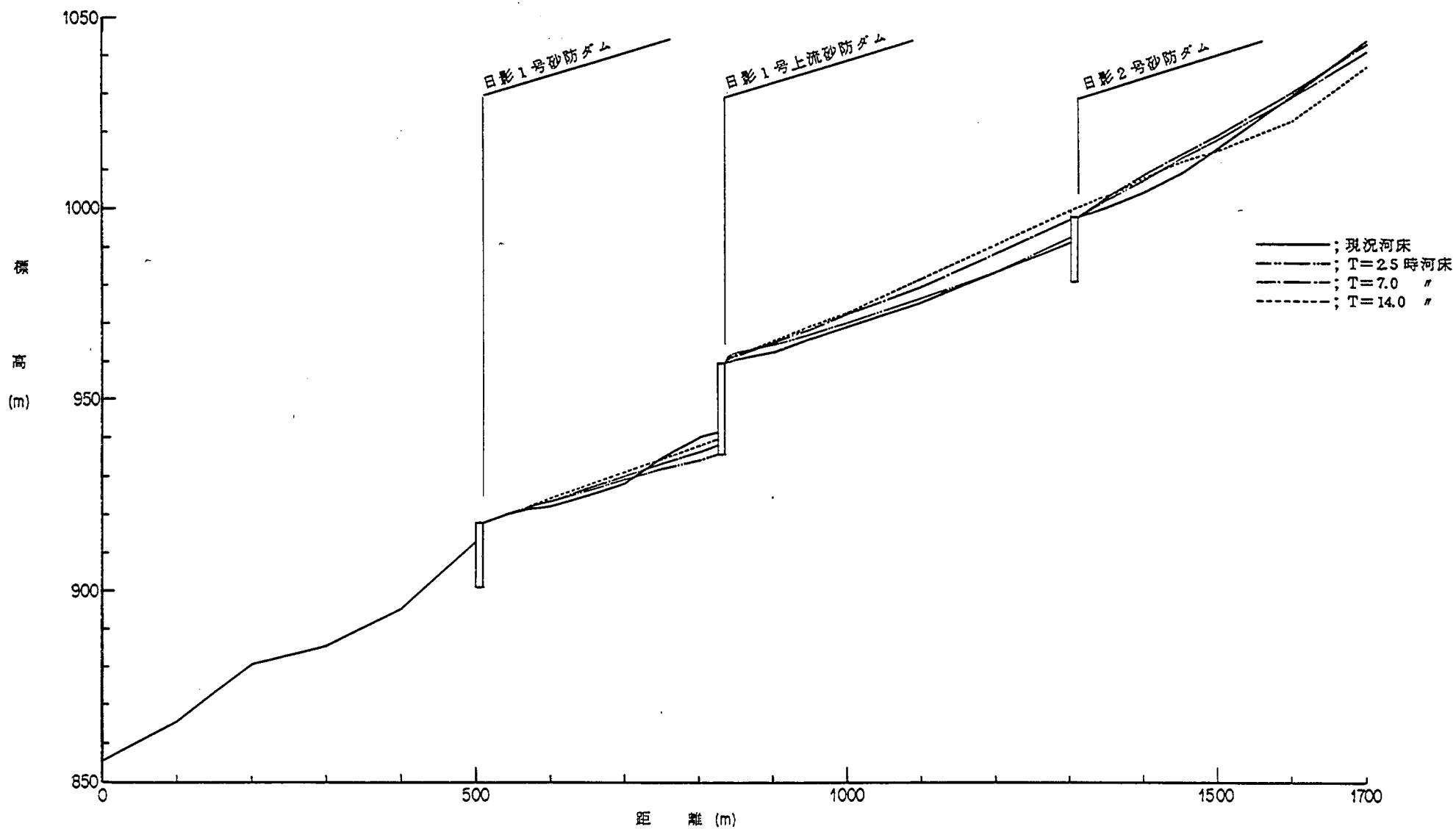


図-5.33 河床縦断形状の時間変化 (Case 9+10)

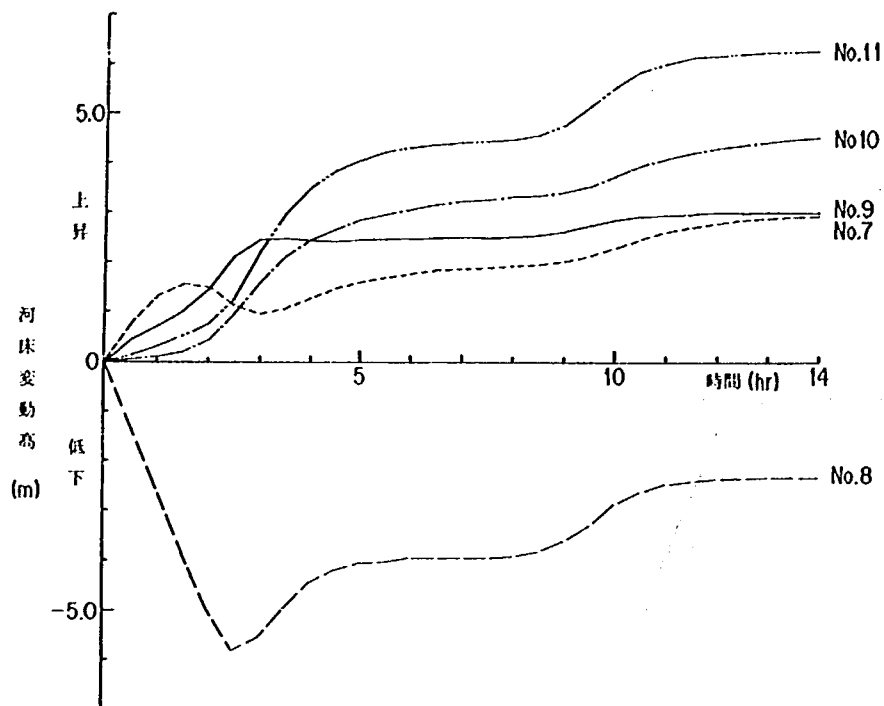


図- 5.34 河床変動高の経時変化 (Case 9+10)

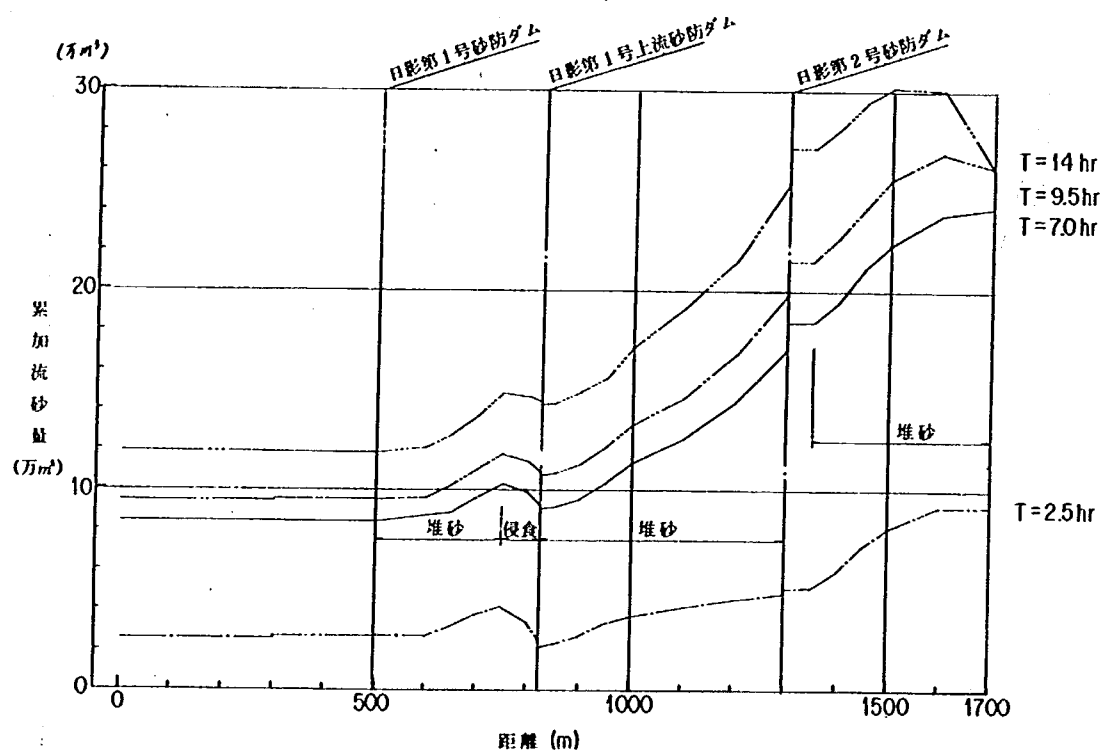


図- 5.35 各断面の累加流砂量 (Case 9+10)

5.4.7 CASE-11の計算結果

CASE-4, 6, 8 (1/100年確率洪水による計算ケース後に、後続洪水として無給砂で1/2年確率洪水を与えたケース)では、計算範囲として日影第2号砂防ダムより約400m程度上流まで取り入れており、しかもその範囲の河床の侵食土砂量については、アーマリング現象などを考慮しないで侵食を許しているため、大暗渠及びスリットを有する砂防ダムの土砂調節効果がうまく表わされていないように思われる。そこで、CASE-11では、日影第2号砂防ダムより下流を対象に、後で述べる水理模型実験で得られた1/100年確率洪水通水後の河床形状を初期河床として、1/2年確率洪水のピーク流量(清水流量87m³/s、無給砂)を定流で3.5時間与えた。また、河床が侵食される場合は、河幅を $B = 5\sqrt{Q}$ で与えた。①タイプⅠ(暗渠)、②タイプⅡ(スリット(1))、③タイプⅢ(スリット(2))について、それぞれ洪水終了後(3.5時間後)の河床の縦断的変動状況を図-5.36に示した。前に述べたCASE-4, 6, 8(図-5.21, 5.26, 5.27参照)と比べると、CASE-11の計算結果は、従来のこの種の水理実験と同様に、計画砂防ダムより上流の貯砂容量が回復された状態となっている。

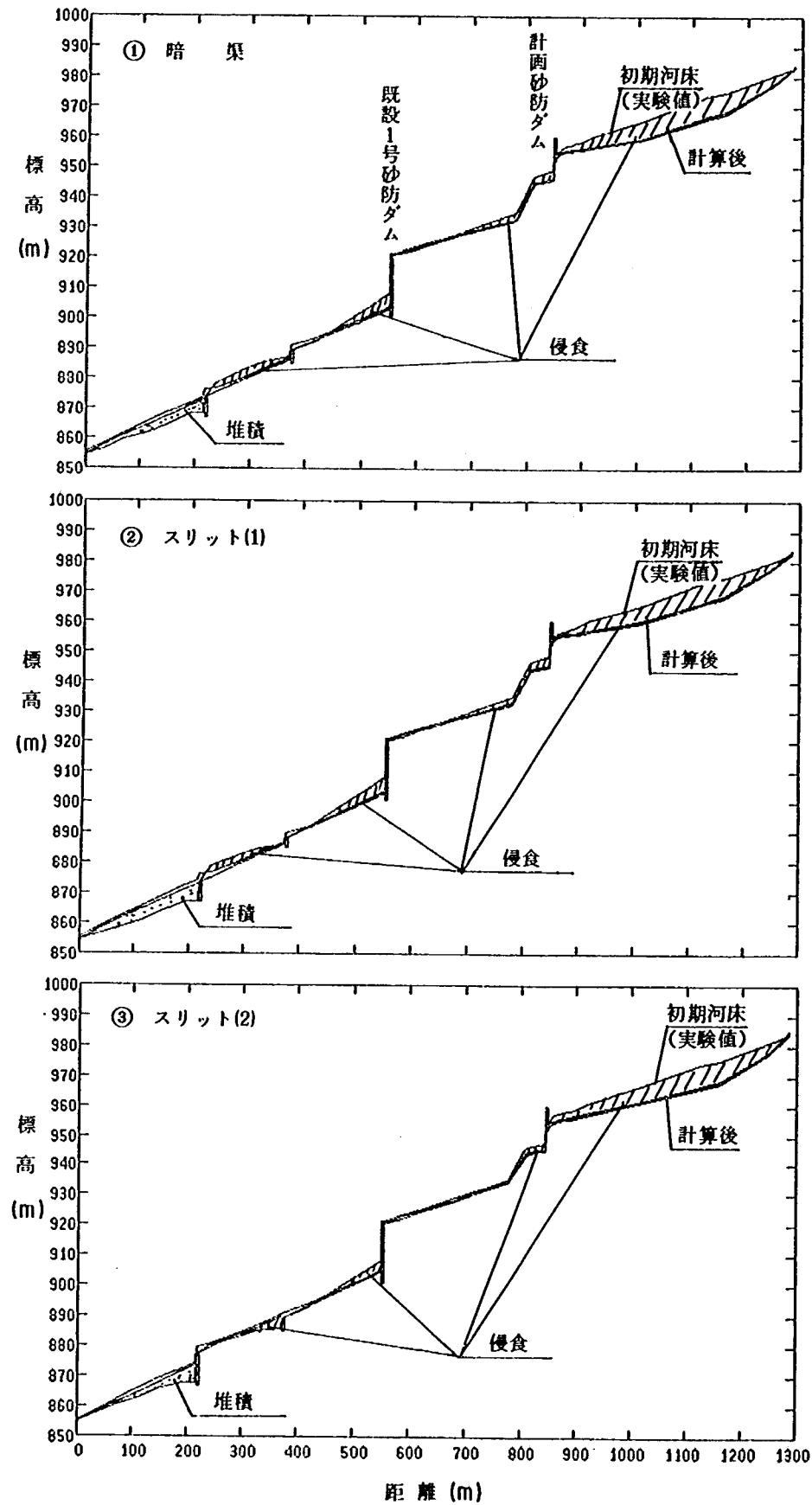


図-5.36 河床の縦断的変動状況 (CASE-11①~③)

5.4.8 CASE-12の計算結果（混合粒径を考慮した計算）

実際の河床は混合砂礫床であり、特に、岩坪谷のような急流山地河川では、粒度範囲のかなり広い砂礫によって河床材料が構成されている。このような混合砂礫床の河床変動を検討するには、粒径別の流砂量を計算し、粒径別の土砂収支を計算することが水理的には望ましいと考えられる。そこで、CASE-12では、CASE-3,4について粒径別の流砂量、土砂収支を考慮した計算を行った。

(1) 計算手法

平野⁵⁾は、粒径ごとの連続式を交換層という概念を用いて導いている。ここでも、以下に示す式を差分化して計算を行った。

河床上昇 $\partial Z / \partial t \geq 0$

$$\frac{\partial i_b}{\partial t} = \frac{1}{a} (i_B - i_{b0}) \times \frac{\partial Z}{\partial t} - \frac{q_B}{a \times (1-\lambda)} \times \frac{\partial i_B}{\partial x} \dots\dots\dots (5.11)$$

河床低下 $\partial Z / \partial t < 0$

$$\frac{\partial i_b}{\partial t} = \frac{1}{a} (i_B - i_{b0}) \times \frac{\partial Z}{\partial t} - \frac{q_B}{a \times (1-\lambda)} \times \frac{\partial i_B}{\partial x} \dots\dots\dots (5.12)$$

ここに、 i_B 、 i_{b0} および i_b : それぞれ粒径 d_i の砂礫が流砂中および交換層直下の元河床において占める割合、 a : 交換層の厚さである。

また、粒径別の流砂量は、式(5.6)と同じ芦田・高橋・水山式を用いる。

$$\Phi_i = 12 \times \tau_{*i}^{15} \times \left(1 - 0.85 \times \frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*i}}\right) \times \left(1 - \sqrt{0.85 \times \frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*i}}}\right) \dots\dots\dots (5.13)$$

ここに

$$\Phi_i = \frac{q_{Bi}}{\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) \times g \times d_i^3}}$$

$$\tau_{*i} = \frac{U_*^2}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) \times g \times d_i}$$

q_{Bi} ; 粒径 d_i の単位時間当り、単位幅当りの流砂量

d_i ; i 番目の代表粒径

τ_{*ci} ; d_i に対する無次元限界掃流力であり、次式により計算する。(エギアザロフ公式)

$$\left. \begin{aligned} d_i/d_m < 0.4 & \quad \frac{\tau_{ci}}{\tau_{cm}} = 0.85 \\ d_i/d_m \geq 0.4 & \quad \frac{\tau_{ci}}{\tau_{cm}} = \frac{(\log 19)^2}{(\log 19 \cdot \frac{d_i}{d_m})^2} \times \frac{d_i}{d_m} \end{aligned} \right\} (5.14)$$

ただし、 $\tau_{cm} / \{ (\sigma - \rho) \times g \times d_m \} = 0.05$

τ_{cm} ; d_m に対する限界掃流力

τ_{ci} ; d_i に対する “

d_m ; 河床の平均粒径

である。

混合粒径の河床変動解析は、式 (5.11) ~ (5.14) と第 5 章第 2 項の水理計算手法を連立して計算する。

(2) 計算条件

計算条件は、CASE-3, 4 と同じであるが粒径別の計算を行う関係上、粒径階の設定とその含有率を入力する必要がある。ここでは、第 6 章第 3 節に示す河床材料調査資料を参考に、次のように設定した。河床材料が流入土砂量より粗いのは、計画ダム付近の河床材料が昭和 54 年の出水以前の資料によると平均粒径 $d_m = 120 \sim 200$ (mm) であり、この値を参考に設定した。また、交換層の厚さ a を決定する必要がある。ここでは、最大粒径程度とし、 $a = 0.5$ (m) と仮定した。

(3) 計算結果

図-5.37~図-5.39に主要断面の流砂量の時間変化を一樣粒径の計算と比較して示した。図-5.40には、河床形状の変化について示し、図-5.41では、河床変動高の縦断変化を一樣粒径の場合と比較して示した。また、図-5.42には、主要地点の表層河床の平均粒径の時間変化を示した。

一樣粒径と混合粒径との計算結果の差異は、後者の河床変動高および流砂量が前者より小さいことを除けば傾向的にはほぼ同じであり、日影第 1 号上流砂

防ダムの土砂調節効果のダム形状により相対的比較には、一樣粒径の計算結果で充分評価できるものと思われる。

表-5.2 計算粒度分布

代表粒径階 d_i (mm)	河床材料 (%)	流入土砂量 (%)
1	10	10
5	10	20
10	10	20
50	15	25
100	30	20
500	25	5
平均粒径	164.1 (mm)	60.6 (mm)

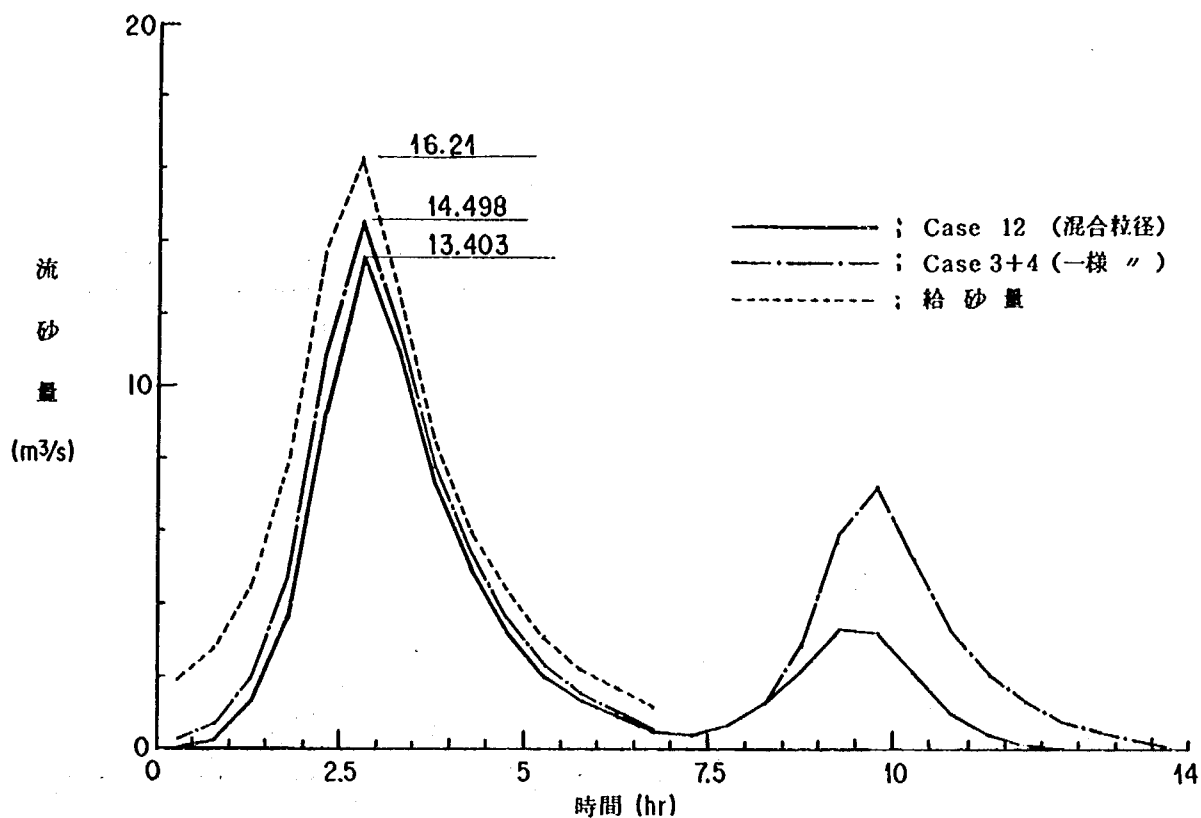


図-5.37 日影第2号ダム地点での流砂量の比較

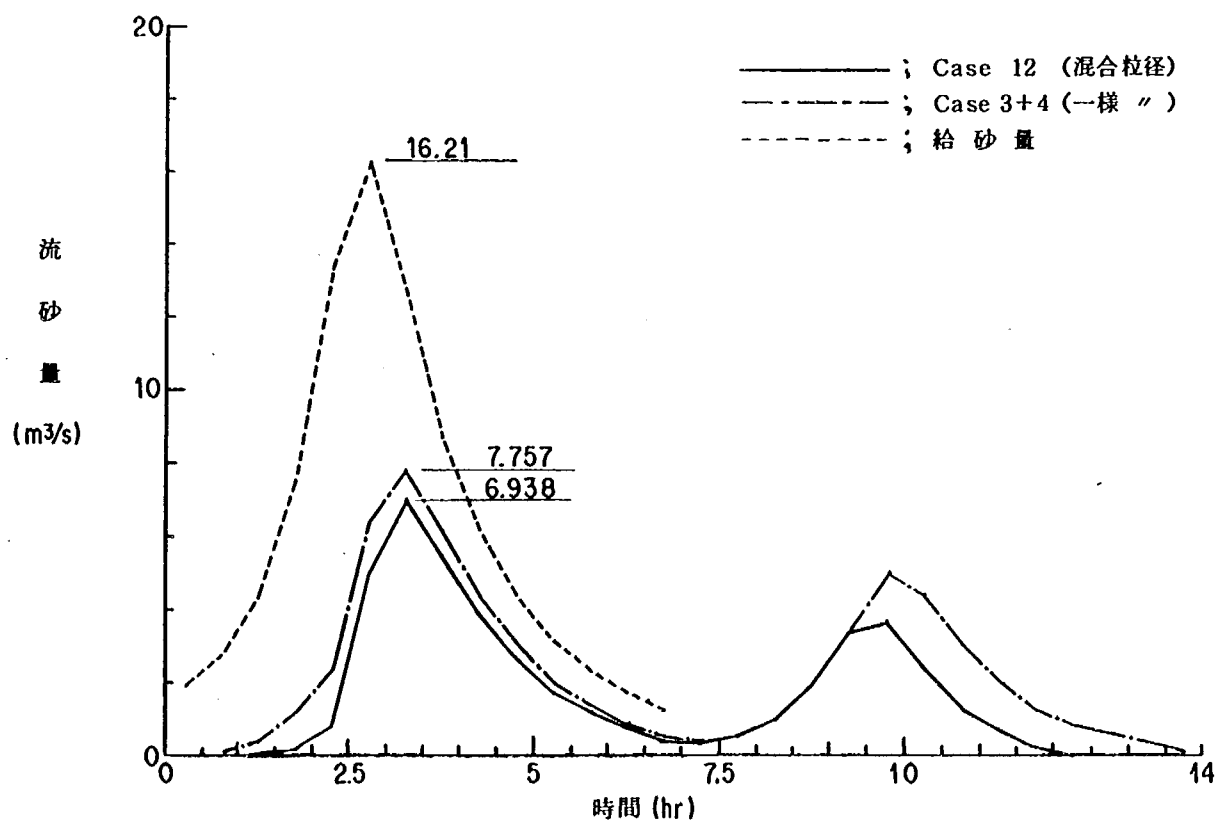


図-5.38 日影第1号上流ダム地点での流砂量の比較

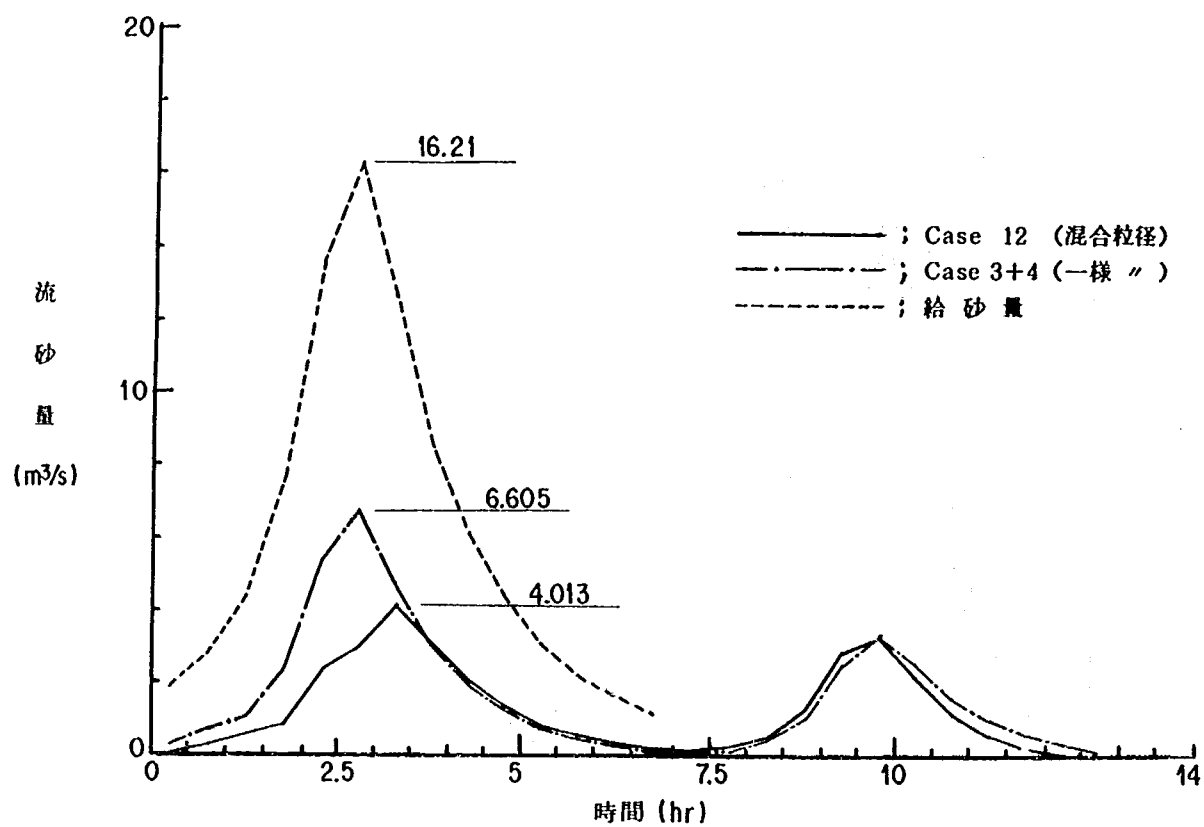


図- 5.39 日影第 1 号ダム地点での流砂量の比較

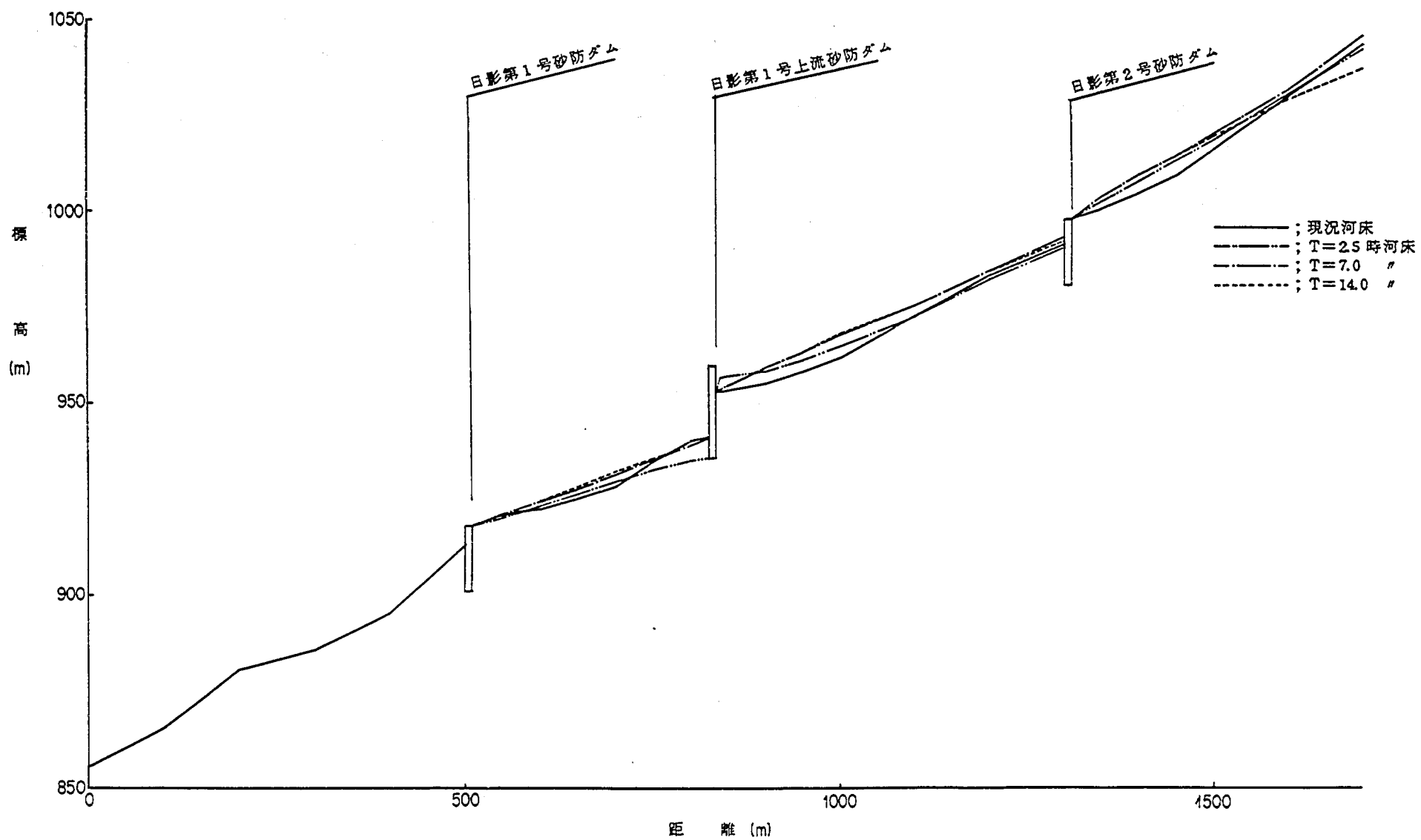


図-5.40 河床高の時間的縦断変化 (Case 12 混合粒径)

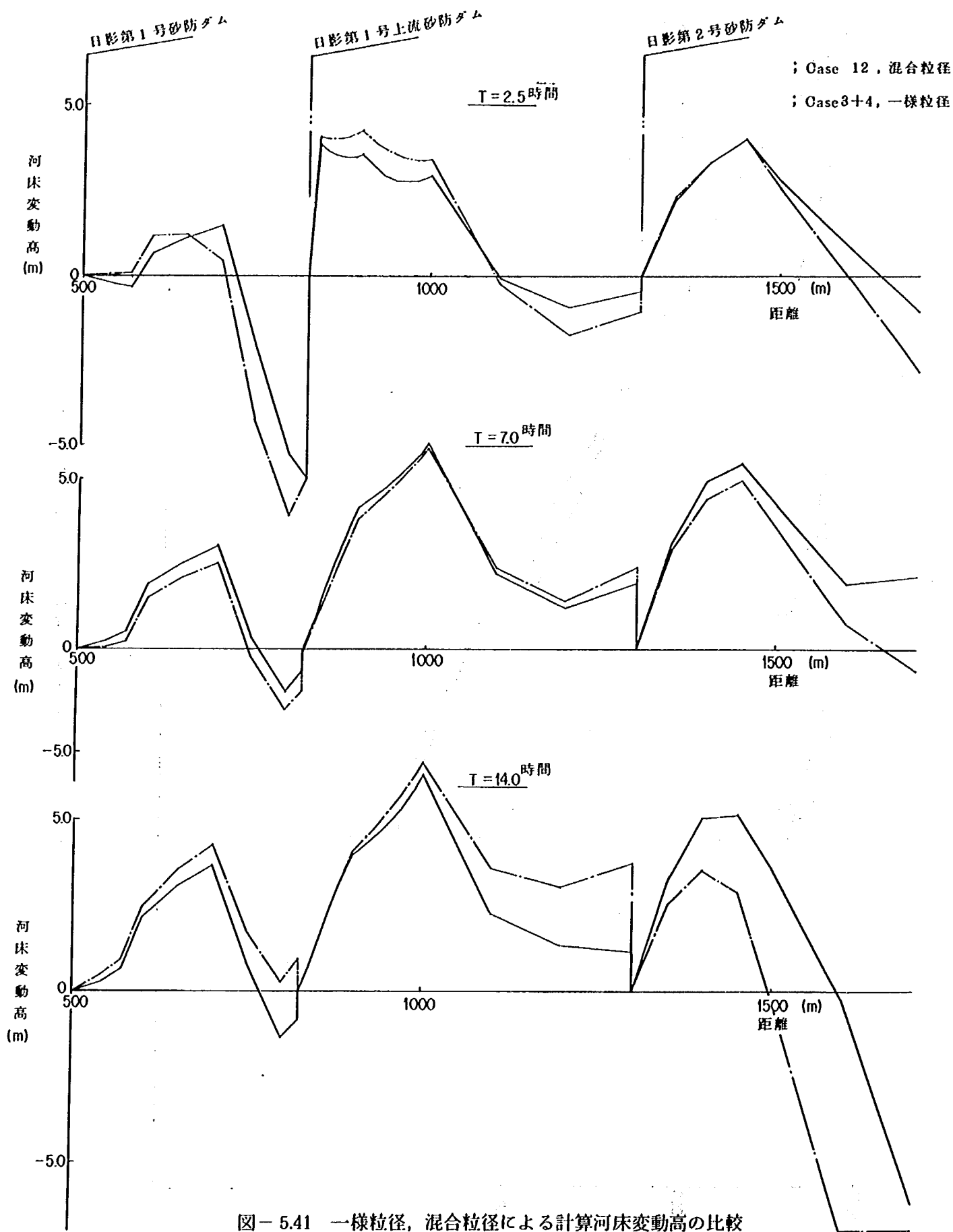


図-5.41 一様粒径, 混合粒径による計算河床変動高の比較

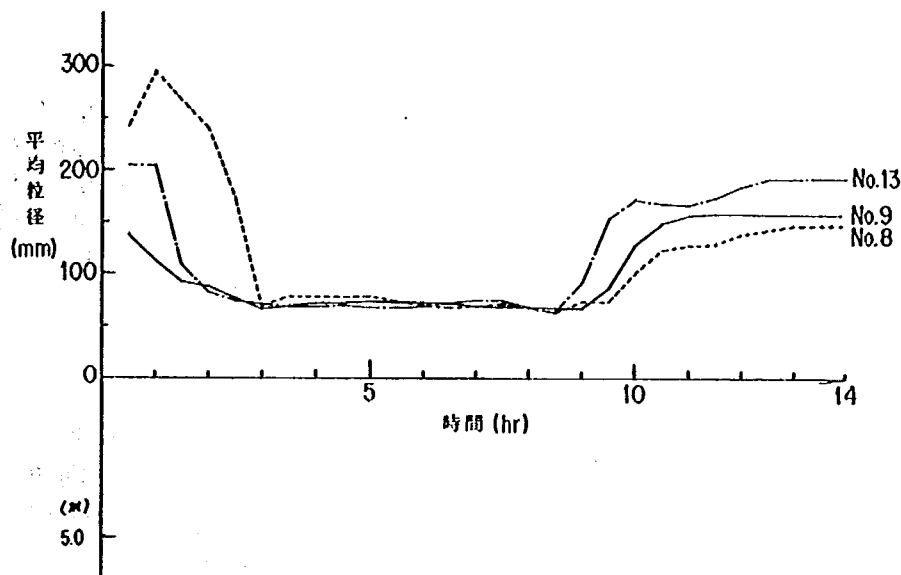


図- 5.42 河床表層（0.5 m）の平均粒径の時間変化

5.5 土砂流出調節計算のまとめ

5.5.1 土砂調節効果の比較

本計算の目的は、日影第1号砂防ダムと日影第2号砂防ダムの間に計画されている日影第1号上流砂防ダムの土砂調節効果量を調べ、下流域に対する大暗渠を有する砂防ダムの安全性を検討することであるので、その観点に立って計算を行った。

図- 5.43および図- 5.44は、日影第1号上流砂防ダム地点の流砂量、日影第1号砂防ダム地点の流砂量の経時変化をそれぞれ示した。この図に示してある計算ケースは、日影第1号上流砂防ダムの状況に差異（暗渠・スリット型式の相違を含む）があるのみで、他の計算条件は同一である。そのため、各暗渠・スリット型式による土砂調節効果が比較できる。図5.43をみると、日影第1号上流砂防ダム地点の流砂量は、ダムがない場合（CASE-2）最も大きく、ピーク値は、 $13.2 \text{ m}^3/\text{s}$ である。暗渠およびスリット(1)を設けた場合（CASE-3, 4およびCASE-5, 6）、ピーク流砂量は $7.8 \text{ m}^3/\text{s}$ となり流砂量のピーク値はダムが無い場合の約60%となる。CASE-9, 10は、ダムが非透過型つまり通常の砂防ダムの状態を対象としているが、CASE-3, 4よりも流砂量のピーク値（ $6.7 \text{ m}^3/\text{s}$ ）は小さい。しかし、CASE-3, 4では、ピークの生起時刻が遅れ、流量のピーク時では、CASE-9より流砂量は若干小さい。CASE-7, 8のスリット(2)のダムを用いた計算では、流砂量のピーク値は、約 $5.1 \text{ m}^3/\text{s}$ で最も土砂調節効果が現われている。これは、図- 5.2に示した水位-流量曲線に示されるように、同じ流量のときの水位がスリット(2)の方が暗渠の場合よりも高いからと考えられる。水位が高いと背水効果が大きく、掃流力がより減少するからである。

図- 5.45および図- 5.46には、日影第1号上流砂防ダムの直上流および直下流断面の河床変動の経時変化を示した。

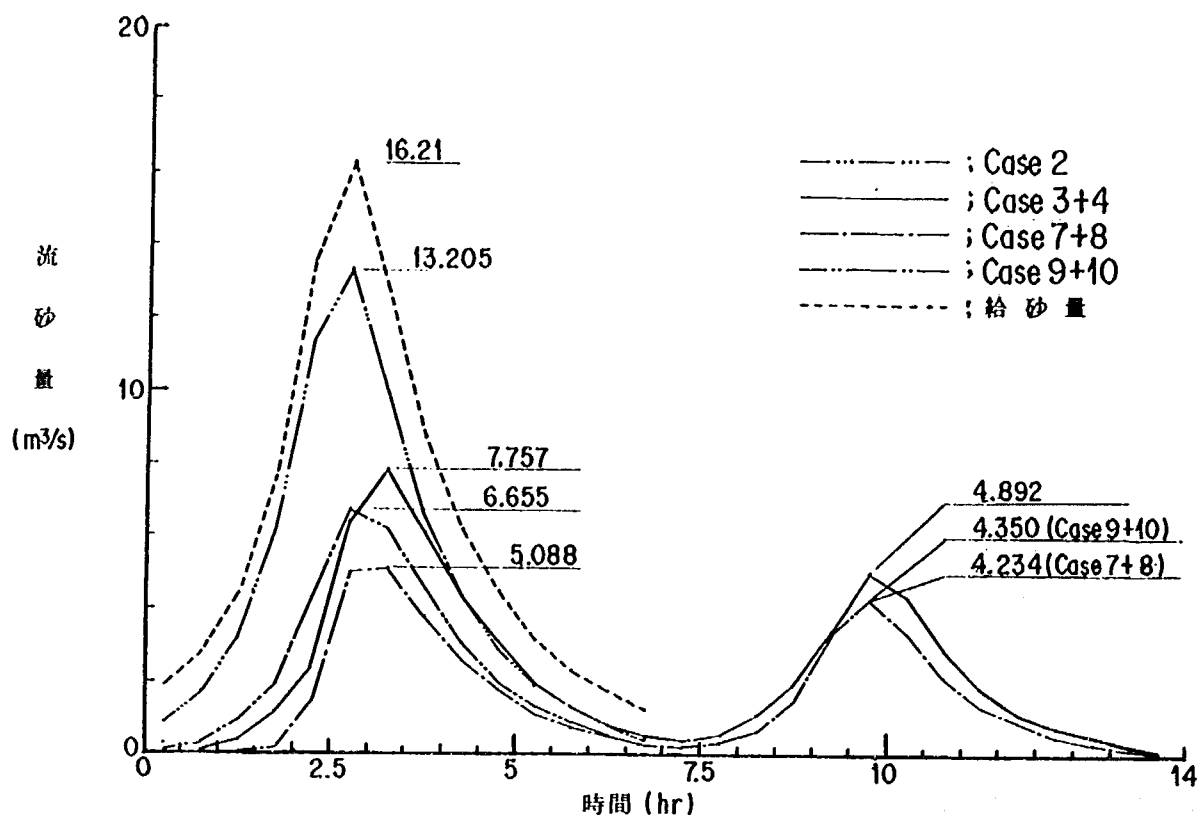


図- 5.43 日影第 1 号上流砂防ダム地点での流砂量

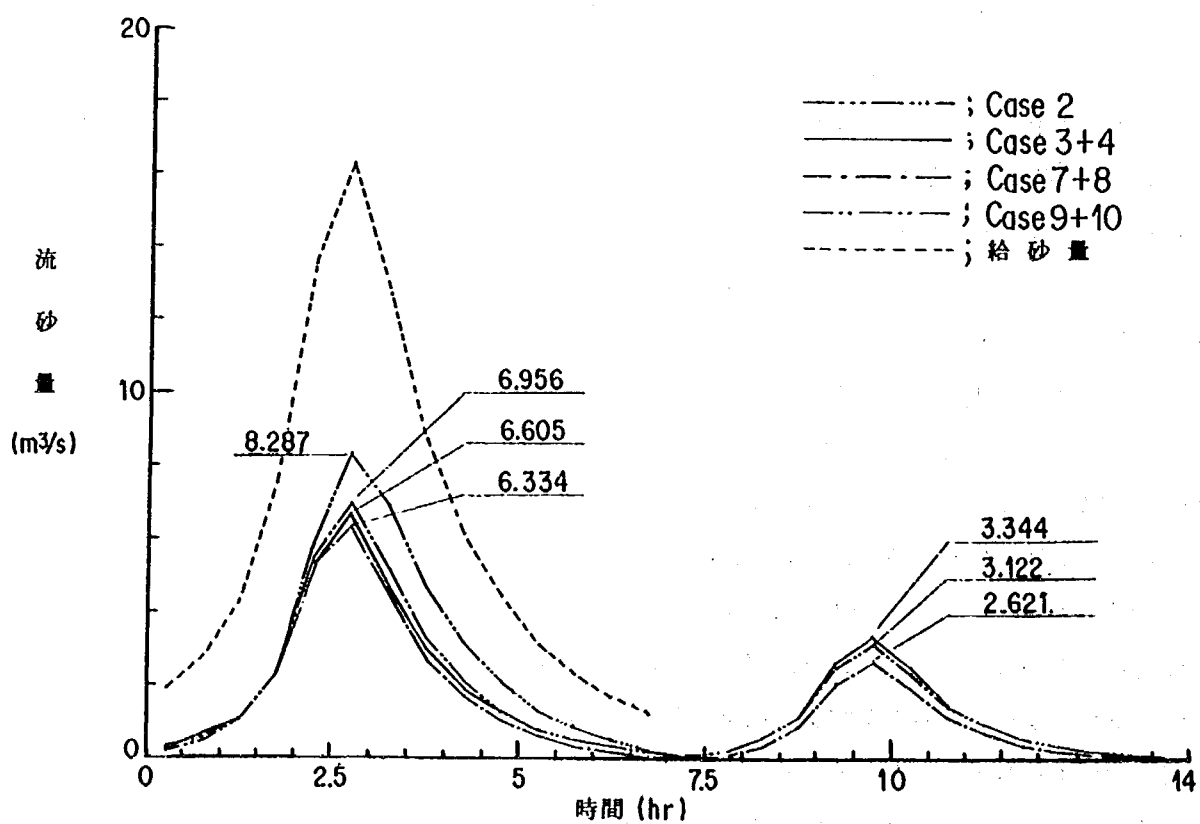


図- 5.44 日影第 1 号砂防ダム地点での流砂量

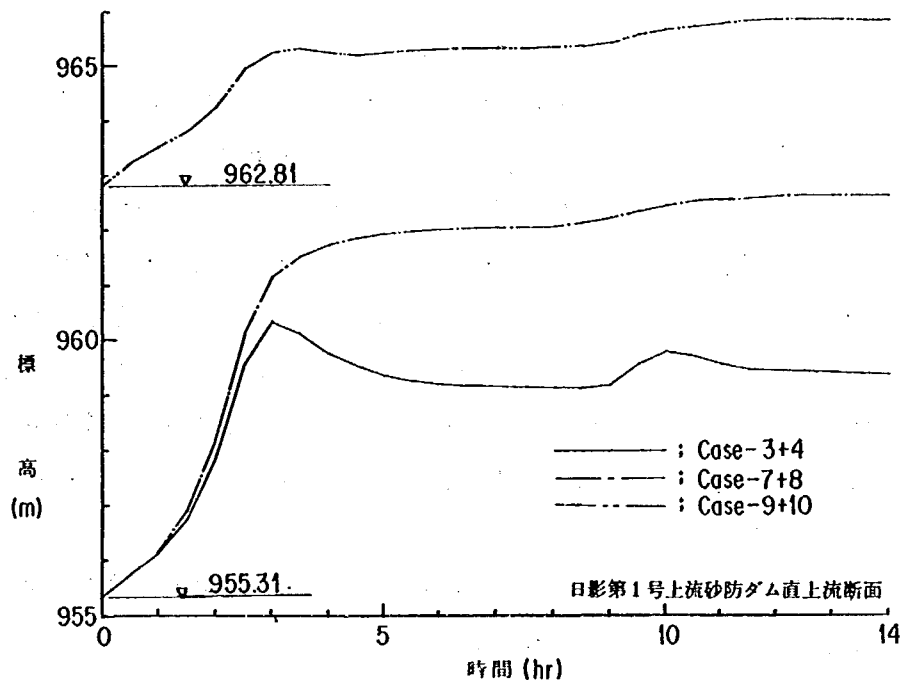


図- 5.45 各ケースにおけるNa 9 地点の河床変動の経時変化

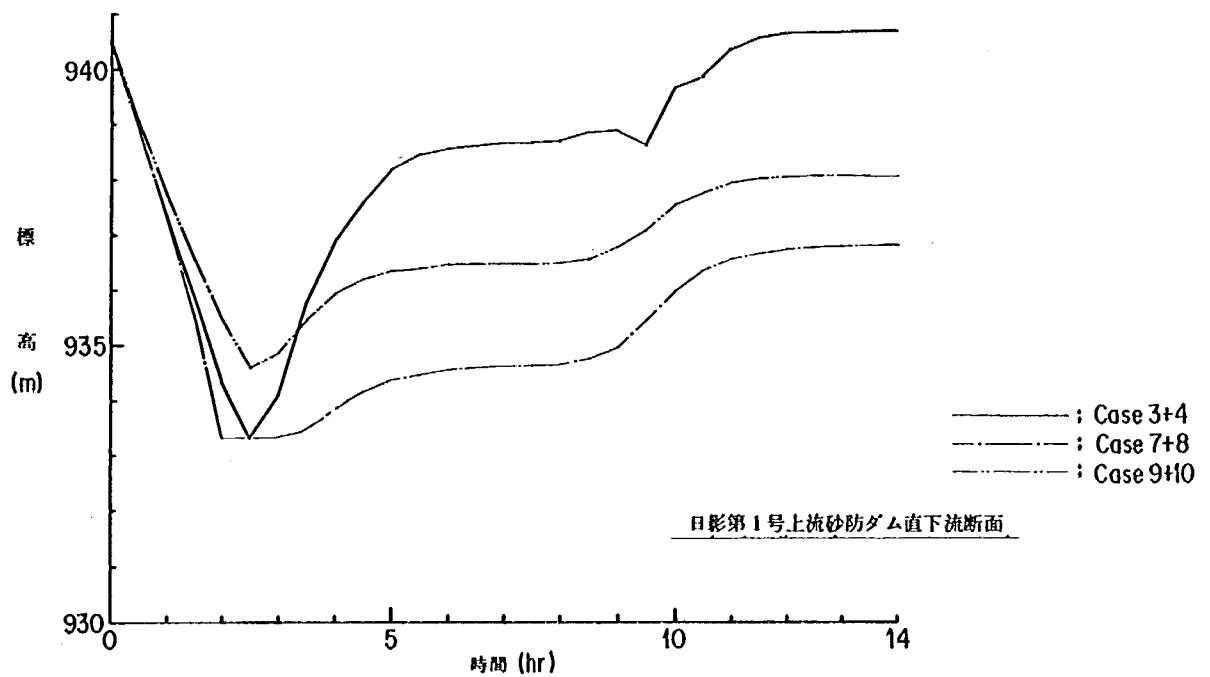


図- 5.46 各ケースにおけるNa 8 地点の河床変動の経時変化

5.5.2 今後の検討課題

今後の検討課題を列挙すると以下のとおりである。

(1) CASE-3～10は、100年確率洪水に対して平衡給砂で計算を行いその後2年確率洪水を無給砂で与えており、この後者の洪水で貯砂容量が復元されることを予想していたが、上流部の河床が浸食され洪水後半にかえて計画ダム上流の堆砂が進行する結果となった。そのため、今後の計算では、どのような条件で計算すれば土砂の流出調節効果をうまく表現できるか検討する必要がある。

(2) 土砂調節効果については、本計算で取り上げた暗渠およびスリット形状によって大きな差はみられなかったが、暗渠、スリット(1)の型は底部に暗渠(3 m×3 m; 2門)があるため、同一流量に対してスリット(2)の型のものが水位が高くなり、河床高の経時変化などに多少の差が現れた。

(3) 洪水減水期の浸食期には、流れは流量に応じた河幅の水みちを作ることが考えられ、2次元的な流れに対する考察が必要と考えられる。

(4) 一様粒径あるいは交換層の概念を用いた混合粒径による河床変動計算を実験等と比較し、再現性を考慮した計算を行う必要があると思われる。

6. 日影第1号上流砂防ダム水理模型実験

6.1 水理模型実験の目的

神通川の岩坪谷では、平常時に流出してくる少量の無害土砂は下流に流し、洪水時等に流出する大量の土砂は、捕捉できるような大暗渠を有する砂防ダムが計画されている。

本実験は、

① 暗渠の形状と土砂調節量の関係

② 大暗渠からの排砂に対する日影第一号砂防ダムの土砂調節と流路工区間の河床変動の関係

③ 大暗渠からの突出に対する日影第一号砂防ダムの土砂調節と流路工区間の河床変動の関係

などについて把握し、砂防ダム群のなかでの大暗渠を有する砂防ダムの位置付けと下流への影響を検討する資料を得ることを目的として実施した。

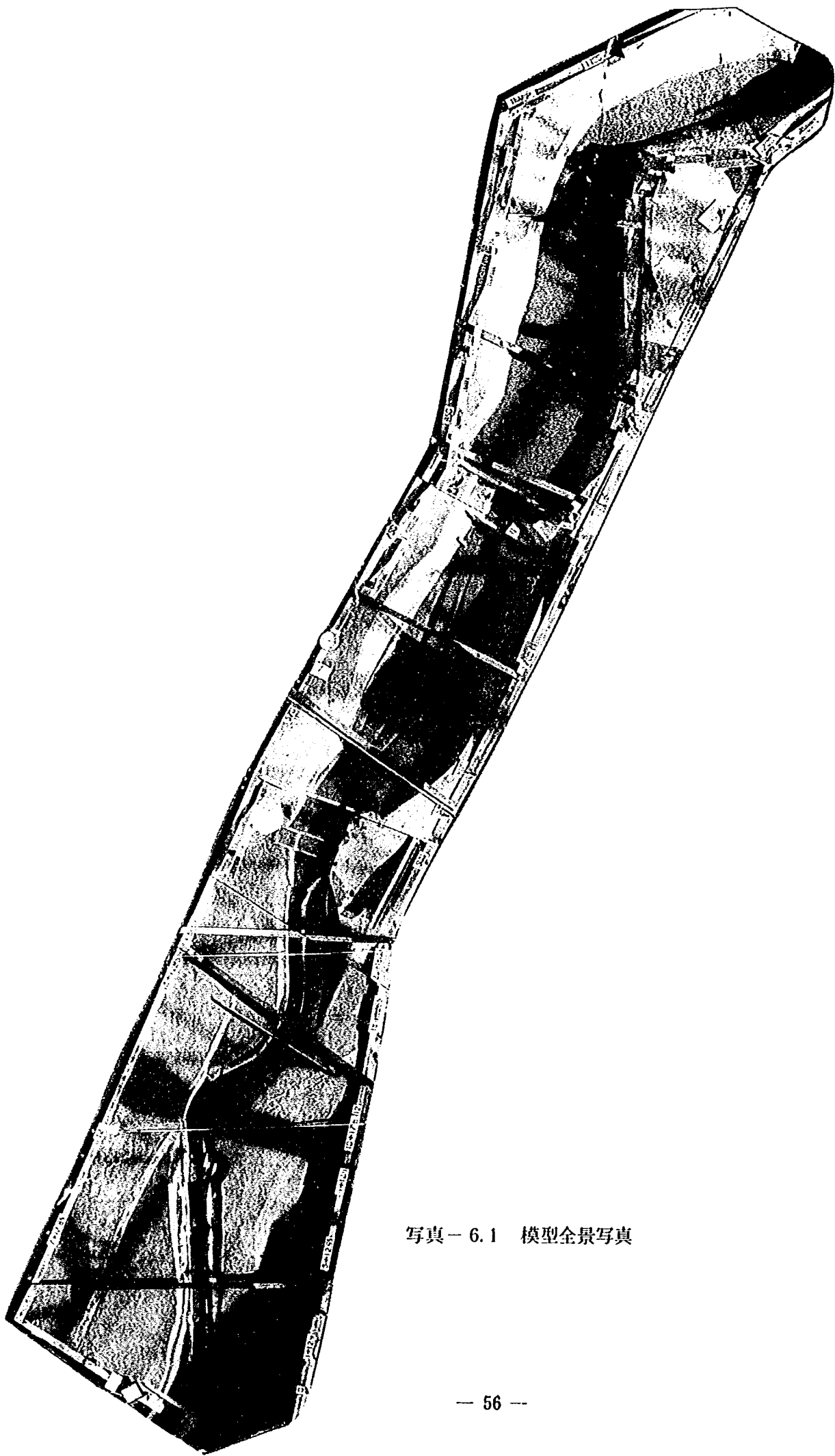
6.2 模型概要

模型の取り入れ範囲は、図-1.1に示す日影第2号砂防ダムから平湯川岩坪谷合流点までの延長約1.3 km、標高差約138 m、平均勾配約

1/10の区間である。模型縮尺は1/50とした。模型の全景を写真-6.1に示す。実験は、表-6.1に示すフルードの相似則にしたがって実施した。

表-6.1 フルード相似則による諸量の縮率

諸 量		次 元 (L-F-T)	縮 率	
			比	縮 尺
幾 可 学 的 な 量	水平成分 (X)	L	X _r	1 : 50
	鉛直成分 (h)	L	H _r	1 : 50
	勾 配 (h/X)	————	H _r · X _r ⁻¹	1 : 1
	面 積 (A)	L ²	H _r · X _r	1 : 2,500
	体 積 (V ₀)	L ³	H _r · X _r ²	1 : 125,000
水 理 学 的 な 諸 量	フルード数 (Fr)	————	1	1 : 1
	流 速 (V)	L · T ⁻¹	H _r ^{1/2}	1 : 7.07
	流 量 (Q)	L ³ · T ⁻¹	X _r · H _r ^{3/2}	1 : 17,677.7
	時 間 (T)	T	X _r · H _r ^{-1/2}	1 : 7.07
	圧力の強さ (P)	F · L ⁻²	H _r	1 : 50
	粗度係数 (n)	L ^{-1/3} · T	H _r ^{2/3} · X _r ^{-1/2}	1 : 1.92
	流量係数 (C)	————	1	1 : 1
	掃 流 力 (τ)	F · L ⁻²	H _r	1 : 50
	エネルギー (E)	F · L	H _r ⁴	1 : 6,250,000
	運 動 量 (m·V)	F · T	H _r ^{7/2}	1 : 883,882



写真— 6.1 模型全景写真

6.3 実験条件と実験ケース

6.3.1 実験条件

計画洪水流量波形に継続して $87 \text{ m}^3/\text{sec}$ （2年確率流量）の定流を3.5時間（現地）与えた（図-6.2参照）。給砂量は、各々の流量ごとに芦田、高橋、水山の緩勾配の流砂量式によって計算して与えた。後続の2年確率流量時には無給砂とした。

日影第1号上流砂防ダムは大暗渠を設ける計画があり、暗渠の形状を3種類に変化させ、通常の砂防ダムに対して大暗渠を設けることによる土砂調査量の違い、日影第1号砂防ダム及び流路工の河床変動に与える影響を検討した。

計画堆砂勾配は $1/20$ で通常の砂防ダムの場合に水通し天端を基準に、大暗渠を有する砂防ダムの場合に暗渠の敷高を基準に設定した。通常の砂防ダムの場合の堆砂の上流端は日影第2号砂防ダムの下流約100mの位置で、大暗渠を設ける場合には、日影第1号上流砂防ダムより上流約170mの位置で計画堆砂勾配と元河床勾配とが交差し、この地点で勾配は $1/11$ から $1/20$ に変化する。

実験は、全部で13ケース行った。各ケースの実験条件を表-6.2に示した。

各実験での条件は、次のような考えのもとに実施した。ここに、計画砂防ダムより下流の初期河床は重ね合わせのケース以外は全ケース現況とした。また、河道内の移動床部分の土砂厚は5m（模型値で10cm）とした。

(1) 実験ケース1～ケース2では、現在の河道形状と砂防施設の状態で中規模（ここでは、 $1/10$ 確率出水）あるいは、大規模（同じく $1/100$ ）な出水があった場合、どのような問題が生じるのかを調べた。

(2) 実験ケース3～ケース10では、暗渠の形状を図-5.1に示す3種類に変化させ、通常の砂防ダムも加えて土砂調節効果の違いについて検討した。初期河床は、暗渠敷高、スリット敷高および水通し高を基準として計画堆砂勾配 $1/20$ で現況河道にすりつけた。

(3) 実験ケース11では、流出土砂（供給土砂）の中に比較的大きな礫が多量に含まれている場合、土砂調節効果等がどのように変化するか検討した。初期河床は、ケース3と同じである。

(4) 実験ケース12～ケース13では、暗渠閉塞後、突然土砂の噴出が生じた場合、既設1号砂防ダム堆砂地内及び流路工内（下流域）へどのように土砂が流出していくのか調べた。初期河床は、ケース9と同じである。

表- 6.2 実験条件一覧表

ケース	水 理 条 件			模 型 形 態		備 考
	流 量	給 砂	実験時間	模型形状	計画ダム上流の初期河床状態	
1	1/10 (洪水波形)	無給砂	1 時間	現況	現況移動床	中小出水(無給砂)による河床変動検討
2	1/100 (洪水波形)	平衡給砂	1 時間	〃	〃	
3	〃	〃	〃	タイプ I	暗渠敷高より 1/20 勾配	形状検討
4	1/2 (定流)	無給砂	0.5 時間	〃	ケース 3 へ重ね合わせ	〃
5	1/100 (洪水波形)	平衡給砂	1 時間	タイプ II	スリット敷高より 1/20 勾配	〃
6	1/2 (定流)	無給砂	0.5 時間	〃	ケース 5 へ重ね合わせ	〃
7	1/100 (洪水波形)	平衡給砂	1 時間	タイプ III	スリット敷高より 1/20 勾配	〃
8	1/2 (定流)	無給砂	0.5 時間	〃	ケース 7 へ重ね合わせ	〃
9	1/100 (洪水波形)	平衡給砂	1 時間	通常の砂防ダム	水通し天端より 1/20 勾配	〃
10	1/2 (定流)	無給砂	0.5 時間	〃	ケース 9 へ重ね合わせ	〃
11	1/100 (洪水波形)	平衡給砂	1 時間	タイプ I	暗渠敷高より 1/20 勾配	粗砂を含む実験
12	1/10 (洪水波形)	無給砂	〃	〃	大暗渠ダム上流満砂 1/20 勾配	暗渠閉塞を想定した検討
13	1/100 (洪水波形)	〃	〃	〃	〃	〃

6.3.2 河床材料

河床材料は、昭和59年度に建設省神通川水系砂防工事事務所が過去の資料をまとめた図-6.1に示す粒度分布をもとに、図-6.1に併記した実験材料を選定した。実験で使用した砂の平均粒径 (d_m) は、1.37 (実物値で 68.5 mm)，最大粒径は、25 mm (実物値で 1,250 mm)である。また、実験ケースIIでは、前述の実験で使用した砂の平均粒径の約2倍程度の規模として、図-6.1に併記した砂を用いることにした。その平均粒径は、2.73 mm (実物値で 136.5 mm)，最大粒径は、25mmである。

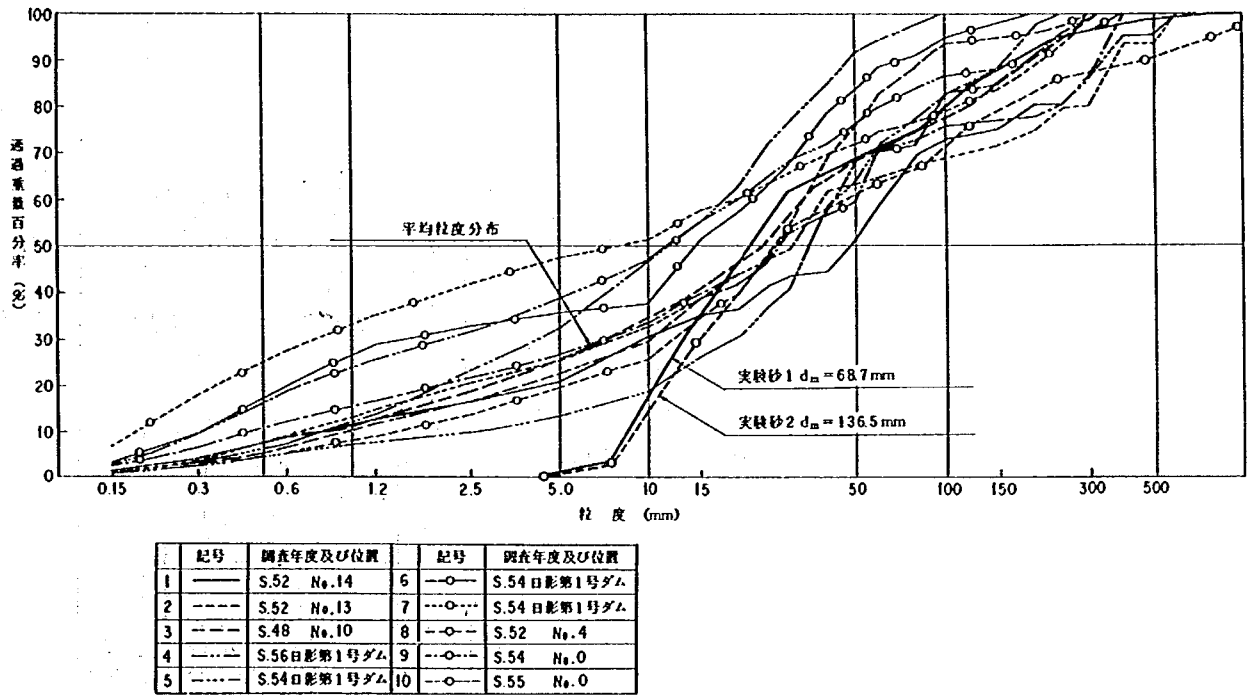


図-6.1 岩坪谷河床材料

6.3.3 流 量

実験で用いた洪水波形を図-6.2に示す。図中、曲線で示したハイドログラフは、雨量から中安の総合単位図法を用いて求めたものであるが、実験でそのような流量を与えるのは難しいため、図-6.2に示すような階段状の流量を与えた。また、暗渠の形状を変えて土砂調節効果を検討する場合は、図-6.2に示す一点鎖線のような後続流を与えた。

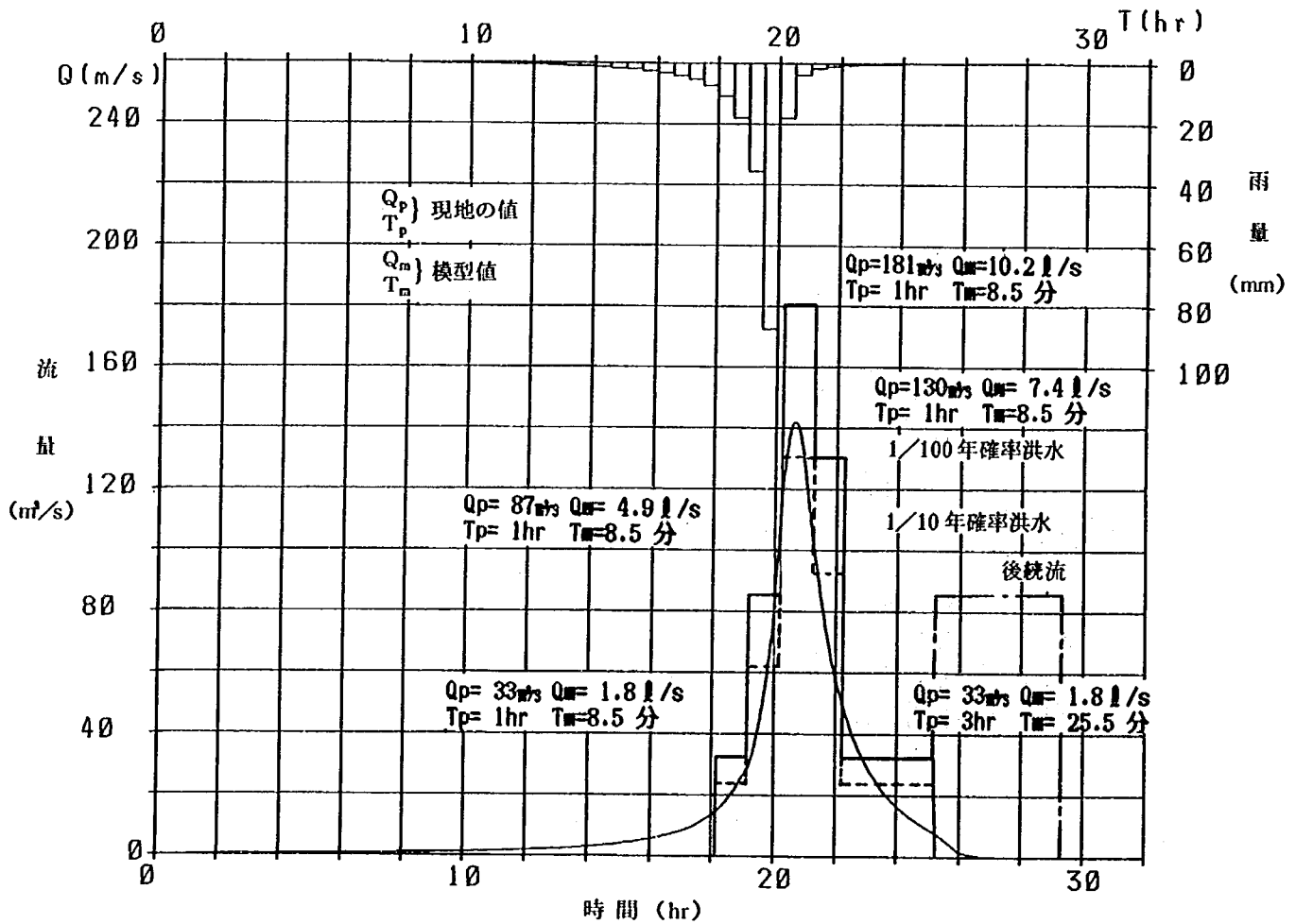


図-6.2 洪水波形

* 図中の数は、1/100年確率洪水波形の値である。

6.3.4 給砂量

日影第3号砂防ダム（図-1.1参照）は、近年完成したばかりで未満砂の状態にあるが、ここでは、現実的でより危険な状態を想定する意味で、それを無視し、日影第2号砂防ダム下流の河床勾配1/10を用いて、芦田・高橋・水山式（式（5.6））により各流量毎の流砂量を求め、その量を給砂量として第2号砂防ダム水通し部から与えた。供給地点での土砂濃度は、平均的に7.7%（容積濃度）程度である。

6.4 実験結果と考察

6.4.1 実験結果

1) ケース1（1/10確率洪水、無給砂、現況河床）

(1) 流量24 m³/s（実験時間；0分～8.5分）のとき

① 第2号砂防ダムからそれより200m下流の区間の流れは、左岸沿に川幅15m程度で固定される。それよりさらに300m下流の区間では、流れが右岸沿に固定される。実験開始から4分頃までに、第2号砂防ダム直下法の狭さく部の河床の固定床面が現れる。

② 計画砂防ダム地点から日影第1号ダム区間では、上流で侵食された土砂が堆積し、流れはほぼ全幅に広がる。

(2) 流量62 m³/s（実験時間；8.5分～17.0分）のとき

① 計画ダム地点より上流での流れは24 m³/sのときと同様固定されたままで、洗掘により固定床が見える範囲が計画ダム地点付近まで達する（16分頃）。

② 計画ダム地点から日影第1号ダム区間の流れは、24 m³/sのときと同様ほぼ全幅で流れる。

(3) 流量130 m³/s（実験時間；17.0分～25.5分）のとき

① 第1号ダムの上流150m地点より上流の区間での流れは、当初から固定されたままで、河床が幅35m程度で洗掘され全区間に固定床が見える。

② 第1号ダムより約100m下流の床固工直下流の外弯側に流水が集中し、越流を生じ、さらにその100mほど下流の床固工左岸上流に流水の集中が生じる（写真6.2）。20分頃には第1号ダムより250m程度下流の流路工内に土砂の堆積に伴う左岸側の越水が生じる（写真6.3）。岩坪橋より下流の流路工部でも越水が生じる（写真-6.4）。

(4) 流量93 m³/s（実験時間25.5分～34.0分）のとき

① 第1号ダムからそれより150m上流の区間では、それより上流からの土砂の供給がないために河床低下が生じ、川幅は約40mに固定される。

② 流路工区間では、第1号ダムからの供給土砂の減少に伴ない、流路工内に堆積していた土砂は流下して流路工から氾濫していた流れはなくなる。

(5) 流量24 m³/s（実験時間34.0～60分）のときおよび通水後

① 第1号ダムの上流では、第1号ダムの上流約100mまで固定床が現われる。

② 流路工区間では各床固工下流で局所的な洗掘が見られる（洗掘深約2.0m、写真-6.5）。



写真－ 6. 2

流路工部の流
水の集中状況

ケース 1

流量 $130 \text{ m}^3/\text{s}$

実験時間

18分頃



写真－ 6. 3

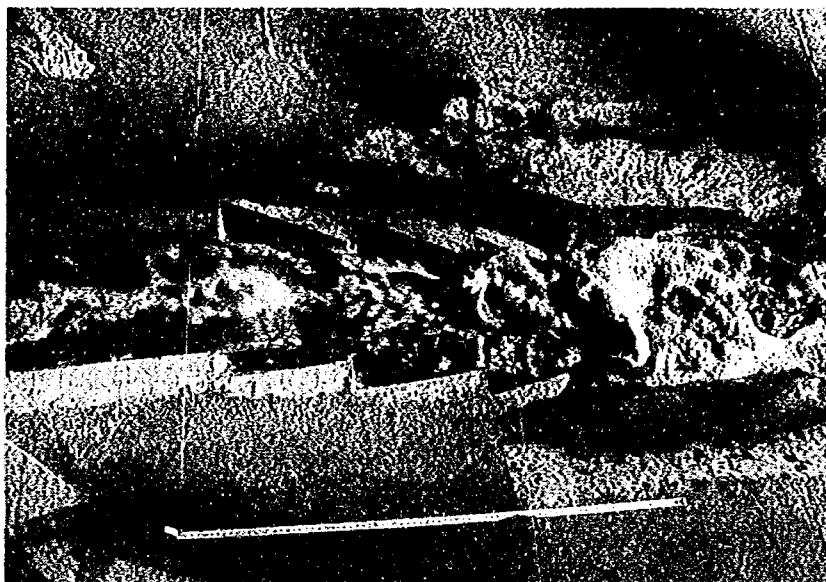
流路工内の土
砂堆積及び流
水の氾濫状況

ケース－ 1

流量 $130 \text{ m}^3/\text{s}$

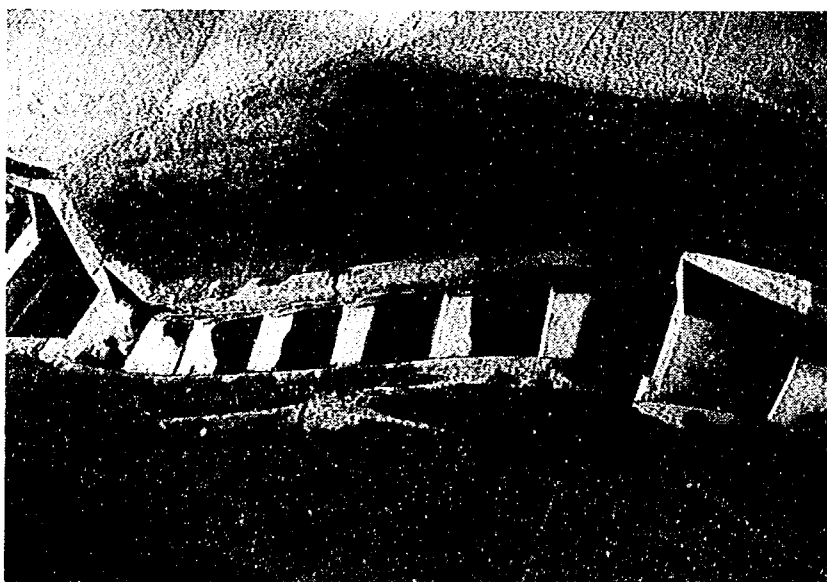
実験時間

20分頃



写真－ 6.4
流路工下流部の
流況及び下
流流路工越水
状況

ケース 1
流量 $130\text{ m}^3/\text{s}$
実験時間
21分頃



写真－ 6.5
流路工内の床
固工下流の局
所洗掘状況

ケース 1
通水後

2) ケース 2 (1/100 確率洪水, 給砂有, 現況河床)

(1) 流量 33 m³/s (実験時間 0 ~ 8.5 分) のとき

① 計画ダム地点から上流での流水は地形条件に規制 (第 2 号ダム下流は狭さく部のうえ S 字に湾曲している, 写真- 6.1 参照) されて第 2 号ダム下流の狭さく部では左岸側に, その下流では右岸側にかたよって流れる。河床は低下傾向である。

② 計画ダム地点から第 1 号ダム区間での流れはほぼ全幅で流れ, 上流で侵食されて流れてきた土砂を堆積させ河床は上昇傾向が認められる。

(2) 流量 87 m³/s (実験時間 8.5 ~ 17.0 分) のとき

① 計画ダム地点から上流での流れは 33 m³/s のときそのまま固定され 16 分頃までには, 計画ダム地点付近まで固定床が見える。

② 計画ダム地点から第 1 号ダム区間の状況は, 33 m³/s 時の状況が続く。

③ 流路工区間では, 第 1 号ダム上流からの土砂が流入し, 16 分頃には流路工内で土砂が著しく堆積し, 第 1 号ダムから岩坪橋の間で護岸越水が生じる (写真- 6.6)。

(3) 流量 181 m³/s (実験時間 17.0 ~ 25.5 分) のとき

① 計画ダム地点から上流での, 流路および固定床の状況は流量 87 m³/s 時とほぼ同じ状況である。

② 計画ダム地点から第 1 号ダム区間での流路は, 固定傾向がみられ, 27 分頃には明確になり (幅 40 ~ 50 m), 流量 87 m³/s のときまでに堆積した土砂の流出を生じる。

③ 岩坪橋より上流の流路工部は, 土砂で埋まり, 流水の氾濫を生じる (写真- 6.7, 6.8)。

(4) 流量 130 m³/s (実験時間 25.5 ~ 34.0 分) のとき

① 計画ダム地点より上流での流路および固定床の状況は流量 181 m³/s 時と同じ状況である。

② 計画ダム地点から第 1 号ダム区間では, 上流からの供給土砂を堆積させている。

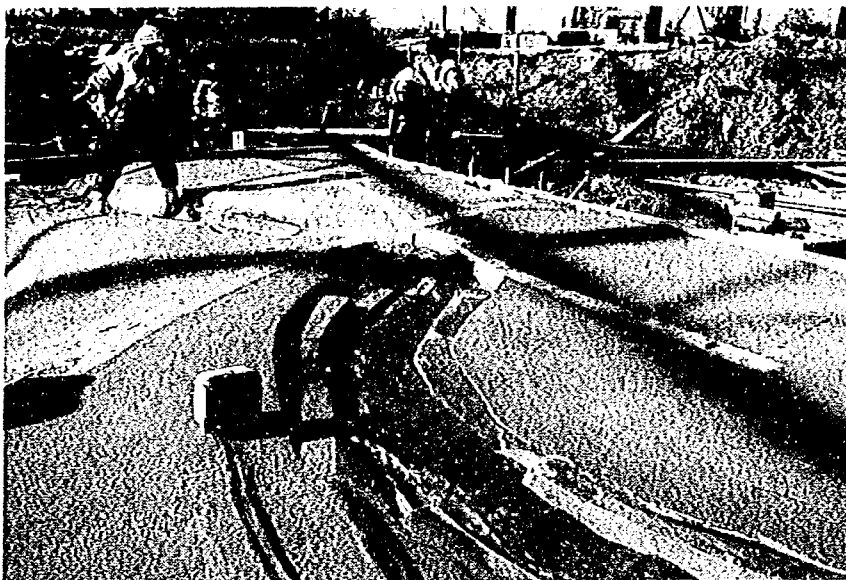
③ 流路工内の堆積土砂は上流からの土砂 (給砂および侵食土砂を含む) が第 1 号ダム上流で堆積するために減少傾向が見られる。

(5) 流量 33 m³/s (実験時間 34.0 ~ 60 分) のとき

① 計画ダム地点より上流での流路および固定床の状況は 130 m³/s 時と同じ状況である。

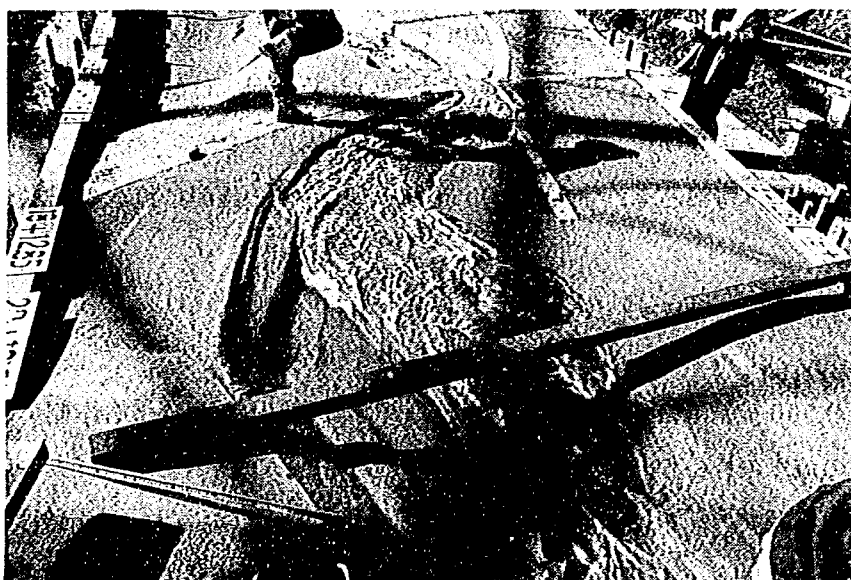
② 計画ダム地点から第 1 号ダム区間では, 流水の蛇行現象の後, 流路が固定され, 土砂の堆積から, 流路工への土砂の流出へと変化する。

③ 流路工内は, 50 分頃から第 1 号ダムからの土砂の流出により, 土砂の堆積傾向が見られるようになる。



写真－ 6. 6
流路工内にお
ける土砂の堆
積状況

ケース 2
流量 $87 \text{ m}^3/\text{s}$
実験時間
15分頃



写真－ 6. 7
流路工部の流
水の氾濫状況

ケース 2
流量 $181 \text{ m}^3/\text{s}$
実験時間
20分頃



写真－ 6. 8
下流域の氾濫
拡大状況

ケース 2
流量 $130 \text{ m}^3/\text{s}$
実験時間
25分頃

3) ケース 3 + 4 (1/100 + ½確率洪水, 給砂有 + 無給砂, 模型タイプ I)

3.1) ケース 3

(1) 流量 33 m³/s (実験時間: 0 ~ 8.5 分) のとき

- ① 第 2 号ダムからそれより 300 m 下流の区間での流れは, 地形条件に影響されて第 2 号ダム直下流 100 m 間の狭さく部では左岸側に, それより下流は右岸側にかたよって流れる。
- ② 計画ダムの堆砂域が 7 分頃では計画ダムより上流 250 m 付近まで達する。
- ③ 計画ダムで土砂の堆積が生じるため計画ダムの副々ダム下流が洗掘され, 第 1 号ダムからその上流約 130 m の区間は土砂の堆積が生じる。
- ④ 流路工内での流れは, 全体的には洗掘及び堆積も生じない。

(2) 流量 87 m³/s (実験時間 8.5 ~ 17.0 分) のとき

- ① 第 2 号ダムからそれより 200 m 下流の区間での流水は全幅で流れる。
- ② 計画ダムの堆砂域が 16 分頃では計画ダムより上流 300 m まで達する。
- ③ 計画ダムから第 1 号ダム区間は上流からの土砂の供給がないために河床は低下し, 計画ダムの下流約 100 m まで固定床が見える (写真 6.9)。また, 河幅も約 35 m で固定される。
- ④ 第 1 号ダム直下流の床固工外弯部とそれより約 100 m 下流の左岸側の護岸に流水の越水 (0.5 m 以下) を生じる。

(3) 流量 181 m³/s (実験時間 17.0 ~ 22.5 分) のとき

- ① 第 2 号ダムからそれより 200 m 下流の区間の流水は全幅で流れる。
- ② 計画ダムからそれより 300 m 上流の区間の主流は, 計画ダムより 300 m 上流の右岸側から, 計画ダム左岸側へと流れる。その流水の片寄りで計画ダム水通しからも片寄って越水する (写真 6.10)。
- ③ 計画ダム ~ 第 1 号ダム区間での流水は全幅を流れる。
- ④ 流路工区間では帯工及び床固工下流で, 越水を生じている。しかし, 流路工沿での越水は生じるが極端な氾濫は生じない (写真 6.11)。

(4) 流量 130 m³/s (実験時間 25.5 分 ~ 34 分) のとき

- ① 第 2 号ダムからそれより 200 m 下流の区間の流水は全幅で流れる。
- ② 計画ダム上流に堆積した土砂が流出する (写真 6.12)。
- ③ 計画ダムからの土砂の流出に伴ない計画ダム ~ 第 1 号ダム区間は土砂堆積が生じる。
- ④ 流路工内は極端な土砂の堆積は見られない。

(5) 流量 33 m³/s (実験時間 34 ~ 60 分) のとき

- ① 計画ダム上流の流れは蛇行しながら, 土砂を下流に流出する。
- ② 計画ダム ~ 第 1 号ダム区間は上流からの土砂の供給で河床上昇し, 50 分頃より流路固定され流路工内へ土砂の流出が多くなる。
- ③ 岩坪橋より上流の流路工内は, 土砂で満たされる (写真 6.13)。

3.2) ケース 4

(1) 第2号ダムからそれより300 m下流の区間

流路は、地形条件に規制され第2号ダム直下流200 m間の狭さく部は左岸側に、それより下流100 m間は右岸側に固定される。30分間で固定床が見える。

(2) 計画ダムからそれより200 m上流の区間

流路は計画ダムの大暗渠に影響され、ほぼ河道中央を流れ土砂を下流に導く。

(3) 計画ダム～第1号ダム区間

ケース3で集積した土砂は下流流路工へ流出し、河床低下傾向が見られる。

(4) 流路工区間

ケース3での流路工内の堆積土砂を徐々に流出するが第1号ダムより200 m程度下流では、まだ流路工内に土砂の堆積が見られる。

通水後の状況を写真－6.14に示す。

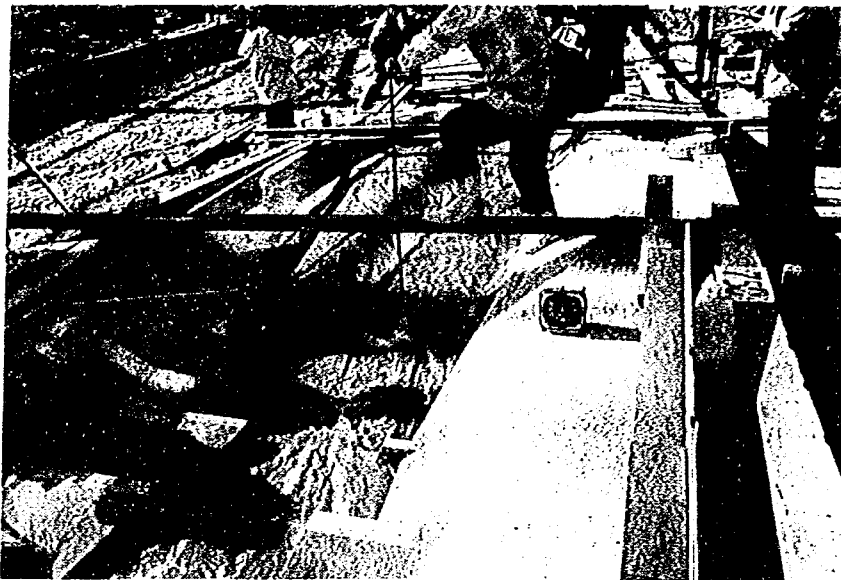


写真- 6.9
計画副々ダム
下流の洗掘状
況

ケース 3
流量 $78 \text{ m}^3/\text{s}$
実験時間
15分頃

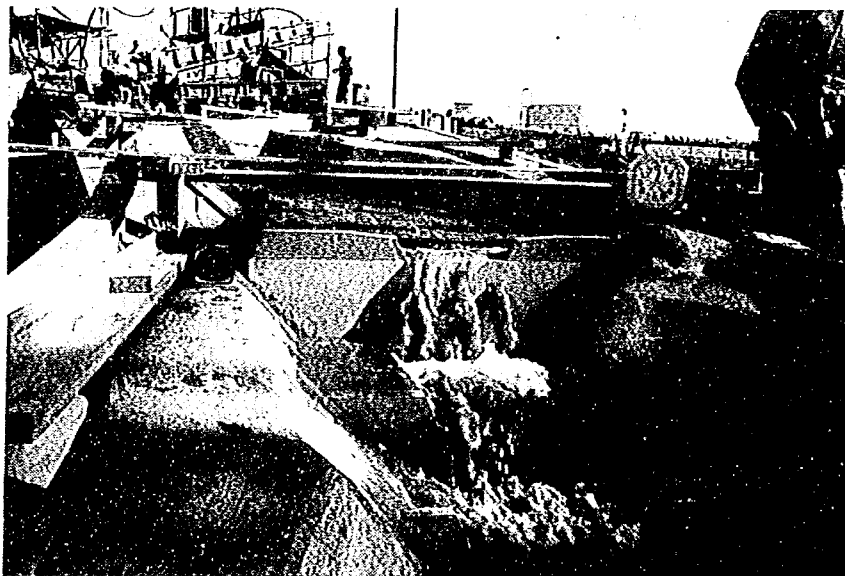


写真- 6.10
ピーク流量時
の計画ダム越
水状況

ケース 3
流量 $181 \text{ m}^3/\text{s}$
実験時間
23分頃



写真- 6.11
ピーク後の流
路工の状況

ケース 3
流量 $130 \text{ m}^3/\text{s}$
実験時間
27分頃



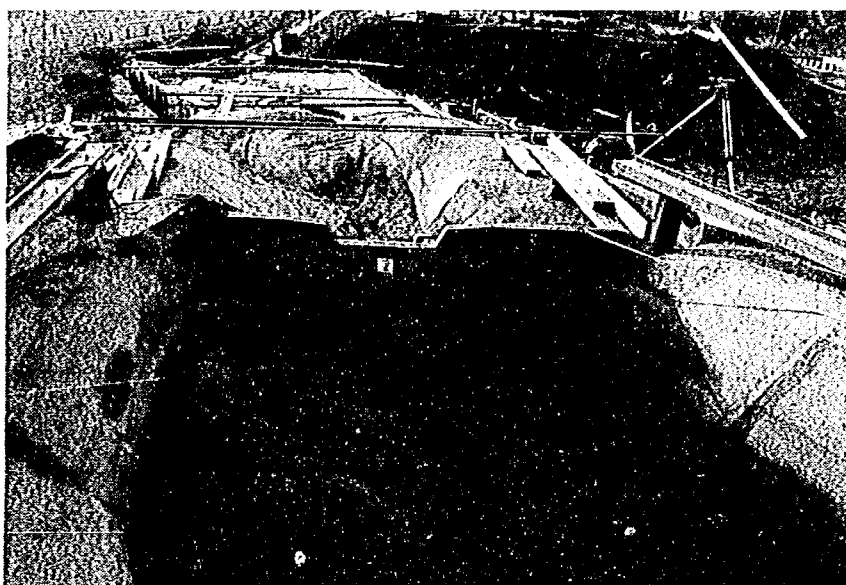
写真－ 6.12
計画ダムから
の排砂状況

ケース 3
流量 $130 \text{ m}^3/\text{s}$
実験時間
27分頃



写真－ 6.13
岩坪橋上流の
流路工内の土
砂堆砂状況

ケース 3
流量 $33 \text{ m}^3/\text{s}$
実験時間
59分頃



写真－ 6.14
計画ダム上流
の状況

ケース 4
通水後

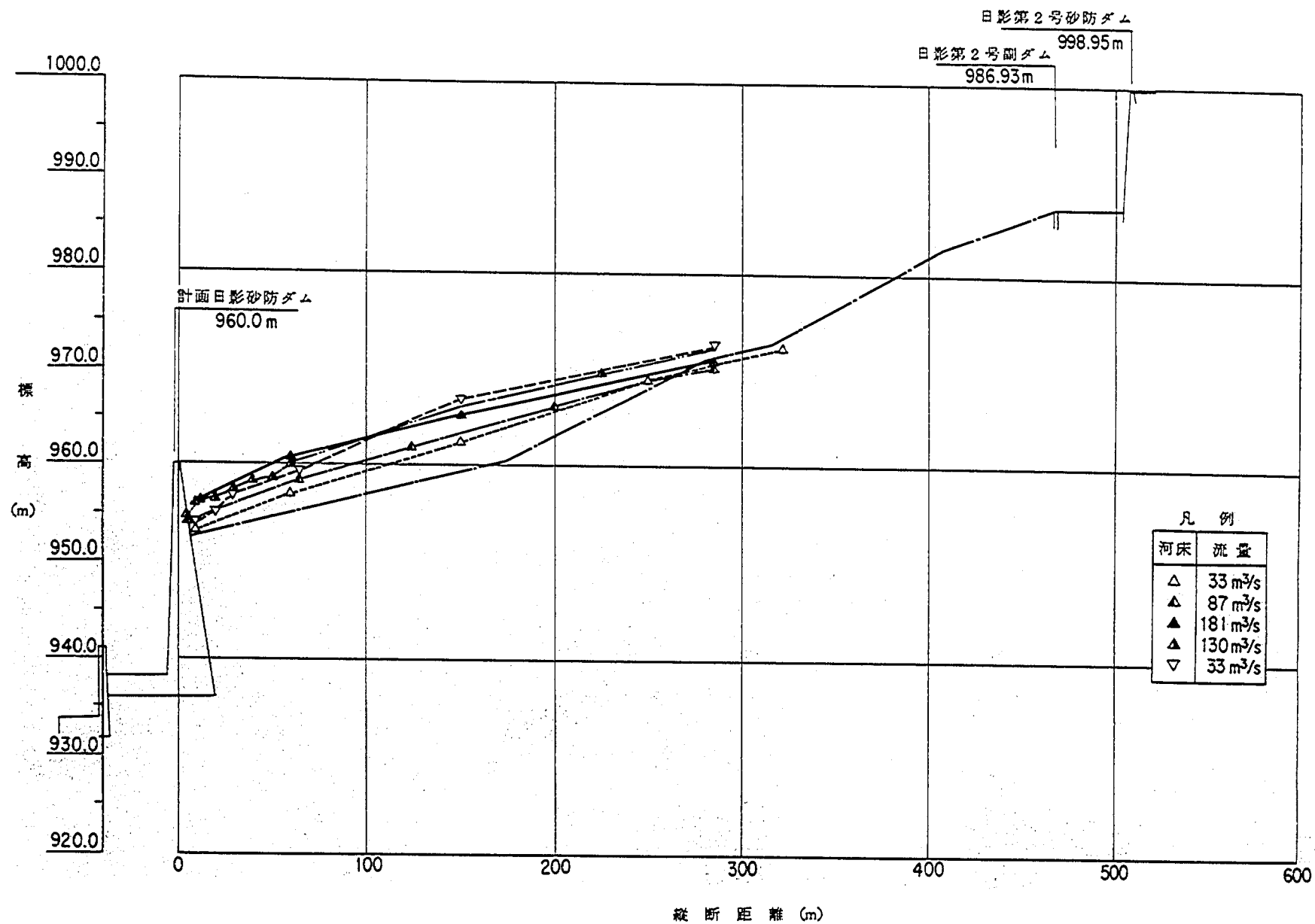
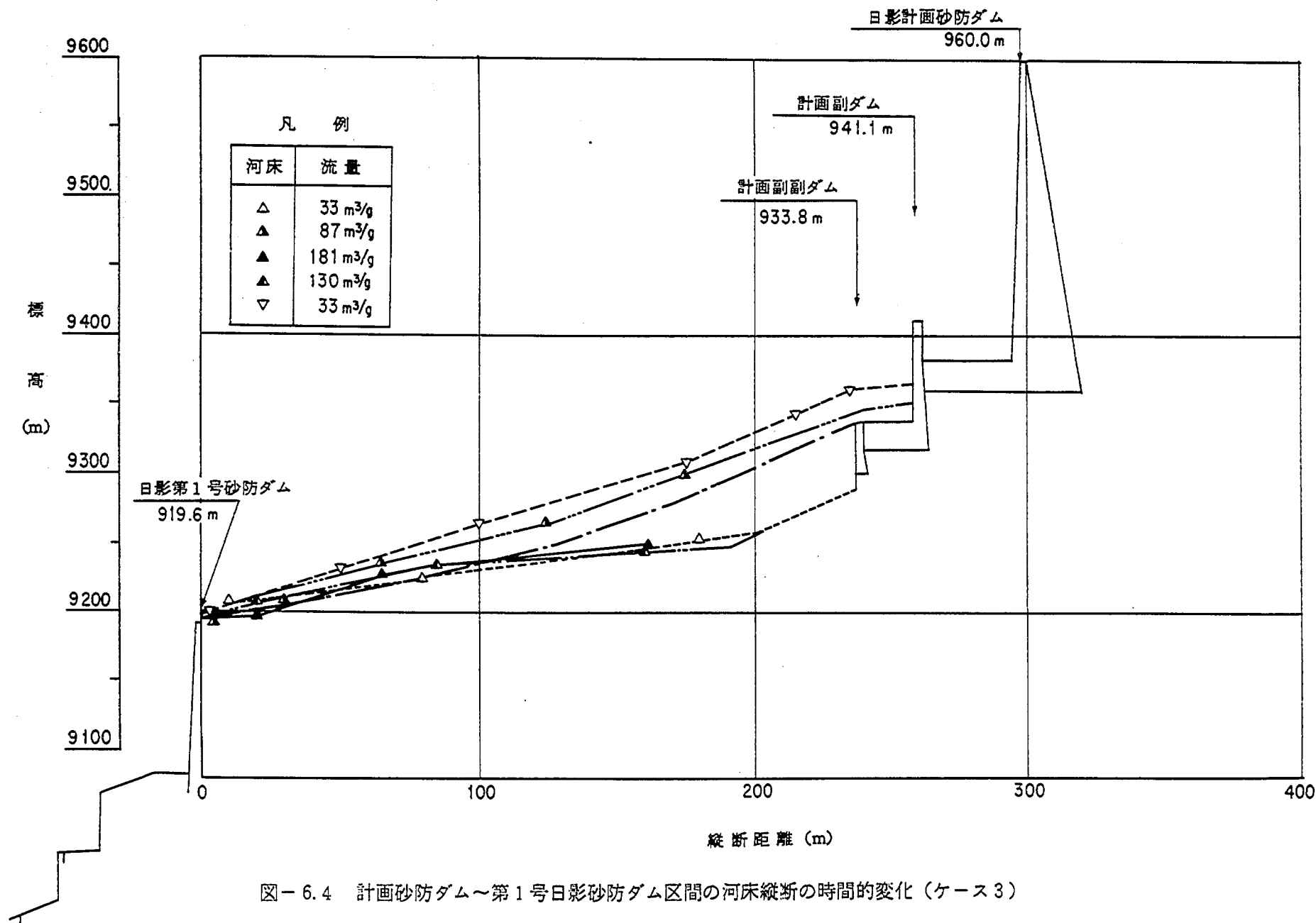


図-6.3 計画砂防ダム上流の河床縦断の時間的变化図 (ケース3)



4) ケース 5 + 6 (1/100 + 1/2 確率洪水, 給砂有 + 無給砂, 模型タイプ II)

4.1) ケース 5

(1) 流量 33 m³/s (実験時間 0 ~ 8.5 分) のとき

- ① 第 2 号ダムからそれより 300 m 下流の区間での流れは, 地形条件に規制されて, 第 2 号ダムからそれより 200 m 下流の区間では主に左岸側に, それより下流では右岸側に片寄って流れる。
- ② 計画ダムの堆積域が 7 分頃では計画ダムより上流 250 m 付近まで達する。
- ③ 計画ダムからそれより下流 150 m 区間での河床は洗掘され, 4 分頃で計画副々ダム下流 20 m まで固定床が見られる。計画ダムの下流 150 m から第 1 号ダム区間は, 土砂堆積が認められる。
- ④ 第 1 号ダム直下流の流路工の帯工前庭部で深さ 1.5 m の洗掘が認められる。
- ⑤ 岩坪橋直上流の右岸側に流水の集中が認められる。

(2) 流量 87 m³/s (実験時間 8.5 ~ 17 分) のとき

- ① 第 2 号ダムからそれより 200 m 下流の区間の流水は, 全幅で流れる。
- ② 計画ダムの上流 200 m 地点からそれより 100 m 上流の区間は上流の地形の影響で, 右岸沿にかたよって流れる。9 分 50 秒頃計画ダムより土砂が流出し始める。
- ③ 計画ダム ~ 第 1 号ダム区間では河床低下が進み, 計画副々ダム下流 30 m 程度まで固定床が見える。河道も幅 27 m 程度に固定される。
- ④ 流路工内の流況は 33 m³/s 時のときとほぼ同じ状況である。

(3) 流量 181 m³/s (実験時間 17 分 ~ 25.5 分) のとき

- ① 第 2 号ダムからそれより 200 m 下流まで固定床がほぼ全幅でみられる。
- ② 計画ダムの上流 300 m 地点から計画ダムの主流は, 上流の右岸側から計画ダム左袖へと進み, 計画ダム堆砂域は計画ダムより上流 250 m 付近まで達する。
- ③ 計画ダムでの排水状況は, 上流で流水の片寄りがないときには水通し天端からの越水はほとんどないが (写真 6.15)。流水の片寄りが生じると水通し天端より越水する (写真 6.16)。
- ④ 計画ダム ~ 第 1 号ダム区間の流水は, 全幅で流れる。計画ダムより 100 m 下流までは固定床が見えている。
- ⑤ 流路工は, 全体的に河積不足で越水を生じている。第 1 号ダム直下流近傍の両岸は流水で侵食される。

(4) 流量 130 m³/s (実験時間 25.5 ~ 34 分) のとき

- ① 第 2 号ダムからそれより 200 m 下流の区間は, 土砂堆積の遡上で固定床がうめもどされ見えなくなる。
- ② 計画ダムの堆砂域が計画ダムの上流 200 m 地点まで減少する。
- ③ 計画ダム ~ 第 1 号ダム区間は, 計画ダムから流出した土砂が堆積し河床が上昇する。

(5) 流量 33 m³/s (実験時間 34 ~ 60 分) のとき

- ① 計画ダム ~ 第 1 号ダムは 45 分頃より河床低下傾向に変わり, 流路工内へ土砂の流入が多くなる。

② 岩坪橋からその上流150 m間の流路工内に土砂が堆積し、流路工が埋没する。

4.2) ケース 6

(1) 第2号ダムからそれより300 m下流の区間

流路は、地形に規制されて第2号ダム直下流200 m間の狭さく部は左岸側に、それより下流100 m間では右岸側に固定され、25分頃までに上流端より250 m間は固定床があらわれる。

(2) 計画ダムからそれより200 m上流の区間

流路は、計画ダムの大暗渠の影響を受けて、ほぼ河道中央を流れ、土砂を下流へ導く。

(3) 計画ダム～第1号ダム区間

① ケース5で堆積した土砂は下流流路工へ流出し、河床低下を生じる。

② 計画副々ダム下流40 m程度固定床が見える（通水後）。

(4) 流路工区間

第1号ダムからの土砂の流出で15分頃までは流路工内の土砂の堆積が生じる。その後、堆積土砂は徐々に下流へ流出するが、30分頃ではまだ、全体的には堆積傾向である。

通水後の状況を写真－6.17に示す。

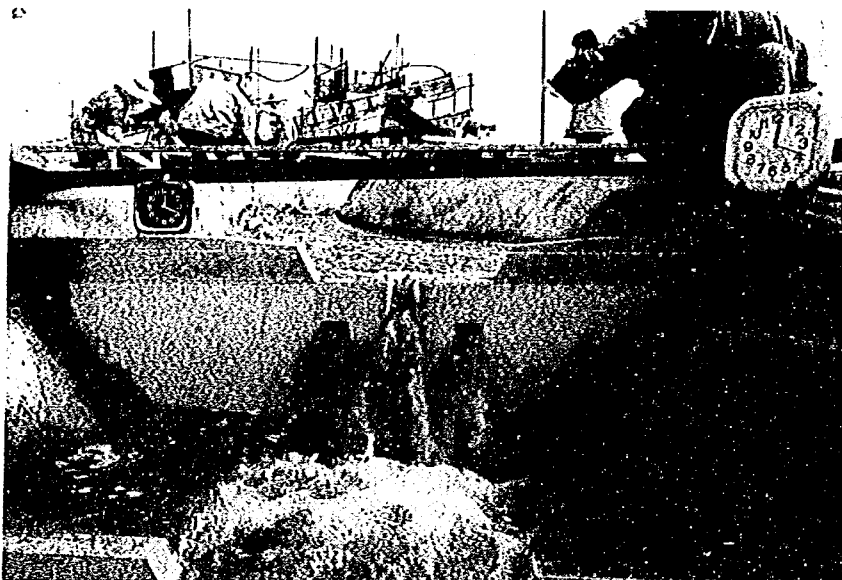


写真- 6.15
計画ダムでの
流水の排水状
況

ケース 5
流量 $181 \text{ m}^3/\text{s}$
実験時間
19分頃

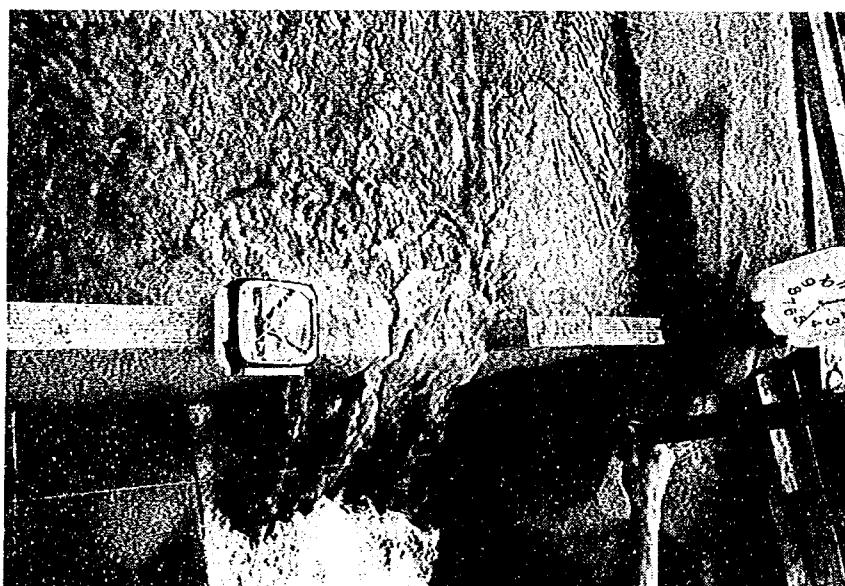


写真 6.16
計画ダム直上
流の流水の集
中状況

ケース 5
流量 $181 \text{ m}^3/\text{s}$
実験時間
24分頃

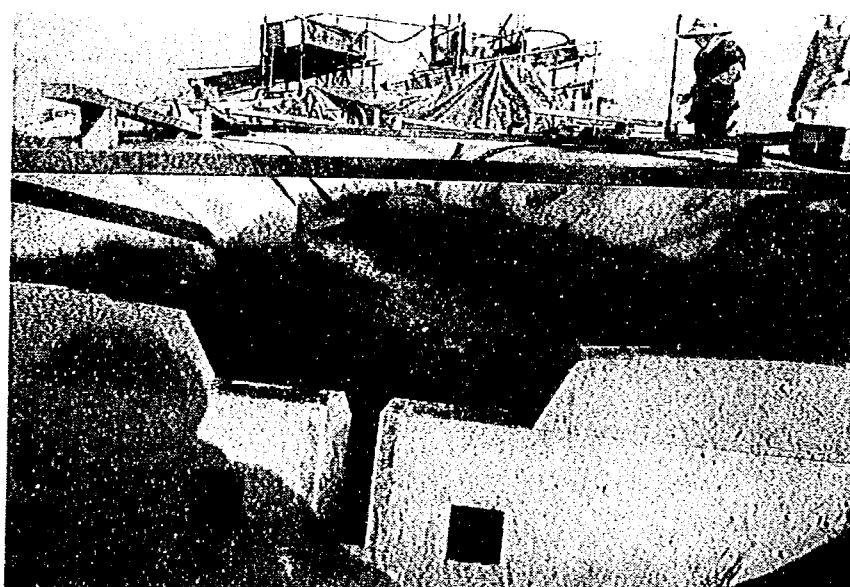
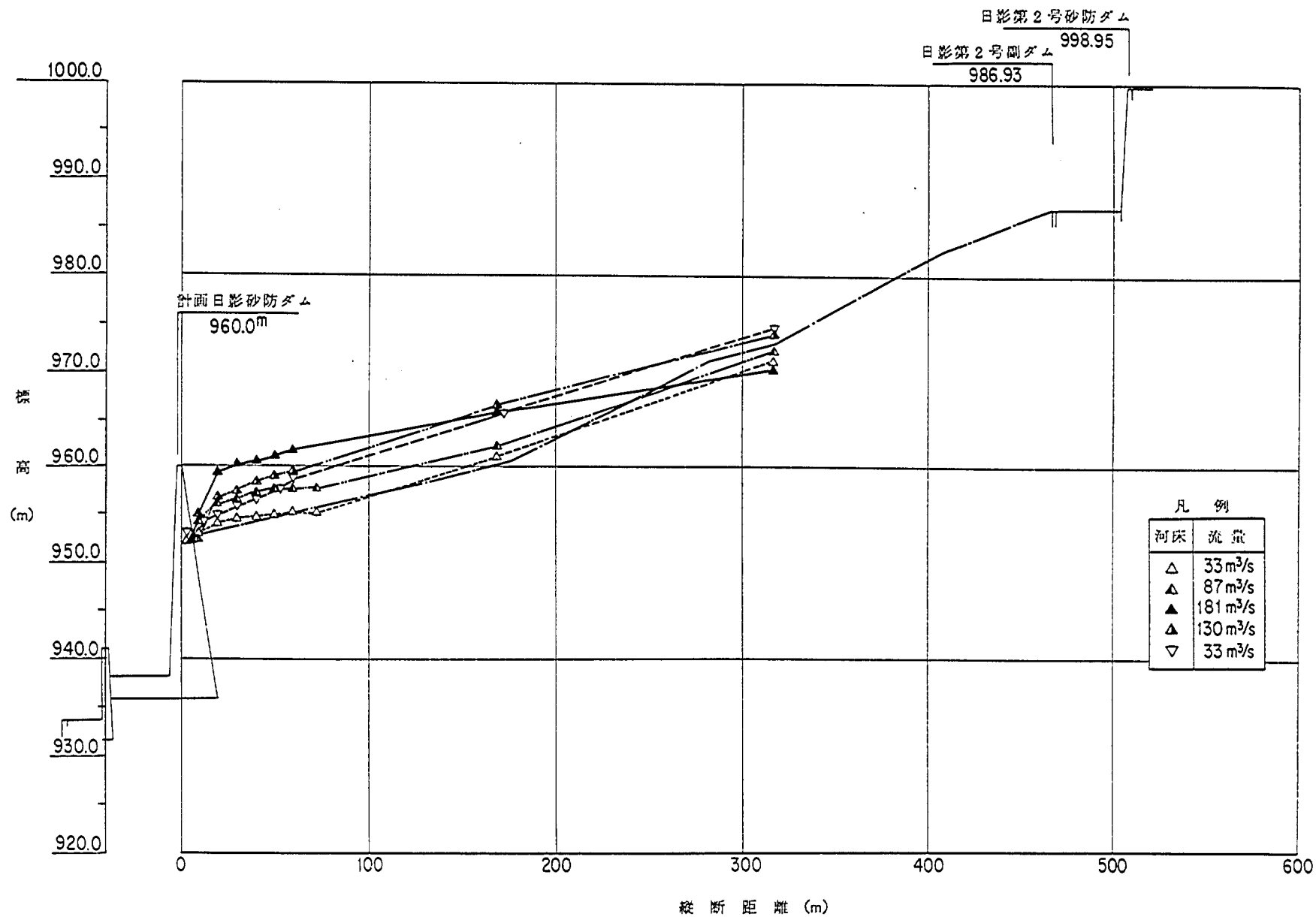
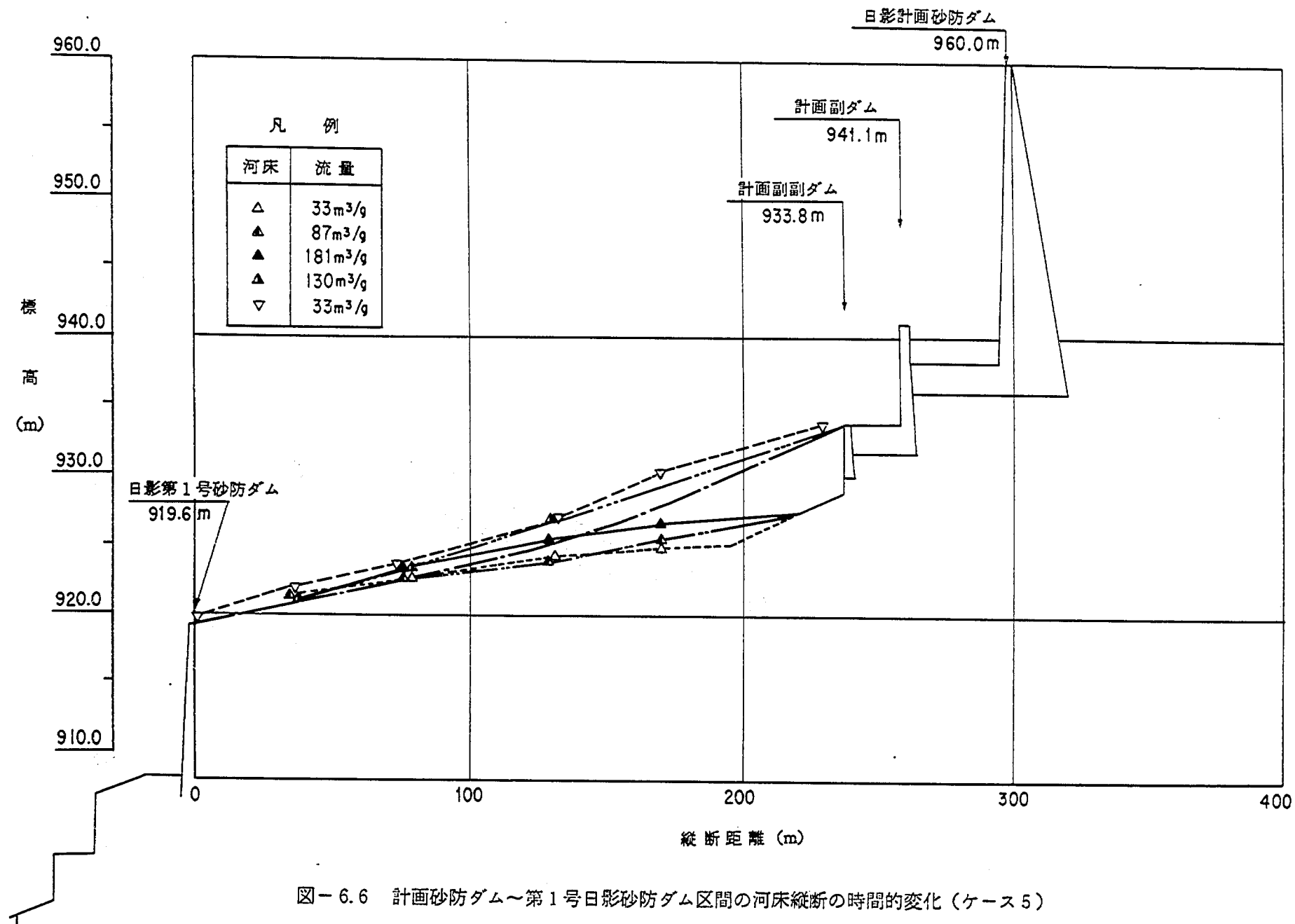


写真- 6.17
計画ダム堆砂
域の状況

ケース 6
通水後



図－6.5 計画砂防ダム上流の河床縦断の時間的变化図（ケース5）



5) ケース 7 + 8 ($1/100$ + $1/2$ 確率洪水, 給砂有 + 無給砂, 模型タイプⅢ)

5.1) ケース 7

(1) 流量 $33 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験時間 0 ~ 8.5 分) のとき

① 第 2 号ダムからそれより 300 m 下流の区間の流路は, 地形の規制を受け第 2 号ダムからそれより 150 m 下流の区間は左岸沿に, それより下流区間は右岸沿に固定する。

② 計画ダムからそれより 150 m 下流の区間の流路は, 右岸沿に固定され, 河床は洗掘され, 計画副々ダム下流 50 m 程度 (7 分頃) まで固定床が現われる。

(2) 流量 $87 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験時間 8.5 ~ 17 分) のとき

① 計画ダム上流の流水は全幅にながれる。

② 計画ダムより土砂の流出は 9 分頃から生じるが 17 分でも堆砂域に空容量がある。堆砂域は計画ダムの上流 300 m 付近まで達する。また河床低下に伴う固定床は現われない。

③ 計画副々ダムからその下流 50 m 付近まで河床低下で固定床が現われる。

(3) 流量 $181 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験時間 17 ~ 25.5 分) のとき

① 計画ダム上流では河床低下による固定床は現われない。

② 計画ダム上流の流水は, 第 2 号ダムからそれより 200 m 下流の区間は左岸沿に流れ, 第 2 号ダムから 250 m 下流の右岸に水衝部を生じて計画ダムの大暗渠へと流れる。

③ 第 2 号ダムから 200 m 下流の内弯曲部に土砂の堆積が増す。

④ 計画副々ダムからその下流 50 m 付近まで固定床が現れたままで, 流水は全幅で流れる。

⑤ 流路工は, 全体的に河積不足で越水を生じる。流路工の上流区間の両岸は流水で侵食される。

(4) 流量 $130 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験時間 25.5 ~ 34 分) のとき

① 第 2 号ダムからそれより 200 m 下流の区間の流水はほぼ全幅で流れ固定床が現われない。

② 計画ダムからそれより 300 m 上流の区間の堆積土砂はピーク直後より流出し始め, 河床は低下する。

③ 計画ダムからの土砂の流出により計画ダム ~ 第 1 号ダム区間に土砂堆積を生じ河床上昇する。

(写真 6.19)

④ 第 1 号ダムと岩坪橋間の流路工内の勾配変化点付近に土砂堆積が見られる。

(5) 流量 $33 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験時間 34 ~ 60 分) のとき。

① 計画ダムの堆砂域が計画ダムより 200 m 上流まで減少する。

② 計画ダムからの流出土砂が計画ダム ~ 第 1 号ダム内に堆積する。

③ 流路工内には土砂の堆積を生じる。特に岩坪橋より上流の土砂堆積が護岸高付近まで達する (写真 6.20)

5.2) ケース 8

(1) 第 2 号ダムからそれより 300 m 下流の区間

流路は, 地形に規制されて, 計画ダムの上流 250 m 近傍の右岸側に流水が集中し, 25 分頃まで固定

床が現われる。

(2) 計画ダムからそれより 200 m 上流の区間。

流路は、計画ダム大スリットの影響を受けて、ほぼ河道中央を流れ、土砂を下流へ導く。

(3) 計画ダム～第 1 号ダム区間

15分頃までは土砂堆積傾向にあり、流水は全幅に流れる。その後流路が川幅30m程度に固定され流路工へ土砂の流出を生じる。30分頃には計画副々ダムの下流85m程度まで固定床が現われる。

(4) 流路工区間

① 30分頃までに、流路工の上流域は床固工及び帯工下流で局所洗掘が生じる。特にこの区間は横工間隔が狭くて、洗掘を大きくしている（写真 6.22）

② 第 1 号ダムより 180 m 下流地点より下流は流路工内に土砂が堆積している。



写真- 6.18
計画ダムからの
排砂状況

ケース 7
流量 $181 \text{ m}^3/\text{s}$
実験時間
19分頃

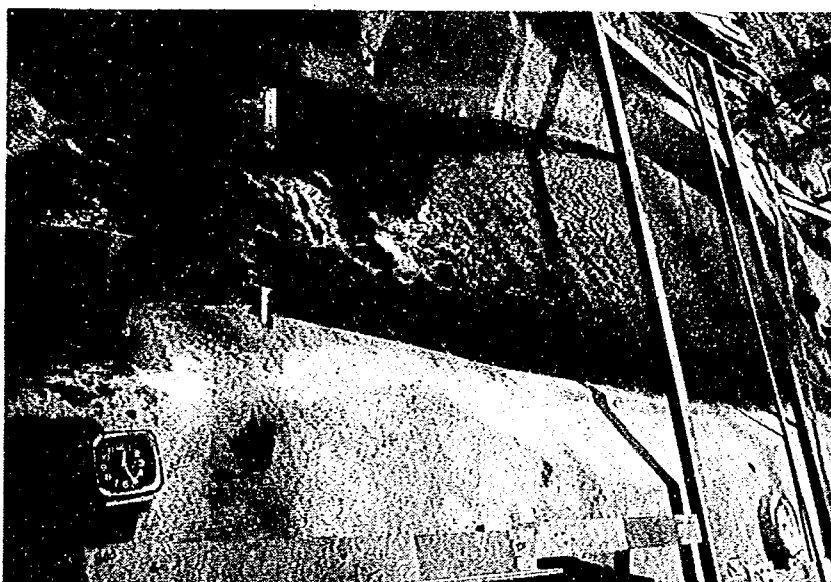


写真- 6.19
計画ダム～第
1号ダム区間
での流況

ケース 7
流量 $130 \text{ m}^3/\text{s}$
実験時間
26分頃



写真- 6.20
岩坪橋より上
流流路工内の
土砂の堆積状
況。

ケース 7
流量 $33 \text{ m}^3/\text{s}$
実験時間
44分頃

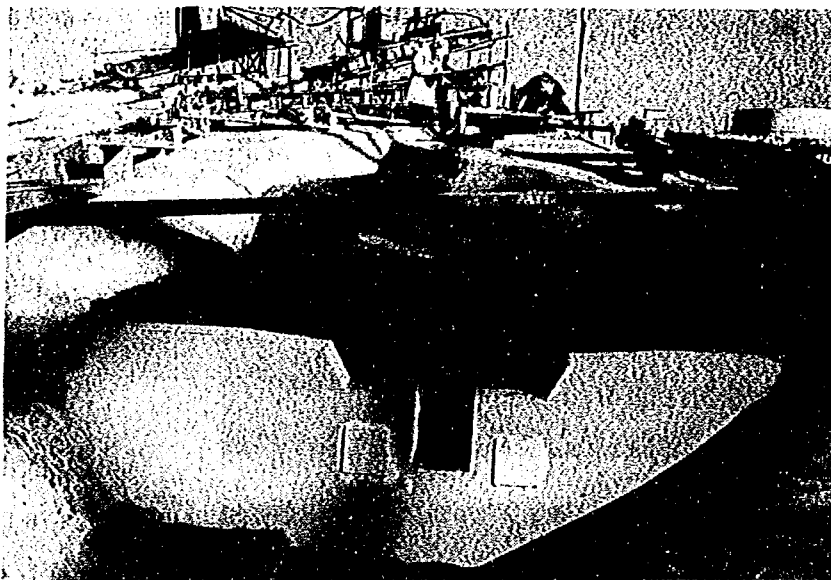


写真 6.21
計画及び上流
堆砂域の状況

ケース 7
通水後

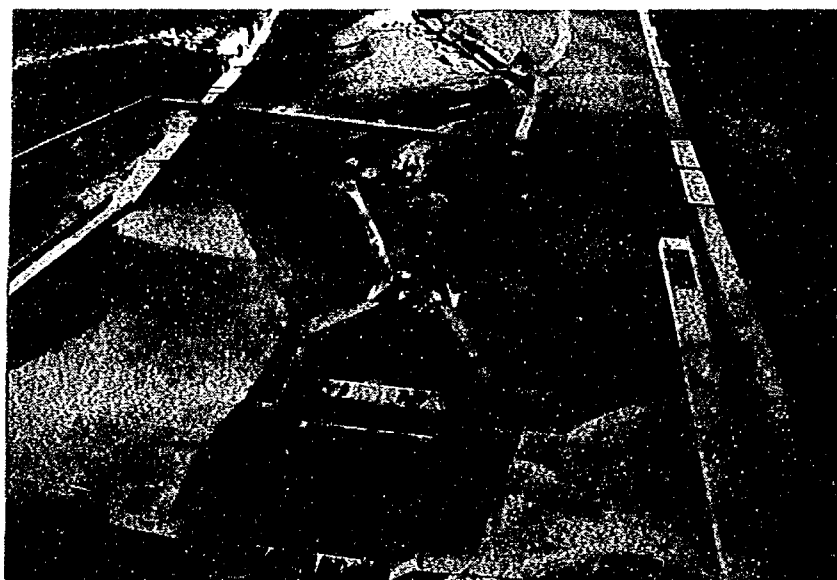


写真 6.22
第 1 号ダムよ
り下流の流路
工の状況

ケース 8
通水後

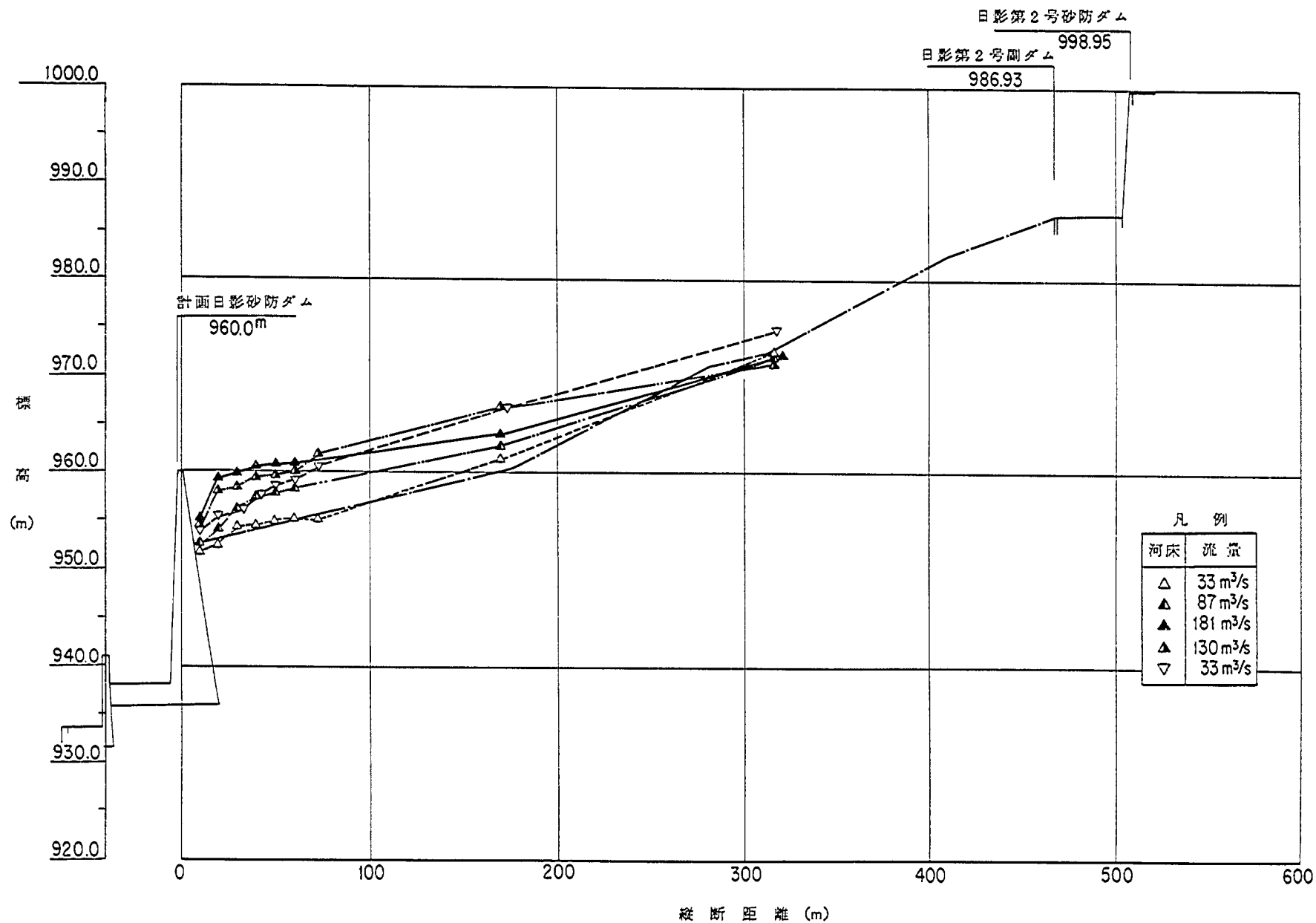
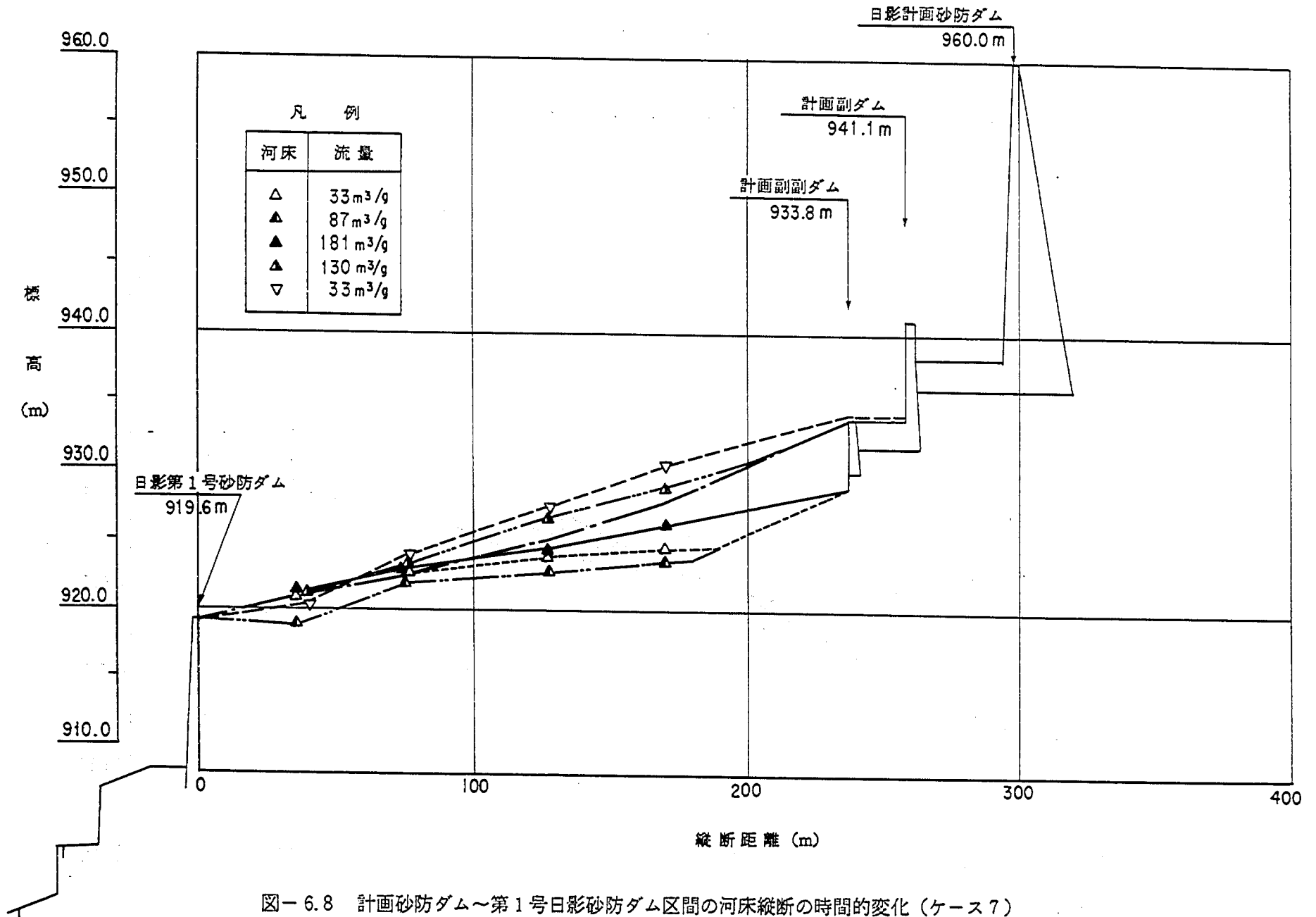


図-6.7 計画砂防ダム上流の河床縦断の時間的变化図 (ケース7)



6) ケース 9 + 10 (1/100 + 1/2 確率洪水 給砂有 + 無給砂, 通常の砂防ダム模型)

6.1) ケース 9

(1) 流量 $33 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験時間 0 ~ 8.5 分) のとき

① 流水は第 2 号ダムからそれより, 100 m 下流の区間は左岸沿に, それより下流 100 m 間は, 右岸沿に片よる。

計画ダムからそれより 300 m 上流の区間はダム堆砂域として土砂の堆積を生じる。

② 計画ダムからそれより下流 150 m の区間は, 計画ダムで土砂堆積することから河道は洗掘され 6 分頃には計画副々ダムの下流 20 m まで固定床がみえる。第 1 号ダムからそれより上流 150 m の区間は上流での洗掘土砂が堆積する。

(2) 流量 $87 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験時間 8.5 ~ 17 分) のとき。

① 第 2 号ダムからそれより 200 m 下流の区間の流れは流量 $33 \text{ m}^3/\text{s}$ 時と同じ傾向を示す。

② 13 分頃, 計画ダムから土砂の流出を生じる。

③ 計画ダム ~ 第 1 号ダム区間の流路幅が $20 \sim 30 \text{ m}$ に固定され, 河床低下が認められる。

(3) 流量 $181 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験時間 17 分 ~ 25.5 分) のとき

① 第 2 号ダムからそれより 200 m 下流の区間の流水はほぼ全幅で流れる。それより下流は右岸寄りから計画ダム左袖に流れる。

・計画ダムの 100 から 300 m 上流の左岸側 (内 弯曲部) には土砂の堆積域が生じる。

② 計画ダム ~ 第 1 号ダム区間では流水は, 河道全幅で流れ, 土砂の堆積傾向がみられる。

③ 流路工は河積不足で流水が氾濫する。特に第 1 号ダムの直下流付近で著しい。

(4) 流量 $130 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験時間 25.5 分 ~ 34 分) のとき。

① 第 2 号ダムより 300 m 下流の区間での流水は, 第 2 号ダムからそれより 200 m 下流の区間で, 左岸沿に, それより下流で右岸沿に固定されている。

② 砂防ダムからの土砂の流出により, 計画ダム ~ 第 1 号ダム区間は土砂堆積傾向が続く。

③ 岩坪橋より上流の流路工内に土砂の堆積を生じる。

(5) 流量 $33 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験時間 34 分 ~ 60 分) のとき

① 計画ダムの堆砂地内で上流からの供給土砂は堆積し, 下流にはほとんど流れない。

② 計画ダム ~ 第 1 号ダム区間は計画ダムからの土砂の供給がないために河床低下を生じる。

③ 流路工区間は $130 \text{ m}^3/\text{s}$ と同様に岩坪橋より上流の河道内に土砂の堆積を生じている。

6.2) ケース 10

(1) 第 2 号ダムからそれより 200 m 下流の区間

地形の影響を受けて, 流水は左岸側沿に流れ 30 分頃には固定床が現われる。

(2) 計画ダムからそれより 300 m 上流の区間

① 流水は主に右岸沿を流れ, 左岸側には前期洪水時に堆積した土砂が痕跡として残っている。

② 計画砂防ダムの堆砂域は計画ダムの上流 200 m 付近までである。

(3) 計画ダム～第1号ダム区間

① 15分頃までは計画ダムから土砂の流出が有り、土砂が堆積するが、その後、土砂の供給が減少するために流路が固定され洗掘傾向に変化する。

② 30分頃では計画副々ダムの下流25m程度まで洗掘で固定床が現われる。

(4) 流路工区間

① 上流からの土砂の供給で全体的に流路工内は土砂の堆積を生じる。特に岩坪橋からそれより150m上流の区間と岩坪橋の下流150m付近が著しい。

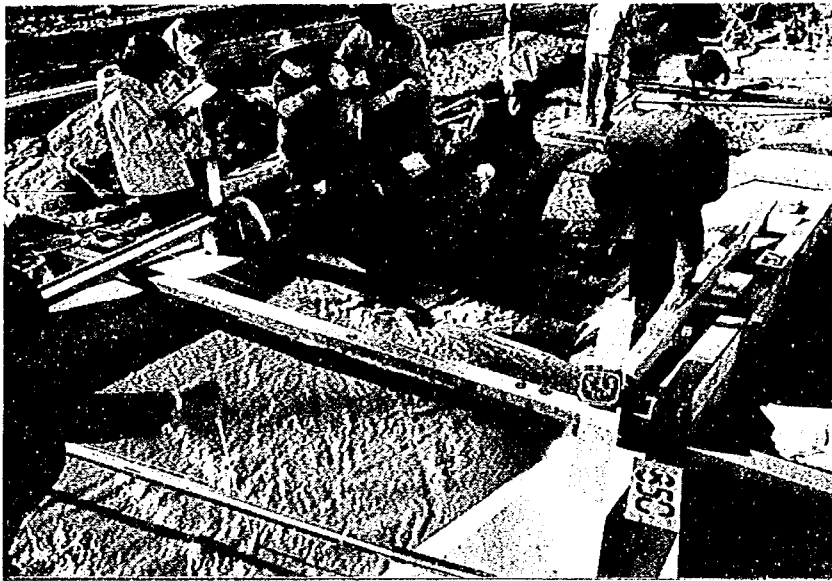


写真 6.23
計画ダム上流
の流水の状況

ケース 9
流量 $181\text{m}^3/\text{s}$



写真 6.24
落下水が護岸
を叩く状況

ケース 10
流量 $87\text{m}^3/\text{s}$
通水当初



写真 6.25
計画ダム堆砂
域の堆砂状況

ケース 10
通水後

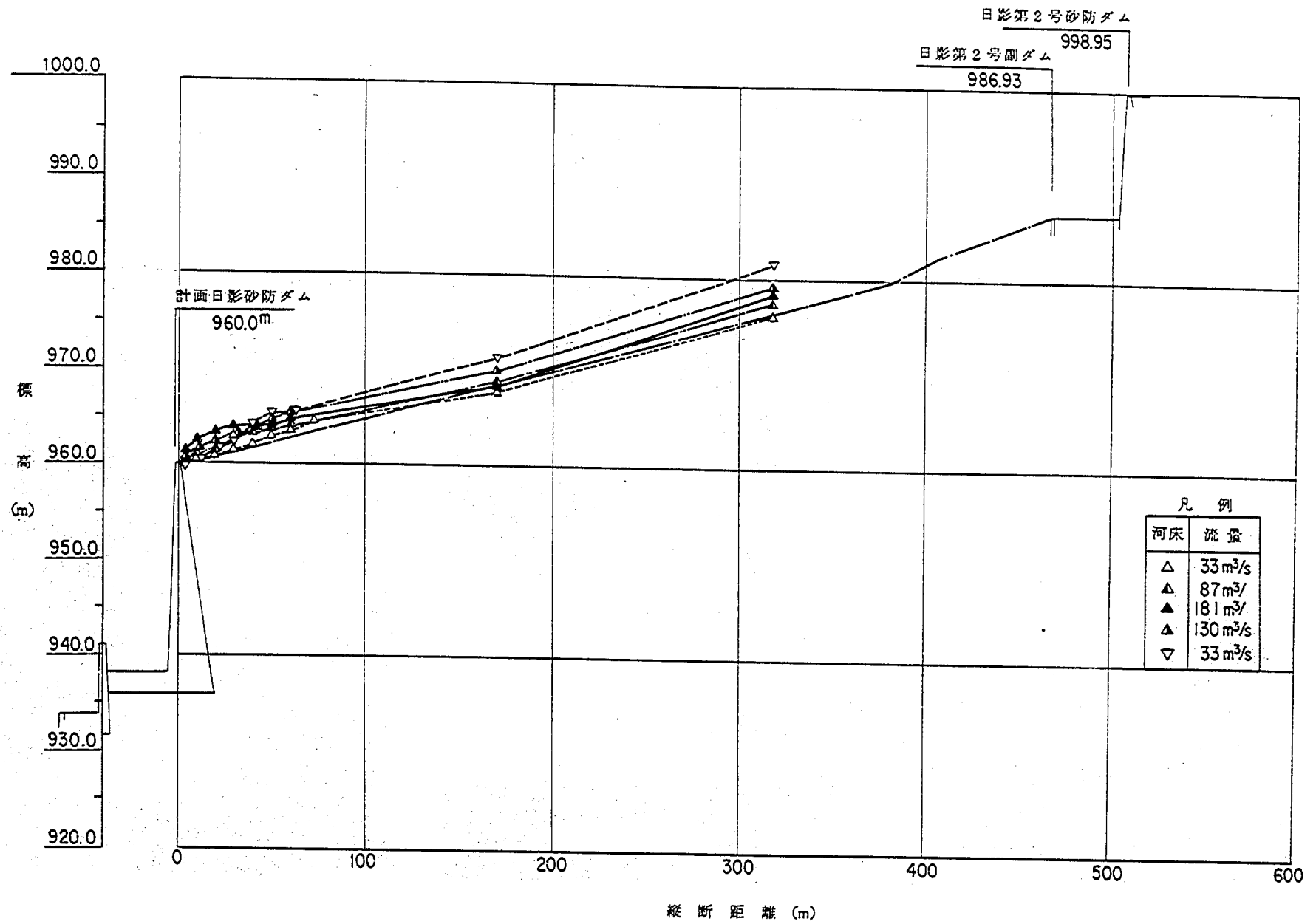
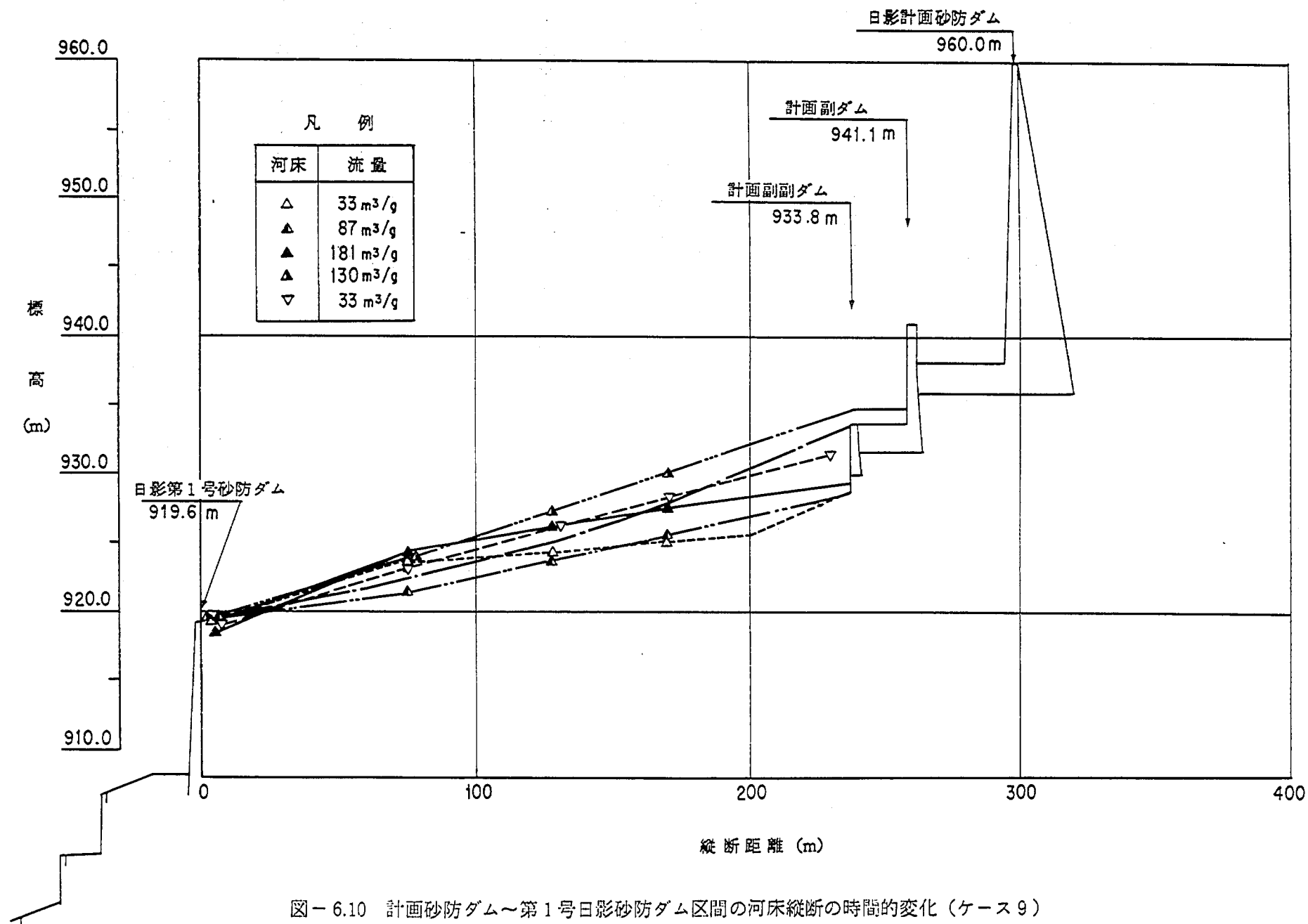


図-6.9 計画砂防ダム上流の河床縦断の時間的变化図 (ケース9)



7) ケース11 (1/100 確率洪水, 給砂有 (大きい礫), 模型タイプ1)

(1) 流量 33 m³/s (実験時間 0 ~ 8.5 分) のとき

① 流水は, 第2号ダムからそれより 200 m 下流の区間では左岸沿に, その下流 100 m 区間は右岸沿に片寄って流れる。

② 計画ダムからそれより 200 m 上流の区間に土砂が堆積するが主に計画ダムの上流 50 から 150 m 区間に多く堆積している。

③ 計画ダム~第1号ダム区間の河床は, 計画ダムからの土砂流出がないため河床低下を生じ, 計画副々ダム下流約 25 m まで固定床が現われる。また, 流路幅も 10~15 m 程度に固定される。

(2) 流量 87 m³/s (実験時間 8.5 ~ 17 分) のとき

① 第2号ダムからそれより 200 m 下流の区間の流水は, ほぼ全面に流れる。

その下流 100 m 区間での主流は右岸沿いにある。

② 計画ダム上流の土砂の堆積位置は, 33 m³/s のときとほぼ同じである。

③ 計画ダム~第1号ダム区間の河道は, 川幅 20~25 m に固定され, 河床は 33 m³/s 時と比べさらに低下する。

計画副々ダム下流の固定床の露出は副々ダムの下流 40 m 付近まで及ぶ。

(3) 流量 181 m³/s (実験時間 17 ~ 25.5 分) のとき

① 計画ダム上流の流れは, ほぼ全面に流れ, 第2号ダムからそれより 200 m 下流の区間は河床低下を生じ, 24 分頃までには第2号ダムからそれより 150 m 下流付近まで固定床が現われる。

② 計画ダム上流の土砂堆積は計画ダムの上流 80 m 地点で最も多く, 堆砂域が計画ダムの上流 200 m 付近まで及ぶ (写真 6.26)。

③ 計画ダム~第1号ダムでの河床は, 87 m³/s 時と同様低下傾向で, 計画副々ダム下流の固定床は副々ダムの下流 80 m 付近まで及ぶ (写真 6.27)。

④ 岩坪橋より上流の流路工部では河積不足で流水は, 諸岸より越水し側岸を侵食する。

(4) 流量 130 m³/s (実験時間 25.5 ~ 34 分) のとき

① 計画ダム上流に堆積した土砂は, 下流に流出するが, 計画ダムの上流 200 m 地点より上流の流れの蛇行に伴い, その地点から計画ダム区間で流水は, 時間とともに左岸沿に流れ, 河道中央に堆積した土砂が残る。

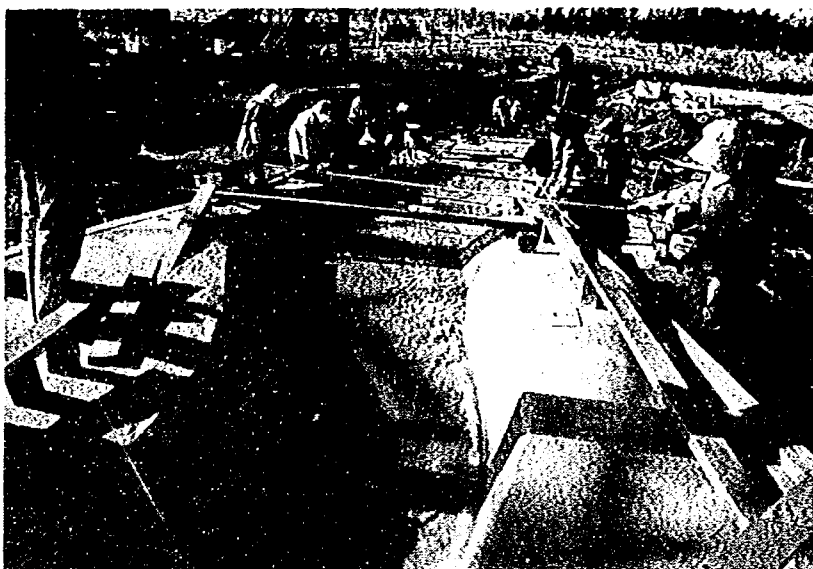
② 計画ダム~第1号ダム区間の河床は, 計画ダムからの土砂の流出で埋めもどされ, 計画副々ダム下流の固定床の露出は, 30 m 程度まで減少する。

(5) 流量 33 m³/s (実験時間 34 ~ 60 分) のとき

① 計画ダム上流の流路は 130 m³/s 時から固定され, 土砂が堆積遡上する (写真 6.28)。

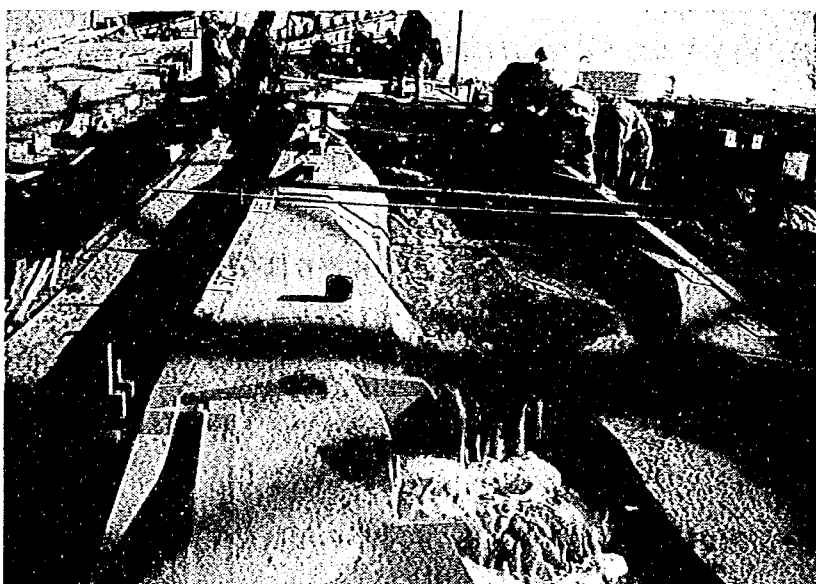
② 計画ダム~第1号ダム区間は, 130 m³/s 時に続き 埋めもどされ固定床はなくなる。

③ 流路工内は河床低下傾向が続く。



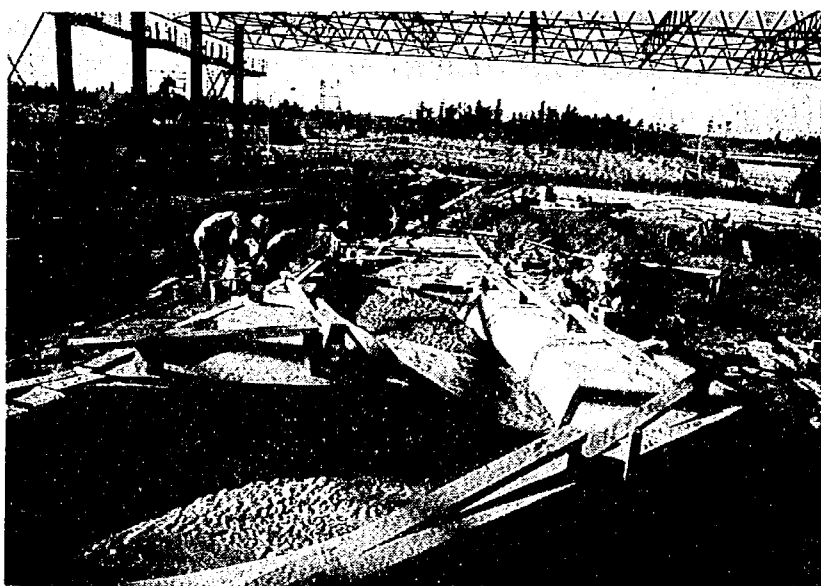
写真－ 6.26
計画ダム上流
の流水状況

ケース11
流量 $181 \text{ m}^3/\text{s}$
実験時間
15分頃



写真－ 6.27
計画ダム～第
1号ダム区間
の流路の固定
状況

ケース11
流量 $181 \text{ m}^3/\text{s}$
実験時間
23分頃



写真－ 6.28
計画ダム上流
の堆砂状況

ケース11
流量 $33 \text{ m}^3/\text{s}$
実験時間
55分頃

8) ケース12 (1/10確率洪水, 無給砂, 模型タイプ1, 突出事故を想定)

(1) 流量 $24 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験時間 0 ~ 8.5 分, 大暗渠閉塞状態) のとき

① 流水は, 第2号ダムからそれより200 m下流の区間は左岸沿に, その下流100 m区間は右岸沿に片寄って流れる。

② 計画ダムからそれより200 m上流の区間はダム堆砂域で流水は蛇行する。

③ 計画ダムからそれより130 m下流の区間は, 計画ダムから土砂の流出がないため流路が固定され, 河床低下が生じる。

第1号ダムからそれより130 m上流の区間は土砂堆積域で, 流れは蛇行する。

(2) 流量 $62 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験時間 8.5 ~ 17分, 大暗渠閉塞状態) のとき

① 計画ダム上流の流路は $24 \text{ m}^3/\text{s}$ 時とほぼ同じ状況である。

② 計画ダム~第1号ダム区間の河道は, $24 \text{ m}^3/\text{s}$ 時と同じ位置で固定され, 河床はさらに低下し, 計画副々ダムの下流の固定床は, 副々ダムの下流50 m付近まで現われる。

(3) 流量 $130 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験時間 17分 ~ 25.5 分, 大暗渠閉塞状態) のとき

① 計画ダム上流の流れは $62 \text{ m}^3/\text{s}$ 時とほぼ同じで, ダム砂域の上流端は計画ダムの上流200 m地点である。

② 計画ダム~第1号ダム区間の流水はほぼ全幅で流れ流れの片寄りはない。

(4) 流量 $93 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験時間 25.5 ~ 34分, 大暗渠を開いた状態) のとき

① 計画ダム上流の大暗渠の排砂の影響が, 暗渠を開いて, 1分後に計画ダムの上流40 m地点まで, 2分後に計画ダムの上流80 m地点まで, 3分後に同じく100 m地点まで, 5分で同じく190 m地点, 6分で同じく220 m地点まで及び8分後には堆砂域では安定する。

② 大暗渠からの土砂の噴出で計画ダム~第1号ダム区間に土砂の堆積を生じ, 暗渠開いてから11分後に計画副々ダム水通し天端まで土砂が堆積する。

③ 40分頃から第1号ダム上流右岸側に流路が固定されて流路工内へ土砂が流出する。

(5) 流量 $24 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験時間 34分 ~ 60分, 大暗渠を開いた状態) のとき

① 第1号ダムの上流における流水の状況は, $93 \text{ m}^3/\text{s}$ 時とほぼ同じである。

② 第1号ダムの上流からの土砂の供給で, 下流流路工内の, 岩坪橋からそれより150 m上流の区間に土砂が多く堆積する。



写真- 6.29
大暗渠を開口
直後の状況

ケース12
流量 $93\text{m}^3/\text{s}$
実験時間
25分頃



写真- 6.30
大暗渠開口 1
分後の状況

ケース12
流量 $93\text{m}^3/\text{s}$
実験時間
26分頃

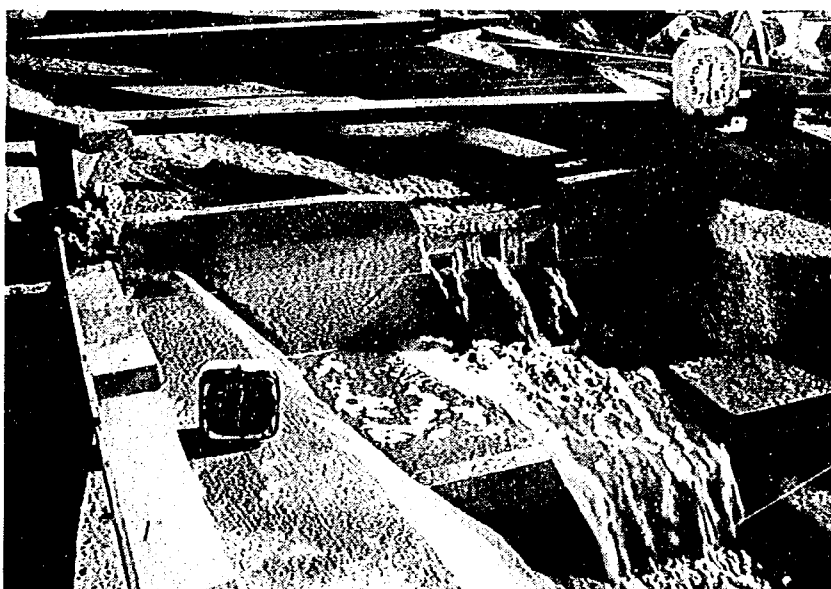


写真- 6.31
計画ダム水褥
池の状況

ケース12
流量 $93\text{m}^3/\text{s}$
実験時間
30分頃

9) ケース13 (1/100 確率洪水, 給砂有, 模型タイプ1, 突出事故を想定)

(1) 流量 33 m³/s 及び 87 m³/s のとき (大暗渠閉塞状態)

① 第2号ダムからそれより200 m下流の区間の流れは左岸側に, その下流100 m区間では, 右岸側に片寄って流れる。

② 計画ダムの堆砂域は計画ダムの200 m上流まで達し, 上流からの流出土砂が堆積する。

③ 計画ダムで土砂を堆積するため計画ダムからその下流150 m区間は河床低下し, 計画副々ダム下流に固定床が現われるが, その範囲は7分頃で30 m程度で, 15分頃で50 m程度である。

④ 計画ダム下流で洗掘された土砂は第1号ダムからその上流130 m間に堆積し, 7分頃より第1号ダム下流の流路工内へ流出が始まる。

(2) 流量 181 m³/s のとき (大暗渠閉塞状態)

① 第2号ダムからそれより200 m下流の区間の流水はほぼ全幅で流下し, 流れは直進して計画ダムの上流220 m地点付近の右岸側が水衝部となる。

② 計画ダムからの土砂の流出により, 計画ダム～第1号ダム間の河床は埋もどされる。

(3) 流量 130 m³/s のとき (大暗渠開口状態)

① 開口30秒後で, ダム上流排砂の影響は計画ダムの上流40 m地点付近まで, 1分後で同じく80 m地点まで, 1分30秒で同じく100 m地点までである。その後, 徐々に上流へ進んで8分後にはほぼ安定して, 計画ダムの上流220 m地点付近まで達する。

② 計画ダムから排砂された土砂は第1号ダム堆砂地における土砂堆積の遡上により12分後には計画副々ダム地点で水通し天端で3.5 m程度堆積する。

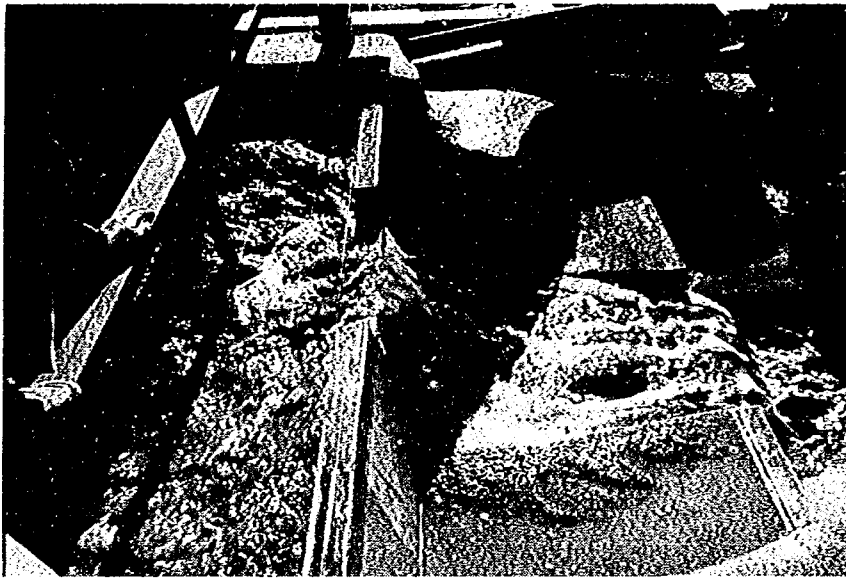
③ 30分 (暗渠開口5分後) 頃より, 第1号ダムを流出する土砂が多くなり, 流路工内に土砂の堆積傾向が認められる。

(4) 流量 33 m³/s のとき (大暗渠開口状態)

① 計画ダム上流の流路は固定され河床低下が進み, 60分頃には第2号ダムからそれより200 m下流の区間で固定床が現われる。

② 計画ダム～第1号ダム区間は, 上流からの土砂の供給が減少して河床低下傾向となり, 40分頃には流路が右岸寄に固定され, 土砂を多く流路工内へ導く。

③ 第1号ダムからの土砂の流出により流路工内に土砂堆積を生じ, 岩坪橋より土砂が遡上して日影第1号副々ダムまで達する (図-6.13)。



写真－ 6.32
大暗渠開口直
後の排砂状況

ケース13
流量 $130\text{m}^3/\text{s}$
実験時間
26分頃



写真－ 6.33
大暗渠開口 1
分頃の排砂状
況

ケース13
流量 $130\text{m}^3/\text{s}$
実験時間
26分頃



写真－ 6.34
大暗渠開口 8
分後排砂状況

ケース13
流量 $130\text{ m}^3/\text{s}$
実験時間
33分頃



写真－ 6.35
流路工内土砂
堆積状況
(日影第1号
砂防ダムから
岩坪橋区間)

ケース13
流量 $33\text{ m}^3/\text{s}$
実験時間
55分頃

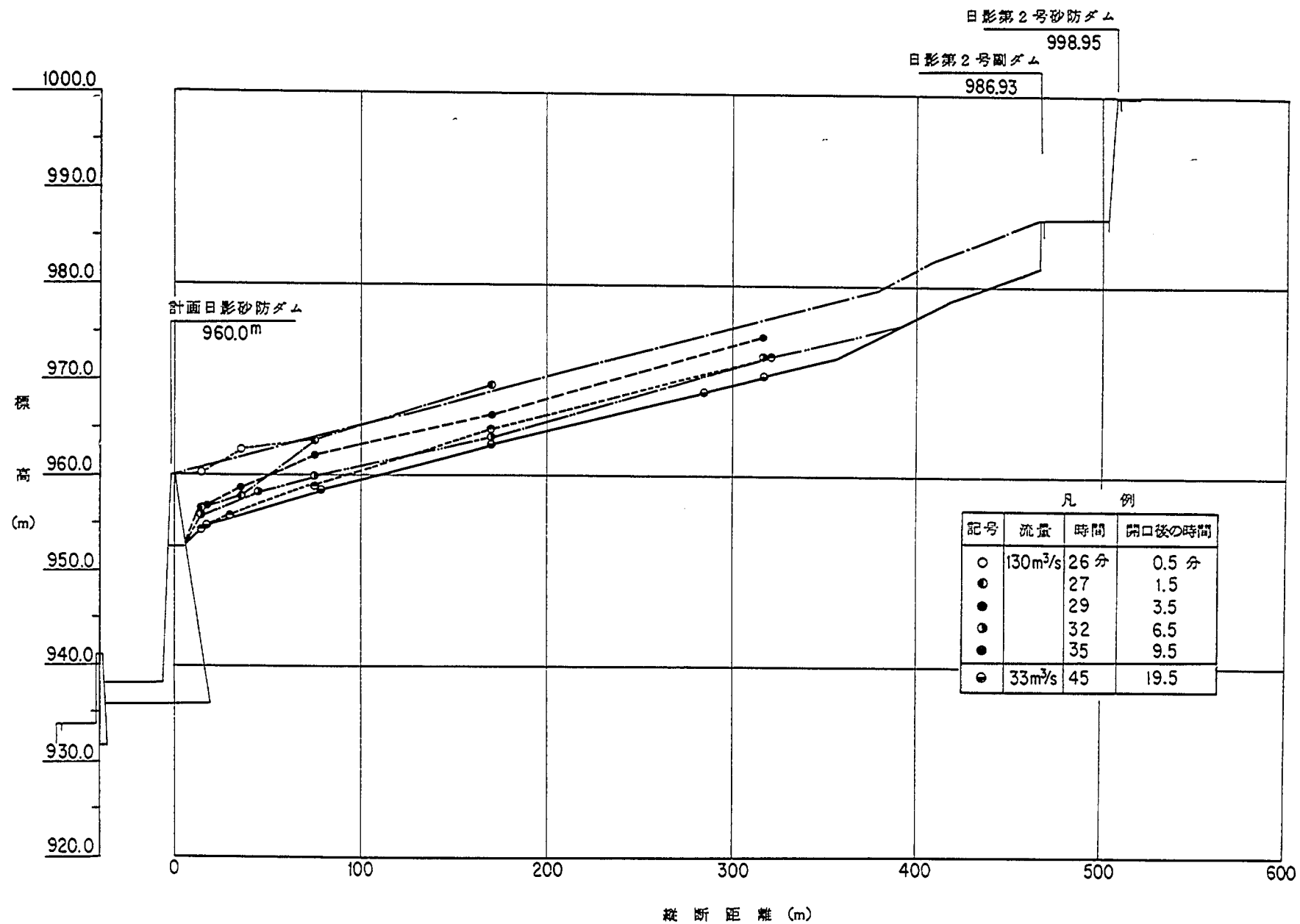


図-6.11 計画砂防ダム上流での河床縦断の時間的变化図 (ケース13)

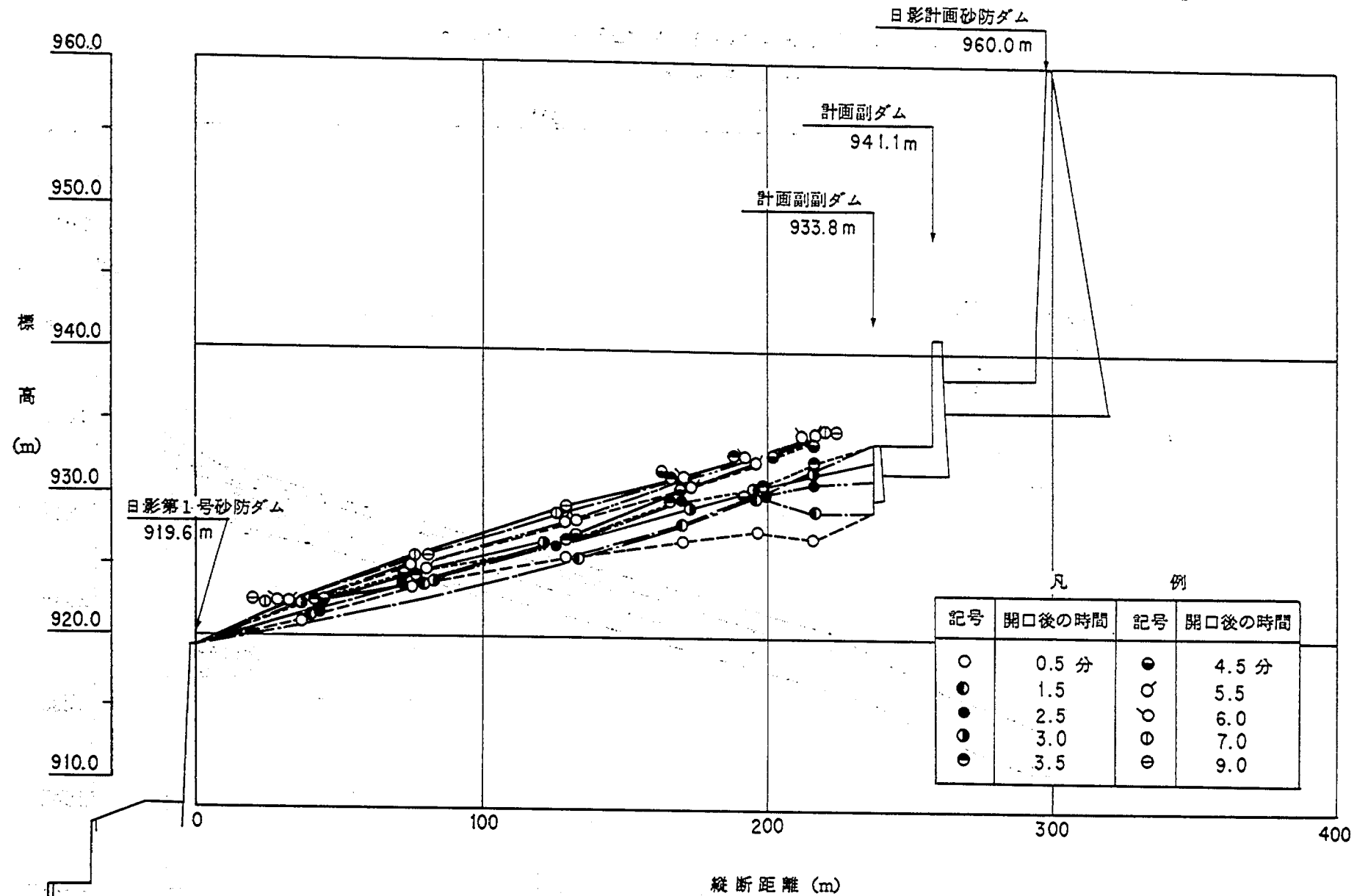


図-6.12 計画砂防ダム～第1号日影砂防ダム区間の暗渠開口後の河床縦断の時間的变化図 (ケース13)

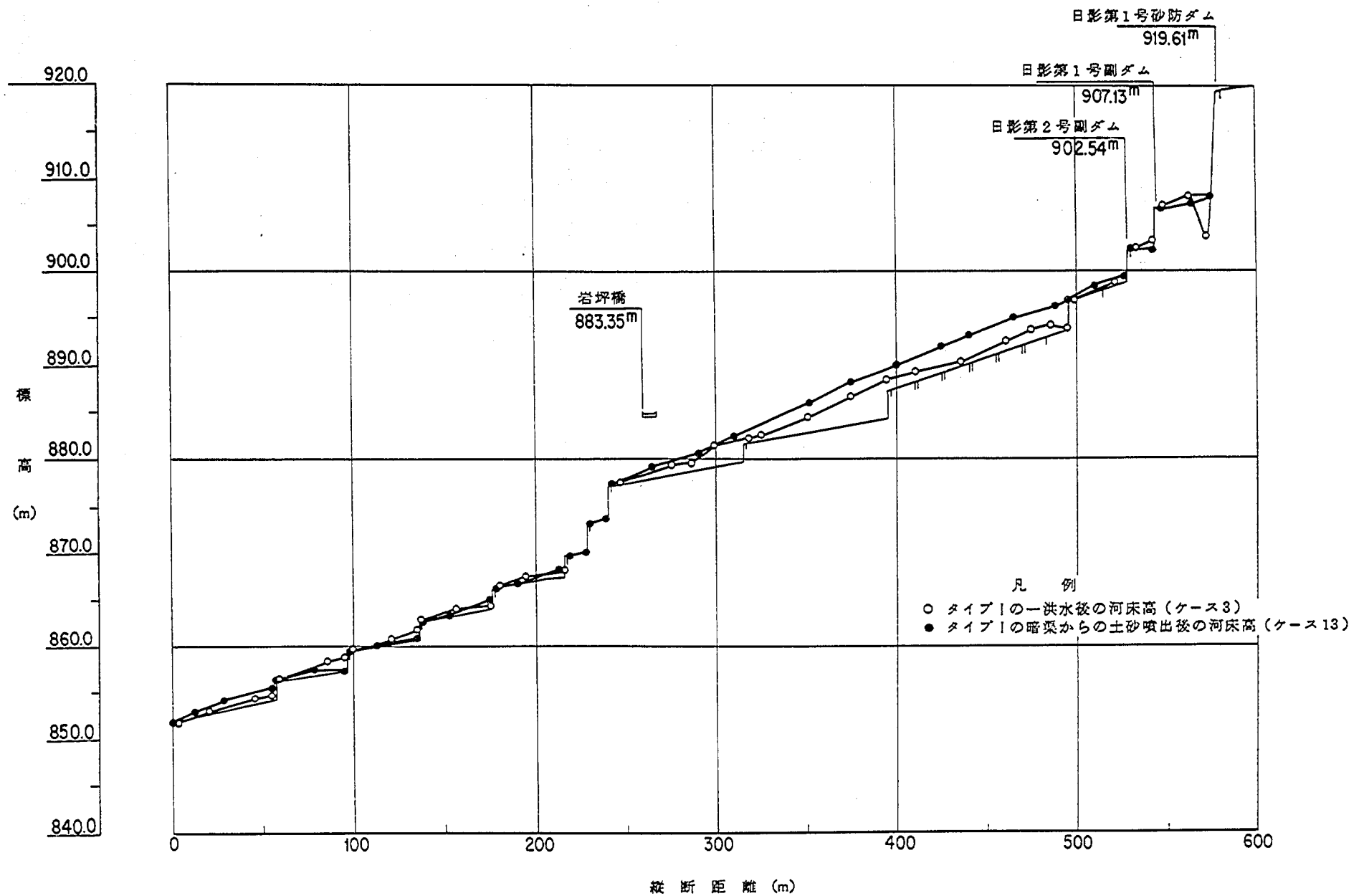


図-6.13 流路工区間の通水後の河床縦断面図

6.4.2 実験的考察

(1) 現況河道の問題点

① 日影第1号上流砂防ダムの計画地点より日影第2号砂防ダム間は、日影第2号砂防ダムより掃流に見合う土砂の供給がある場合でも、狭さく部でかつS字型に湾曲している地形の影響により河床堆積物の再移動による土砂生産の場となるので、土砂の生産を扞止するような計画が必要となる。

② 本実験条件の範囲内で、日影第1号砂防ダムの堆砂は日影第1号上流砂防ダムを計画する位置まで及ばなかった。このことより、日影第2号砂防ダム下流の洗掘に対する対策の必要性が伺われる。

③ 流路工区内では、湾曲部であり河床勾配の急変する上流部で流路工が埋没し氾濫する。

(2) 日影第1号上流砂防ダムの暗渠の形状と土砂調節

① 暗渠の形状の違いがダム堆砂内の河床変動に及ぼす範囲は、本実験の条件の基で、元河床勾配が変化する地点である計画ダムよりおよそ150 m上流の位置である。

② 通常の砂防ダムでは、ピーク流量時における流砂量が最も多いのに対して、大暗渠を有する砂防ダムは、流水のせき上げの影響で、ピーク流量までの暗渠からの排砂量はわずかであり減水期に流水のせき上げによる影響が弱まって、暗渠からの排砂量が多くなる。これは、暗渠タイプの場合、流量の変化が図-6.2に示すように階段状になっているために起きる現象であり、ピーク流量後極端に流砂量が増えるという現象は実際の現象より誇張表現されているものと思われる。計算のように、流量を線形的に変化させることができれば、実験で得られた図-6.14. a に示す流砂の時間的変化傾向は、図-5.43の計算値のような傾向になるものと考えられる。通常の砂防ダムでは、本実験条件においてピーク流量後、ダム満砂状態であっても堆砂が上流に向かって進行するので、大暗渠を有する砂防ダムに比べて、減水期における砂防ダムを流下する流砂量は少ない(図6.14 a)。また、計画洪水流量に継続して、2年確率流量の定流で上流からの給砂のない条件を与えた実験(通常の砂防ダム)では、ダムからの流砂量は多くなり、時間的な変化は小さく、大暗渠を有する砂防ダムのように短時間に流砂量が減少することはない(図-6.14. a)。

③ 本実験で与えた計画洪水流量時及び平水流量(2年確率流量)時ともに、暗渠から流出する土砂量が最も多いのはタイプⅠであり、次いでタイプⅡ、タイプⅢの順になる(表-6.3)。タイプⅠでは、満砂した通常の砂防ダムの約1.7倍多い土砂が流出する。ただし、この量は、ダム上流での洗掘による生産土砂量が含まれている。

④ 図-6.2に示した計画洪水流量及び平水流量での調節量の最も大きいのはタイプⅡで次いでタイプⅠ、タイプⅢという順序になるが、タイプⅡとタイプⅠでは、ほとんど差がない(表-6.4)。タイプⅠとタイプⅡの本実験で与えた計画洪水流量における調節量は満砂した通常の砂防ダムの約1.5倍程度で、平年流量に対する調節量は、タイプⅠ、タイプⅡ、タイプⅢともに通常の砂防ダムに対して、2倍程度の量が期待できる。

(3) 日影第1号砂防ダムの土砂調節と流路工への影響

大暗渠からの流砂が直接流路工に流入すると現況河道のように流路工が土砂で埋没し、氾濫すること

が推察できるので、日影第1号砂防ダムの土砂調節の程度を把握して大暗渠の機能と効果を評価することが不可欠である。

① 現況河道では、本実験で用いた洪水波形の増水期の小流量によっても、日影第1号砂防ダムの上流420m地点（A地点とする）より上流の河床は洗掘され、日影第1号砂防ダムからA地点の間に土砂が堆積する。図-6.2に示した洪水波形のピーク流量時においては、上流からの供給土砂量に加えて、日影第1号砂防ダムからA地点の区間で堆積していた土砂が洗掘されて流路工に流出するため、流路工の上流部では流路工が埋没し、氾濫する。

② 大暗渠を有する日影第1号上流砂防ダムを設けることによる日影第1号砂防ダムの堆砂内の河床変動及び流路工への影響を本実験条件の基で通常の砂防ダムと比較することによって考察すると以下のようになる。

大暗渠を有する砂防ダムでは、前述のように、図-6.2に示した洪水波形の増水期での暗渠からの排砂量は少なく減水期に暗渠からの排砂量が多い。日影第1号砂防ダムの堆砂域においては、上流ダムの暗渠から排砂量が少ない状態では、右岸側に流路が固定して堆砂域で土砂が生産される。上流ダムの暗渠からの排砂量が多くなると、日影第1号砂防ダムの堆砂域で流水は河道幅いっぱい広がって流れ、土砂は堆積する。やがて堆砂勾配は平衡状態に達し、暗渠からの排砂量と、日影第1号砂防ダムからの流砂量はほぼ同じ位の量になる。暗渠からの排砂量が少なくなると堆砂勾配の平衡状態は崩れ、再び流路が固定して日影第1号砂防ダムを越流する流砂量が多くなる。しかし、現況河道のように流路工の上流部で流路工が埋没し氾濫することはない。平湯川に流出する土砂量を満砂後の通常の砂防ダムと大暗渠を有する砂防ダムと比較すると（図-6.14.b）、計画洪水流量を対象とした場合には、流出状況に差がほとんど着かない。また、その後の中小洪水（2年確率流量を対象）での洪水の前期に流出する土砂量が通常の砂防ダムの方が多くなるものの、時間の経過とともに流出状況に差がなくなる。

以上のように本実験条件の範囲内では大暗渠から流出する多量な土砂に対して、日影第1号砂防ダムは土砂調節機能を発揮し、流路への急激な土砂流を防ぐことで有効であると考えられる。

(4) 土砂収支からみた日影第1号上流砂防ダムの評価

現況河道及び日影第1号上流砂防ダムを設置した場合の土砂収支を図-6.15に示している。日影第1号上流砂防ダムは暗渠の形状（タイプⅠ、タイプⅡ、タイプⅢ及び通常の砂防ダム）ごとに分類している。日影第1号上流砂防ダムを計画すると図-6.2に示した計画洪水量での平湯川に流出する総土砂量は現状河道に比べて30～40%程度に減少して、急激な土砂の流出はなくなり、砂防ダムの効果は認められる。同じく計画洪水流量に継続して平水流量（2年確率流量、無給砂、洪水継続時間3.5時間）を条件として与えた実験結果によると供給土砂量の90～76%が平湯川に流出しており平水流量時に流出する土砂量が多く、日影第1号上流砂防ダム及び、日影第1号砂防ダムの調節効果の大きいことが、図-6.15に示す土砂収支によってもわかる。

日影第1号上流砂防ダムの暗渠の形状ごとの平湯川に流出した総土砂量を比較すると、本実験条件のもとでは、タイプⅠの場合に最も総流出土砂量が多く、タイプⅢの場合に最も少ない。タイプⅠの場合

は計画洪水及び平年流量時に大暗渠及び日影第1号砂防ダムから流出する土砂量が他のタイプに比べて多く、計画洪水時に流路工区内に堆積する土砂量が多い。タイプⅢの場合は、暗渠が1個であるために流水のせき上げや、減水期におけるダム堆砂域での平面的な河床変動（流路が固定される）による影響で、他のタイプに比べて排砂量が少なく、流路工区間に堆積する土砂もタイプⅠより少ない。通常の砂防タイプで計画洪水流量を与えた場合は、大暗渠を有する砂防ダムのタイプにくらべて日影第1号上流より流出する量は少ないが、日影第1号砂防ダムを流下する土砂量はタイプⅢの場合より多い。これは日影第1号上流砂防ダムから土砂が供給されるまでの間、日影第1号砂防ダムの堆砂地における洗滌量が多いことによる。また、通常の砂防ダムの場合、図-6.2に示す平年流量時にダムから流出する土砂量が他のタイプに比べて最も多く、日影第1号砂防ダムに最も多く土砂を堆積させており、砂防ダム群としての土砂の調節を考えると、必ずしも大暗渠の方が土砂調節機能を発揮するとはいえない。大暗渠は土石流の来襲に備えて常に空容量を確保しておき、土石流によって暗渠が塞閉するような状態になって、その効果を発揮することができるといえよう。

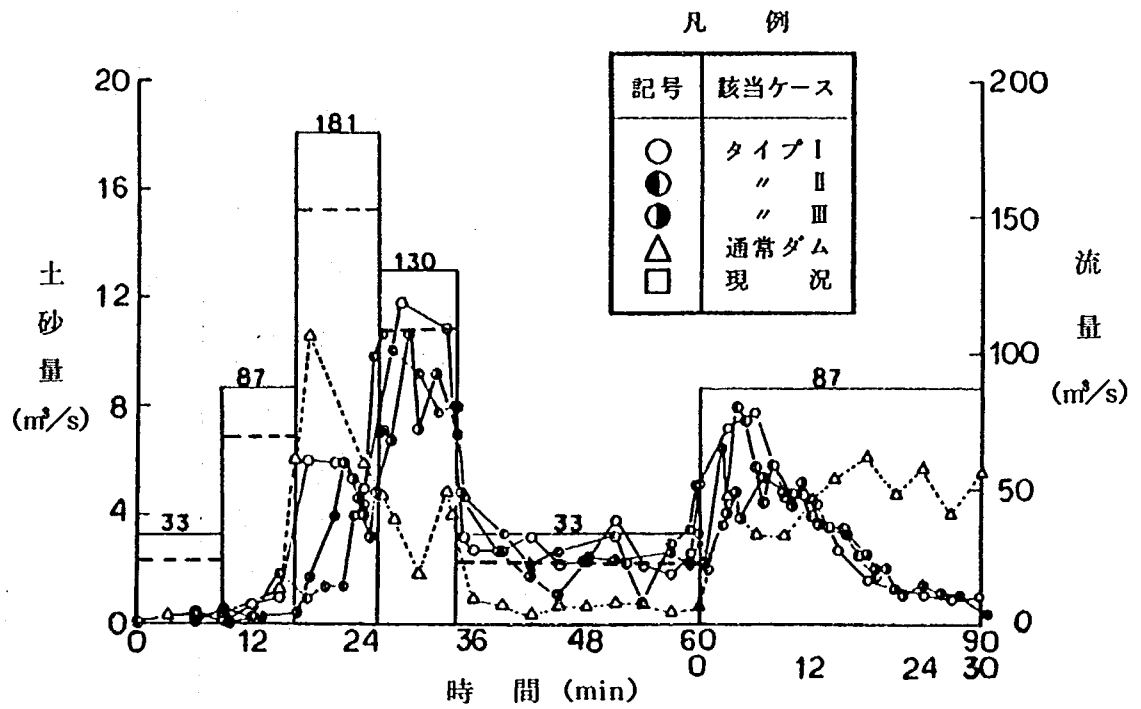
表-6.3 各暗渠タイプでの土砂流出比の比較

暗渠タイプ	一時調節土砂量①	調節土砂量②	総調節土砂量③ ③=①+②
タイプⅠ	31,900 m³ (1.46)	49,400 m³ (2.04)	81,300 m³ (1.76)
タイプⅡ	34,500 (1.58)	54,500 (2.25)	89,000 (1.93)
タイプⅢ	25,700 (1.17)	45,000 (1.86)	70,700 (1.53)
ウォール タイプ	21,900 (1.00)	24,200 (1.00)	46,100 (1.00)

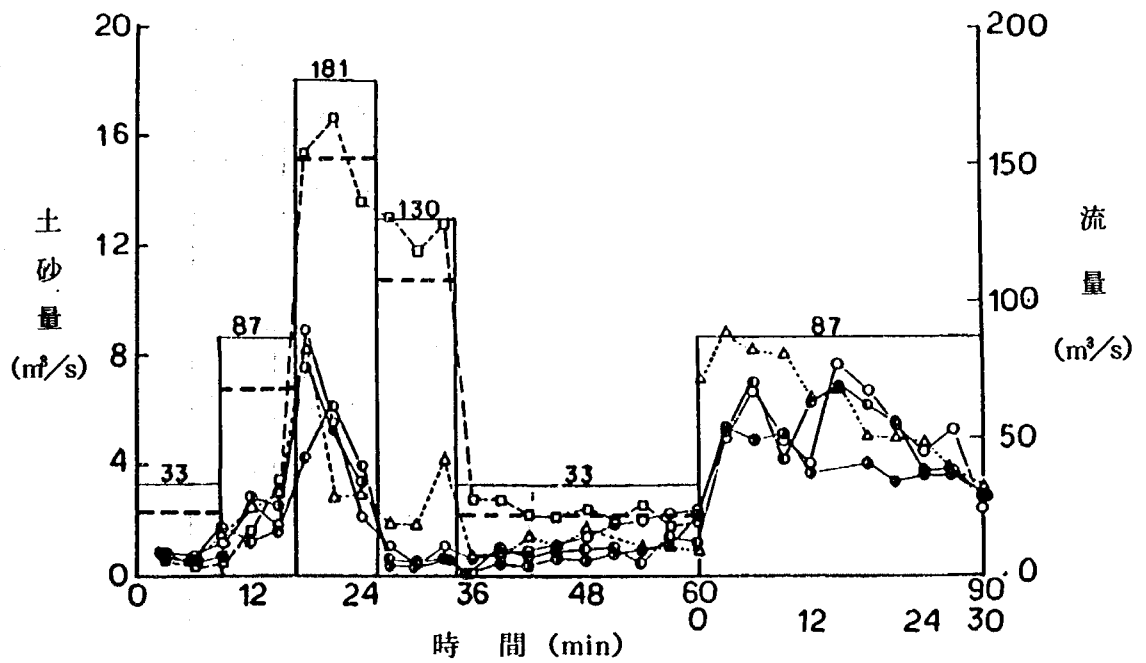
表-6.4 各暗渠タイプでの調節土砂量の比較

暗渠タイプ	1洪水波形 ダム計画地点		1洪水+2年確率流量 30分 ダム計画地点	
	平湯川地点		平湯川地点	
タイプⅠ	1.72	0.97	1.24	0.90
タイプⅡ	1.45	0.74	1.08	0.79
タイプⅢ	1.29	0.76	0.97	0.69
ウォール	1.00	1.00	1.00	1.00
現 況	——	2.77	——	——

※ここで用いる用語として、一時調節土砂量とは、本実験で用いた計画洪水時における堆砂量の最大値と通水後における堆砂量の差である。また、調節土砂量とは、本実験で用いた計画洪水終了時に堆積した土砂と重ね実験（2年確率流量30分流下させた）後における堆積土砂量の差である。



a. 計画砂防ダムでの流出土砂量の時間的变化



b. 流路工下流端での流出土砂量の時間的变化

図-6.14 各地点での流出土砂量の時間的变化

模型条件		現況河道		タイプⅠ		タイプⅡ		タイプⅢ		通常の砂防	
区間		CASE-1	CASE-2	CASE-3	C-3+C-4	CASE-5	C-5+C-6	CASE-7	C-7+C-8	CASE-9	C-9+C-10
第一号日影砂防ダム上流	第2号日影砂防ダム	0	1551	1551	1551	1551	1551	1551	1551	1551	1551
		0	0	592	6	691	1	759	260	819	86
		504	1979	959	1545	860	1552	792	1291	732	1465
	計画砂防ダム位置	2	365	253	87	302	248	252	108	110	205
		502	1614	706	1458	558	1304	540	1183	622	1260
		0	69	78	0	51	5	31	3	6	21
流路工	第1号日影砂防ダム	580	1679	628	1458	507	1309	509	1186	616	1239
	平湯川合流点										

△：洗掘
単位：× 100 m³

凡例
○ 堆積
▽ 流出

図- 6.15 各水抜き暗渠タイプでの土砂収支図

6.5 水理模型実験のまとめ

6.5.1 実験結果のまとめ

1) 現況河道の問題点

1. 現状河道において、日影第1号上流砂防ダムの計画地点より日影第2号砂防ダム間は、日影第2号砂防ダムより掃流力に見合う土砂の供給がある場合でも河床堆積物の再移動による土砂生産の場となるので、土砂の生産を抑制するような計画が必要となる。

2. 流路工区間では、湾曲部であり河床勾配の急変する上流部で流路が埋没して氾濫する問題がある。

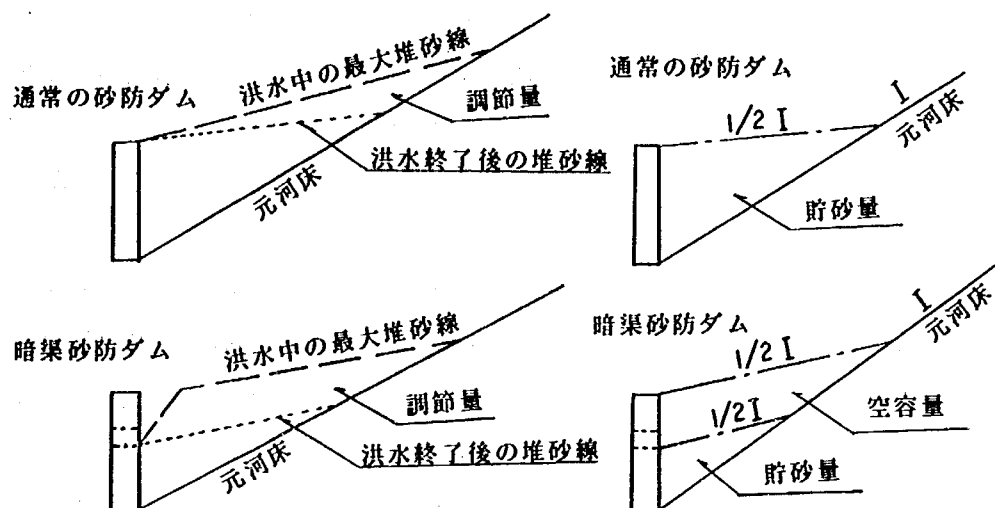


図-6.16 用語の説明図(概念図)

2) 計画案の検討

1. 日影第1号上流砂防ダムの計画堆砂地のの上流部は、2年確率流量でも日影第2号砂防ダムからの土砂の供給が無い場合には元河床面より河床が低下して土砂生産源となる。日影第2号砂防ダム下流の湾曲部(狭さく部)の河床低下は、計画ダムが暗渠タイプの場合、通常の砂防ダムより計画ダム地点の水位が低い、つまりダム高の低い砂防ダムを設けたのと同じような状況となるため、通常の砂防ダムより大暗渠を有するタイプの砂防ダムの方がより顕著に生じる。

2. 大暗渠を有する砂防ダムは空容量を確保しておくことができる。

3. 大暗渠を有する砂防ダムは同じ高さの通常の砂防ダムと比べた場合、貯砂量は通常の砂防ダムに比べて減少する。

4. 大暗渠を有する砂防ダムは、洪水の増水期に土砂を堆積させ減水期に大暗渠部分より土砂を排出するという土砂の調節機能を有する。本実験条件において、計画流量を含む一つの洪水における土砂の総流出量は、通常の砂防ダムに比べて大暗渠を有する砂防ダムの方が多い。通常の砂防ダムはピーク流量時に土砂の流出量が多くなることを除くと、ダム上流での堆砂が進行するために、土砂の総流出量は少ない。これに対して、大暗渠を有する砂防ダムでは、減水期において、流水のせき上げによる影響が

弱まることによる土砂の流出に加えて、土砂調節が行われる地点より上流でのピーク流量後の堆砂勾配が平衡状態に保たれ、供給土砂に見合う土砂が流出する。

5. 2年確率の洪水流量で給砂の無い条件では、通常の砂防ダムの土砂流出量（流出土砂の時間的変化量）は比較的平滑化されているのに対して、大暗渠を有する砂防ダムの場合は、洪水初期に流量に見合う程度の土砂流出量があるものの、時間の経過とともに土砂の流出量が著しく少なくなる。

6. 日影第1号上流砂防ダムにより、現況河道のような流路工での土砂堆積による著しい氾濫は防止できる。日影第1号砂防ダムの堆砂地では土砂調節が行われるが、その程度は日影第1号上流砂防ダムの暗渠の形状（土砂流出量）によって異なり、土砂流出量が多い程、日影第1号砂防ダム堆砂地の堆砂勾配は動的平衡状態にはやく達して流路工への土砂流出量が多くなる。本実験で与えた計画洪水波形流量のもとでは、日影第1号上流砂防ダムの暗渠の形状が同一流量のもとで堰上げ水位がより低く保たれる場合に土砂流出量が多く、通常の砂防ダムの場合は、それと比べて少ない。ただし、通常の砂防ダムの場合は、本実験で与えた計画洪水後の定流の2年確率流量時に、流路工に流入する土砂が暗渠タイプの砂防ダムと比べて多く、流路工の上流部で河床が上昇する。

7. 暗渠が閉塞していて計画ピーク流量（ $181 \text{ m}^3/\text{s}$ ）直後の流量時（ $130 \text{ m}^3/\text{sec}$ ）に暗渠の閉塞物が突然抜けることを仮定した実験においても、日影第1号砂防ダムが有効に作用して土砂を調節する。流路工に流出する土砂は、暗渠からの突出のない場合に比べて多く、それだけ流路工上流部で多量の土砂が堆積するが、現状河道のように流路工区間での土砂の氾濫はない。

8. 土石流が到達することを想定し、給砂材料を変えて（通常： $dm_1 = 6.9 \text{ cm}$ と土石流想定： $dm_2 = 13.6 \text{ cm}$ ）、大暗渠を有する砂防ダムからの土砂の流出状況の様子を調べた。その結果、給砂材料の平均粒径の大きい方が土砂流出量は小くなる現象が顕著に現れた。

6.5.2 水理模型実験の今後の課題

1. 本実験では暗渠及びスリットを有する砂防ダムに比べて通常の砂防ダムの方がより多くの土砂を砂防ダムの上流に堆積させている。しかし、砂防ダム上流の堆砂量の違いは上流端で与える土砂濃度によって異なるものと推察できる。すなわち、通常の砂防ダム及び大暗渠を有する砂防ダムについて、ダム堆砂の平衡勾配を式（5.6）で求め、図－6.17に示す初期河床勾配（計画堆砂勾配）に対する堆砂量を試算して図－6.18に整理した。ここで、計画堆砂勾配は $1/20$ とし、流入部の河床勾配は $1/10$ とした。河幅は $B = 5\sqrt{Q}$ で与え、大暗渠を有する砂防ダムの堆砂の肩の位置は実験値を用いた。図－6.18より、いずれの流量の場合でも土砂濃度が高くなると通常の砂防ダムの方が堆砂量が多くなることがわかり、その変化点の土砂濃度は、 $0.03 \sim 0.06$ 程度であることが示される。

本実験では、元河床勾配の $1/10$ を用いて計算した平均土砂濃度の約 7.7% を砂防ダムの堆砂勾配の $1/20$ に対して与えており、通常の砂防ダムの場合に堆砂量が多くなる。このように、砂防ダムのタイプと河床変動の関係は給砂土砂濃度によって異なるので、給砂土砂濃度の小さい（通常の砂防ダムの方が堆砂量が少なくなる条件）での実験を行って砂防ダムの土砂調節機能の効果の程度と下流部の河床変動を検討する必要がある。

2. 日影第2号砂防ダムの下流の河床は、上流からの土砂の供給が無い場合は2年確率流量によっても河床が洗掘され、土砂生産源となる。現地で実際にこのような現象が生じるものとみなすと、暗渠タイプの砂防ダムを設けた場合、上流に土砂の生産を抑止する砂防ダムなどの施設の検討を行うことが必要となる。ただし、日影第2号砂防ダムからの土砂の供給があれば、無給砂の状態のような洗掘は生じないであろうし、岩が浅い位置に露出するようであると状況は異なってくる。河床変動測量資料や岩盤調査資料を基に洗掘限界深を予測し実験に反映させる必要がある。また、本実験では、大暗渠を有する砂防ダムの方が、通常の砂防ダムにくらべて、計画ピーク流量を含む一つの洪水に流出する土砂量が多くなっているが、これは前述の日影第2号砂防ダム下流の洗掘量が含まれており、洗掘を許さない条件での流出土砂量の比較が必要である。

3. 大暗渠を有する砂防ダムの土砂調節の効果の程度は、供給する礫の大きさによって異なる。礫径の大きい方が、同じ暗渠の形状であっても計画洪水波形流量における土砂の調節量は少ない。しかし、計画洪水流量後の同じ暗渠の形状での平年流量における土砂調節量の比較、及び河床構成材料の分級作用などについての検討が残されている。

4. 流路工区間では、湾曲部であり河床勾配の変化する上流部で河積が不足して護岸越水などの問題が生じており、流路工改良の検討が必要となる。

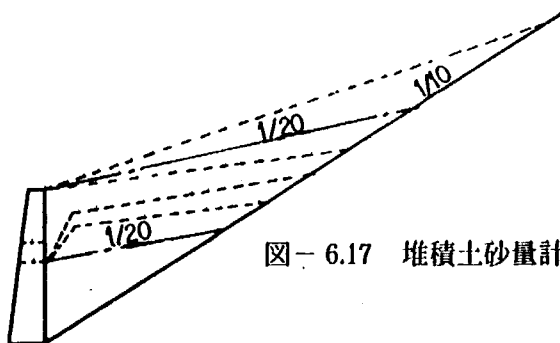


図-6.17 堆積土砂量計算の模式図

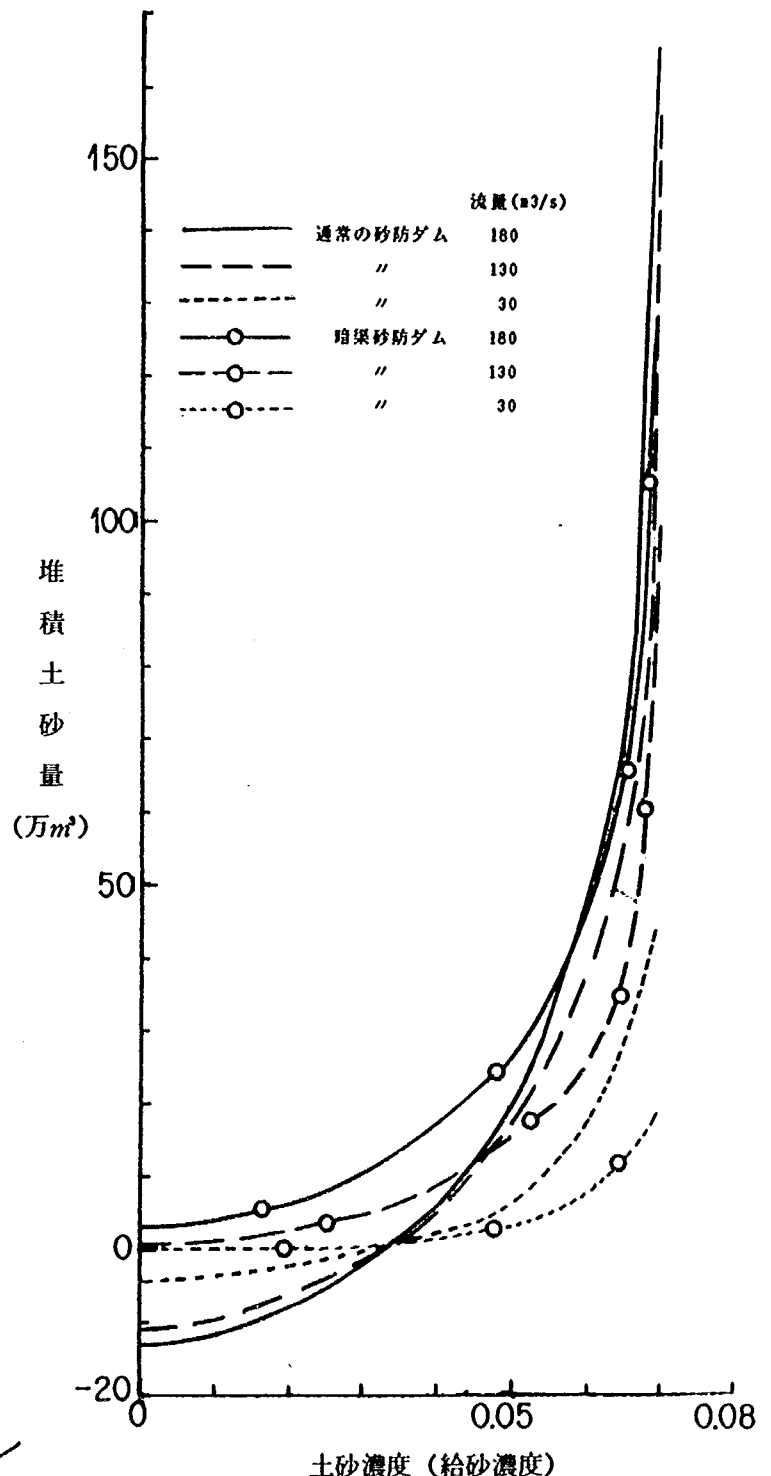


図-6.18 土砂濃度と堆積土砂量の関係

まとめと今後の問題点

1) 現況河道では、土砂流出調節計算と水理模型実験ともに日影第1号上流砂防ダムを計画する位置より上流で河床が洗掘される。しかし、水理模型実験では、流路工の上流部で土砂が堆積し、氾濫するのに対して土砂流出調節計算では流路工上流部の土砂堆積は、ほとんど生じていない。水理模型実験では、日影第1号砂防ダムの堆砂地において増水期や減水期の小流量で流路が固定され、土砂の流出が多いのに対して計算では土砂の平面的な変動を取り入れていないためと考えられる。計算の精度を上げるためには、砂堆肩の位置の与え方や二次元的な流水に対する考察が必要となる。

2) 土砂流出調節計算では日影第2号砂防ダムの堆砂地の河床変動を計算範囲に取り入れているが、水理模型実験ではそれを考慮していない。土砂流出調節計算では、2年確率流量で無給砂を条件として与えた場合の日影第2号砂防ダムの堆砂地で土砂が生産されて流送されるために、水理模型実験でみられるような明確な差異は生じていない。しかし、実際には、土砂流出調節計算のように平水流量においても日影第2号砂防ダムからの給砂があることは十分に考えられるので、水理模型実験において2年確率程度の流量時にも給砂を行ない、日影第1号上流砂防ダムの土砂流出調節機能や下流部への影響を検討する必要がある。

3) 大暗渠を有する砂防ダムと通常の砂防ダムの河床材料の分級効果の検討が残されている。

4) 大暗渠は土石流の来襲に備えて常に空容量を確保しておき、土石流によって暗渠が閉塞するような状態になってその効果を発揮するが、大暗渠を有する砂防ダムの土砂調節効果の程度は、洪水の規模、土砂濃度を变化させて検討する必要がある。

5) 暗渠の閉塞条件や、暗渠からの突出による下流への影響などが検討されなければならない。

参 考 文 献

- 1) 建設省北陸地方建設局神通川水系砂防工事事務所；昭和59年度，日影第1号上流砂防ダム実施設計業務委託報告書，昭和60年2月
- 2) 建設省土木研究所；大きな水抜き暗渠を有する砂防ダムの土砂調節効果に関する水理模型実験報告書，土研資料第2066号，昭和59年2月
- 3) 建設省土木研究所；尾添砂防ダム水理模型実験報告書，土研資料2362号 昭和61年3月
- 4) 芦田和男，高橋 保，水山高久；山地河川の掃流砂量に関する研究，新砂防107号，昭和53年4月
- 5) 平野宗夫；Armoring をともなう河床低下について，土木学会論文報告書 第195号，1971年11月

日影第1号上流砂防ダム実験
報告書—大暗渠を有する砂防ダムが
河床変動に与える影響—

ISSN 0386-5878
土研資料第2472号
昭和62年3月(1987)
建設省土木研究所砂防研究室
水山高久・阿部宗平

要 旨

神通川で計画されている大暗渠を有する砂防ダムの土砂調節機能に
ついて、水理計算と水理模型実験により検討した。

キーワード：日影砂防ダム，大暗渠，土砂流出調節計算，水理模型実験



郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい。

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

砂防部砂防研究室 御中

No. _____

No. _____

土研資料第2472号

配布先氏名



配布先住所

土木研究所資料第 2472 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印