

渡良瀬越流堤の法覆ならびに堤体構造に関する検討資料

1. まえがき

渡良瀬遊水池を洪水調節池化するため、池内の低水路に沿って囲瀬堤の築造工事が進められている。

調節池と河道とを区切る囲瀬堤の一部は越流堤となつていて、洪水前には河川流量の一部はこの部分を越流して調節池内へ流入する。こうすることにより本川、利根川の洪水流量のピークをカットしようとする計画である。

越流部分を除いた囲瀬堤は土砂堤で現在の遊水池の周囲堤に準じた堤体断面に築造されているが、越流堤の堤体構造に関しては問題点が多く、断面形状、内部の構造などはいまだ最終的な決定をみるに至っていない。このため現場の土質調査、試験堤の施工などと併行して、実験室内の模型実験、土質試験など行ない、いかにして安定な堤防を設計するか調査を続けているが、ここでは堤体構造を表面被覆した土砂堤とした場合の堤体内の浸透流ならびにそれによつて起る法覆裏面の揚圧力について検討したもののみを取り総め報告する。

2. 計画されている越流堤について

越流堤ならびに囲瀬堤の築造箇所は図-1に示すとおりである。越流堤の築造位置天端高さ、延長などは主として水理学的立場から洪水調節機能が十分発揮できるように決められたもので、一応固定堰横越流方式を採用することに方針は決つている。

越流堤の型式として考えられるものはコンクリート重力堰堤、コンクリートウォールの堰あるいは土砂堤の表面に法覆工と施した堰などがある。これらの型式にはそれぞれ得失があり、築造地点の諸条件によつてその特長を生かす形式を選定することになる。

ここで取り上げる渡良瀬川の越流堤の場合は築造する地盤がシルト、粘土

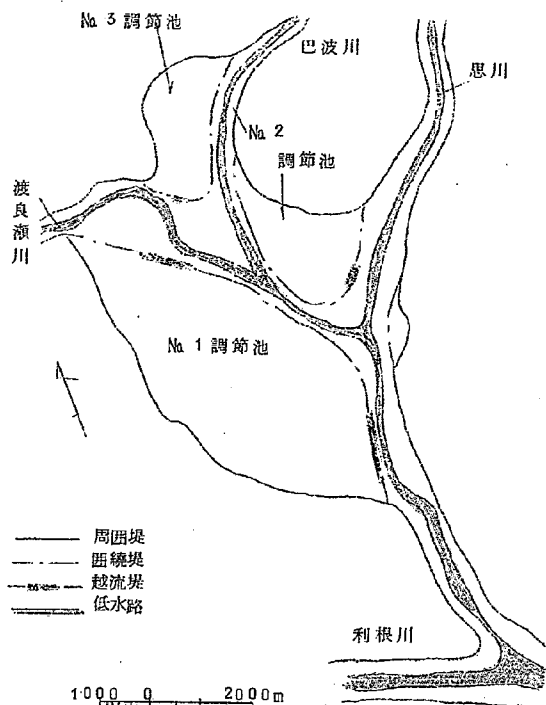


図 - 1 渡良瀬遊水池平面図

からなるいわゆる軟弱地盤であるため、越流堤体を剛性の大きな構造にするには基礎の設計に問題があり、現在の所タワミ性の比較的大きい堤体構造にするため、堤防は土砂堤とし、その表面をアスファルトスラダで被覆したい。いわゆる三面張りの堤防が第一候補として考えられでる。計画されている越流堤は4ヶ所でその延長は長いもので1,400mに及び、越流水深は1m余り、斜

面に沿う越流水の流速は法尻附近で 10 m/sec に達する。このような大規模な越流堤の施工例は全くないので、越流時にも安全な堤体をどのようにして設計するか問題が多い。

越流堤は表面をアスファルトによつて覆われるが、堤体内部の土砂を外部と完全に遮断することは不可能で洪水時、堤体外部の水位上昇に伴つて基礎地盤などからかなりの水が堤体内部へ浸透してくるとも考えられる。河道ならびに貯水池水位の変動によつて堤体内に非常浸透流が生じると法覆裏面にも場合によつては揚圧力が発生する恐れもあるわけで、法覆はこの揚圧力に打ち勝つだけの重さを持つように設計されなければならない。したがつてまず法覆裏面の揚圧力の大きさに関して検討を加え、堤体構造に関して多少言及したいと思う。

3. 越流堤防ならびに基礎地盤の土質

越流堤の築造計画地点は土質調査結果によると軟弱な沖積層が厚く存在し深度約 2.5 m までが不浸透水性のシルト、粘土質土層である。この沖積層の中には所々砂層がはさまれているが、砂層の厚さ広がりともに小さく、全体として見た場合、ほぼ不透水性地盤と考えて間違いないように思われる。地盤から採取した乱さない土の試料に対して行なつた圧密試験の結果から求めた透水係数は場所によつてかなりのばらつきはあるが大体 $10^{-7} \sim 10^{-8}\text{ cm/sec}$ で渡良瀬川の浚渫土砂で作られる越流堤の透水係数 10^{-2} cm/sec と比較すると不透水性であると仮定できる。

地盤は軟弱なため高さ 6 m の堤防を築造するとかなりの沈下が予想され、また施工機械の搬入、作業が難しいので、現地盤上にはサンドマットをまず施工し、その上に堤体を築造することになるので、サンドマットを含め堤体は透水性材料で作られることになる。

4. 法覆工を施工した堤体内の浸透流

地盤が完全に不透水性であれば、堤体が透水性の砂で作られていても、そ

一般的に透水層は均質な場合はまれであり、その中の浸透水も透水度の大きい水を通しやすい水みちを通つて流れて、決して均等な流れでない。しかしここでは浸透流による揚圧力をできるだけ一般化した形で取扱うため図-2に示すような浸透条件を仮定した。

すなわち越流堤の法覆の部分は完全に不透水性とし、堤体内へ流入する水は全て地盤上部にある砂層を通ってくるものとした。すなわち前述の地盤内の水みち、サンドマット部法覆の亀裂などを通して流出入する水をすべて図-2のABおよびDCを通して流出入する水におき換えて取扱うことにした。実際の計算に当り、ABおよびCDの大きさをどの程度に取るべきか問題の残る所である。

5. 法覆工要面の揚圧力

水位の変動いかによつては法覆裏面に揚圧力が発生する。揚圧力と法覆の厚さについて少し述べてみる。

法覆裏面に揚圧力が生じると法覆の有効接地圧が減少し、法覆と堤体土間の摩擦抵抗が減少し、法覆の重力の斜面方向の分力は次第に法覆の断面応力に変換してくる。このためアスファルトを法覆に使う場合には変形の起る恐れもある。さらに揚圧力が増加すると法覆が持ち上げられることになる。

いま法覆の微小部分を取り出して力学的平衡状態を考えてみる。図-3に示すように厚さ b を持つ微小部分を考え、その両側面に外力が全くかからないと仮定すると力の釣合いは

図-3 法覆の微小部分の力の釣合

$$W \sin \alpha = \sigma \tan \varphi$$

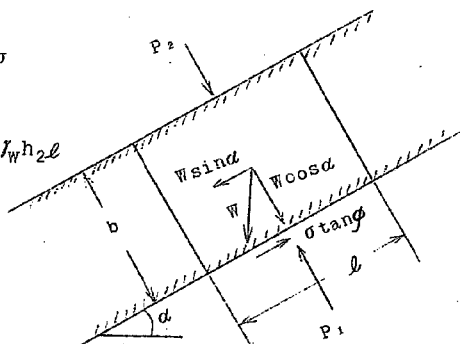
$$P_1 - P_2 + W \cos \alpha = \sigma$$

$$\text{また } W = b \ell r_w$$

$$P_1 = r_w \cdot h_1 \cdot \ell, \quad P_2 = r_w h_2 \ell$$

$$\begin{aligned} P_1 - P_2 &= r_w \ell (h_1 - h_2) \\ &= r_w \ell h \end{aligned}$$

ただし h は法覆の表面と裏面の水頭の差である。したがつて法覆の微小部分が斜面上を滑り出す条件は



$$h > b \frac{\gamma_a}{\gamma_w} \cos \alpha \left(1 - \frac{\tan \alpha}{\tan \varphi} \right) \quad (1)$$

となり法覆が揚圧力によつて浮き上る条件は

$$h > \frac{\gamma_a}{\gamma_w} b \cos \alpha \quad (2)$$

で与えられる。揚圧力の大きさに従つて法覆の厚さを考えるが普通は(2)式の条件にならないように考えればよい。

6. 堤体内への浸透流

すでに述べたように浸透条件を単純化して図-2のように考えたが、さらに法面勾配が緩やかなので、近似的に堤体内の浸透流の等ポテンシャル線は垂直であると仮定する。斜面および天端が不透水性の法覆でカバーされていると仮定するとABおよびCDより水が流入してきて、堤体内の自由水面が上昇するにつれ、堤体上の間隙を占めていた空気は圧縮されて気圧も上昇すると考えられるが、こゝでは簡単にするため空気は自由に逃げていくことができると仮定する。不透水性の地盤面を基準面にとり、初期条件として、初期の自由水面をBDを結ぶ面と仮定する。河道あるいは貯水池水位が上昇すると堤体内の水位も変動する。図-2にも示すように堤体内の水位が上り、水面が不透水性の法覆の高さまで達するとその鉛直断面内では自由水面がなくなってしまう。

Bの位置は水面の変動に伴つて移動するが、いまABおよびBCの範囲にわけて浸透流を考えてみる。

まずAB区間では不透水性の地盤と法覆の間に起る流れなので、任意断面の流量はタルシーの法則により

$$q = -kH \frac{dh}{dx} \quad \text{ここに} \quad H = a + \tan \alpha x$$

両式から $q = -k(a + \tan \alpha x) \frac{dh}{dx}$ が得られ、AB間は連続の条件から

qは一定であるからこれを積分すると

$$h = -\frac{q}{k} \ln(a + \tan \alpha x) + C \quad (3)$$

となる。

次にBC間の浸透流であるが、この区間は自由水面が存在するため非定常流となる。

この場合連続の方程式は

$$\lambda \left(\frac{\partial h}{\partial t} \right) + \left(\frac{\partial uh}{\partial x} \right) = 0$$

運動の方程式は

$$\frac{1}{\lambda g} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} = - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{u}{k}$$

微少項を省略し、両式から

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{k}{2\lambda} \cdot \frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} \quad (4)$$

が得られる。

7. 浸透流の数値計算

外水位の変動が始まる時点では堤体全体にわたって自由水面が存在し、A区間はない。したがってまず最初は(4)式を用いて計算を進める。数値計算を行なうためにはx-t平面を考えて、距離間隔を Δx 、時間間隔を Δt にとつた格子状網目を作る。そうして(4)式の微係数を有限階差で置き換えた階差方程式で計算を進める。

階差方程式は

$$H(t+\Delta t, x) = H(t, x) + \frac{k\Delta t}{2\lambda(\Delta x)^2} [H^2(t, x+\Delta x) + H^2(t, x-\Delta x) - 2H^2(t, x)]$$

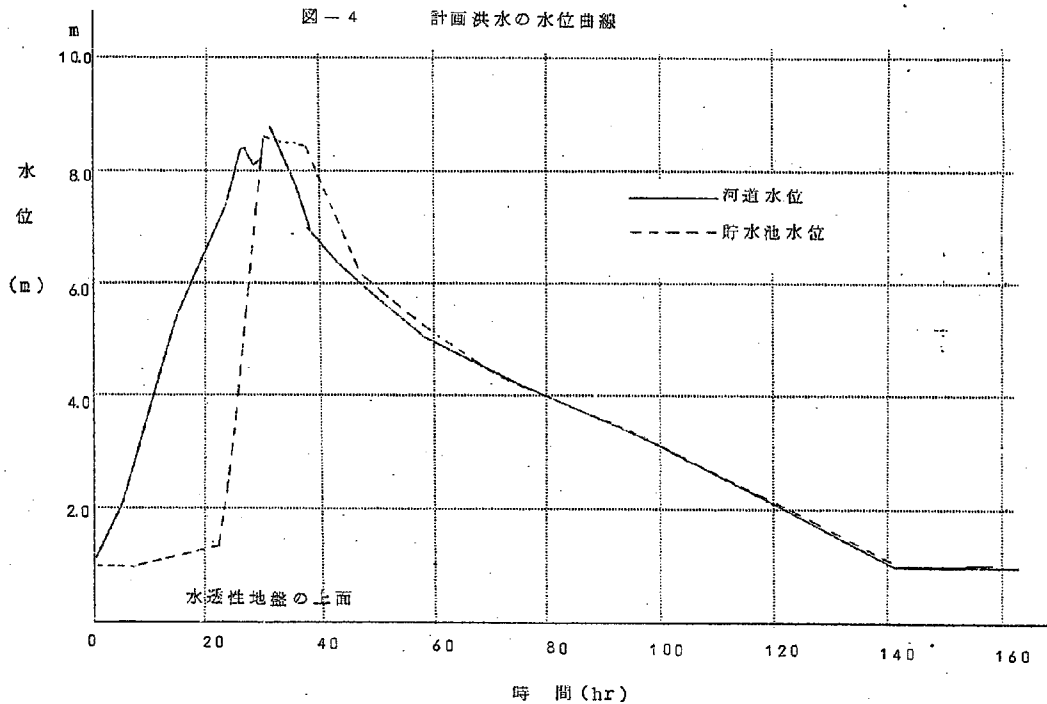
で与えられ、 $H(t+\Delta t, x)$ の値は $H(t, x)$ 、 $H(t, x+\Delta x)$ および $H(t, x-\Delta x)$ の値から求められ、初期値と境界値が与えられれば、次々と

積分を進めていくことが出来る。ただしこのような前進型の解法を試みる場合には Δt および Δx のとり方が適当でないと誤差が累積する恐れがあり、これを防ぐためには $\Delta t = \frac{\lambda(\Delta x)}{6kh}$ が満足されなければならない。したがって実際の計算では堤体断面を適当に等分割し Δx を求めたら、上の関係式から Δt を求めこれを用いる。

ここで述べる計算に用いた寸法を示すとまず越流堤の天端巾 4 m、法覆の下端と不透水性地盤の間隔 1 m、法面勾配 1 : 8 である。ここで法覆と地盤間隔を 1 m と仮定したが、この大きさは浸透ならびに発生する揚圧力の大小に大きな影響をもつものと思われ、実際の計算にどの程度の値を用いるべきか議論のある所である。この 1 m の値は越流堤の設計が安全側になるよう決めたものでかなり大き目の値である。法覆の末端部すなわち A、C の水頭はそれぞれ河道および池内水位で与えられ、数値計算を進めるときには境界条件となる。数値計算に用いた計画洪水の水位曲線は図-4 のとおりである。すでに述べたように外水位の変動によつて堤体内の自由水面も移動し、自由水面の高さが不透水性の法覆の高さに達すると、この部分の浸透流は定常流に変るわけで、実際の計算では初めは非定常流の式で進めていくが、水頭 h が法覆の高さより大になつた法尻からある範囲の領域については(3)式を用い計算を行なう。

(3)式および(4)式を用いる領域は計算過程で変つてくるわけである。

図 - 4 計画洪水の水位曲線

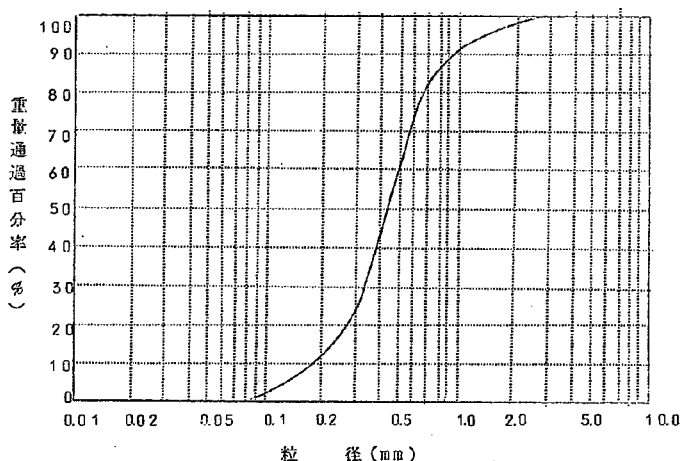


8. 有効間ゲキ率の測定

非定常流の式に含まれている有効間ゲキ率を求めるために実施した実験ならびに結果について簡単にのべる。

越流堤築造位置にはすでに浚渫土砂によつて盛土が作られていて、今後この表面に法覆が施工されるわけである。堤体土の代表的な粒度曲線を示すと図-5のとおりである。

図-5 堤体土の粒度曲線

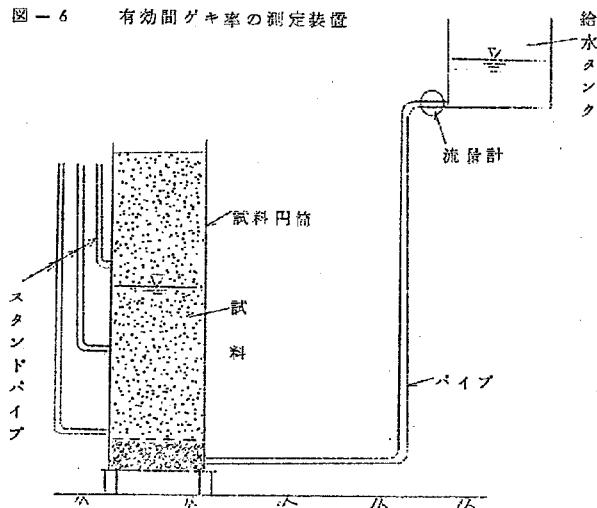


この盛土について土質試験を実施し、間ゲキ率を計算してみると0.5~0.4の値を示す。しかし、有効間ゲキ率になるとこの値よりは、かなり小さいはずである。ここで考えている有効間ゲキ率とは、たとえば自由水面が上昇する場合には、単位体積の土の中に保有される水量、また水面降下の場合に

は放出される水量とでも云うことができる。したがって有効間ゲキ率はある一つの土について一定ではなく、土の初期含水比、自由水面の変動の速度などによつても当然変つてくる。

このため図-6に示すような実験設備を作り現地より採取した砂の有効間ゲキ率を測定してみた。実験装置は試料を結める直径50cm 高さ1.5mの円筒と給水用タンクからなり、タンクの水はパイプによつて試料円筒の底に送られるようになっている。この他円筒には水位測定のためのスタンドパイプ、また給水タンクの流出口付近には流量計が取り付けられている。

図-6 有効間ゲキ率の測定装置



実験では円筒内の水位を実際の堤体内に起ると思われる水位変動速度で上下させ、タンクからの給排水量を観測した。水位の変動量と給排水量から有効間ゲキ率を求めたが、初期含水比を現場の自然含水比 θ に合わせると、有

効間ゲキ率はほぼ 0.2 となつた。

もちろん水位上昇過程と降下過程では値は異なるが、それ程大きな相違を示さないので計算では一定とみなし、

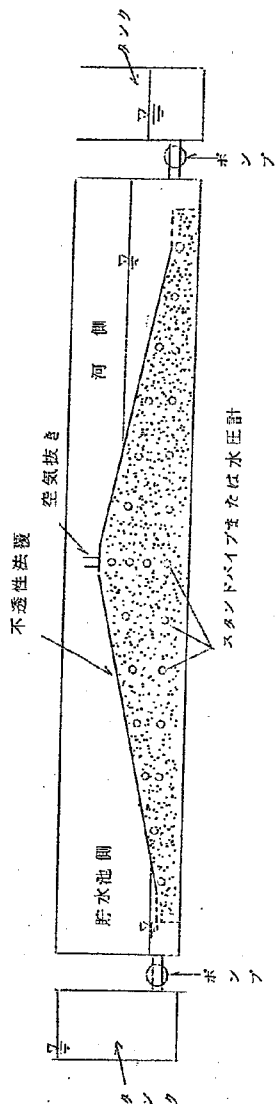
0.2 を採用することにした。したがつて $\lambda = 0.2$ とすれば $P = \frac{k}{\lambda}$ の値が 3.6, 18.36, 180 m/hr ということは透水係数 k が 0.02, 0.1, 0.2, 1 cm/sec であることを示す。

9. 砂模型による透水実験

数値計算とは別に砂模型による実験も実施し、計算結果との比較ならびに法覆裏面に作用する空気圧の大きさ、天端付近に設ける空気抜きの効果について検討を加えた。

砂模型は長さ 15m 高さ 2m、巾 1m の前面ガラス張りの実験水路の中に 1:9.5 の縮尺で製作した。模型堤防は実際の堤防と同じように表面を不透水性のスラブでカバーし、図-7 に示すよう水路の中央に設置した。水路の背面には堤体内の浸透流の水頭を測定するためのスタンドパイプおよび圧力計が取り付けられており、また水路両端はタンクに接続してあつてタンクによつて水の給排水を行ない、水位を調

図-7 砂模型の実験装置



節できるようにしてある。模型堤防の天端には空気抜きのパルプを取付け、空気が法覆の裏側に貯つた場合との比較ができるようになってゐる。実験では先の計算でも取り上げた計画洪水の場合の浸透流を検討したが、この他、洪水波型のコウ配を急にした場合および空気抜きのない場合の実験も補足して実施した。

10. 計算および実験結果

浸透流の数値計算にはさきにも述べたように計画洪水を境界条件として与え、 $\frac{k}{\lambda}$ をいろいろ変えて計算を繰り返した。図-8には計算結果の一例を示したが、これは $\frac{k}{\lambda} = 3.6 \text{ m/hr}$ の場合の結果で、縦軸には法覆の表および裏に作用する水頭 h_2 および h_1 の差 ($h_2 - h_1$) をとり、横軸には時間をとつて表わしたものである。この図で ($h_2 - h_1$) が正であることは法覆の外側からの水頭が内側の水頭よりも大きいことを示している。 $\frac{k}{\lambda}$ が変わると堤体内の浸透状況も異つてくるので図-9にはいろいろの $\frac{k}{\lambda}$ の値に対して法覆の各部の ($h_1 - h_2$) の最大値を整理し、その分布状態を示した。さらに図-10には横軸に $\frac{k}{\lambda}$ をとり、縦軸には川側および池側法覆に対して働く最大の水頭をプロットしてみた。この図からわかるように川側の法覆には $\frac{k}{\lambda}$ が 40 m/hr 程度になると、大きな揚圧力のかかることがわかる。

池側の法覆に働く ($h_1 - h_2$) は $\frac{k}{\lambda}$ が大きくなる程大きくなつてゐるが、これは洪水の初期に川側から浸透した水が堤体内を通り池内水位の上昇しないうちに法覆裏面に水頭がかかるためである。計算は $\frac{k}{\lambda}$ の値がかなり大きい範囲についてまで行なつてゐるが実際の $\frac{k}{\lambda}$ は 3.6 m/hr 以下であらう。

図-8 計算結果の一例

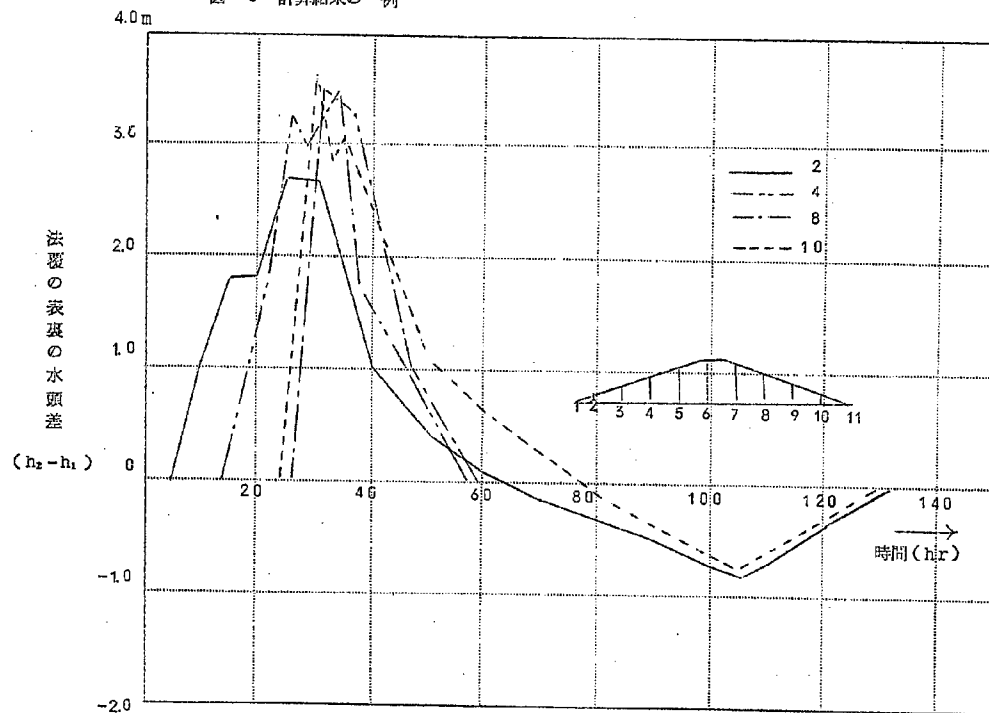


図-9 法線に働く $(h_1 - h_2)$ の最大値

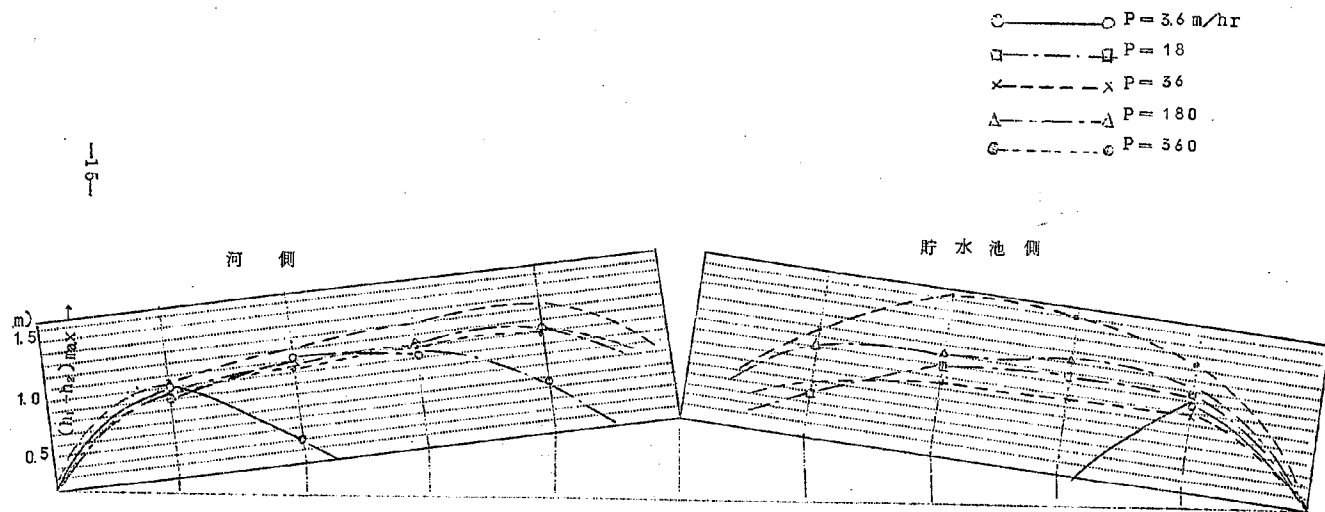
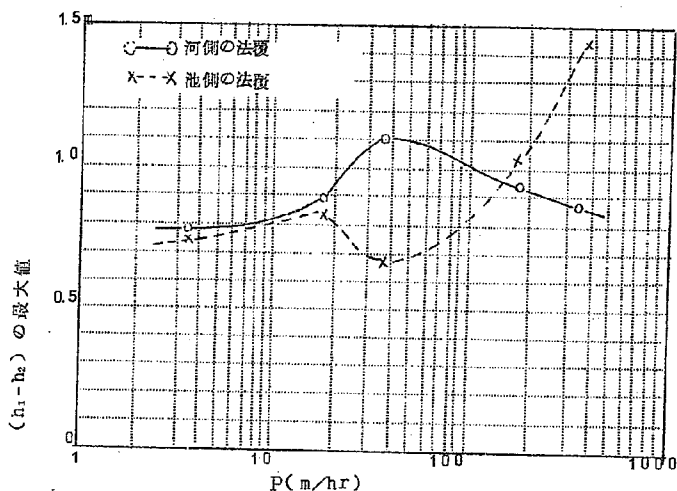


図-10 河側および池側の法覆に働く (h_1-h_2) の算大値



次に砂模型による実験結果の一例を図-11に示した。これは先の図-8と同様な条件で行つたもので、その結果も比較的よく似ていることがわかる。砂模型実験の一つの目的は空気抜きの効果調べることにあつたので、模型堤防天端に設けた空気抜のバルブを閉じ、堤体の内部に空気が閉じ込められるような条件でも実験を行なつた。

図-12には空気が自由に逃げられる場合と空気抜きのない場合の揚圧力の比較を行なつてゐるが、空気抜きがないと法覆天端付近にまで大きな揚圧力のかかることがわかる。なおこの図に示す値は模型縮尺の換算は行なわず、実験結果をそのまま整理したものである。

図-1 実験結果の一例

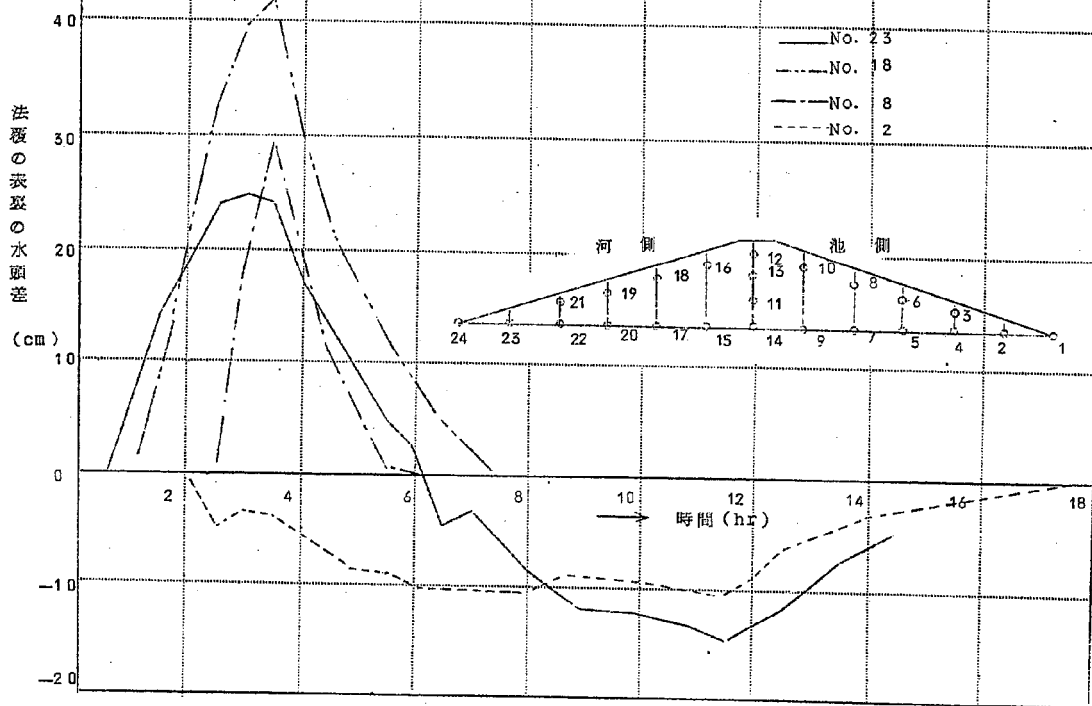
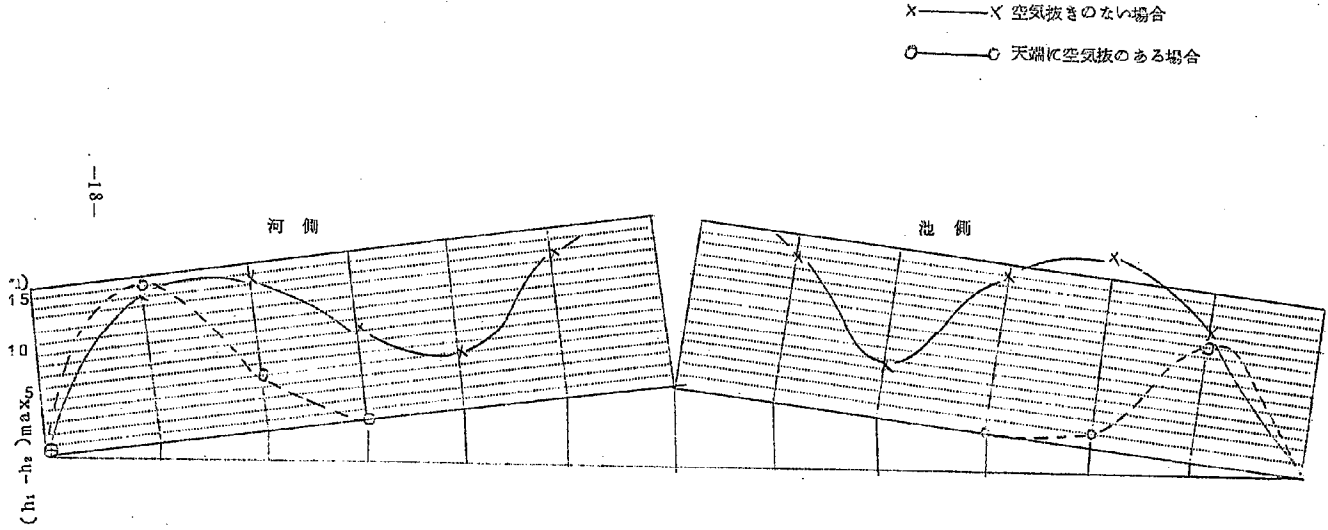


図 - 1 2



11. ま と め

これまで述べてきた計算ならびに模型実験から一応次ぎのような越流堤の設計方針を決めることができた。

まず、法覆裏面に働く揚圧力であるが($h_2 - h_1$)で示すと-80 cm程度となり、法覆の自重と揚圧力との力の釣合を考えると、アスファルトスラブの法覆の厚さは最低40 cmは必要となる。したがって設計には安全率を考慮法尻付近では50 cmの厚さを採用し、天端に向つて次第に薄くなる。また天端付近に空気抜き設備を設け、法覆の裏面に空気が閉じこめられないようにすることが必要である。

さらに堤体内へ外部から水が浸入するのは好ましくないので、越流堤法尻には止水壁を設け、地盤からの浸透を防止すること、ならびに内部に浸透した水を速やかに排出するため、法尻付近にドレーンを設けることは、揚圧力の上昇を防ぐため有効な方法と思われる。

なお空気抜きならびにドレーンの細部の構造に関しては引続き検討を続けている。

参 考 文 献

- 1) Baron, W. F. Asbeck: Bitumen in Hydraulic Engineering.
Elsevier Publishing Company: 1964, P227
- 2) 山村和也: 河口貯水池堤防の塩水浸透防止工法に関する研究
土木研究所報告 119号 昭和41年3月 P114