

桂沢ダムの余水路に関する模型実験

—— 水叩の形状に関する実験について ——

北海道大学工学部 助教授 尾 崎 晃

I. 概 説

ダムにおける水叩 (apron) の目的はあらためてここに述べるまでもなく、急勾配の余水路を大きな流速をもつて流下してくるダムの越流水脈の方向を、ここで急に転換(水平あるいは場合によつては幾分上向き方向に)させることによつてダム直下の河床の洗掘を保護し、ダムの安全を保つためのものである。またこの水叩の部分において強大なエネルギーを持つ射流の勢力をできるだけ消耗せしめ、それによつて下流河川への悪影響を防止することもその目的の一つである。ある程度の長さの水平水叩を設けることによつて第一の目的は達せられるが、水叩の必要長さとか種々の形式とかは第二の目的、すなわち、下流の河床保護という観点から考慮される場合が多い。

余水路を流下してきた水は高速射流となつて水平水叩の上を走るのであるが、これがそのまま何の保護もなされていない河床上に到達した場合には、たちまちにして洗掘が行われてしまう。したがつて、水叩の上で跳水を起させて、これによつて射流の持つ強大なエネルギーを殺してしまうことが最も良い方法であつて、普通多くの余水路においてはこの方法が採用されている。しかし、水叩上で跳水が起りうるためには、射流水深と相関関係にある一定の下流側水深が必要で、下流河川の状況によつてこの所要水深が得られない所では次に述べるような補助手段を用いなくては所期の目的を達することができない。

まず河床保護の方法を大きく二つに分けて、必ず跳水を起させて流れを常流の状態にしてしまう方法と、射流のまま遠方へはねとばして洗掘される箇所を堤体から遠く離してしまう方法とに分けることができる。これらの方法にはいずれもそれぞれの得失が考えられるが、それはその地点の地形・地質その他の特殊事情によつて定まつてくることであるから、一概にいずれの方法がよいということとはできない。しかし、どちらかといえば、跳水によりエネルギー減殺を行う場合の方が一般的な方法として採用されている。

そこでこの跳水を起させる場合について、下流に跳水発生に必要な水深が得られない場合には水叩の部分深く掘り下げて水深を取るか、あるいは、水叩の高さはそのままにして下流の水位を高める方法、すなわち、副ダムを設ける方法を採用するのである。これとは反対に下流側の水位が高過ぎる場合にも跳水は起らないのであつて、この場合には水叩の射流は底を潜つて流れ、やはり河床の洗掘が発生する。このような場合には水叩全体を緩勾配の斜面とした傾斜水叩という方法も用いられる。これはそれぞれの流量の時にちょうど適した下流水深を保たせることのできる方法である。

以上のようにして跳水を発生させ、その跳水の表面渦の長さに多少の余裕をもたせた長さを水叩の長さとして用いればよいのであるが、いろいろの事情によつてこれだけの長さを取ることができない場合には、更に水叩上に spreader とか baffle pier などをおわせ用いて、エネルギー減殺効果を一層高めるように工夫しなくてはならない。

II. 下流水位について

この模型実験を行つた桂沢ダムにおいては、下流側河床の地質・地形(写真-A)などの点より考えて、射流のまま遠くへはねとばす方法は用いられないので、そのエネルギー減殺法としてはIに述べた跳水を起させる

方法によつた。したがつて余水路を流下してくる流量とダム下流側の水位との関係が先ず重要な問題となる。

当初の計画設計図(図-1), 地形図, 水位・流量の観測結果を示す図-2によつて, これらの関係を調べてみると, 計画最大洪水量 $160 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合には水叩末端における水位は $EL 129.45 \text{ m}$ である。これに対し余水路の幅いつばいに $160 \text{ m}^3/\text{sec}$ の水が放流された場合に, これが水叩上で跳水を起して常流に変わるためには約 5 m の下流側水深が必要である*。ところが水叩の計画高は $EL 127.50 \text{ m}$ であるから, 下流水位は $EL 132.50 \text{ m}$ であることを必要とし, 現状のままでは跳水は起らない。すなわち, この地点においては自然のままの状態では下流側水深が小に過ぎて跳水の自然的発生は望まれない。したがつて, ここに跳水を発生させるためにはIに述べたように水叩の高さ(計画では $EL 127.50 \text{ m}$)を更に低下するか, または, 他の方法によつて下流水位を高めるかのどちらかを用いなければならない。

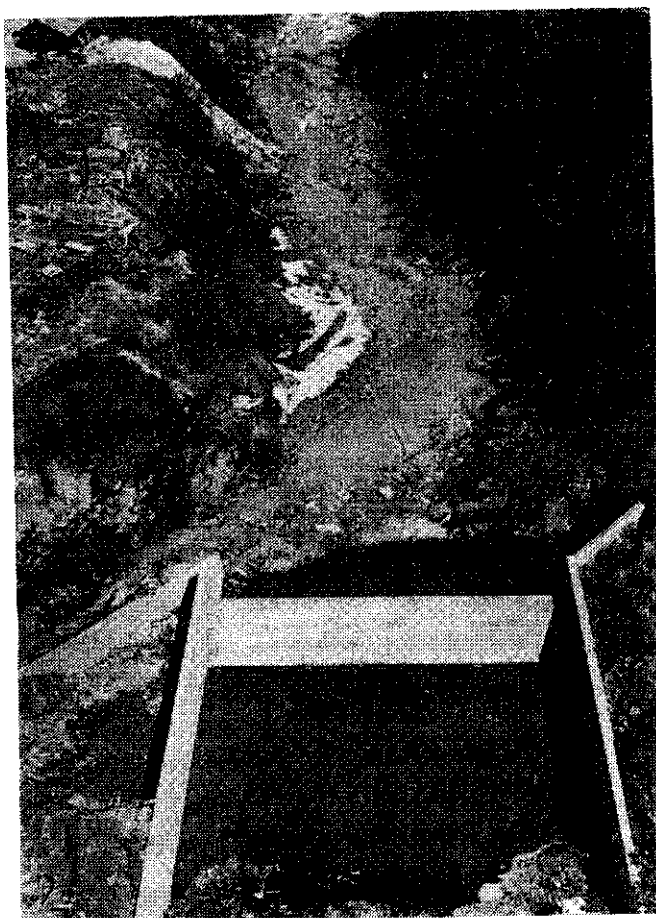


写真-A 副ダム工事終了後下流側を眺める

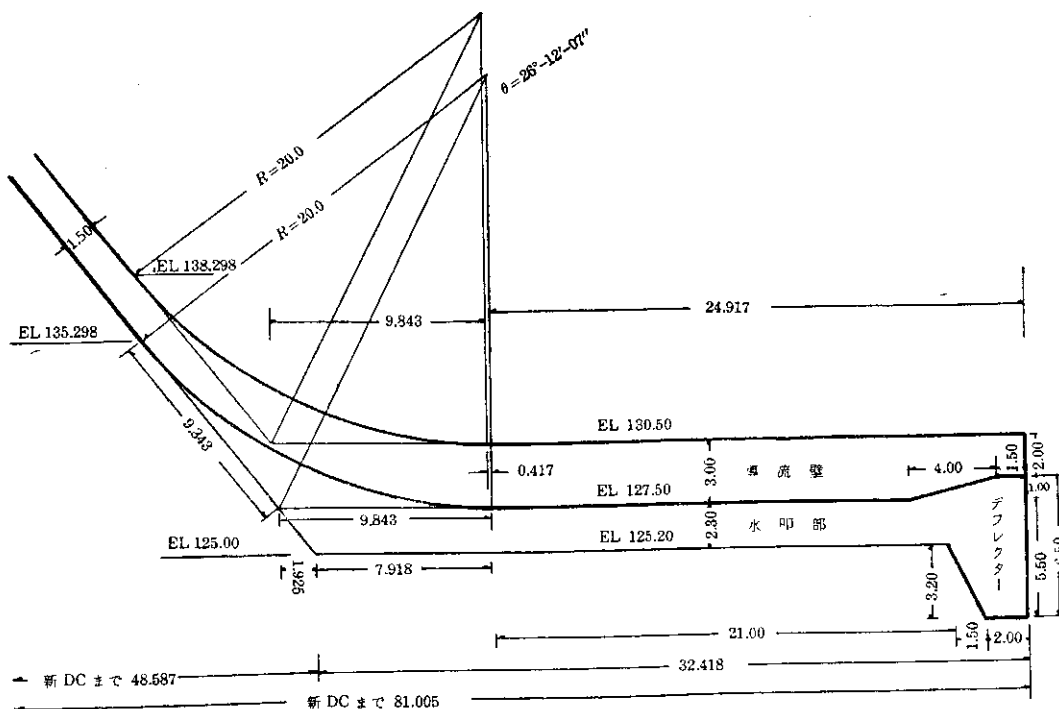
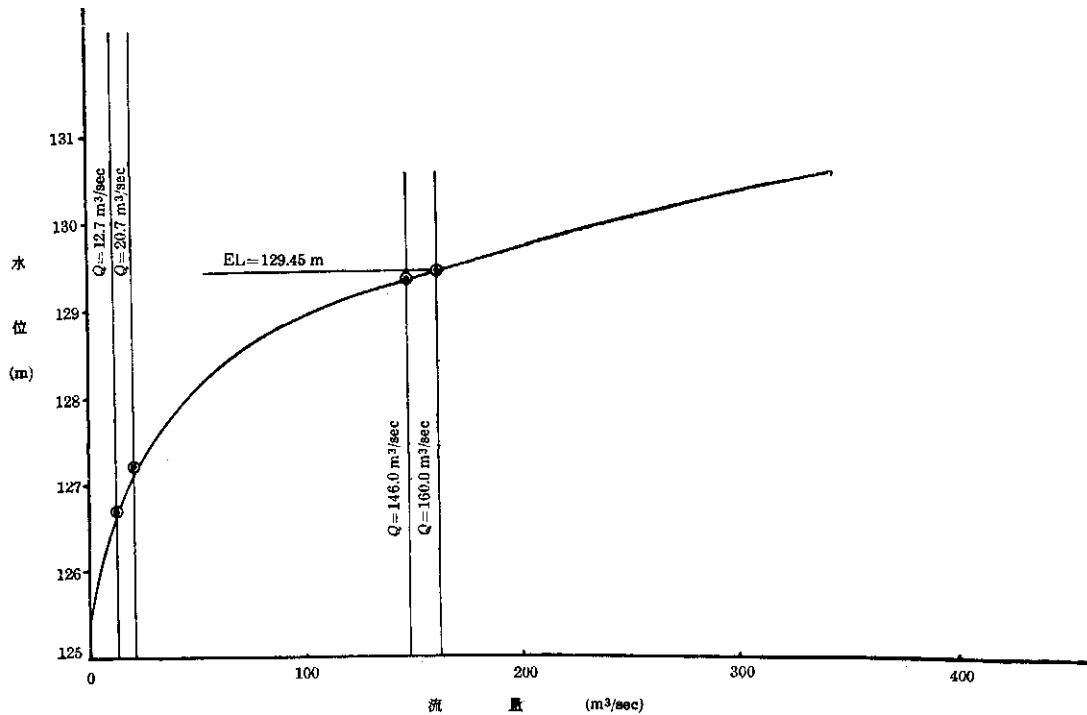


図-1 当初の水叩設計図

* この計算は模型実験の結果より算定した射流に対する抵抗を用いて行つた。



図—2 桂沢ダム水叩部末端水位流量図

III. 実験方法

模型における大略の様子は写真-1, 2, 3 に示されているとおりであつて、模型の縮尺は縦横とも実物の 1/35 で製作し、堤頂から水叩面までの模型高さは 152.8 cm、余水路の幅は 75.7 cm であり、下流河川の地形は水叩の末端から実物で約 120 m までの区間を取入れた。上流側の貯水池の部分は木製の水槽で作り、長さは約 4 m、幅は 1.2 m で、数枚の整流板を用いて十分に整流されるようにしてある。貯水池部分の幅は余水路の幅に比して少し狭すぎるきらいがあるが、これは本実験に用いた設備の関係上やむを得なかつた。しかし、実際にはこの実験においては計画最大洪水量が 160 m³/sec (模型では 22.1 l/sec) という小流量であるため、越流係数にも問題となるほどの大きな影響を与えず、水叩上の流況に関してはこれの影響はほとんど考える必要はなかつた (桂沢貯水池は 550 m³/sec の計画洪水量を 70 m³/sec に調節流下する機能をもつが、余水路の設計にあつては 160 m³/sec が用いられた)。

水叩の流況実験の種類としては次の諸事項について行つた。

- (1) 水叩始点における各種の流量に対する、水深・平均流速・およびフルード数の測定。
- (2) 下流の水位は自然のままの状態 (すなわち、流量が 160 m³/sec の場合に EL 129.45 m の水位) にしておいて、水叩に削型堰・baffle pier・spreaderなどを設けた場合の流況。
- (3) 各種の流量に対して、水叩には何も構造物を設けずに水叩始点においてあたりまえの跳水が起るまで下流水位を高める実験、これによつて理論式のチェックを行う。
- (4) 水叩末端に異なつた大きさを持つ数種の副ダムを設置した時、その各々の場合について計画洪水量に対し水叩上で跳水が発生するためには何程の高さの副ダムを必要とするかを見るための実験。
- (5) 副ダムを河川の下流部 (水叩末端から 50~100 m 下流) に設けた場合の流況について。
- (6) 水叩末端に副ダムを設けた場合の流木の影響に関する実験。
- (7) 以上の各種の場合における河床の洗掘についての比較実験。

大別して以上の 7 種類の実験を行つた。

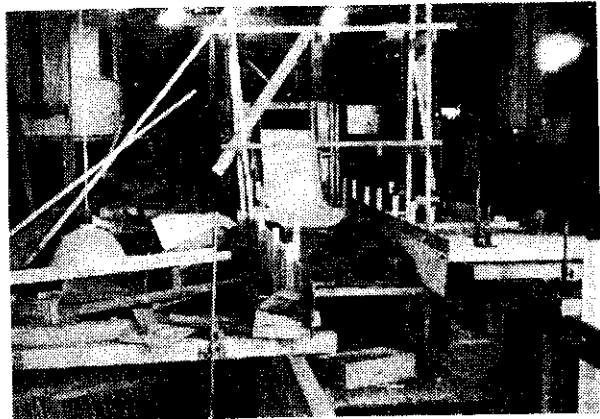


写真-1 水理模型実験室全景

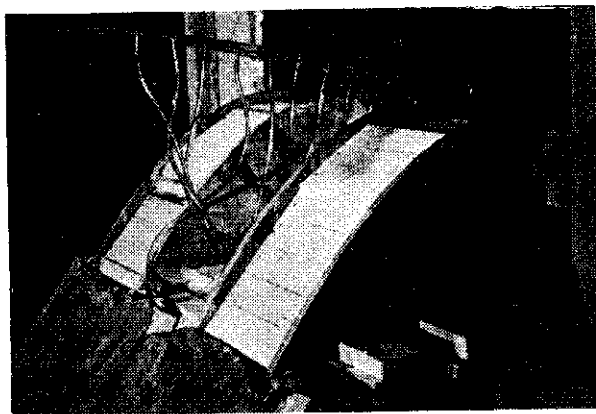


写真-2 越流部堤頂付近の模型、
ピエゾメーター付近の状況

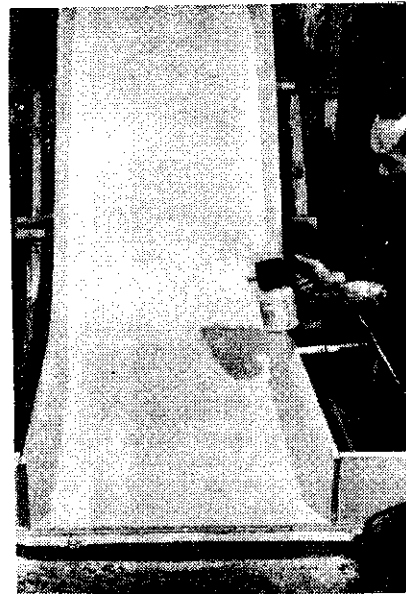


写真-3
越流部模型のラッカー仕上げ

測定の方法としては、普通の水理模型実験に用いられるポイントゲージ・ピトー管・三角堰・写真測定などによるものであるが、特殊の方法としては射流の薄い水層内の流速分布を精密に測定するために特製の小型ピトー管を用いたこと(0.1 mm 間隔で流速分布を測定した)と水叩末端の副ダムに流木が衝突して被害を与える恐れがあるかどうかを見るために、副ダムの表面全体を薄いパラフィン膜で被覆し、比重 0.9 程度の流木の模型を用いて、ある一定時間流下実験を行い、後でこの副ダム表面のパラフィン膜を検査して流木が衝突しているかどうかを調べたことである。また射流の水面を測るポイントゲージは電流計に接続してこれを指示器として使用した。

また最後の河床洗掘を調べるための実験では、これもふつうに行われている方法であるが、砂あるいは小砂利を用いて、地形図に合わせて地形を作り、一定時間一定流量を通水した後、等高線を入れて写真撮影を行い、これによつて比較した。また地形を直接に表現するステレオ写真も作製した。

IV. 実験結果

前項に列挙した各項目にしたがつて実験の結果を述べると、

(1) 各型式の場合の流況比較

水叩始点における各種の流量に対する水深・流速・フルード数は図-3 に示すとおりである。

(2) 下流水位は自然のままの状態にしておいて、水叩の末端に高さ 0.5~1.0 m (実物寸法) の種々の歯型堰を一行、あるいは二列に配置し、このほかに更に水叩末端に deflector をつけた場合、つけない場合など数種の形式のものについて実験を行つたが、いずれの場合も理論の示すとおり満足な跳水を発生しなかつた。歯型堰二列

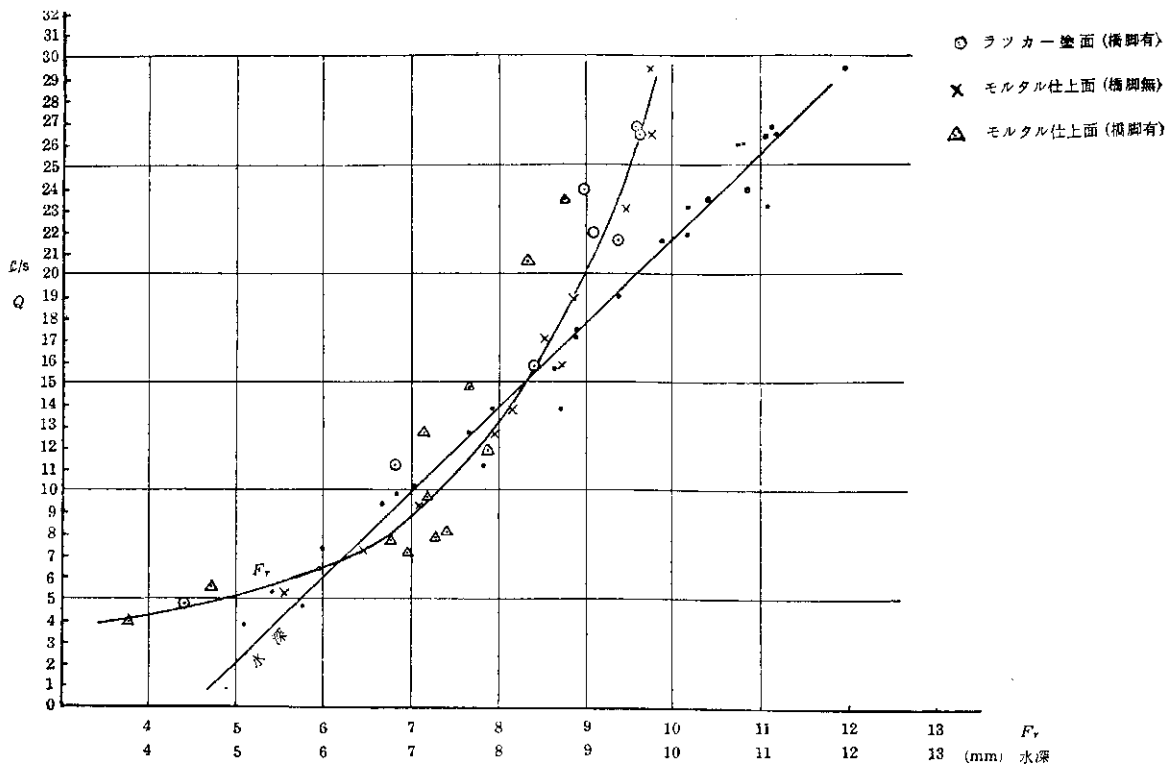


図-3 桂沢ダム模型における流量と F_r との関係 (水叩水平部の始点における)

と、deflectorを同時に用いた場合でさえも、計画洪水量の約半分に対して辛うじて不安定な跳水を起すに過ぎなかつた。すなわち、下流側の河川水位が必要水位以下の場合には、単に baffle pier や歯型堰のみによつて完全なエネルギー減殺を望むことは無理である。上記の場合についても、流量が計画洪水量付近まで増大すると、激しい飛沫を上げてとび散り、付近一面に落下するようになる。

(3) 下流水位調節の効果

この場合には下流に水位調節装置を設け、ある一定の流量に対して水叩の始点においてちょうど跳水が発生するように下流河川の水位を調整した。この場合には

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1+8 F_r^2} - 1)$$

ただし、 h_1 : 射流水深、 h_2 : 跳水後の水深、 F_r : 射流のフルード数

の示す関係がほぼ正しく成立する。

以上のことより、跳水を発生させるためにはどうしても下流側に上式の h_2 によつて与えられるだけの水深を与えなくてはならない。桂沢ダム水叩の場合は地形的に見ても在来地盤がちょうど水叩の所で段状になつていて、それより下流の河床が急に低くなつており、また水叩の部分は岩盤であるためなるべくこれ以上の掘削は避けたいという条件の下にある。したがつて、以上の諸要素を考慮した結果、当初の計画どおり水叩の高さを EL 127.50m とした場合に跳水を発生させる方法として、副ダムを用いる方法を採用し、しかも、副ダムは水叩の末端に水叩の一部として設ける案の場合について実験を行つた。これについて以下に述べる。

(4) 副ダムの効果

水叩の末端に水叩の一部として副ダムを設置した場合、これは水叩の末端に適当な形の低越流堰を作ることであつて、常時その堤頂までは水が溜つている余水路から水が流入してくると、この越流堰の高さにその時の越流水深を加えただけの水位が得られる。これがその流量の場合の水叩上の射流水深 h_1 に対する共扼水深 h_2 にな

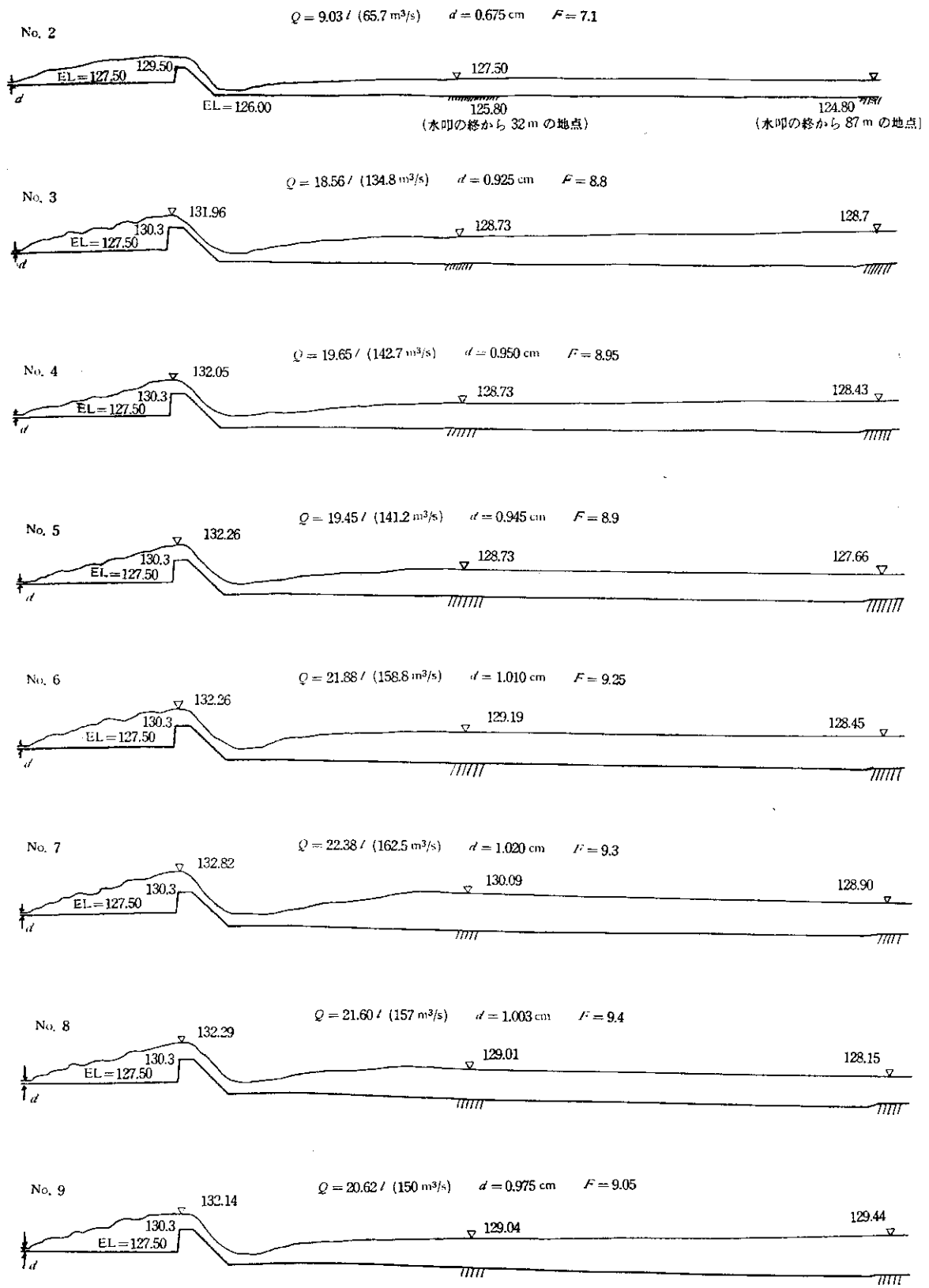


図-4 流況図 (1)

ればよい。

実験は最初 2.0 m (実物寸法) の高さを持つ副ダムに関して行つたが、これでは低過ぎて満足な結果が得られなかつた。流況図 図-4 の No. 2 に示されているのはその一例である。次に同じく、EL 127.50 m で下流河川は自然状態の場合に水叩末端の副ダムを 3.0 m (実物寸法) の高さにした時の種々の流量に対する水位の関係 (水面曲線) が図-4 No. 3~9 に示されている。

これらの図より明らかなように、副ダムの高さを 3.0 m にした場合には水叩の始点付近より跳水が発生し、副ダムの所では相当激しい攪乱状態を呈しているが、しかし射流の持つ激しい掃流力は失われてしまつてゐる。図-4 中の No. 6~8 などはいずれも 160 m³/sec あるいはそれに近い流量であるが、いずれも今述べたような状況になつてゐる。ただし、これらの場合にはこの副ダムから下の河床まで更に約 6 m くらいの落差で流下するので、副ダムの下流側を約 10 m くらい保護する必要がある。しかし、これは本ダムの余水路から流下した時のエネルギーに比較すればほとんど問題にならぬ程度のものであるから、保護工も比較的簡単なものでよいと思われる。以上の場合の河床洗掘状況は後出の写真に見られるとおりでである。次に第 2 案として、もし水叩の高さを EL 125.00 m まで、すなわち最初の計画よりも 2.5 m ほど低下した状態において跳水の発生する条件を求めた。これも理論的には全く明白なことで、実験を行うまでもないことであるが、一応そのような状況を作つて検証を行つた。この場合の流況は 図-4 の No. 10, 11 に示すとおりで、流量が約 150 m³/sec の場合に跳水後の水位は EL 131.40 ~ 131.60 m にも達し、実際に測つた 160 m³/sec の時の水位を既に 1.00 m も上廻つてゐる。このように水叩の高さを下げて 125.00 m としても、そのままでは計画洪水量に対して跳水が発生しないことは明らかである。

次に水叩の EL を更に低下させて、EL 124.00 m とした場合に関して実験した。この場合の実験結果は 図-4 No. 12~13 に示されている。

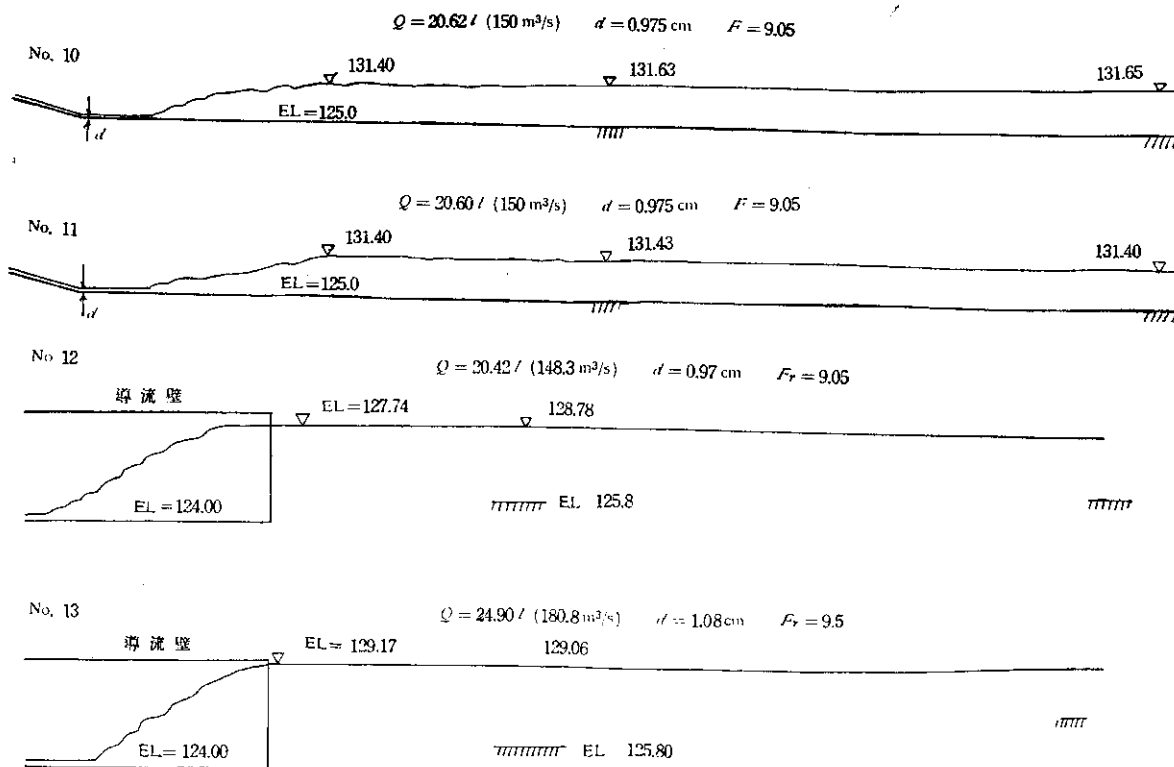


図-4 流況図 (2)

この場合に始めて自然状態で跳水が発生する。図の No. 12 には流量 $Q=148 \text{ m}^3/\text{sec}$ で下流水位 EL 128.80 m, No. 13 には $Q=180 \text{ m}^3/\text{sec}$ で下流水位 EL 129.06 m に相当する場合は示してあるが、これならば現在の河状

のままで完全に跳水を生じて安全である。しかし、そのためには現在の設計における $EL\ 127.50\text{ m}$ から 3.50 m も掘下げなくてはならぬことになる。なお、この最後の案の場合においても水叩の末端にやはり deflector を設ける必要がある。

(5) 副ダムを河川の下流部に設置した場合

この場合はあらためて述べるまでもなく、下流の水深 h_2 が水叩上の射流水深 h_1 の共扼水深になるように堰上げさえすれば自然に跳水が発生する。副ダムを水叩の終端に設けることをやめて下流に移す案は、水叩の末端では水流あるいは流木などの流下物が衝突して破壊される恐れがあるとする点において考えられるのであるが、流木に関しては次項に述べるとおりである。副ダムを水叩の終端に設けるか、あるいは相当距離だけ (例えば 50 m あるいはそれ以上) 離れた下流に設けるかは跳水の問題についてのみ考えれば水理学的にはほとんど差異はないのであつて、例えば副ダム下流部を更に保護する問題などについて見ても全く同じ条件であるから、この両者のどちらを採るか水理学上の条件以外の他の観点より決められるべき問題である。

(6) 水叩の末端に副ダムを設けた場合の流木の影響について

これは先にも触れておいたように、副ダムの表面に薄いパラフィン膜を張つておき、単に水流だけが衝突している時には何も痕跡がつかないが、固体が衝突したりかすめたりすると糸痕が残るようにしておいて、比重 0.9 の細い木材 (現場における丸太に相似の形のもの) を最大流量とともに多数流下させて、副ダムに衝突するかどうか、また当たるとすればどのような場所に多く衝突するかを調べたものである。写真-16 にその流況の一部が示されている。この実験の結果について見ると、木材は副ダムには全く衝突していないことが判明した。すなわち、水叩の始点から跳水が始まり水叩上を進むにしたがつて次第に水深を増加して副ダム上を越しているため、余水路の斜面を高速度で流下してきた流木はこの水深の大きな溜りの中に突入すると、ちょうどクッションに受け止められたような形となつて大きなエネルギーの大部分を失つてしまうようである。現在の模型においてはこれ以上のくわしい観察は不可能であつたが、副ダムに到達する前に全部水面に浮び上つてしまい、たとえ表面渦の中に巻込まれるものがあつてもそれらは副ダムの手前でぐるぐる廻転しているだけで衝突はしない。実験終了後パラフィン被膜の表面を詳細に点検して見たが傷跡は一つも認められなかつた。したがつて、流木が衝突して副ダムに損傷を与えるという心配は無用のものと考えられる。ただし、以上のことは洪水の放流前に水叩のプールには副ダムの堤頂まで水がたまつていた場合のことであつて、水叩が全く空の時に洪水が流木とともに流下したような場合には最初のうち (水叩のプールが満水になるまでの間) 衝突することはさけられないであろう。

(7) 河床の洗掘に関する比較実験

この結果は文末に付された写真-4~15 に示すとおりで、副ダムを設けその下流を約 7 m 更に河床保護をして、その末端に歯型堰を一行配置した場合が一番洗掘され方が少ないようである。

以上の洗掘実験の際の流量は大体計画洪水量あるいはそれ以上のものを採り、通水時間はいろいろ予備実験を行つた結果、約 40 分間にした。これは砂の主な移動がだいたい止る時間である。なお、洗掘実験の結果を見るのに、いずれの場合においても右岸側の洗掘が左岸側に比して多くなつている。これは左岸の水叩下流部の一箇所岩盤が突出した所があつてその影響によるものではないかと考え、その後この突出部を取り除いて同様な実験を行つたが、やはりいぜんとして上記の傾向は無くならなかつた。これは模型余水路の表面 (モルタル滑面仕上げ) を後で写真 (拡大) で詳細に調べた結果左岸側の方が多少粗度が大になつており、このために今回の実験のように流量が比較的小さい場合には (模型における計画洪水量は 22 l/sec で、この時の水叩上の水深は約 1.00 cm 前後であつた) 粗度のごくわずかの違いが流速分布の上に大きな影響を及ぼして、左岸側の流水のエネルギーが右岸側のそれよりも多少小さくなり、そのために上記のような結果が出たものと推論される。



写真-4

副ダム付近の流況，副ダムの高さ
8.6 cm 流量 21.3 l/sec (上流側より
見たところ)



写真-5

副ダム付近の流況，副ダムの高さ
8.6 cm，流量 20.62 l/sec (下流側よ
り見たところ)

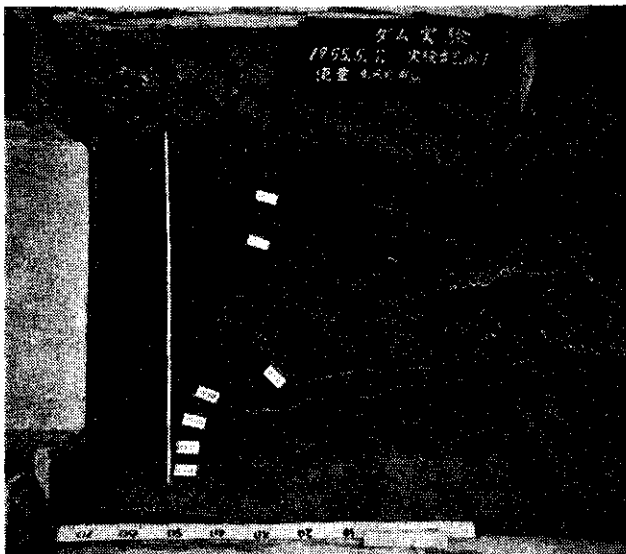


写真-6

通水前の河床地形，水叩下流部の白
線は工専用反縮切の位置

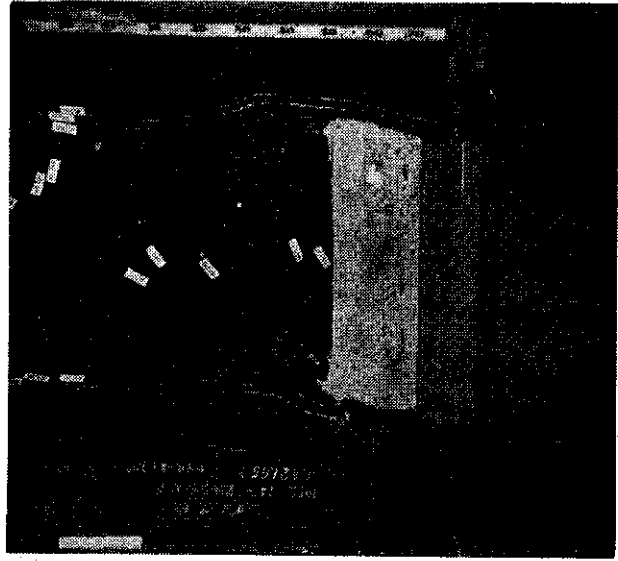


写真-12
副タノの高さ8.6m, 副タノ下の
水叩末端に鹵型環のない、流量
21.65ℓ/secの場合の洗掘状況

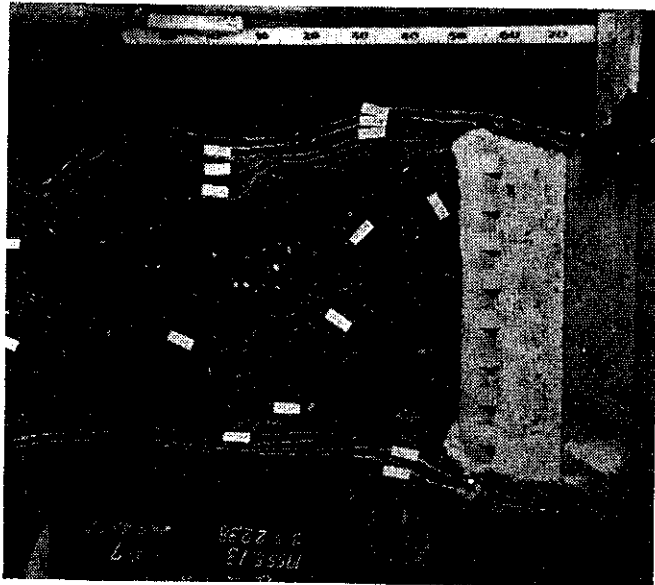


写真-11
写真-9と同じ横型で、流量
22.38ℓ/secの場合の洗掘状況

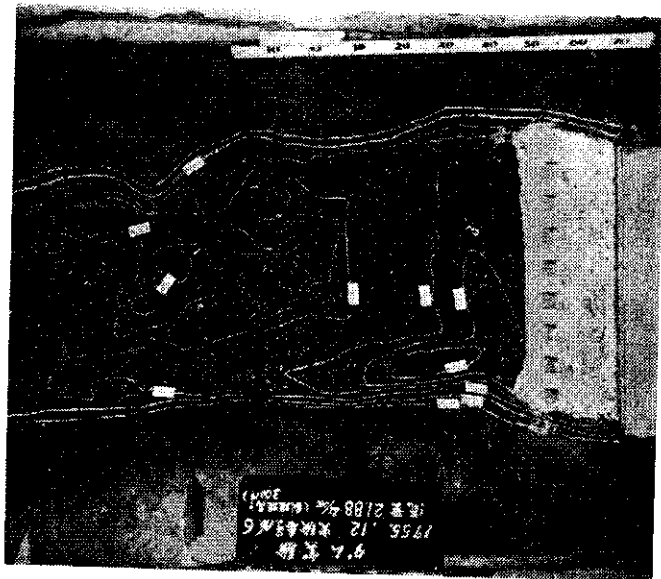


写真-10
写真-9と同じ横型で
流量21.88ℓ/secの場合の洗掘状況

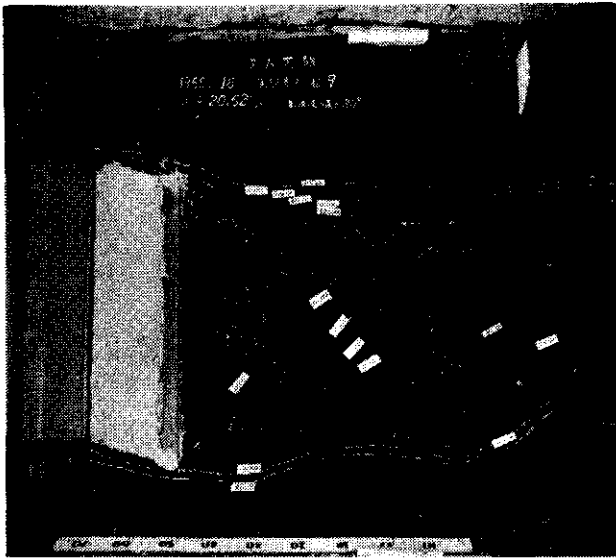


写真 13

副ダムの高さ 8.6 cm, 副ダム下の
水叩末端に deflector を置き, 流
量 20.62ℓ/sec の場合の洗掘状況

写真 14

副ダム無し, 水叩末端に 1.5 cm
の高さの歯型環を 1 列設け, 流
量 20.7 ℓ/sec の場合の洗掘状況

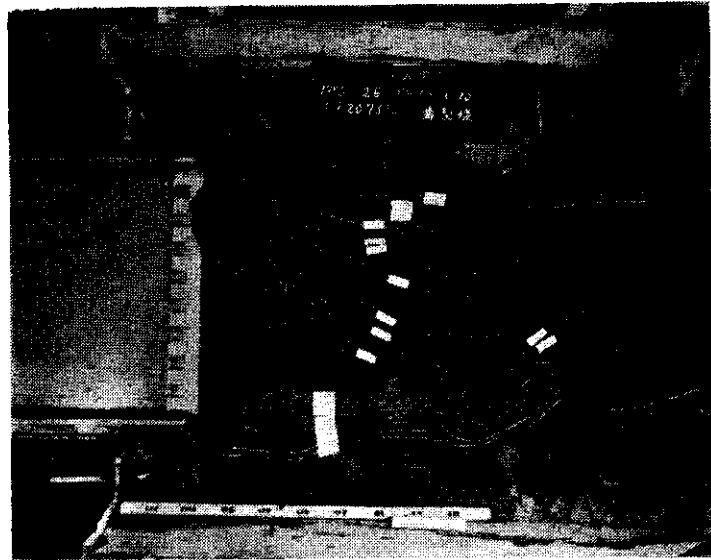


写真 15

副ダム無し, 水叩末端に 1.5 cm
の高さの歯型環を 2 列設け, 流
量 20.16 ℓ/sec の場合の洗掘状況

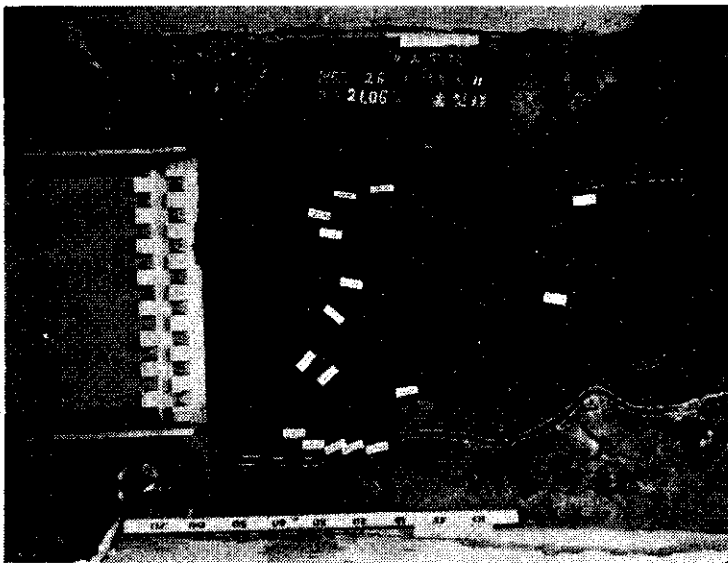




写真 16 流木流下の状況，流量，20.7 l/sec の時の水叩における流況，副ダムの高さは 8.6 cm

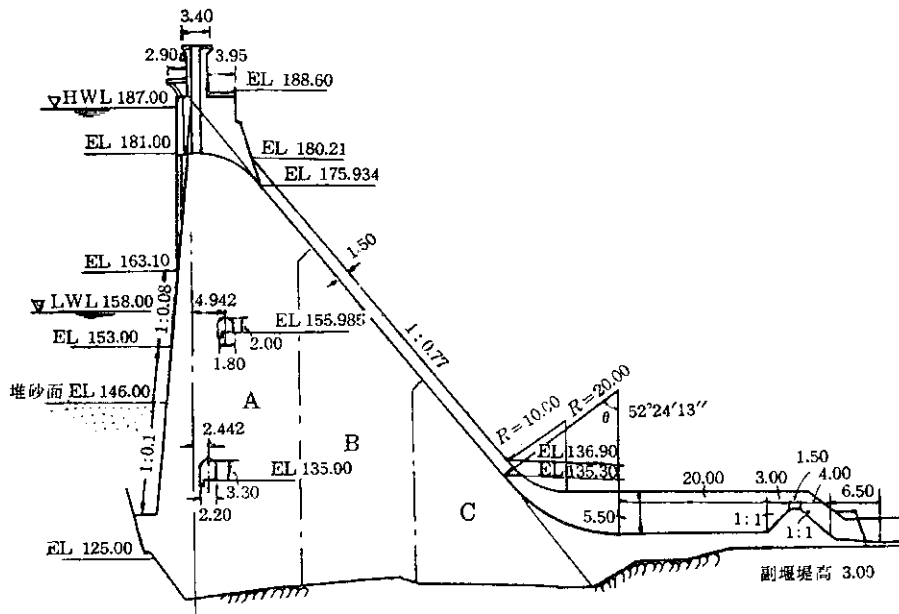


図 5 桂沢ダム溢流部竣工標準断面図

注：なお桂沢ダムに関する工事報告および竣工図は北海道開発局(石狩川治水事務所桂沢堰堤建設事務所)によつて昭和33年3月報告されている。

昭和33年10月25日印刷 昭和33年10月30日発行

編集兼 古 谷 浩 三
 発行人

印刷者 山 中 キ ヨ

発行所 北海道開発局土木試験所
 札幌郡豊平町平岸
 電話 ②4126 (代表)

印刷所 文 栄 堂 印 刷 所
 札幌市北3条東7丁目
 電話 ②0851・②5560・②2711