

小河内ダム工事報告

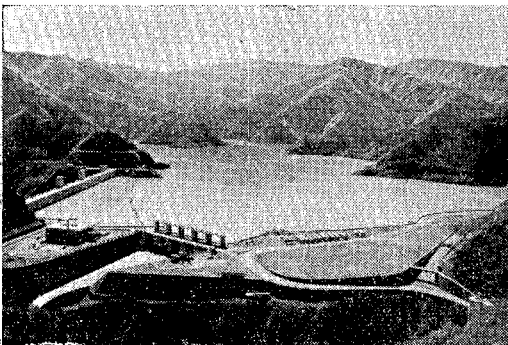
佐藤 志 郎*

1. 緒言

小河内貯水池建設計画は大正 15 年 3 月東京市会の決議により、大東京実現を予想しての東京市水道の根本的な計画であつて、当時既設および計画中のものを含めて 1 日 906 000 m³ の水量を必要とし、1 日約 425 000 m³ の不足を生ずることが推定されたので、この不足水量を拡張計画水量とした次第である。

これが水源として関東一円の大河川について調査検討を加えた結果、地理的条件その他諸般の観点から江戸時代より東京となじみの深い多摩川に水源を求めることになつたのであるが、多摩川の流量記録を検討すると既取水に本計画増加量を含めて取水するには、上流部に約 190 000 000 m³ の容量をもつ一大貯水池を設け自然流量を調節して水量を確保する必要があるであつたので、種々調査の結果、東京都西多摩郡旧小河内村の東端に大ダムを建設することに決定し、昭和 7 年 8 月認可申請の手続きをしたのである。

写真—1 満水した奥多摩湖



註：左手は管理事務所、中央手前は余水吐

しかるにはからずも本計画に対し、下流神奈川県稲毛・川崎二ヶ領用水組合との間に水利上の係争問題を生じ、これが解決に約 7 カ年の歳月を費やしたが、昭和 11 年 7 月ようやく事業が認可され、次いで翌 12 年 10 月工事実施の認可を得て、翌 13 年 11 月総合起工式を挙行し本格的に工事に着手したのであつたが、ときあたかも支那事変が熾烈化し第二次世界大戦への進展途上にあつたので、少なからず工事の進捗を阻害され、ダム工事の施工設備および基礎岩盤掘削等に重点を置き昭和 18 年 3 月にはダム コンクリートの打込みが、可能な状態に

至つたのであるが、時局の推移は工事の続行を許さない情勢にあつたので、昭和 18 年 10 月、やむなく工事を一時中止するに至つた次第である。

しかし終戦後本都の人口はきわめて急激なる増加傾向を示し、本都上水道は既定計画である本事業の速やかな再開実施を要求するに至り、昭和 23 年 9 月に本事業を再開したのである。

本事業の根幹である小河内ダムは、約 190 000 000 m³ の貯水量をうるため高さ 149 m、長さ 353 m、敷幅 131 m の非越流型直線重力式コンクリートダムであつて、わが国最大はもちろんであるが世界でも有数の大ダムであるので、これが実施に当つては海外の著名ダムについて調査研究し、設計施工ともに近代技術を取り入れ、その完璧を期した次第である。

実施に当つて最も重要視した点は基礎岩盤の処理とダム コンクリートの熱処理であつて、慎重なる検討を加えて着実に施工したもので、岩盤の処理については精密な地質調査にもとづいて掘削をなし、岩盤補強ならびに止水グラウトを実施した。またコンクリートの熱処理についてはプレ クーリングとパイプ クーリングを併用して柱状式工法を採用し、全継手にグラウトを実施して直線重力式ダムでは、わが国最初の試し荷重法による三次元計算をして検討した。さらに本ダムは総コンクリート量 1 675 680 m³ の全粗骨材と細骨材の約半分に当る合計約 3 130 000 t の骨材を現地で碎石生産したのである。

以上のごとく本ダムは戦前戦後にわたり、わが国最初の高ダムとして最も注目され、論議され、また戦争という悪条件によつて実に 15 年余を要したのであるが、ダム コンクリートを、昭和 28 年 3 月打込み始めてから 4 年あまりで打込みを完了したのである。以下本ダムについて検討調査し、実施した重要な点について、その概要を述べる(図—1)。

2. 型式および断面の決定

(1) ダム サイトの選定

貯水池の大きさは河川流量と利用すべき所要流量から決められるが、水道拡張計画としては約 180 000 000 ~ 200 000 000 m³ の源水貯溜を必要とした。これに応ずるダム サイトを多摩川筋に求めると、9 地点が候補としてあげられ、この各地点の貯水量とダム高さでコンクリート量を概算すると表—1のごとくなつた。

ついで各地点について、地質調査を実施して岩質と断

* 正員 東京都水道局長

図-1 ダム 付近平面図

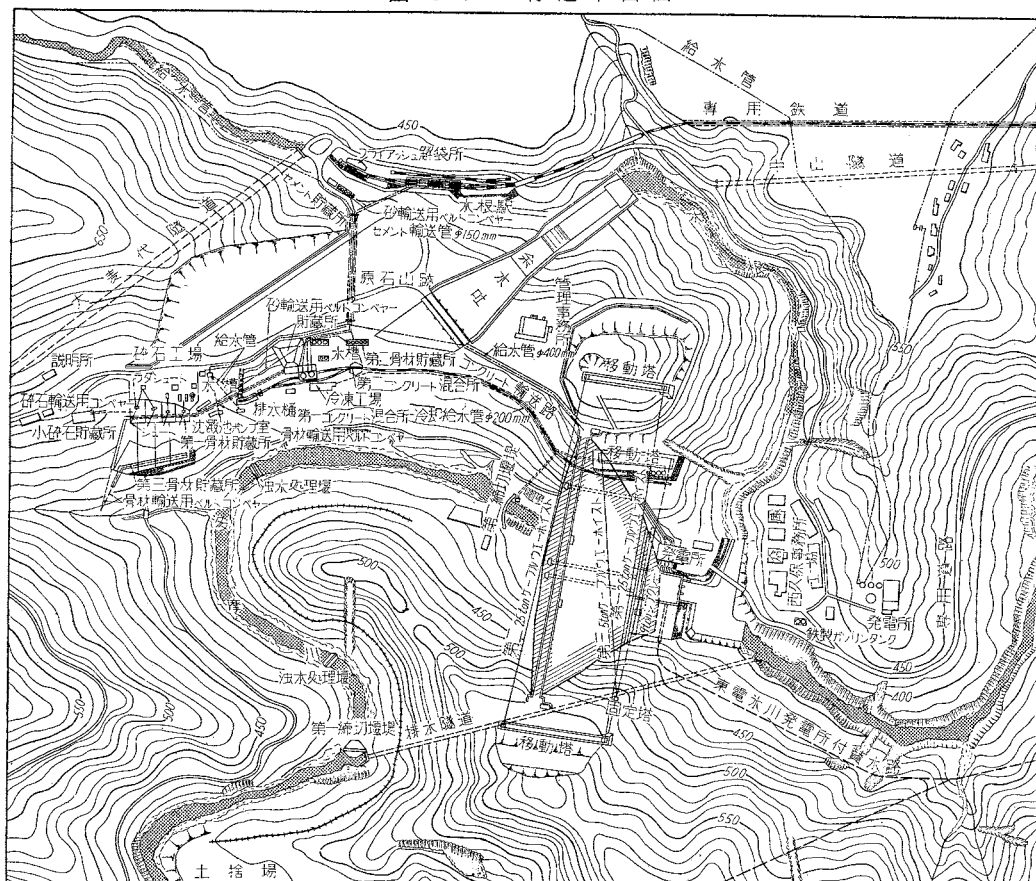


表-1 ダム サイト候補一覧表

地点	ダム高さ (m)	貯水量 ($\times 10^9 m^3$)	ダム体積 ($\times 10^5 m^3$)	地質調査 (岩質)	ダムサイトの適否
1 丹波山	158	194	2 224	硬砂岩と粘板岩	やや適
2 川野	138	186	1 726	粘板岩に硬砂岩介在	やや適
3 麦山	137	185	1 601	粘板岩	不適
4 河内	131	186	1 116	粘板岩で中央に硬砂岩介在	やや適
5 水根	146	187.7	1 260	硬砂岩	適
6 中山	147	186	1 338	硬砂岩に粘板岩介在	不適
7 梅久保	152	185	1 384	同上	不適
8 海沢	132	181	725	珪岩と粘板岩	不適
9 古里	116	171.5	987	硬砂岩に粘板岩と珪岩介在	やや適

層、フィッシャーの状況より見て 130~150 m のダム サイトとしての適、不適を判定し、それに地方的事情と経済的事情を考慮して決定した。すなわち下流の海沢、古里地点は資料運搬に便利であるが、氷川町、氷川発電所、鳩の巣、数馬の景勝地を水没せしめる重大問題があり、上流の丹波山、川野、麦山地点は上記の心配はないが、運搬道路の建設費が大となり、これまた困難とみられた。中山、梅久保地点は上記地質調査の結果、著名な断層のあることが明らかにされこれも不適となつた。結局、河内と水根が候補地点として残され、この両地点について詳細なる試錐、調査坑、岩質テスト等の地質調査を実施して断層、フィッシャーの存在ともあわせ考慮し

た結果、水根地点を採用することにした。

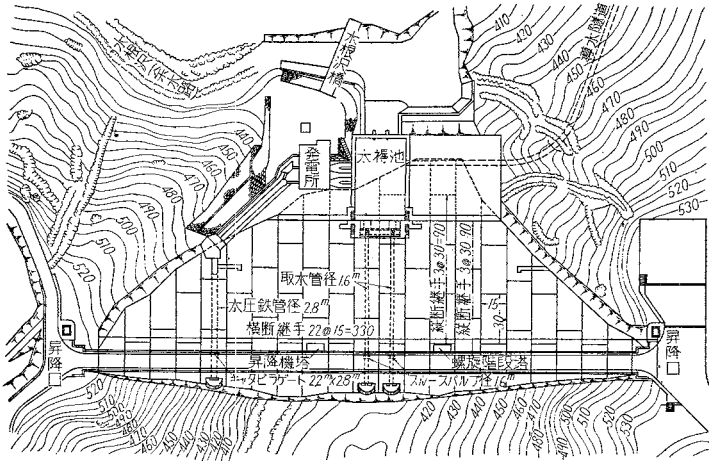
一方多段貯水池方式と一段貯水池方式との比較も行ない、水根に 149 m のダム 1 カ所と水根と古里に 108 m のダム 2 カ所と水根、海沢、古里に 96 m のダム 3 カ所にした場合について比較検討したが、ダム数の多くなるほど、費用は増大する結果となり、結局、現在地点の水根に 149 m のダムを建設することに決定したのである (図-2)。

(2) 型式の決定

本ダムの型式は直線重力式非越流型であるが、設計に当り、われわれを大きく支配したものは、なにぶんにも戦前はもちろん、戦後においても、わが国では高さ、量の点で初めてで、十分納得が行き安心感のもてる型式、工法を採るべきであると考えた。

まず考えられる型式は純粋アーチ型であるが、左右両岸とも細いフィッシャーやキレツが多く脆弱であるからアーチ型は無理と考えた。次に米国や日本にも見られる曲線重力型であるが、よほど上下流面の勾配を小にしないかぎりコンクリート容積が大となり、逆効果であるから、地震に対しても安心感のもてる直線重力式としたの

図-2 ダム平面図



である。

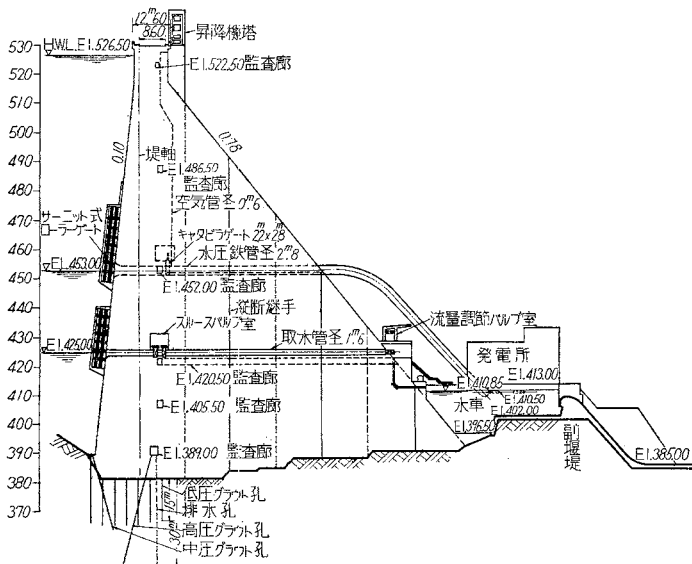
上下流面勾配は、戦前のもは上流面 0.10、下流面 0.83、さらに下流側の主応力の大きくなる所に増幅したが、戦後は下流面勾配を 0.80 から、さらに 0.78 と漸減して断面の縮少につとめた。

次に大きな問題である非越流型であるが、高水頭であるため、その激しい洗掘作用に耐える岩盤でないこと、地形上本流と水根沢の合流点までの距離が少ないから十分のエプロンがとりえなかつたこと、また越流水深の点から相当の幅員を要するのであるが、河川がダムサイトで曲つているので堤頂と川底で所要の幅がとれないこと等の理由により、あえて不経済な非越流型式によらざるをえなかつたのである。

(3) 重力解法

ダムの設計は昭和7年設計要項の検討に始まり、幾多

図-3 ダム断面図



の比較設計の結果、昭和14年完了して内務省の認可を受けるに至つた。その概要は次のとおりである。

ダムの型式：非越流型直線重力式コンクリートダム

設計方法：二次元重力式解法

設計要項：堤高 149m、頂幅 9m、最大水深 144m、波浪高 5m、最大推砂深 57.6m、堤体比重 2.32、揚圧力係数；上流端 1.0、排水孔直下 0.5、下流端 0、等値水平地震強度；満水時 0.12、空水時 0.06 コンクリートの許容圧縮応力度 35 kg/cm²、動水圧 ΔP

$$= \frac{7}{8} KW_1 \sqrt{(H-h_0)(x-h_0)}$$

ダムの断面：勾配上流側 0.1、下流側 0.83、下流面下部に増幅を有す

コンクリートの許容最大圧縮応力：35 kg/cm²

最大滑動係数：0.848

戦後、昭和23年工事再開と同時に上記の設計要領の再検討が行なわれ、その結果次の事項を変更した。

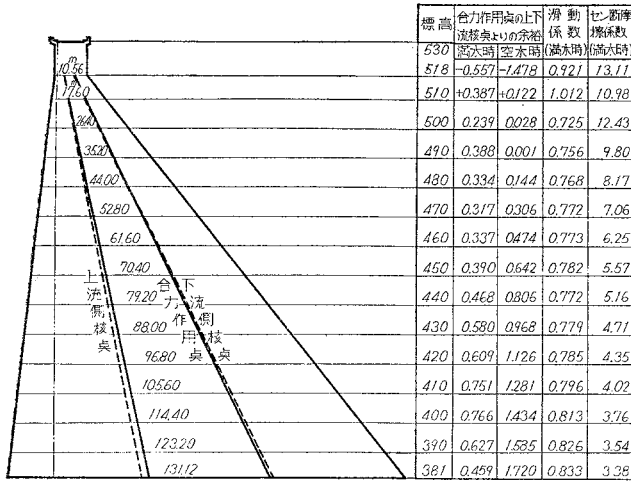
- a) 波浪高は 5m を 3.5m にした。
- b) 最大推砂深は 57.6m を 58.2m にした。
- c) 堤体比重は多くの実験の結果 2.35 を採用できることになつた。
- d) 揚圧力は面空げき率を考え作用度を 2/3 とすることにし、下流端は下流水位を考慮に入れた。
- e) コンクリートの許容圧縮応力度は技術の発達により 35 kg/cm² より 46 kg/cm² まで高めた。
- f) 天端の頂幅は 9m を 12.6m とし、上から 12m の所まで、上下流面とも垂直とした(図-4)。

以上の変更により再計算を行なつた結果、ダムの断面は、上流側 0.1、下流側 0.87、コンクリートの最大圧縮応力は 46 kg/cm²、せん断応力は 20 kg/cm²、滑動係数は 0.833 となつた。

(4) 三次元解析

当ダムの断面設計法は従来の二次元重力式解法によつていたが、完全なるブロック工法(パイプクーリング、継手グラウト)採用と兩岸のけわしい溪谷の現状よりみて、当然ビーム作用とねじれ作用が大きくなるので三次元試し荷重法による検算を行なわねばならないと考え、昭和25年7月試し荷重法による計算を開始した。当時直線重力式ダムの解析に関する文献は全く皆無で、ただグラウンドク

図-4 二次元解析



リー、ノーリス ダムで計算を行なったという事実が知られていただけで、従つてアーチ ダムと同一理論によりビーム構造とカンチレバー構造に分けて考え、ねじれモーメントは内部力として計算を進め、昭和 26 年 5 月完了したが、7 月たまたま入手せる Reclamation Manual (米国開拓局発行) によつて直線重力式ダムの試し荷重法はアーチ ダムのそれと異なり、ビーム構造とカンチレバー構造に、ねじれ構造を導入する方法なることを知り前記 1 年近くにおよんだ計算は不適当なことを知った。

ここで改めて Reclamation Manual と取り組み、苦心の結果この計算法を体得し 8 月再度計算を振り出しにもどして開始した。当時ダムは重力解法により $n=0.1$, $m=0.83$ の断面を採用しており、これが 検算を行なう

立場にあつた。ここで表-2 の研究番号 I の三解析を行ない、このさい前回の試し荷重法と比較し新計算法との違いを認識することができた。この間 non-linear stress study を slab analogy により計算したが着手後まもなく中止した。

昭和 26 年 10 月ダムの世界的権威者である米国の J.L. Savage 博士が来日し、当ダム現場を視察した。このさい提出した質問書にも他の設計部門より、三次元計算の問題が含

まれ、この結果後に多くの試し荷重法が実施される端緒となつたのであるから、このことについて少しふれると、当方より提出せる質問は次のごとくであつた。“直線重力式ダムのねじれ作用とビーム作用を検討するために試し荷重法を適用しようとするが、その信頼性はどうか、また滑動係数、せん断摩擦係数および引張応力が好ましくない数値になつた場合の対策はどうしたらよいか”、これについては昭和 27 年 2 月 F.D. Kirn 氏 (Denver Office B. R., U.S.A. Chief of the trial load method group) によつて次のごとく回答があつた。“開拓局で建設している。この方法の精度はグランド クリー ダムの模型実験によつて立証されている。すなわち荷重はねじれ作用やビーム作用によつてダムのア

バットメントに伝達される。それはちようどアーチ ダムでアーチ作用によつて伝達されるのと同様である。直線重力式ダムは単純重力解法によつて設計しても、正確な応力や安定率を求めることはできない。断面図からみても、小河内ダムの場合キーをつければ継手はグラウトする、しないのいかんに関係なく、相当の荷重がねじれ作用によつてアバットメントに伝達される。このダムは試し荷重法で計算したら堤体容量を減少させることができる。さもなくばキーをつけるべきでないし、またグラウトもすべきでない。この設計で安全率や引張応力が好ましくない数値になつたら、設計はもちろん変更する必要がある。しかしそれは現断面を試し荷重法で検討してからのことである”。

表-2 三次元解析に用いた各種断面および解析条件

研究番号	断面 (勾配)		解 析 条 件			
	上流面	下流面	地震荷重	横断継目の grouting	備 考	
I	1-1-A	0.1	0.83	考 える	し ない	横断継目の key によるねじれの横方向の伝達を考える
	1-2-A	0.1	0.83	”	す る	ねじれは考えるが横方向の bending moment は考えない
	1-3-A	0.1	0.83	”	”	ねじれおよび横方向の bending moment をも考える
II	2-1-A	0.1	0.83	考 える	す る	ねじれおよび横方向の bending moment をも考える
	2-2-A	0.1	0.75	”	”	”
	2-3-A	0.1	0.70	”	”	”
	2-4-A	0.1	0.65	”	”	”
III	3-1-A	0.0	0.80	考 える	す る	ねじれおよび横方向の bending moment をも考える
	3-2-A	0.0	0.75	”	”	”
IV	4-1-A	0.0	0.75	考 える	す る	ねじれおよび横方向の bending moment をも考える
	4-2-A	0.0	0.75	”	”	EL. 485.0 まで湛水してから横断継目をグラウトする
	4-3-A	0.0	0.75	”	”	EL. 520.0 まで湛水してから横断継目をグラウトする
	4-3-B	0.0	0.75	考 えない	”	”
V	5-1-A	0.1	0.78	考 える	し ない	横断継目の key によるねじれの横方向の伝達を考える
	5-1-B	0.1	0.78	考 えない	”	”
	5-2-A	0.1	0.78	考 える	す る	ねじれおよび横方向の bending moment を考える
	5-2-B	0.1	0.78	考 えない	”	”
	5-3-A	0.1	0.78	考 える	”	EL. 446.0 以下だけをグラウトする
	5-4-A	0.1	0.78	”	”	中央部のみグラウトし abutment 付近はグラウトしない

この返事によつて開拓局では直線重力式ダムに適用する試し荷重法は、検算法でなく設計法であることを知つた。それと断面が節約できるということは大きな魅力となつた。そこで当所においてすぐ断面縮小について検討することにし $n=0.1$ で $m=0.83, 0.75, 0.70, 0.65$ (表-2 研究番号Ⅱの解析) について比較検討した。これは昭和 27 年 8 月完了した。

これに先き立ち、筆者が米国に視察に行くことになつたので 12 月完了した研究番号 I 解析の結果をもつて Denver に行き F.D. Kirn 氏に結果に対する意見をきくことにした。6 月初旬 Denver の開拓局を訪れ Savage 博士, Kirn 氏, J. J. Hamond 氏とともに小河内の断面問題を討議した。

Kirn 氏は $n=0.1, m=0.83$ の三解析の結果から見て、この断面で un-grouted joint analysis で施工するがよいとの意見を出したが、Savage 博士は継手はグラウトした方がよいと主張し、結局その説を入れて Kirn 氏は断面を $n=0, m=0.75$ で水圧をダム高さの 2/3 までかけてから継手をグラウトする方法を勧告した。ただちに $n=0, m=0.80; 0.75$ の二計算を開始し、これは 8 月末に完了した。これが研究番号Ⅲ解析である。

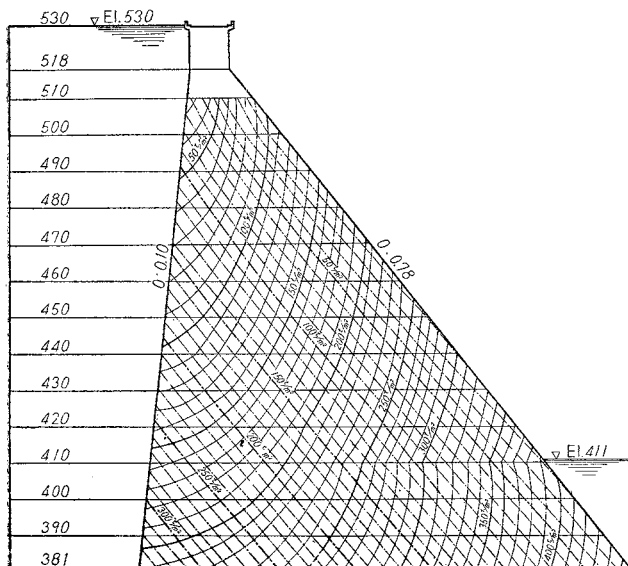
9 月 Savage 博士来日し、勧告による $n=0, m=0.75$ で水圧を $2/3 H$ かけて後グラウトする方法の計算結果が予期した以上の引張応力を生じたので、それについて討議した。

その後引張応力を少なくするために、次の方法によつて計算を進めることにした。

(1) 水位を EL 520 m まで上げてから継手をグラウトする方法 (表-2 4-3-A 解析)

(2) 水位を 4 段階に分け、そのつどグラウトを step

図-5 等主応力線図



by step に実施する方法

(3) 地震力による引張応力の作用程度の調査 (表-2 4-3-B 解析)

このうち (1), (3) は昭和 27 年 12 月までに完了した。(2) は時間的に余裕なく未完了に終つた。

上記の結果を建設省に提出して $n=0, m=0.75$ 断面の採用をはかつたところ、数次の会合の結果、試し荷重法による断面決定は、わが国では初めてのことであり、また他の高ダムも計画中であつたので、これを承認するかどうかはその影響大きく保留となり、重力解法による前節に示した $n=0.1, m=0.78$ 断面が昭和 27 年 12 月決定された。

しかし重力解法では、セン断摩擦係数が最大断面で 3.38 となり、三次元構造の必要性は認められたので、試し荷重法により検算することとした。その結果は表-2 の 5-A-1, 5-B-1, 5-A-2, 5-B-2 解析であるが、なお引張り応力は継手をグラウトした場合、地震力ないとき 7.8 kg/cm^2 、地震力のあるとき 11.6 kg/cm^2 となり、かなり大きいものであるので、建設省の要請もあり、1) EL 446 m 以下はグラウトし、それより上部はキー継手のみで放置する場合 (5-A-3 解析) と 2) ダム左右兩岸急傾斜アバットメント部分の継手はキーのみにしてグラウトはせず、河心部の継手のみグラウトする場合 (5-A-4 解析) を研究したが、引張り応力は前記の地震力を含めた場合と、大して変わらないことがわかつた。

上記のごとく継手をグラウトした場合は、かなりの引張り応力が発生するが、これがダムにおよぼす影響は、その部分で継手が僅か開き二次元重力作用を強くするだけで、構造的にみて大した影響はないと考え、一方セン断摩擦係数は最大断面で 5.49 となり構造物としてはより安定度を増すので、この方法を採用した。

以下 5-A-2 解析を示す。

設計条件：天端標高 EL 530 m, 最低基礎標高 EL 382 m, ダムの高さ 148 m, 天端幅 9 m, 天端長 340 m, 上・下流面勾配 $n=0.1, m=0.78$, 等値水平地震震度 0.12, 岩盤およびコンクリートの弾性係数 $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, 岩盤およびコンクリートのポアソン比 0.2, ダムは左右対称形とし、継手は上述のごとく湛水前にグラウトする。

解析結果：解析結果は図-6~8 に示し、大要は次のごとくである。

1) 荷重分割 ねじれ作用は EL 446 m にいちじるしく、中央の片持バリの下部では負荷重さえうける。EL 418 m における荷重は 72% はねじれ作用で伝達され、ビーム作用とカンチレバー作用ではそれぞれ 13%, 15% が伝達されるにすぎない。

図-6 三次元解析

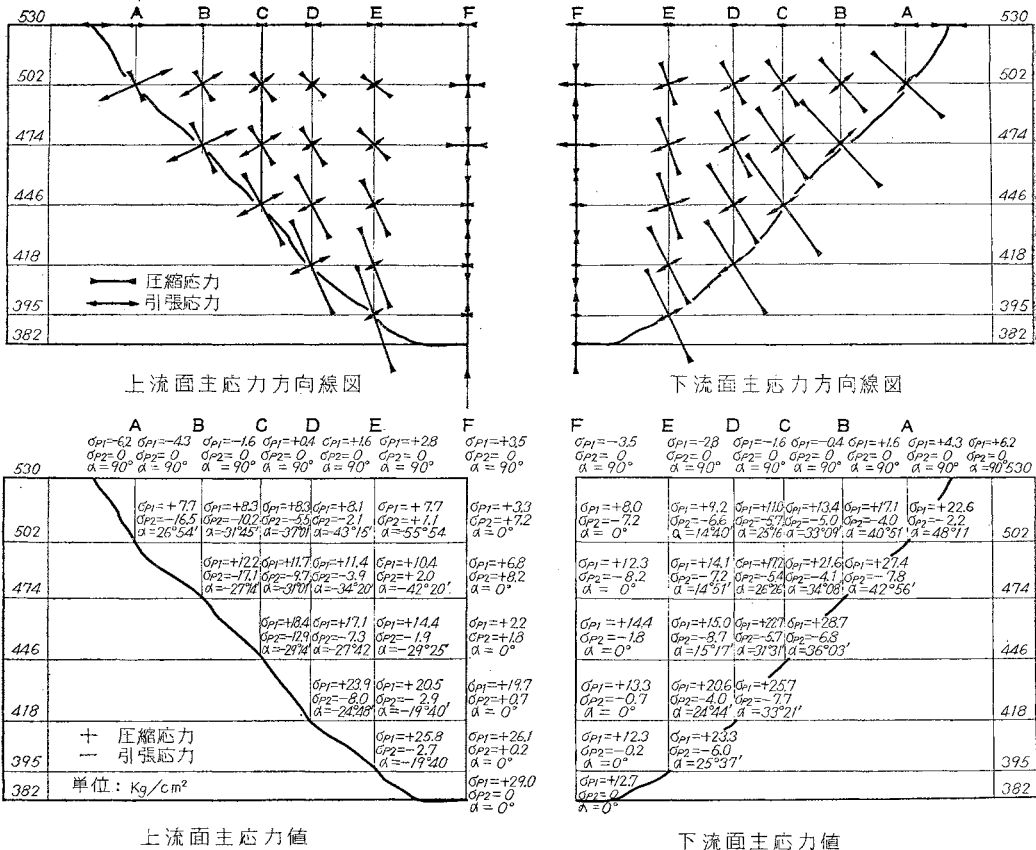
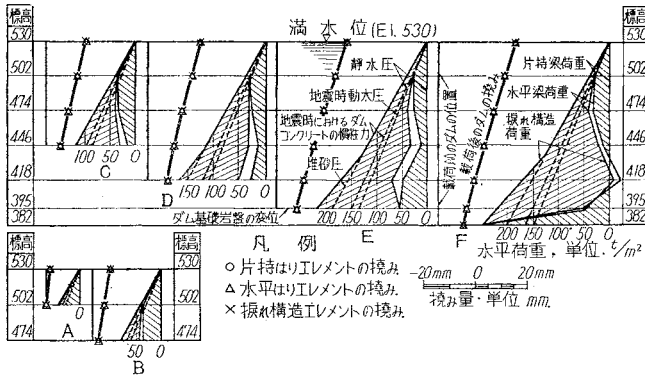


図-7 荷重分割とタワミ



2) タワミ ダムの中央天端のタワミは 31 mm, その基礎で 9 mm の変位があるので, 相対的には 22 mm のタワミが考えられる。

3) 片持バリ応力 荷重がねじれ作用, ビーム作用に多く伝達されるので, この応力は少なくなり, 垂直応力では EL 446 m 以下, 斜応力では EL 418 m 以下で上流側応力が下流側応力より大きくなった。

4) 水平バリ応力 EL 502 m の上流側アバットメントのところに最大引張応力 11.6 kg/cm² が生ずる。

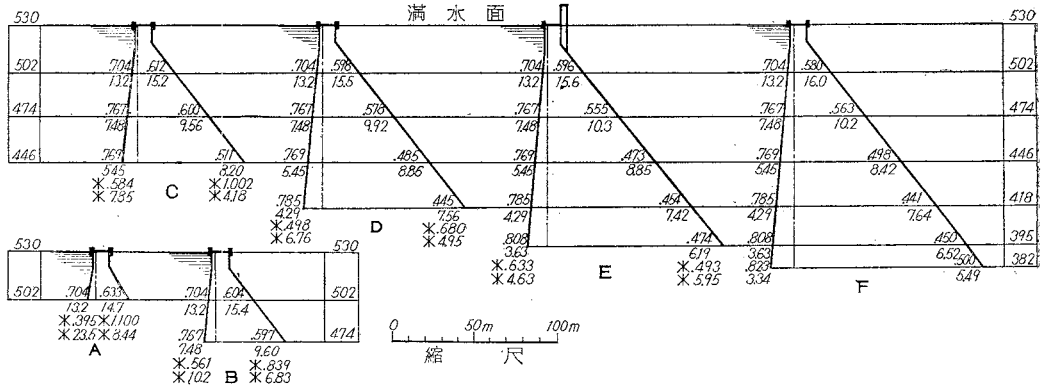
5) 主応力 最大主応力は 29.0 kg/cm² となり二次元最大応力 46 kg/cm² に比較すると 2/3 程度であるが, 上記の水平引張応力が主応力としては 17.1 kg/cm² となつてくる。

6) 安定度 セン断摩擦係数は中央片持バリで最小で 5.49 であるが, 二次元計算によると 3.34 となり安定度は 2 以上の増加となり, 三次元ダム安全性を立証している。

(5) 光弾性模型実験

前述のごとく三次元試し荷重法は米国では合理的設計法とみなされているが, 直線重力式ダムに実施したのはわが国で最初であり, 監督官庁でもまだ認可しなかつたほどで, これがどの程度正しい解法であるかを確認する方法としては実験をする以外になかつた。また諸外国の資料を渉猟しても実験の結果は試し荷重法とよく一致したとの記述のみで, その詳細なる結果を見ることはできなかつた。かかる理由から, なんらかの方法で模型実験を実施しようと考えたが, 普通の方法では実験の工期, 人力, 費用等ぼう大となり, その上目的と

図-8 滑動係数と内部摩擦係数



1. 重力解析法により求めた安定係数を上流側に示す。
2. 試算荷重法により求めた安定係数を下流側に示す。
3. 滑動係数は標高線の上に示す。
4. セン断摩擦係数は、標高線の下に示す。
5. *印を付す係数は傾斜したパット面に対するものである。
6. コンクリートの内部摩擦係数は 0.80 と考える。
7. コンクリートの単位セン断抵抗は、300 t/m² と考える。
8. コンクリートの単位重量は 2.35 t/m³ と考える。

する内部応力の大きさを測定するのは困難であるので、光弾性利用が便利と考えた。二次元光弾性は数多くの先例があるので簡単であるが、主目的は三次元光弾性実験であつて、これを凍結法によつて実施するならば、他の実験に比し内部応力的情況を知ることは容易であり、京都大学工学研究所の丹羽義次博士に実験を依頼することとなつた。

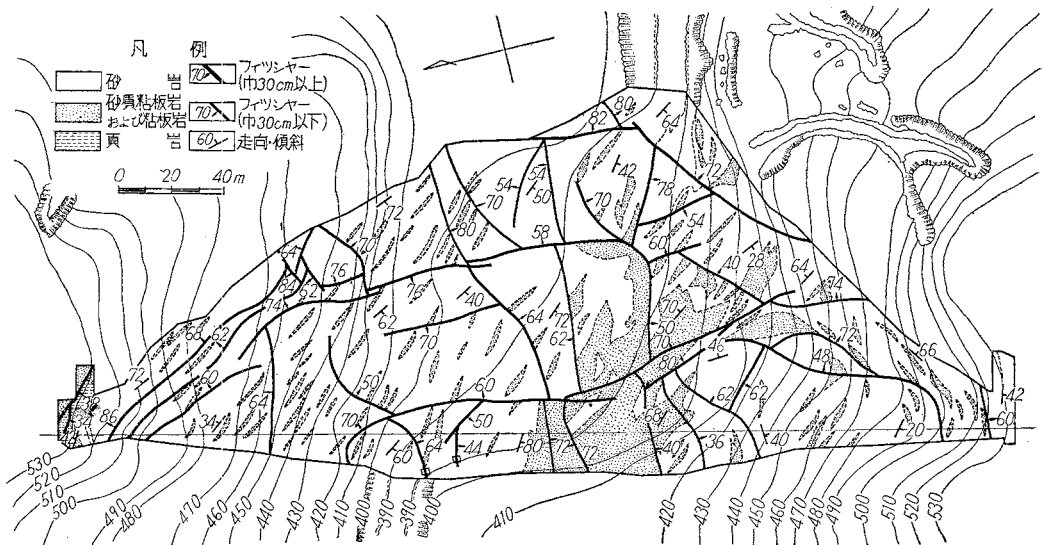
実験は模型をスイスの Ciba 社製 Epoxy 樹脂 (Araldite Casting Resin-Type B, 硬化剤 25%) を使用し、縮尺 1/1 200 とした。荷重は spring piston によつた。実験によれば 1) EL 477 m 以上の応力は三次元試し荷重解析と非常によく一致したが 2) 中央部より下部に行くに従つて応力度は差を生じてくる。特に EL 446 m 以下にはハリ作用は認めがたい結果となつた。

3. 基礎とその処理

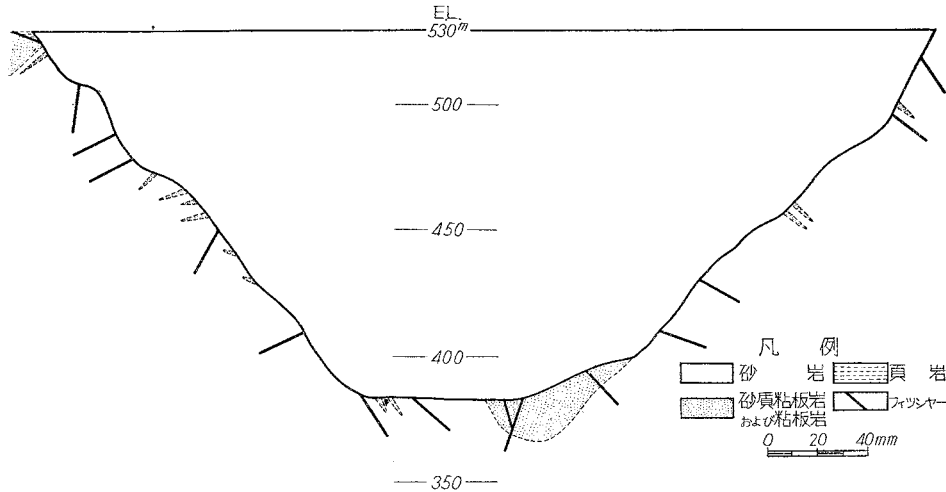
(1) 地質

ダム地点付近は中生代ジュラ紀(鳥の巣統)小河内層群中山層に属する砂岩層である。この砂岩層は広範囲に分布し、ダム地点の上流方面では約 600 m、下流方面では約 1 600 m にもおよび、それぞれ粘板岩層に界している。この砂岩層はところどころに層状または葉片状粘板岩・砂質粘板岩・頁岩・粘板質砂岩をはきんでいる。砂岩は暗灰色の Subgraywacke~Graywacke で、質きわめて堅硬緻密塊状で走向等も判然としなない。粘板岩は黒色の Argillite~Slate で、砂岩にくらべると軟質でキレツも多く、はく離しやすい特徴をもつているが、前記の砂岩に比して小規模である。

図-9 ダム基礎地質図(その1)



図—10 ダム基礎地質図 (その2)



河床部の地層の方向は $N60^{\circ}\sim 80^{\circ}W$ で、左岸側および右岸下流部は主に南に、また右岸上流部では北にそれぞれ $50^{\circ}\sim 80^{\circ}$ で急斜し、左右兩岸上部では、その走向 $N20^{\circ}E\sim N20^{\circ}W$ で東方下流側に $40^{\circ}\sim 70^{\circ}$ で傾斜し、左右兩岸中腹部と右岸河床部に、それぞれ小規模な背斜および向斜構造が考えられる。そして左岸標高 +530 m のダム取付部にみられる粘板岩層と、右岸河床部にみられる粘板岩ないし砂質粘岩層は、同一層序であると考えられる (図—9 および 10 参照)。

ダム地点には数条のフィッシャーが認められ、それらの幅は数 cm から大なるは 50 cm 以上にもおよび、それを構成しているものはおもに角礫で、少量の粘土を含み、その面できららか滑動したものも認められる。これらフィッシャーの特徴はあまり長く続くものではなく、1 条のフィッシャーでもその走向・傾斜の変化が大きく、むしろ雁行状を呈している。また節理が不規則に発達し、フィッシャーに沿って破砕帯を形成しているところもある。これらフィッシャーの走向を大別すると、堤軸にはほぼ平行のもの ($N20^{\circ}E$) と、それにほぼ直交のもの ($N80^{\circ}W$) とに分けられる。前者は主に東方下流側に $50^{\circ}\sim 70^{\circ}$ で急斜し、後者は北または南に $60^{\circ}\sim 80^{\circ}$ で急斜している。これらのフィッシャーおよび節理には石英または方解石を充填しているものもある。

前記の堤軸にはほぼ平行な走向をもっているフィッシャーには、主要なものが 3 条認められる。すなわち河床部付近において、上流堤軸付近、中流部および下流端付近である。また堤軸にはほぼ直交する走向をもっているフィッシャーは各所に認められるが、これらフィッシャーは一般に前記フィッシャーによつてセン断され、転位しているものが多い。

(2) 掘削

ダム地点全面にわたつて、表土深調査のため 150 孔の

調査孔を掘削した。その結果、平均表土深は 1.5 m であることが知られた。さらに岩盤に対しては調査用のボーリングを 32 孔、総延長 941.7 m と、比較的規模の大きいフィッシャーに対しては調査用横坑 6 カ所、総延長 73 m を掘削して、岩盤の性状を明らかにした。これらの調査資料から岩盤掘削の基本計画を立てたわけである。

その後、岩盤掘削と併行して、さらに種々の細部調査を行なつた。すなわち詳細な地表調査を行ない、さらに左岸側においては下流端付近に調査用横坑 3 カ所、総延長 48.5 m および中流部から下流部にわたつて調査用ボーリングを 5 カ所、総延長 75 m を行ない弛緩岩盤の規模を調査した。

岩盤掘削は施工上、荒取り掘削・仕上げ掘削・フィッシャー掘削の 3 つに分けて行なつたが、これらは一連の施工によるものである。次にそれらについての概要を述べると次のとおりである。

1) 荒取り掘削 ダム地点は地形的に、右岸側は急斜し、岩盤は全般的に堅硬である。これに反して左岸側はやや緩斜し、また河岸段丘が中流部から下流部にわたつて発達し、右岸側に比して全般的に軟弱で、やや弛緩している。掘削は原則として計画面の 60 cm 上位までとし、工法は主にジャックハンマーによる小発破で行なつた。

その結果、掘削総量は工事一時中止の前後を通じ、岩石・表土・砂礫を含めて約 559 000 m^3 に達した。その掘削はおもに左岸側に集中し、掘削の比率は、およそ左岸側 75%、右岸側 25% である。

2) 仕上げ掘削 荒取り掘削の終了後、ピッカーバールを用い手掘りによつて行なつたもので、発破による岩盤の損傷部と、キレットによる浮石等を除去することが目的である。その掘削深は原則として 60 cm であるが、岩盤の状態によつて必ずしも画一的にはいかなかつた。

仕上げ掘削によつて除去した岩石量は 15 500 m³ で、前述の荒取り掘削量を合計すると、その掘削総量は約 574 500 m³ に達し、掘削量はやや多量になった。

3) **フィッシャー掘削** 基礎岩盤に認められるフィッシャーは、その走向・傾斜・セン断破砕帯の幅、それを構成する物質(粘土・角礫)・露出する位置を調査し、ダムにおよぼす影響等を考慮して、掘削の規模を決定した。水深の最も大きい河床部に認められるフィッシャーに対

しては、漏水防止の目的でコンクリート打込み前に、ダムの上流付近に止水斜坑を2カ所掘削した。その深さは10mで内部を十分洗滌してコンクリートで置換し、さらにその周縁をグラウチングによつて補強して水密性をもたせた。

ダム敷内のフィッシャーの掘削は露出する全延長に対して行なつた。その幅はセン断破砕帯を完全に除去するようにし、その深さは通常掘削幅の3~5倍程度とした。右岸側のやや優勢なフィッシャーに対しては、軟弱部を約15m掘削して右岸側においこみ、さらにEL452.0mとEL486.5mの2カ所にフィッシャーに沿つて、グラウチング用のトンネルを設けた。その長さは下段10m、上段20mである。

(3) コンソリデーション グラウト

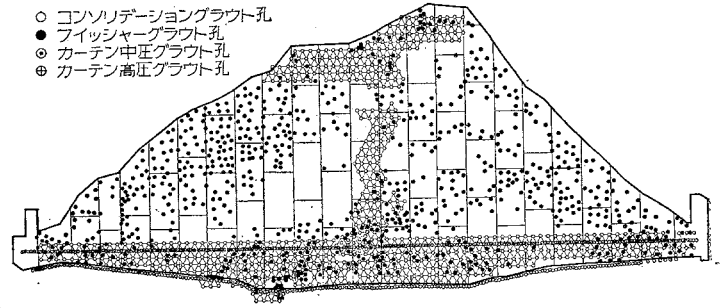
基礎岩盤表層部を均質化し、さらに水密性をもたせて、一様な岩盤支持力を保持せしめる目的のため施工する浅孔低圧グラウチングである。これは施工目的上二つの意味があり、第一は後述するカーテングラウトを施工するための補助として堤軸付近にそれに沿つて行なうものと、第二に基礎岩盤全面にわたつて均一な岩盤支持力を保持させるために弛緩軟弱部に対する補強の目的で施工する。穿孔深はともに15mでステージ工法をとり、1ステージを5mとし、主に口径47mmのAX型ダイヤモンドビットを使用した。

第一のグラウト孔の配置は堤軸の列、その上流上に4列および下流側に2列の計7列、孔列および孔間隔はともに4mの千鳥型とした。孔方向は岩盤面上からそれに直角方向に行ない、その施工総数は465孔で、総延長は7 694.8mである。

第二のグラウト孔は地表調査にもとづき、岩盤全面の弛緩軟弱部に対して、岩盤面上からそれに直角方向に施工した。グラウト孔の配置は前記の配列を基準とし、同じく孔列および孔間隔はともに4mの千鳥型とした。

グラウト注入の要領を述べると、穿孔が終了したならば孔内を清浄水で洗滌し、透水試験を行なつて岩盤の性状を確かめる。その圧力はグラウト注入圧と同圧力で約30分間行ない、その注入量決定をする。次にグラウト

図-11 基礎グラウト孔配置図



注入を行なうのであるが、セメントは普通ポルトランドセメントを用い、その濃度は通常薄配合のものから注入を始め、順次濃配合に変化させ最終30分間の平均注入量が0.2 l/min/5mで終了する。w/c(容積比)は透水試験の注入量によつて決定するが、一般には10:1から4:1、特に注入量が大なる場合には1:1まで行なつた。注入最終圧力は230 psiである。

グラウト注入が終了したならば、グラウトの凝結をまつて(通常5~10時間後)孔内を完全に洗滌し、グラウト注入圧の80%程度の圧力で漏水試験を行なう。その30分間の平均漏水量が0.5 l/min/5m以下ならば漏水試験を終了しグラウチングを完成する。

漏水試験の結果が前記漏水量以上であれば、再びグラウチングを行ない、その万全を期したわけである。グラウト孔の配置は図-11に示すとおりで、また河床付近178孔のグラウト成績を示すと表-3のとおりである。

表-3 基礎グラウト成績表

グラウチング	孔数	総延長 m*	セメント注入量 kg	kg/m
コンソリデーション	178	2 742.5	116 330	42.4
フィッシャー	351	4 325.0	234 246	54.2
中圧カーテン	220	8 432.1	392 006	46.5
高圧カーテン	128	8 357.0	246 688	29.5

*コンクリートの穿孔長を除く

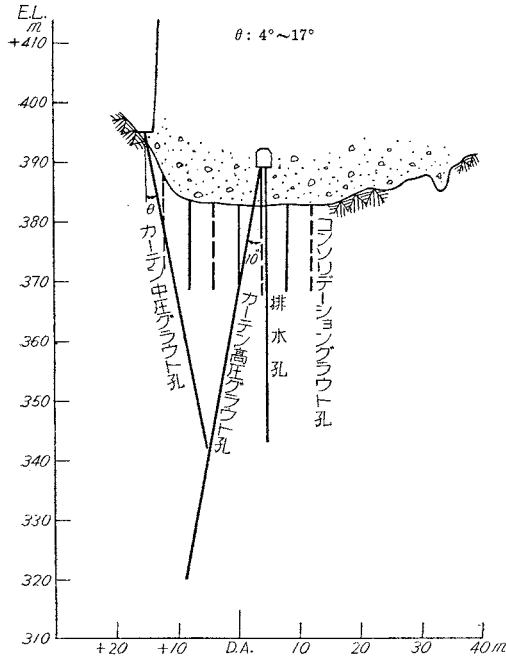
(4) フィッシャー グラウト

これはフィッシャーに対する補強と、それにとりまなうセン断破砕弱部の補強を目的として施工するものである。従つてコンソリデーショングラウトの一種と考えることができる。

フィッシャー掘削、すなわち置換コンクリートの垂直深は一般に岩盤表面から2~3m程度である。従つてフィッシャーの緩傾斜の場合には、置換コンクリートの上盤面は岩盤と密着しにくいので、その部分にグラウチングを施工して、それらの密着をはかると同時にフィッシャーの上下盤に対する補強と、さらに岩盤表面から深さ10m程度の部分を補強する意味で、岩盤表面下約8mでフィッシャーと交叉するような位置に穿孔するよう施工した。

従つてグラウト孔の配置は一定せず、個々のフィッシャーの走向、傾斜によつて異なつてくるが、原則としてフィッシャーの上盤側で走向に沿つて2列とし、孔間隔は4~6mの千鳥型で行なつた。列間隔は傾斜角によつて決定し、フィッシャーの傾斜が垂直の場合には1列とし、緩傾斜の場合には列間隔が大きくなる(図-12参照)。グラウト孔の方向は原則として垂直とし、ダムコンクリートを数リフト打込み後、コンクリート上から施工した。その深さは岩盤表面下10mである。

図-12 フィッシャー グラウト詳細図



施工要領は前とほぼ同様で、ステージ工法をとり1~3ステージで施工した。最終注入圧力はやや小さく150psiとした。施工総数は880孔で、その総延長は16122.3mである。グラウト孔の配置は図-11に示すとおりで、河床付近351孔のグラウト成績を示すと表-3のとおりである。

(5) カーテン グラウト

上流端付近で堤軸に沿つて、遮水の目的のために施工する深孔高圧グラウチングである。貯水池の水圧も大きく、基礎岩盤は必ずしも良好であるとはいえない部分もあり、またカットオフトレンチを設けないので、漏水防止のため特に留意して施工した。施工方法はダムの上流端コンクリートまたは岩盤上から施工する中圧グラウトと、ダムの基礎監査廊から施工する高圧グラウトに分けられる。これらはともに口径47mmのAX型ダイヤモンドビットを用いステージ工法をとつた。

1) 中圧グラウト ダム上流端のコンクリートまたは岩盤上から施工したもので、グラウト孔の配置は1列、

孔間隔はEL480m以下は1.5m、それ以上は3mで計画したが施工の結果、左岸側の3mの部分もさらにその中間に調査補助孔を穿孔したので、結果的にはその部分の孔間隔も1.5mとなつた。深度は30~40mで下流側に4°~17°の斜孔とした。この斜孔角度は中圧グラウト孔の孔末端が、後述する高圧グラウチングによる止水幕に達するよう施工したもので、従つてその穿孔位置と標高によつて決定した。

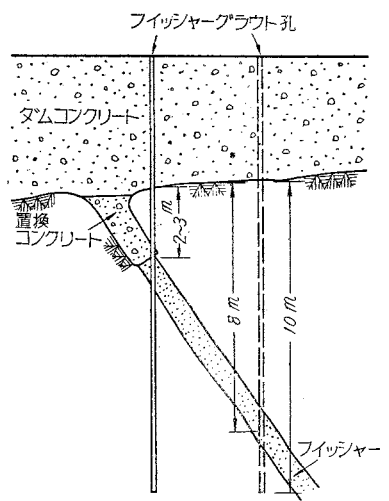
施工要領は1孔おきに穿孔し、1ステージを原則として10mとした。最終注入圧力は500psiで、施工総数220孔、その総延長は9274mである。また220孔のグラウト成績を示すと表-3のとおりである。

2) 高圧グラウト ダムの基礎監査廊からそれに沿つて施工したもので、グラウト孔の配置は基礎監査廊の上流壁から1m下流に1列とし、孔間隔は1.5m、深度はダムコンクリートを含めて50~80mで、上流側に10°の斜孔とした。ただし左右両岸EL486.5mに設けたグラウト用の監査廊以上においては上流側に5°の斜孔とした。グラウト

図-13 基礎グラウト孔標準図

孔の配置は、図-11および図-13に示すとおりである。

施工は中圧グラウトおよびダムの下部ジョイントグラウトの終了後、河床部から順次左右両岸上部に向つて行なつた。その要領は1孔おきに穿孔し7ステージで行なつ



たが、その重要性にかんがみ特に入念に施工した。施工総数は249孔、総延長は17326mである。また河床付近孔のグラウト成績を示すと表-3のとおりである。

4. ダム コンクリート

(1) 骨材の生産

ダムコンクリートに使用する骨材は、種々検討の結果、粗骨材は原石山より現地生産するものとし、細骨材も約半量を現地生産の砕砂により、残りを下流小作付近の川砂によるものとした。この小作付近の川砂は、国鉄青梅線および専用鉄道によつて運搬し、砕砂とともにビンに貯蔵した。

ダム付近の地質は前記に述べてあるとおりで、硬砂岩の物理的・化学的な性質は次のとおりである(表-4)。

(2) 採掘

採掘場は図-1に示すようにダムに接近しておりダム側には直下に砕石工場、コンクリート混合所、冷凍工場等の施設があり、水根側には水根駅、セメント貯蔵所、コンプレッサー室等の諸施設と、水根駅をへだてた直下で都道第3号青梅・甲

表-4 骨材試験成績表

化学成分	%	化学成分	%
SiO ₂	63.96	CaO	2.62
TiO ₂	0.65	Na ₂ O	3.74
Al ₂ O ₃	15.99	K ₂ O	2.31
Fe ₂ O ₃	0.85	+H ₂ O	2.68
FeO	3.86	-H ₂ O	0.12
MnO	0.07	S	0.05
MgO	2.42	CO ₂	0.62
		計	99.94
耐圧強度	2 500~3 000 kg/cm ²		
比重 (砂岩平均)	2.65		
硬度 (モース)	6~7		
アルカリ反応試験	無害		

府線と接近しているの、その採掘法には爆破による災害をおよぼさぬよう、また岩盤を緩ためたり、ダムに衝撃を与えぬため1カ所に大量の火薬を消費する坑道式発破を禁止した。

工事再開当初の計画はグローリー ホール開削法、ワゴンドリルによる削孔、電気ショベルによる積み込み、15t~9tのダンプトラックによる運搬法を採用することとしたが、原石採取を急速かつ大量に行なわねばならない実状にはほど遠いものがあつたから、昭和28年11月でグローリー ホール開削法を取りやめ、スネーク ホール式開削法に切りかえた。

このスネーク ホール式開削法とは、ワゴンドリルを水平に使用し山のすそに4~7mの深さの孔を間隔1.5~2mに5段に削孔し、MS雷管により1回に50~200発を使用して一度に大量の原石をうるものである。この工法によると岩質の軟硬や地層の走向に支配されるが、その効果は爆破力所から高さ10~15mにまでおよび、またその衝撃によつても相当量落下したから当原石採取

表-5 ワゴンドリル実績表

採取量 (m ³)	消耗ロッド (kg)	消耗ビット (kg)	100m ³ 当りロッド消費量 (kg)	掘進速度 (cm/min)	平均1日掘進長 (m)
580 000	9 700	870	1.6	15~16	60

場には適した工法であつた。ワゴンドリル1台に対する所要人員は坑夫2人手伝い2人の割合で、爆薬は特種型径45mm、重量450kgのものを岩石1m³に0.06kgの割合で使用した。なおワゴンドリルの実績を表-5に、ロッド長に対するビットの組合わせを表-6に示す。

表-6 ロッドとビットの組合わせ

番号	ロッド長 (m)	ビットゲージ (mm)
1	2.7~2.9	76
2	4.5~5.0	65
3	5.5~7.0	55~60

なおワゴンドリル用圧縮空気は200HP1台、100HP3台により、その圧力は現場で4.5~5kg/cm²であつた。

(3) 積み込みならびに運搬

掘削された原石の一次砕石機に投入するための最大寸

法は50Kショベルのバケット(1.5m³)を通るものとし、これ以上のものはジャックハンマーによる小割を行なつた。積み込み用ショベルは50K電気ショベル2台、35K電気ショベル1台、35Kディーゼルショベル1台、ピサイラス1.2m³ディーゼルショベル2台であつて、ピサイラスを除いてはすべて、神戸製鋼KKの製品である。

ショベル積み込みでは堆積ズリを次にドリルを据えつての場所まできれいに取除くことは困難であり、人力では相当の日時を要したので、昭和30年7月よりD8のブルドーザを使用して能率をあげた。

運搬用道路は原石山の周囲に鉢巻状に幅員7~10mのものをつくり中間に一本の連絡路を設けて循環式運搬を行なつた。使用ダンプトラックは、ユークリッド15t2台、日野ディーゼル12t4台、同じく9t7台、石川島のダンプター5t1台であつた。路面の維持管理には特に意を用い、グレーダー1台とブルドーザ1台をこれに当てたが、降雨後の泥や乾燥時のほこりには、やはり舗装がほしかつたと思つている。

以上により総骨材生産量は3130000tの大量におよんだ。

(4) 砕石工場

本工場はダムコンクリート用粗骨材の全量および細骨材の半量を生産するもので、最大破砕能力は、始め毎時350tであつたが、コンクリート打込み最盛期の必要に応じ設備機械の増強を行ない、最終的には毎時420tを生産した。第1、第2、第3破砕機は機械の整備、故障等を考慮し系統とした。

細骨材の半量は自然砂をダム下流小作において採取し小作採石工場に集結し、ここにおいて洗滌、分級、粒度補整を行ない、貨車積で輸送した(表-7、図-14.15)。

(5) コンクリートの配合

ダムコンクリートの配合は、水和熱の発生をできるだけ少なくすることを主眼として設計した。コンクリートの予備試験から材令91日の圧縮強さとw/cとの間に次式の関係を得て示方配合を決定した。

$$\sigma_{91} = -200 + 250 c/w$$

代表的な示方配合は表-8に示す。すなわちダムの表面コンクリートをA種、堤体の主応力度が35kg/cm²以上の部分および岩盤から3.0mまでの部分をB種、同じく35~25kg/cm²の部分をC種、その他の内部コンクリートをD種とした。また監査廊周辺その他の施工困難な場所には粗石を除いたSB種またはSF種を用いた。なお昭和31年夏季以後に水和熱の減少、耐透水性の増加および経済的効果等を目的としてフライアッシュを使用した。その使用量は供給量の関係で20~50kg/m³をセメントと置きかえた。

セメントは低発熱で高強度であるうえに品質が均一で

表-7 碎石工場機械一覧表

フローシート番号	機械名	電動機単馬力	数量	形質	性能(t/h)	フローシート番号	機械名	電動機単馬力	数量	形質	性能(t/h)
1	回転式チェーンフィーダー	20	2基	チェーン数8本	300	23	ローヘッドスクリーン	7.5	2台	1520mm×3050mm フルイ目 20 ^φ 5 ^φ	150
2	ジョイレトリークラッシャー	350	1 ^ヶ	21番型(42 [°]) セット150mm 補助給油ポンプ付	500	24A	20inベルトコンベヤー	3	1連	5.8m 52m/min	67
3	特重型エプロンフィーダー	10	1 ^ヶ	1400×1200mm 3m/min 2m/min 1.5m/min	370	24B	改20in1号ベルトコンベヤー	3	1 ^ヶ	18.8m 51.1m/min 13 [°]	65.7
4	ジョークラッシャー	175	1 ^ヶ	A-1型(48 [°] ×42 [°]) セット150mm	350	25	改24in改2号の1ベルトコンベヤー	5	1 ^ヶ	8.27m 77.7m/min 15 [°]	120
5	24in3号ベルトコンベヤー	20	1連	25.86m 68.5m/min 7 [°] 2 [′]	470	26	改24in改2号の1ベルトコンベヤー	3	1 ^ヶ	9.45m 77.7m/min	120
6	リプルフロースクリーン	15	2台	1520mm ×4200mm フルイ目 150 ^φ 25.5 ^φ	27	27	18in改2号ベルトコンベヤー	3	1 ^ヶ	18.7m 42.6m/min 1 [°]	56.2
7	30inベルトコンベヤー	5	1連	6.0m 45m/min	159.7	28	20in6号ベルトコンベヤー	25	1 ^ヶ	64.96m 90m/min 16 [°] 30 [′]	155.5
8	1260コース型ハイドロコンクラッシャー	250	1基	セット40mm	270	28	20in7号ベルトコンベヤー	7.5	1 ^ヶ	28.5m 90m/min	155.5
9	コントラップクラッシャー	200	1 ^ヶ	1670mm(5 [′] ~6 [′]) セット40mm	200	29	20in8号ベルトコンベヤー	7.5	1 ^ヶ	35.7m 90m/min 1 [°]	155.5
10	30inベルトコンベヤー	3	1 ^ヶ	3m 9m/min	300	29	20in9号ベルトコンベヤー	20	1 ^ヶ	65.373m 90m/min 11 [°] 34 [′]	155.5
11	エプロンフィーダー	7.5	2 ^ヶ	1050mm×3800mm 3m/min 2min 1.5m/min	250	30	ローヘッドスクリーン	7.5	2台	1520mm×3050mm フルイ目 3.5 ^φ	100
12	ローヘッドスクリーン	10	3台	1520mm×3050mm フルイ目 80 ^φ 40 ^φ	225	31	バケットエレベータ	3	1基	バケットサイズ 350mm×200mm× 200mm 揚程 10m	60
13	24in3号ベルトコンベヤー	10	1連	8.1m 91.4m/min 13 [°]	209	32	18inベルトコンベヤー	3	2連	6m 41.5m/min	45
14	24in2号ベルトコンベヤー	5	1 ^ヶ	23.1m 51.1m/min 2 [°] 30 [′]	123.1	33	ロッドミル	200	2基	1820mm×3650mm (6 [′] ×12 [′])	30
15	20in3号ベルトコンベヤー	5	1 ^ヶ	21.24m 42.6m/min 5 [°]	69	34	バケットエレベータ	7.5	1 ^ヶ	バケットサイズ 350mm×200mm× 200mm 揚程 20m	60
16	改30in4号ベルトコンベヤー	24in 3号と 併用	1 ^ヶ	8.1m 91.4m/min 13 [°]	209	35	18inベルトコンベヤー	3	1連	12m	45
17	改30in1号ベルトコンベヤー	15	1 ^ヶ	31.43m 84m/min 18 [°]	160	36	大塚レーキ式クラッシュファイヤー	15	1基	3.6m×8.2m 4連	38
18	改24in1号ベルトコンベヤー	10	1 ^ヶ	35.85m 102.1m/min 6 [°] 30 [′]	170.7	37	大塚パール付クラッシュファイヤー	15 7.5	1 ^ヶ	パール径6m 4.9m×9.8m 4連	30
19	760インターメディアイト型ハイドロコンクラッシャー	200	1基	セット12.7mm	170	38	20inベルトコンベヤー	2	1連	10m 60m/min	75
20	848コース型ハイドロコンクラッシャー	75	1 ^ヶ	セット12.7mm	75	39	20in4号ベルトコンベヤー	5	1 ^ヶ	14.3m 83.5m/min 13 [°]	135
21	バケットエレベータ	5	1 ^ヶ	バケットサイズ 360mm×250mm×250mm 揚程 11m	60	39	20in5号ベルトコンベヤー	3	1 ^ヶ	11.2m 78.6m/min	135
22	18inベルトコンベヤー	3	1 ^ヶ	5.79m 86m/min 14 [°] 40 [′]	110						

図-14 碎石工場運転実績図

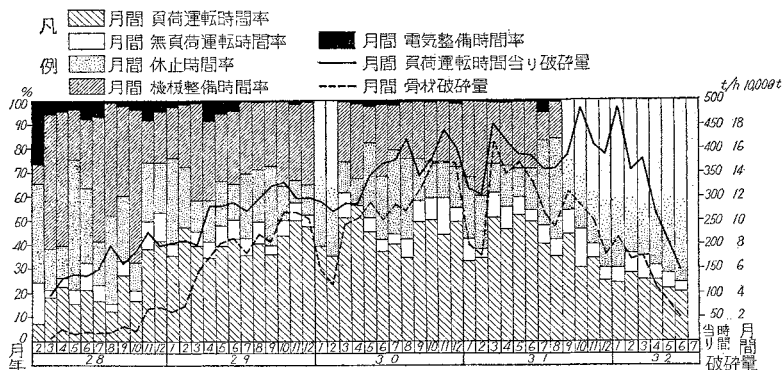


図-15

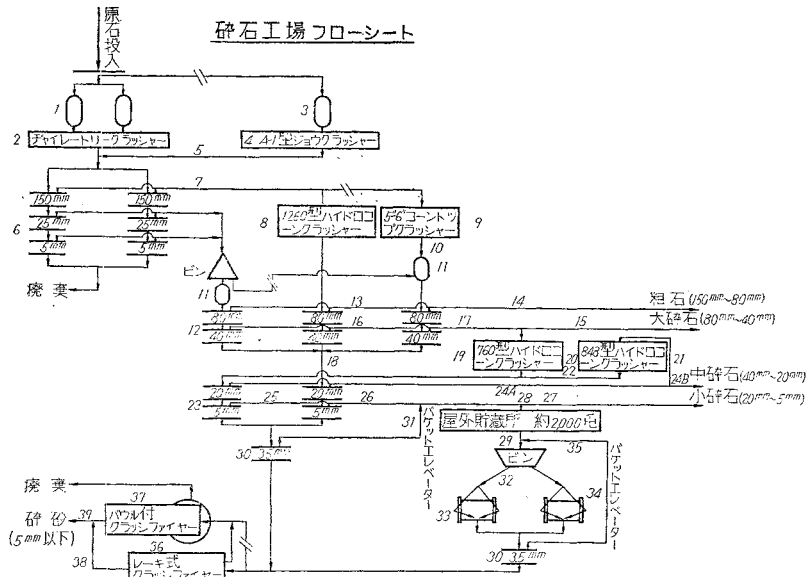


表-8 コンクリートの示方配合

配 合 別 種	粗骨材最大寸法 (mm)	ス ラ ン (cm)	空 気 量 (%)	w (kg)	c (kg)	w/c (%)	総 対 細骨材率 (%)	骨 材 量 (kg)	細骨材量 (kg)	粗 骨 材 (kg)				AE 剤 ビソール 20%液 (g)
										5~20 (mm)	20~40 (mm)	40~80 (mm)	80~150 (mm)	
A	150	4	3	115	240	47.9	26.5	2 060	540	304	381	381	457	216
B	150	4	3	110	220	50.0	26.6	2 092	550	308	385	386	463	198
C	150	4	3	110	180	61.1	26.7	2 124	560	313	391	391	469	162
D	150	4	3	110	165	66.7	27.0	2 137	570	313	392	392	470	148
SB	80	5	3.6	125	240	52.1	30.5	2 018	608	395	507	508	—	216
SF	40	8	4.2	155	270	57.4	35.0	1 898	657	521	720	—	—	243

表-9 代表的セメントの試験結果

比 重	粉末度 (ブレン) (cm ² /g)	安定度 (オートクレーブ) (%)	圧 縮 強 さ (JIS)			水 和 熱 (JIS)		強熱減量 Ig. Loss (%)	鉍 物 組 成		
			3 日 (kg/cm ²)	7 日 (kg/cm ²)	28 日 (kg/cm ²)	7 日 (cal/g)	28 日 (cal/g)		C ₃ S (%)	C ₂ S (%)	C ₃ A (%)
3.21	3.16	+0	83	141	394	54.4	74.5	0.51	38.5	40.6	3.5

あるよう湿式の一工場という方針をとった。検収試験は 2 000~3 000 t を単位として行なつたが、試験結果の主なるものを表-9 に示した。材令 28 日の圧縮強さの変動係数は 3.7~4.8% である。

表-10 細骨材の平均粒度

種 類	フルイ目 (mm)	フルイ目 (mm)						皿	F.M.
		5	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15		
川 砂	5	14	19	25	20	11	6	3.02	
砕 砂	3	14	24	26	14	11	8	3.01	

細骨材は川砂と砕砂とを混用したが、その混合比率は 5:5 または 4:6 で、表-10 に川砂と砕砂の月平均粒度を平均した値を示した。川砂の岩質は主として砂岩であり、その比重は 2.60~2.61 であった。

粗骨材はすべて砕石生産し、最大寸法は 150 mm で、すでに表示したように 4 種類にふるい分けて使用した。砕石の比

重は 2.65~2.68 であった。

フライ アッシュは、東京電力新東京火力発電所の製品を使用した。電力の需給のバランスの関係で発電所の運転が不規則となりがちで、そのため仕様の範囲内であるが品質上に若干の変動をまぬかれなかつた。表-11 にフライ アッシュの主要な性質について平均値を示した。AE 剤としては、ビソール レジンの 20% 溶液を購入し、これを比重計によつて 1.02 または 1.05 に希釈して使用した。

(6) 水平打継目の洗滌

岩盤およびコンクリートの水平打継目の清掃は、ダム

表-11 フライ アッシュの性質

項 目	物 理 試 験					化 学 成 分 (%)			
	比 重	ブレン (cm ² /g)	温 式 (44 μ)	所 要 水 量 比 (%)	圧縮強度比 (%)		Ig. Loss	SiO ₂	Al ₂ O ₃
					7 日	28 日			
平均	2.18	3 730	14.7	97	125	120	2.65	54.52	26.71

写真-2 サンド プラスト作業



註：後方に見えるのは縦断継手とグラウト ストップ

の水密性に大きく影響するので入念に施工した。打込み直前の岩盤は緩んだ岩や付着せるモルタルを除去するとともに、空気と水のジェットで反復水洗し、凹部の溜水や細かい岩ズリはスポンジまたは雑綿でていねいに拭き取った。コンクリートの水平打継目のレイタンスは、空気と砂の吹付けによるサンド プラスティングによつて除去した。サンド プラスト用の砂は 1~3mm の粒径のもので、主として茨城県高萩産の珪砂を使用し、砂吹付け装置は斎藤式移動噴砂機を用いた。サンド プラスティングは通常コンクリート打込みの 1~2 日前、すなわち材令が 3~5 日目に行なつたが、材令が多いほど砂の使用量も多く、材令が 30 日以上ときは材令 3 日の場合よりも 2~3 倍の砂を必要とした。

標準ブロック 表-12 サンド プラスティングの実績

材令	砂使用量 (m ³)	所要時間 (h)	1時間当り吹付け面積 (m ² /h)
3 日	2.0	6~8	55~75
7 日	2.5~3.0	8~10	45~55
30日以上	4.0~6.0	15~18	25~30

ク (450 m²) を噴砂機 1 台を使用して施工した場合の実績を表-12 に示した。

サンド プラスティングに使用したノズルは、当初孔径 8 mm の軟鉄焼入れ鋼で Y 型孔形のものを用いたが、磨耗による消耗が激しいので、マンガン クローム製の朝顔型孔型に改良した結果、磨耗率は、いちじるしく減少した。なお使用空気圧は 4.5~5.5 kg/cm² である。

サンド プラスティングの終了した打継目は、レイタンスとともに砂をかき集めたのち、前述のジェットによつて最終清掃を行ないコンクリート打込み直前まで湿潤状態に保つた。

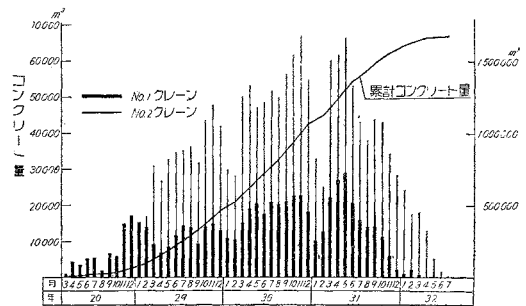
このサンド プラスティングの長所は、露出日数が長期にわたる場合でも確実にレイタンスの除去ができ、またコンクリートの硬化後に行なうので骨材を緩めたり余分にコンクリートを削り取る憂いもなく、コンクリートを害する心配が全くない点にあるといえよう。ただし噴砂機、使用砂の運搬にはケーブル クレーンを使用せざるをえなかつたので、雑用時間を延長してクレーンの能率を阻害する結果となり、また使用後の砂は型ワクとコン

クリートのわづかな、すき間といえども入り込むので、その処置には苦慮した。

(7) 打込み

ダム コンクリートは昭和 28 年 3 月 19 日に最初のバケツを基礎岩盤上に降して以来昼夜兼行で作業を継続し、昭和 32 年 7 月 22 日に最初のコンクリートを天端舗装部に打込むまで約 4 年 4 カ月の歳月を費し 1675 680 m³ におよぶ、本邦最大のマス コンクリートの打込みを終了した。当初は仮設備の不調および予想以上の岩盤掘削の増量等によつて打込み工程は不振であつたが、No. 1 クレーンの改造、冷凍プラントをともなる No. 2 ミキシング プラントおよび No. 2 クレーンの増設、さらに砕石工場の改造ならびに増強等の骨材生産からコンクリート運搬にいたる一連の施工設備の拡充によつて、コンクリート打込み速度も急増し、最盛期の昭和 30 年 11 月には日間最高 3 427.5 m³、月間最高 67 363 m³ を記録するに至つた。図-16 にはダム コンクリートの月別打込み実績を示す。

図-16 ダム コンクリート打込み実績

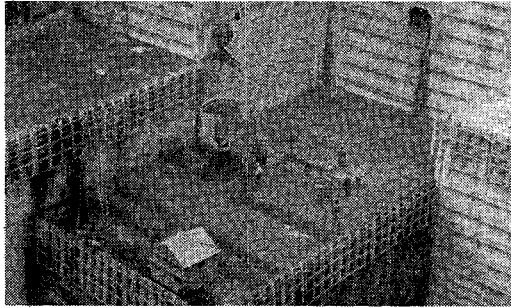


ダムは 堤軸に直角に 15 m、平行に 30 m ごとに収縮継手を設け全体を 77 ブロックに分割し、いわゆる柱状工法によつて施工した。コンクリートは、ダムの上流約 300 m の地点に設けた 2 系統の、ミキシング プラント (No. 1, No. 2) で混合し、ディーゼル機関車でダム地点まで運搬して、2 基の 25 t ケーブル クレーン (バケツ容量 6 m³) により運搬し打ち込んだ。No. 1, No. 2 ミキシング プラントはいづれも 3 m³ ミキサ 2 台を備えており、No. 1 プラントを予備とし、主として No. 2 プラントを使用し、これは既述のように冷凍プラントと直結して骨材の空冷と氷使用による、プレクーリングの設備を有している。2 基の 25 t ケーブル クレーンは、ともに両塔移動型で同一走行路上にあり、No. 1 クレーンはダムの下流部を、No. 2 クレーンは上流部をそれぞれ打込み区域とし、下流端部の打込みは 9 t ジブ クレーンを併用した。

1 回の打上がり高さは 1.5 m を標準とし、岩盤直上および長期材令のコンクリート上に打ち込む場合には打込

み温度および量にもよるが、0.75 m リフトで2~4回打上がるのを原則とした。この場合、打込み温度が10°C以上のときには0.75 m リフト、10°C以下のときには1.5 m リフトを使用することとした。

写真-3 コンクリートの打込み



コンクリートは常に新しいモルタル上に打込み、敷モルタルの厚さは岩盤上で2 cm、コンクリート上で1.5 cmを標準とした。コンクリートは型ワクの一端から順次並べて打込み、各バケットごとにバイブレーターで締固め1リフトを3層または4層の階段式打込み法によつた。作業は昼夜二交替で行ない、2基のケーブルクレーンにより常時2ブロックで打込み、一班の要員は10名内外で標準ブロック1リフト(675 m³)の打込みには8~10時間を要した。バイブレーターは林製作所製の空気式3A型および東芝製の電気式6B型を使用した。その性能は表-13のとおりである。

表-13 バイブレーターの性能

	3 A 型	6 B 型
種類	1人持ち空気式	1人持ち電気式
振動数	6 000~7 000 V.P.M.	7 200~7 500 V.P.M.
重量	22 kg	28 kg
振動部	10×75 cm	13×70 cm
空気圧	5 kg/cm ²	—
電源	—	200 t
周波数	—	120~125~

空気式3A型バイブレーターは、コンクリート打込み当初から昭和30年10月に電気式6B型バイブレーターに切替えるまでの約900 000 m³のコンクリートに用い、6 m³のコンクリートに対して常時5~6台を使用し、1台1時間に約10 m³のコンクリートを処理した。電気式バイブレーターは約770 000 m³のコンクリートの締固めに用い、6 m³のコンクリートに対して常時3~4台使用し、1台1時間に約20 m³のコンクリートを処理した。電気式は空気式に比しはるかに強力で、特に寒中においても全く支障なく、またロースランプのコンクリートを速かにしかも確実に締固めることができた。

ダム地点における気温は冬期で-3~-8°Cになつたが、降雪量は少なく夜間の厳寒時をきけ、またスチームの使用、湛水養生などにより凍結防止を行ない冬でもコンクリートの打込みを続行した。しかしながら1月および

2月における打込み工程は他の月の約50~60%に低下した。寒中コンクリートの打込みには次の基準によつた。

- 混合水に温水を使用し、打込み温度を8°C以上とする。
- 打込み中はシートでおおい、またスチームによつてコンクリートが凍結しないよう保護する。
- 打込み中に気温が-5°C以下に低下したときは打込みを中止する。
- 打込み終了後ただちにコンクリート表面に深さが10 cm以上になるよう湛水し、少なくとも3日間は湛水養生を行なう。

降雨時のコンクリート打込みは、打込み現場の条件にもよるが、雨量強度3~4 mmが限度であつた。一般に夏から秋の雨は周期的に強雨となる場合が多く、ただちに打込みを中止してコンクリート表面をシートでおおいペーストの流出を防いだが、冬から春の雨は永続するが雨量強度は弱く、水が溜らぬよう配慮しつつ打込みを継続した。なにぶん山間部であるため天候が急変することが多く、降雨の予想はむづかしい問題であつた。

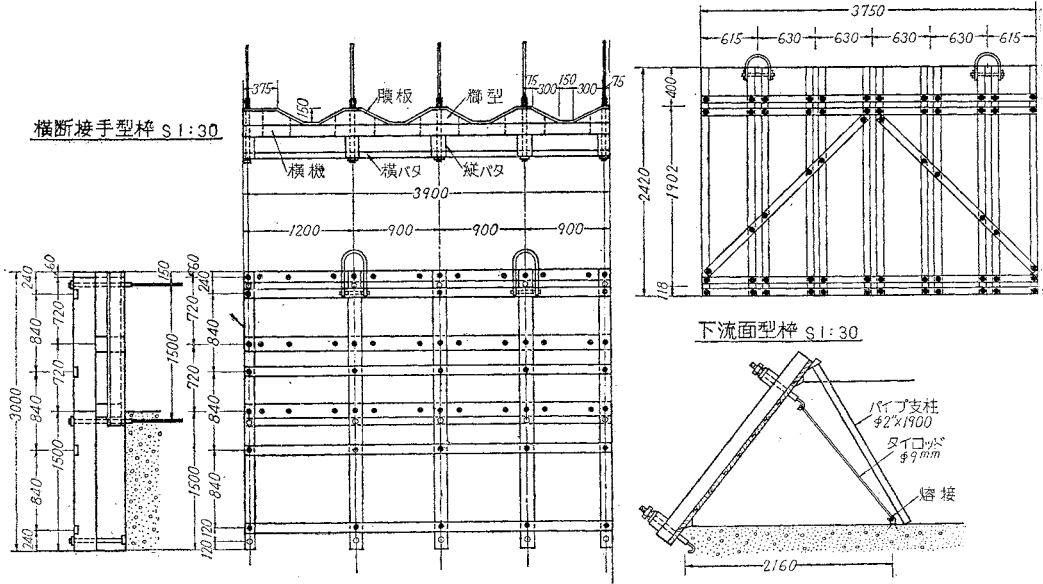
コンクリートの養生は散水によつて次の打込み開始まで連続的に湿潤状態に保ち、ダムの上下流面は型ワクの外側に取付けた多くの小孔を有するゴムホースによつて同じく湿潤養生を行なつた。各ブロックのリフト差は最小にすることが望ましく、とくに夏から秋に打込んだコンクリートを冬に露出することは、クラックの発生する原因ともなるので、リフト差の多くなつたブロックは適宜打止めして低ブロックの立上りを急いだ。また監査廊などの開口部は冬期遮閉して寒気の流入を防止した。

型ワクは木製で下流面のほかはカンチレバー式を用いた。カンチレバー式型ワクは、シーボルトとジャッキボルトで固定し縦バタが片持バリとして働く構造となつており、この縦バタには5寸×8寸×10尺の大きな松角材を用いた。この型ワクは頑丈でストラットおよびタイロッドが不要で経済的であるが重く、握えつけに細かい調整が困難であつた。これら型ワクの脱型、握えつけはAフレームと手巻きウインチを使用し、存置期間は縦横断続手面で2~3日、上下流面で3~5日、監査廊で15~20日とした。型ワクの転用回数は継手面で20回、上流面で10回、また、下流面は8回、監査廊は3回を限度とし、更新の際には幕板はすべて張りかえ、バタ材は損耗の程度にもよるが40~50回の転用を行なつた。主なる型ワクの構造および寸法を図-17に示した。

(8) 現場コンクリート管理

コンクリートの現場試験は、ミキシングプラントにおけるコンクリートの温度、スランプ、空気量の測定および管理供試体による圧縮強さの試験がおもなものであつて表-14は1時間単位で測定した結果を、月別にまとめたものである。比較試験の結果によればミキシング

図-17 型ワク構造図



プラントと打込み現場ではスランプで約 2 cm、空気量で約 1% の低下が認められ、また温度は約 1°C 上昇した。電気式バイブレーターを使用すると、空気式に比べてスランプは約 2 cm 低下させることができた。

管理供試体による圧縮強さの試験結果を 表-15 に示す。供試体は φ15×30 cm で 20±3°C の水中養生を行なった。これら供試体のうち弾性試験を行なった結果を

表-14 スランプおよび空気量の実測値

年月	スランプ (cm)		空気量 (%)		年月	スランプ (cm)		空気量 (%)	
	平均	標準偏差	平均	標準偏差		平均	標準偏差	平均	標準偏差
28.3	6.2	0.6	4.8	0.5	30.4	6.6	0.4	5.1	0.3
4	7.2	1.3	5.5	0.4	5	6.5	0.4	5.3	0.3
5	8.0	2.1	5.4	0.9	6	7.0	0.3	5.6	0.3
6	9.1	1.1	5.2	0.6	7	6.9	0.4	5.3	0.2
7	8.2	0.9	4.8	0.6	8	6.9	0.3	5.4	0.2
8	7.4	1.8	4.6	0.9	9	7.0	0.3	5.4	0.3
9	7.7	1.5	4.3	0.6	10	6.8	0.3	5.1	0.2
10	7.9	2.8	4.4	0.4	11	6.8	0.2	5.0	0.3
11	6.2	1.2	5.3	0.5	12	6.6	0.2	5.1	0.2
12	6.4	0.6	5.0	0.4	31.1	6.2	0.2	5.1	0.3
29.1	7.0	1.6	4.8	0.5	2	6.0	0.3	5.2	0.2
2	6.7	0.8	4.9	0.5	3	5.9	0.2	5.1	0.2
3	6.4	0.8	4.8	0.8	4	5.9	0.1	5.1	0.1
4	7.2	0.7	4.5	0.5	5	5.9	0.1	5.1	0.2
5	7.2	0.7	4.9	0.5	6	5.9	0.2	4.9	0.2
6	6.9	0.8	4.7	0.4	7	6.0	0.1	4.8	0.4
7	7.4	1.0	4.6	0.3	8	5.8	0.2	4.2	0.8
8	7.4	0.5	4.8	0.6	9	5.6	0.2	4.4	0.3
9	8.1	0.8	4.7	0.5	10	5.2	0.2	4.6	0.3
10	7.4	0.6	4.8	0.4	11	5.1	0.2	4.5	0.2
11	7.0	0.6	4.7	0.5	12	5.2	0.2	4.5	0.2
12	6.8	0.3	4.9	0.3	32.1	5.2	0.1	4.4	0.3
30.1	7.7	0.7	5.1	0.4	2	5.2	0.2	4.2	0.2
2	7.2	0.7	5.0	0.4	3	5.4	0.3	4.2	0.2
3	6.7	0.6	5.2	0.3	4	5.6	0.4	4.2	0.2

1 時間 1 回の測定を月別にまとめたものである

表-15 コンクリートの圧縮強さ

種別	フライアッシュ なし				フライアッシュ 入り			
	材令	28	91	種別	材令	28	91	
A	個数	431	465	A	個数	180	284	
	圧縮強度 (kg/cm ²)	303.6	392.7		圧縮強度 (kg/cm ²)	240.4	365.3	
	単位体積重量 (kg/cm ³)	2 337	2 342		単位体積重量 (kg/cm ³)	2 317	2 322	
B	個数	289	288	B	個数	32	43	
	圧縮強度 (kg/cm ²)	252.4	345.8		圧縮強度 (kg/cm ²)	213.3	345.8	
	単位体積重量 (kg/cm ³)	2 346	235.1		単位体積重量 (kg/cm ³)	2 330	2 338	
C	個数	1 043	1 059	C	個数	6	5	
	圧縮強度 (kg/cm ²)	161.7	252.8		圧縮強度 (kg/cm ²)	167.9	302.8	
	単位体積重量 (kg/cm ³)	2 329	2 334		単位体積重量 (kg/cm ³)	2 298	2 310	
D	個数	294	297	D	個数	302	77	
	圧縮強度 (kg/cm ²)	148.1	225.4		圧縮強度 (kg/cm ²)	116.4	202.2	
	単位体積重量 (kg/cm ³)	2 229	2 300		単位体積重量 (kg/cm ³)	2 291	2 293	
SB	個数	145	155	SB	個数	5	2	
	圧縮強度 (kg/cm ²)	266.6	353.7		圧縮強度 (kg/cm ²)	119.6	260.3	
	単位体積重量 (kg/cm ³)	2 338	2 337		単位体積重量 (kg/cm ³)	2 256	2 300	

表-16 コンクリートの弾性試験成績

配合種別	材令 (日)	供試体の数	圧縮強度 (kg/cm ²)	動弾性係数 ×10 ³ (kg/cm ²)	静弾性係数 ×10 ³ (kg/cm ²)	静弾性動弾性	ポアソン比
A	28	156	294	318.5	294.0	0.92	0.28
	91	160	378	341.8	335.4	0.98	0.28
B	28	42	242	296.2	274.8	0.93	0.27
	91	32	353	332.6	296.3	0.89	0.26
C	28	32	154	268.6	223.8	0.83	0.26
	91	198	245	309.1	274.7	0.89	0.21
D	28	143	160	273.8	220.6	0.80	0.24
	91	166	235	300.7	267.5	0.89	0.26

表-17 コア供試体の試験結果

配合		単位容積量 (kg/cm ³)	圧縮強度 (kg/cm ²)	動弾性係数 ×10 ⁵ (kg/cm ²)	静弾性係数 ×10 ⁵ (kg/cm ²)	ポアソン 比
B	個数	33	31	31	30	29
	平均	2 404	291.2	318.0	287.0	0.233
	最大	2 494	474.2	406.0	373.9	0.330
	最小	2 340	164.1	263.5	161.6	0.130
C	個数	26	25	25	22	24
	平均	2 411	252	309.8	276.6	0.207
	最大	2 445	328.4	380.9	357.7	0.357
	最小	2 375	174.1	240.9	179.5	0.135
D	個数	19	16	18	19	19
	平均	2 383	203.6	279.9	289.5	0.258
	最大	2 436	316.8	341.4	414.9	0.357
	最小	2 327	130.8	211.7	155.1	0.171

表-16 に示す。また参考としてコア供試体の試験結果を表-17 に示す。コアの材令はB種 113日～3年 C種 258日～266日、D種 104日～120日になっているが、ここでは平均値を示した。

5. 人工冷却

ダム施工上重要な問題である人工冷却（クーリング）の目的は、マス コンクリートの温度応力による引張力を小さくして、クラックを防止することと、貯水池満水前にダムの一体化のため各ブロックを最終安定温度まで下げて縦横断継手のグラウトを完全にすることである。

従来日本でとられた施工法は、ただ単に慣例にならつてブロックの大きさを 15×15 m くらいにおさえ、クーリングおよび継手のグラウトはもちろん、使用セメントについても、あまり考慮をはられなかつた。

柱状工法の縦断継手は、グラウトしたとしても片持バリ作用を害するもので、構造上好ましいものではなく設けない方がよいが、施工上やむをえない場合でもできるだけ少数にすることが望ましい。したがって Pine Flat・Hungry Horse の例をまっまでもなく、最近は大長ブロックの採用が一般的傾向となつてきている。本ダムでも戦前は 15×15 m ブロックで施工する方針であつたが、戦後種々研究した結果 15×30 m の大長ブロックを採用することにした。従つてコンクリートの温度調節はより完全にする必要が生じ、発熱の少ない中庸熱セメントを採用し、パイプクーリングは打込みと同時に冷却を開始する 1次クーリングも施工し、さらに十分な温度抑制が行なわれないので、夏季には骨材を冷却し、混合用の冷却水とフレークアイスを使用する、プレクーリングを併用することにした。

(1) プレクーリング

ダムサイト付近の年平均気温は 12.2°C であるが、夏季 8月の月平均気温が 24.4°C であるため、プレクーリングをしない場合には 1次クーリングをしてもコンクリートの最高温度は約 40°C になることが予想された。従つてプレクーリングによつて、コンクリートの打込み温

度を夏季でも 15°C 以下に規制した。

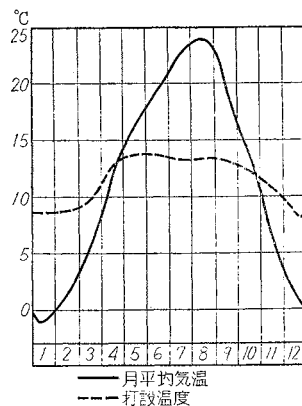
昭和 28年 8月、クーリングプラントが運転し始めるまでは応急的な措置として、コンクリート混合水およびパイプクーリング用水を塊水で冷却した上、打込み温度に応じてパイプの間隔およびリフトを原則として次のように規定した。すなわち 4月に打込み温度が 15°C またはそれ以下のときは、1.5 m リフトで 1.0 m のパイプ間隔とし、15°C をこえる場合は 0.75 m リフトで 0.75 m のパイプ間隔とした。また 5月に打込み温度が 17°C またはそれ以下のときは 0.75 m リフトで 0.75 m のパイプ間隔、17°C をこえる場合は打込みを中止した。

クーリングプラントは、アンモニヤコンプレッサー 1020 IP を有し冷凍能力 670 冷凍トン（日本標準）である。これによつてフレークアイス日産 85 t、約 4°C の冷風を毎分 2.960 m³ 送風し、さらに毎時 52.5 t の池水を 18.3°C から 4°C の冷水にて供給する能力をもっている。

図-18 月平均気温とコンクリート打込み温度

月別平均打込み温度および月平均気温を 図-18 に示す。

なお月平均気温は毎日午前 9 時（一部 10 時）の平均をとつた。この図から明らかのように夏季の月平均気温が 24°C に近いときでも打込み温度は 14°C 以下であり、冬季の月平均気温が約 0°C の場合



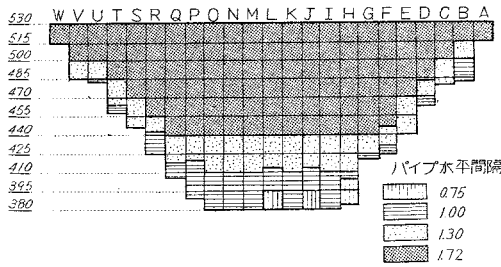
でも打込み温度は 8°C 以上であつて、打込み温度の管理規制を忠実に実施してきたといえる。

(2) 1次パイプクーリング

パイプクーリングは 1次および 2次の 2回に分けて行なつた。1次クーリングはコンクリート打込み初期に行なわれるクーリングで打込み直後より約 14 日間をわたつて行ない、コンクリートがまだ塑性を多く有しヤング係数が十分に発達しないうちに、発生するセメント水和熱を吸収して、コンクリートの温度上昇を抑制するためのものである。

クーリングに使用するパイプは、おもに外径 25.4 mm 厚さ 1.4 mm の薄肉電綫鋼管で、これをコイル状にコンクリートリフト表面に配管したが、コイルの長さが 300 m をこえる場合には外径 38.1 mm のパイプを使用してブロック内で 25.4 mm パイプ 2系統に分流通水した。パイプは肉薄のためネジ切りが不可能であるので特殊構造のカップリングによりパイプの接続を行なつた。また並べたパイプは針金製の固定具により締めつけた。

図-19 パイプ クーリング区域図



パイプの水平間隔は基礎岩盤の拘束度の大きさ、および打込み条件にもとづいて、0.75m, 1.00 m, 1.30 m, 1.72 m とし、4つのゾーンに分けた。その大要は 図-19 のとおりである。クーリングに使用したパイプの数量を 表-18 に示す。

表-18 パイプ数量

形質外径 (mm)	長さ (m)	重 (t)
25.4	896 238	743.0
31.8	48 389	69.7
計	944 627	812.7

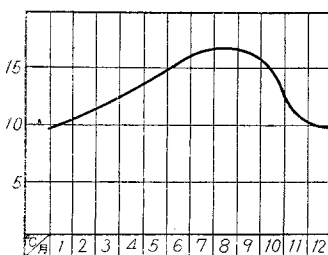
冷却水は主として自然河水を使用し夏季は 1~3°C の冷凍水 (毎時 42 t 供給)

に自然河水を混合して使用した。なお冬季の厳寒時には 2次クーリングに用水を必要量だけ供給すること、凍結のため作業が困難であること、およびコンクリートの自然熱放散効果等によるコンクリートの温度状態を考慮して 1次クーリングは中止した。

コイルの通水量は毎分 15 l 流速毎秒 0.6 m を標準とした。通水冷却作業を中断することなく円滑に行なうためにはかなりの努力を要した。すなわち型ワクをスライドするとき、主要供給管の移設のとき、停電による水の供給不能の場合等ではできるだけ断水時間の縮減につとめた。しかしながら コンクリート 打込み中にクーリングパイプの漏水が認められる場合は、原則として必ず掘り出して漏水を止め、また当ブロックの打込み終了後に、漏水が認められた場合には通水を一時中止して、コンクリートの硬化をまつて再通水という手段も用いた。

1次クーリングの効果は堤体内に埋設した抵抗温度計によって測定したが、一例としてパイプの水平間隔 1.72 m, 使用セメント量 180 kg/m³ のコンクリートの打込み温度からの初期上昇温度を月別に集計してプロットす

図-20 月別初期上昇温度



ると 図-20 のようになる。

夏季打込みコンクリートの温度上昇が冬季に比較して約 7°C 高いのは、打込み温度の差異によるセメント水和速度の緩急およびリフト表面からの露出による熱放散効果の差によるものと思われる。最高温度は 8 月で平均約 30°C であるから最終安定温度との差は約 18°C に抑制できた。

図-21 最終安定温度図

(3) 2次パイプクーリング

2次クーリングは冬季自然河水を使用して各ブロックを最終安定温度に冷却するものである。当初は水根沢を冷却水の水

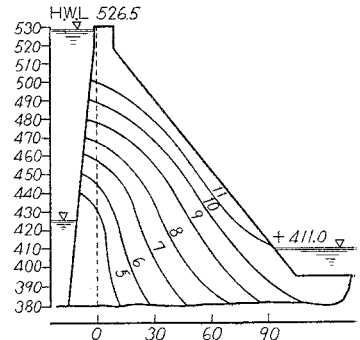


図-22 温度経歴と 2次クーリングの効果

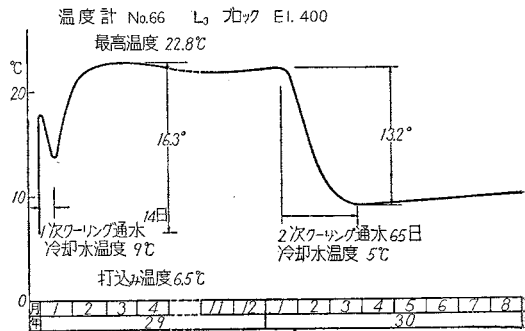
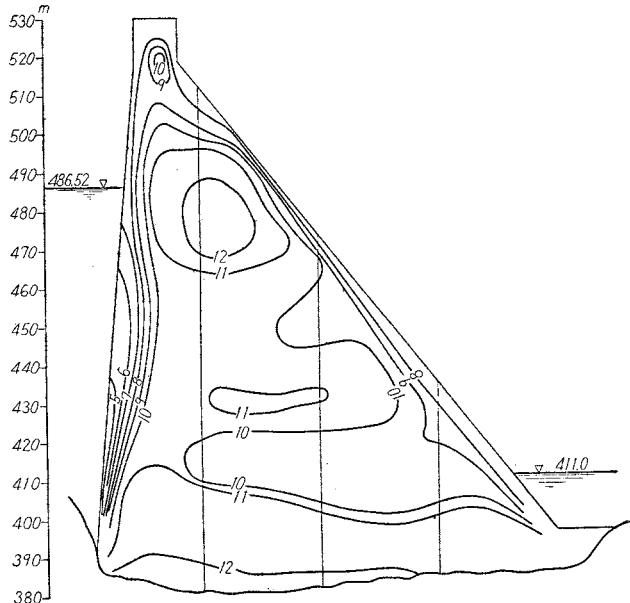


図-23 Mブロック等温線図 (33.4.1 現在)



源としたが流量が少ないため通水作業の円滑を欠く感みがあつたので、昭和 30 年秋以来右岸標高550 m 盤に約 600 t 容量の貯水池を作り多摩川本流より揚水して十分の水頭をもつ自然流下によつて冷却した。

図-21 は最終安定温度図で 4~12°C にわたっている。

図-22 はカールソン 温度計によつて測定した 2 次クーリングの効果である。2 次クーリング開始時のコンクリート温度および冷却水温によつて異なるが所定の温度まで冷却するには 40~60 日を要した。平均して 1 週間当たり約 2.5°C の温度降下をもたらしている。

図-23 は昭和 33 年 4 月 1 日現在の M ブロックの等温図である。

6. 継手グラウト

ダム コンクリートはパイプ クーリングにより最終安定温度まで冷却し、収縮継手の十分開いたのちグラウトを行ないダムを一体化した。グラウトリフトは図-24 のようにダムの全高を提頂より 15 m ごとに 10 リフトに分け、さらに縦横断継手に分けて監査廊および下流面よりグラウトした。横断継手は総数 181、面積 97 205 m²、縦断継手は総数 232、面積 44 820 m² である。継手の周囲にはグラウト ストップを埋設したが、上流面のストップは 1.5×500 mm の Z 型、その他のストップは 1.0×300 mm の Z 型である。材料は鋼材を使用し、上流面ストップは止水板をかかえている。各ストップは鋼釘どめしハンダづけした。グラウト方式はコンジット ボックス方式を採用し、埋設管は米国内務省開拓局の例になつたもので、サブライ ヘッダー (外径 1-1/2") →ライザー (外径 3/4") →コンジット ボックス→継手→グループ→エヤー ベント (外径 1-1/2") の系列である。各パイプ

は薄肉 (1.2, 1.6 mm) 電縫鋼管を使用した。横断継手のライザー水平間隔は 1.8 m、ボックスの鉛直間隔は 3.0 m、ボックスの受持面積は 5.8 m² とし、縦断継手のライザー鉛直間隔は 1.5 m、ボックスの水平間隔は 3.0 m、ボックスの受持面積は 5.0 m² とした。埋設使用材料は表-19 に示す。

表-19 継手グラウト埋設使用材料

名 称	総 数 量 (m・個)	総 重 量 (t)	m ² 個/(m ² 注入面積)	kg/(m ² 注入面積)
電 縫 鋼 管	141 000 m	130.0	0.99	0.92
グラウトストップ	29 500 m	86.0	0.21	0.61
カバープレート	9 400 m	10.8	0.07	0.07
カップリング	27 500 個	9.1	0.19	0.06
チ ー ズ	8 500 個	4.5	0.06	0.03
ボ ッ ク ス	32 700 個	20.0	0.23	0.14
計	179 900 m 68 600 個	260.4	1.27 m ² 0.48 個	1.83

グラウトする時期は、そのグラウトしようとするゾーンの上 15 m まで最終安定温度に冷却し、コンクリートは 30 m 以上打上がっている状態であつた。グラウトは縦横断継手を同時グラウトし、グラウト面積は 2 000~6 000 m² の間で行なつた。グラウトの順序は下部リフトの右岸側より順次左岸に向つて行ない、同一リフトが終了してから順次上部リフトに進んだ。グラウト前に継手は十分に洗滌したのち、着色水を用いて漏水試験を行ない、隣接継手および直上リフト間の内部連結、グラウト ストップおよび止水板の良否、表面漏洩の有無等を調べた。試験圧力は 20~30 psi で継手の開きは最大 0.8 mm までとした。表面および継手からの漏洩はノミで三角溝をうがち、マキハダ、糸鉛を詰め込み、その上をモルタルで填充した。また水圧試験を行ない注入状態を調べ各継手の注入量、グラウト濃度などの資料とした。

グラウト作業は早朝より開始し夕刻までに完了した。

ダイヤルゲージの取り付け、グラウト ポンプ、ミキサ、グラウト管、圧力計、コック等の最終点のうちグラウト注入を開始した。はじめ容積比 2:1 の薄いグラウトを 1/2~1 バッチ (1 バッチ 410 l) 各継手に注入し、つづいて 1:1 のグラウトを 3 回にわたりほぼ 80% 程度注入したのち、0.8:1 のグラウトを最終まで 2~6 回注入した。エヤーベントに設けた圧力計での圧力は 20~50 psi まであげ、各ブロックの継手の開きは最大 0.8 mm におさえた。注入と同時に隣接継手および上部

図-32 継手グラウト系統図

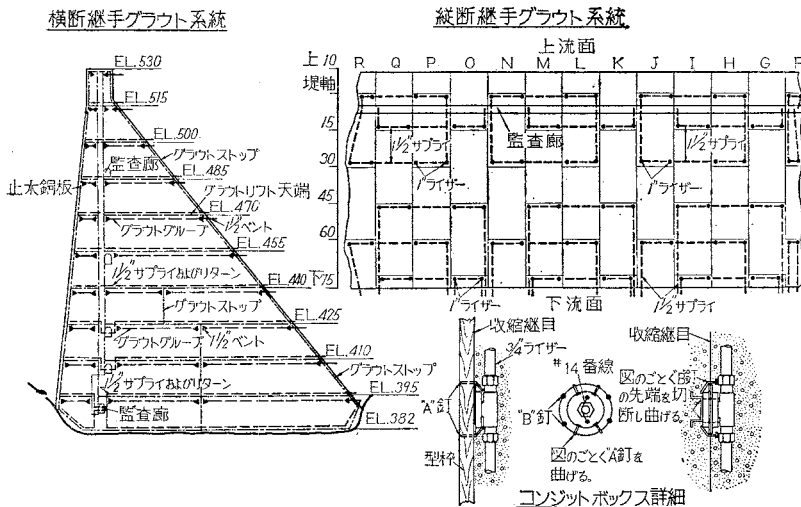


表-20 継手グラウト注入実績表

標高 (m)	注入回数	継手数			継手面積 (m ²)			セメント使用量 (t)			1m ² 当りセメント使用量 (kg)		
		横断	縦断	計	横断	縦断	計	横断	縦断	計	横断	縦断	平均
381~395	2	10	17	27	5 000	2 370	7 370	24.090	21.410	45.500	4.8	9.0	6.2
395~410	8	15	32	47	11 205	6 125	17 330	63.875	44.525	108.400	5.7	7.3	6.3
410~425	8	20	31	51	13 220	6 405	19 625	76.225	39.775	116.000	5.8	6.2	6.0
425~440	8	24	36	60	14 800	7 340	22 140	83.525	39.475	123.000	5.6	5.4	5.5
440~455	5	14	35	49	13 450	7 110	20 560	75.005	38.495	113.500	5.6	5.4	5.5
455~470	4	16	32	48	12 750	6 540	19 290	57.510	30.240	87.750	4.5	4.6	4.5
470~485	5	19	20	39	11 180	3 985	15 165	45.640	17.360	63.000	4.1	4.4	4.2
485~500	5	20	20	40	8 360	3 495	11 855	36.000	12.000	48.000	4.3	3.4	4.0
500~515	3	20	10	30	4 990	1 450	6 440	28.265	5.235	23.500	5.7	3.6	5.2
515~530	3	23	0	23	2 375	0	2 375	10.750	0	10.750	4.5	0	4.5
計	51	181	233	414	97 330	44 820	142 150	500.885	248.515	749.400	5.14	5.54	5.27

リフトの継手には通水を開始し、グラウト中の継手の過度のタワミを防ぐとともに流入したグラウトを洗い出し、注入終了後2時間くらいしてからグラウトが流入した継手は完全に洗滌した。グラウト管は1-1/2 ガス管を使用しその最長は300mであつたが、注入にさしつかえはなかつた。使用セメントはマスコンセメントを特別に微粉細して200番ふるい98%、100番ふるい100%通過するものを注入数日前セメント工場より、トラック輸送した。グラウトポンプはガードナーデンバーグラウトポンプ2台(注入面積44325m²)と日開式B.P-120型2台(注入面積77155m²)を使用した。グラウト注入実績は表-20に示す。

7. 各種測定

(1) 計器による測定

当ダムでは温度、ヒズミ、応力、継手の開きについて測定を行なつている。ダム建設に当つては仮定の荷重条件のもとで各点の応力を算出し、これにもとづいて断面およびコンクリートの示方配合が決定される。従つて実際に築造されたダムに作用する応力を、なんらかの方法によつて知ることができ、その応力の実値から未知の問題を少なくすることができるならば、より経済的な建設を行なうことができる。しかしマスコンクリートの応力を測定することはヤング係数、クリープ、温度および自己容積変化等のために困難をとまらう。当ダムで埋設したカールソンヒズミ計および応力計を測定値から所要のヒズミ、応力を算出するためにはコンクリートの諸性質に関する実験を行なわなければならない。現在この値については実験中であるので、最終的な数値を出すに至っていないが、埋設および測定についての概要を述べることにする。温度計についてはクーリングの項で述べたようにダムの温度管理上、カールソン温度計および国産温度計を使用し、ブロック間の継手の開きの測定にはカールソン継手計を使用した。

1) ヒズミ計および応力計 前述の計器埋設の目的からその設置場所は、試し荷重法による解析の分割点と一

致するようにした。すなわちダムの中央のLブロックおよびプラムライン装置のあるOブロックをおもなモデルブロックにえらび、その他アバットの応力測定のためにF,G,I,Q,Rの5ブロックをえらんだ。なおLブロックのEL.395mには縦断継手が応力伝達におよぼす影響を知るために、継手をはさんで応力計を設置し垂直方向の応力を測定することにした。

各測定点は2次元の主応力(ダムの横断面に平行な面内の主応力)を測定する場合と、3次元の応力測定の場合とあり、前者には5本のヒズミ計を一組とし、後者には9本を一組とし、その他に応力による以外の原因で生じる長さの変化を測定して上記ヒズミ計群の解析に役立てるために無応力ヒズミ計(No Stress Strain Meter)を設置した。応力計は垂直方向の応力を測定することを主目的としたが、これでヒズミ計による測定と比較検討することもできる。計器の設置数は表-21のとおりである。

なおリード線は、ネオプレーンシースのキャップタイヤーコード3芯および4芯を使用した。3芯リード線は温度計の全部およびヒズミ計、応力計の一部に使用し、継手計の全部およびヒズミ計、応

力計の残りの計器については4芯を使用した。4芯リード線を使用すれば温度計以外の計器でも温度を測定することができる。使用したリード線の数量は3芯17676m、

写真-4 ヒズミ計の埋設



表-21 計器の設置数

種類	数(個)
ヒズミ計	300
応力計	30
継手計	80
温度計	300

4 芯 12 200 m であった。

2) 継手計 継手計の設置を計画するに当つて、その目的とした事項は

a) マス コンクリートを打ち込んでから、第1次クーリングおよび第2次クーリングによつて継手面の開きがどのように変化するか

b) ジョイント グラウト 注入中の継手面の開きの変化

c) ダム建設中および完成後、下流面付近の継手の気温および太陽の輻射による影響

d) 完成後湛水による荷重からうける開きの変化等があげられる。

これらの点を総合的に考慮して、80 個のカーソン継手計を設置した。すなわち上述の a), b), d) を満足させるために EL 410 m, EL 440 m, EL 470 m, EL 500 m の4標高に K, L, M, G, H, I, O, P, Q の3グループをモデルグループとして、縦断継手および横断継手に設置した。これらの総合的平均測定結果は表-22 に示す。

表-22 継手計測定値

標高 (m)	継手	打込み温度 (°C)	最高温度 (°C)	2次クーリング前		2次クーリング後		32.7.1現在		2次クーリング後の状態から算出した単位長1°C当り収縮の割合
				温度 (°C)	継手 (mm)	温度 (°C)	継手 (mm)	温度 (°C)	継手 (mm)	
410	縦断横断	14.6	24.6	26.2	0.1	5.7	3.3	8.4	3.3	5.1×10^{-6}
		15.6	28.5	24.7	0.4	9.3	3.1	9.5	2.7	9.4×10^{-6}
440	縦断横断	12.4	29.1	29.8	0	9.0	2.8	9.6	3.2	4.4×10^{-6}
		12.7	27.2	26.8	0	7.9	2.8	9.2	2.4	8.6×10^{-6}
470	縦断横断	11.6	29.2	27.6	0.1	10.6	1.3	11.2	1.4	3.0×10^{-6}
		11.3	25.1	24.9	0.1	9.0	1.9	10.3	1.9	7.8×10^{-6}

c), d) 項については測定不十分で報告までに至っていないが、現在までの測定結果から次のことが推定される。第2次クーリング後の継手の開きはブロック寸法、15×30m において、縦断継手では 1.3~3.3 mm, 横断継手では 1.9~3.1 mm であり、縦断継手と横断継手との間に大きい差異は認められない。また継手グラウティングによる影響について注入作業時の継手の開きの変化は 0.5~

写真-5 監査廊内における計器測定



1.0 mm 程度生じるが、グラウト圧が減れば多くの継手の開きも減少し、持続的な継手の変化は 0.076 mm 程度である。

3) 温度計 埋設総数 300 個、そのうち大多数は第2次クーリングの温度状態を把握するために約半数のブロックに1グラウトゾーンについて、1個の割合で埋設した。その他 L, L, M, O, Q をモデルブロックとして堤体横断面全体の温度状態、岩盤の温度および堤体上下流面の温度状態を知るようにした。またとくに 50 個 (国産) を用いて第1次クーリングによる初期温度上昇の抑制について調査した。これらの一部は人工冷却の項に記述しており、あるいは土木学会第12回年次学術講演会*において発表したが、他の点については調査研究中である。

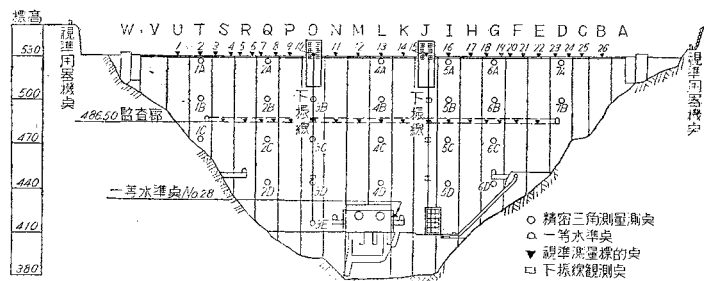
(2) ダムの変形観測

現在当ダムにおいて実施しているダムの変形観測は次のような方法を用いている。

- 精密三角測量 精密水準測量
- 視準測量 下げ振り観測

上記観測のための測定の配置は図-25 に示す。観測の方針として貯水池湛水前のダムの状態を把握し、以後の湛水にともなう水圧の増大による変化を調べるべきであるが、種々の支障のため湛水前に一応全観測を完了したわけではない。また貯水池の水位もまだ一度も満水状態に達していないので、観測結果を論ずることをやめ、観測方法について述べることとする。

図-25 ダム変形観測用測点配置図



1) 精密三角測量 ダムの試し荷重法解析に際して考えた分割線にほぼ一致せしめて、下流面に 25 個の砲金製の標的を埋込み、ダムの下流側に設けた5カ所の器械点から、それらの点の位置を測角によつて精密に算定し、ある時間を経た後に再測角して、そのときの位置を求め、両者の結果を比較して、その変位を求める方法である。ここで重要なことはきわめて高性能なセオライトを使用すること、器械の位置が毎回厳密に同一であることで

* 近藤・広沢・進藤：小河内ダムの種々の Trial-load Method による計算結果について、第12回年次学術講演会講演概要 (昭32.6) pp. 321~322

ある。これらのため当ダムではウイルド社製 T-3 型セオドライトを使用し、また器械の設置点は強固な岩盤からコンクリート製の器械支持台を設け、その上にセットして観測している。

2) 精密水準測量 ダムと貯水の重量によつてダムおよび地表にある種の変化が起るであろうことは十分予想され、この変化を観測することはダムの安定性を評価するに一つの重要な問題である。前項と同じくきわめて微小の変化を求めるものであるから、高性能のレベルとスタッフの使用が絶対条件であつて、当ダムではウイルド社製の N-3 型レベルとこれに付属する 3m のインバールスタッフを用いている。水準点としてはダムの各ブロックの天端にステンレス鋼製のもの 26 点、ダム下流面に真鍮製のもの 1 点、さらにダムを中心として上下流約 20 km の区間に 43 点を設置し、下流の既設 1 等水準点と関連づけている。

3) 視準測量 ダムの両端に固点標的を設け、この 2 点を結ぶ直線すなわち視準線を堤軸に平行ならしめ、さらにこの直線上に 26 個の標的用支台を設けて、水圧を受けてダムが変形すると、この支台もともに動くわけであるから、支台上に標的を置きセオドライトで観測すればダムの水平変位を知ることができる。

4) 下げ振り観測 ダム天端の固定点から下げ振りを下げ、その下端に直角座標系をとつて、観測装置を設けておけば、その位置を規定することができるが、ダムの変形と同時に下げ振りの上部

懸垂装置も移動するから、この観測だけでは相対的変位を知るだけである。また中間の変位量はその標高に下げ振りの固定装置を設ければ容易に測定できる。当ダムではラセン階段およびエレベーター用竪坑に下げ振りとして 0.5 mm のピアノ線を設置した。下端は深さ 109.5 m の位置に顕微鏡 2 台を設けピアノ線の動きを追跡して、そのブロックの変位を測定している。また振れ止めのために重錘に羽根をつけ油槽の中に入れてある。ピアノ線の上端は I-桁に取りつけたウインチ式の巻き上げ滑車に巻かれている。観測室は木造の部屋を作り外部よりの通風、水蒸気の凝結を防ぐよ

うにした。

8. 工事費

小河内ダム建設工事は前述のように、戦前戦後にまたがる長期間の工事であつて、戦前の工事費については種々手戻りもあるが、当時の円貨で 2 770 万円あまりを費し、再開後は 150 億円を要した。その内訳は次のとおりである。

(1) 戦前の工事費

表—23 戦前の工事費内訳 (単位 1 000 円)

番号	種類	金額	摘要
1	事務費	2 910	
2	用地、補償	6 489	土地買収 2 945 000 坪、家屋移転 480 戸
3	ダム工事	8 293	掘削 180 000 m ³ および施工設備一式
4	仮排水路	340	内径 6 m トンネル延長 435 m
5	道路	4 268	専用道路 3 070 m、付替道路 5 803 m
6	受電設備	118	工事用自家発電 1 000 kW の設備
7	仮建物その他	913	事務所、倉庫、その他
8	機械器具	4 109	25 t ケーブル クレーン等施工設備機械一式
9	測量、調査	285	流量、測量、物件調査
合計		27 725	

(2) 再開後の工事費

総工事費から算出した

有効貯水量 1 m³ 当り 8.7 円

ダム コンクリート 1 m³ 当り 8 957.0 円

直接工事費から算出した

ダム コンクリート 1 m³ 当り 3 102.0 円

表—24 再開後の工事費内訳 (単位 1 000 円)

番号	種類	金額	摘要
1	事務費	1 329 482	
2	用地、補償	1 356 334	
3	ダム工事費	7 224 548	
	基礎掘削	500 380	掘削量 435 000 m ³ 、岩盤仕上げ 41 000 m ³ 、フィッシャー処理 1 948 m
	本体コンクリート	5 197 854	総量 1 675 680 m ³ 骨材生産からコンクリート打込みまで
	岩盤セメント注入	238 322	注入延長 62 484 m
	継手グラウト	31 528	縦横断継手 141 955 m ²
	取水設備	87 690	取水管内径 1 600 mm 1 段式 2 条長 171.6 m
	水罅池	186 375	幅 30 m、長 50 m、深さ 16 m (副ダムとも)
	昇降照明設備	28 139	エレベーターおよび堤体内照明設備
	堤内排水設備	6 493	深井戸タービン ポンプ口径 200 mm 2 台
	コンクリート施工設備	421 406	砕石工場コンクリート混合所、ケーブル クレーン等設備一式
	電力費	284 811	工事用電力買電 2 900 kW、自家発電 2 000 kW
	運搬費	241 100	セメント、川砂、木材類等約 100 万 t
4	余水吐	344 626	洪水量 1 500 m ³ /sec、水路延長 256 m、水門 5 門
5	仮排水路	75 179	トンネル 435 m の底部補修および閉塞コンクリート工事
6	専用鉄道	916 312	
7	付帯工事	1 738 663	
	道路	1 213 803	府県道付替 12 408 m、町村道 3 586 m、その他
	受電設備	100 575	受電設備およびダム操作用受配電設備
	電話架設	16 940	工事用専用電話
	仮建物	116 148	事務所、倉庫、労務者宿舎、その他
	護岸工その他	272 082	東京電力 KK 水路付替、旧水路閉塞、池内整理、その他
	砂防工	19 115	付替道路切取面砂防工
8	測量、試験、その他	612 783	流量、地質、測量、調査、ダム コンクリート試験、施設、維持管理、その他
9	機械器具	1 383 554	工事用機械器具一式
合計		14 981 481	
総計		15 009 206	

骨材生産費	827.0 円
コンクリート打込み費	2275.0 円

9. 結 言

以上小河内ダム建設工事の概要を述べたが、本稿を終るに当たり、ダム建設に要した 20 余年の歳月をかえりみると、着工当時の昭和年頃はバイブレーターが初めて用いられ、ケーブル クレーン の大々的な使用もやつとその緒につき、骨材としての碎石、砕砂の生産もまだ行なわれていない状態であった。従つて施工機械も国産品はほとんどなく、種々の主要機械はフーバー ダム完成後輸入したが、これを契機に建設機械の製作技術が進み、今日では優秀なる国産品が製作されるようになったことは同慶にたえない。戦争によつて工事は一時中心されたが、再開後は内外の資料をくわしく研究し、常に新しい設計

技術によつて、ダムの体積を減少せしめ経済的であつ安定度の高いダムの設計に努め、またできるだけ理論に忠実に施工したつもりである。ことに基礎岩盤の処理は格別の関心のもとに徹底的に実施し、コンクリートの熱処理も大体完璧に近くまで行ない、しかも比較的安い工費で工事の竣工をみたことは、筆者として今日の段階では、できるだけのことをやつたことを幸甚と思つている。

本文で述べたように、ダムには種々たくさんの計器を埋設したが、完全な観測結果が発表できないのは残念である。しかしこれについては後日ご報告いたしたい。

終りに、本ダム建設の種々協力御指導を賜つた関係各官庁および諸先輩ならびにダムの施工に当つた鹿島建設 K K、西松建設 K K の各位に謝意を表する次第である。

札幌総合都市計画配付について

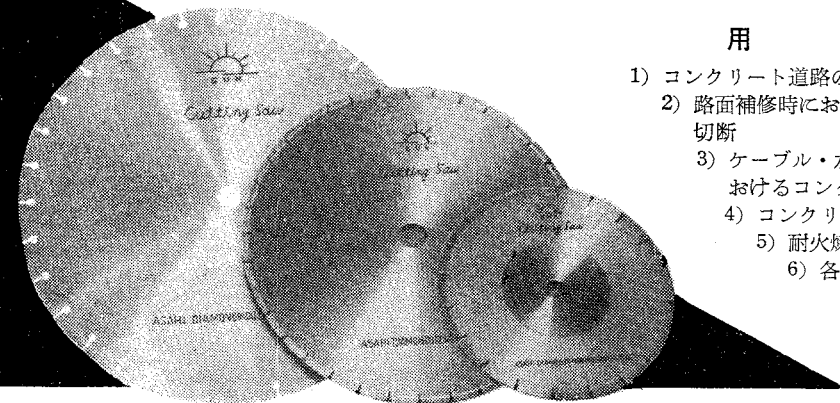
札幌市都市計画協議会より、「札幌総合都市計画策定編および資料編」を発行するとの通知に接しました。12 月下旬の刊行予定で、頒価は資料編、策定編 計 2 冊で 2 000 円程度ですが、くわしいことは、札幌市役所建設部企画調査室あてお問合わせ下さい。

なお、学会にも内容案内書が届いております。

アサヒダイヤの コンクリートカッターブレード

用 途

- 1) コンクリート道路の目地切り
- 2) 路面補修時におけるコンクリートの部分的な切断
- 3) ケーブル・水道・ガス管等の埋設修理時におけるコンクリート路盤の切断
- 4) コンクリート試験片の切断
- 5) 耐火煉瓦の切断
- 6) 各種鉋石及び石材の切断



旭ダイヤモンド工業株式会社

本 社	東京都中央区銀座東七ノ四 電話 (54) 5611~5
名古屋出張所	名古屋市千種区坂下町一ノ二八 電話 (73) 2133
大阪出張所	大阪市北区堂山町六五 電話 (36) 3676~7