

滲透性地盤上に築造した相模原貯水池

井 深 功*

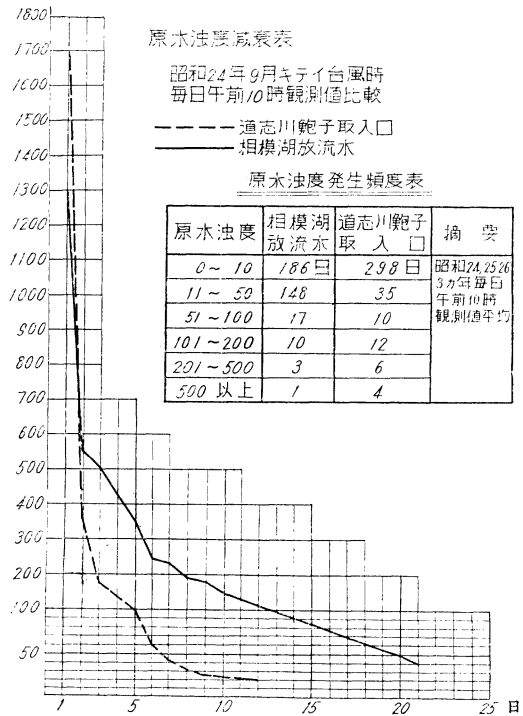
要旨 本貯水池は横浜市水道第4回拡張工事において主として沈澱池として使用するために、神奈川県相模原市に築造したものである。当地はいわゆる相模野台地で第3紀層凝灰岩を基盤とし洪積層の砂利層、ローム層の順にこれを被覆している。ローム層は相当の層厚を有するが、前記のごとき台地特有の砂利層を有し、地形的にも築造適地ではなかつたが、戦後の資材不足に適應するため、および水深浅くしかも沈澱池としての効果による微粒子閉塞を期待して築造することにした。従つて沈澱効果への配慮およびローム層における滲透に対する種々の実験を行い、施工には戦後米軍が横浜市に基地を有したため、日本では最初の近代的土工機械を借用して使用した。しかるに試験通水の結果、はからずも池底にきれつを生じ、このため約1カ年種々の閉塞工法を行い、昭和27年10月一応使用の段階に至り、以後池周囲の漏水観測井によつて徐々に水位を上昇させ、通水後3年を経て計画水位に到達し得た。池底きれつの発生因については適確な原因を把握できなかつたが、施工から今日に至る間における種々の工法は今後のアースダム築造に多大の参考となるものと信じ、ここに発表するものである。

1. 貯水式沈澱池への構想

本市水道第4回拡張工事の新たな水源相模湖は、神奈川県河水統制事業によつて出現した人造湖で、有効貯水量25,000,000 m³を有する。従つて普通沈澱池としても相当の効果を發揮するものと期待された。ところが実際に灌水された結果を昭和24年より3カ年間調査したところでは、図-1のごとく一度洪水が流入すると微粒濁質水を長期にわたり流出し、薬品使用量も莫大なものを予想された。同時に拡張工事計画の第3次変更が行われ、拡張目途水量の増加をきたしたため、従来のごとき構造では資金、資材の面よりはもちろん、沈澱効果の面からも十分なものは望まれないと考えられた。よつて最小の薬品使用で最大効果をうるためには、滞留時間すなわち容量を大とすべきことに着目し、著者の実験¹⁾にもとづき計画され、着工中の沈澱池南側に水理的にも好地点である自然凹地を利用し、アースダムによる貯水池を築造して沈澱とともに貯水をも兼ねさせることになつたのである。この場合付帯施設を合わせて工事費は200,000,000

* 正員 横浜市水道局拡張課長

図-1



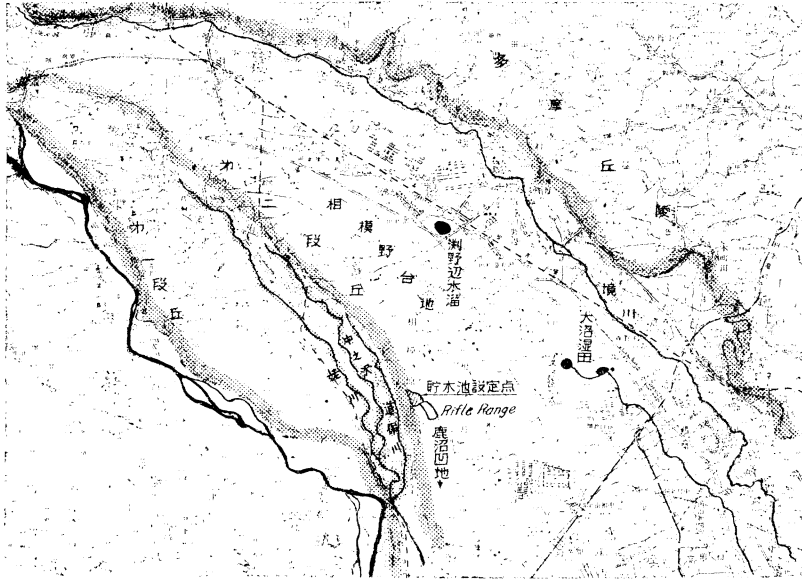
円以下であり、当時の国内状況から考慮して資材、資金を節約しうることもこの構想発展への強力な基礎となつた。また本貯水池に流入する原水は発電・水道用としての導水トンネル約16 kmを延々導水される上、大量の放流水を処理すべき適地のない相模野台地を貫流しているため、これらトンネルの点検または不慮の事故の際は、一種の遊水池としての作用をするとともに、その容量をもつて優に2.5日間取水することができ、維持管理上非常に有効なものとなるのである。

2. ダム地点の地盤構成と積土材料

築造地点は上流・下流側導水施設がすでに完工し、自然流下式による動水勾配線を設定した水道施設としては立地上好地点であるため、ダム地点として地質的に必ずしも満足すべきでないが、貯水池建設の理想をある程度犠牲にして全体計画を満足すべき地点を優位に考慮することとしたのである。図-2のごとくこの付近一帯は相模川左岸第1, 第2段丘よりなり、河川敷は平均標高42

図-2 相模原付近地形図

(縮尺1/150 000)

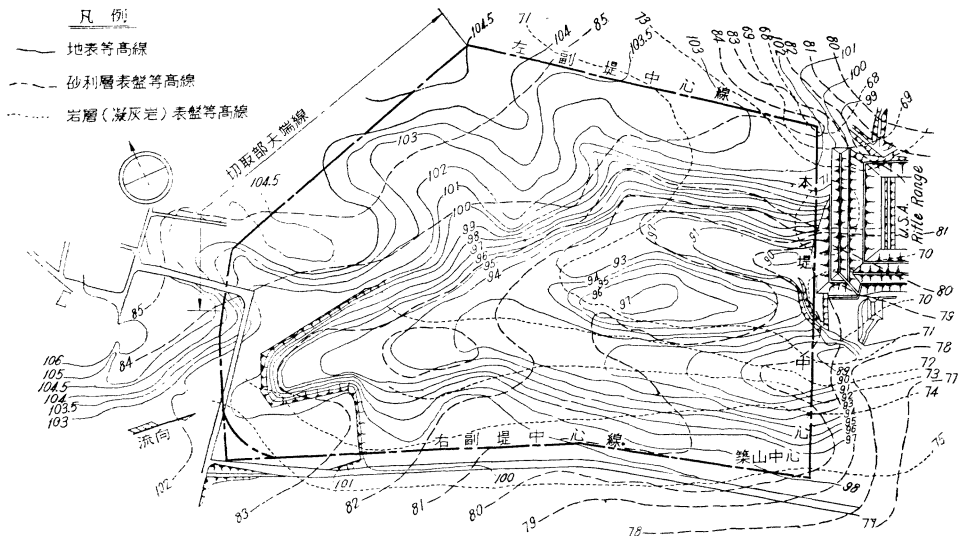


されている。凹地幅は平均 250 m, 最低標高 90 m で、細長く南北に伸び、南方 6 000 m 付近で上記磯部に通じており、凹地北東部は標高 104.5 m で台地に連なる。この凹地は俗称鹿沼と称し、30 年以前までは沼地であつたが、下流側開田の結果、現在は降雨時に湛水し通常湿地帯であつた。当時水池の最低基盤は第 3 紀層凝灰岩で凹地縦走方向に約 1/100 の勾配で傾斜し、試掘により層厚は約 20 m 以上と推定された。その上部砂利層は頭大玉石および粘土質を挟むもので最低基盤全面をおおい、約

m である。両段丘の間は平均標高 72 m で道保川、姥川等の小支川が相模原市大沢および上溝地内低地より発し、中途第 2 段丘の湧水その他を合わせて 20~40 コの流量で同市磯部地内で相模川に入る。第 2 段丘は平均標高 100 m で東西 4.5 km, 南北 10 km におよび、北東より南西に向い緩傾斜せる、いわゆる相模野と称する台地で、境川以東多摩丘陵まで続き、その間に大沼湿地田および淵野辺自然水溜を有するほか水流・池沼は存在しない。当時水池に利用した凹地は第 2 段丘法肩に近い浸食谷で左岸は平均標高 103 m, 右岸同 99 m であり、左岸寄りに幅 100 m にわたり旧陸軍射撃場防弾土壁が構築

1/600 の勾配で地表凹地に従つて走向するが、堤心予定地点で約 3 m 低下した砂利層凹地が存在し、これより約 1/150 の勾配で南西方向へ傾斜している。従つてこの部分の層厚は左岸側が最も深く 16 m, 右岸側で最小 6 m の高低変化が認められるが、礫相の異状は認められない。砂利層上関東ローム層は最大厚 15.5 m 最小厚 5 m, 平均 10 m でダム築造上の基盤をなすもので、表層は地表起伏に全く相似し、色相は褐色を呈し、一部薄層の火山礫を含む。この最小厚 5 m の部分は堤心予定地に認められ、施工時厚さ 2 m の粘土被覆の上に築造することとし、完工時池内最小厚は 7.5 m である。黑色表土はその

図-3 相模原貯水池下層地盤構成図



厚さ 2~3 m で昔は杉・松などの自然林であつたが、現在は荒地で一部畑地もあるが湿地のため良作は望めない。これらの構成は 図-3 に示した。積土材料として現地高所よりのローム土は各種試験の結果、東京都村山・山口両貯水池の材料と同一と認めてこれを使用し、心壁用粘土は小田急玉川学園・東京都北多摩郡箱根ヶ崎・八王子郊外野猿峠の 3 カ所より採取試験の結果、採取がやや困難で遠距離運搬となるが、最も良質な箱根ヶ崎産のものを採用することとした。

3. ダム築造概要

ダムは凹地を横断して締切る本堤と左右をかこむ左右副堤よりなり、本堤は延長 255 m、副堤は左延長 300 m 右 450 m である。また右副堤と本堤との接続部は鋭角となり、右副堤は比較的背高の上、心壁が挿入されないためこの部分に築山を設けることとした。池底ローム層下部は全面に砂利層が分布している関係上、これを貫通して遮水壁を不透過最低基盤まで達せしめることが最も理想的であるが、砂利層厚は最大 16 m にも達し、施工延長 1 km 以上で長期間を要するとともに、当時の経済状況では不可能に近いものであつた。またこれを砂利層の走向すなわち地下水流の状況より推察し経済的に本堤下のみの施工に限定しても、池内を垂直滲透せる漏水は砂利層に達し、地下水位の上昇をともなつて副堤側より逃水する。従つて種々討議研究の結果、池水深が比較的浅いため池内透水は相当の厚さがあるローム層に依存することとし、本堤体のみの池水滲透による崩壊を防止する目的で、粘土心壁を堤心に挿入することとした。貯水池は一定水位以下は水理的に利用し得ないこと、池内水圧の均等負荷、沈澱池としての機能的考慮、あるいは黒色表土の土捨等を考え、堤内池底は標高 95 m に平坦とし透水防止のため十分転圧した。取水塔は本堤中央に位し各池水位に適合しうる主取水塔と、沈澱効果の發揮を考慮した副取水塔 3 基を設けた。竣工後の貯水池の規模

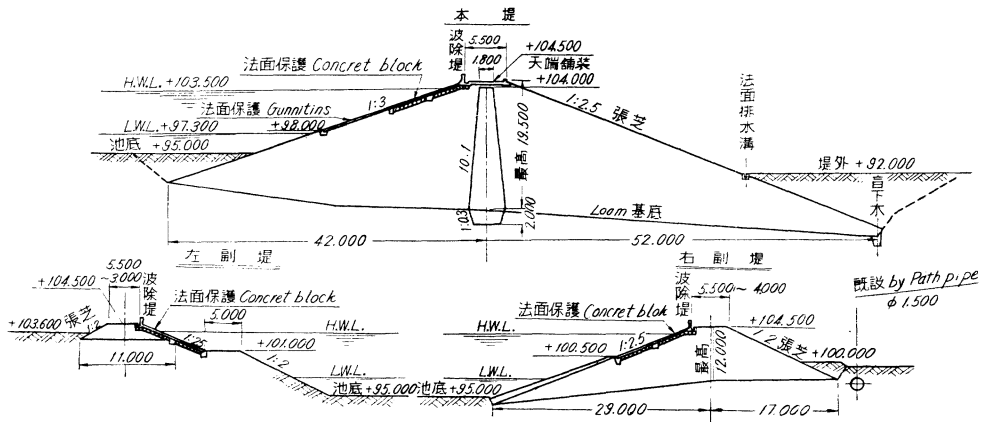
は高水位標高 103.5 m、低水位同 97.3 m、水深 8.5 m、満水面積 120 000 m² にして総容量 883 000 m³ となつたのである。

4. 透水通減対策の根幹

築造位置の地形、地盤の構成、また付近一帯に見るべき池沼・水流がほとんどないこと、さらに現場透水試験結果等よりすれば基盤ローム層はある程度の透水を許すものと考えられ、また当時の国内経済事情からこのローム層のみに依存せざるを得なくなつた経過は、すでに述べたとおりである。従つて現場試験による透水係数 10⁻³ ~ 10⁻⁴ cm/sec をいかなる程度まで制御しうかが問題となつてくるのである。

一般に水道事業に携わる技術者は常に濾過池の閉塞に多大の関心を有し、持続時間の延長に苦慮するのが実情である。閉塞は原水濁度並びに微生物がその進歩を促し、通常濾過池に流入する原水濁度は沈澱処理により 10° 以下に規制され、微生物も滅菌後の沈澱過程でフロックとともに沈降せしめるもので、これらの前処理が不備なときは濾膜の肥厚を促進し、たちまち閉塞をひき起す。しかし緩速濾過池における砂層は通常厚さ 60~70 cm、有効径 0.3~0.45 mm、均等係数は 2 以下で、一般土壤に比し粒子間の空隙が大であり、また濾速は見掛上の速度で、実際はこれより相当大である。さらに負荷水圧の相違はもちろん土壌層厚および組成の不均一、濾池の集水渠に匹敵する下部砂利層における水流の相違等、濾過経過をそのまま貯水池の透水に適用し得ないことは明らかである。しかしながら本貯水池は、微粒濁質原水が長期に流入する沈澱を主体とするもので、また相模湖に発生する微生物個体数は他都市水源とは比較にならぬほどおびただしく、滅菌および沈澱処理は 1 カ年のうち 6 カ月にわたるものである。従つてこれら汚泥の堆積は時間的には緩慢ではあるが、その量においては莫大なものが予想され、必ず透水を通過せしめることは後述の実

図-4 ダム標準断面図



験および、わが国における多くのアースダム貯水池の実例において明らかである。

以上緩速濾過池に生ずる濾過抵抗の経過の応用を、計画時透水遅減対策の根本的観念としていたのである。

5. 各種透水試験

ダム基盤ローム層下部には相当厚の砂利層が分布し、これに遮水壁を設けなかったため、堤体滲透よりむしろ池底を滲透して砂利層に達し、漏水するであろうと考え、ローム層の垂直滲透状況とこれに対する防止策に重点を置いた。さらに貯水池の完工を待ち実際に試験貯水を行い透水実態を調査することとした。

(1) ローム層中の池水滲透状況

a) 試験池による透水試験 図-5のごとく試験池をローム層に設けて原水を注入し、水位を一定に保つて透水量を測定するとともに、池底下5mのトンネル内でローム層中の滲透状況を調査した。本試験は4回行い、各回ごとに1週間池底を天日乾燥清掃の上実施したが、その結果はすべて大同小異で透水量の代表的なものを表-1に示した。トンネル内観察では注入試験開始後2~4時間で透水は天端に達し、その範囲は漸次断面および軸方向に拡大し、約50時間後にトンネルの全断面に、軸方向では長さ7~8mの最大透水幅が出現する。池底直下滲透は滲出雨滴から糸状噴出となるが、10~15日後にはこの状況は一定となり、その後透水幅は遠方より漸次消滅して、ついには掘削状態に移行する。

b) 鉄管建込による透水試験 前回においては水深0.6mで四周ローム土地山であり、実際に比し条件が

表-1 試験池透水量表 (試験池による透水試験)

水深一定後	毎秒流入量	毎秒透水量	流入透水比	備 考
1日	231 cc	54.2 cc	16.4 %	原水濁度: 試験中平均 5 ² 程度。
5	"	40.5	12.2	
10	"	22.5	6.8	
15	"	3.5	1.1	
20	"	3.5	1.1	
23	"	3.5	1.1	

異なること、また低水深のため底部に生物の発生が見られたこと等のため、今回は内径36²鉄管をローム土中に建込み底部のみから透水するようにし、水頭8mを常に保持するごとく原水を注入して透水量を測定した。試験は池底ローム土切取のままと突固め転圧の場合と、それぞれ2回行つた。これらの結果を表-2に示す。

表-2 高水頭透水量表 (鉄管建込による透水試験)

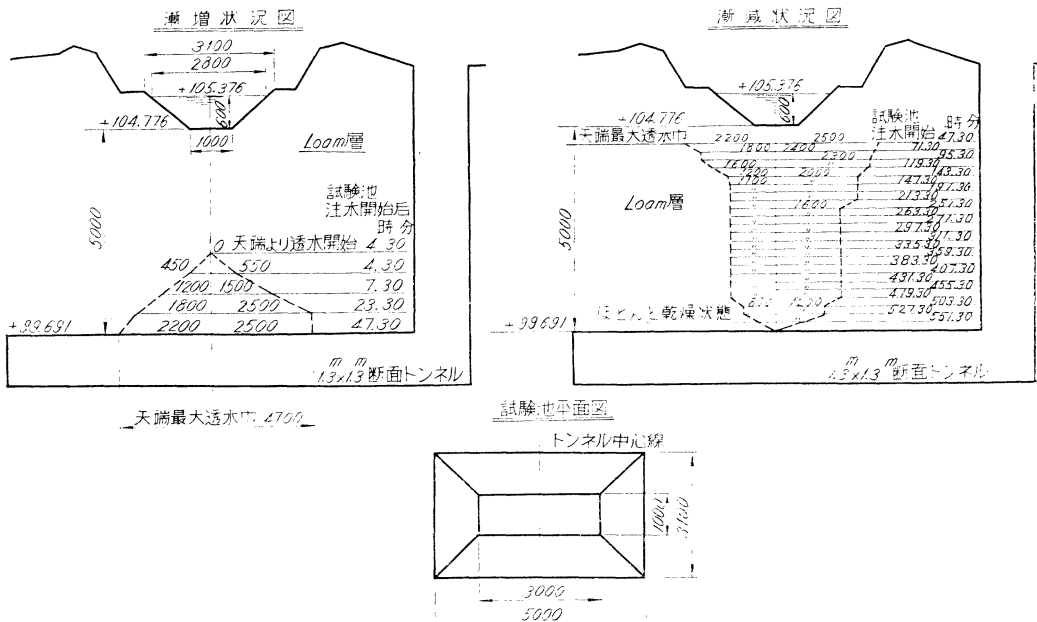
満水後	ローム土地山		ローム土転圧		備 考
	1日透水量	管容積比	1日透水量	管容積比	
1日	2.54 m ³	48.8 %	1.25 m ³	24.2 %	管容積 5.2 m ³
5	1.23	25.6	0.99	18.9	管底積 0.65 m ²
10	0.73	14.0	0.60	11.5	転 圧 2人掛
15	0.55	10.6	0.43	8.2	5回掘き
20	0.47	9.0	0.28	5.3	原水濁度
25	0.50	9.6	0.26	5.0	各回平均
30	0.48	9.2	0.25	4.9	270°~486°

c) 試験結果による判定

i) Darcyの法則による垂直透水係数は試験の結果最大時 3×10^{-3} cm/sec、安定時 5×10^{-4} cm/secであるが、トンネル内観察所見において水理的理論の適用は妥当性をかくと思われる。

ii) 透水は最初相当に大で池底ローム層直下に進行す

図-5 試験池による透水試験 (水位一定時トンネル内透水漸増, 漸減状況)



るものようであるが、約 15 日後には安定した透水量を示すようになる。

iii) 同一透水面積に対する透水量は負荷水頭が比例しないが、水頭が小なる場合日光投射により微生物の発生を促し、透水の制御が行われたものごとく、前記透水通減対策の根幹に有力な示唆を与えた。

iv) 池底の転圧施工は約 1/2 の透水制御をなしうる。

v) 水位の急速上昇は当初の透水を促進し安定時に至るまで影響する。

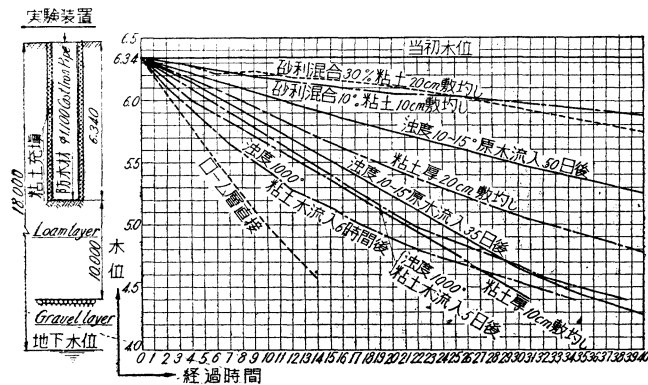
vi) 何らかの透水防止策を必要とする。特に当初の 15 日以内にこれを制御することは、その後の透水に対して重大な要素となるであろう。

(2) 透水低下試験

池底よりの透水を制御するにいかなる防水材あるいは施工法が適合するか実験により決めることにした。実験は内径 1100 mm 鉄管をローム土中に建込み、底部のみから透水しうるようにし、一定水頭から水位を低下せしめ透水量を測定した。各種材による透水低下の実験値は表一3 および 図一6 に示した。

防水材を使用すれば透水量は 10~40% まで低下させ

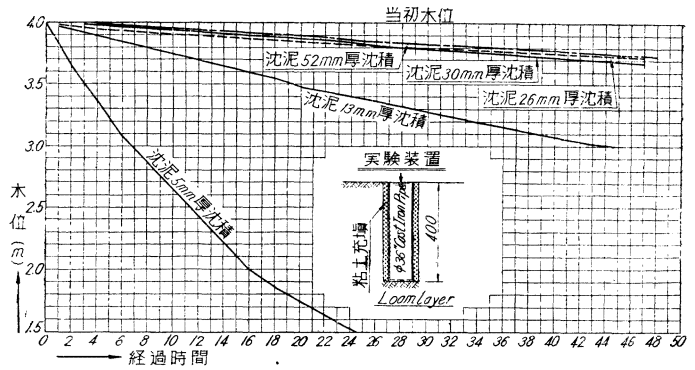
図一6 透水低下試験 (各種防水材使用時透水状況)



表一3 防水材使用時透水状況表 (水位低下試験)

防水材	水頭 6 m			水頭 5 m		
	1時間平均 低下水位	1日平均 透水量	管容積比	1時間平均 低下水位	1日平均 透水量	管容積比
粘土(砂利30%)厚20cm 転圧敷均し	15 mm	0.343 m ³	6.0%	9 mm	0.206 m ³	4.3%
〃 (〃 10%) 〃 10 cm 〃	17	0.389	6.8	10	0.228	4.8
原水(濁度10~15°)流入50日後	37	0.845	14.8	13	0.297	6.3
〃 35 〃	50	1.140	20.0	40	0.912	19.2
粘土(砂利なし)厚20cm 敷均し	43	0.982	17.2	30	0.684	19.9
〃 10 cm 〃	66	1.505	26.4	35	0.799	16.8
粘土水(濁度1000°)注入5日後	54	1.231	21.6	55	1.255	26.4
〃 6時間後	70	1.596	28.0	60	1.368	28.8
防水材なしローム土地山	180	4.101	72.0	130	2.964	62.4

図一7 透水低下試験 (トンネル内沈泥を防水材としたときの透水状況)



る。特に池底全面に粘土張をすることが最も効果的である。しかし良質粘土は付近に求められず、さらに池底面積大で多大の経費を要し、市内配水量の増大は工期の縮小を迫られるという状態であった。たまたま本貯水池に流入する延長 10 km におよぶトンネルはすでに2年前より使用を開始しており、導水量小であったのでこれを沈澱池として利用していた関係上、沈澱汚泥を多量に沈積していた。また本試験によれば原水(濁度 10~15°)流入 50 日後は沈泥の堆積により、相当の防水効果が認められ透水通減対策によく合致する。従つてこの沈泥を使用することに着目し実験を行った。

実験はローム土中に建込んだ内径 36" 管底にトンネル内沈泥を各種厚に沈積せしめ、一定水位からの水位低下より透水状況を調査した。この結果負荷水頭は若干小であったが水位低下曲線勾配は 図一7 のごとく上記粘土張に比し非常に良好で、沈積厚は 26 mm が最も効果的であることが判明した。実際池にこれらの沈泥を適用する場合、池底全面に厚さ 26 mm の膜を構成せしめる泥量は、トンネル内に存在することは確かめられたが、これを均等に分布するためには試験結果による判定に従い、当初一挙流入により、一応 10~15 mm の膜を構成して初期の透水を制御し、その後の沈積は長期の沈澱効果で目的を達するよう考慮したのである。

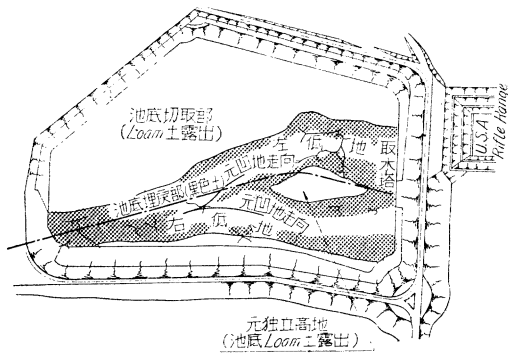
6. 実際池透水試験—池底きれつの発生

昭和 26 年 7 月池底の転圧を終り、貯水が可能な程度に完工したので、実際池に対し透水状況を観測するため同月 30 日試

験的貯水を開始した。流入は初期の透水を制御しうる膜の構成を主眼としたが、送水位と沈澱処理の関係上やむなく濁度 5° 付近の原水を流入せしめ、8月3日、目標水深 3.5 m となつてから、7日間トンネル内沈泥を流入し、平均流入濁度 3000°、総泥量 1700 m³ であつたが膜の均等構成は不十分であつた。本試験中水位の上昇にともない貯水池周辺観測井の地下水位、隣接射撃場監視壕の湧水、また道保川沿岸の湧水等がいちじるしく上昇してきたため、8月10日流入を停止し水位を降下せしめた。この結果水深 3.5 m で透水量 65000 m³/day、透水係数は 3.02×10^{-3} cm/sec を観測したが、堤体の異状は認められなかつた。

8月20日池底が現われた結果、旧谷部に 図-8 のごとききれつを発見した。この部分は平均厚 8 m のローム層および表土 2~3 m の元凹地に、築造残土の黒色土を盛土し等高とした池底で、表面的調査では総延長 740 m に達し、きれつ中間のところどころに吸込穴があり、これよりはもちろん、細きれつからも相当透水していた模様で流泥の形跡が認められた。左岸副堤側低地は約 470 m のきれつが集中的に発生し、きれつ幅も大であり、吸込穴も最大径 60 cm に達するものがあつたが、右岸副堤側はやや小規模でブロックごとに孤立しているように見られた。しかし地盤の陥没は全然認められなかつた。

図-8 実際池透水試験後池底きれつ発生状況



内部状況はきれつ線上の穴4カ所を選び試掘井戸による調査の結果、

- i) きれつは下方に向うに従い小さくなるが、黒色盛土部と同地山部との境界に副きれつが発達し、表面と同一方向に走っている。
- ii) ローム層内きれつは微細となり層下最大 2 m で消滅し、下層砂利層によるパイプアクションは行われていない。
- iii) 井戸への注水試験の結果 ローム面きれつよりの漏水は、いままでの各試験結果に比し 2~4 倍におよんでおり、透水量のほとんど全量はきれつ漏水によるものと認められ透水係数は全然考慮の余地がない。

きれつを誘発したと考えられる諸因は、通水時旱天続

きであつたので、急速充水により黒色表土が収縮したか、砂利層が存在するため急速負荷により池底が陥没したか、築造地点は台地の浸食谷であつたので地震等によりすでにきれつが発生していたのではないかなどが考えられたが、いずれも上記のごとき調査所見あるいは施工中の地盤調査等から否定すべき材料のみで、多くの地質学者、アースダムの権威者等の意見からも判然たる原因をつかむことができなかつた。

結局黒色土のなんらかの影響は考えられるが、池水の滲透がきれつを誘発していたことは確実であるから、直接池底の滲透を防止するか、滲透しても池底外に流出せぬようにすべきである、という当初の考え方に帰着せざるを得ない。しかしこれらは多大の経費と工期を必要とするため、一応発生きれつは粘土土により閉塞し、池底全般の透水防止は既定方針によるものとしたが、閉塞不能のときはただちに遮水工法を採用することとした。

7. きれつ閉塞工

(1) 第1次、第2次閉塞工

きれつ沿いに掘削した深さ 60 cm の溝内に沈泥・粘土水を流入させ閉塞しようとしたのが本工法で、第1次工法では沈泥 150 m³ 濁度 1800° を流入し、第2次工法では粘土水濁度 800° を流入させた。これらは昭和26年9月9日より同23日まで継続したが、この間池水位 1.3~1.6 m で、透水量は 38000~24000 m³/day であり、きれつ延長・吸込穴もやや減じたような感があつたが、貯水後は依然同一線上にきれつが発見されている。特に第2次工法後、元きれつ側方 30 cm 内外の位置に再びきれつ発生の現象が見られたことは、これら低水深水締め失敗を示すもので、工法時表面的には完全のようであるが、実際には深部まで閉塞されず、貯水水圧が増し元きれつに短水路を生じたものごとく、掘削所見もこれを肯定し得た。また第2次工法後信頼性はなかつたが、一部きれつに対しセメント (1:10) と粘土 (1:8) の注入を圧力 2 kg/cm² で行つた。

(2) 第3次閉塞工

低水深水締め閉塞は深部まで滲透しないことが明らかとなつたので、本工法では第2次工法後のきれつ線に沿い丸太イカダ3隻を移動させ、2 m の水深より粘土水を混合投下した。特に 2 m としたのはイカダの移動上の便利ときれつ直上投下の安全性を考慮したためである。本工法は10月26日より12月3日まで37日間続行されたが、池水位上昇時は明らかに前回までの閉塞が破られ、本工法ではきれつの成長を防止し得なかつたようで、透水量は水深に比例せず 1, 1.3, 1.5 m に対し、6000, 12000, 15000 m³/day と飛躍的に増大してくる現象が認められた。従つてこの間水中眼鏡により成長きれつの発見につとめ、粘土水を重点的に投下するよう配慮

し、その後飛躍的透水増加はなく水深 2 m に達した当初は 40 000 m³/day が測定されたが、同水深で 18 日間の施工後水位を降下させたときは 48 000 m³/day に達していた。池底のきれつ延長は試験貯水時の 1/4 程度に減じてはいたが、ほとんど同一線上に発生し、特に異なるのは元きれつ直上に、投下粘土が 30~45 cm 厚に堆積し完全に閉塞されたにもかかわらず、数メートル離れた地点に再びきれつ穴が発見されたことである。また前回の注入工は予想どおり効果はほとんど認められなかった。しかしながら本工法の結果次のごとき次期工法への大なる指針を得た。

- i) 低水深水締め工法は水深 1 m に対しても不十分できれつの見落としも多い。
- ii) 水深 2 m では、ある程度高水深水締めの効果はあるが、きれつの発生成長を全面的に押さえきれない。
- iii) 粘土の堆積状況ときれつの発生成長状況よりすれば、きれつ原因は黒色土よりローム土にあるとすべきである。
- iv) 水位降下時の透水量は水深の低下に比例する傾向が明らかに認められ、粘土による水締め効果を確認し得た。

(3) 第4次閉塞工

第3次工法後の指針により直接ローム土に対して工法を実施すべく、前回までのきれつ発生状況の軽重および水締め効果等より考慮し、右岸副堤側低地に対しては高濁度粘土水による水締りを、左岸に対しては鉄筋コンクリート被覆工法を採用することとした。

右岸低地のきれつに対しては粘土水の導水に便ならし

図-9 第4次閉塞工 右低地きれつ閉塞施工

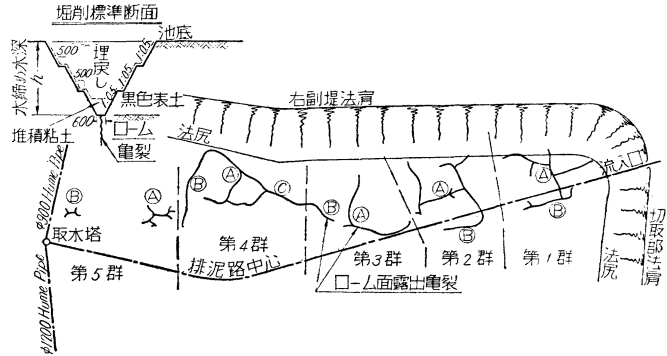
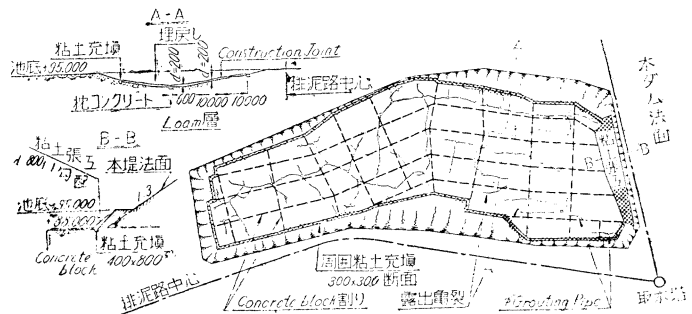


図-10 第4次閉塞工 左低地きれつ閉塞施工



めるため5群に分け、さらに群を細分して表面きれつに沿って掘削してローム面を幅 60 cm に露出し、これに対して 10 000° 内外の高濁度粘土水により約 2 カ月間水締めを行った。これらの状況は 図-9 および 表-4 のごとく高水位高濁度により、たとえ見落しきれつがあつても粘土分の滲透は十分であると考えられた。水締め効果の判定はきれつ面積が微小のため、水深の低下のみで決することは危険であるが、各種試験および工法の結果により当初非常な高濁度水を注入し漸次濁度を減少せしめ、水位低下率がほぼ同一となつたものは有効とし黒色土をもつて順次埋戻した。粘土・沈泥の堆積は 2~0.3 m

表-4 第4次閉塞工 (右低地きれつ閉塞施工状況表)

群	細群	きれつ延長	水締め 最大水深	水締め 最大濁度	水締め 平均濁度	時間平均水位降下 (cm)						沈泥堆積度	
						時間平均水位降下 (cm)						最大	最小
						当初	15日後	30日後	45日後	60日後	75日後		
第1群	A	110 m	3.95 m	26 000°	3 700°	24.0	9.5	9.8	6.8	2.7	2.4	0.43 m	0.20 m
	B	50	2.75	26 000	3 700	13.0	8.0	5.0	3.8	2.5	2.3	0.80	0.12
第2群	A	134	5.00	20 000	4 100	11.0	8.0	8.0	—	2.4	—	0.80	0.30
	B	39	4.08	30 000	4 800	9.0	9.0	8.5	3.8	1.6	—	0.75	0.43
第3群	A	93	5.49	25 600	5 000	17.0	13.3	—	7.0	1.2	—	1.30	0.30
	B	25	5.66	36 000	9 000	18.0	7.2	—	0.4	—	—	2.00	0.40
第4群	A	100	3.94	13 000	6 600	14.0	—	6.7	4.3	0.9	—	1.23	0.30
	B	57	6.67	28 000	15 000	16.0	5.0	4.4	0.5	—	—	1.39	0.30
	C	73	5.45	16 000	7 500	—	7.6	5.0	0.8	—	—	0.83	0.34
第5群	A	55	5.32	25 600	11 000	12.5	7.0	7.0	1.1	—	—	0.32	0.30
	B	25	2.55	15 000	6 700	4.7	—	1.0	—	—	—	0.46	0.28

に達し相当の効果が期待された。

左岸低地のきれつ群は図-10のごとく発生面積8000 m²の黒色土をはぎ取り、ローム面を露出して、20×20 mの鉄筋コンクリートブロック平板厚20 cmにより被覆することとした。ブロックの施工継目はグリスマンコンボ2層、その上部粘土突込みをし、ブロック端は幅および深さ30 cmの溝を掘り、これに粘土を充填して外部よりきれつに通ずる水みちを閉止するとともに、きれつ端は必ずブロック内2 mに入るように考慮した。またきれつ上に注入管を建込みブロック打設後地盤との接触を良好ならしめるため粘土注入を行った。

これらの工法によりローム面きれつはすべて露出されたものと考えられ、両低地とも黒色表土のきれつはそのまま、微細なものは多少ずれて発見された。さらに黒色表土になくローム面に発見されたものが相当あり、特に左低地は表土きれつの複雑性を反映し、470 mの延長がローム面では880 mを数え、きれつ幅最大10 mmで主脈・支脈も判別しにくく、低地中央より両側上位置に多い。これに反し右低地では延長は表面の40%増し約760 m、きれつ幅最大7 mmでその形状も低地走向に平行な主脈とこれに直角な支脈とに分類し得て、比較的単純な状況といえる。前回までの閉塞によりきれつに充填された粘土は、幅中央部に粗粒が多く流水抵抗も小で脱落しやすいと考えられ、低水深水締め効果が不十分であることが証明された。これら水締め工・被覆工ののち27年5月7日原水流入を開始した。水位上昇時透水量の増加は第3次のごとき飛躍増加は認められず、水深各1.15、2.5 mで9600、15000、31000 m³/dayと観測され非常に好結果を得たもののように、貯水池L.W.L.より送水を開始し、5日後送水を中止したときの透水量は41000 m³/dayで、次第に増加の傾向があつたため再び水位を降下させた。水位降下時の透水量は水深2.5、2、1.5、1 mで48000、46000、39000、37000 m³/dayと測定され、上昇時に比し明らかにきれつの発生成長を物語っている。

池底露出状況では右低地は大部分閉塞されていたが、元きれつより派生した新きれつ510 mが発見された。これは施工時にたとえ見落しきれつがあつても、高水位・高濁度により深部まで効果をおよぼすものと期待したが、実際には相当の沈泥堆積にもかかわらず粘土水の濃淡を生じ、見落したきれつへの滲透が不

分で成長したものと判定した。しかし新きれつは従来のものに比し透水状況は非常に軽微なものと認められた。左低地コンクリート被覆部は一部表土の沈下が見られたが、沈下部溜水の減少はほとんどなく、成功したものと思われ、全体的に見た場合透水量そのものは別としても本工法による閉塞効果は十分有効であると確信を得た。

(4) 第5次閉塞工

本工法においては左低地沈下部の手直しをするほか、右低地新きれつ510 mに対しては図-11のごとくローム面を幅80 cmに露出し、きれつ面に沿い高さ、幅とも10 cmのクサビ形に削り上げて粘土を充填突固め、その上部掘削全幅に対して厚さ14 cmに150メッシュイベントナイトをしきならし、黒色土を十分突固めて埋戻した。ローム面のきれつは黒色表土のものほとんど大差なく、幅も最大3 mmの微細なものであつた。なお新きれつ端面はローム面下2 m、平均厚30 cmに粘土を充填し、きれつ成長による影響防止につとめた。

8. 周辺地下水位の観測

実際貯水の際周辺地下水位および湧水量の増加は当然であると考えられた。従つて貯水池周辺8カ所に観測井

図-11 第5次閉塞工 右低地きれつ閉塞施工

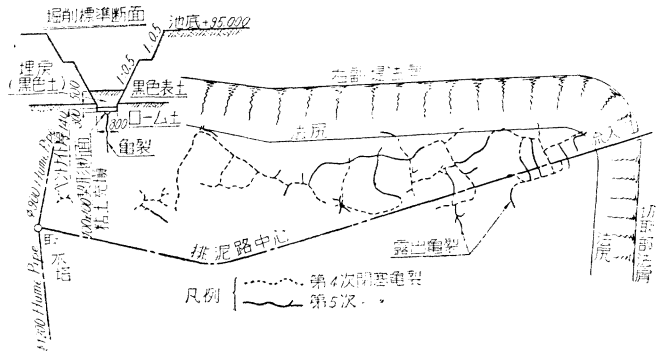
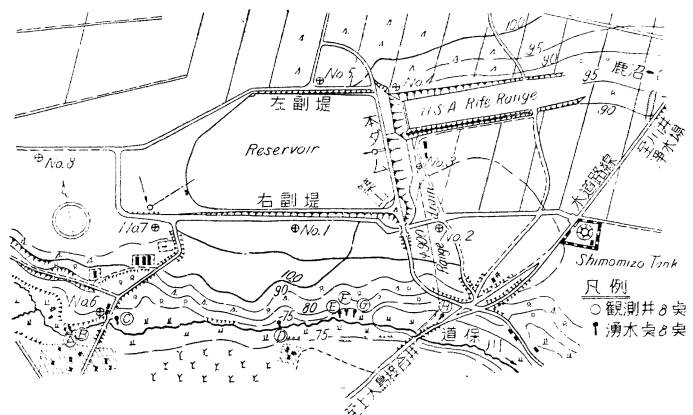


図-12 周辺地下水位、湧水量観測点配置図



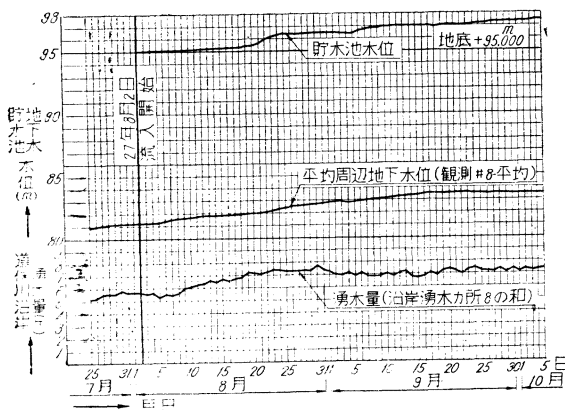
戸を設け、また道保川沿岸8カ所の湧水点を選定してこれらの観測を行い、現在も続行している。当時貯水池付近の地下水位は年間を通じ6~9月の多雨期の降雨が台地滞水層を次第に流下して9月頃その最大量に到達し、以後渇水期にともない地下水位は徐々に低下して4月頃低水位となり、湧水量もこれに影響を受けて同様な趨勢をほち、その総量は1~3コと観測された。

これらは実際池透水試験の際はもちろん、数次の閉塞工の際も池水位の上昇下降によつて急激な変動を受けた。この変動は地下水位固有の変動および池水位とその上昇度の緩急に多分に影響され、実際池透水試験時(水深3.5m)には流入開始前8井平均地下水位78.15mであつたものが、17日後には84.28mを示し、地下水位はローム層まで上昇滞水層(砂利層)は水圧を受けるに至り、流入停止池底空虚時より20日たつと79.10mと自然地下水位に変換し、平均6mの上昇下降を見た。湧水量は透水量をただちに発現し得ないため、最高地下水位時より3~4日をへて最大量に達し、この間地下水位の背水により砂利層勾配の上位置にある井戸が最もはげしい上昇下降を示し、最大8mの変動を見たものがあつた。その後数次の閉塞施工時きれつ漏水によつて異状な地下水位上昇が見られたが、相当の効果が認められた第4次工法後(水深2.5m)では3.8mの変動となり、次第にゆるやかになる傾向があつた。また貯水池に隣接する射撃場脇の壕は砂利層上に築造されているため、ただちに地下水位の影響を受けることは当然で、このように本貯水池の透水量は地下水位および湧水量、特に地下水位を指針として誤らないものとされるのである。

9. 本格的通水開始後の推移

第5次工法後昭和27年8月2日流入を開始し水深を徐々に上昇させたが、透水量の変化は第4次工法水位上

図-13 周辺各水位関係表、本格的通水開始取水開始前(昭27.8以降毎日)



昇時とほとんど同一で、1, 1.5, 2.5m に対し 11000, 19000, 32000 m³/day と測定され、きれつの発生はないと考えられたがなお発生を予想し、水深1m 付近よりL.W.L. 97.30m に達するまで40日間農耕用カルチベーターを引船により牽引し、池底をかくはんして、きれつの発生防止につとめた。図-13はL.W.L. に至るまで毎日の水位関係を図示したもので、流入開始前の地下水位は1日平均4cmの上昇が測定されていたが、流入開始後も上昇勾配に変化なく、池水位をある期間一定に保てば地下水位もこれにともない上昇を休止する現象が見られた。湧水量は標高83m 付近の地下水位により一定の動水勾配が設定されたものごとく、5~6コであつたものが、その後の水深および地下水位にかかわらず2コ内外の増量を示したまま継続している。これらの事項はきれつ発生皆無への自信を深め、今後の全面透水に対しては透水通減対策の根幹にのつとり再出発することとし、同年10月貯水池よりの本格的送水を開始したのである。その後観測井8カ所の地下水位に応じ池水位を上昇せしめつつ、取水開始後2カ年半を費し満水位に達した。過去約3カ年の池水位上昇は図-14のとおり大

図-14 周辺各水位関係表、本格的通水開始取水開始後(昭27.10以降各月平均値)

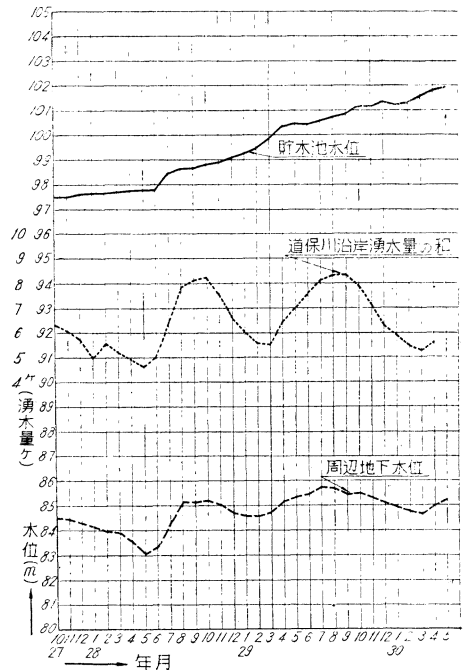


表-5 池水位上昇による地下水位変動影響表

水位	昭28.4. 1カ月平均	左右較差	昭29.4. 1カ月平均	左右較差	昭30.4. 1ヶ月平均
貯水池	97.72 m	2.61 m	100.33 m	1.50 m	101.83 m
地下水	82.55	1.61	84.16	-0.61	84.00

小の差はあるが、大体において自然地下水位固有の変動を続け、全面透水量は安定し自然地下水位を左右し得ない程度と判断しうる。また透水がある以上地下水位の上昇することはやむを得ないが、池水位の増加による地下水位の上昇割合が次第に通減する表-5のごとき傾向は、透水量の通減を示唆するもので湧水量も透水増大による影響はない。取水を開始してから台風あるいは豪雨により毎年最高濁度 850° 付近が流入し、30年9月アクアラングによる池底調査の結果では池底汚泥実質の堆積は約 2000 m³ と推定され、最大堆積高 40 cm、平均 17 cm、最小 10 cmを示していた。同時にまた行われた池底観測ではきれつ発生は認めず、全面透水も次第に通減しつつあるものとの確信を得た次第である。

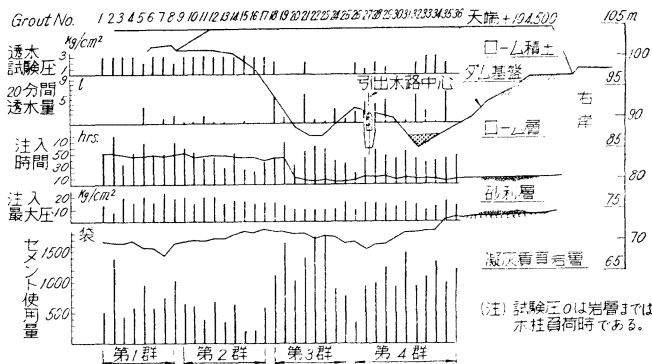
10. セメント注入遮水工法

きれつ発生の徴候は認められないが、水位の上昇により水圧が増加するため砂利層に対する処置を併用施工すべきであると考え、昭和 28 年 10 月第 2 回池水位上昇期より本堤側 36 孔、延長 280 m にセメント注入を施工した。注入状況は 図-15 のごとく全般的に砂利層は相当の空けきを有しており、砂利層の複雑性は谷部において顕著であった。特に第 3、第 4 群においてはモルタルおよび鋸くずの注入を併用し、地下水の主流はこれらの底層に集中していたようで、第 1 群最大層厚部がこれにつぐものようである。注入配合は 1:6 より 1:1 まで変化せしめ注入セメント総量は 32000 袋に達した。施工後貯水池全般に直接的影響を与えたとはいえないが、砂利層が露出する射撃場監視壕および道保川沿岸湧水部にセメントの噴出を全然認めず、また地下水位の自然状態への立直り等からある程度有効であったと思われる。

11. 結 言

本貯水池は思わざる池底きれつの発生により、大量の

図-15 本堤下砂利層に対するセメント グラウチング状況



漏水を生ずるといふ奇現象をひき起し、この発生原因に対してあらゆる面から追求したが現在まで明確なる原因を発見できない。ただ砂利層が層厚において相当不等であることより、貯水によるローム層への負荷が砂利層の不等沈下を誘発したと考えるのが妥当のようである。いずれにしても貯水池として比較的水深浅く沈澱池としては水中浮遊微粒子を大量に沈降せしめることは、水道技術者としてこれら微粒子による濾過閉塞に多大の関心を有していた立場上、ローム層が比較的透過しやすい土質であることは周知の事実でありながら、これのみに依存してアースダムの基本的築造方法を多少軽視し、漏水を誘発したことは否定できないであろう。しかしながらきれつ発生因の不明確性から種々の工法を採用し、閉塞効果を認めた後の水位上昇過程から考え、貯水池に沈澱した沈泥は透水通減に最も効果を収めたものと思われ、従来のアースダム式貯水池は当初多少の漏水をとまなうことは普通で、流入水中の微粒子閉塞によつてこれが防止されている貯水池は相当多いのではなからうか。

本貯水池の築造および各種閉塞工法について元東京都水道局長小野基樹氏および地質調査所近藤技官より常に御指導御助言を受けたことに深甚の謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 井深 功: 沈澱池に対する一つの構想 (水道協会雑誌第 171 号)

道 路 建 設

日 本 舗 道 株 式 会 社

取締役社長 川久保修吉

本店 東京都中央区宝町1の11
電話 京橋(56) 8956~9

支店 札幌・仙台・東京・名古屋
屋・大阪・広島・福岡