

「道路は排水を要求する」

* 竹下 春 見・* 田中 淳七郎

〔1〕 ま え が き

箱根国道は図-1の地勢図でわかるように箱根町で路面が低く、山側からの地下水及び流出水の停滞によって道路の下 groundwater 水位が著しく高くなっている。

特に道路に隣接する山側の地区では時により氾々地下水が地表ににじみ出ている。これは箱根町には、もとは全部で7本の小川があつたのに附近の開発に伴う建築物の構造の際に川を埋めてしまい、現在では2本の川しかなく、この為地下水及び表面水の吐け口が著しく狭くなり前記のような状態を示したものである。このため路盤及び路床土の含水量が著しく高く、この含水量の増加による支持力の減少が当地区のコンクリート舗装破壊の一原因になっている。

本報告は本年3月及び4月の2回にわたり関東地建相模工事々務所と土木研究所道路研究室が現地で行った試験の結果から、道路面下の地下水を路面より少くとも1m下げ道路改良を図るために必要な一方法を述べたもので、地下水の低下には地下排水管(穴あきコンクリート管)を用い排水すべき地下水を集め、これを川(A)及び川(B)に放流し、地表水の排水は側溝で一応集め、これを3点に設置した Drop Inlet から川に放流した。なお盛土によって路面を高くして地下水の影響を除くことも考えられるが、道路両側の建物の関係上不可能なので前記のような方法をとった。

〔2〕 地 下 排 水

地下排水管の設置にあたって必要な条件は、現地の透水係数(K)、地下水位の高さ、不透過層の深さである。

地下水位の高さと透水係数を知るために、図-1に示した測点 No. 1~19 にて Auger で穴を掘り、先ず地下水位の標高を調査し、その後掘った穴から地下水を2~3回汲み出し、穴側壁の泡立ちを十分除いてから地下水面の上昇を1分毎に測定し $\left(\frac{dh}{dt}\right)_{\text{mean}}$ を求め、穴の直径(D)と地下水位面下の穴の深さ(H)とから後述する方法で K を求めた。井戸も同様である。

また Auger Boring の際不透過層まで掘れず、不滲

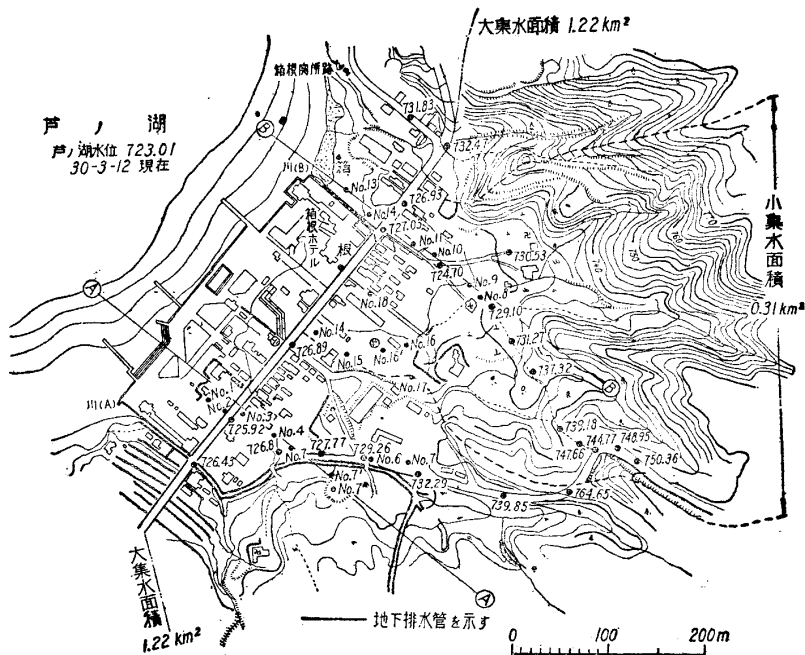


図-1 箱根町附近平面図

透層として岩盤ででもない限り明確には定められないので後述する E. A. Samarin の方法¹⁾で不透過層の深さを推定した。

〔表-1〕

測点	地表面の標高(m)	地下水位標高(m)	地表面より地下水位の深さ(m)	地下水面平均上昇速度 $\left(\frac{dh}{dt}\right)_{\text{mean}}$ cm/min
井戸	728.430	728.230	0.200	0.156
1	724.942	724.522	0.420	0.164
2	725.870	725.285	0.585	
3	726.127	725.232	0.895	2.55
4	726.648	725.478	1.170	
5	726.479	725.391	1.088	
5'	726.094	725.939	0.055	0.940
6	729.669	728.969以下		
7	730.768	729.418	1.350	
7'	728.046	726.896以下		
7''	730.767	729.16以下		
7'''	728.547	728.357	0.190	
8	729.830	729.355	0.475	0.600
9	728.248	727.288	0.960	

10	726.866	726.833	0.033	1.32
10'	729.217	728.867	0.350	
10''	727.629	727.379	0.250	
11	727.006	726.586	0.420	
12	726.440	724.930	1.510	0.230
13	724.699	724.509	0.190	0.380
14	727.450	727.080	0.370	1.55
15	728.690	727.140	1.550	
16				3.92
17	730.150	729.660	0.490	1.40
18	727.292	726.892	0.400	
19	727.687	727.447	0.240	

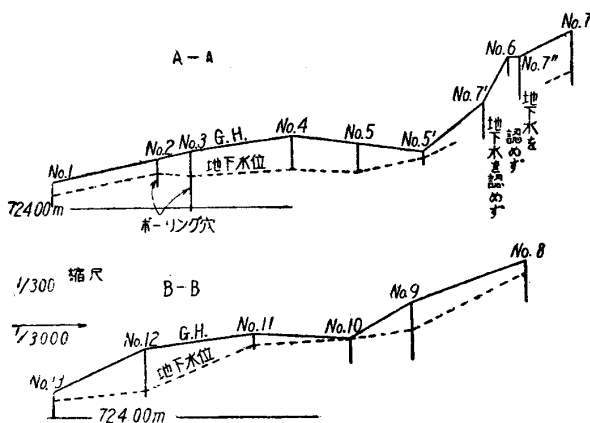


図-2

(i) 道路附近の地下水位

井戸及び測点 No. 1~19 について地表面及び地下水位の標高を表-1に、また図-1のA-A及びB-Bに沿う地表面と地下水面の状態を図-2に示した。便宜上図-7に示すように道路をⅠ, Ⅱ, Ⅲの区域に分けると、排水の悪い所はⅡ区域であり、Ⅱ区域内でも郵便局と川(B)の間は特に悪い。Ⅲの道路はその縦断勾配が大で排水不良による道路面の破壊は見られなかった。また前にも書いたようにⅡ区域の道側から山側よりの所は地下水が地表面ににじみ出ている所があった。

表-1とこのことから道路附近の地下水面は、路面より0.5m以内にあると考えられる。

(ii) 現地の平均透水係数(a)

現地透水試験で透水係数(k)を求める方法は図-3の記号を用いると

$$k = \frac{0.1Q}{DH} \quad (1)$$

によつた*。(1)式でD:

穴の直径, H : 地下表面より穴の底までの深さ, Q : 単位時間に穴に流入する量で、この場合は

$$\left(\frac{dh}{dt} \right)_{\text{mean}} \frac{\pi D^2}{4}$$

から求めた。各測点で求めた k を表-2に示す。

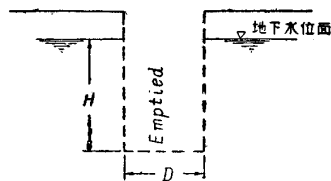


図-3

〔表-2〕

測点	D (cm)	H (cm)	Q (m ³ /min)	k (cm/sec)
井戸	120	400.0	$0.156 \times \frac{60^2}{4} \pi$	1.07×10^{-4}
1	15	33.0	$0.164 \times \frac{15^2}{4} \pi$	0.97×10^{-4}
3	15	130.5	$2.55 \times \frac{15^2}{4} \pi$	3.70×10^{-4}
5'	15	32.0	$0.94 \times \frac{15^2}{4} \pi$	5.75×10^{-4}
8	15	122.5	$0.60 \times \frac{15^2}{4} \pi$	0.96×10^{-4}
10	15	111.7	$1.32 \times \frac{15^2}{4} \pi$	2.30×10^{-4}
12	15	60.0	$0.23 \times \frac{15^2}{4} \pi$	0.77×10^{-4}
13	15	56.0	$0.38 \times \frac{15^2}{4} \pi$	1.30×10^{-4}
14	15	128.0	$1.55 \times \frac{15^2}{4} \pi$	2.65×10^{-4}
16	15	47.5	$3.92 \times \frac{15^2}{4} \pi$	16.2×10^{-4}
17	15	73.0	$1.40 \times \frac{15^2}{4} \pi$	3.80×10^{-4}

(iii) 不滲透層標高の推定

こゝで不滲透層というのは、厳密な意味での不滲透層(岩盤)をさすのではなく、不滲透層と見なされる層($k=10^{-7}$ のorder)をさすのである。現地の井戸は図-4に示すように、深さ4.2m、井戸側壁の上部1.35mは不滲透性と見なされる。従つて地下水はそれ以下の

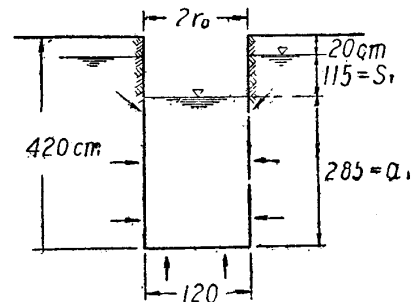


図-4

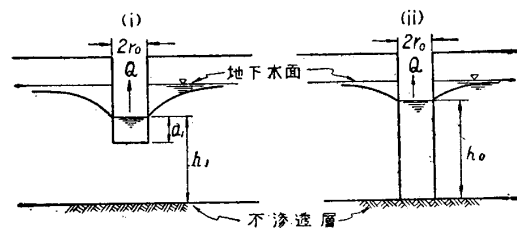


図-5

側壁及び井底から流入すると考えられる。この井戸にE. A. Samarinの方法を用い不滲透層の標高を調べてみよう。先づ同一の場所にある側壁及び井底より流入ある井戸(図-5(i))と、井底が不滲透層まで達し側壁からの流入のみが考えられる井戸(図-5(ii))から同一の流量 Q を汲み上げるものとする同図に示した h_1 , h_0 及び a_1 の間には Forchheimer によると

$$\frac{H^2 - h_1^2}{H^2 - h_0^2} = \left(\frac{h_1}{a_1 + 0.5r_0} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{h_1}{2h_1 - a_1} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (2)$$

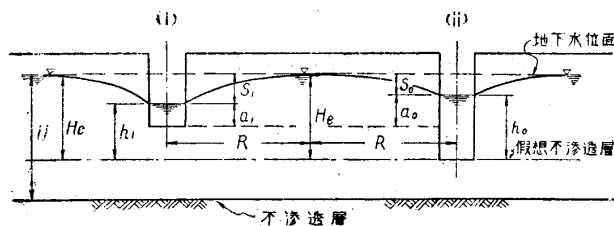


図-6

の関係がある。従つて図-6で不透過層の深さ (H) が未知の際には有効深さ (He) を用い、これに相当する地下水だけが流入すると仮定すると、 He の深さの仮想井戸 (図-6(ii)) の流出量 Q_0 は

$$Q_0 = ik \cdot \frac{He^2 - h_0^2}{\ln \frac{R}{r_0}} \quad (3)$$

で表わされる。(3) 式で R は井戸の影響半径である。一方側壁と底から流入する井戸 (図-6(i)) に対し(3) 式から

$$\frac{He^2 - h_0^2}{He^2 - h_1^2} = \left(\frac{2h_1 - a_1}{h_1} \right)^{\frac{1}{4}} \left(\frac{a_1 + 0.5r_0}{h_1} \right)^{\frac{1}{2}} = D \quad (4)$$

の関係があるから、 Q , $S_1 (= He - h_1)$, a_1 , r_0 及び R が与えられると (図-6(i)) の井戸に対しては

$$k = \frac{Q \ln \frac{R}{r_0}}{\pi D (He^2 - h_1^2)} \quad (5)$$

実際の計算には、 h_1 を仮定 (He を仮定するのと同じである) して (4) 式から D を求め、更に $He = h_1 + S_1$, $a_0 = h_0 - (h_1 - a_1)$ と置いて He と h_0 を求め、この He と h_0 の値から (4) 式を用いて再び D を求める。前に求めた D と比較して、もし著しい差があれば h_1 の仮定を修正して試算を行う。両方の D がほぼ等しいと h_1 の仮定は正当であり、 He は H と一致することになり不透過層の深さを推定することができる。

井戸附近の測点 No 15, 16 及び 16' の Auger Hole の地下水位井戸の地下水位を観測したところ、と井戸からの汲出量がほぼ $Q = 500 \text{ cm}^3/\text{min}$ のとき井戸周囲の地下水は定常状態にあると思われた。またその時の S_1 と a_1 の値は図-4に示すように $S_1 = 115 \text{ cm}$, $a_1 = 285 \text{ cm}$ であった。いま $h_1 = 320 \text{ cm}$ (従つて $He = 320 + 115 = 435 \text{ cm}$) と仮定すると、仮想不透過層を $435 + 20 = 455 \text{ cm}$ の深さとしたことになる。また (図-6(i)) 側で壁及び井底より一様に地下水が流入するものと考え、(図-6(ii)) の h_0 は近似的に

$$h_0 \approx h_1 \times \frac{2\pi_0 h_1}{\pi\gamma_0^2 + 2\pi\gamma_0 a_1}$$

に等しいとすると $h_0 = 325 \text{ cm}$ になる。 $a_0 = h_0 - (h_1 - a_1)$ に前述の諸値を代入して $a_0 = 290 \text{ cm}$ を得る。従つて (4) 式から

$$D = \left(\frac{640 - 285}{320} \right)^{\frac{1}{4}} \left(\frac{285 + 30}{320} \right)^{\frac{1}{2}} \approx 1.01 \quad (6)$$

$$D = \frac{435^2 - 325^2}{435^2 - 320^2} \approx 0.97 \quad (7)$$

(6), (7) の D は殆んど等しいから $h_1 = 320 \text{ cm}$ の仮定は妥当と考えられるとすると、井戸附近の不透過層は地表面下大体 455 cm にあることになる。

また井戸の影響半径 $R = 500 \text{ m}$ と仮定すると (5) 式から

$$k = \frac{500 \ln \frac{50000}{60}}{3.14 \times 0.99 (435^2 - 320^2)} \approx 0.0125 \text{ cm/min} = 0.210 \times 10^{-4} \text{ cm/sec} \quad (8)$$

但しこの場合 $D = \frac{(6)+(7)}{2} = 0.99$ を用いた。(8) で得た井戸附近の透水係数 $k = 2.10 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ は表-2の Public Road の方法から得た $k = 1.07 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の2倍になっているが、この程度の相違は現場透水試験では屢々おこるようであるし、E. A. Samarin の方法を適用した際にも仮定を設けたので余り気にしなかった。

表-2の結果から、現地の透水係数 (k) は $K = 3.5 \times 10^{-4} \text{ cm/sec} \approx 0.30 \text{ m/day}$ とし、不透過層は道路附近でも地表面から 4.5 m の深さにあると考えた。

実際には井戸附近の不透過層は地表面に大体平行にあると考えられる。従つて不透過層は傾斜しており厳密には (2) (3) 式及び Samarin の方法も補正しなければならないであろうが、その必要もないと考えて前述の方法をとつた。

(iv) 地下排水管について

排水区域は図-7に示すような約 $500 \text{ m} \times 8 \text{ m}$ の道路で、その地下水位を路面より少くとも 1 m 下げたい。

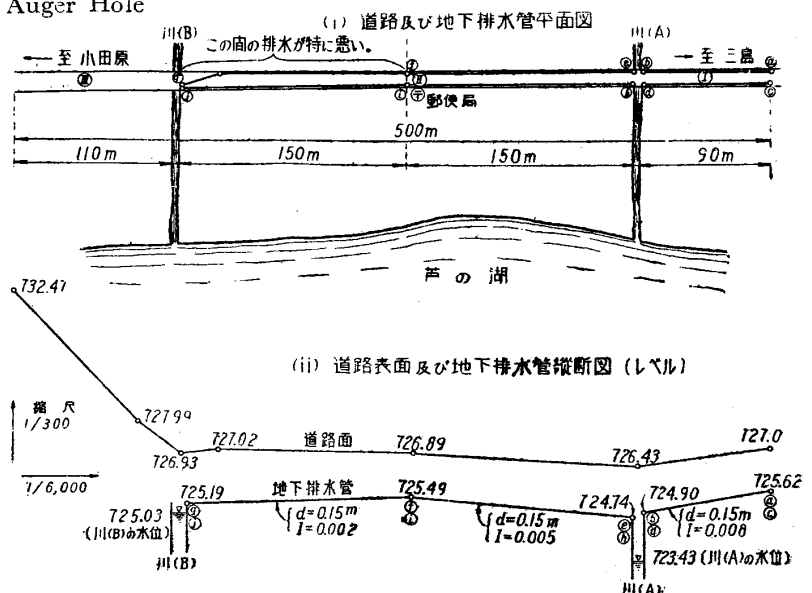


図-7

図-7に示すように各地下排水管を設置し、排水した水を川(A)と川(B)に放流する。排水管の標高及び排水口と川の水位との関係は(図-7(ii))に示してある。

計算にあたっては次のようにした。

(1) 道路附近の地下水位は地表面より 0.5m 以内にあり、最高地下水位は地表面と一致する。

(2) 不透過層は地表面下 4.5m のところにある。

(3) 排水区域での平均透水係数(k)を 0.3m/day とする。

(4) 各排水管の直径を $d=0.15\text{m}$ とし、その平均勾配及び設置標高は(図-7(ii))に示す。ここで配水管 fg, ij の勾配 $I=0.002$ は小さすぎもつと大にしたのであるが、川(B)の水位が 725.03m の関係上勾配 I を大にすると排水管の放出口が川の水位(余裕 0.16m)より低くなり逆流するので止むを得ずこのような勾配にした。また各排水管の勾配が異なるのは、土被りが余り大きいと施工が困難であるから、許容勾配の範囲で且土被りがあまり大にならないようにしたからである。(図-8)は排水管の径と許容勾配の関係図であるが $I=0.002$ は $d=0.15\text{m}$ に対する許容最小勾配より小さい。

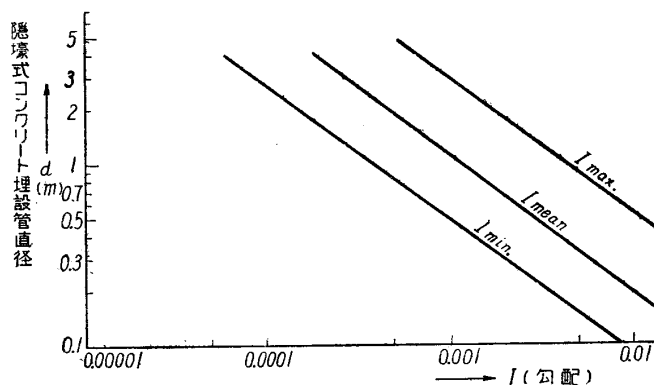


図-8

したがって土砂が管内に沈澱するおそれがあるが、これは Filter を後述するように厳密に選ぶことと、排水管 50m 毎に検視井(マンホール)を設け定期的に管内を清掃し管内土砂の沈澱を防ぎ、またたとえ沈澱しても検視井底にたまるように検視井底と排水管底との間に 40cm 以上の余裕をつけるなどによつて防ぎうると思った。

(5) 各排水管は平均して 1.5m の深さに設置する。各排水管への流入量の計算は、原田千三氏「排水工」による方法及び McClelland の方法によつた。

(a) 「排水工」による方法

詳細は文献を参照されるとして骨子だけ記すと、地下排水管を不透過層の上方に不透過層と離して設置すると排水管に一侧より流入する地下水量は

$$q = 0.8 \frac{\alpha K H_1}{\ln \frac{R}{r_0}} \quad (9)$$

(m^3/day 排水管 1m につき)

$$R = 2S_0 \sqrt{\frac{K H}{\alpha}} \quad (10) \quad (\text{m})$$

(9) と (10) 式で

0.8: 実験結果から得た補正係数 $\alpha: \frac{\pi}{2}$

R : 排水管の作用半径 (m). r_0 : 排水管半径 (m).

H_1 : 排水管の滯水層内埋設深さ (m).

H : 滯水層の厚さ (m). k : 透水係数 (m/day).

S_0 : 地下排水管附近の地下水位の所要低下値 (m).

この方法で計算してみると、管の設計には期待される最大流入量即ち地下水位が地表面と一致する場合について考えればよい。前の符号を用いると

$$H = 4.5\text{m} \quad H_1 = 1.5\text{m}$$

また排水管内の水深(h_0)を 0.1m と仮定すると

$$S_0 = H_1 - h_0 = 0.5 - 0.1 = 1.4\text{m}$$

また R の値は (10) 式により

$$R = 2 \times 1.4 \sqrt{0.3 \times 4.5} = 3.3\text{m}$$

よつて長さ 1m 当り各排水管へ一侧より流入する量は (9) 式より

$$q = 0.8 \times \frac{\frac{\pi}{2} \times 0.3 \times 1.5}{\ln \frac{3.3}{0.075}} = 0.16 \text{ m}^3/\text{day}$$

従つて最大地下水位のとき、排水管 1m 当り両側からの流入量は

$$q = 0.16 \times 2 = 0.32 \text{ m}^3/\text{day} \quad (11)$$

となる。

(b) McClelland による方法

この方法の詳細は文献を参照されるとして、ここでは要領だけ書く。McClelland は深い土層の上部に互いに平行に設置された水平な二本の小管による舗装基礎の排水について、実験的に表-3に示すような Dimensionless ratios を決定した。各

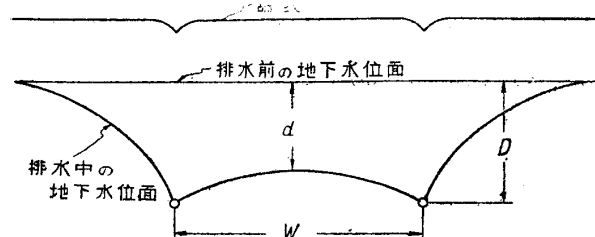


図-9

〔表-3〕

Dimensionless ratios		
$\frac{tKD}{yW^2}$	$\frac{d}{D}$	$\frac{g}{KD}$
0.001	0.06	0.80
0.01	0.37	0.47
0.1	0.79	0.25

符号のもつ意味は(図-9)に示す。表-3で

$$y: \text{special yield } y = \frac{m_0 - m}{100} \times rd \text{ で表わされる。}$$

但し m_0 : 排水前の土の平均含水量。 m : 排水後の土の平均含水量。

ra : 土の乾燥密度。

q : 単位時間内に排水される排水管 1m 当りの排水量。

t : 排水開始からの時間。

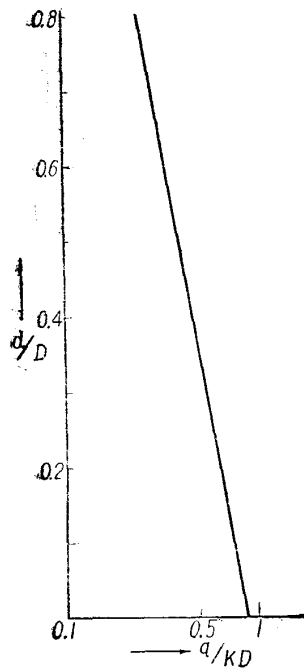


表-10

表-3の Dimensionless ratios の値を箱根町の道路に適用すると、最大地下水位のときは(図-9)で $d=0$ となり $\frac{d}{D}=0$ となる。 $\frac{d}{D}=0$

に対する $\frac{q}{KD}$ の値は表-3 がないから $\frac{d}{D}$ と $\frac{q}{KD}$ の関係をプロットして(図-10)を得た。(図-10)より $\frac{d}{D}=0$

に対しては $\frac{q}{KD}=0.88$ の

Dimensionless ratios を得る。従って

$$q = 0.88KD = 0.88 \times 0.3 \times 1.5 = 0.40 \text{ m}^3/\text{day} \dots (12)$$

(12) と (11) の値を比較してわかるように McClelland の方法より得る q の値は、原田干三氏の方法の値よりやや大きい。管の径を定めるには安全のためこの大きい方の値 $q = 0.40 \text{ m}^3/\text{day}$ を採用して計算した。

管径 ($d = 0.15 \text{ m}$) に対する吟味は配置した排水管の中で勾配が最小で且つ管長が最も長い排水管 fg, ij についてのみ行い、これが安全であれば他の排水管は勿論安全である。排水管 fg, ij の流量は $0.40 \times 150 = 60 \text{ m}^3/\text{day}$ または $0.0007 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。

一方排水管の全断面を有効と考えたとき $d = 0.15 \text{ m}$ $I = 0.002$ の管が流し得る流量 Q_1 (実際には $0.95d$ の水深のとき最大流量が流れる) は

$$Q_1 = \frac{\pi}{8} \cdot C \cdot d^{\frac{5}{2}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \dots (13)$$

で表わされる。

(13) 式で

$$C = \frac{87}{1 + \sqrt{\frac{2r}{d}}} \dots (14)$$

この場合コンクリート管では $r = 0.19$ である。

(14) 式より $d = 0.15$ に対し $C = 44$

従って (13) 式より

$$Q_1 = \frac{\pi}{8} \times 44 \times (0.15)^{\frac{5}{2}} \times (0.002)^{\frac{1}{2}} \\ = 0.00667 \text{ m}^3/\text{sec}$$

従って各排水管は安全に流入量を川に放流し得る。

上の計算では排水管の直径はもつと小さくとも計算上

は十分であるが、道路土工指針(案)昭和 30 年 3 月によれば穴あきコンクリート排水管の直径は $0.15 \text{ m} < 0.35 \text{ m}$ の範囲が望ましく 0.10 m 以下の管は塞がるおそれがあるから用いない方がよいとあり、従って $d = 0.15 \text{ m}$ の設計とした。

(v) Filter の選定について

地下排水管の埋めもどしには Filter 材料を選定して使用せねばならない。Filter 材料は水通しが良く且つ土の細粒子を通さないようなものでなければならない。

(a) 排水管を設置しようとする路床土の粒度分析をして粒径加積曲線を作る。

(b) Filter 材料がつかまらないための条件としては

$$\frac{D_{15}(\text{Filter 材料})}{D_{85}(\text{路床土})} < 5$$

ここに D_{15} は粒径加積曲線において 15% に相当する粒径を示す。その他もこれに準ずる。

(c) Filter が十分透水性があるためには

$$\frac{D_{15}(\text{Filter 材料})}{D_{15}(\text{路床土})} > 5$$

(d) Filter 材料のあらさは管の穴の大きさ又は管の継目を開いて設置する場合は継目の間隔により支配され

$$\frac{D_{85}(\text{Filter 材料})}{D(\text{管の穴の径, 管の継目の間隔})} > 2$$

(e) Filter は滑らかな粒径加積曲線をもつ自然の土又は洗い砂及び砂利を使用する。

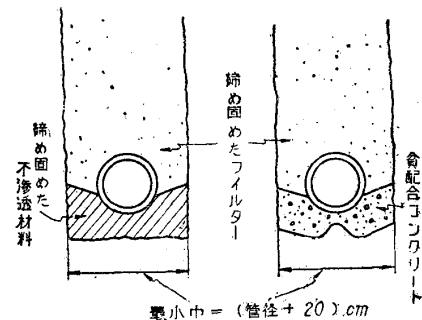


図-11

以上のすべての要求に合う材料が得られないときは管のまわりには粗な材料、粗な材料と路床土との間は細い材料を使用して Filter とすることもできる。

設置にあたっては(図-11)の如くにする。排水管の設置された底及び底部の 1/3 のまわりは不透過材料又は貧配合のコンクリートで蔽った方がよい。また穴あき管の穴の直径は 10 mm が標準で、穴は管の底部 1/3 の範囲にあつてはいけない。

[3] 路盤排水

次に関東地方建設局相模工事事務所の改良計画にのつとつて路盤の設計が排水上妥当であるかどうかを Casagrande, Shannon の方法を用いて吟味してみる。A.

Casagrande, W. L. Shannon の方法は比較的不透性の路床の上にある路盤の排水機構を最初路盤は完全に水で飽和していると考え、排水の途中の自由水面を直線と仮定して導いたもので、要旨は路盤の

$$U_{50} \left(\frac{\text{排水された面積}}{\text{路盤の全面積}} = 50\% \right)$$

が 10 日以内に行われればその路盤の排水は充分であるというのである。傾斜した路盤に対して

$$T = 2US - S^2 \ln \frac{S+2U}{S} \dots\dots (15) \quad 0 \leq U \leq 0.5$$

$$T = S + S \ln \frac{2S-2US+1}{(2-2U)(S+1)} - S^2 \ln \frac{S+1}{S} \dots\dots (16) \quad 0.5 \leq U \leq 1$$

(15) (16) 式で

$$T = \frac{2tKH}{CN_e L^2} \text{ Time Factor, また } C = 2.45 - \frac{0.8}{\sqrt{S}}$$

水平層の場合には $C=2.7$

N_e : 有効間隙率 K : 透水係数 (m/day)

H : 路盤厚 (m) t : time (day)

L : 路盤巾 (m) $S = \frac{H}{D \tan \alpha}$ Slope Factor

また d は路盤の傾斜角

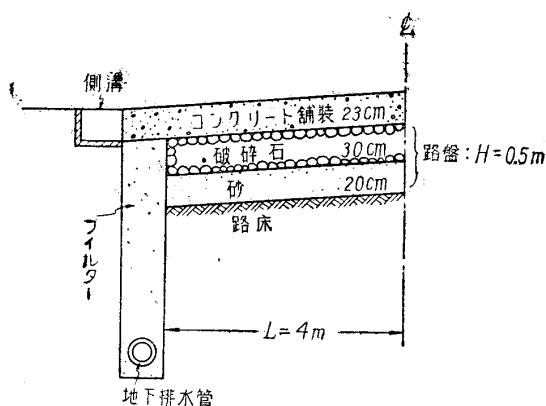
U : 排水度

水平路盤に対しては

$$T = 2U^2 \dots\dots (17) \quad 0 \leq U \leq 0.5$$

$$T = \frac{U}{2-2U} \dots\dots (18) \quad 0.5 \leq U \leq 1$$

上の諸式より $U=0.5$ に対する Time Factor T_{50} を求め、求めた T_{50} より 50% 排水するに要する時間は $t_{50} = \frac{CN_e L^2 T_{50}}{2KH}$ として求め得る。



図—12

箱根の改良計画では(図—12)に示す様に、厚さ 23 cm のコンクリート舗装の下に路盤層として 30 cm の砂利層及び 20 cm の砂層が予定されている。両層は輾圧機械で十分締固め、路床は施工にあたって十分締固められることを考えると不透層と考えて差しつかえない。

Casagrande, Shannon の方法を適用するに際し、簡単のため路盤層は水平であると仮定する。この仮定は安全側である。従つて $T_{50}=0.5$ $C=2.7$ 又 (図—12) により $L=4$ (m) $H=0.5$ (m)

いま締固められた砂利層及び砂層の透水係数を 1m/day とし $N_e=0.2$ とすれば

$$t_{50} = \frac{CN_e L^2 T_{50}}{2KH} = \frac{2.7 \times 0.20 \times 4^2 \times 0.5}{2 \times 1 \times 0.5} = 4.4 \text{ 日} < 10 \text{ 日}$$

以上の結果からこの改良計画で路盤排水の点は十分である。

〔4〕表面排水

(i) 流量

雨水の流出量の計算方法には単位流量図法、流量配分図法などがあるが、道路の附帯構造物たるカルバートへの流量などは前述の方法では煩雑にすぎ、またそれ程の精度は必要でないので公式 (19) (20) で計算して十分である。

$$Q = 0.2778 f r A \dots\dots (19)$$

$$Q = f r A \sqrt[4]{\frac{S}{A}} \dots\dots (20)$$

上式で

符 号	Q	r	A	S
意 味	流出量	降雨量	集水面積	平均勾配
公式(19)	m ³ /sec	mm/hr	km ²	延長1000mにつき
公式(20)	l/sec	l/ha/sec	ha	S_m で表す

箱根町の場合は $A=1.22 \text{ km}^2=122 \text{ ha}$

$$r=60 \text{ mm/hr}=166.7 \text{ l/ha/sec}$$

f : 流出係数で 0.7 をとり

S : 集水面積上に代表的な 5 方向の勾配の平均値をとり $S=160$ m とした。

(19) 式より

$$Q = 0.2778 \times 0.7 \times 60 \times 1.22 = 14.2 \text{ m}^3/\text{sec} \dots (19')$$

(20) 式より

$$Q = 0.7 \times 166.7 \times 122 \times \sqrt[4]{\frac{120}{160}} = 13300 \text{ l/sec} = 13.3 \text{ m}^3/\text{sec} \dots\dots (20')$$

一般に流出量の算出にあたって、公式 (19) によるときは流出量が大きく公式 (20) によるときは小さくする傾向がある。側溝の所要断面の設計にあたっては (19') (20') の平均値を以て流出量とした。流出量 $Q=13.8 \text{ m}^3/\text{sec}$

(ii) 側溝について

流出量は側溝で受け全部 Drop Inlet で流速を落してから川に流せばよい。考慮地域の道路延長は約 500 m

であるが、側溝の断面決定にあたって $Q=13.8\text{m}^3/\text{sec}$ を 400m の側溝で受けると仮定すると、側溝の断面は単位長さ当り毎秒 0.0345m^3 を流し得るような断面であれば良い。現在の道路巾を拡げることは道路両側の建物の関係上不可能であり、一方有効巾員も定められているので側溝断面の巾 (B) を現在より大きくすることはできない。従って側溝は、矩形断面とし現在の側溝巾を 0.3m として深さを増して側溝の排水能力の増大をはかった。交通上の危険を除く

ために側溝には蓋を設ける。今 (図-13) において $B=0.3\text{m}$ $H=0.20\text{m}$ 平均勾配を 0.002 (図-7) の f 点から両川に 0.002 の勾配にする) とすれば側溝内の流速 V 及び流量 Q は

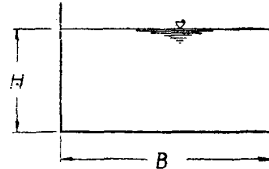


図-13

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad \dots\dots\dots (21)$$

$$Q = AV \quad \dots\dots\dots (22)$$

R : 径深 矩形断面のとき $R = \frac{HB}{2H+B}$

n : コンクリート側溝では 0.015

(21) 式より

$$V = \frac{1}{0.015} \left(\frac{0.2 \times 0.3}{2 \times 0.2 + 0.3} \right)^{\frac{2}{3}} (0.002)^{\frac{1}{2}} \\ \approx 0.58\text{m/sec}$$

(22) 式より

$$Q = 0.3 \times 0.2 \times 0.58 = 0.0348\text{m}^3/\text{sec} > 0.0345\text{m}^3/\text{sec}$$

従って側溝断面の大きさは巾 $=0.3\text{m}$ とし深さは 0.2m 以上であればよい。I 及び III の道路で側溝の勾配を道路の平均勾配に等しくとるとすると I 区域の道路の縦断勾配に大体 0.006 であるから $H=0.2\text{m}$ で十分である。

■区域の道路勾配は 0.05 であるから H は 0.2m よりずっと小さくてよい。

〔5〕あ と が き

不滲透層の深さの推定にはもつとよい方法があるように思うが、一応 Samarin の方法によつた。透水係数 (K) は Spangler の方法によると非常に大となり、前述の Public Road の方法によつた。しかしこの方法で求めた K 値は小さく出る様に思う。したがって排水管の設計に使用した $K=0.3\text{m/day}$ の値には安全率をかけてもつと大きい K を採用すべきだったかもしれない。実際には余程排水管の維持に注意しない限り管はつまりやすいから設計より大きい径にした方がよい。

最後に本実験に心からの御援助を下さつた相模工事事務所白浜所長並びに関係各位及び終始御指導下つた道路研究室井上技官に深謝の意を表する次第である。

参考文献

- (1) 物部長穂「水理学」岩波書店
- (2) Public Road 1952 Vol. 26 No. 12
- (3) 原田千三「排水工」森北出版
- (4) McClelland "Large-scale model studies of highway subdrainage" Proc. of H. R. B. Vol. 23, 1943
- (5) 竹下春見「道路工学」金原書店
- (5) A. Casagrande, W. L. Shannon "Base Course Drainage for Airport Pavements" A. S. C. M. Proc. Vol. 77 June, 1951
- (7) Spangler "Soil Engineering"
- (8) H. R. B. Special Report No. 1 Frost Action in roads and airfields

〔会 告〕

法面安定に関するヨーロッパ会議論文集について

1954年9月20日～25日に表題の会議がスウェーデンで開かれたことは、第9号の福岡さん御提供の資料で御存知の通りである。その論文集がスウェーデン土質工学研究所より発行され、入手できますので下記御参照の上、土質工学会あてに御申込み下さい。なお品切れの節は御容赦願います。

第1巻 1,800 円

第2巻 400 円

第3巻 1,800 円

締切期日 8 月 15 日

なお第1巻、第2巻は Géotechnique の 1955 年 3 月号、6 月号に載っているそうですから、Géotechnique 購読者は第3巻のみ申込まれてかまいません。

正 誤 表 第3巻第9号

頁	行	誤	正
5	左10	南は	北は
"	"	北は	南は
6	右28	$\pm O_m \pm$	$\pm O_m$
7	左17	その理由として	これについてはすべて硬捨てられないかとの意見も出たが
"	右24	処理の必要	処理の必要
"	右34	入附口近	入口附近
"	右36	場所を	場所より
8	右13	,30,	,30''
11	左16	Boussinesq	Boussinesq
"	左30	$t = \frac{1}{C_v} \sum \frac{\Delta F_t}{\Delta(\tan x)}$	$t = \frac{1}{C_v} \sum \frac{\Delta F_t}{\Delta(\tan x)}$
"	左34	干潮	干満
"	右3	S	ΔS
12	左5	満潮事荷荷	満潮時荷重