

浸透水流に対する泥炭築堤の安定試験について

北海道開発局土木試験所 宮 川 勇
河 合 裕 志

序

泥炭地における河川築堤には土質工学的な諸問題、とくに泥炭地盤上に設ける築堤の材料として泥炭を用いる場合には、一般の築堤に共通な沈下、破壊に対する安定などのほかに浸透水流に対する安定など多くの未知の問題がある。従来泥炭の密度が小さいことや間隙比の大きいことから透水性が大きいと推定されることによつて築堤材料として泥炭を使用することは全く考えられていなかった。近年泥炭地における開発の進展に伴つて前記のような新しい問題が起りその解決が望まれるようになった。

泥炭そのものの構造、性状についての十分な解釈が与えられていないために、泥炭築堤の問題の解決には現地での大規模な実験を併用することが望ましい。このような観点から本試験は、北海道開発局河川課、石狩川治水事務所、土木試験所の共同によつて行

なわれたものである。試験途中でプールの状態が変つたことや、観測設備が不備であつたことなどによつて十分に満足な結果が得られたわけではないが、現地での湛水試験およびその後の調査結果について概要を報告する。

§1. 試験池 (プール) の概要

本試験では、“堤体および基盤の変形ならびに安定に関する調査 (圧縮、沈下および側方流動)”を兼ねて、図-1 に示す旧豊平川新水路角山の泥炭地内に、図-2 のような泥炭試験池を施工した。試験池の一応の完成は 30 年度になされたが、竣工が冬期に入つたこと、その後の圧縮沈下などによつて変形が起つたので、31 年度に追加工事を行ない、8 月までに工事を完了、観測施設の整備を終えた。

試験築堤は、施工方法による差異を調査する目的で次の 4 方法による施工を行なつた。



図-1 試験池位置図

1. トロ運搬により、人力タコ突き締め固め 基盤に粘土遮水層張り A 断面
2. " " " 基盤はそのまま A'

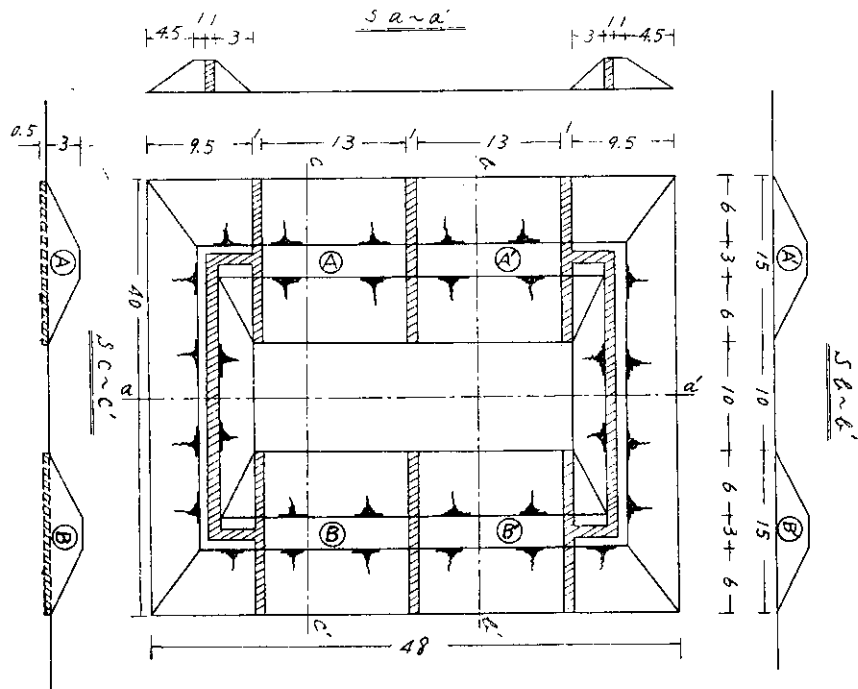


図-2 試験池設計図 単位 m

- | | |
|-----------|--------------|
| 3. トロ運搬のみ | 基盤に粘土遮水層張り B |
| 4. トロ運搬のみ | 基盤はそのまま B' |

上記の粘土遮水層は、素地の表面を 20 cm の深さで削り取り、厚さ 50 cm の粘土層を設けたものである。各試験断面は、幅 1 m の粘土壁で遮水した (図-6 参照)。

築堤施工前と工事完了後との築堤基盤の変化は、図-3 にみられるように、基盤の圧縮によつて、強度の増加、乾燥密度の増大、間隙比および含水比の減少が認められる。さらに、角山地内の圧縮されていない泥炭の透水係数は、 1×10^{-4} cm/sec 程度であるが、ピエゾメーターを使用して行なつた築堤基盤の透水係数分布の測定結果 (図-4) に示すように透水係数が著しく小さくなつてゐることが認められる。

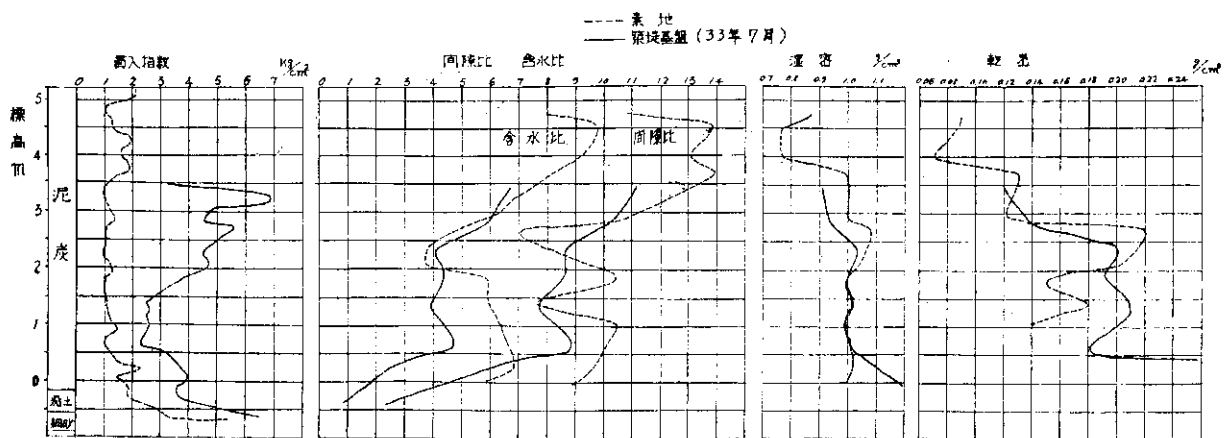


図-3 築堤基盤の泥炭と、素地泥炭の強度および物理的性状

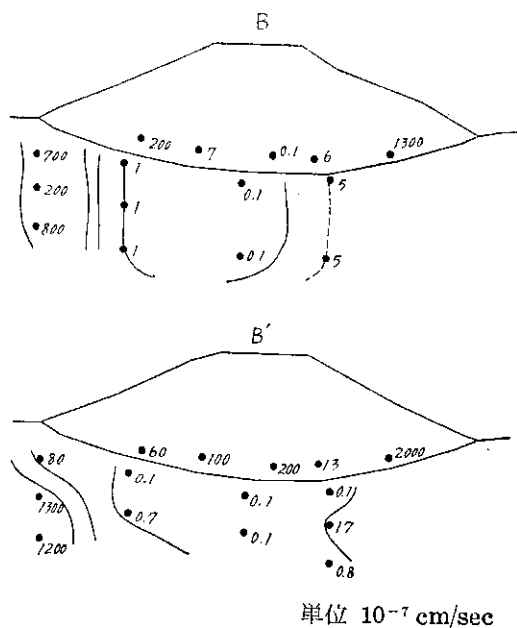


図-4 ピエゾメーター法による築堤
基盤の透水係数分布図

§ 2. 観測施設

観測施設は、31年度と32年度とで多少の変更があつたが、図-6に示すようなものである。

1. ピエゾメーター、図-5-aのような構造のピエゾメーターを B, B' 断面の築堤と基盤に 30 点づつ設置した。これはピエゾメーターを設置した各点の水圧を測定して湛水時におけるポテンシャルの分布と浸透水量から築堤の透水係数、流線を推定しようとする目的である。水圧の測定法は、内管の中に電線を降して電線が水面に達したときに生ずる電気回路を電流計で読みとり、電線の長さを測つて水面の高さを知るようにした。

2. 浸潤線測定用竹筒 A, A', B, B' 断面に, 31 年度は各 8 点, 32 年度は各 10 点設置した。図-5-b のように竹筒の周囲に孔をあけておいて, 築堤の浸潤線の形を求めることができるようにした。測定法はピエゾメーターの測定法と同じである。

- a. メタリックチューブ
ピエゾメーター

单位 m/m

- ### b. 水位測定用竹筒

- ### c. 漏水受樋

單位 cm

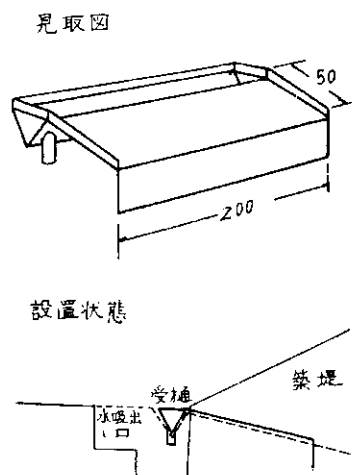
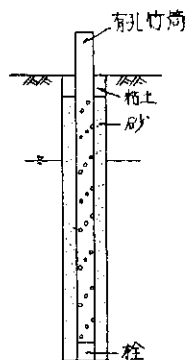
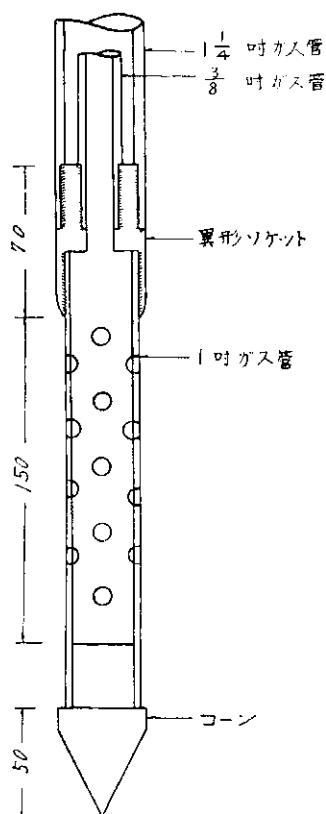
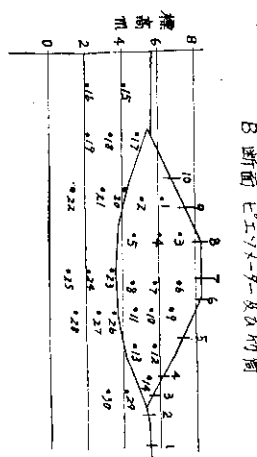


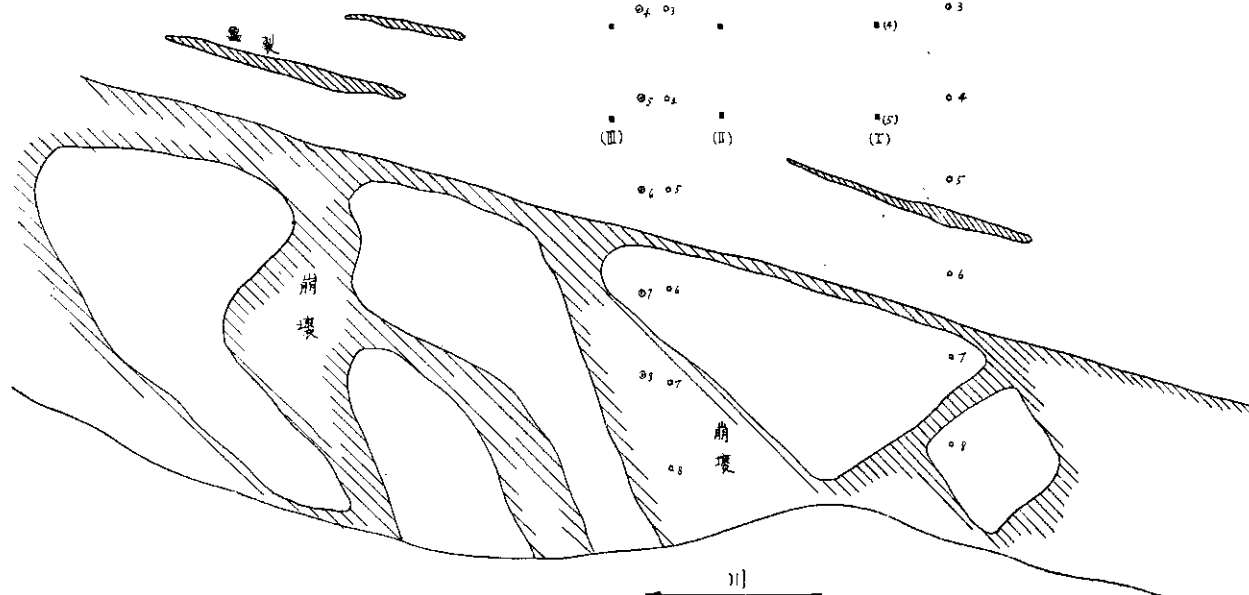
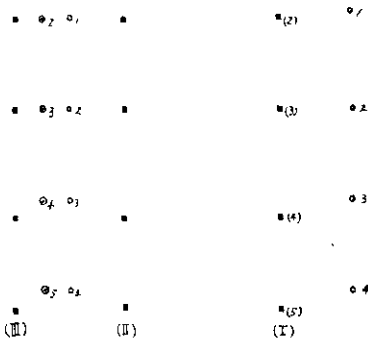
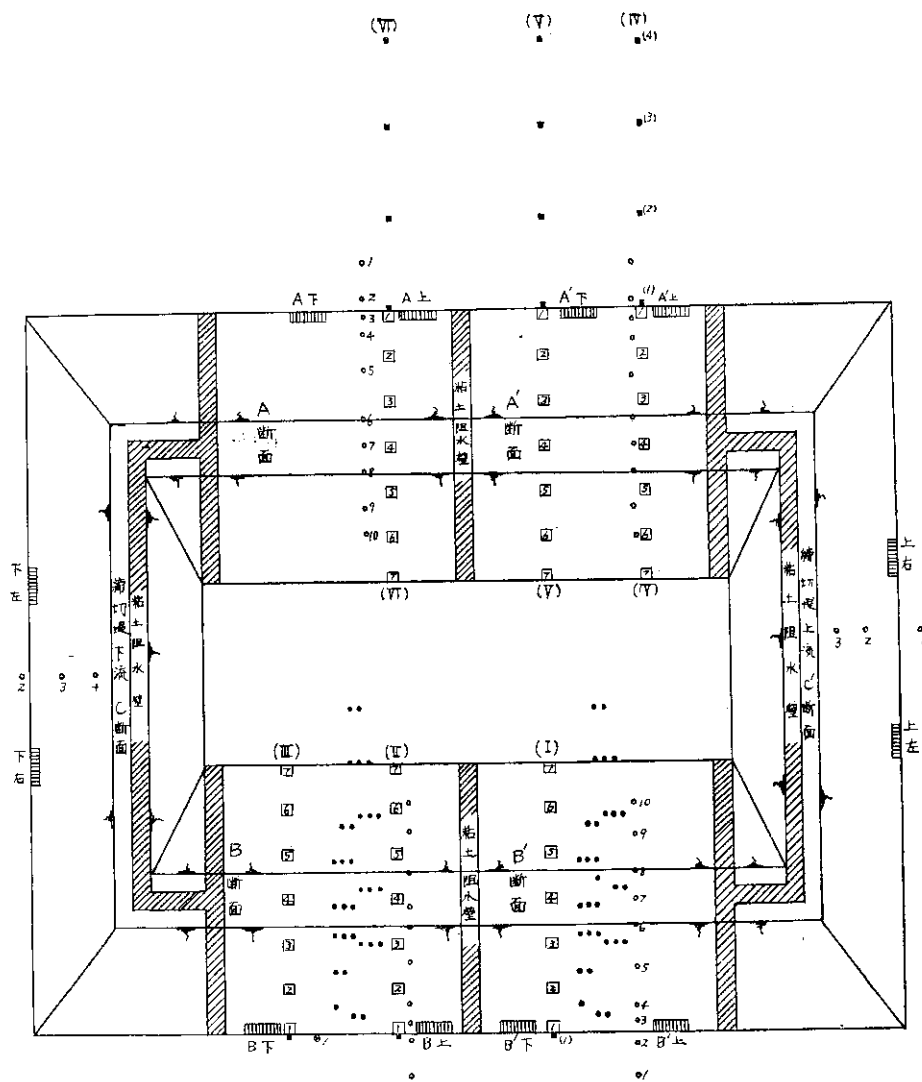
图-5

- 凡 例
- 差圧流下板
 - 浸潤線に地下水水位測定管
 - ▨ 漏水受槽
 - ◎ 地圧計検出装置
 - (1) ふくれ出し杭
 - マグネツトタイプ ヒエゾノター

B断面 普通盛土 素地粘土張り
 A断面 普通盛土 素地粘土張り
 A'断面 普通盛土 素地粘土張り



B断面 ヒエゾノター及び付着



図—6 泥炭築堤試験池諸施設配置図

3. 漏水受樋 図-5-c に示すような樋を、A、A'、B、B' 断面に各 2 点埋設した。築堤から浸透した水を容器で一定時間受けその体積を測定する。

4. 地下水位観測用竹筒 川側の素地に 2 列にして 8 点づつ設置した。素地の地下水位の変化を観測する目的のものである。

5. 築堤表面沈下板 6 断面について築堤表面に 3 点づつ沈下板を設けた。これは湛水時における築堤上面の鉛直方向の変動を調べようとするものである。

6. ふくれ出し杭 素地 6 断面に各 4 点設置し、素地のふくれ出しを調査した。

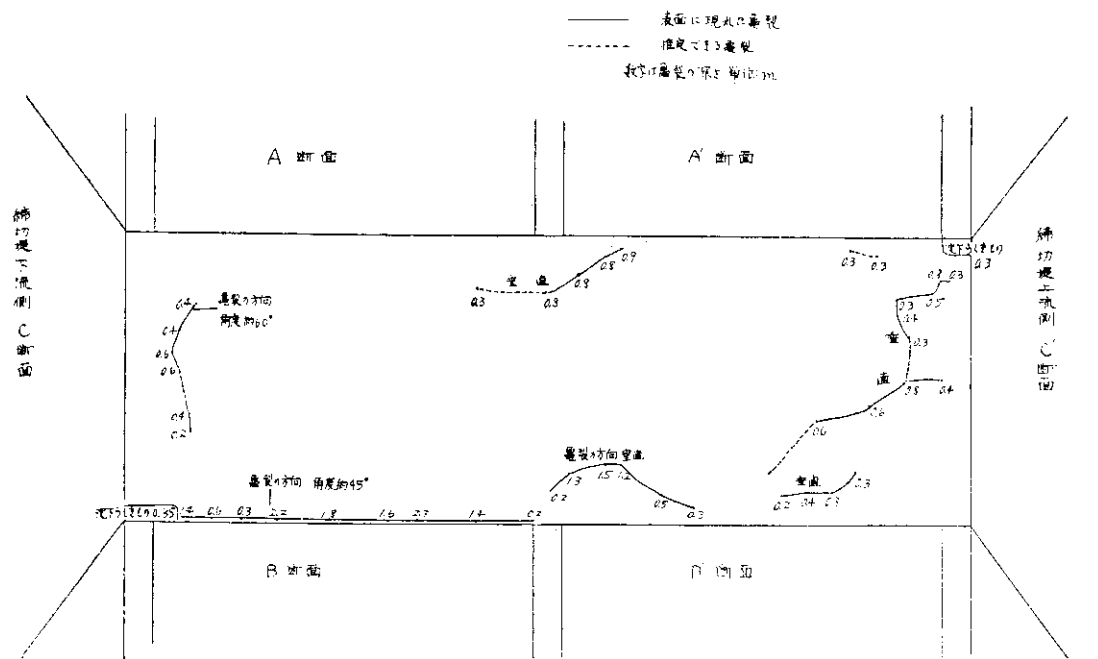
7. 地すべり検出装置 川側素地の 1 断面に 6 点設置した。これは築堤設置および湛水による素地の変動の有無を調べるものである。

試験池の水は、旧豊平川新水路から揚水した。31 年度は 6 吋ポンプ 1 台 (15 HP 発動機) と、消火用ポンプ 2 台で、32 年度は 6 吋ポンプ 2 台 (20 HP 電動機 2 台) で約 9 m 揚水して供給した。流入した水量は、流量調節水槽に付けた直角三角堰によつて測定した。三角堰水位と流量の関係は実測による。プール内水位の上昇速度は原則として石狩川洪水曲線に拠つた。

§ 3. 31 年度試験経過

31 年度第 1 回湛水試験は、9 月 13 日 18 時から 16 日 6 時まで 60 時間行なつたが、水位 2 m で発動機故障のため、一定の水位を確保できなくなつた。この試験ではプール全体に異常が認められず、漏水量は最大値で 20 m³/hour 程度である。

第 2 回湛水試験では、水位 2.26 m に達して急激に漏水量を増し、450 m³/hour となつて給水が追いつけない状態となつた。減水後の調査によつて、図-7 に示すようにプール底部に亀裂が発生していることが認められた。この亀裂は方向が基盤面に対して垂直または 60°~45° 内側に向つており棒をさしこんで調べてみると深いところで 2 m 位はあると思われた。また被害程度は、B、B' 断面法尻に著しかつた。この亀裂の発生によつて、この現象は泥炭基盤の安定に関して重要な問題を提起するとともに以後の実験調査に非常な支障をきたすことになつ



た。また底部の亀裂の発生とともに A 断面と上流側締切堤の接合部付近にも亀裂が生じ、この隅角部からの漏水が認められた。試験築堤部および素地については異常が認められなかった。

第2回湛水試験の状態から判断して締切堤基盤からの漏水を防止する必要を感じ、深さ3mの木製矢板を締切堤内法尻に施工し、さらに矢板から締切堤法肩にかけてビニール布を覆った。またプール内の亀裂に対しては、亀裂部分を掘り起こして泥炭を“タコ突き”する処置をとった。

以上の経過によつて以後の調査に多くの難点をもつこととなつたが、第3回試験では給水設備の関係から水位2mでの観測ができないので1.5mおよび1.0mでの観測を行なつた。この試験中に下流側の矢板が約1m浮き上り、このことから依然として矢板下を通るかなりの漏水(450m³/hour)があると推定された。またB'断面の法尻から約5m離れた点にクイックサンド様の現象が認められた。表面沈下板、ふくれ出し杭には異常が認められなかった(図-3, 9, 10 参照)。

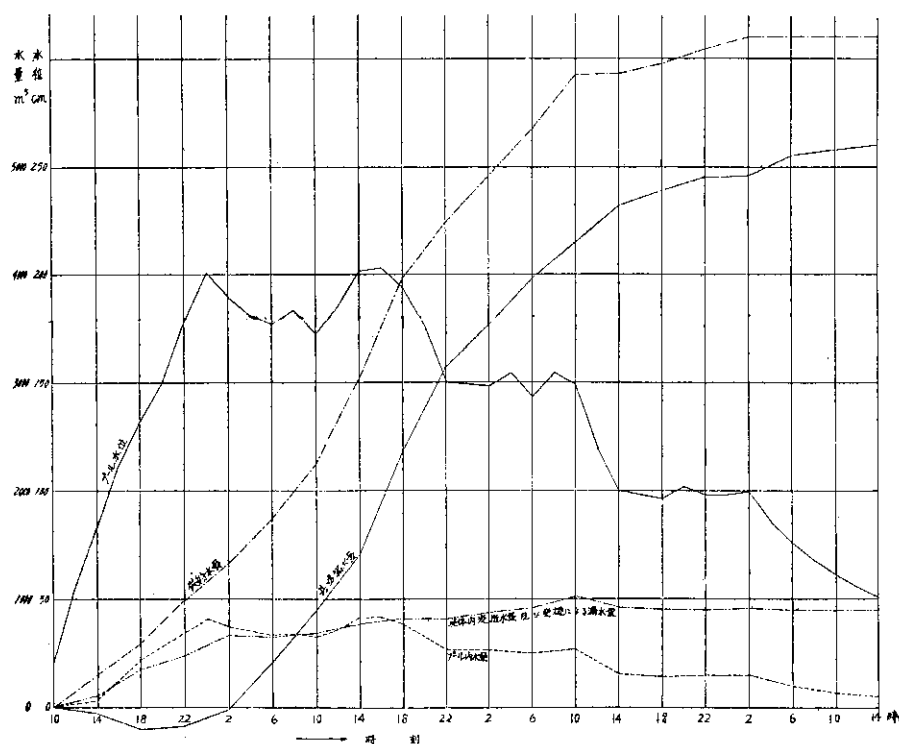
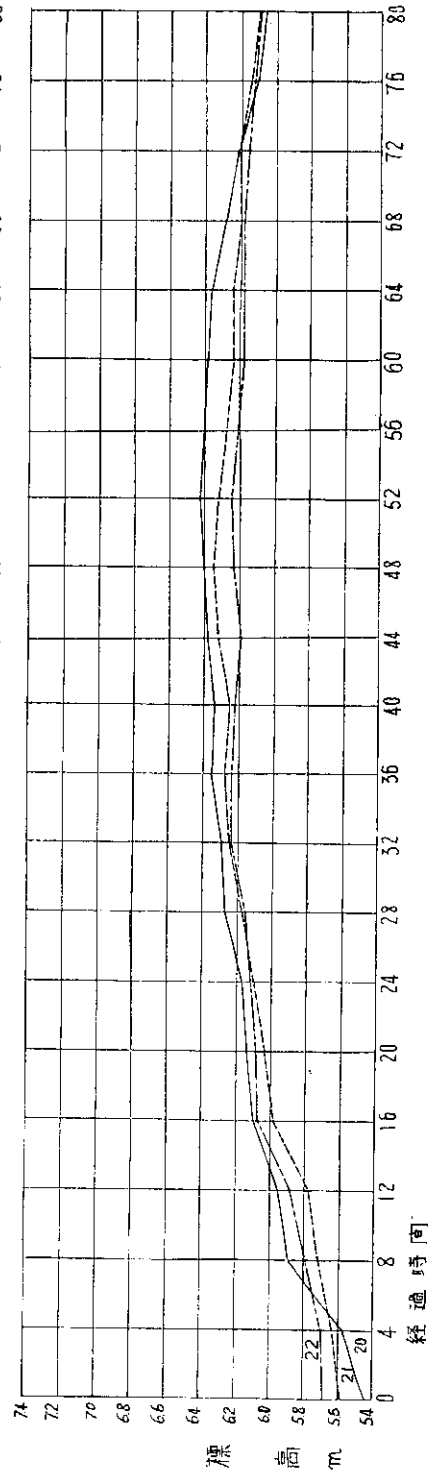
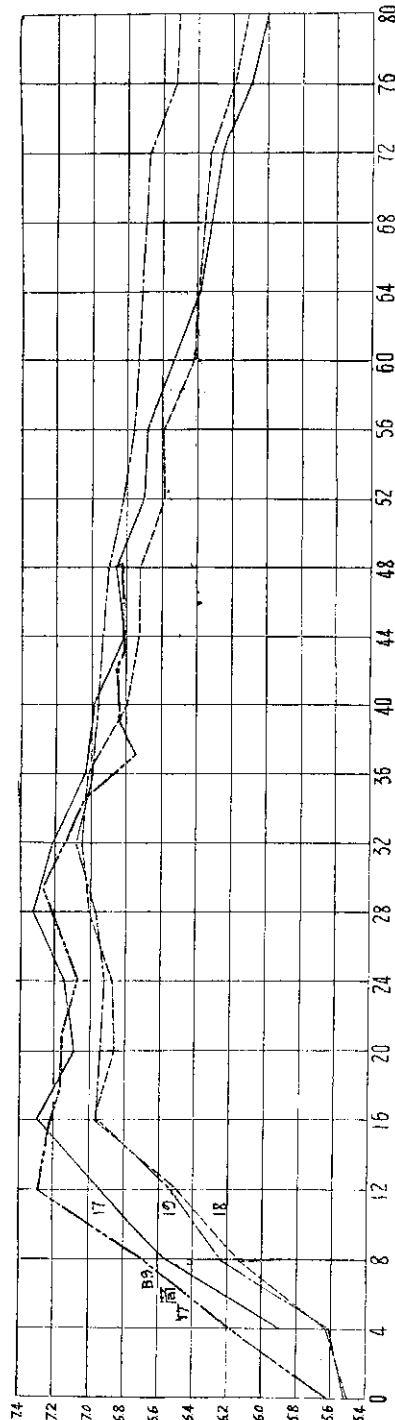
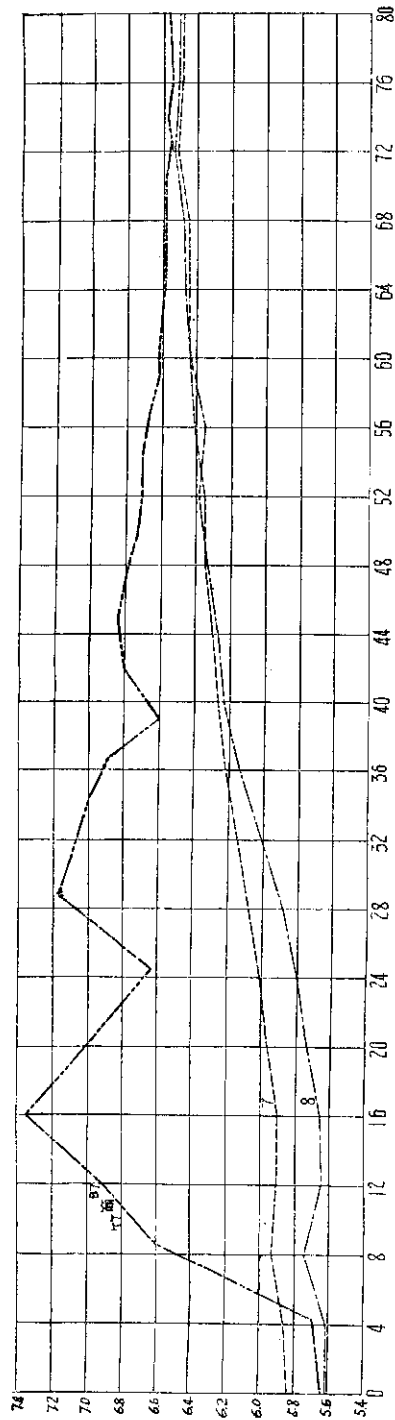


図-8 プール内水位と諸水量の時間変化 31年度 第3回試験

§4. 湛水池基層の透水性調査

湛水試験の結果からみて、プール内基層の透水性が一般の泥炭に比べて非常に大きいと考えられる。このことは基層泥炭の内部に透水性の著しく大きな部分か、または亀裂が発生しているなどの危惧が感ぜられた。このことを調査して以後の湛水試験の資料とするために、32年7月に平面的にプール内17点、深さ1.5, 3.0, 4.5mの51点についてピエゾメーター法による透水試験を行なつた。注水法によつたため透水係数の数値についてはなお一段の検討が必要と思われるが、透水性の目安となるであろう。その結果は図-11に示すようにプール中央やや上流寄りにかかなりの透水性の部分があり、それが砂層にまで達している疑いがある。また深さ3mの位置で築堤上流隅角(31年度第2回湛水試験時に亀裂を生じた場所)にも透水性の大きな層が認められる。

またこの透水係数の測定は、31年12月に行なつた静的貫入試験の測点と11点で一致している。両者の関係を図示すると、図-12のようであり貫入指数が小さくなるにしたがつて透水係数が大きくなる傾向が認められる。



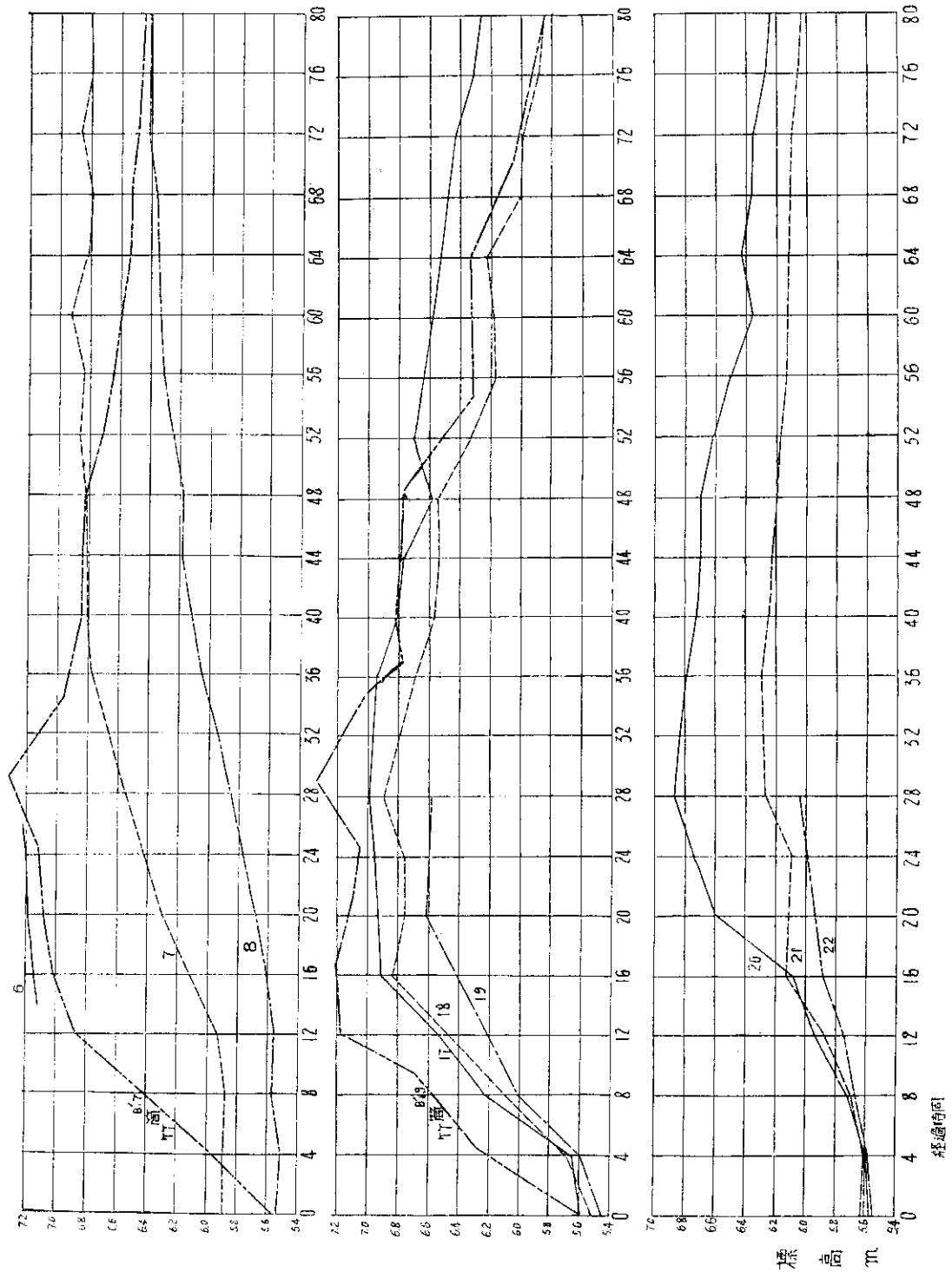
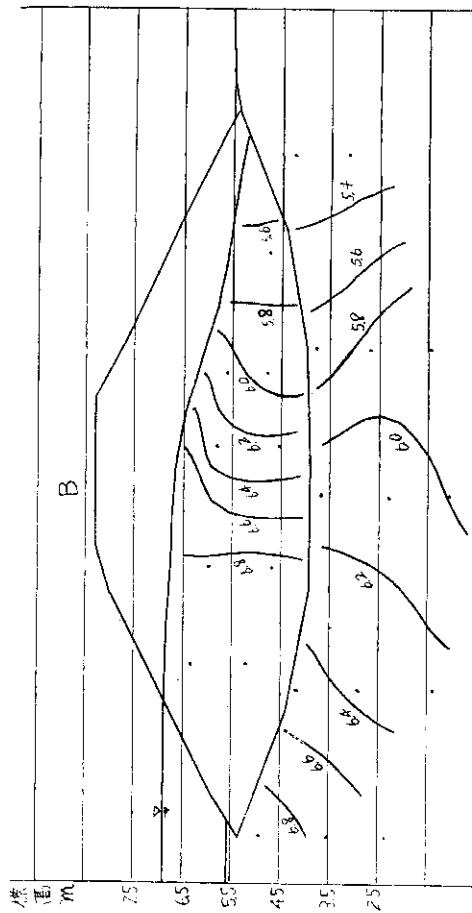


図-9 ビエゾメーターおよび浸潤線測定用竹筒内水位の時間変化 (31年度 第3回試験)

水位 1.5m にしてから 12 時間経過後



水位 1.0m にしてから 12 時間経過後

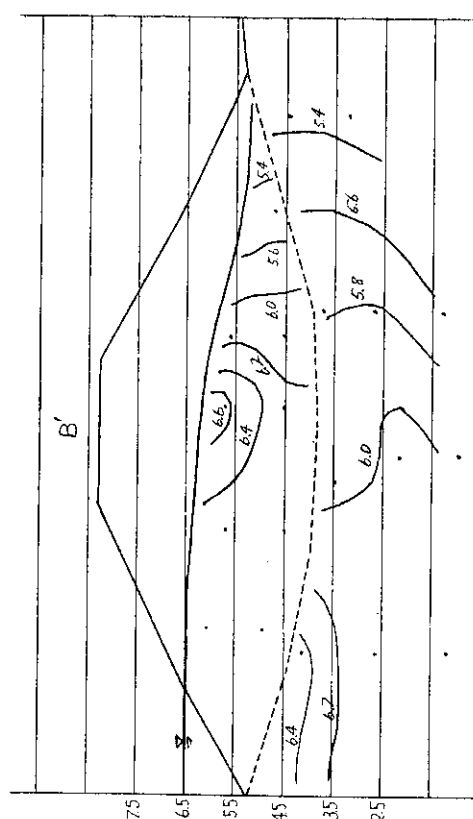
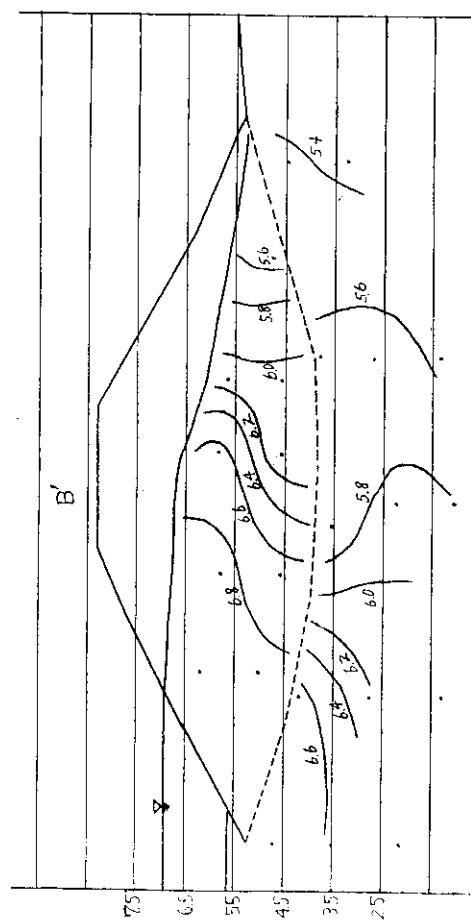
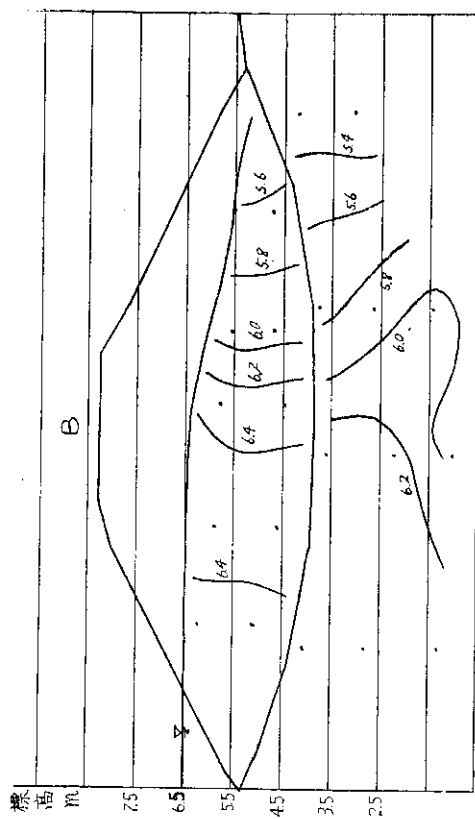


図-10 等ポテンシャル線図 31年度 第3回試験

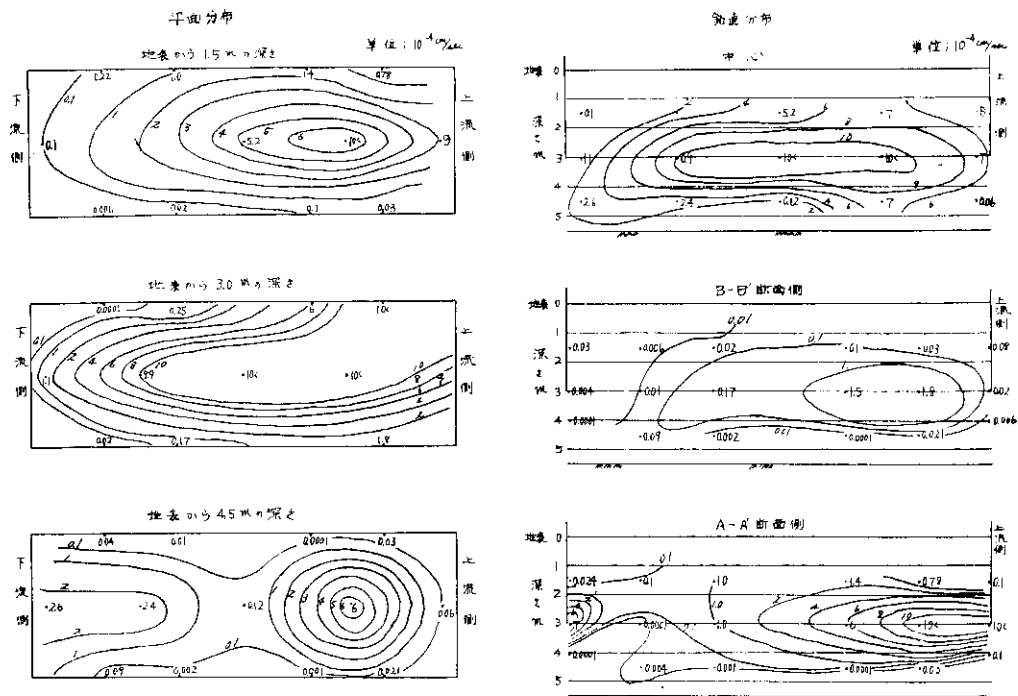


図-11 等透水係数分布 (32年7月, 水頭100cmでの数値)

両者の測定時期のずれ, 透水係数測定法の疑点, データの不足などのため, 透水係数と貫入指数との関連性については, 本稿で言及すべき段階でないと考えるが, 図-11に示した透水係数の分布の信頼性に対する一資料とした。

§5. 32年度湛水試験の経過

32年度での湛水試験では, 31年度の結果からみて次の点に施設の補強を行なった。

プール底部に亀裂が発生したために状態が不均質となり, 基盤泥炭層の透水性が前節で述べたようになくなっており, したがって漏水量も非常に大きくなっているため給水設備を強化するとともに, プール底部にビニール布を覆って基盤からの漏水を阻止し, 水位2m以上の築堤に対する試験を行なうことにした。

このような補強工作に先立つて予備試験として, 前年度のまゝの状態で第1回試験を水位1.0mで, 第2回試験を水位1.5mで各々12時間継続で行なった。

第1回湛水試験は, 10月10日14時から12日11時までの45時間で, 流入した水量は約8,000m³であり, 第2回湛水試験は, 10月16日21時から18日11時までの47時間で約15,000m³の水量を流入した。両回とも31年度第3回湛水試験と同様に甚大な漏水量があり, 最大で

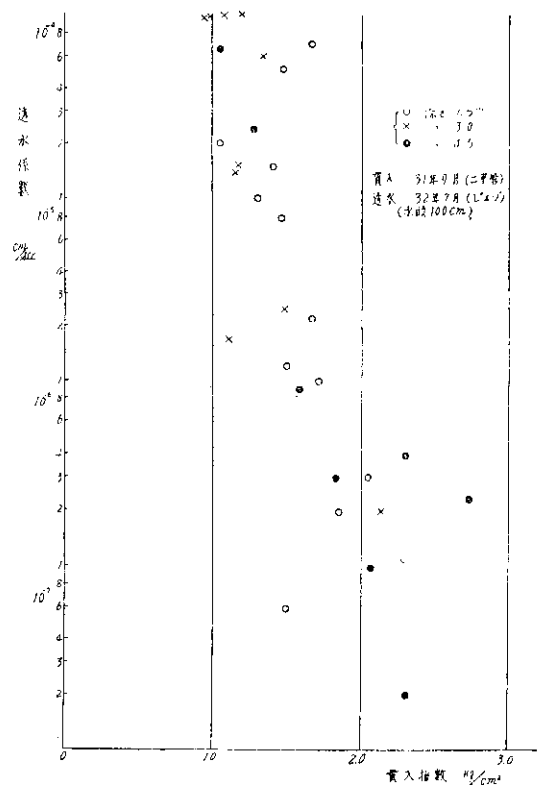


図-12 貫入指数と透水係数の関係

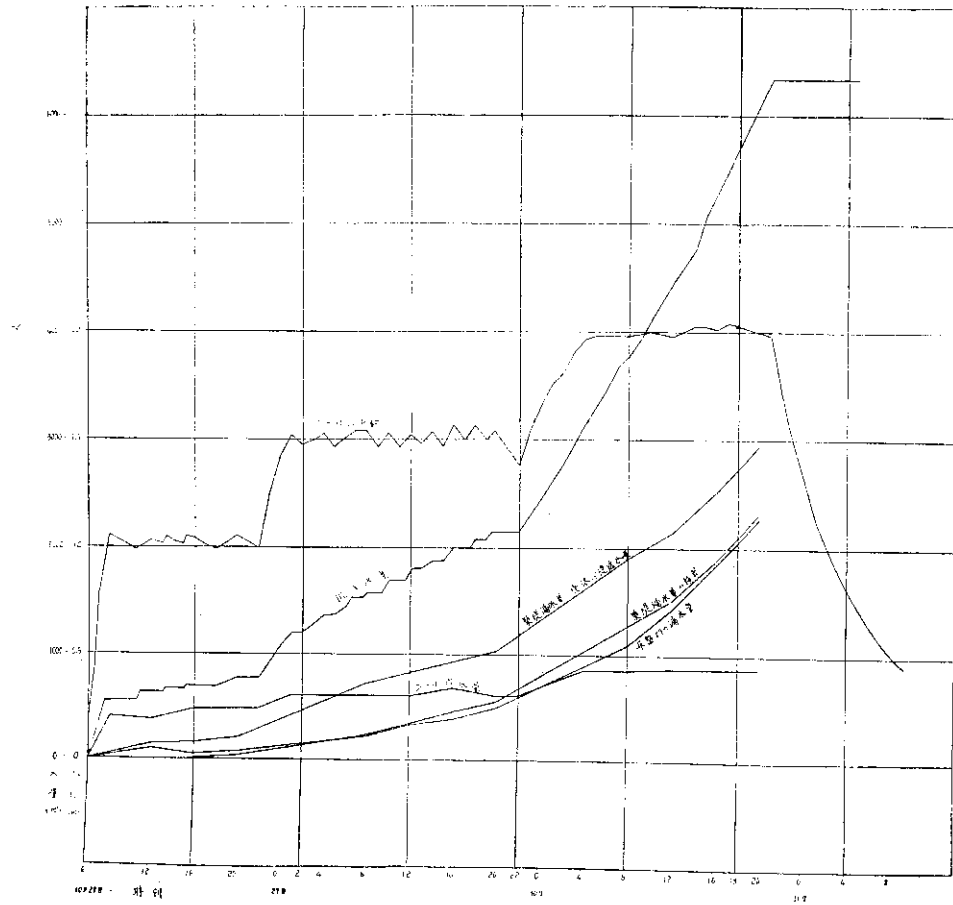


図-13 プール内水位と諸水量の時間変化 32年度, 第3回試験

水位 1.0m にしてから 12 時間経過後

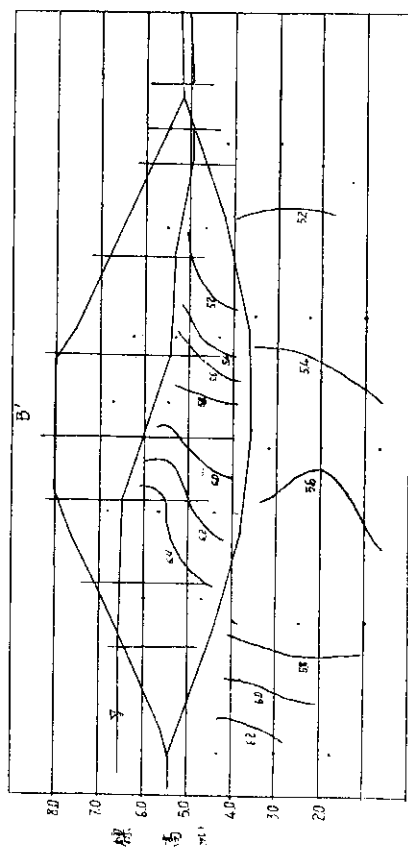
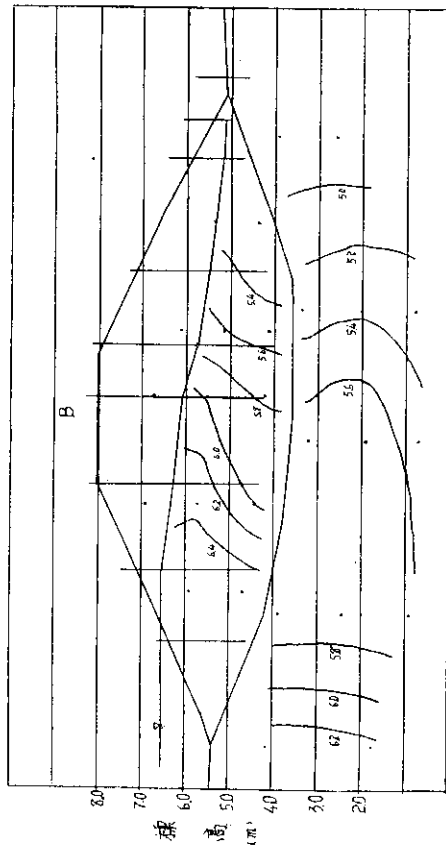
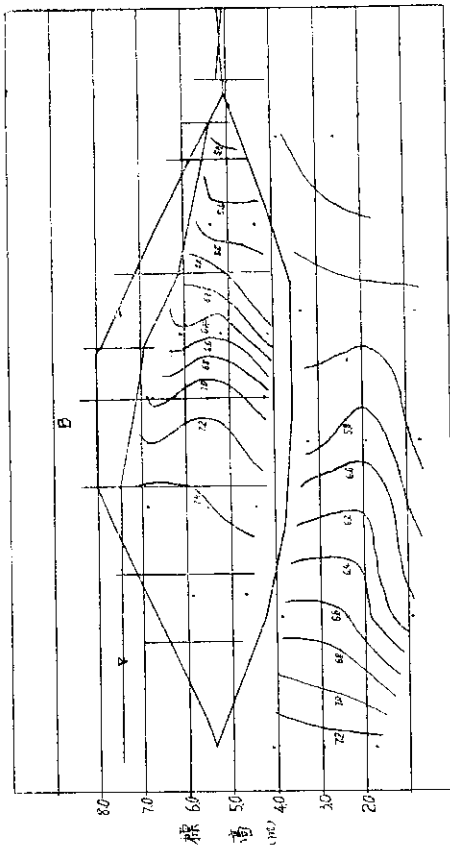


図-15 等ポテンシャル線図 32年度 第3回試験

水位 2.0 m にしてから 12 時間経過後



水位 1.5 m にしてから 12 時間経過後

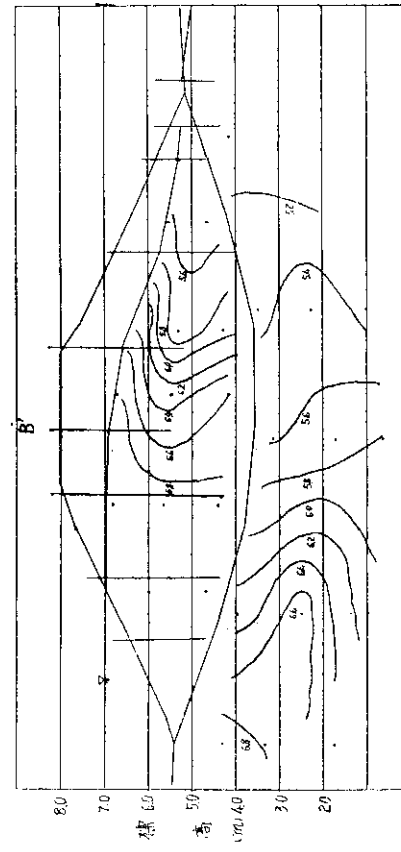
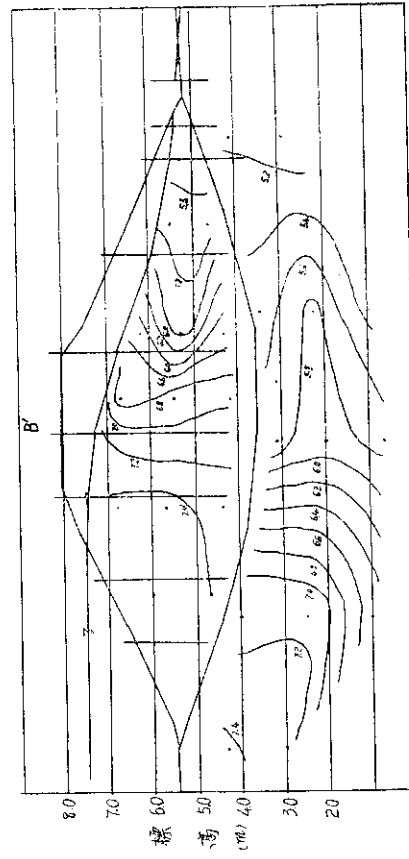
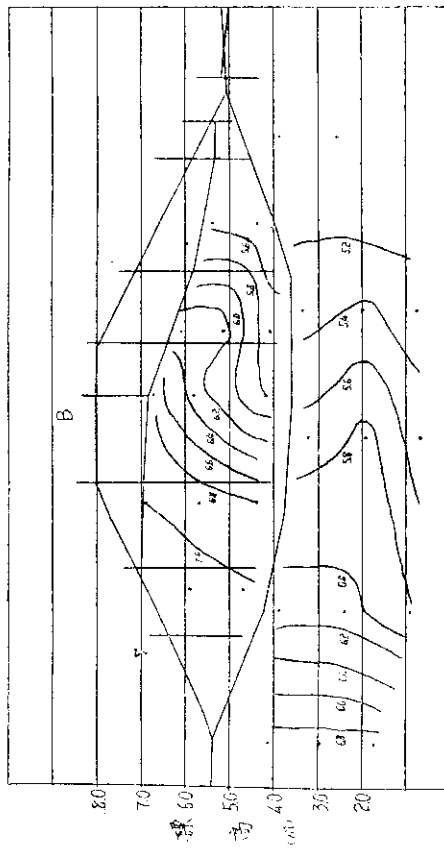
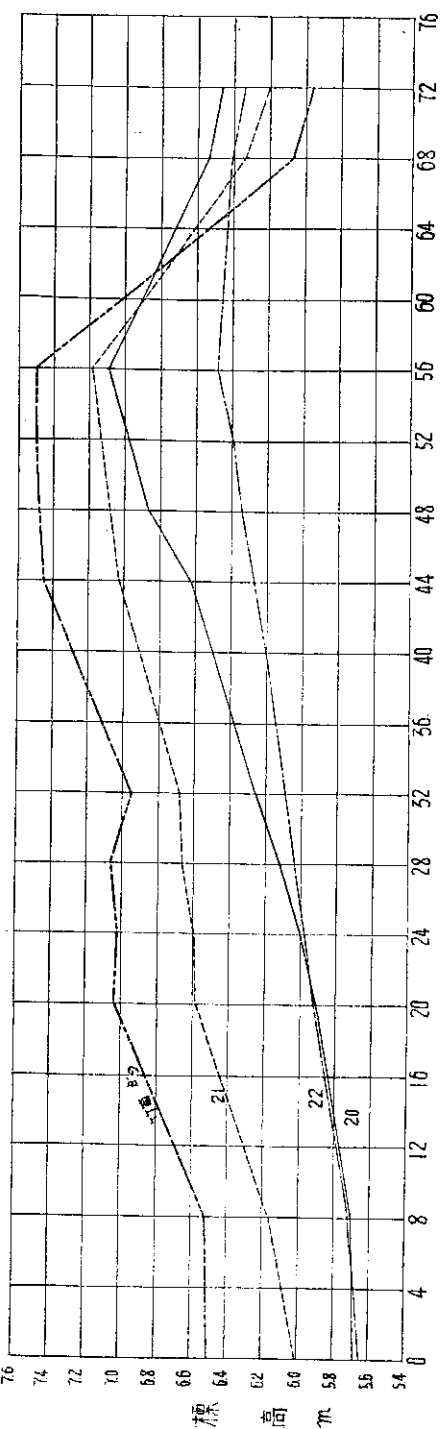
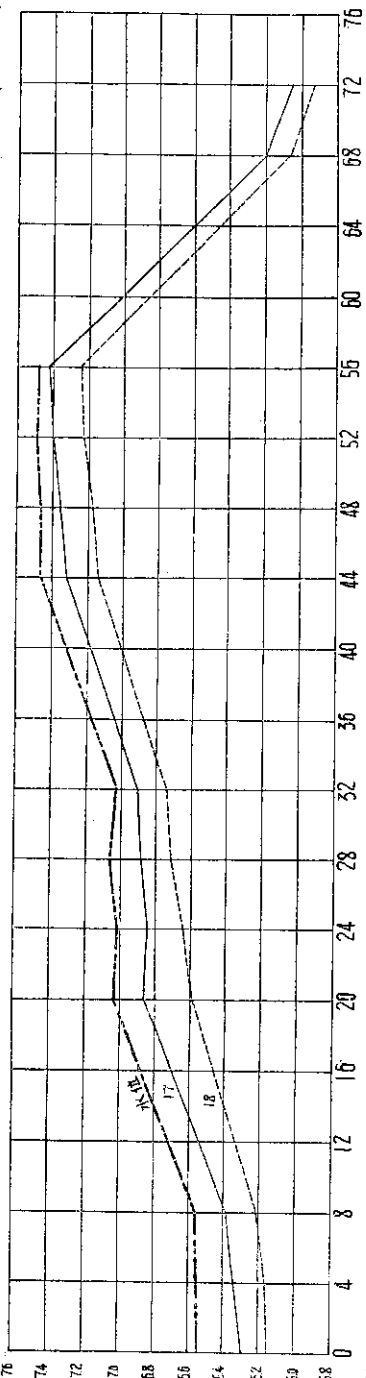
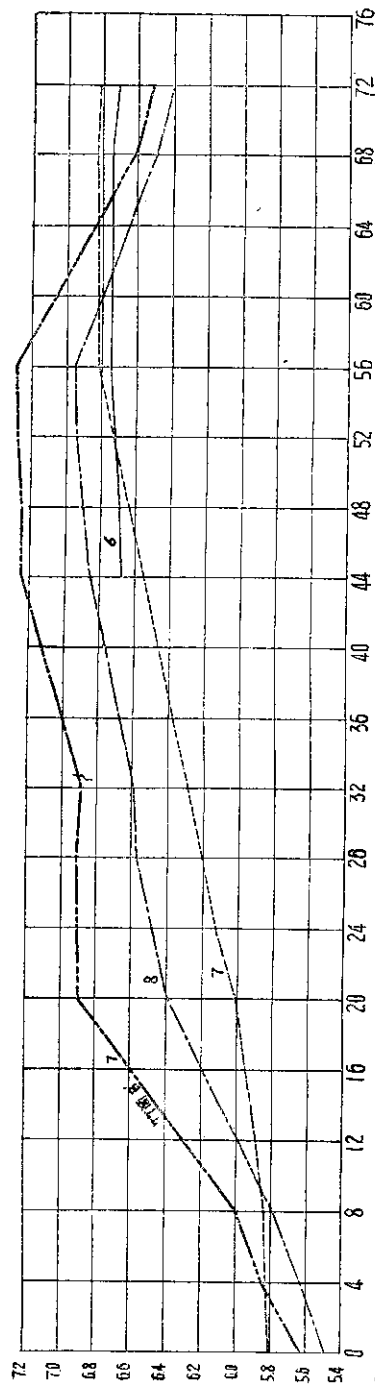
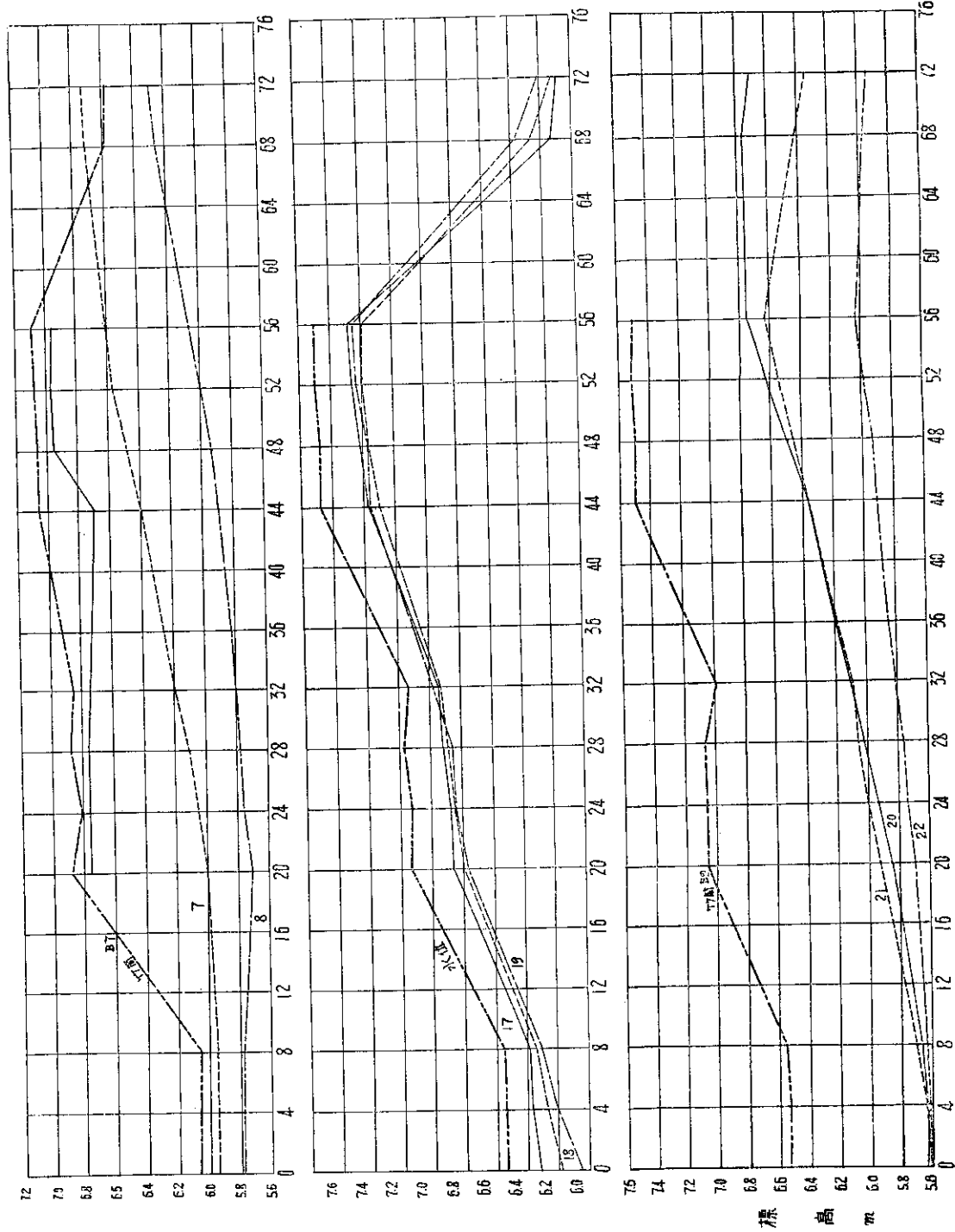


図-15 等ポテンシャル線 32年度 第3回試験



経過時間



経過時間

図-14 ピエゾメーターおよび浸潤線測定用竹筒水位の時間変化 (32年度, 第3回試験)

表 築堤の透水係数

31年度第3回湛水試験 水位 1.5 m				32年度第3回湛水試験 水位 2.0 m			
外法尻からの 平均距離 m	透水係数 cm/sec $\times 10^{-3}$	外法尻からの 平均距離 m	透水係数 cm/sec $\times 10^{-3}$	外法尻からの 平均距離 m	透水係数 cm/sec $\times 10^{-3}$	外法尻からの 平均距離 m	透水係数 cm/sec $\times 10^{-3}$
13.7	15.7	13.7	8.0	9.4	14.3	9.6	18.2
9.3	3.6	9.9	3.5	7.9	8.9	8.3	15.0
8.2	2.7	7.9	1.3	7.0	5.3	7.3	9.9
7.3	2.4	7.2	1.4	6.4	6.0	6.6	8.9
6.5	4.0	6.6	4.5	5.8	4.3	6.0	9.5
5.4	6.8	5.0	5.1	5.4	5.9	5.4	7.4
4.0	11.5	3.8	3.9	4.9	6.4	4.9	6.4
2.4		3.1		4.4	15.0	4.4	13.4
				3.4	21.3	3.6	41.0
				2.3	34.8	2.1	
				1.1			
B断面 $Q = 0.21 \text{ cm}^3/\text{sec}$		B'断面 $Q = 0.15 \text{ cm}^3/\text{sec}$		B断面 $Q = 0.81 \text{ cm}^3/\text{sec}$		B'断面 $Q = 1.9 \text{ cm}^3/\text{sec}$	

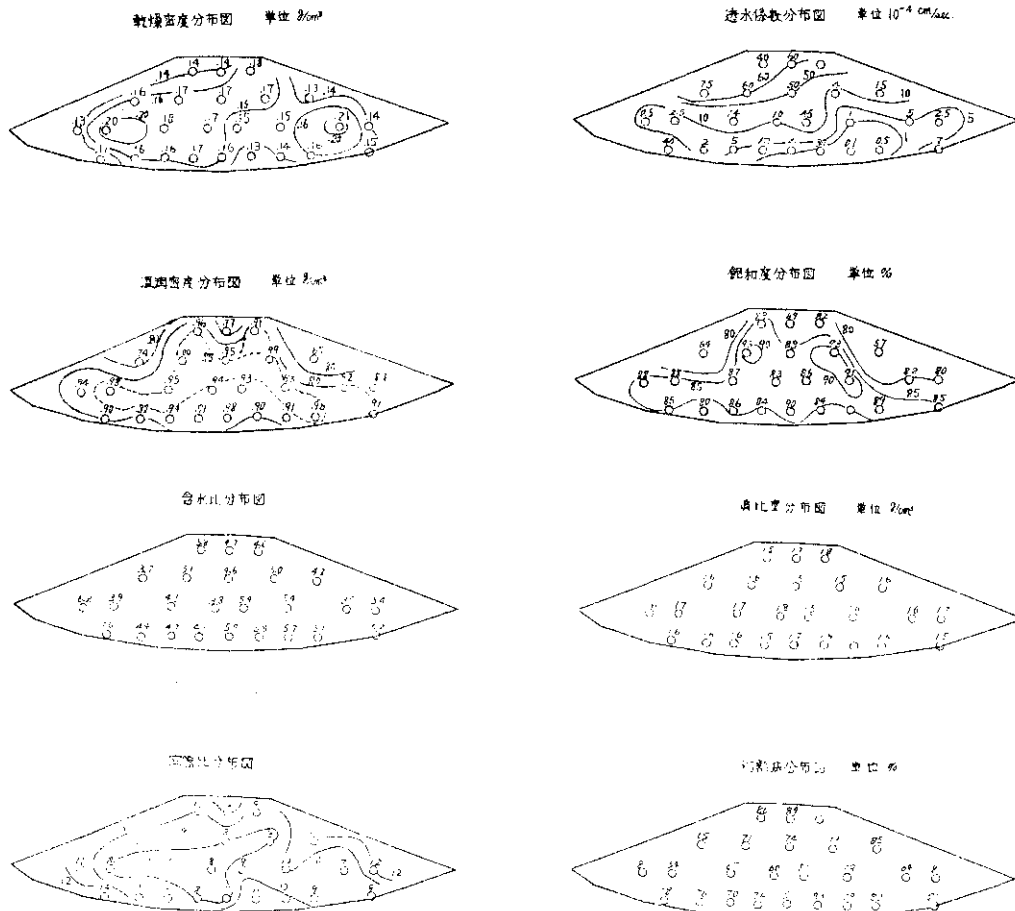


図 -16 築堤泥炭の物理的性状の横断分布 (A断面)

300 m³/hour になっている。特に第2回試験中に、B-C、A-C、B'-C'断面の築堤接合部に甚だしい漏水がみられ、水が黄濁していたので締切堤心壁の粘土が流亡していると推定された。その結果として試験終了直前にB-C断面の接合部築堤が、直径1.2m、深さ1mの大きさに陥没した。試験中の観測結果は、31年度第3回試験とほぼ類似していた。

第3回湛水試験は、底部にビニールを敷いて漏水の阻止をはかり、10月28日6時から30日20時までの62時間行なつた。水位は1.0m、1.5m、2.0mの3段階を各12時間継続した(図-13参照)。

浸潤線の形状や、ピエゾメーター水位の時間変化から見ると、築堤堤体部では、各々の水位に達してから10時間前後ではほぼ定常状態と見做し得る(図-14参照)。12時間後における等ポテンシャル線を図-15に示す。但し図-14のピエゾメーター水位の時間変化にもみられるように築堤基盤ではかなり時間の遅れが見られ、定常状態になるにはなお多くの時間を要するものと考えられる。

底部にビニール布を覆うことによつて、水位2.0mを12時間保つた状態での観測に一応成功したが、基盤とプール内との遮水は完全でなかつた。これはビニール布の端から水が入りこんだこと、ビニール布を二重にしたにもかかわらず破損を生じたことによる。漏水は少なくなつたが、依然として第2回湛水時の漏水箇所から漏水が認められた。

§6. 築堤の透水性と物理試験の結果について

ほぼ定常状態とみなされる時のポテンシャル線図と浸透水量から、次式によつて透水係数を求めてみた。

$$Q_E = k_E \cdot h/l \cdot A$$

ここに Q_E ; 外法尻に設置した漏水受樋によつて測定した堤体からの単位長当り浸透水量 (cm³/sec)

l ; h の水頭差をもつている2断面間の平均距離(平均流線長) (cm)

h ; 求めようとしている堤体部分の2断面の水頭差 (cm)

A ; 上記部分の単位長当りの平均断面積 (cm²)

k_E ; 求める堤体部分の透水係数 (cm/sec)

このようにして求めた透水係数の数値を表に示す。数値はプール内の水位によつて異なるが一般に堤体中心から法尻に向かつて大きくなつており、築堤中心部が最も小さい。この傾向は33年度に築堤A断面を幅員2mで解体して乱さない試料を採取して行なつた室内透水試験の結果にも見られる。なお両者の数値には大きな差があるが、湛水試験中の透水係数の算出は、2つの等ポテンシャル線間の平均であり、高さによつて異なる透水係数をもつにかかわらずこのことを無視していることなどが一原因と考えられる。また、室内透水試験と併行して築堤各部分の物理試験を行なつた結果を図-16に示す。

図によれば、築堤中心部で乾密、湿密が大きくなつており、間隙比、含水比が小さいことがわかる。築堤材料はほぼ一様な層厚の範囲で採取盛上げされているので、図にみるように灼熱損失、真比重については特



湛水試験 32年 第3回試験 水位2.0m

定の傾向は認められない。

§7. 結 論

1. 本試験は、§1 で述べたように試験断面を4法によつて施工したものであるが、浸潤線や浸透水量などから見て各々の工法に対して必ずしも明瞭な差は認められない。在来素地のままでも地表付近は洪水氾濫、あるいは火山灰による鉱物質土の混入堆積があり、かなり透水性の小さな層をなしていると考えられる。

“トロ撒出し”による普通盛土(B, B')と“人力タコ突き”による盛土(A, A')との比較についても施工が2年にまたがつており築堤および基盤の密度分布図にもみられるように、普通盛土もかなり締め固めが進んでおり“人力タコ突き”程度の締め固め作業では著しい差異は生じないものと考えられる。

2. 湛水試験中に非常に大きな漏水を示したが、漏水の径路は今回の試験では不明な部分が浅されている。しかしピエゾメーター水位の時間変化図およびポテンシャル線図などから推定して、試験築堤基盤の泥炭層が主たる漏水径路であることは考えられない。

3. 本試験築堤の状態では、少なくとも水位2.0 m, 12時間以内では浸透水流に対して著しい不安定状態は生じなかつた。また12時間以上についても32年度第3回試験におけるポテンシャル線、浸潤線、浸透水量などから推定して、水量の急激な上昇、クイックサンド現象などによる築堤基盤の異状が起らなければかなりの長時間に亘つても維持し得ると考えられる。

4. 築堤の表面にある個々の泥炭のブロックが乾燥によつて密度が小さくなつており、湛水中に浮遊した。この点については、水路が流速をもっている場合には危惧を抱かせるものであり、水流の法面に及ぼす影響に関して注意を要する。当然鉱質土による被覆が必要であり、さらに法面安定工法を講ずる必要がある。

5. 試験池の隅角部および締切堤の一部に破壊の現象が認められたことは、今後の泥炭築堤の施工、特に接合部については特別の注意を払う必要があることを示すものである。

6. 浸透水防止のために矢板工を施す場合については、さらに検討を加える必要があるが、泥炭層の範囲内での施工は何ら遮水の効果がなければならず、築堤の安定に対してむしろ危険であると考えられる。

7. 本試験中にたまたま発生した底部破壊の現象は、特に泥炭基盤上に水路を設ける場合には非常に重要な問題であつて、更に今後の検討を要する。

本調査試験には、建設部河川課の担当官による示唆配慮を煩わしたほか施設関係では石狩川治水事務所札幌事業所、試験調査関係では土木試験所土質研究室(旧えん堤研究室)の職員による全面的な協力を得て行なわれた。

また本調査の初期の部分については、元えん堤研究室員大平至徳(現防衛大)、須藤良太郎(現開発局札幌)の両氏に負うところが多い。

本報に関する既往の発表報文：

泥炭地における河川築堤の土質工学的調査； 北海道開発局土木試験所、第10回、第11回建設省直轄技術研究会要望課題資料、昭和31年、32年。

泥炭地の性質について； 宮川 勇、土木試験所月報第50号、昭和32年。