



土 木 研 究 所 資 料

第952号

スラリートレンチ工法による
地盤漏水防止に関する実験

昭和49年 7 月

建設省土木研究所
土質研究室

目 次

1. は じ め に	1
2. 漏水対策工法の種類および特色.....	2
3. 実 験 方 法	4
4. 砂地盤および止水壁の性質.....	9
5. 実 験 結 果	15
6. 考 察	19
7. 結論および問題点	24

1. は じ め に

漏水地盤に対する対策工法として従来より数多くの特色ある工法が開発され、実際に現場で施工されている。したがってある特定の現場において数多くの工法の中からその場所に最も適した工法を選定する際には、地盤の条件、耐久性、維持管理の難易、浸透水の排水、工費等が充分考慮されなければならない。

本報告は各種漏水防止工法の概略と大型水路および盛土実験槽における砂地盤を使用してのスラートレンチ工法に関する実験について紹介したものである。

2. 漏水対策工法の種類および特色

漏水対策工法として開発された数多くの工法は大きく、1.堤外側工法、2.堤内側工法に分類される。以下にその概略と主要工法の特徴¹⁾を列記する。

(1) 堤外側工法

1) 止水壁工

a) 継目式止水壁工法

鋼矢板工, 簡易鋼矢板工, コンクリート矢板工, シートウォール工,
木矢板工

b) 連続式止水壁工法

粘土止水壁工……粘土置換工, スラリートレンチ工等
コンクリート止水壁工……イコス工, エルゼ工, O. W. S. 工等
注 入 工……薬液注入工, セメントグラウト工等

2) ブラケット工法

a) 不透水性ブラケット工

コンクリート舗装, アスファルト舗装, ビニール被膜等

b) 難透水性ブラケット工

山土客土工等

(2) 堤内側工法

1) 抑え盛土工法

2) 排水工法

a) 排水溝工法……開水路工等

b) 排水暗渠工法……排水暗渠工等

c) 排水井工法……リリーフウェル工等

上記漏水対策工法のうち、コンクリート止水壁工、注入工等は地盤、ダム、堤防等の漏水防止工として採用されている例が多い。コンクリート止水壁工は一般に漏水防止には確実な工法で、施工も容易であるが他の工法と比較して高価であり、既存の構造物に施工する場合には大幅な改修が必要となる。注入工は施工が容易でコンクリート止水壁工と比較すると安価である半面、土質によって施工性もかなり異なり、止水効果（均一な止水壁ができているかどうか）についての確認が困難であるという欠点を有している。ブラケット工法、抑え盛土工法、排水工法は漏水地盤内の浸透水を直接止水するものではなく、漏水地盤内からの浸透水の流出防止工法であり、その効果を数値計算によって予測することができ、しかも工法的に問題になる場合が少ない。したがって本報告では良好な止水効果、比較的安価な施工が期待でき現在まで比較的検討がなされていない粘土止水壁工、特にスラリートレンチ工法をとりあげ、その施工法、止水効果について実

験を行ない検討を加えてみた。

一般に透水性地盤は粘着力のない砂、礫まじり砂等で構成されており、地下水位もかなり高い場合が多く、掘削の際に側壁が崩壊する可能性が充分ある。そのためスラリートレンチ工法では図-1に示すようにベントナイトスラリーを使用して、その泥水圧作用によって掘削時の土粒子の動きを拘束し、壁面の安定を保ち掘削を行ない、トレンチ掘削後不透水性の材料でトレンチを埋め戻すのである。

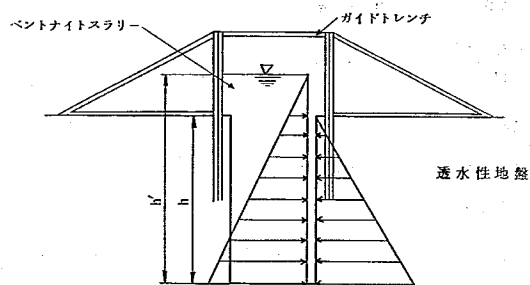


図-1 スラリートレンチの概要

3. 実 験 方 法

実験は47, 48の二年にわたり実施した。

(1) 47年度実験

47年度は大型水路(高さ2m, 長さ12m, 幅1m, 前面ガラス張り)に細砂を投入し均一に締固めた後に水位を一定にして非定常浸透流実験を実施した。その後ベントナイトと水の混合比を10:100にし, 密度1.07 g/cm³程度のベントナイトスラリーを製造し砂地盤上に設置された木箱(幅1.0m, 長さ0.5m, 高さ0.5m)にこれを投入し(1)式より求めたヘッド20cmに保った。すなわち図-1を参照して,

$$\frac{1}{2}rh^2K = \{r'(h'-h) + r'h'\} \frac{h}{2}$$
$$h' = \frac{h(rK + r')}{2r'} \quad \dots\dots\dots (1)$$

r : 砂の密度

h : 透水地盤の深さ

r' : ベントナイトスラリーの密度

h' : ベントナイトスラリーのヘッド

K : 主動土圧係数

となる。(1)式より計算するとヘッドは砂地盤面で充分保たれるが(安全率2.27), 実験の都合上20cmとした。ソイルオーガーを使用し, 幅20cm, 深さ1.8mのトレンチを掘削した。掘削終了後, トレンチ内にベントナイトスラリーを満たしたまま砂とスラリーに添加剤としてセメントを混合して埋め戻した。埋め戻し材の配合比はベントナイト濃度10%, セメント量(c/s)4%であり, 木棒で突固めた。その止水効果を検討するため砂のみの場合と同一条件のもとで水位一定の浸透実験を実施した。

(2) 48年度実験

48年度は屋内盛土実験槽(図-2, 3)における人工砂地盤を用いてバケット巾0.45m(容量0.13m³)のバックホウ(10t)を使用し, 巾0.5m, 深さ3.25mのソイルセメント止水壁をスラリートレンチ工法によって築造し, その施工性および止水効果を検討した。掘削にあたり壁体の位置, 深度の基準とすると同時に掘削した溝の上縁保護およびベントナイトスラリーの流失を防止するため壁頂位置(図-1)に図-4に示すようなガイドトレンチを設置した。ガイドトレンチは掘削前に設置して全体に深さ1m程度掘削した後, ベントナイトスラリーを投入し掘削壁面の安定を保ち, 1ブロック(4m)ずつ順次掘削を行なった。使用したベントナイトの規格は#300で濃度と比重の関係は図-5に示すとおりであるが, 本実験では, ベントナイト濃度を10%(比重約1.050)とした。掘削期間中, スラリーは水中ポンプで補給し, 常にヘッドを3.20mに保った。埋戻し材はトレミー管($\phi=30$ cm)で一方向から順次投入し, これに伴うベントナイトスラリーの上昇分は水中ポンプで屋外へ排出した。

埋戻し終了後写真-4, 5に示すように止水壁前方に貯水し, 水位一定の浸透実験を行った。測定

計器は浸透流の水位観測をするもので、水位計と自記記録器から成っている。水位計は図-6に示すようにフロート式で、その設置場所は図-2に示す。観測井保護の目的から $\phi 100\text{ mm}$ の塩化ビニール管に千鳥に約 10 cm 間隔に孔($\phi 10\text{ mm}$ 程度)をあけ、塩化ビニール管全体を透水性の大きい合成布で覆って埋設し、観測井内に土砂が堆積するのを防止した。記録器は24点打点自記記録式である。



写真-1 大型水路に築造したベントナイト止水壁(中央の白い部分)



写真-3 トレンチの掘削(手前にみえる塩ビ管でベントナイトスラリーを投入している)



写真-2 スラリートレンチ工法実験全景

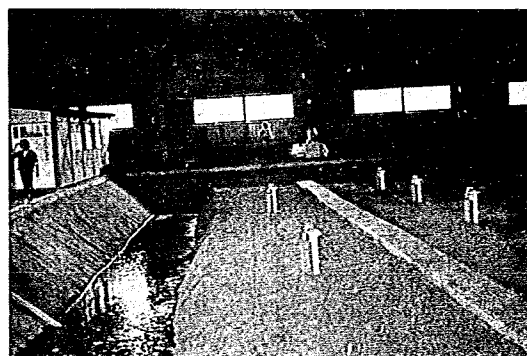


写真-4 浸透実験(これは注水途中の写真である)



写真-5 浸透実験全景

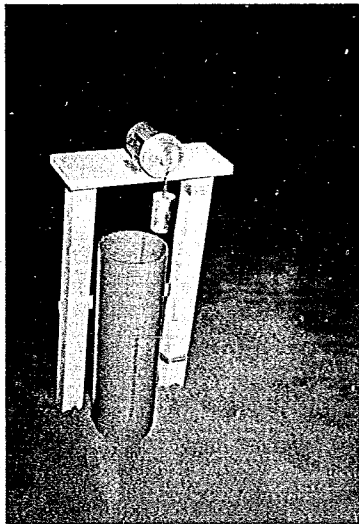


写真-6 水位計

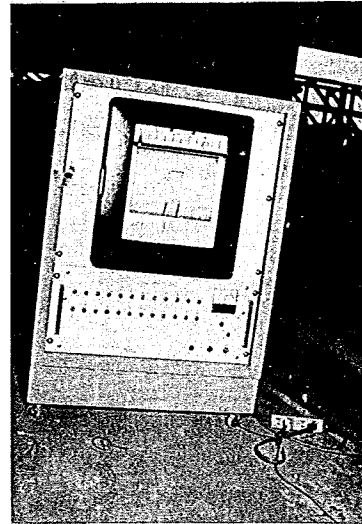


写真-7 記録計

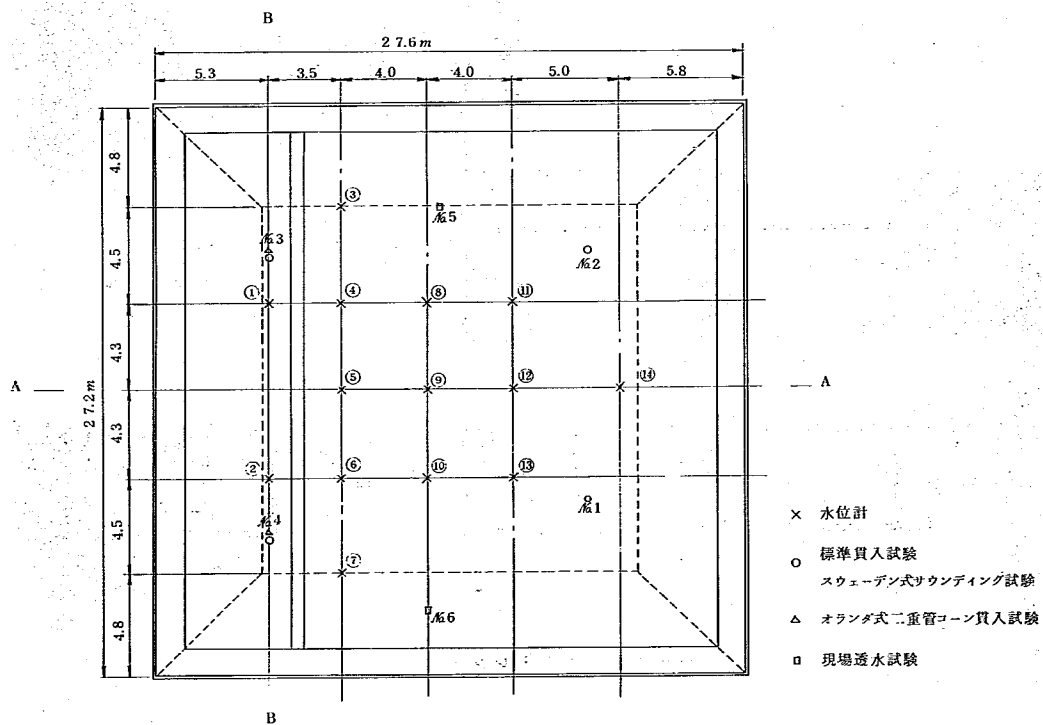


図-2 盛土実験槽の概要

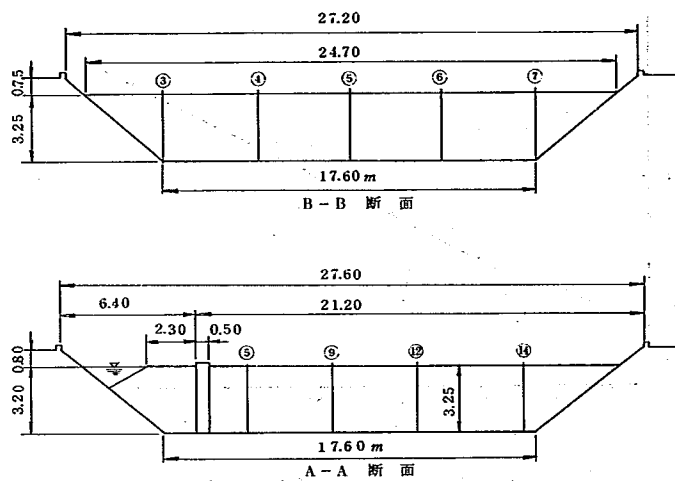
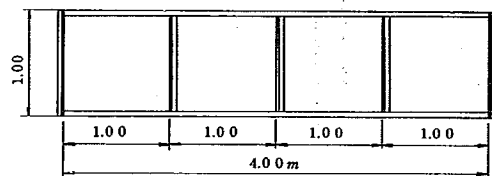
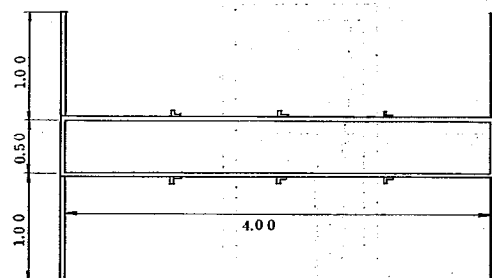


図-3 盛土実験槽断面図



材 料	規 格
等辺山形鋼	L3×10×40
ラワン材	矢板 4.0m×3cm

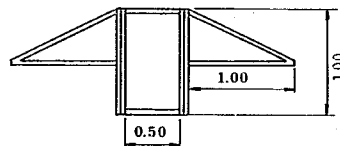


図-4 ガイドトレンチ

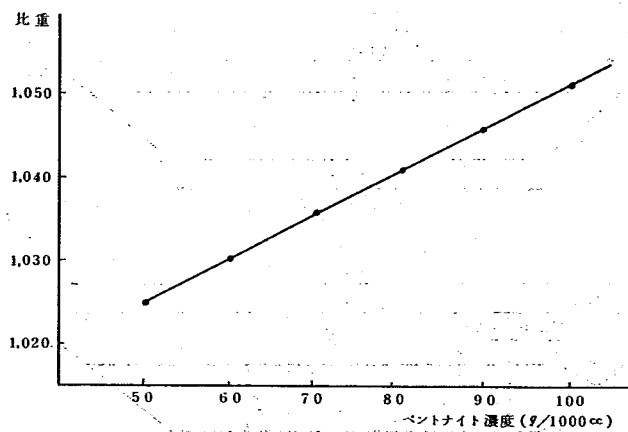


図-5 ベントナイト濃度と比重の関係

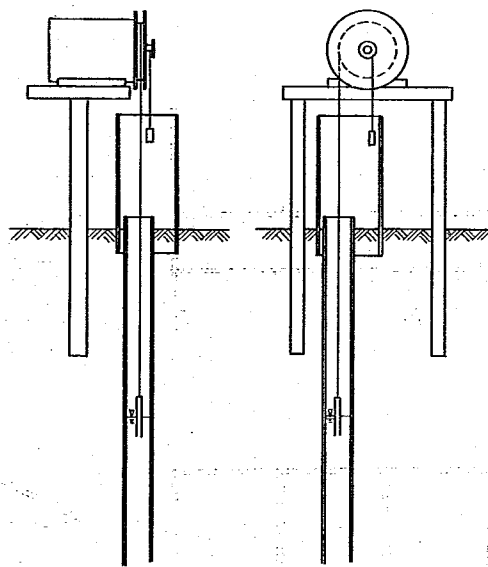


図-6 水位計概略図

4. 砂地盤および止水壁の性質

(1) 47年度実験

47年度実験に使用した砂の物理的、力学的性質は表-1, 図-7に示す。表-1, 図-7より明らかなように粒度分布が均一な砂から構成されている。

(2) 48年度実験

2-1) 砂地盤

48年度実験を実施した盛土実験槽の砂地盤の物理的、力学的性質を表-2, 図-8, 9に示す。これらの図表から明らかなようにこの砂地盤の粒度分布はわずかにシルト分を含む砂からなり、N値も10~30とかなり締っている。しかし、図-7, 8と比較すると明らかなように本地盤は47年度実験を実施した地盤よりやや粒度分布が良い。オランダ式二重管コーン貫入試験を実施した地点(No. 3, 4)はほとんど飽和されているが、標準貫入試験、スウェーデン式貫入試験を実施した地点(No. 1, 2)では地下水位-3m以下である。なお、現場透水試験による透水係数はNo. 5地点で 1.0×10^{-2} , No. 6地点で 9.9×10^{-3} で本砂地盤が均一な透水係数をもっていることを示し、また表-2の室内試験値と極めて良く一致している。

2-2) 止水壁(埋め示し材)

2-2-1) 止水性

本実験ではセメント含有量を10%とし、比重1.042のベントナイト溶液で埋め戻し材を混合した。すなわち重量比でセメント:ベントナイト:砂:水=1:0.2:9.0:2.1である。セメント含有量と透水係数の関係を図-10に示す。図-10よりセメント含有量が増加するにしたがい止水性は良くなる(透水係数が小さくなる。)一般的傾向が認められる。止水壁の目的である止水性についてはこのようにセメント含有量あるいはベントナイト(すなわち細粒物質)の混入量を増減することによって任意に選択できる。

2-2-2) 強度

止水性を目的とする場合、壁体強度はそれほど問題にならない。したがって強度をある程度犠牲にすれば廉価な材料を使用することができる。図-11および図-12はそれぞれセメント含有量、材令と強度の関係を示したものである。また図-13, 14は透水試験に用いた後、すなわち1~2日水浸させた試料のセメント含有量および材令と強度の関係を示したものである。図-11~14よりセメント含有量、材令が増加するほど強度は増加する一般的傾向が認められる。また図-12と図-14を比較して明らかなように水浸させた試料では材令による強度の増加が非水浸の試料ほど顕著ではない。それに反してセメント含有量の強度に及ぼす影響は水浸、非水浸を問わず顕著である。

表-1 砂地盤の性質(47年度-大型水路)

項 目		値	項 目		値
粒 度 特 性	礫 分 %	0.00	分 類	含 水 比 $w\%$	14.98
	砂 分 %	99.67		湿潤密度 $r' g/m^3$	1.662
	シルト分%	0.37		間 隙 比 e	0.883
	粘土分%	0.00		飽 和 度 $S_r\%$	46.02
	最大粒径 mm	2.00	め 縮 試 固 験	三 角 座 標	砂
	均等係数 U_c	1.47		統 一 分 類	SP
	曲率係数 U'_c	1.04		最大乾燥密度 r_{dmax}	1.524
	比 重 G_s	2.725		最適含水比 w_{opt}	17.70

表-2 砂地盤の性質(48年度-盛土実験槽)

項 目		値		項 目		値	
		$\#1$	$\#2$			$\#1$	$\#2$
粒 度 特 性	礫 分 %	0.3	0.7	分 類	三 角 座 標	砂	砂
	砂 分 %	93.0	97.0		統 一 分 類	SP	SP
	シルト分%	4.0	2.0		比 重 G_s	2.722	2.726
	粘土分%	3.0	1.0		含 水 比 $w\%$	8.41	3.53
	最大粒径 mm	4.76	4.76		湿潤密度 g/cm^3	1.605	1.632
	均等係数 U_c	2.27	1.79		間 隙 比 e	0.84	0.73
	曲率係数 U'_c	2.09	1.65		飽 和 土 $S_r\%$	27.25	13.18

項 目		値	
		$\#1$	$\#2$
締め固め試験	最大乾燥密度 $r_{dmax} g/cm^3$	1.731	1.671
	最適含水比 $w_{opt} \%$	17.00	15.00
室内透水試験	透 水 係 数 $k cm/sec$	9.71×10^{-3}	

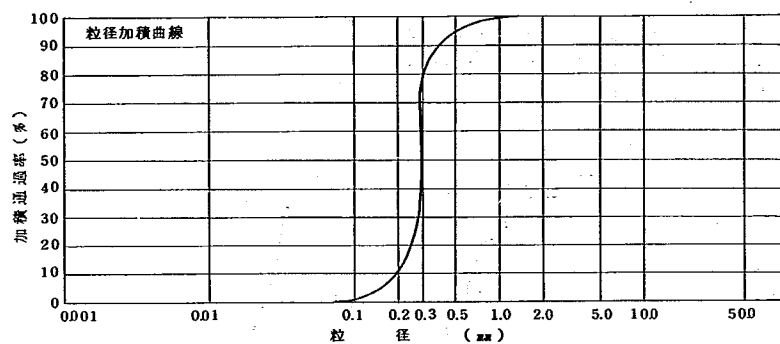


図-7 粒度分布(47年度)

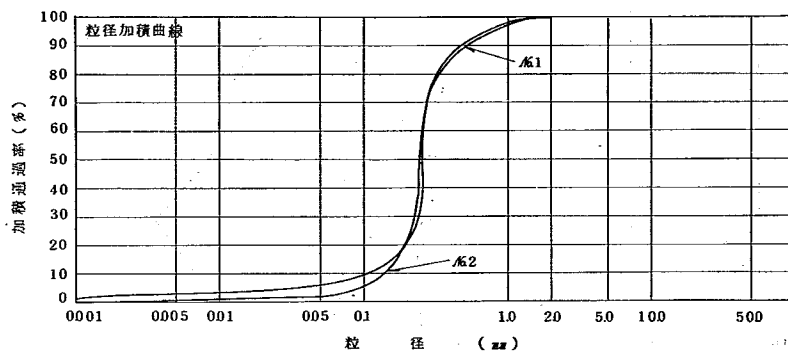


図-8 粒度分布(48年度)

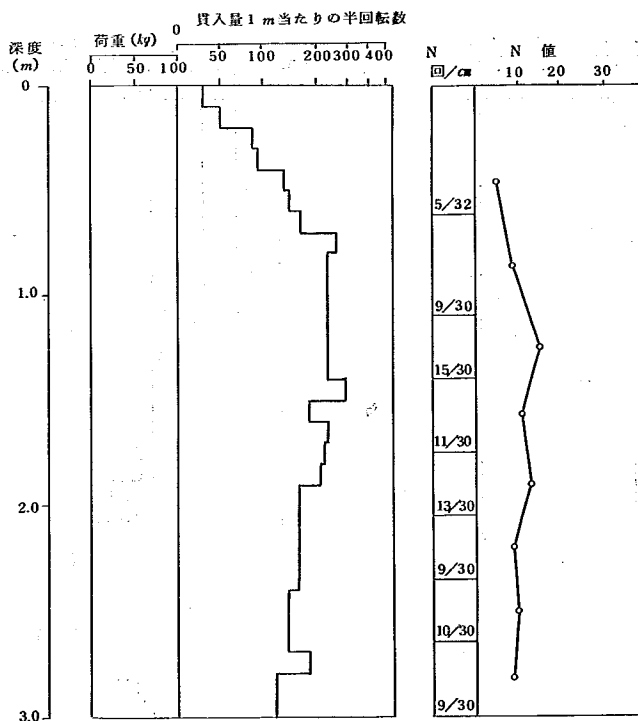


図-9-1 標準貫入試験およびスウェーデン式貫入試験結果(A1)

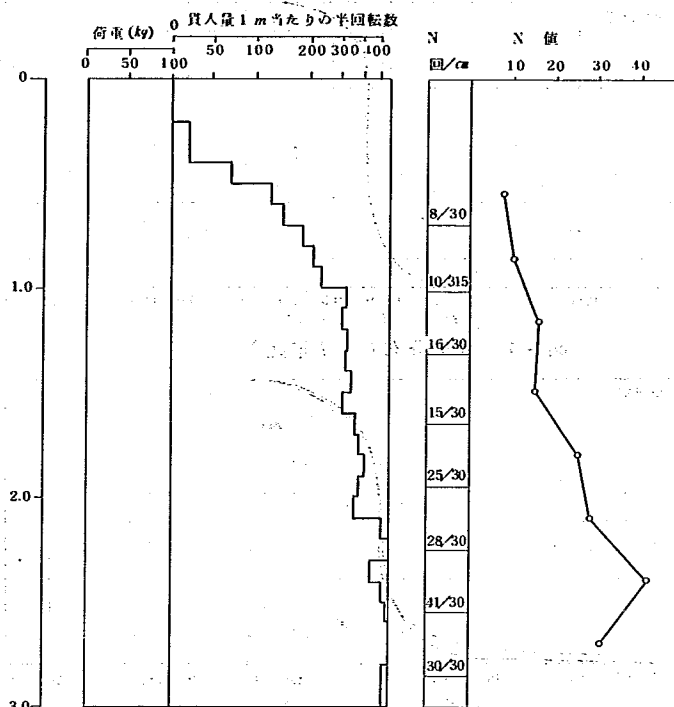


図-9-2 標準貫入試験およびスウェーデン式貫入試験結果 (No. 2)

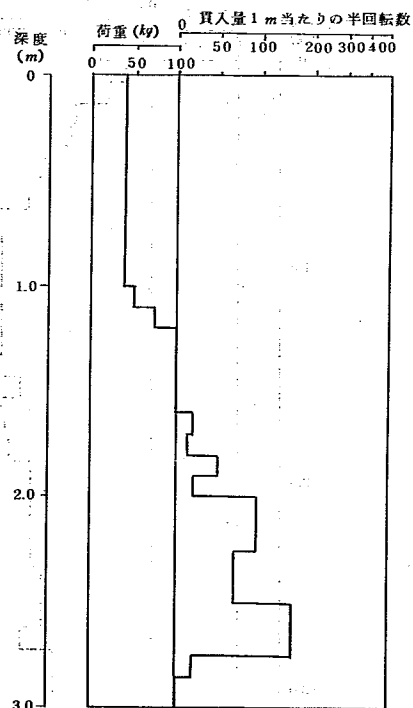
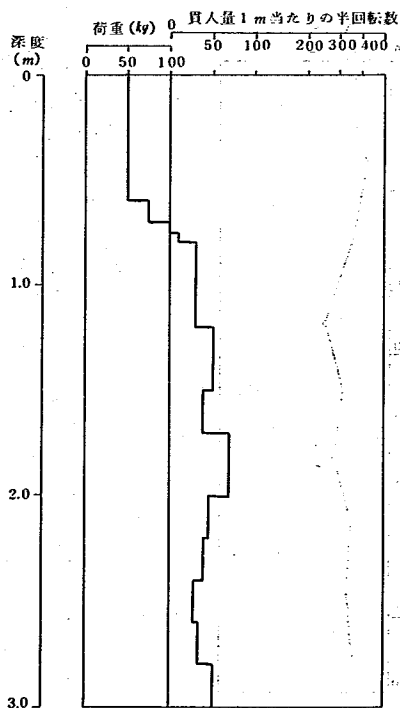


図-9-3 スウェーデン式貫入試験結果 (No. 3) 図-9-4 スウェーデン式貫入試験結果 (No. 4)

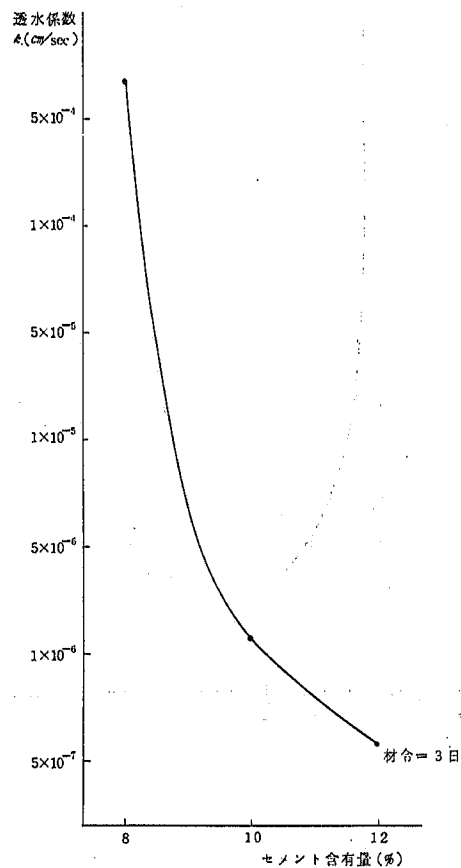


図-10 セメント含有量と透水係数の関係

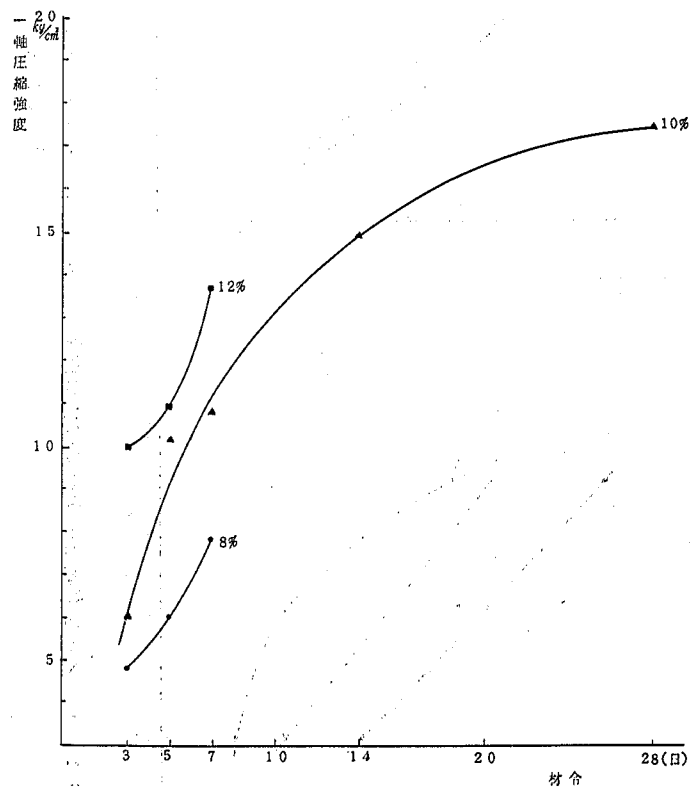


図-11 材令と一軸圧縮強度の関係

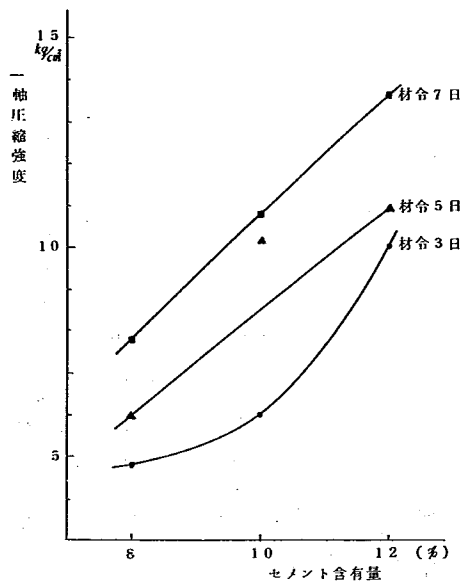


図-12 セメント含有量と一軸圧縮強度の関係

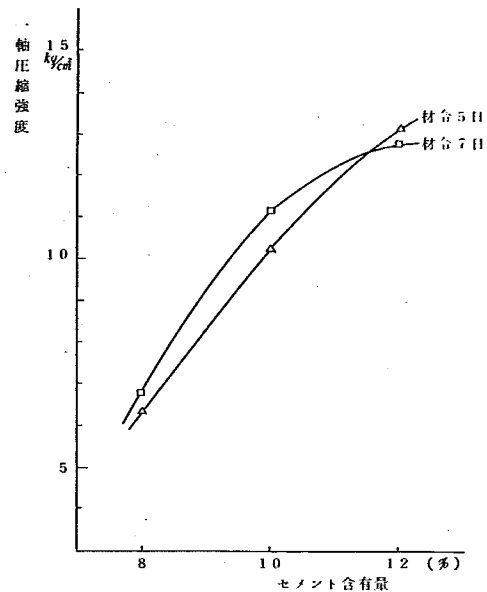


図-13 セメント含有量と一軸圧縮強度の関係 (水浸1日後の試料による)

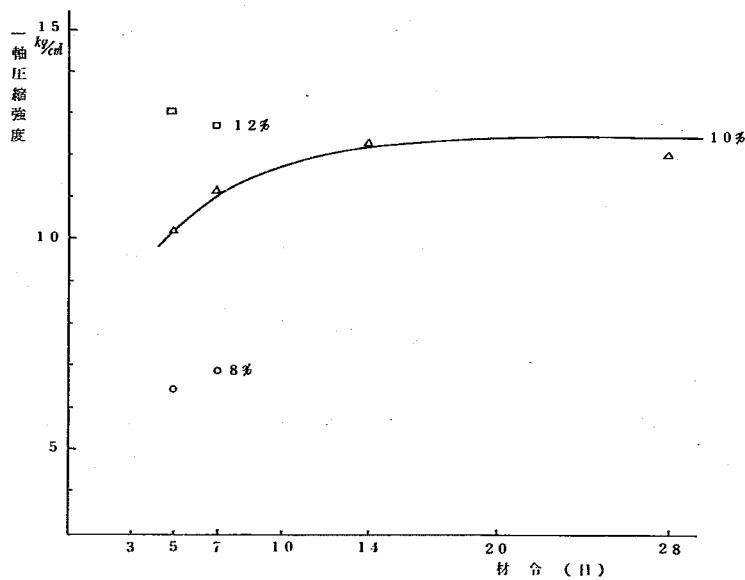


図-14 材令と一軸圧縮強度の関係 (水浸1日後の試料による)

5. 実 験 結 果

5-1) 水位観測結果

5-1-1) 47年度実験

図-15に砂のみの場合の、また図-16にベントナイト止水壁を施した場合の水
位一定の非定常浸透実験結果を示す。図-15, 16にはベントナイト止水壁の効果
が明瞭に示されている。

5-1-2) 48年度実験

各測定地点における水位と時間の関係を示したのが図-17である。第14地点に
おいては水位の上昇が全く観測されなかったため図-17には示されていない。図-18
はA-A断面(図-2参照)における浸潤線である。水位計の構造上フロート長の半
(15.5 cm)以下の水位変動は記録不可能であるが、止水壁直後にある第5地点の
水位計が作動を開始したのが実験開始後18時間してからである。この時第1, 2
地点における水位計はすでに310 cmを記録している。図-17, 18より止水壁の
止水効果は充分あることが認められる。図-19にB-B断面(図-2参照)における
浸潤線を示す。理論的には図-19には水平面に平行な線が描かれるはずであるが両
端、特に第7地点における水位上昇が著しい。これはこの部分の止水壁が実験槽底
のコンクリートに完全に密着していなかったためである(底頂角部分)ことが堀削
の結果明らかになった。また図-18において第3~13地点における水位がほぼ
200時間で一定になった後、除々に降下しているのは実験槽底からの漏水による
ものと考えられる。

5-2) 堀削結果

48年度実験では水位観測終了後、止水壁両側の堀削を実施して止水壁の性状の観察を
行なった結果、以下の事実が明らかになった。

- 1) 写真-8に示すように止水壁は均一な材質をもち、厚さはほとんど一定であり表面
の凹凸はごくわずかである。
- 2) 写真-9に示すように止水壁表面は一律に厚さ1 cm程度のベントナイトフィルムで
覆われている。
- 3) ベントナイトは前述の様にフィルムとして存在し、その外部の砂中にはほとんど浸
透していない。

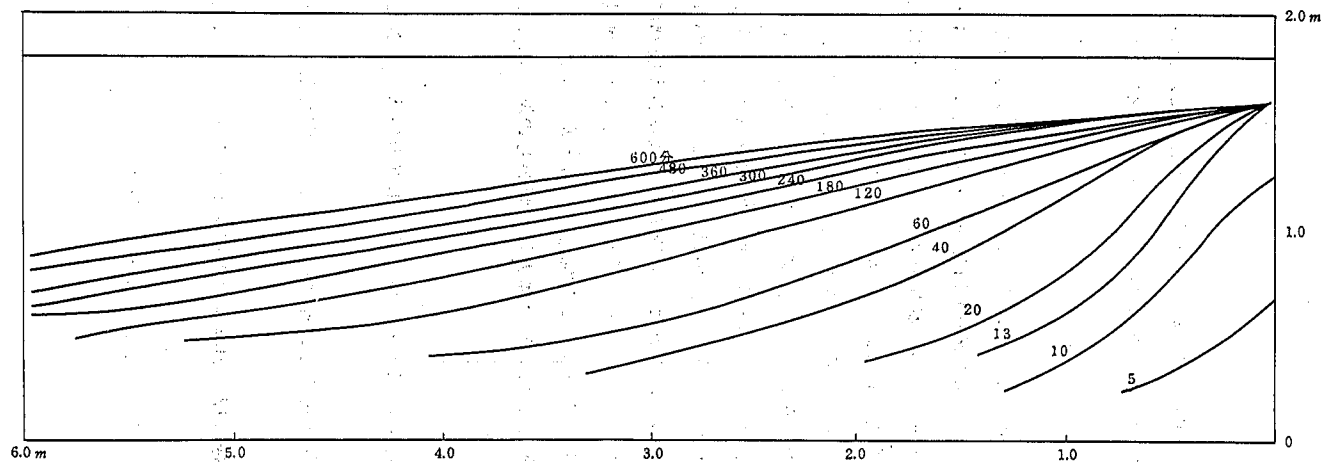


図 - 1 5 止水壁築造前の浸潤線

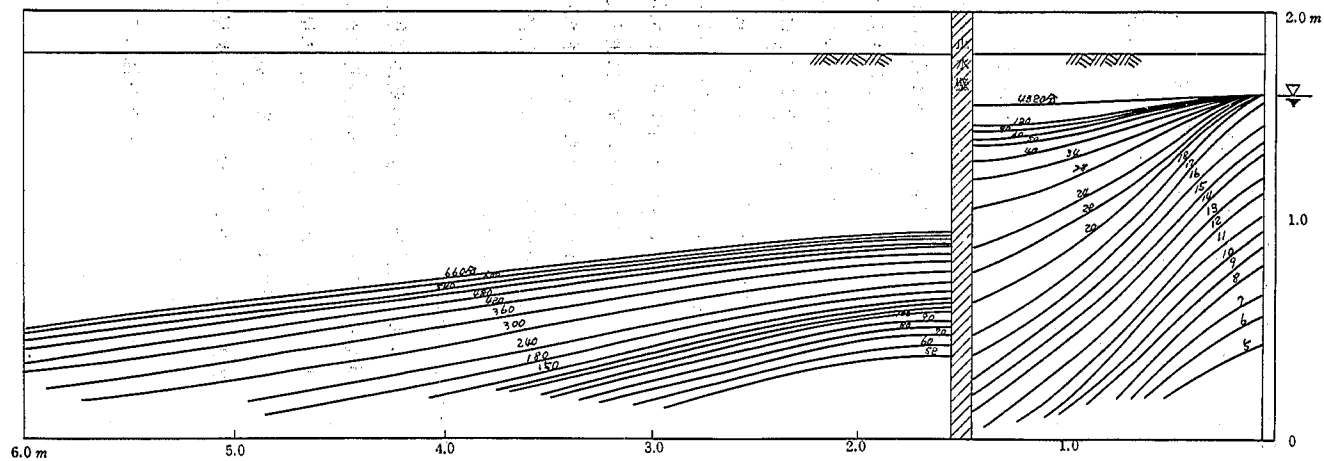


図 - 1 6 止水壁築造後の浸潤線

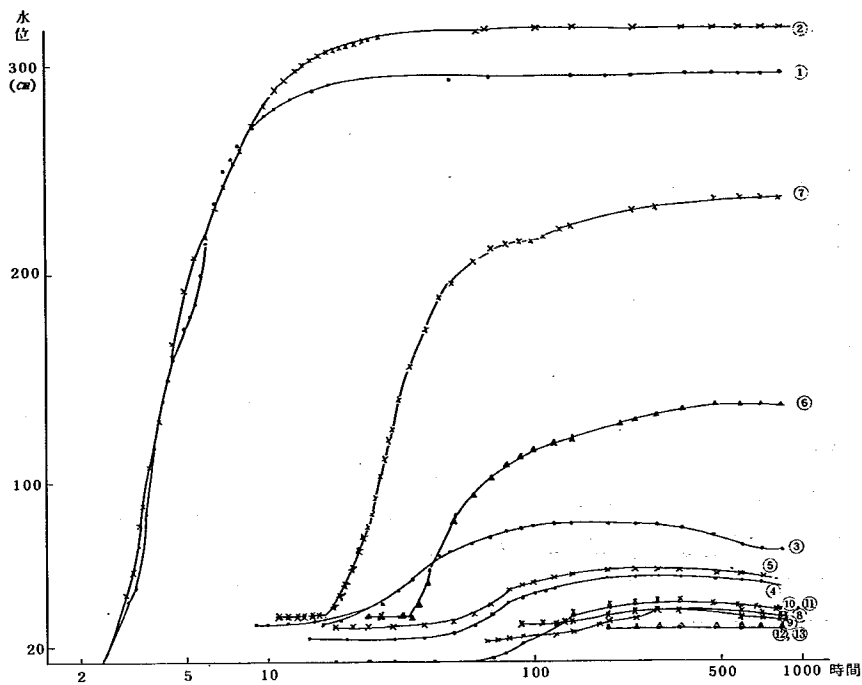


図 - 1 7 時間 - 水位曲線

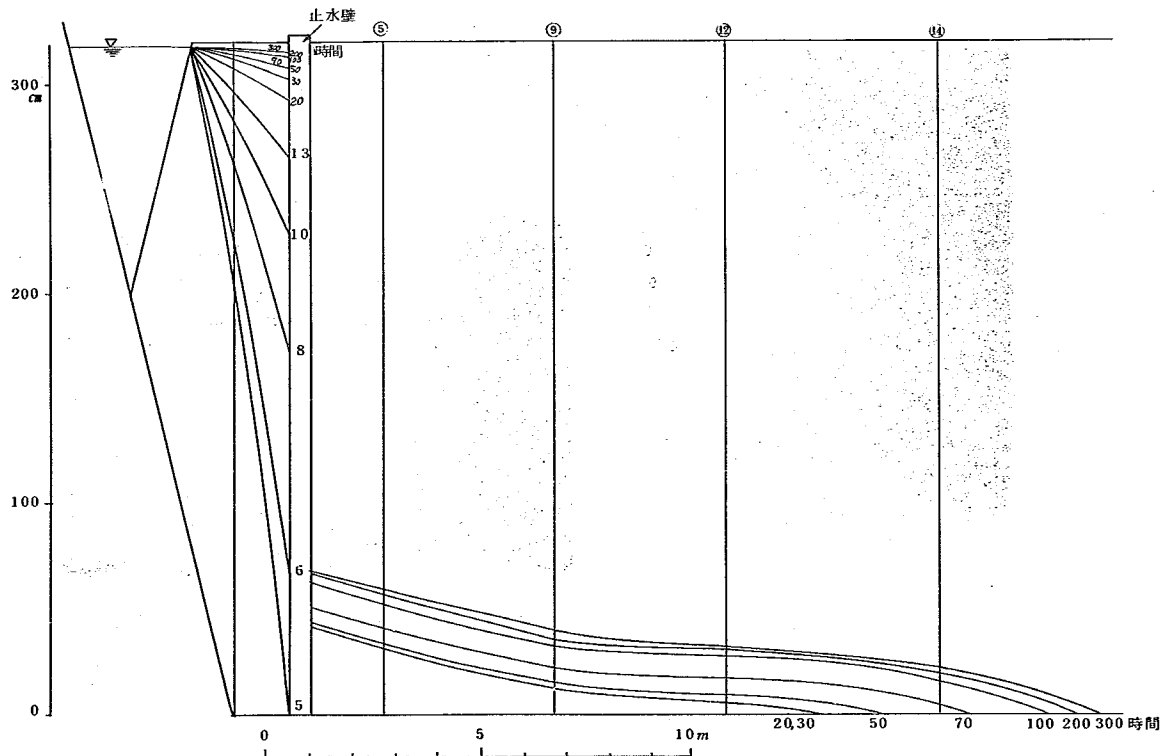


図 - 1 8 A - A断面における長潤線

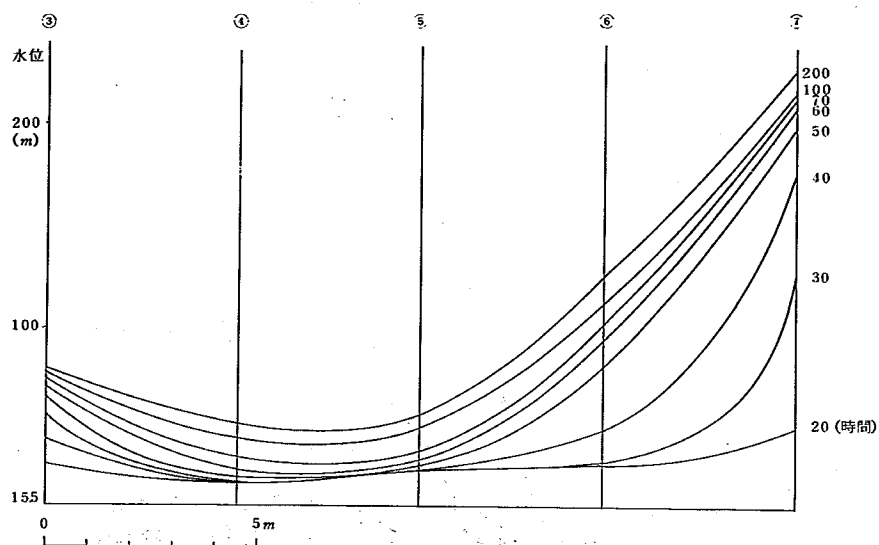


図-19 B-B断面における浸潤線

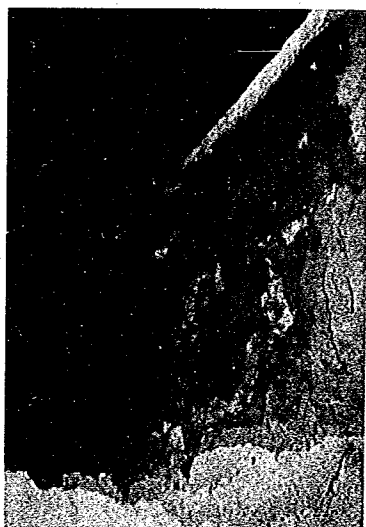


写真-8 完成した止水壁

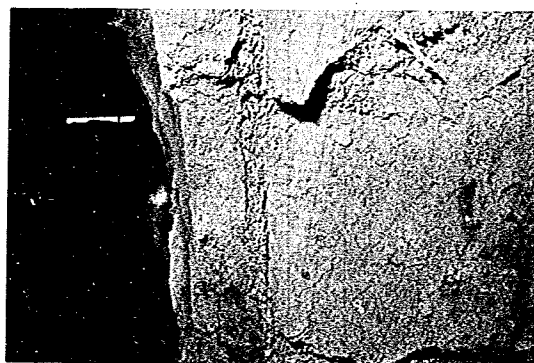


写真-9 止水壁表面を一様な厚さで覆うベントナイトフィルム（写真中央、左部は砂、右部は止水壁である）

6. 考 察

ベントナイトスラリーを満したトレンチの安定について考察することにする。

1) ベントナイトスラリーが壁面の安定におよぼす諸因子

ベントナイトスラリーが壁面の安定におよぼす諸因子について以下に列記する。

1-1) ベントナイトスラリーの泥水圧

(地下水が存在する時はスラリーと地下水の密度差)

1-2) ベントナイトフィルム形成による効果

すなわち膜として掘削壁面を覆い、泥水圧を地山に作用させる他、壁面に土粒子を拘束させるという役割を果たしていると考えられる。

1-3) 掘削土粒子混入による泥水密度増加

本実験は細粒物質をほとんど含まない粒度分布の悪い砂から成る地盤で実施したため泥水密度の増加は無視できる程度であったが、土質によってはこの効果をかなり期待できるものと思われる。Morgenstern, Amir-Tahmassed²⁾は掘削前1.08～1.09の密度であったものが掘削後1.28まで増加し、掘削を停止しても良好な懸濁状態を保っていた例を報告している。

1-4) ベントナイトスラリー自身の剪断強さ

この効果は前三者に比較すると無視できる程度のものであると思われる。

以上ベントナイトスラリーによる壁面安定化の諸要因について列記したが、ベントナイトフィルム形成の機構に関してVeder³⁾は電気泳動にその説明を求めている。彼の実験によるとベントナイトスラリーとそれによって支持されている地盤の間に3.25～4.2mVの電位差が存在し、ベントナイトスラリーが負に、これに接する地盤が正に帯電していることが確認された。したがってこの状態においてベントナイト粒子は+極(地盤)の方へ、水分子は-極(スラリー)の方へ移動する結果、スラリーと地盤との境界面でベントナイトフィルムが形成されるというものである。

2) ベントナイトスラリーを満したトレンチの安定についてベントナイトスラリー(以下泥水と呼ぶ)を満したトレンチの安定についてランキンの土圧論、およびMorgensternの式による検討を加える。

2-1) ランキン土圧による検討

2-2-1) 地下水の存在する場合

図-20に示すように地下水位が地表面下 H_1 に存在する非粘性土地盤において、泥水位を地表面に保って深さ $(H_1 + H_2)$ のトレンチを掘削したものと仮定する。

土圧、水圧、泥水圧をそれぞれ P_s 、 P_w 、 P_b とすれば以下の諸式が成立する。

$$P_s = \left(-\frac{1}{2} \gamma H_1^2 + \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2} \gamma' H_2^2 \right) \frac{1}{N_\phi}$$

ただし γ' : 水中単位重量

$$N_\phi : \text{流動値} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2$$

ただし γ_w : 水の単位体積重量

$$P_b = \frac{1}{2} \gamma_b (H_1 + H_2)^2$$

ただし γ_b : 泥水密度

上式に今回実施した実験における定数 $\gamma = 1.62$, $\gamma_b = 1.05$, $\gamma_w = 1.00$, $\phi = 35^\circ$ (N値より推定), および地下水がある場合として $H_1 = 0.55$, $H_2 = 2.7$ と仮定して代入すると以下の諸値を得る。

$$\begin{aligned} P_s + P_w &= \left(\frac{1}{2} \times 1.62 \times 0.55^2 + 1.62 \times 0.55 \times 2.7 + \frac{1}{2} \times 0.96 \right. \\ &\quad \left. \times 2.7^2 \right) \times 0.27 + \frac{1}{2} \times 1.00 \times 2.7^2 \\ &= 5.31 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_b &= \frac{1}{2} \times 1.05 \times (0.55 + 2.7)^2 \\ &= 5.55 \text{ t/m} \end{aligned}$$

したがってこの場合, 安全率 $P_s = 1.05$ となる。

2-1-2) 地下水の存在しない場合 (今回の実験に相当する)

$$P_s = \frac{1}{2} \gamma (H_1 + H_2)^2 \frac{1}{N_\phi}$$

$$P_b = \frac{1}{2} \gamma_b (H_1 + H_2)^2$$

上式に数値を代入すると

$$\begin{aligned} P_s &= \frac{1}{2} \times 1.62 \times 3.25^2 \times 0.27 \\ &= 2.31 \end{aligned}$$

$$P_b = 5.55$$

したがって地下水の存在しない場合, 安全率 $P_s = 2.40$ となる。

2-2) Morgenstern, N. の理論に基づく検討

砂地盤 (単位体積重量 γ , セン断抵抗角を ϕ とする。) 中において泥水堀削を行なっ

た際に図-21に示すようなすべり面が発生したとする。この土クサビの高さを H 、土中の地下水位を mH とし、トレンチ中の泥水位を nH 、泥水密度を γ_b とする。また図中において S はすべり面に沿って作用するせん断抵抗を、 N はすべり面に直角方向の反力を、 W は土クサビ重量を、 P は土クサビがすべり面上をすべり落ちないために必要な水平力をそれぞれ表わしているものとする。

図-21より土クサビに働く力の水平方向および鉛直方向のつりあいはそれぞれ下記のとおりである。

$$P + S \cos \alpha = N \sin \alpha \dots\dots\dots(2)$$

$$W = S \sin \alpha + N \cos \alpha \dots\dots\dots(3)$$

せん断抵抗 S は次式によって与えられる。

$$\begin{aligned} S &= N' \tan \phi \\ &= (N - U) \tan \phi \dots\dots\dots(4) \end{aligned}$$

ただし N' : すべり面に直角に働く有効圧

U : すべり面に作用する水圧

(1), (2), (3)式より

$$P = \frac{W(\sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi) + U \tan \phi}{\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi} \dots\dots\dots(5)$$

$$\text{ただし } W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \alpha$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w (mH)^2 \operatorname{cosec} \alpha$$

泥水圧 P_b は次式で表わせる。

$$P_b = \frac{1}{2} \gamma_b (nH)^2 \dots\dots\dots(6)$$

したがってトレンチが安定を保つためには

$$P_b > P \dots\dots\dots(7)$$

が成立しなければならない。

そこで上述の(5), (6)式に今回の場合 $H = 3.25$, $\gamma = 1.62$, $\gamma_b = 1.05$, $\gamma_w = 1.00$, $\phi = 35^\circ$, $n = 1$ を代入すると

$$W = \frac{1}{2} \times 1.62 \times 3.25^2 \times 0.521$$

$$= 4.46$$

$$U = \frac{1}{2} \times 1.00 \times 3.25^2 m^2 \times 1.127$$

$$= 5.95 m^2$$

$$P = \frac{4.46 \times (0.087 - 0.462 \times 0.7) + 0.7 \times 5.95 m^2}{0.462 + 0.887 \times 0.7}$$

$$= 2.32 + 3.84 m^2$$

$$P_b = 5.55$$

$$P_b/P = \frac{5.55}{2.32 + 3.84 m^2} \dots\dots\dots(8)$$

(8)式を図示したのが図-22である。図-22より泥水密度、泥水位を一定にした場合地下水位がスラリートレンチの安定に与える影響が大であることがわかる。なお今回の実験の場合は $m=0$ であるから $P_b/P=2.39$ となり(7)式を満足している。また地下水位が地表面下55cmに存在する場合 $m=0.83$ を(8)式に代入すると $P_b/P=1.12$ となり(7)式を満足している。図-22より m が1に近づくほどトレンチの安定は保たれなくなることがわかる。しかし前述のようにトレンチの安定に影響をおよぼす因子としてはベントナイトフィルム等が考えられ、Veder, C³⁾は地下水位が地表面すれすれ($m=9.8$)の場合、すなわち泥水圧が(土圧+水圧)より小さい場合でもトレンチが安定に保たれている例を報告している。

以上、ランキンの土圧論、Morgenstern の理論式を用いてトレンチの安定に関して検討を行なった結果、泥水圧(泥水位、泥水密度)および地下水位がトレンチ安定上の重要な要素であることが判明したが、それに加えて壁面に形成されるベントナイトフィルム、その他電気化学的な力もトレンチ安定上の何らかの要素として働いていると考えられる。

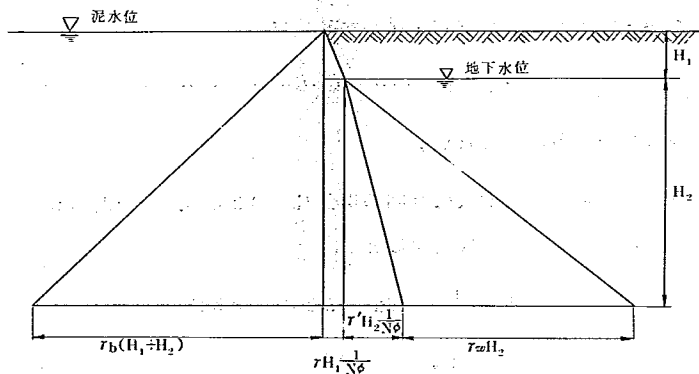


図-20 壁面に作用する力

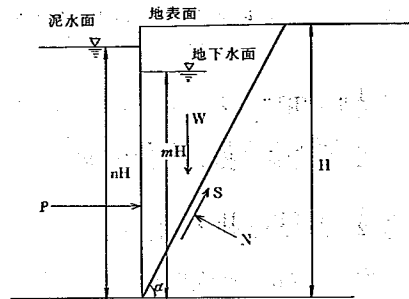


図-21 壁面およびすべり面に作用する力のつりあい

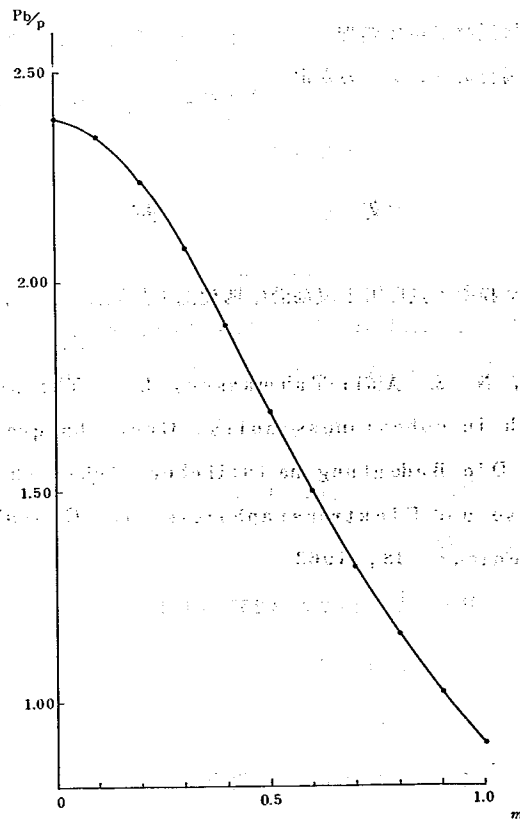


図-22 安全率と m の関係

7. 結論および問題点

47年度、48年度に実施したスラリートレンチ工法に関する実験の結果を要約すると下記のとおりとなる。

- (1) 砂地盤でもベントナイトスラリーを使用することによってトレンチ掘削は可能である。
- (2) スラリートレンチ工法によって築造した止水壁は均一な厚さをもち、止水効果も充分である。
- (3) 止水効果については透水係数の異なる埋戻し材を使用することによって任意に選択できる。

また、現場で実際に施工する際、今後に残された問題点としては以下の諸点があげられる。

- (1) 掘削機械の選定
- (2) 泥水位を一定に保つ方法
- (3) 大量の泥水の迅速な製造方法
- (4) 埋戻しに伴う排泥の迅速な処理
- (5) 地下水位の高い場合のトレンチの安定

文 献

- 1) 木曾川下流工事々務所：長良川下流部沿岸地盤漏水対策について、第24回技術研究報告
論文集 1970
- 2) Morgenstern, N. & Amir-Tahmassebi, L. : The stability of a
slurry trench in cohesionless soils. Geotechnique vol 15, No 4, 1965
- 3) Veder, C. : Die Bedeutung natürlicher elektrischer Felder für
Elektroosmose und Elektrokathodenschutz in Grundbau.
Der Bauingenieur 38, 1963