

【資料3】

桑名郵便局の地盤データ資料

桑名郵便局庁舎新築敷地地盤調査工事

報 告 書

昭和 49 年 1 月

株 式 会 社
応用地質調査事務所
名古屋事務所

目 次

1. まえがき	1
2. 調査地周辺の地形及び地質概要	4
3. 調査結果	7
3-1. ポーリング結果	7
3-2. 標準貫入試験結果による実測N値の補正について	11
3-3. 土質試験結果	13
3-4. 現場透水試験結果	16
4. 基礎に対する検討	19
4-1. 地下水の問題について	19
4-2. 基礎形式及び地盤支持力について	26
5. あとがき	34

○ 折込み附図

・ 調査地点案内図 縮尺 1:10000

・ 濃尾平野及び周縁部地質概要図

○ 調査結果資料集

・ 現場透水試験結果集

・ 土質試験結果集

・ 地質柱状図集

・ 現場写真集

○ 附 図

附図-1. 調査地点位置図 縮尺 1:300

附図-2. 地質断面図 縮尺 橫 = 1:400

 縦 = 1:200

1. まえがき

此の度、国鉄関西本線の桑名駅より南東方向に約850m程行った所の桑名市中央町3丁目地内の中積平地上に面積26m×90mで4階建程度（地下1階案、地下なし案）の規模を有す桑名郵便局庁舎を新築する計画であるが、基礎に対する設計、施工上の検討を行うについて、敷地内の地質状況と併して地下室を設ける場合、地下水の処理が重要なポイントとなる。

このため、東海郵政局建築部の御依頼をうけて敷地内の地質状況を明らかにすると共に地下室を設ける場合の根切り底附近の地層を対象にして地盤の透水性を求めるため、今回地質調査を行った。以下に、その結果を御報告するものである。

- 調査件名：桑名郵便局庁舎新築敷地地盤調査工事
- 調査場所：三重県桑名市中央町3丁目
- 調査内容：今回実施した調査の内容は次のとおりである。

1) ポーリング出来高

ポーリング ケ所	実掘進長	標準貫入試 験実施回数	地下水位 GL-
No. 1	25.20m	27回	-0.45m
No. 2	25.50m	26回	-0.70m
No. 3	25.20m	27回	-0.70m
No. 4	25.30m	29回	-0.65m
No. 5	30.50m	31回	-0.50m
合計	131.70m	140回	-

2) 土質試験 一式

3) 現場透水試験 一式

4) Jis 適用試験項目

・標準貫入試験 Jis A 1219

・土質試験（物理試験） Jis A 1202～1206

○標高基準点：各地点の地盤高は敷地南々東方向のT字路交差中心部（調査地点位置図、現場写真集参照）を仮ベンチ（TBM ± 0.00m）として求めた。

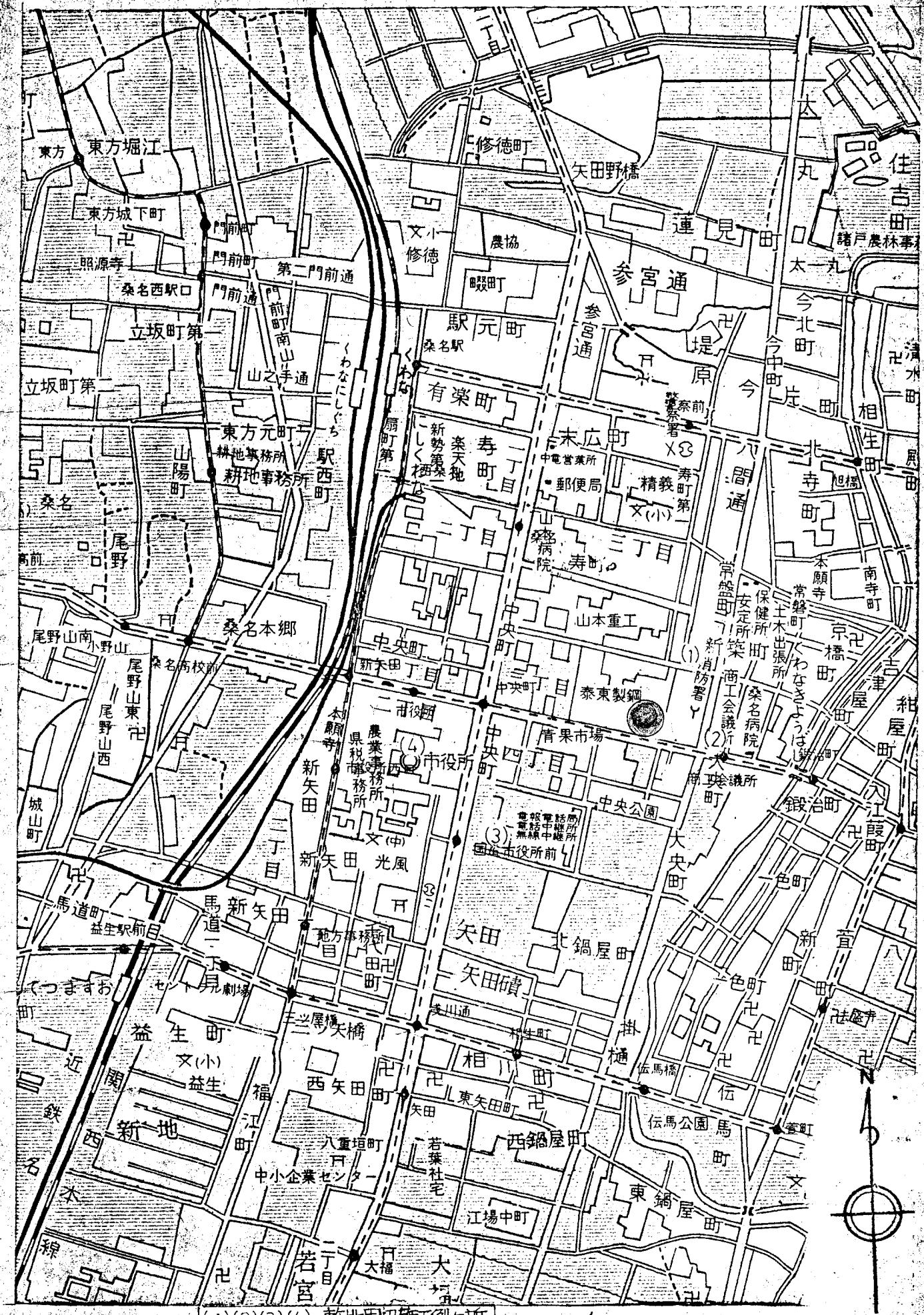
○調査担当 ①報告書作成：佐藤英次

②現場代理人：佐藤英次

③現場作業員：須川慶男、他2名

調査地案図

調査地



(1)(2)(3)(4) 敷地周辺施設例ケート

Scale 1:10,000

2. 調査地周辺の地形及び地質概要

本調査地は、国鉄関西本線の桑名駅より南東方向に約 850 m 程行った所で、濃尾平野南端の冲積平地上に位置している。

濃尾平野は、ほとんど冲積平地で構成されているため平野内には海拔高度の低い部分が大きく拡がり、海岸から約 37 km 程北方の大垣市街でも海拔 +5 m 内外にすぎない。

平野の境界は西、および北において急に平地から山地に移化し、部分的に沈水型山麓線を作っている。すなわち、西側は養老山脈の断層崖斜面が殆んど直接平地に臨み、北側では晩壯年型に開析された美濃山地の南縁が出入の多い沈水型山麓線を呈して平地に臨んでいる。

木曽、長良、揖斐川のいわゆる木曽三川は何れも平野部の西縁に偏して流れており、下流部では相接して養老山地の山麓線に平行に沿って北北西～南々東方向を示している。

調査地周辺は、養老山脈の南方にあたり、木曽三川（特に揖斐川）によって運ばれた土砂が堆積してきた冲積平地であるが、場所によって堆積様式が異なり層相変化に富む傾向もみられる。

すなわち、調査地周辺と揖斐川河口付近を対比してみると次のようにある。

①上部層

揖斐川河口付近ではところによってシルト質～粘土質となるが主として細～中粒の砂層からなるほか、しばしばこの砂層中にレンズ状に粘土の薄層や、あるいは砂礫層も挿有することがある。

これに対して調査地周辺では、暗灰～青灰色を呈す砂礫層、および砂層を主としており、ところどころシルト分、粘土分を混入したり、粘性

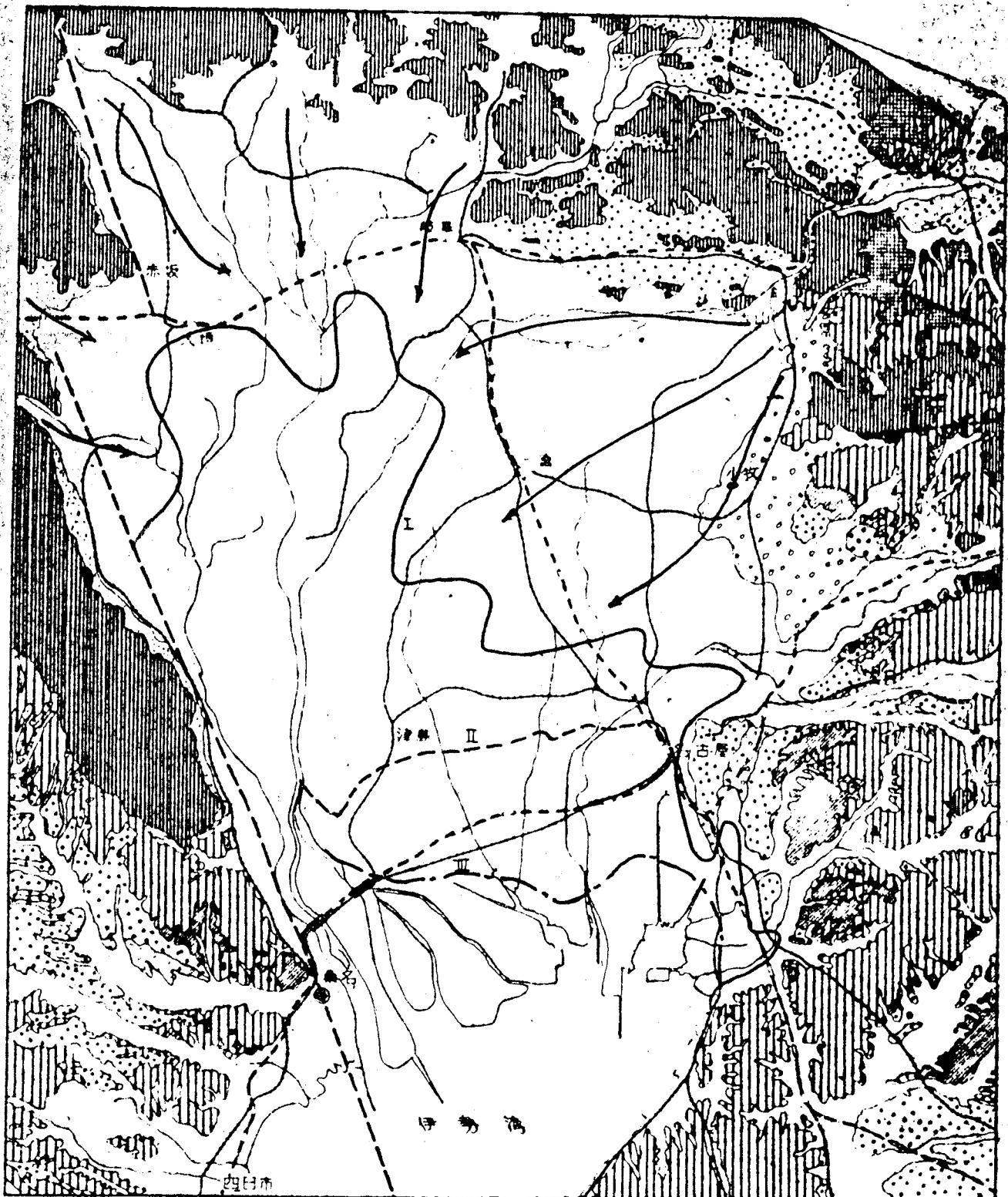
土層を挿有する。

(2) 下部層

揖斐川河口付近は主として粘性土層が厚く、ところどころに砂または、砂質土層をレンズ状に挿有し、最下部には時に砂層、又は礫混り砂層と粘性土層との互層状の部分もみられる。

調査地周辺では全般的には泥質ではあるが頻繁に砂層及び砂のレンズを挿有したり、砂質を呈すことが多く、上部層との境界も不鮮明となる場合が多いが、層中には、貝殻や腐植物を含む部分もところどころみられる。

I 新生期推定海岸線
 II 原史時代の陸化地域
 III 17世紀当時の海岸線
 ← 堆積物主要供給経路
 - - - 推定断万線



沖	古期扇状地堆積物	低位段丘堆積物	中位段丘堆積物	古
○	○	○	○	○
△	△	△	△	△
□	□	□	□	□

新	新	新
新	新	新
火成岩	花崗岩	變質岩
古期臺盤岩類 (古生層)		

湊川平野および周縁部地質概要図

3. 調査結果

今回の調査は、前にも述べたように郵便局舎を新築するに伴い、建物の基礎に対する設計、施工上の資料として敷地内の地質状況と併して地下水の状況を明らかにするため、敷地内 5ヶ所において深さ 25~30m のボーリングと、GL - 6.0 m 内外の地層を対象にした現場透水試験を実施したものであり、以下に各々の結果を述べる。

3-1 ボーリング結果

今回のボーリング結果については、巻末の調査結果資料集の地質柱状図、及び地質断面図に示したとおりであるが、敷地内の地質状況を大別すると次のようである。

①埋土層：層厚 0.9 ~ 1.5 m 内外で造成されている。

②冲積層

・最上部粘土層：旧表土層で標高約 - 2.1 ~ - 3.5 m 内外までの粘性土からなる。

・上部砂礫層：標高約 - 10.5 ~ - 14.9 m 内外までに分布する砂質土を夾有す主として砂礫層からなる。

・中部砂層：標高約 19.5 m 内外までに分布するところによつてシルト層あるいは砂礫層を夾有する主として細～中砂からなる。

・下部砂泥互層：標高約 19.5 m 内外以深に分布する砂層、シルト層及び砂礫層の互層からなる。

なお、標高 - 30 m 内外から洪積層に漸移している傾向もみられるが、今回のように 30 m 1ヶ所のデーターで区分することは困難であったため、ここでは冲積層として取扱った。

以下に各層毎に要約し地質状況を述べる。

①埋土層

全体に層厚 0.9 ~ 1.5 m 内外で、ガラ、礫あるいはコンクリート片、
鋳屑を混入した砂から造成されている。

②冲積層

○最上部粘土層

ほとんどが粘土またはシルト層で、不規則に径 1.5 % 以下の礫や砂分
を混入することが多く、ところによって砂勝ちとなる傾向もみられる。

また、しばしば少量の腐植物を含むこともある。

N 値はほとんど 3 以下を示す。

○上部砂礫層

暗灰色を呈す砂礫を主体とするが、全体に 1.0 ~ 2.0 m 内外の層厚を
有す砂質土層を介在している。

本層の主体をなす砂礫層は、最大礫径で 9.0 % 以上にも及ぶ玉石も稀
にみられるが、ほとんど径 2.0 % 以下の円~亜円礫が多く、マトリック
スもところによって少量の粘土分を混入するが、主に中粗砂からなる。

本砂礫層は、比較的含水量が多く、特に -8 m 以深では掘進途中で
10 l/min 内外の逃水もみられたほか、周辺のポーリングデーターなど
でも、水の多い地層とされている。

また、砂礫層中に挿有する砂質土層は、全体に径 1.5 % 以下の礫を散
在したり、あるいはシルト分、粘土分を混入することが多く、ところに
よって 1.0 cm 内外の粘土層をレンズ状に介在することもある。

砂礫の N 値では 4.0 以上を示すこともあるが、大部分は 1.0 ~ 3.0 の

範囲にある。

砂質土では、-4m以浅で5以下が多くそれ以上は、No.5付近で5内外を示すものの、ほとんど10内外を示すことが多い。

なお、上部砂礫層は北方から南方に向って漸次層厚を増す傾向にある。

○中部砂層

砂單一で分布することが稀であり、全体に径5~20%内外の円礫やシルト分を混入するほか、ところによって少量の腐植物、貝殻を含む主として細~中砂からなる。

本層には、No.2, 4地点でみられるようにしばしば、層厚0.7m内外の砂礫層や、0.7~2.3m内外の層厚で砂、礫を混入したシルト層を介在することもある。

N値は、砂で50以上や10~20の範囲を示すところもみられるが、ほとんど20~40の範囲が多い。

また、砂層中に介在するシルト層では、6~9の範囲にある。

○下部砂泥互層

砂質シルト、シルトや粘土混り砂及び砂礫の3層からなる。

砂質シルト層は全体的に径5~10%内外の角ばった礫を混入したり、ところによって腐植物、貝殻片を含むが、不規則に砂、や礫の混入が多く砂勝ちに漸移することが多い。

砂質土層は、径5~20%程の礫を混入する細中砂が主で、全体にシルト、粘土分を混入することが多い。

一方、砂礫層は、稀に径90%大の礫もみられるが、ほとんど径10

~20%内外の礫が多く、マトリックスには少量の粘土分もみられる中砂が主である。

N値は、砂質シルトで5~10の範囲を示すが、No.5地点の-29m付近では、22内外を示している。砂質土では17内外、砂礫層で40内外が多い。

3-2 標準貫入試験による実測N値の補正について

我が国では一般に30~50m内外に基礎の支持層が分布することが多く、この程度の深さまでは普通に標準貫入試験を行っている。

標準貫入試験の信頼できる深さは人によって15mくらいとか、あるいは30mが限度であるとか云われているが、通常30mくらいの深さまでは、実測値そのまま採用している。

A. E. Cummings は40m内外の深さでは標準貫入試験結果にあまり大きな影響はないが、60mになると信頼度は低下すると述べている。

また、40~50mの範囲で求められたN値と q_u 値とが比較的よく対応している例もあり、深い所でのN値の信頼度については、まだ充分に明らかとされていない現状である。

しかしながら、標準貫入試験方法を考えた場合、深い所では、ロッドの自重が増すことによる打撃効率の低下、ロッドの弾性、圧縮、バックリング、あるいは振動などによる打撃エネルギーの損失、およびロッドと孔壁との摩擦などが大きくなり、測定N値は深くなるにつれて過大に出る傾向となる。

従がってこれらの効率低下によって過大に出る測定N値は適切な方法で補正する必要が生ずることとなり、従来からいくつかの提案が示されている。

その1例は次のようである。

① 土質による補正

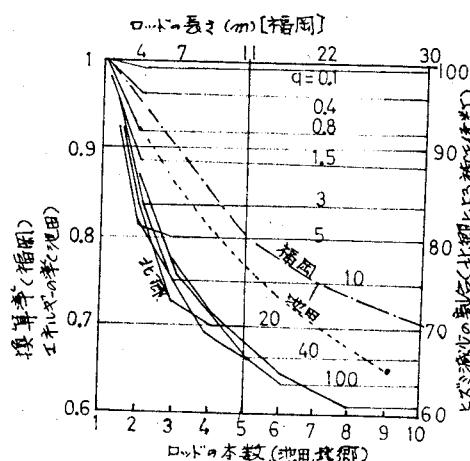
地下水水面下の極細砂またはシルト質細砂の場合には、透水性が低いためN値が大きくすぎる傾向があるので、N値が15以上の場合には、Terzaghi, Peckは次のような補正式を提案している。

$$N' = N + \frac{1}{2} (N - 15)$$

ここで N' : 補正 N 値 N : 測定 N 値

(2) ロッド長による補正

ロッドの長さが増すと N 値は弾性、変形、および地盤の性質などに



よって左右されて過大にでる傾向がある。

ロッドに加えられるエネルギーと貫入効率の問題について、福岡、北郷、池田及び竹中の研究があるが、それぞれのとりがける観点は幾分異なっているが左図にその結果を示す。

これらロッドの長さによって過大にでる N 値は、オランダ式二重管コーン貫入試験の q_c 値と N 値の関係を検討して、次のような補正式を提案している。

$$N' = N \left(1 - \frac{X}{200} \right) \quad N' : \text{補正 } N \text{ 値}$$

N : 測定 N 値

X : ロッドの長さ (m)

以上のはかにいくつかの提案がなされているが、今回は、①、②の補正式を用いて行い地質柱状図に対比した。

3-3. 土質試験結果

今回実施した土質試験は、敷地内に分布する沖積層の物理的な特性を明らかにするため、各地点から代表的な地層を6ヶづつ、計30ヶを選び各試験に供した。

その結果については、巻末の土質試験結果集に示したとおりであるが、以下に要約し各特性を述べる。

① 粒度特性

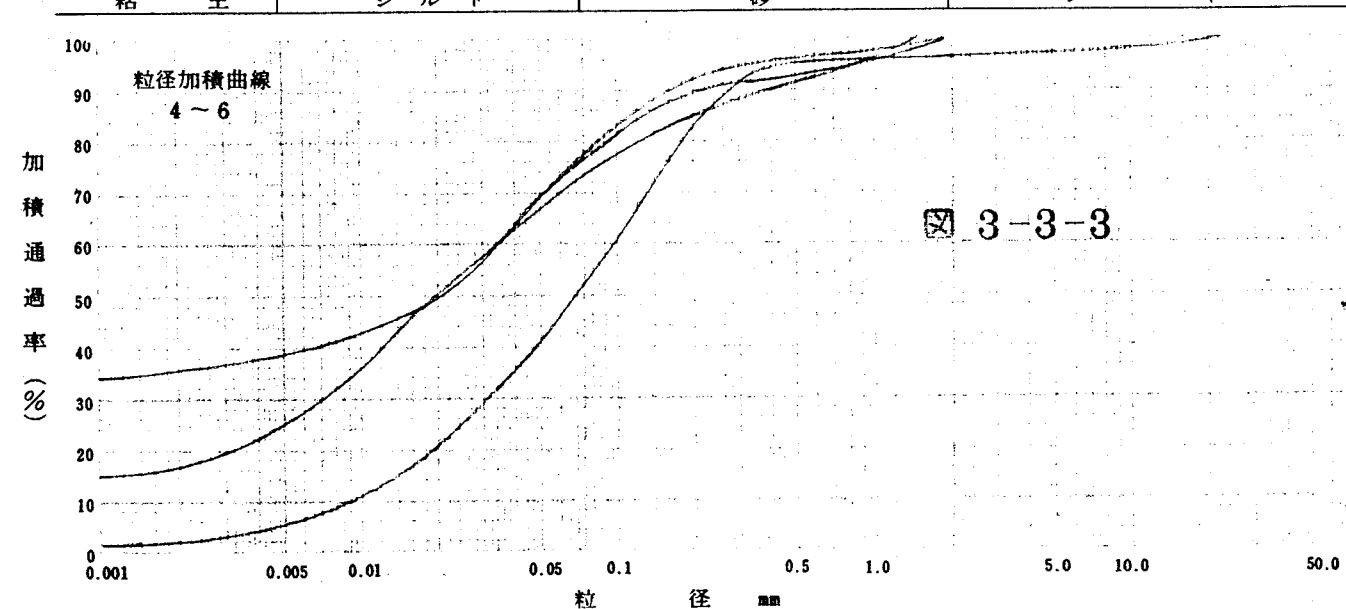
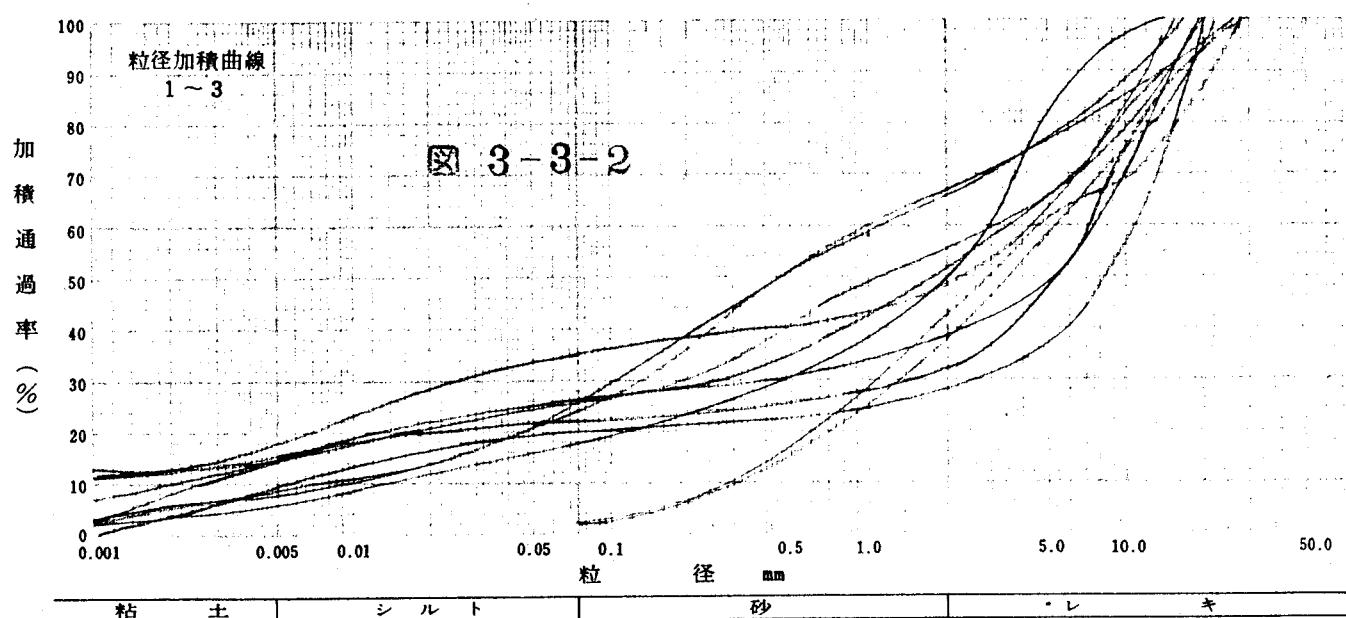
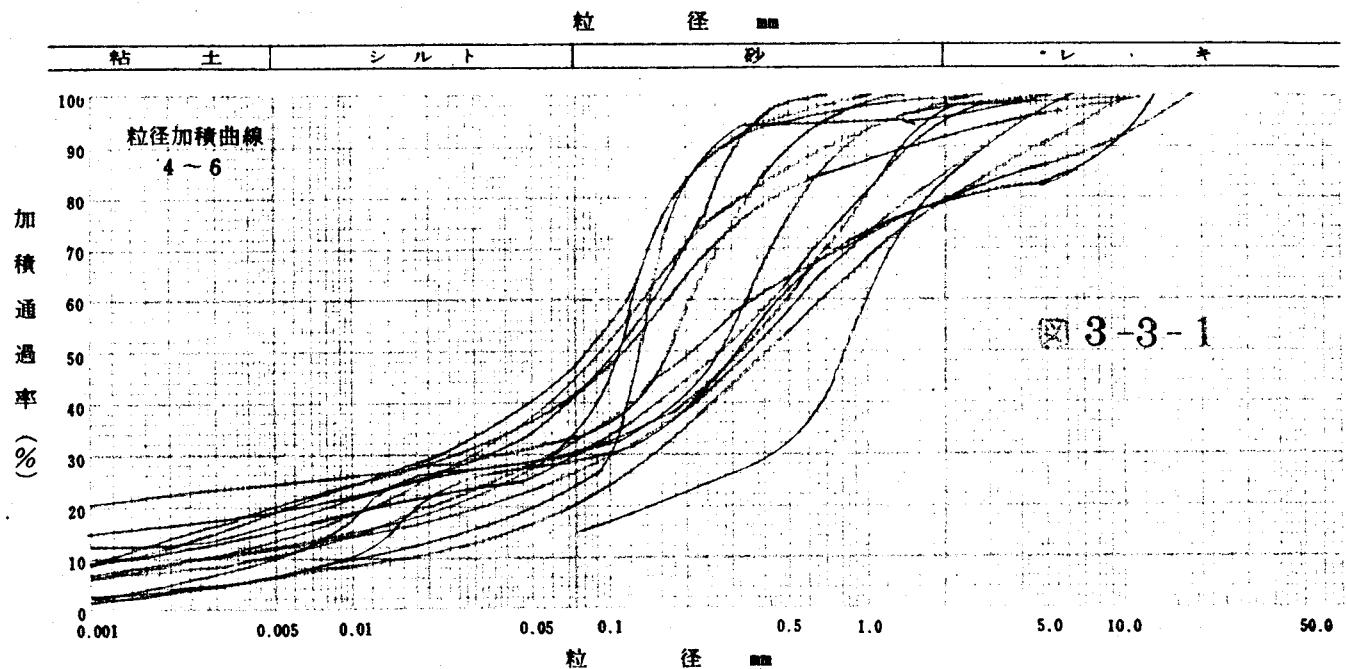
図3-3-1に砂、砂質土層の粒度カーブを示したが、図でも明らかのように、全般に粘土とシルト両者の含有が、20~30%内外、多い所で、40~50%あり、また、礫分の含有も多い所で20%内外みられる。このことは、地質柱状図などにも示したように、本敷地内に分布する砂層は、砂単一で分布することは稀であり、シルト、粘土分あるいは礫分を混入する傾向がある。

図3-2-2に砂礫層の粒度カーブを示す。図によると、全般に、シルト、粘土分の含有が、20~30%みられ、砂分の占める割合が少ないようである。

図3-3-3には粘性土層の粒度カーブを示したが、砂分の含有が多い所で50%内外、その他でも25%内外みられる。

特に、標高約20m以深に分布する粘性土層を対象にした粒度分布をみると、表3-3-1に示すように、シルト、粘土分両者の含有がNo.5地点で80%近いのに対して、No.1地点では、25%内外の含有のほか20程の礫分もみられる。このことは地質柱状図でも明らかのように、標高約-20m~-23m付近に分布する粘性土層は非常に不均質な状態にあることを物語っているようである。

粒度試験



ボーリングヶ所	No. 1	No. 3	No. 5
深 度 GL-m	21.00~21.30	23.00~23.30	22.00~22.30
礫 分 %	20.5	8.0	2.0
砂 分 %	53.5	51.0	20.0
シルト分 %	16.0	21.0	40.0
粘土分 %	10.0	20.0	38.0

表 3-3-1 GL-20~23m付近の粒度分布

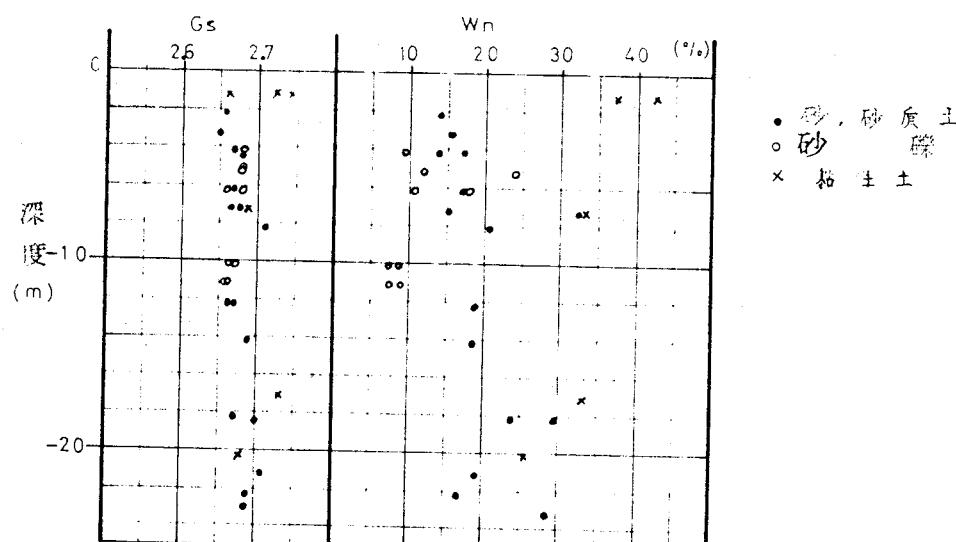
② 比重 (G_s)

図 3-3-4 に示したように各地層の比重は、砂、砂質土層では $G_s = 2.65 \sim 2.71$ 、砂礫層で、 $G_s = 2.66 \sim 2.68$ を、粘性土層では、 $G_s = 2.66 \sim 2.74$ の範囲を示しているが、各地層とも、 $G_s = 2.66 \sim 2.68$ の間に集中している。

③ 自然含水比 (W_n)

図 3-3-4 で明らかなように、砂、砂質土層の含水比は、ほぼ $W_n = 15 \sim 20\%$ 、砂礫層では $W_n = 7 \sim 15\%$ 、粘性土層では、 $W_n = 30 \sim 40\%$ の範囲をそれぞれ示している。

図 3-3-4



3-4 現場透水試験結果

現在計画中の庁舎に地下室を設ける案を採用する場合、当然地下水の処理対策が重要なポイとなる。このことから、基礎根切り深さ、GL-6m内外の地層を対象として地盤の透水性を求めるため、No.2, 3, 5の3地点を選び現場透水試験を行った。以下に、実施要項及び試験結果について述べる。

1) 試験孔の概要

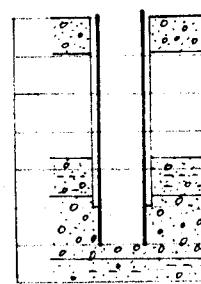
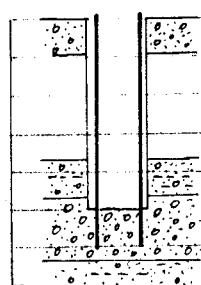


図-3-4-1

- 1) 測定深度より1.0m程上方までφ180mmのコアーチューブを使用し、標準貫入試験併用で掘削した後、測定深度まで6インチのドライブパイプ（内径φ152mm、外径φ165mm）を打設した。
- 2) 打設したならば、パイプ内の土砂を泥水にて排除した後、清水で繰返し洗浄を行った。

2) 試験方法

試験孔が完成した後、パイプ内の水を吸い上げて水位を低下させて時間と共に上昇する水位を平衡水位となるまで測定した。

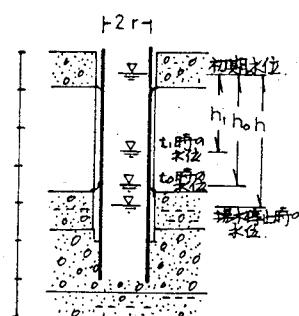
次に平衡水位になったならば、パイプ内に水を注入し、時間と共に低下してゆく水位を測定した。

水位の測定は、Np型水位計を用いた。

本測定器は、目盛付懸垂テープの先に取付けた検出器が水面に触れた時、ブザーが鳴って、テープ目盛から水位が読みとることが出来るもの

である。

3) 算定方法

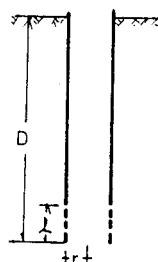


められる。

揚水によってパイプ内の水位を初期水位より低下させ、揚水を停止した後、 t_0 及び t_1 時間までに回復した水位をそれぞれ、 h_0 、 h_1 とすれば、パイプ底面付近における地盤の透水係数 (K) は、次式によって求められる。

$$K = \frac{2.3 \pi r^2}{E(t_1 - t_0)} \times \log \frac{h_1}{h_0}$$

ここで E は、パイプの半径と深度によって求まる係数であり、次式によって導びくことができる。



$$E = \frac{2 \pi r C \sqrt{\ell r} + r}{r_0 \log(D + \frac{\ell}{2})} \dots \dots \dots \quad ①$$

$r_0 = r$ とすれば

$$E = \frac{2 \pi (\sqrt{\ell r} + r)}{\ell \log(D + \frac{\ell}{2})} \dots \dots \dots \quad ②$$

$\ell = 0$ とすれば

$$E = \frac{2 \pi r}{\ell \log D} \dots \dots \dots \quad ③$$

で表わされる。

今回は、パイプ底面の場合であるため③を用いた。

3) 試験結果

今回は、No.2 孔で GL - 6.0 m の砂礫層、No.3 孔では GL - 5.5 m の

砂礫層、No.5孔でGL-6.0mの砂質土層を対象に試験を行ったもので、その結果の詳細については、巻末の現場透水試験結果集に示したとおりであるが、揚水法、注水法で得られた透水係数は表3-1に示したように、砂礫層は、揚水法で 10^{-2} オーダー、注水法でも 10^{-2} に近い 10^{-3} オーダーを示し、砂質土層においても揚水法で 10^{-2} に近い 10^{-3} オーダーを示し、注水法では 10^{-3} オーダーを示している。

ポーリング ケ所	測定深度 GL-m	地質名	透水係数 K cm/sec	
			揚水法	注水法
No.2	-6.0	砂 磨	1.3×10^{-2}	7.1×10^{-3}
No.3	-5.5	砂 磨	2×10^{-2}	9.5×10^{-3}
No.5	-6.0	シルト混り 中 砂	8.2×10^{-3}	4.1×10^{-3}

今回の試験結果からみると全体に揚水法が注水法に比べて大き目に出でる。

また、周辺のポーリング結果及び今回の掘進作業中の状況などから考えると、-8.0m以深に分布する砂礫層が、透水係数が大きいようである。

一般に今回実施したような単孔式の透水試験においては、幾分小さ目の透水係数となり勝ちである。すなわち、孔の底面付近の局部的な透水性を求めるものであるため、特に砂あるいは砂礫層を対象とする際には、泥水を使用することから、繰返し清水にて洗浄しても細粒土が孔内の水に懸濁している場合が多く、孔底に沈澱し求める透水係数が小さく算出されることになる。

4. 基礎に対する検討

現在庁舎の規模は、建物面積 $26m \times 90m$ の $2340m^2$ で次の 2 案を計画中である。

第 1 案：地下 1 階、地上 3 階

設計荷重 1 階当たり $1.2 t/m^2$ (基礎自重含まず)

根切り深さ GL - 6.0 m

第 2 案：地上 4 階、地下なし

設計荷重、第 1 案と同じ。

すなわち、第 1 案を採用するか否かは地下水の処理対策が重要なポイントになるわけであるため、以下に、地下水及び基礎地盤について検討を行う。

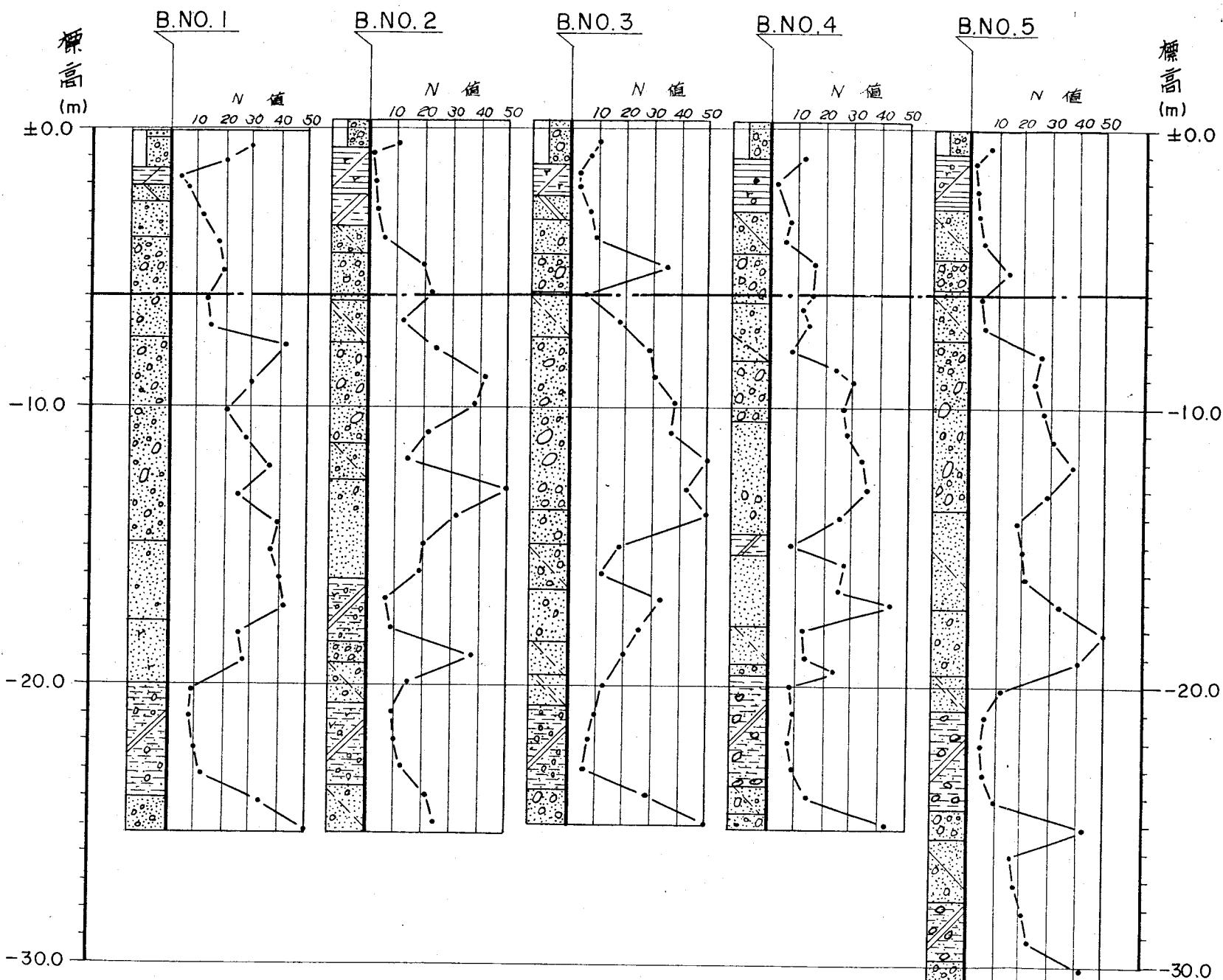
4-1 地下水の問題について

今回、No. 2, 3, 5 の 3 地点において、GL - 6.0 m 付近の砂礫層、及び砂質土層を対象に現場透水試験を実施し、前に述べたように砂礫層で 10^{-2} オーダー、砂質土層で 10^{-2} に近い 10^{-3} オーダーを示している。

周辺のボーリングデーターでは不透水層の対象となる粘性土層の分布は層相変化が著しく場所によって不規則であるが、図 4-1 にみられるように、敷地全体に標高 - 20.5 m 内外より、ところによって砂勝ちにはなるが、砂質シルト層が分布しており、一応、不透水層の対象と考えて次に、掘削に伴なって生ずる排水量を検討する。

排水量を算定する場合、帶水層全体の平均的な透水係数を求めるべきであるが、ここでは、今回実施した現場透水試験結果で得られた、 $2 \times 10^{-2} cm/sec$ を代表値として採用する。

図 4-1



建物の規模

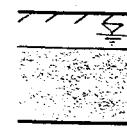
1案 地下1階、地上3階

2案 地下なし 地上4階

・面積 $90m \times 26m = 2,340m^2$

・地下根切り深さ -6.0m

・荷重 1階当たり $12kN/m^2$ (基礎盤自重含ます)



-20.50

不透水層

4-1-1 排水量の算定

排水量の試算に当っては、井戸の計算式である次式を用いる。

①定常流の場合（ティームの式）

$$Q = \frac{\pi K (H^2 - h^2)}{2.31 \log \frac{R}{r_0}} \quad (4-1-1)$$

②非定常流の場合（タイスの式）

$$Q = \frac{S 4 \pi T}{W(u)} \quad (4-1-2)$$

$$u = \frac{R^2 \lambda}{4 T t} \quad (4-1-3)$$

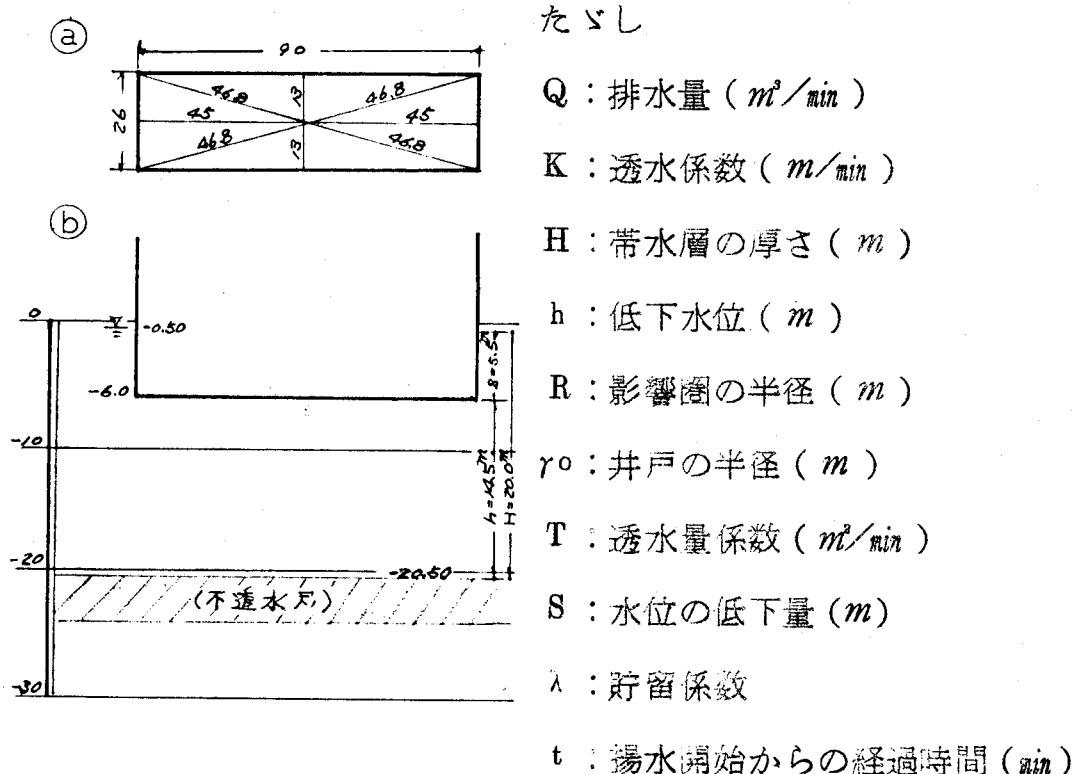


図-4-1-1

ここで、井戸の半径 (r_0) は、掘削域 $26\text{m} \times 90\text{m}$ を 1 つの井戸と考えて、中心より掘削周辺の各対数の平均値をとる。（図 4-1-1）

(a)の参照)

$$\log r_0 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \log r_i \dots \dots \dots \quad (4-1-4)$$

$$\therefore \sum_{i=1}^8 \log r_i = \log 4.5 + \log 4.6.8 + \log 1.3 + \log 4.6.8 + \log 4.5 + \log 4.6.8 \\ + \log 1.3 + \log 4.6.8$$

$$r_0 = 33.7 m$$

となり、 $r_0 = 34 m$ とする。

影響圏半径(R)は、Sichardtの公式

$$R = 3000 S \sqrt{K} \quad (m) \quad \dots \dots \quad (4-1-5)$$

から求める。

$$K = 2 \times 10^{-2} \text{ cm/sec} = 2 \times 10^{-4} \text{ m/sec}, \quad S = 5.5 m \text{ とすれば、}$$

$$R = 3000 \times 5.5 \times \sqrt{2 \times 10^{-4}} = 233 m$$

となり、 $R = 250 m$ とする。

したがって、帯水層の厚さ(H)を $20 m$ 、低下水位(h)を $14.5 m$ 、透水係数(K) $= 1.2 \times 10^{-2} m/min$ 、井戸の半径(r_0)を $34 m$ 、影響圏半径(R)を $250 m$ とすれば、定常流の場合の排水量は、 $4-1-1$ 式より

$$Q = \frac{\pi K (H^2 - h^2)}{2.3 \log \frac{R}{r_0}} \\ = \frac{3.14 \times 1.2 \times 10^{-2} \times (20^2 - 14.5^2)}{2.3 \times \log \frac{250}{34}} \\ = 3.59 m^3/min = 3.6 m^3/min$$

次に、前記の影響圏半径(R)は概念的な値をとったので、改めて非定常流式、(4-1-2)式及び、(4-1-3)式により、井戸の中心

から水位低下量が $0.01 m$ となる点までの距離を求める。

$$S = \frac{Q}{4\pi T} \cdot \lambda W(u)$$

$$u = \frac{R^2 \lambda}{4\pi t} \quad \therefore R = \sqrt{\frac{4Tt}{\lambda}}$$

ここで、 $Q = 3.6 m^3/min$ $T = KH = 1.2 \times 10^{-2} \times 20 m = 2.4 \times 10^{-1} m^3/min$ $\lambda = 0.15$ とおけば

$$W(u) = \frac{S 4\pi T}{Q} = \frac{0.01 \times 4 \times 3.14 \times 2.4 \times 10^{-1}}{3.6}$$

$$= 8.4 \times 10^{-3}$$

図 4-1-2 の井戸関数から

$$u = 3.4 \quad t = 30 \text{ 日} = 43200 \text{ 分}$$

図 4-1-2 井戸関数

とすれば

$$R = \sqrt{\frac{4 \times 2.4 \times 10^{-1} \times 43200}{0.15}} = 530 m$$

$R = 530 m$ を用いて Q を再算出すると

$$Q = \frac{3.14 \times 1.2 \times 10^{-2} \times (20^2 - 14.5^2)}{2.3 \log \frac{530}{34}} = 2.6 m^3/min$$

この $Q = 2.6 m^3/min$ は定常流状態となった場合の排水量であるから、初期排水量としてはこの 2 ~ 3 倍のすなわち、 $Q' = 5.2 \sim 7.8 m^3/min$ となる。

一方、非定常流の場合について計算すると次のようになる。

掘削域の外周で揚水を行い、中心部の水位を $-6.0 m$ まで低下させる

に必要な排水量Qは(4-1-2)式及び(4-1-3)式を用いれば、
以下のようである。

掘削域外周から中心までの最遠距離は、46.8mであるから、影響圏半径Rを50mと考える。また、揚水時間は、 $t = 30\text{日} = 43200\text{分}$ 、 $T = KH = 1.2 \times 10^{-2} \times 20\text{m} = 2.4 \times 10^{-1}\text{m}^3/\text{min}$ 、 $\lambda = 0.15$
 $S = 5.5\text{m}$ とすれば、

$$Q = \frac{S 4 \pi T}{W(u)}$$

$$u = -\frac{R^2 \lambda}{4 T t}$$

$$\therefore u = \frac{50^2 \times 0.15}{4 \times 2.4 \times 10^{-1} \times 43200} = 9.0 \times 10^{-3}$$

図4-1-2の井戸関数から $W(u) = 4.3$

$$Q = \frac{5.5 \times 4 \times 3.14 \times 2.4 \times 10^{-1}}{4.3} = 3.86 \approx 3.9\text{m}^3/\text{min}$$

ただし、ここで注意しなければならない点は、現場透水試験の項でも述べたように、一般にパイプ底面の地盤を対象にして透水性を求める場合、実際の値よりも幾分小さ目に出ることが多いため、現場透水試験の結果によって算出する排水量は少な目に出る傾向が強いことを充分考慮しなければならないが、ここでの排水量計算結果、必要排水量Qは、一応、 $Q' = 8\text{m}^3/\text{min}$ 程度とする。

4-1-2 ウェルポイント工法

前項で計算した水量から判断して、排水工法としては、ウェルポイント工法を採用することになる。

①ポンプ台数の決定

表 4-1-1

ヒューガルポンプ排水量と馬力

口 径	排 水 量	所 要 馬 力
3"	0.5 m³/min	5 HP
4"	1.0 "	7.5
5"	2.0 "	15.0

排水工に必要となるポンプの台数を求めるについては、初期排水量を定常流となった場合の 2 ~ 3 倍の水量を処理するものとして、公称吸水能力の 70 ~ 80 % をみて、次式によつて算定している。

$$N = \frac{3Q}{0.7E}$$

N : ポンプ台数

Q : 計算で求められた排水量 (m³/min)

E : ポンプ公称排水量 (m³/min)

したがつて、前項で算定した初期必要排水量 $Q = 8 \text{ m}^3/\text{min}$ とし、口径 5" のヒューガルポンプ使用とすれば、ポンプ台数 N は、

$$N = \frac{8}{0.7 \times 2.0} = 5.7 = 6 \text{ 台}$$

(2) ウェルポイント本数及び間隔の決定

ウェルポイント 1 本当りの吸水量は真空度、透水係数、低下水位の深さなどによって異なるが、概略の値は $K = 10^{-4} \sim 10^{-1} \text{ cm/sec}$ に対して吸水量 q は、 $q = 10 \sim 70 \text{ l/sec}$ としてよいとされており、必要本数 n は、

$$n = \frac{3Q}{q}$$

Q : 計算によって求められた排水量 (m³/min)

q : 1 本当りの吸水量 (m³/min)

で求まり、打設間隔 a は、次で算出できる。

$$a = \frac{L}{n}$$

L : ヘッダーパイプの全長 (m)

たゞし $0.5 \text{ m} < a < 2.0 \text{ m}$

したがって、初期排水量 Q を $Q = 8 \text{ m}^3/\text{min}$ とし、ウェルポイント ($1\frac{1}{2}''$)
1本当りの吸水量 q を、 $q = 0.03 \text{ m}^3/\text{min}$ と仮定すればウェルポイント
の必要本数 n は、

$$n = \frac{8}{0.03} = 266.6 = 267 \text{ 本}$$

となり、打設間隔 a は、ヘッダーパイプを掘削外周より 1 m の位置に設
置すれば、延長 L は 240 m となり、間隔 a は

$$a = \frac{240}{267} = 0.90 \text{ m}$$

となる。

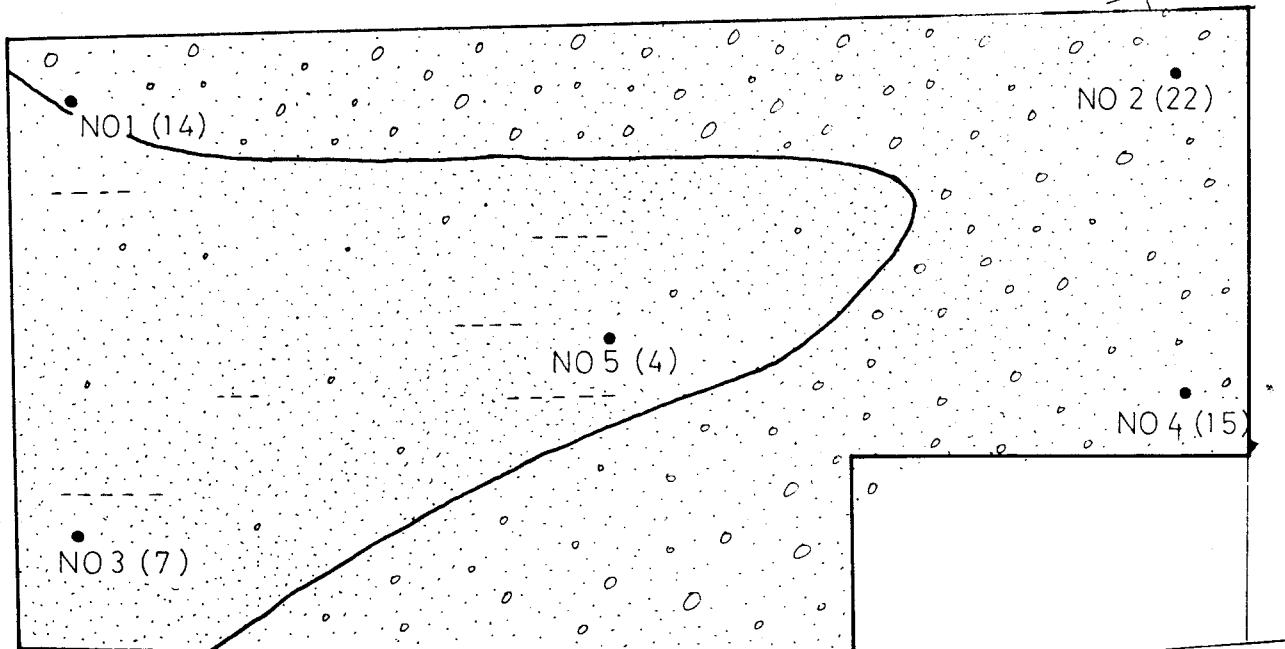
4-2 基礎形式及び地盤支持力について

①地下室を設ける場合

地下1階の根切り深さを $G L - 6.0 \text{ m}$ とすれば、基礎底面付近の地盤
は、冲積層の砂礫層と砂質土層が対象となる。

図 4-2-1 - 6.0 m 付近の水平断面図

(カッコ内の数字は N 値) 縮尺 1:600



この地層の特性については前に述べたとおりであるが、図4-2-1に示すようにところによって粘性土をレンズ状に介在する傾向のある砂質土層が敷地の南東部に存在し、その他は砂礫層となる。N値は4内外を示すところもみられるが、ほとんど10~20内外を示すことが多い。したがって、基礎形式としてはペタ基礎を採用が考えられることから、次に地盤支持力を算定する。

算定に当って、GL-6.0mを中心とした上下2m間のN値の分布状況から設計N値を求ることにする。

表4-2-1 N値測定結果(GL-6.0mを対象とした場合)

深度 ボーリング ヶ所	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	
4m	18	5	9	5	5	平均N値 $\bar{N} = 16.0$
5m	20	19	35	16	14	不偏分散 $S^2 = 18.63$
6m	14	22	7	15	4	$S = 4.3$
7m	15	12	18	14	5	で変異係数は $4.3 / 16$
8m	42	24	29	8	26	26.9%である。
平 均	21.8	16.4	19.6	11.6	10.8	16.0

X _i	(X _i - \bar{X})	(X _i - \bar{X}) ²
21.8	+5.8	33.64
16.4	+0.4	0.16
19.2	+3.6	12.96
11.6	-4.4	19.36
10.8	-5.2	27.04
		93.16

$$93.16 / 5 = 18.63$$

表4-2-1に示すように、GL-6.0mにおける平均N値は、 $\bar{N}=16.0$ であるが、設計N値としては、安全側であるNo.5地点の $N=10.8$ を採用することにする。

内部摩擦角(ϕ)とN値との関係をあらわすものとしては、いろいろの提案がなされているが、ここでは、大崎の $\phi=\sqrt{2.0N}+1.5$ 式を使うことになると

$$\phi=\sqrt{2.0 \times 10.8}+1.5=29.7$$

となる。

したがって、Terzaghiの公式を用いて地盤支持力を算定すると、以下のようになる。

$$q_a = \frac{1}{3} (\alpha CN_c + \beta \gamma_1 BN_r + \gamma_2 D_f N_q) \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

①式において支持地盤が、砂礫、砂質土層が対象となるため、 $C=0$ となり、

$$q_a = \frac{1}{3} (\beta \gamma_1 BN_r + \gamma_2 D_f N_q) \dots\dots\dots \textcircled{2}$$

となる。

内部摩擦角(ϕ)が29.7とすれば、支持力係数 $N_r=6.4$ 、 $N_q=11.7$ となる。

また、 γ_1 、 γ_2 はいずれも水中重量をとて $0.8 t/m^3$ する。

$\beta = 0.5 - 0.1 \frac{B}{L}$ 式より、 $B=2.6 m$ 、 $L=9.0 m$ であることから、

$$\beta = 0.5 - 0.1 \frac{2.6}{9.0} = 0.47$$

となり、根切り深さ、 $D_f=6.0 m$ とすれば、

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{3} (0.47 \times 0.8 \times 2.6 \times 6.4 + 0.8 \times 6.0 \times 11.7) \\ &= 39.6 t/m^3 \end{aligned}$$

となる。

ここで、敷地が市街地であることから将来隣接地において地下掘削の行なわれることを予想して、第2項、すなわち、 Df の項を $\frac{2}{3}$ とすれば

$$qa = 33.5 \text{ t/m}^2$$

となる。

しかし、Terzaghi の公式によってベタ基礎のように基礎幅 (B) の大きい場合の支持力を算定すると、非常に大きな値が得られることから、一般的にベタ基礎の様な場合には、沈下量をもとにして求める許容地耐力 (q_s) をもって地盤地耐力としていることから、ここでも許容地耐力を求めることにする。

$$q_s = Sa (1.36\bar{N} - 3) \left(\frac{B+0.3}{2B}\right)^2 (0.5 + \frac{DW}{2B}) + \gamma_2 Df \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 $Sa = 5 \text{ cm}$, $\bar{N} = 10.8$, $Df = 6.0 \text{ m}$, $B = 2.6 \text{ m}$, $\gamma_2 = 0.8 \text{ t/m}^3$,

地下水位が基礎底面より上方にあるため $DW = 0$ とすれば、

$$\begin{aligned} q_s &= 5 (1.36 \times 10.8 - 3) \left(\frac{2.6+0.3}{2 \times 2.6}\right)^2 (0.5 + 0) + 0.8 \times 6.0 \\ &= 12.3 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

となるが、隣接地の掘削を予想して Df の項を $\frac{2}{3}$ 程度としても

$$q_s = 10.7 \text{ t/m}^2 \text{ となる。}$$

故に、建物荷重を基礎自重含んで1階当たり 2 t/m^2 としても、 $2 \text{ t/m}^2 \times 4 \text{ 階} = 8.0 \text{ t/m}^2$ となり、算定した、許容地耐力、 10.7 t/m^2 よりも小さいため、地盤支持力は期待できる。

ただし、ここで注意することは、図4-2-1でみられるように、ところによつて $GL - 6.0 \text{ m}$ 以深には、シルト、粘土を混入するほか、し

ばしばレンズ状に粘土層を挿有する比較的緩い砂質土層が分布するため、沈下の点が問題になるが、掘削に伴う排土重量などを考え併せると、建物に対して有害になるほどの沈下量はないものと判断されるが、設計に当っては、一応考慮されておくように望むものである。

② 地下室を設けない場合

地下水の処理対策上、地下室案を断念した場合には、当然、-8m以深に分布する冲積砂礫層を支持層の対象にした杭基礎案の採用となることから、以下に、杭の支持力について計算する。

算定式は、Meyerhoff の式を用いる。

$$R_a = \frac{1}{3} (40 N A_p + \frac{1}{5} \bar{N} A_s) \dots \dots \dots$$

たゞし R_a : くいの極限支持力 (t/本)

A_p : くいの先端面積 (m^2)

A_s : 支持層中に貫入した部分のくい周表面々積 (m^2)

N : くい先端地盤の N 値

\bar{N} : くいの支持層中の貫入深さに対する平均 N 値

杭設計に当っては、深度-11m付近の冲積砂礫層 ($N=30$ 内外)までとし、杭は P C パイル、長さ9mものとして、 $\phi 300\%$, 400% , 500% の径について支持力を求める。

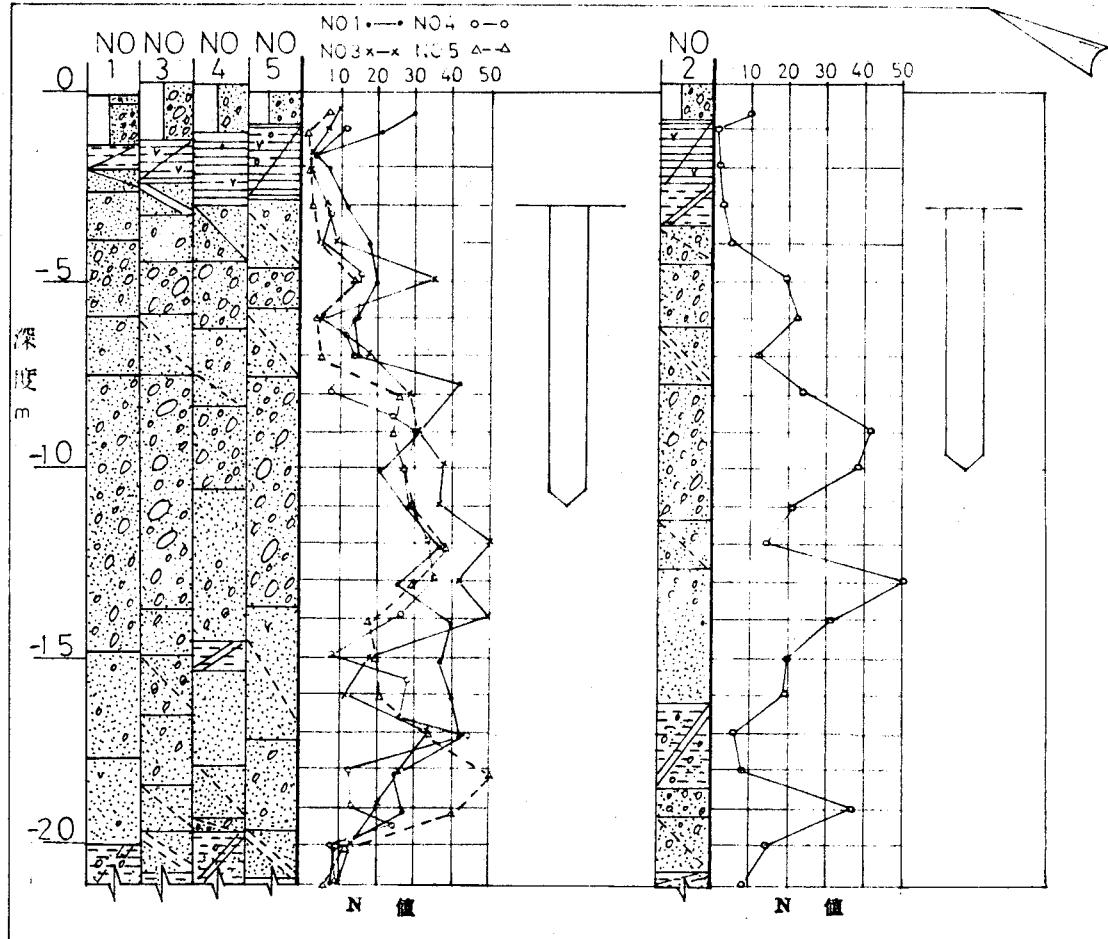
設計 N 値は、図 4-2-2 に示すように、杭の先端付近の N 値は $N=30$ とし、郵政局の基礎設計指針により杭に働く周辺摩擦力、すなわち、 A_s の項を無視して支持力を算定すれば表 4-2-2 に示すとおりである。

杭 径	4 0 N A p	R _a (t/本)	※ PCパイル(t/本)
φ 300%	84.8	28.3	47
φ 400%	150.7	50.2	80
φ 500%	235.5	78.5	121

表 4-2-2 支持力算定結果

(※は郵政局基礎設計指針による杭材料強度からの許容支持力度)

ここで、注意することは、No.2 地点では、深さ -11 ~ -12 m 付近でシルト分を混入する砂質土層が分布して N 値が小さくなっていることから、支持力不足の懸念が大きくなり -9 ~ -10 m 付近を支持層とする案も考えられる。



地盤の許容支持力度算定方式

建築基礎構造設計基準による公式

長期許容支持力度

$$q_a = \frac{1}{3} (\alpha \gamma N_c + \beta \gamma_1 B N_y + \gamma_2 D_f N_q) t/m^2 \dots \dots \dots (1)$$

短期許容支持力度

$$q_a = \frac{2}{3} (\alpha \gamma N_c + \beta \gamma_1 B N_y + \frac{1}{2} \gamma_2 D_f N_q) t/m^2 \dots \dots \dots (2)$$

q_a : 許容支持力度 t/m^2

α : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 t/m^2

γ_1 : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量 t/m^3

地下水位下にある場合は水中単位重量をとる。

γ_2 : 基礎荷重面より上方にある地盤の平均単位体積重量 t/m^3

α, β : 形状係数 表1にしめす

N_c, N_y, N_q : 支持力係数 表2にしめす

D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ m

隣接地で掘さくの行われるおそれのある場合は、その影響を考慮しなければならない。

B : 基礎荷重面の最小巾 m 、円形の場合は直径

表 1

基礎荷重面の形状	連続	正方形	長方形	円形
α	1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B}{L}$	1.3
β	0.5	0.4	$0.5 - 0.1 \frac{B}{L}$	0.3

B : 長方形の短辺長さ

L : 同長辺長さ

ϕ	N_c	N_y	N_q
0°	5.3	0	3.0
5°	5.3	0	3.4
10°	5.3	0	3.9
15°	6.5	1.2	4.7
20°	7.9	2.0	5.9
25°	9.9	3.3	7.6
28°	11.4	4.4	9.1
32°	20.9	10.6	16.1
36°	42.2	30.5	33.6
40°以上	95.7	114.0	83.2

標準貫入試験のN値より ϕ を推定する方法(砂地盤のみ)

・Danhamの式

$$\text{丸い一様な砂 } \phi = \sqrt{12N} + 15$$

$$\text{配合の良い砂 } \phi = \sqrt{12N} + 20$$

$$\text{角ばった砂 } \phi = \sqrt{12N} + 25$$

・Peckの式

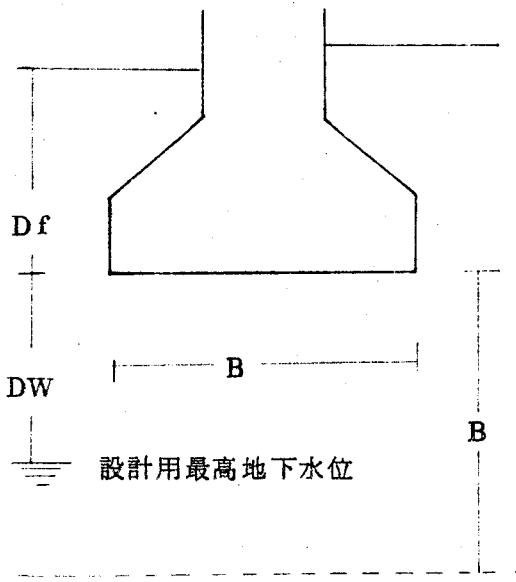
$$\phi = 0.3N + 27$$

・大崎らの式

$$\phi = \sqrt{20N} + 15$$

- 許容地耐力度

砂質地盤の許容地耐力度は、許容支持力度 (q_a) 以下であり、かつ、下記の①、②式によって求められる q_s 値以下でなければならない。



$DW \geq B$ のとき

$$q_s = S_a (1.36 N - 3) \left(\frac{B+0.3}{2B} \right)^2 + \gamma_2 D_f$$

$DW < B$ のとき

$$q_s = S_a (1.36 \bar{N} - 3) \left(\frac{B+0.3}{2B} \right)^2 \left(0.5 + \frac{DW}{2B} \right) + \gamma_2 D_f$$

S_a : 沈下量 (cm)

q_s : 許容沈下量に対応する基礎底面

平均荷重度 (t/m^2)

γ_2 : 基礎底面より上方にある地盤の平均単位体積重量 (t/m^3)

(地下水位下にある部分については水中重量とす)

B : 基礎底面の最小幅 (m)

(円形の場合は直径)

Df : 基礎に近接した最低地盤面から基礎底面までの深さ (m)

DW : 基礎底面から設計用最高水位までの深さ (m)

(地下水位が基礎底面より上位の場合は $DW = 0$)

\bar{N} : 設計用 N 値

($\bar{N} < 5$ のときは、支持地盤として不適)

5. あとがき

今回実施した調査結果をもとに、現在計画されている庁舎の基礎に対する検討を行ってきたが、第1案の地下室を設ける場合には、再三述べているように地下水の処理が重要なポイントを占めている。

敷地周辺における施工例によると、地下室を設けている、桑名市民会館、桑名市役所などは、地下水が多いため、排水工法はウェルポイント工を採用すると共に、市役所では釜場工をも併用し地下水の処理にあたったようであり、そのほかの場所では、地下水の処理、対策上地下室案を断念した例もある。

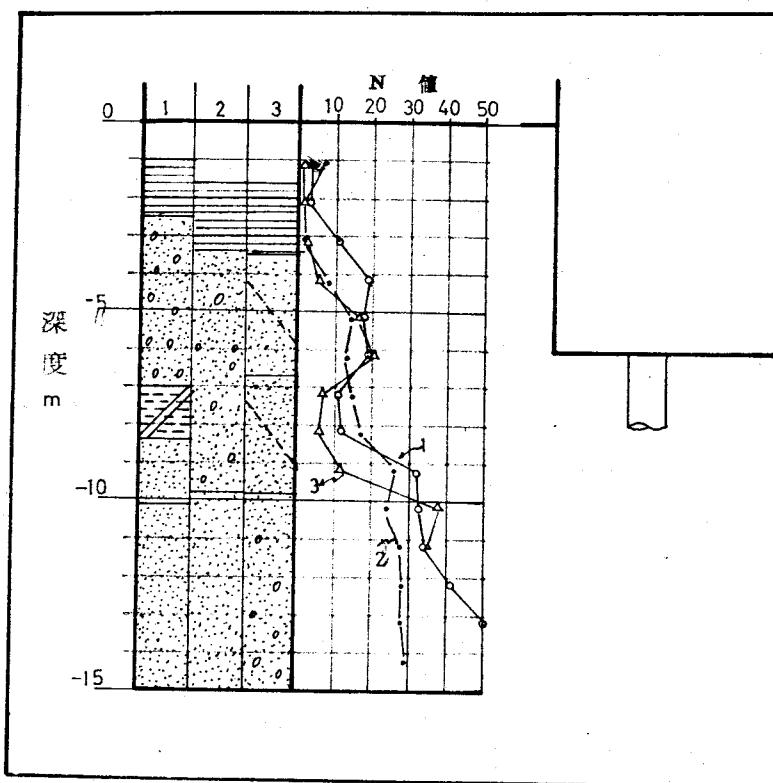
このように、敷地周辺は地下水が豊富であり、地下室案を採用するかどうかは、地下水の処理対策にあると言えよう。

今回行った現場透水試験結果では、砂礫層の透水係数が 1.0^{-2} オーダーを示しており、地下掘削に伴う排水量を算定すると、約 $8 m^3/min$ 、 $1152.0 m^3/day$ と多い水量となるが、現場透水試験の項で述べたように、パイプ底面付近を対象にして求めるような試験方法では、実際の工事に伴なう排水量から逆算した透水係数よりも、小さ目の数字を示すことが多いとされていることから、地下室を設ける案を採用するにあたっては、現場揚水試験を実施されて、より正確な地盤の透水性を把握するよう努められるべきである。

なお、市役所施工例でみられるようにウェルポイント工によって地下水を低下させた場合、周辺の利用井戸の状況を調べて、影響を及ぼして工事に支障を期さすことのないようにしなければならない。

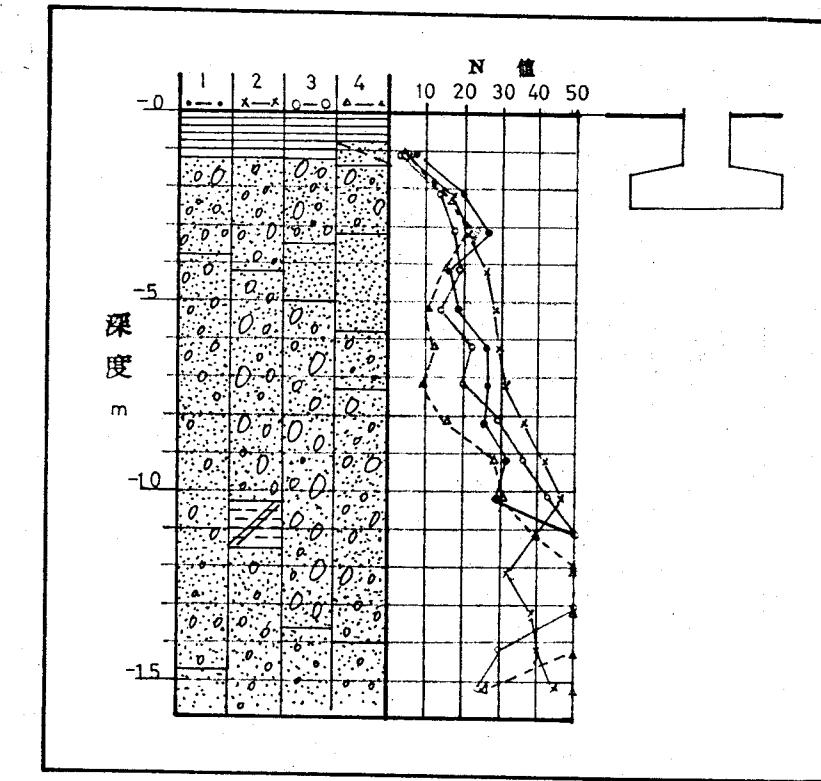
○ 敷地周辺における施工例

(1) 桑名市民会館



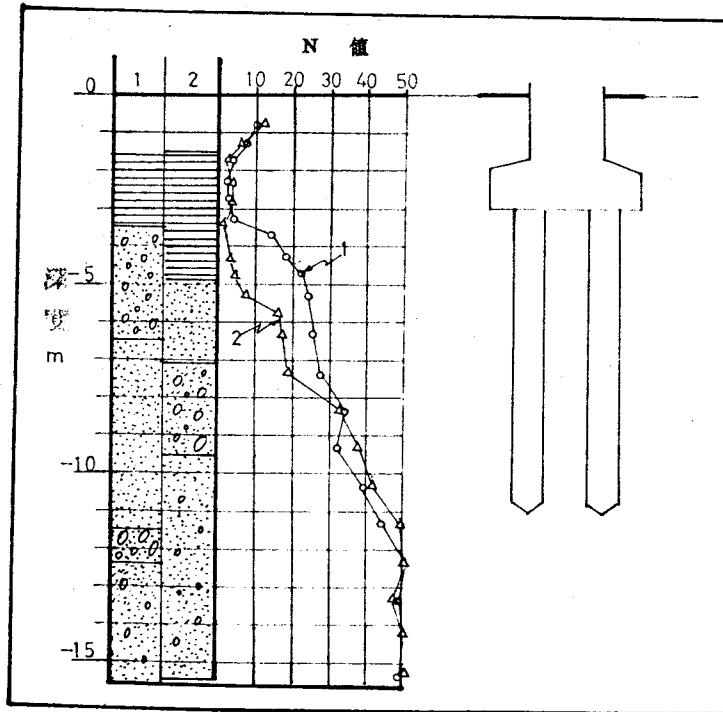
- ・地下1階の根入れ深さは約6.0m内外とした。
- ・基礎形式は、杭基礎を採用したようである。
- ・排水工法は、ウェルポイント工によって地下水の処理を行った。
- (水量は多いようである)

(3) 桑名電報電話局庁舎



- ・地上3階程度で、GL 2.5m～3m内外の砂礫層を支持層とした直接基礎案を採用している。

(2) 桑名信用金庫



- ・地下なし地上6階(一部7階)で杭基礎を採用している。
- ・杭は径600～800mmのものを-1.0m付近の砂～砂礫層を支持層とした場所打ち杭で施工。
- ・地下水の処理対策上、地下室案は断念した。

(4) 桑名市役所

- ・地下1階、地上6階程度で、地質状況がGL-1.5m付近より砂～砂礫層が厚く分布していたこともあり、根入れ深さGL-6.0m付近の砂～砂礫層を支持層としたベタ基礎案を採用。
 - ・排水工法は、ウェルポイント工と共に、釜場工をも併用して地下水の処理に当たった。
- ※ ウェルポイント工により排水を行ったため、周辺の井戸水に影響を及ぼした。

現場透水試驗結果集

現場透水試験データーシート(No.2地点)

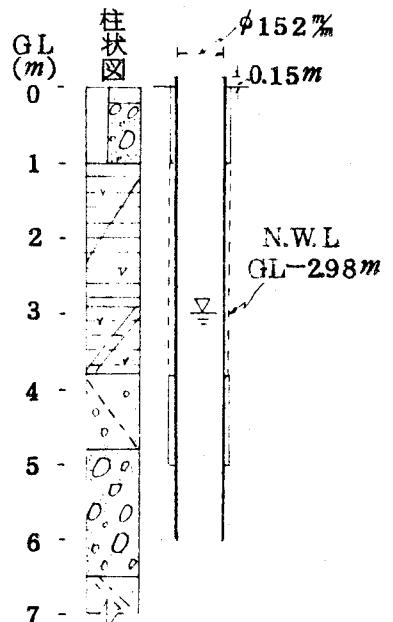
時 間	揚 水 法		注 水 法	
	測定水位 (cm)	自然水位との差 (cm)	測定水位 (cm)	自然水位との差 (cm)
0	405	92	146	167
30'	402	89	150.5	162.5
1'	399	86	154	159
2'	392.5	79.5	161	152
3'	386	73	166.5	146.5
4'	381	68	172.5	140.5
6'	371.5	58.5	183.5	129.5
8'	362	49	193	120
10'	355.5	42.5	202.5	110.5
15'	341.5	28.5	223	90
20'	332.5	19.5	239.5	73.5
25'	326.5	13.5	253	60
30'	322.0	9	263.5	49.5
40'	317.5	4.5	280	33
50'	315.5	2.5	288.5	24.5
60'	314.5	1.5	298	15
90'	313.5	0.5	305	5
120'			311	2
150'			311.5	1.5
180'			312	1.0
240'				
300'				

○測定年月日
48年12月14日

○測定開始時刻
9時15分

○測定終了時刻
14時00分

○測定管埋設状況



B.No. 2 (陽水)

GL - 6.00m

25 10 (A)

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150

200

100

90

80

70

60

50

40

30

20

10

0

-1

-2

-3

-4

-5

-6

-7

-8

-9

-10

$$K = \frac{2.3\pi r^2}{E(t_0 - t_1)} \times \log \frac{h_0}{h_1}$$

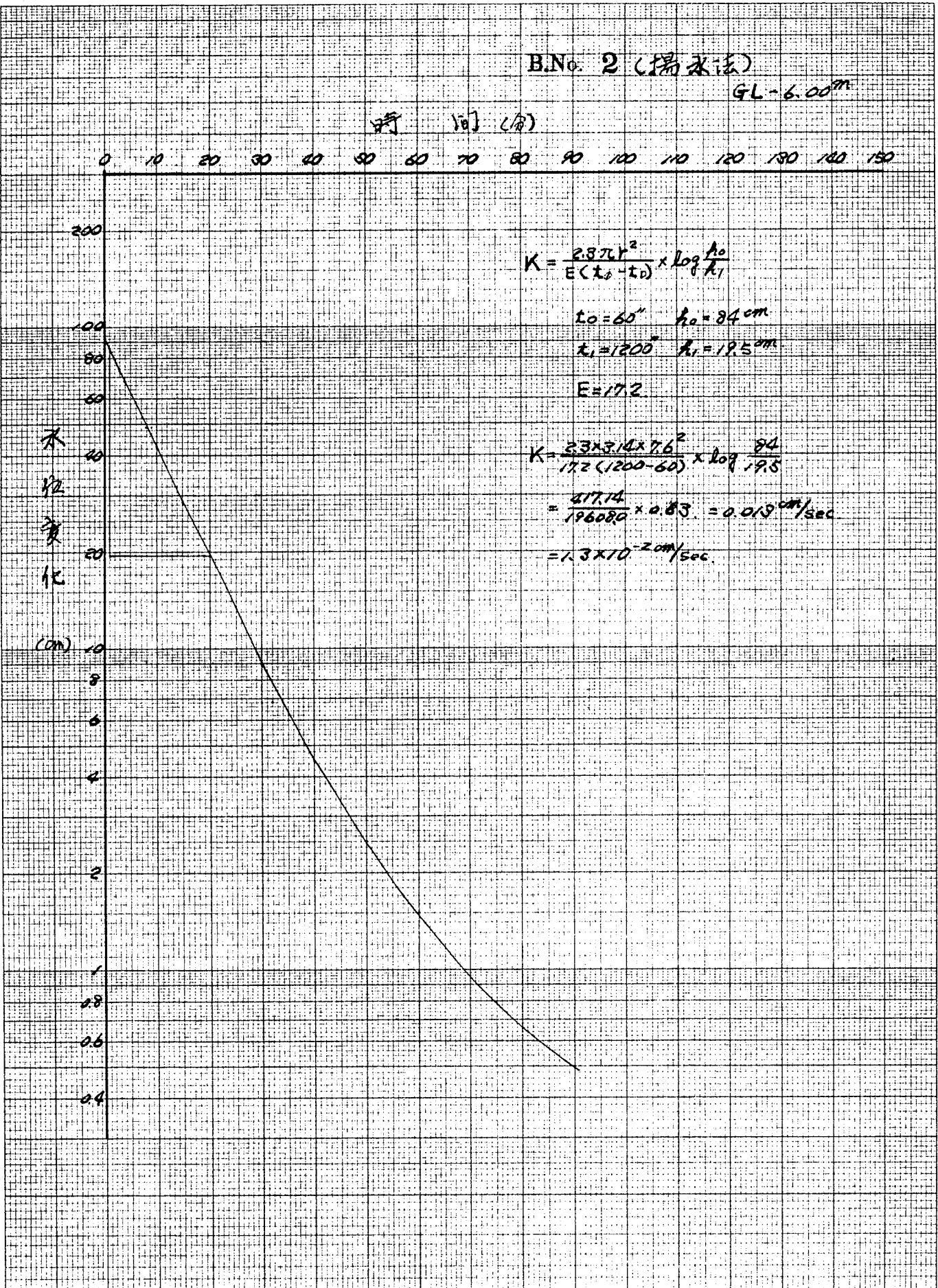
$$t_0 = 60'' \quad h_0 = 84 \text{ cm}$$

$$t_1 = 1200'' \quad h_1 = 19.5 \text{ cm}$$

$$E = 17.2$$

$$K = \frac{2.3 \times 3.14 \times 7.6^2}{17.2(1200 - 60)} \times \log \frac{84}{19.5}$$

$$= \frac{517.14}{196080} \times 0.03 = 0.019 \text{ cm/sec}$$
$$= 1.3 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$$



B.No. 2 (12X12)

GL=6.00m

101 (10)

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150

200

100

80

60

40

20

10

(cm) 12

9

6

4

2

1

0.5

$$K = \frac{2.3\pi r^2}{E(t_0 - t_1)} \times \log \frac{h_0}{h_1}$$

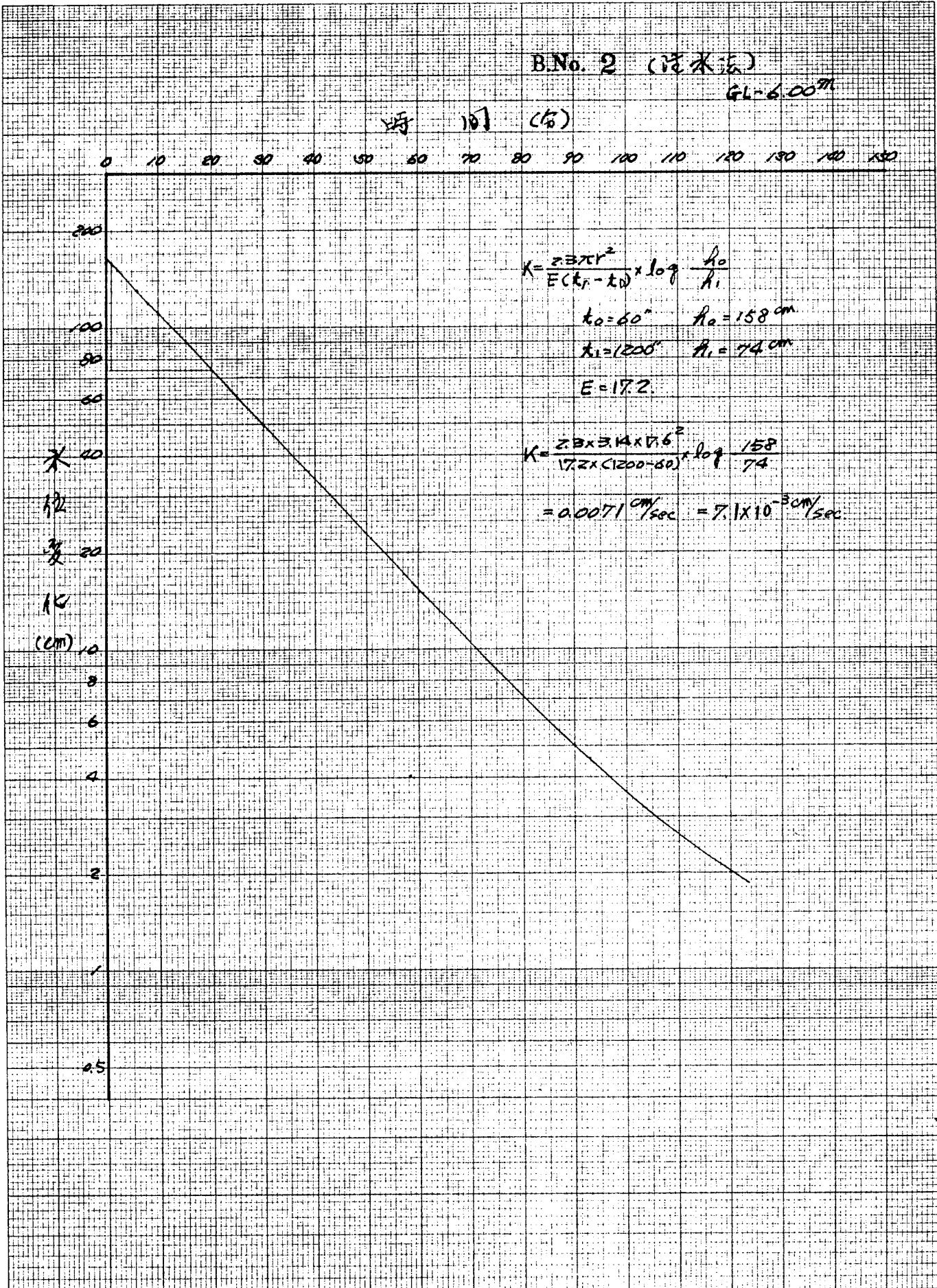
$$t_0 = 60^\circ \quad h_0 = 158 \text{ cm}$$

$$t_1 = 1200^\circ \quad h_1 = 74 \text{ cm}$$

$$E = 17.2$$

$$K = \frac{2.3 \times 3.14 \times 0.6^2}{17.2 \times (1200 - 60)} \times \log \frac{158}{74}$$

$$= 0.0071 \text{ cm/sec} = 7.1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec.}$$



現場透水試験データーシート(No.3地点)

時 間	揚 水 法		注 水 法	
	測定水位 (cm)	自然水位との差 (cm)	測定水位 (cm)	自然水位との差 (cm)
0	438	113	123	202
30'	430	105	128	197
1'	423	98	132	193
2'	411.5	86.5	143	182
3'	401.5	76.5	152	173
4'	393	68	161	164
6'	379.5	54.5	177.5	147.5
8'	369	44	194	131
10'	361.5	36.5	207	118.0
15'	345.5	20.5	235.5	89.5
20'	337	12	256.5	68.0
25'	332	7	272.5	52.5
30'	329	4	284.5	40.5
40'	326.5	1.5	301.5	23.5
50'	326	1	308.5	16.5
60'	325.5	0.5	313	12.0
90'	325.5	0.5	317.5	7.5
120'			322.0	3.0
150'			323.5	1.5
180'			324	1.0
240'				
300'				

○測定年月日

48年12月20日

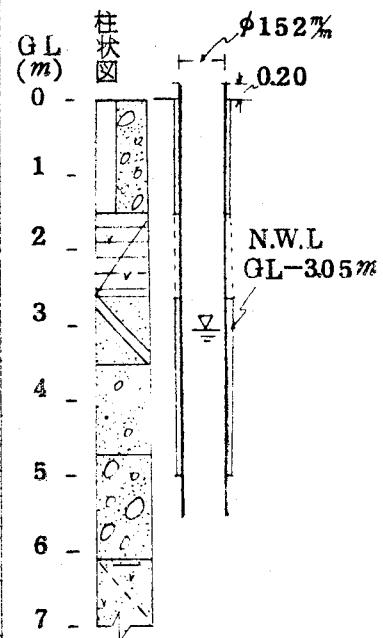
○測定開始時刻

10時30分

○測定終了時刻

15時15分

○測定管埋設状況



B.N. 3 (端水法)

GL-5.50m

時 間 (分)

0 10 20 30 50 60 80 90 100 110 120 130 140

200

100

80

60

40

20

(cm)

10

8

6

4

2

0.5

$$K = \frac{2.3\pi r^2}{E(k_r - t_0)} \log \frac{A_0}{A_1}$$

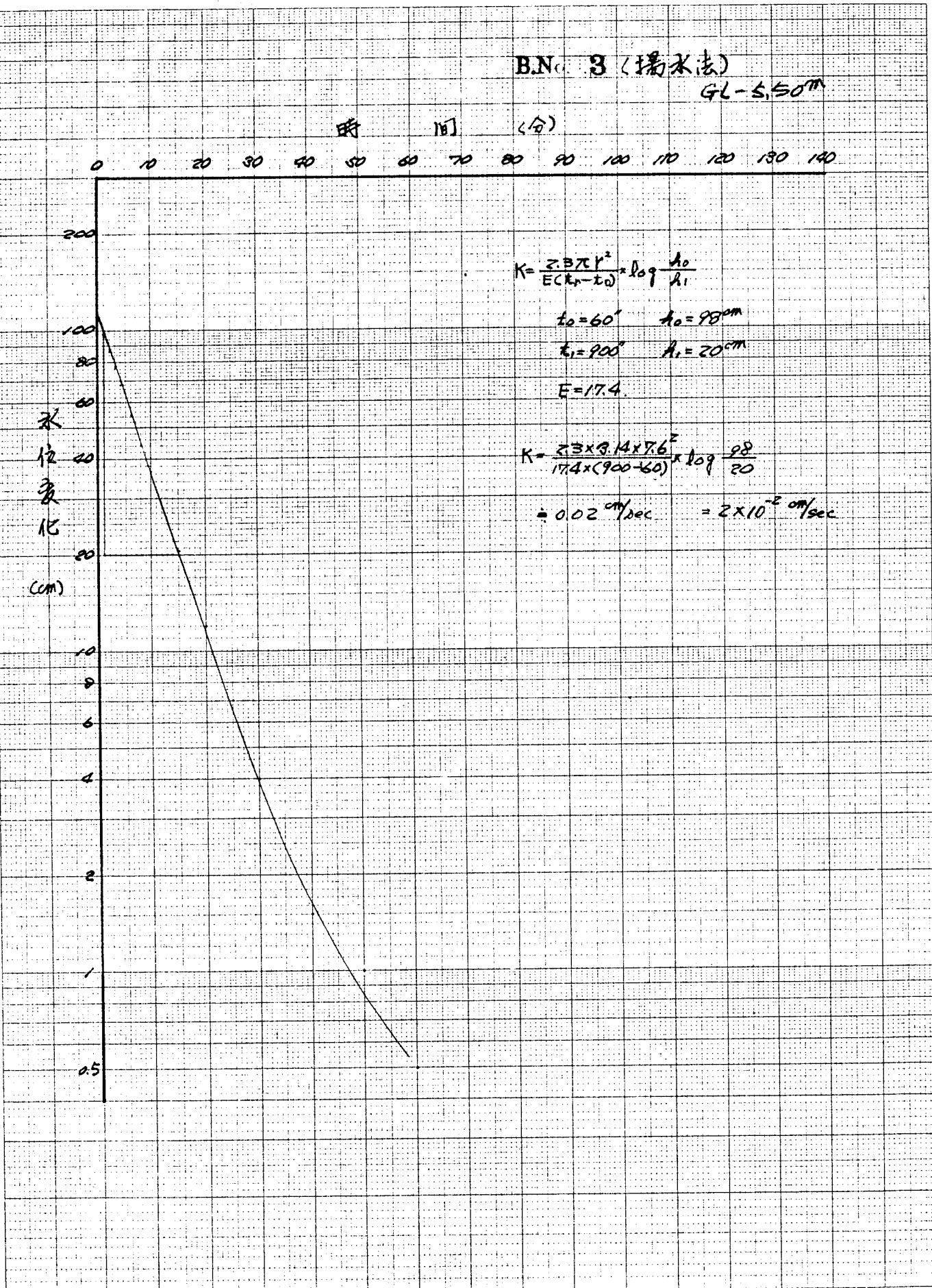
$$t_0 = 60^\circ \quad A_0 = 98 \text{ cm}^2$$

$$k_r = 900^\circ \quad A_1 = 20 \text{ cm}^2$$

$$E = 17.4$$

$$K = \frac{2.3 \times 3.14 \times 7.6^2}{17.4 \times (900 - 60)} \log \frac{98}{20}$$

$$= 0.02 \text{ cm/sec} \quad = 2 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$$



B.No. 3 (注水法)

GL - 5.50m

(F) (B) (F₀)

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140

300

100

80

60

40

X

42

32

12

(cm)

10

8

6

4

2

0.5

$$K = \frac{2.3 \times \pi r^2}{E(t_1 - t_0)} \times \log \frac{A_0}{A_1}$$

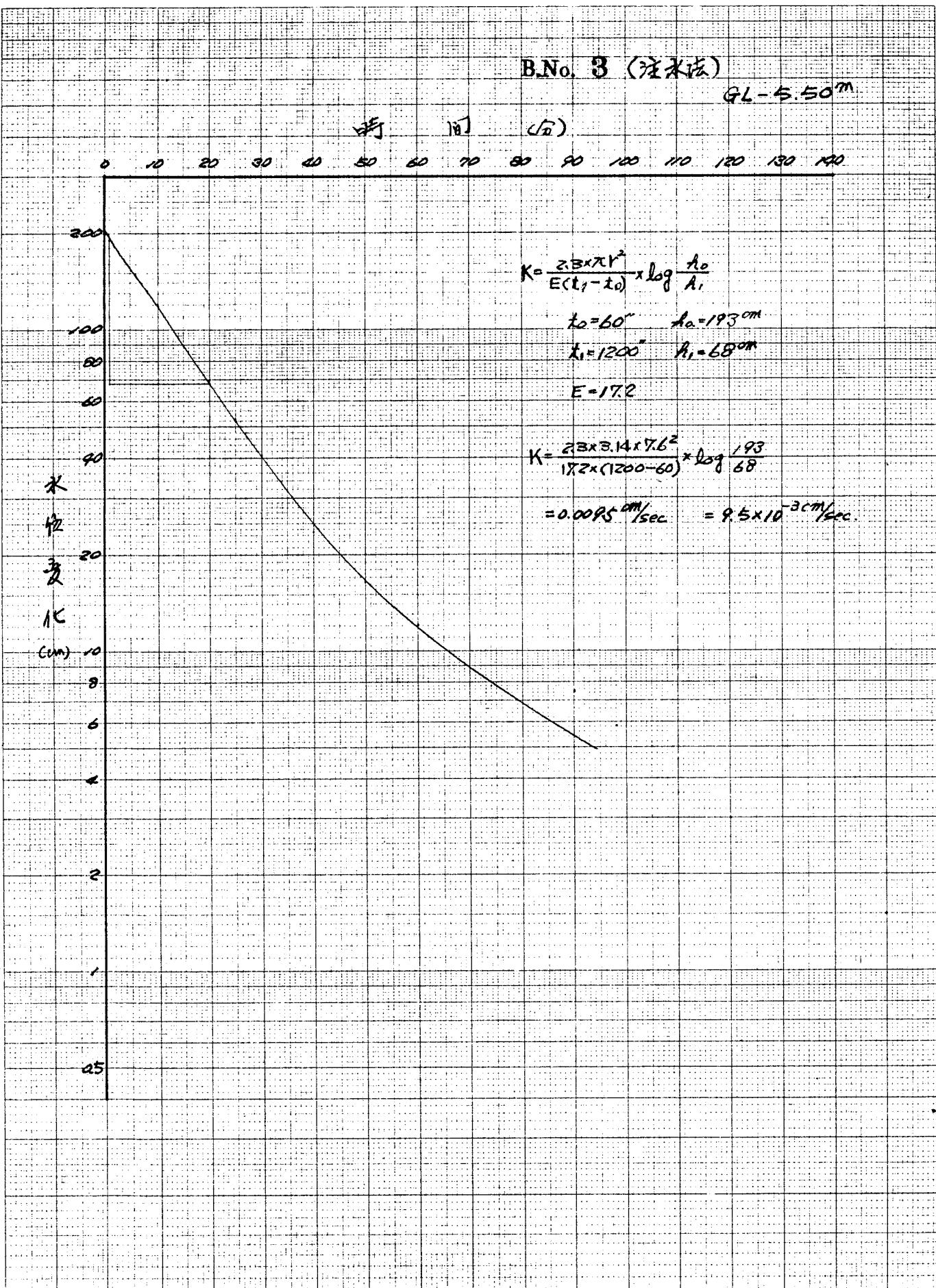
$$t_2 = 60'' \quad A_0 = 193 \text{ cm}^2$$

$$t_1 = 1200'' \quad A_1 = 68 \text{ cm}^2$$

$$E = 17.2$$

$$K = \frac{2.3 \times 3.14 \times 7.6^2}{17.2 \times (1200 - 60)} \times \log \frac{193}{68}$$

$$= 0.0095 \text{ cm/sec} = 9.5 \times 10^{-3} \text{ cm/sec.}$$



現場透水試験データーシート(No.5地点)

時 間	揚 水 法		注 水 法	
	測定水位 (cm)	自然水位との差 (cm)	測定水位 (cm)	自然水位との差 (cm)
0	422	125	163	134
30'	420	123	165	132
1'	417	120	167	130
2'	412	115	169	128
3'	407	110	172	125
4'	401.5	104.5	174	123
6'	392.5	95.5	179.2	117.5
8'	384.5	87.5	186.0	111
10'	377	80.0	190.5	106.5
15'	360.5	63.5	202.5	94.5
20'	347	50	213	84
25'	337.5	40.5	221	76
30'	329	32	230.5	66.5
40'	317.5	20.5	244	53
50'	309.5	12.5	255	42
60'	305.5	8.5	263.5	33.5
90'	300	3	280.5	16.5
120'	298.5	1.5	287.5	9.5
150'	298	1.0	290.5	6.5
180'	297.5	0.5	292	5
240'	297.5	0.5	293	4
300'				

○測定年月日

48年12月8日

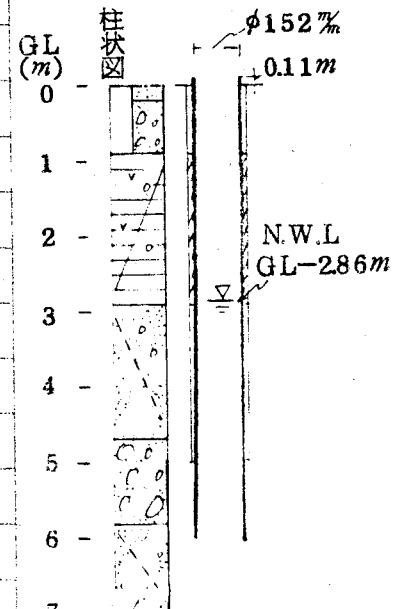
○測定開始時刻

10時00分

○測定終了時刻

16時40分

○測定管埋設状況



B.N_o 5 (揚水法)

GL-6.00m

時間 (分)

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150

200

100

80

60

40

20

10

(m) 10

8

6

4

2

1

0.5

$$X = \frac{2.3 \times \pi r^2}{E(t_f - t_i)} \times \log \frac{h_0}{h_i}$$

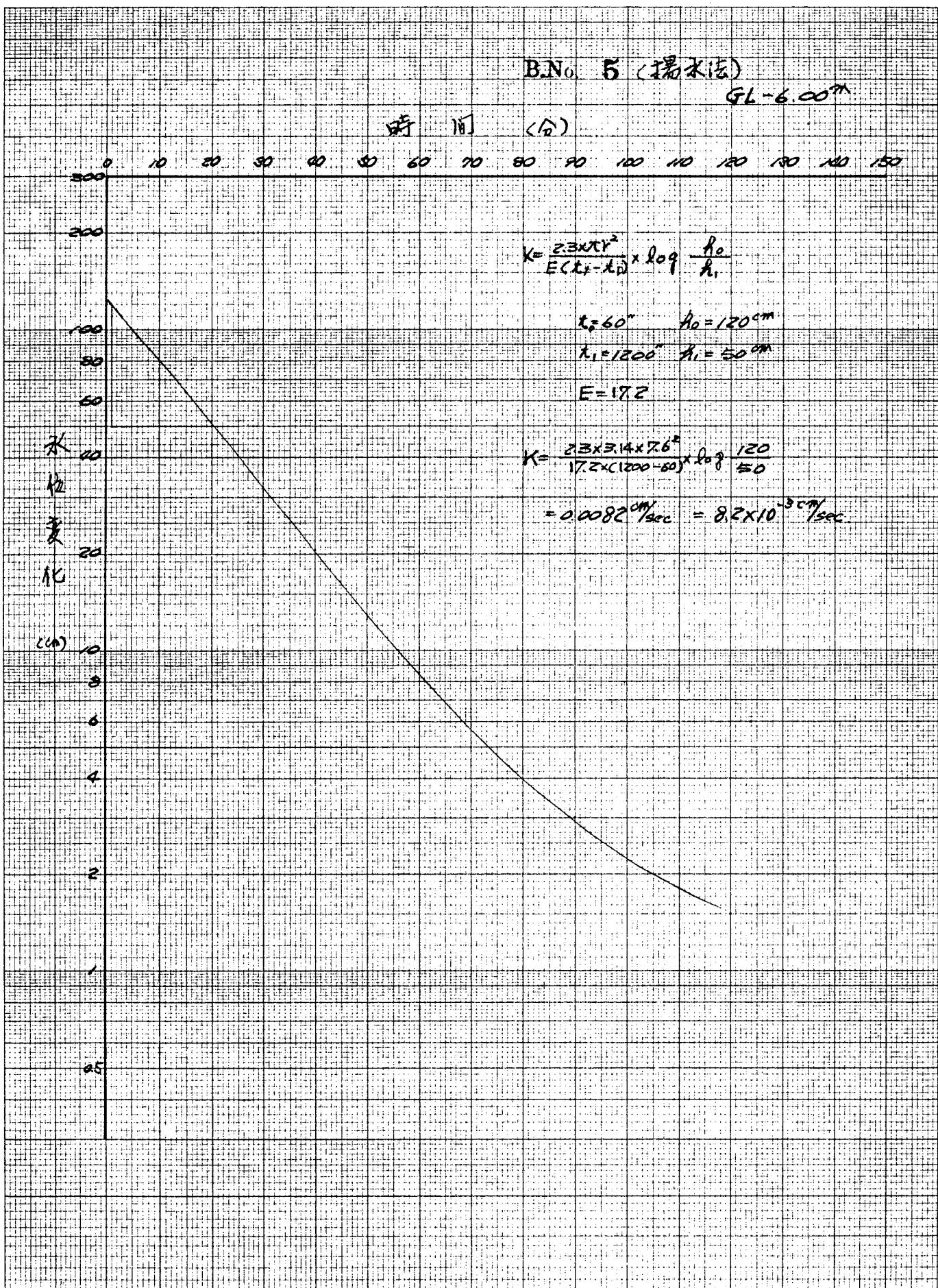
$$t_f = 60'' \quad h_0 = 120 \text{ cm}$$

$$t_i = 1200'' \quad h_i = 50 \text{ cm}$$

$$E = 172$$

$$X = \frac{2.3 \times 3.14 \times 7.6^2}{172 \times (1200 - 60)} \times \log \frac{120}{50}$$

$$= 0.0082 \text{ cm/sec} = 8.2 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$$



B.No. 5 (技术法)

GL - 6.00m

(尺) 10] (分)

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150

300

200

100

80

60

KL 40

30

20

(cm)

10

8

6

4

2

45

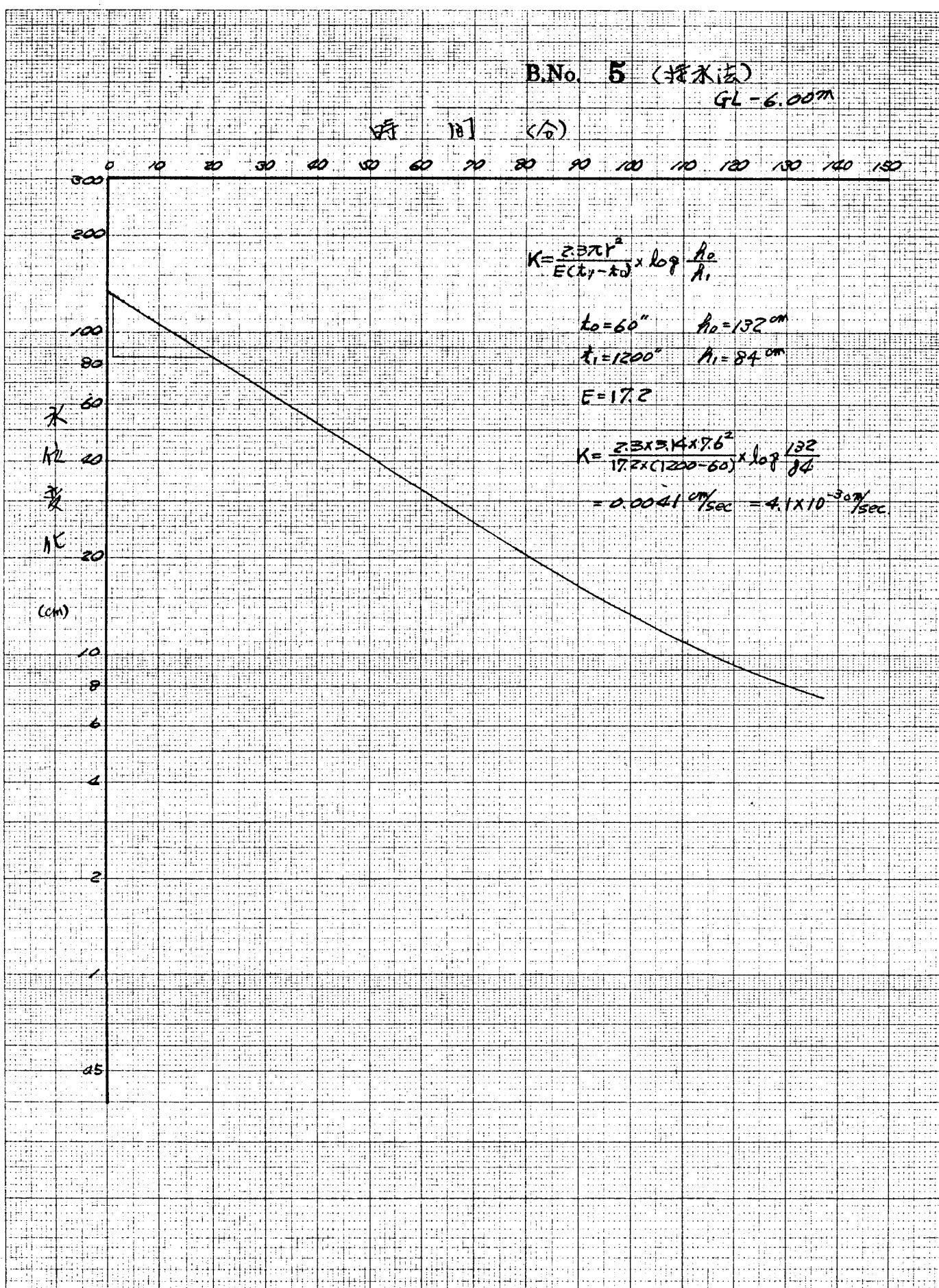
$$K = \frac{2.3\pi r^2}{E(t_1 - t_0)} \times \log \frac{A_0}{A_1}$$

$$t_0 = 60'' \quad A_0 = 132 \text{ cm}^2$$

$$t_1 = 1200'' \quad A_1 = 84 \text{ cm}^2$$

$$E = 17.2$$

$$K = \frac{2.3 \times 3.14 \times 7.6^2}{17.2 \times (1200 - 60)} \times \log \frac{132}{84}$$
$$= 0.0041 \text{ cm/sec} = 4.1 \times 10^{-3} \text{ m/sec}$$



土質試驗結果集

土質試験結果一覧表

試料番号		1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	1-6
深さ m		2.00 ~ 2.30	4.00 ~ 4.30	6.00 ~ 6.80	10.00 ~ 10.30	18.00 ~ 18.30	21.00 ~ 21.30
粒度試験	レキ分 %	45	49.5	40	69.0	0.0	20.5
	砂分 %	65.5	24.5	72.0	9.5	58.5	53.5
	シルト分 %	14.5	10.5	18.0	6.0	23.0	16.0
	粘土分 %	15.5	15.5	6.0	15.5	18.5	10.0
	最大粒径 mm	480	155	70	19.5	130	180
	均等係数 U_c	210	2530	11.7	—	—	76.1
コーンシンシン試験	曲率係数 U_c'	6.52	10.95	5.15	—	—	1950
	液性限界 W_L %						
	塑性限界 W_P %						
塑性指数 I_P							
分類	粒度による分類	砂 濃り質 W=2	膠質土 W=2	砂 疏水質 W=2	膠質土 W=2	砂 質 W=2	砂 濃質 W=2
土粒子の比重 G_s	2.66	2.68	2.67	2.66	2.70	2.71	
自然含水比 W %	14.0	9.4	17.0	7.1	29.4	19.3	
単位体積重量 γ g/cm ³							
乾燥密度 γ_d g/cm ³							
間隙比 e							
飽和度 Sr %							
一軸圧縮試験	一軸圧縮強さ q_u kg/cm ²						
	変形係数 E_{50} kg/cm ²						
	鋭敏比 St						
三軸圧縮試験	試験条件 *						
	粘着力 C kg/cm ²						
	せん断抵抗角 ϕ °						
二面せん断試験	試験条件 *						
	粘着力 C kg/cm ²						
	せん断抵抗角 ϕ °						
圧密試験	圧密降伏応力 P_y kg/cm ²						
	圧縮指数 C_c						
	体積圧縮係数 M_v cm ³ /kg						
	圧密係数 C_v cm ² /day						

* UU：非圧密非排水せん断，CU：圧密非排水せん断，CD：圧密排水せん断

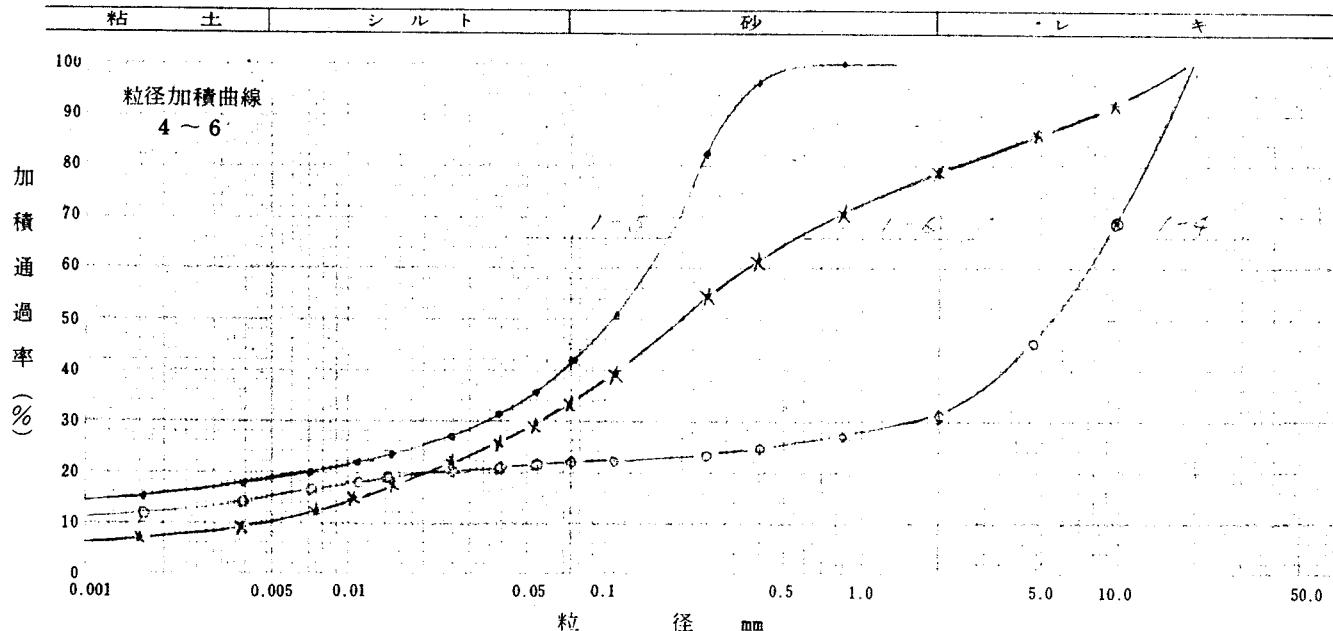
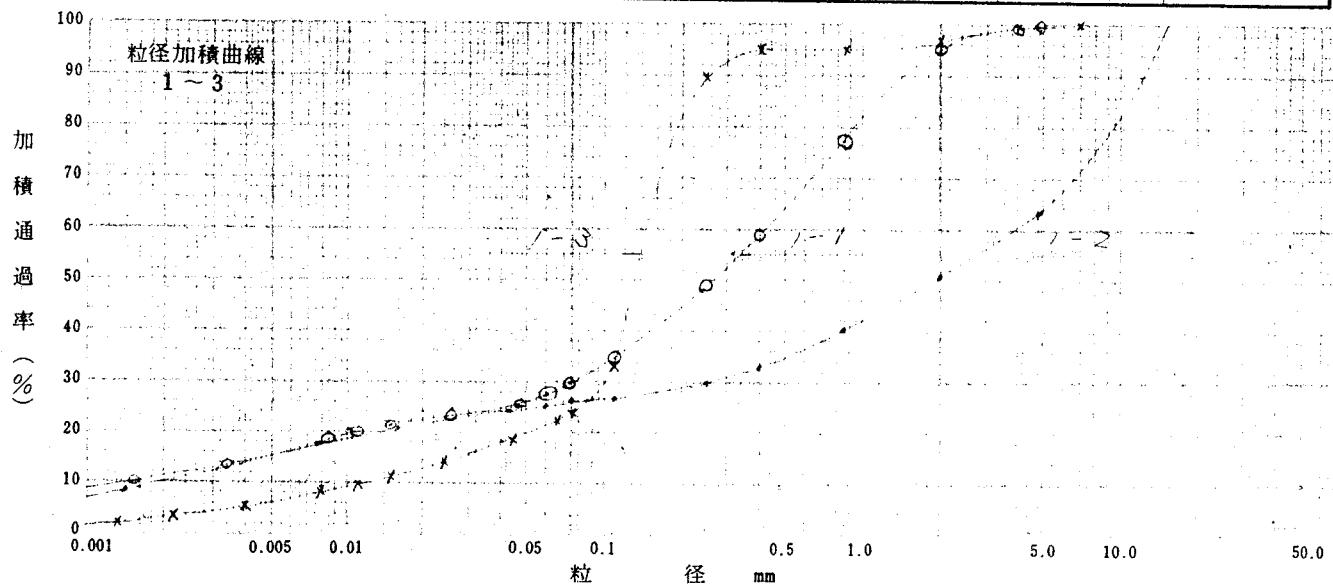
土質試験結果一覧表

試料番号		2-1	2-2	2-3	2-4	2-5	2-6
深さ m		1.00 ~1.30	4.00 ~4.30	6.00 ~6.30	7.00 ~7.30	12.00 ~12.30	17.00 ~17.30
粒度試験	レキ分 %	0	22.0	53.0	35	20	0.0
	砂分 %	26.0	55.0	11.5	44.0	68.0	20.5
	シルト分 %	57.0	16.5	17.7	46.0	14.0	54.5
	粘土分 %	17.0	6.5	17.8	6.5	16.0	25.0
	最大粒径 mm	14	9.52	30.5	20.0	9.4	17
	均等係数 Uc		41.3		12.6		
	曲率係数 Uc'		1.86		1.17		
コシンシステム試験	液性限界 WL %	32.8					
	塑性限界 WP %	17.6					
	塑性指数 IP	15.2					
分類	粒度による分類	シルト質 ローム	砂質 ローム	砂質土	粘土質 ローム	シルト質粘土 ローム	
	土粒子の比重 Gs	2.74	2.67	2.66	2.67	2.67	2.73
	自然含水比 W %	42.4	17.2	17.8	33.5	27.0	33.2
	単位体積重量 γ g/cm³						
	乾燥密度 γ_d g/cm³						
	間隙比 e						
	飽和度 Sr %						
一軸圧縮試験	一軸圧縮強さ qu kg/cm²						
	変形係数 E₀ kg/cm²						
	鋭敏比 St						
三軸圧縮試験	試験条件 *						
	粘着力 C kg/cm²						
	せん断抵抗角 φ°						
一軸せん断試験	試験条件 *						
	粘着力 C kg/cm²						
	せん断抵抗角 φ°						
圧密試験	圧密降伏応力 P_y kg/cm²						
	圧縮指数 C_c						
	体積圧縮係数 M_v cm²/kg						
	圧密係数 C_v cm²/day						

* UU: 非圧密非排水せん断, CU: 圧密非排水せん断, CD: 圧密排水せん断

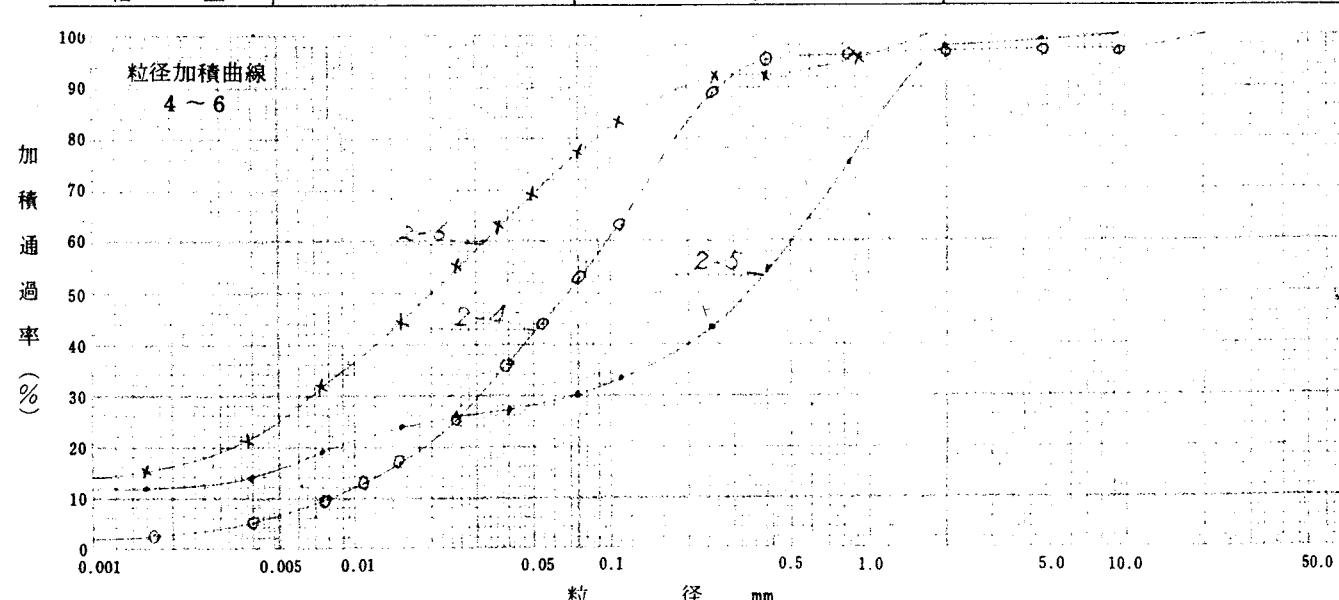
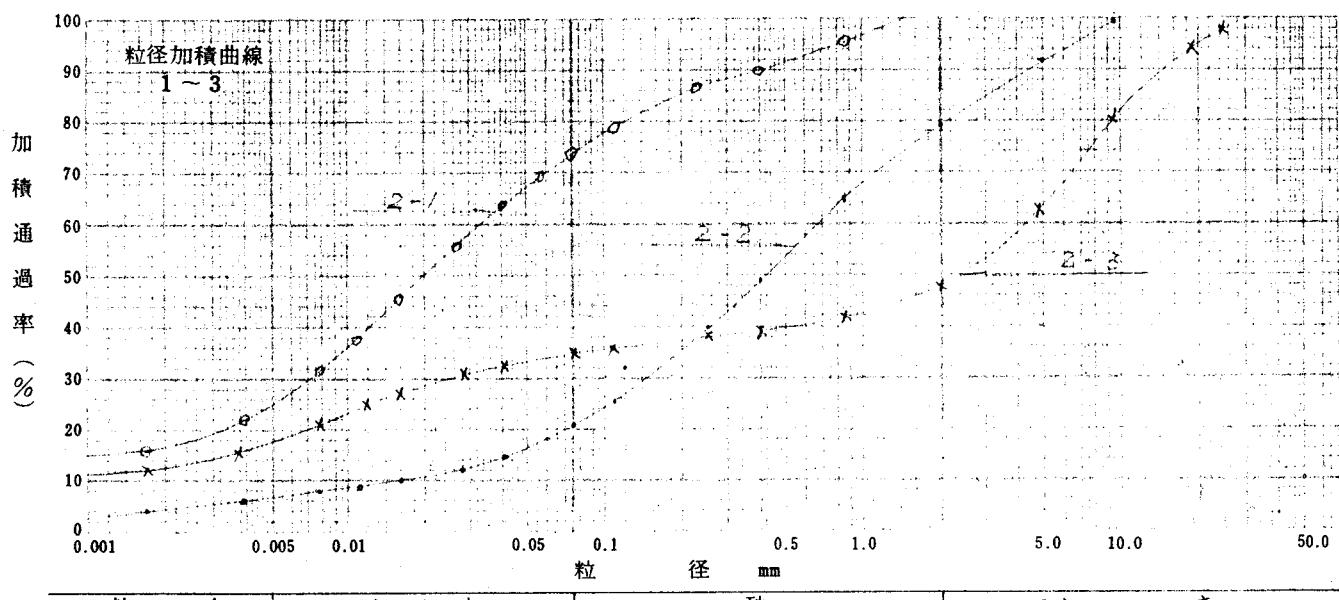
粒度試験

試料番号	1	2	3	4	5	6
深さ m	~ 2.00	~ 4.00	~ 5.00	~ 10.00	~ 12.00	~ 21.00
レキ分 %	4.5	79.5	4.0	6.0	0	22.5
砂分 %	55.5	24.5	72.0	2.5	53.5	53.5
シルト分 %	14.5	10.5	18.0	6.0	23.4	16.0
粘土分 %	15.5	15.5	5.0	15.5	18.5	10.0
粒度による分類	砂質土	砂混質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土
最大粒径 D _{max} mm	4.80	15.5	7.00	19.5	1.30	18.0
60%粒径 D ₆₀ mm	0.42	3.80	0.14	7.60	0.15	0.05
30%粒径 D ₃₀ mm	0.074	0.25	0.10	1.50	0.35	0.056
10%粒径 D ₁₀ mm	0.002	0.0015	0.012	—	—	0.0046
均等係数 U _c	21.0	25.30	11.7	—	—	26.1
曲率係数 U _{c'}	1.52	10.96	5.45	—	—	1.75



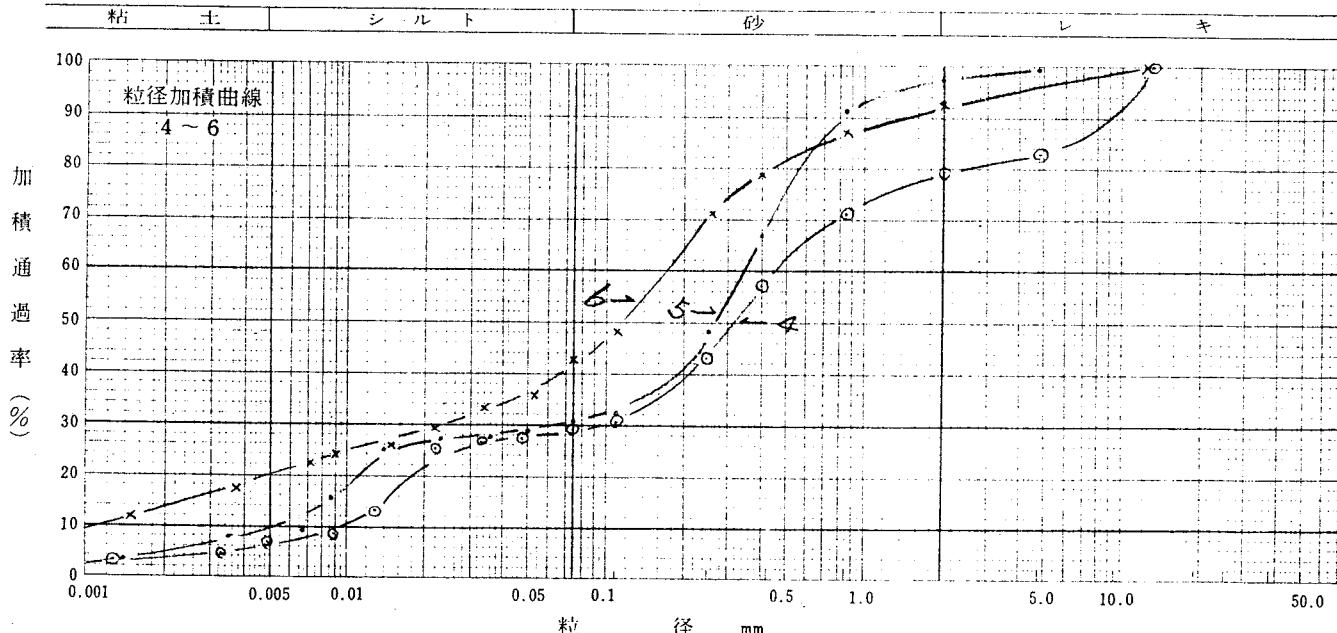
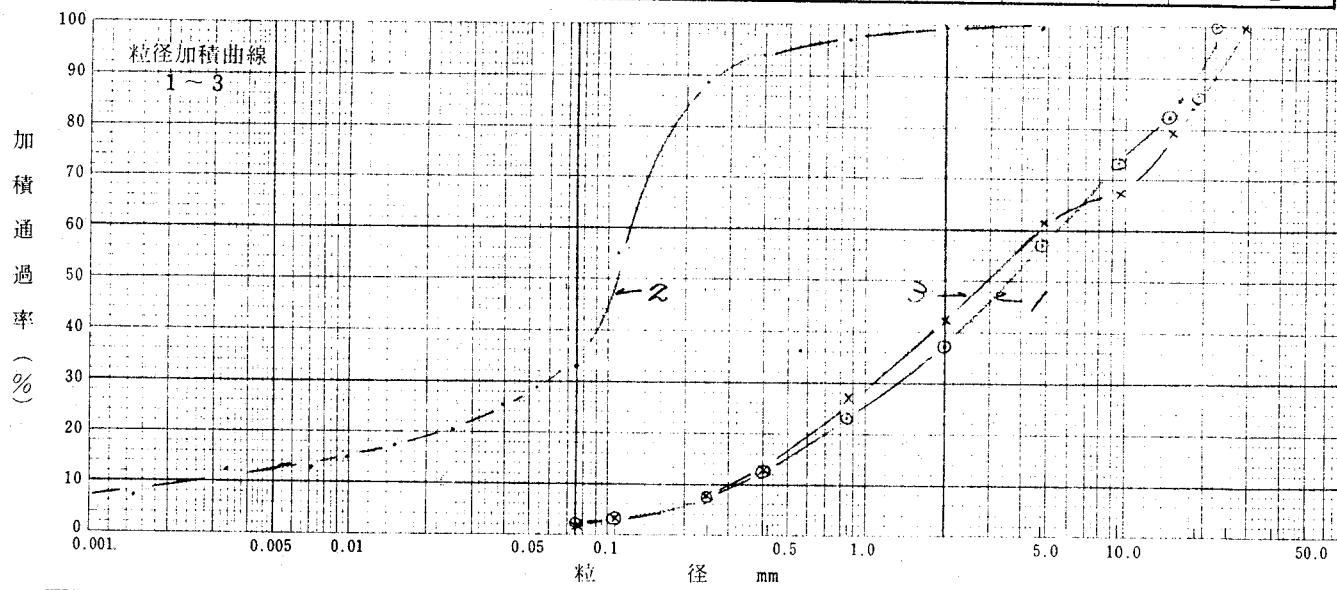
粒度試験

試料番号	1	2	3	4	5	6
深さ m	2-1 1.00 ~ 1.30	2-2 4.00 ~ 4.30	2-3 6.00 ~ 6.30	2-4 7.00 ~ 7.30	2-5 12.00 ~ 12.30	2-6 17.00 ~ 17.30
レキ分 %	0	22.0	53.0	35	2.0	0
砂分 %	26.0	53.0	11.5	44.0	68.0	20.5
シルト分 %	57.0	16.5	17.7	46.0	14.0	54.5
粘土分 %	17.0	6.5	11.8	8.5	16.0	23.0
粒度による分類	シルト質ローム	砂質ローム	礫質土	砂泥土	砂質ローム	シルト質粘土ローム
最大粒径 D _{max} mm	1.4	9.52	30.5	20.0	9.7	1.7
60%粒径 D ₆₀ mm	0.032	0.06	0.30	0.095	0.50	0.032
30%粒径 D ₃₀ mm	0.007	0.14	0.025	0.030	0.074	0.0065
10%粒径 D ₁₀ mm	—	0.016	—	0.008	—	—
均等係数 U _c	—	41.3	—	12.0	—	—
曲率係数 U _{c'}	—	1.85	—	1.7	—	—



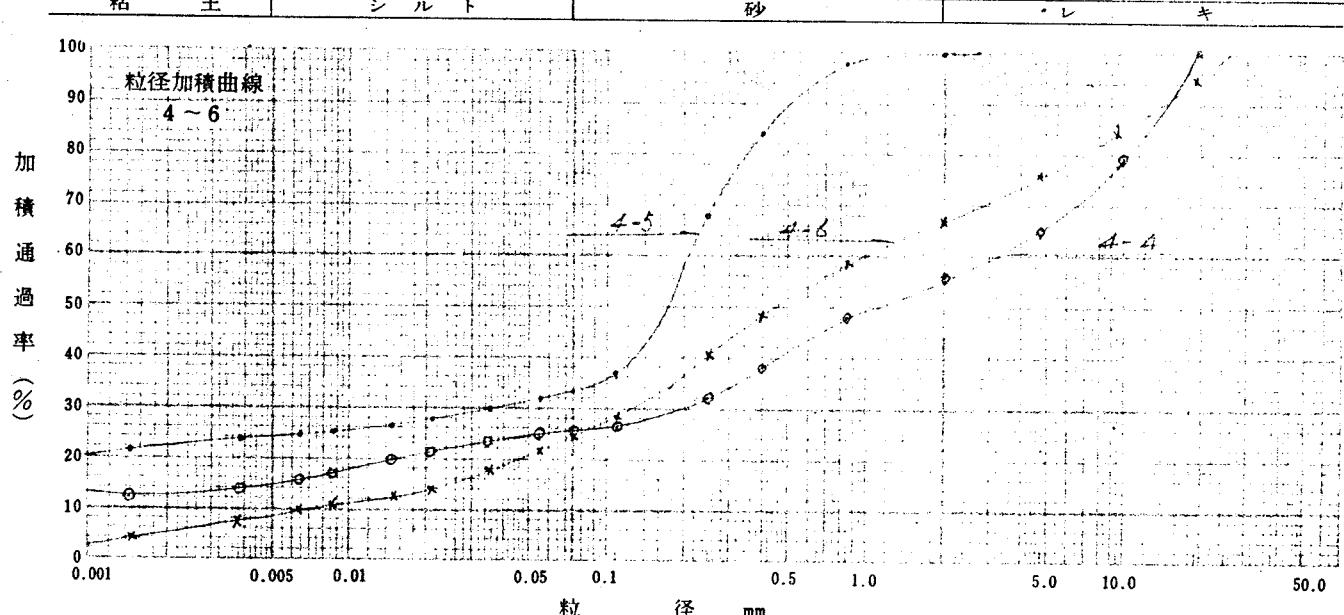
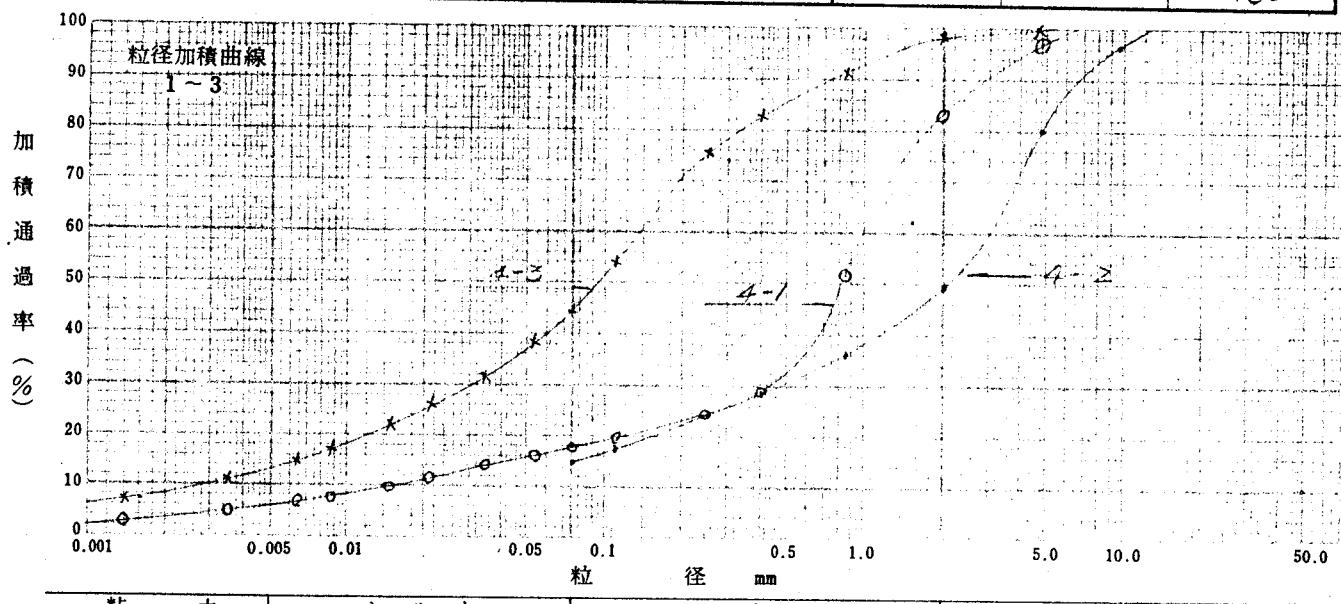
粒度試験

試料番号	1	2	3	4	5	6
深さ m	3-1 5.00 ~ 5.30	3-2 7.00 ~ 7.30	3-3 11.00 ~ 11.30	3-4 14.00 ~ 14.25	3-5 18.00 ~ 18.30	3-6 23.00 ~ 23.30
レキ分 %	63.0	1.0	58.0	21.0	3.0	8.0
砂分 %	35.0	65.0	40.0	50.0	66.0	51.0
シルト分 %	2.0	2.5	2.0	22.5	21.0	21.0
粘土分 %		12.5		6.5	10.0	20.0
粒度による分類	砂	砂	砂	砂	砂	砂
最大粒径 D _{max} mm	22.0	4.8	29.0	13.0	4.8	12.5
60%粒径 D ₆₀ mm	5.5	0.12	4.7	0.45	0.35	0.17
30%粒径 D ₃₀ mm	1.35	0.059	1.1	0.10	0.06	0.024
10%粒径 D ₁₀ mm	0.33	0.0027	0.3	0.0095	0.005	0.0011
均等係数 U _c	1.67	44.4	15.7	47.4	70.0	155.
曲率係数 U _{c'}	1.00	10.7	0.86	2.34	2.06	3.05



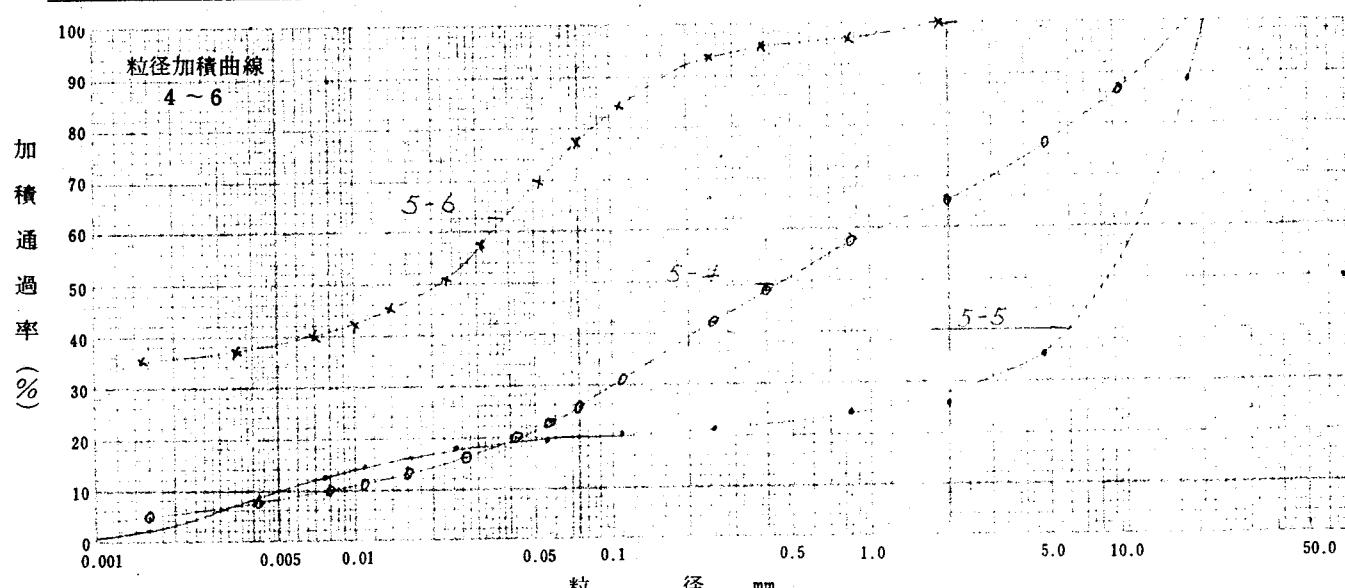
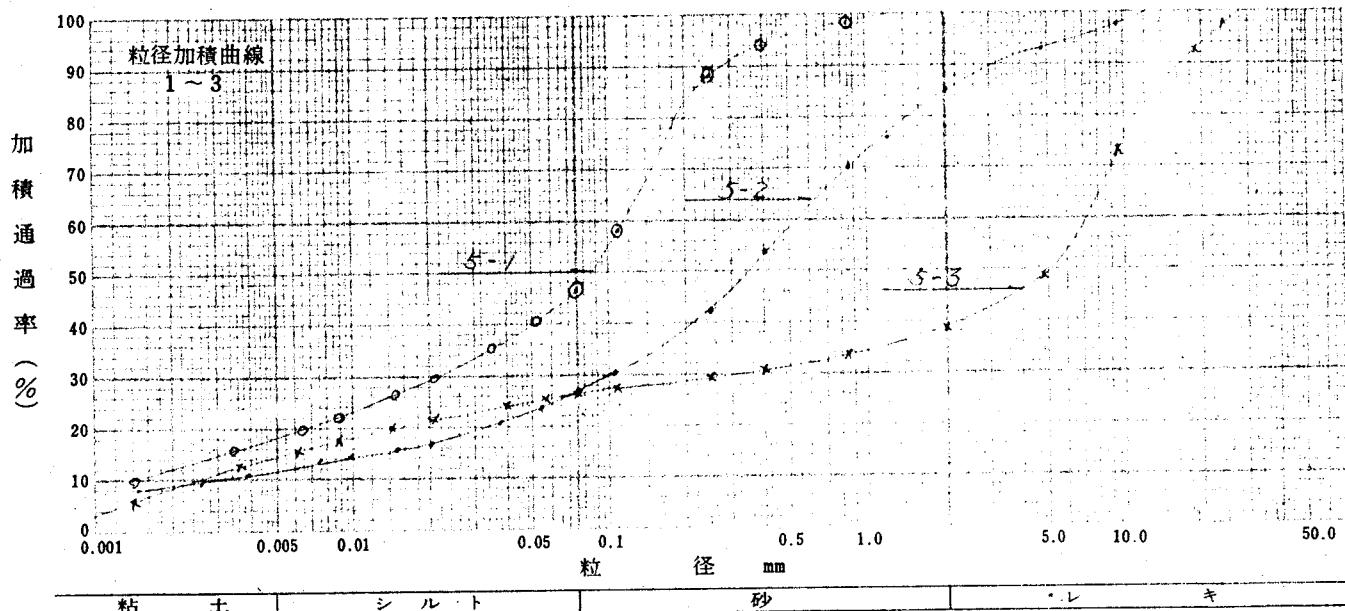
粒度試験

試料番号	1	2	3	4	5	6
深さ m	4-1 4.00 ~4.30	4-2 6.00 ~6.20	4-3 8.00 ~8.20	4-4 11.00 ~11.20	4-5 11.00 ~11.20	4-6 19.50 ~19.80
レキ分 %	16.5	22.0	27.0	31.0	36.0	33.0
砂分 %	65.5	36.0	27.0	17.0	11.5	12.5
シルト分 %	12.0	13.0	9.0	11.5	9.5	16.5
粘土分 %	1.0	—	—	14.5	24.0	5.0
粒度による分類	砂質土	礫質土	砂質土	礫質土	砂質粘土	砂質土
最大粒径 D_{max} mm	6.5	12.5	5.4	19.2	2.7	26.0
60%粒径 D_{60} mm	1.00	0.16	1.125	3.2	1.8	1.30
30%粒径 D_{30} mm	0.43	0.37	1.62	2.2	0.037	1.12
10%粒径 D_{10} mm	0.82	—	0.75	—	—	0.067
均等係数 U_e	30.0	—	25.0	—	—	14.5
曲率係数 U'_e	9.25	—	2.34	—	—	0.30



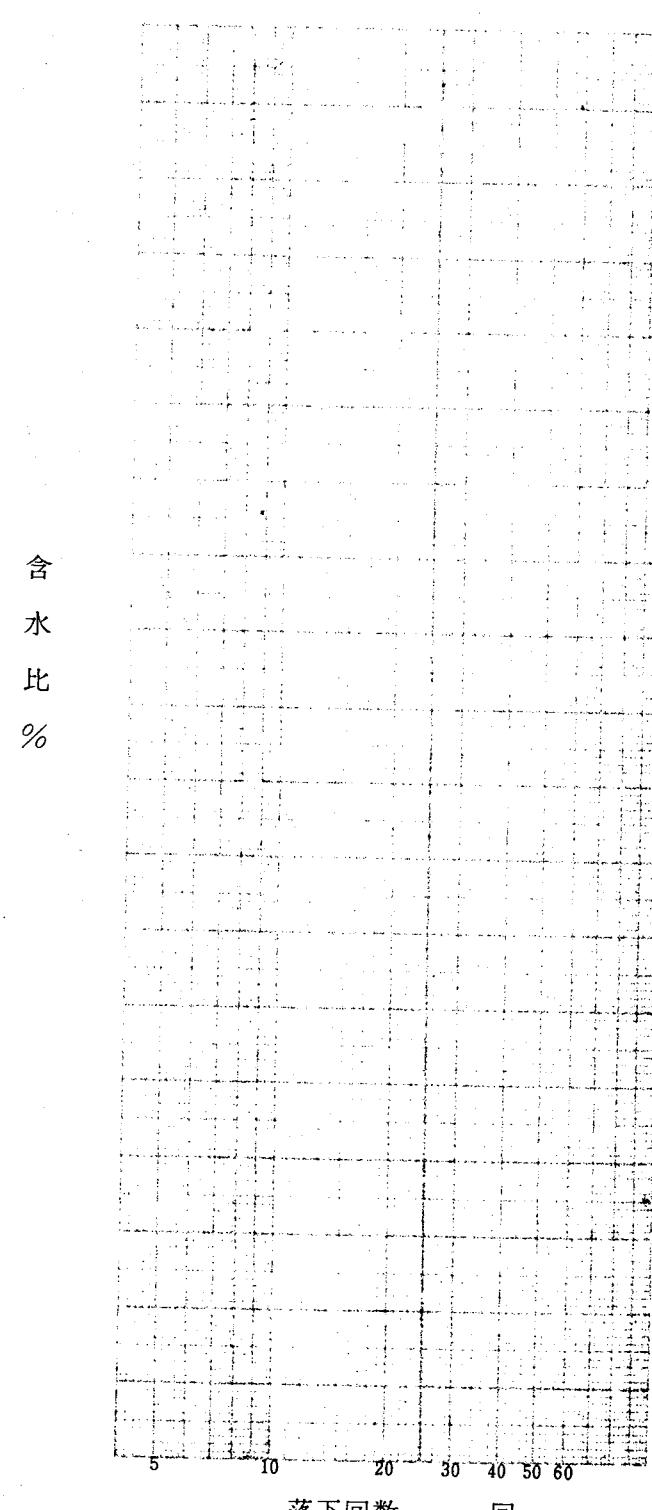
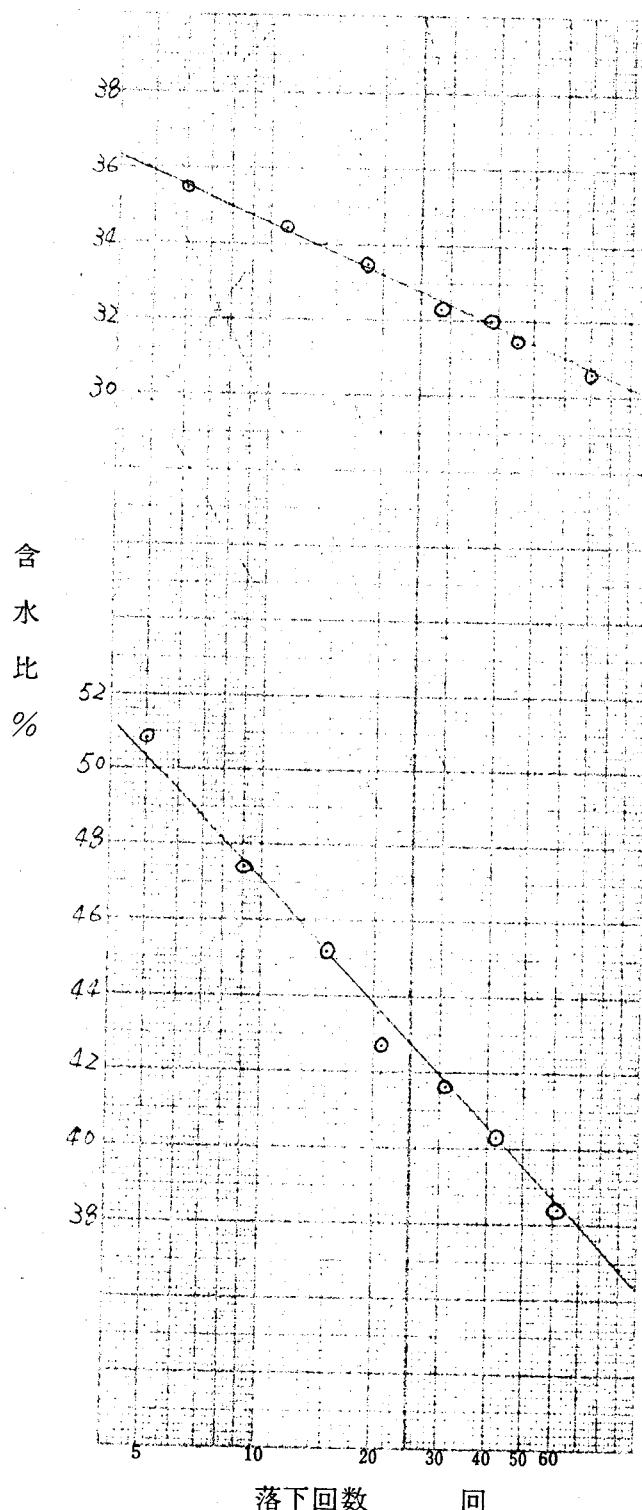
粒度試験

試料番号	1	2	3	4	5	6
深さ m	5-1 1.00 ~ 1.30	5-2 3.00 ~ 3.30	5-3 5.00 ~ 5.30	5-4 7.00 ~ 7.30	5-5 11.00 ~ 11.30	5-6 12.00 ~ 22.30
レキ分 %	0	14.5	61.0	94.5	73.5	2.0
砂分 %	52.5	58.5	12.0	39.0	6.5	20.0
シルト分 %	29.5	15.5	12.7	17.5	7.0	40.0
粘土分 %	18.0	11.5	14.3	9.0	13.0	38.0
粒度による分類	砂質土	砂泥質土	礫質土	砂泥質土	礫質土	粘土
最大粒径 D_{max} mm	1.10	10.2	28.0	17.0	20.0	2.2
60%粒径 D_{60} mm	0.115	0.55	2.0	11.0	10.1	0.035
30%粒径 D_{30} mm	0.022	0.10	0.35	0.10	2.8	—
10%粒径 D_{10} mm	—	0.003	0.0018	0.0075	0.005	—
均等係数 U_e	—	183	3890	147	—	—
曲率係数 U'_e	—	6.06	9.72	1.21	—	—



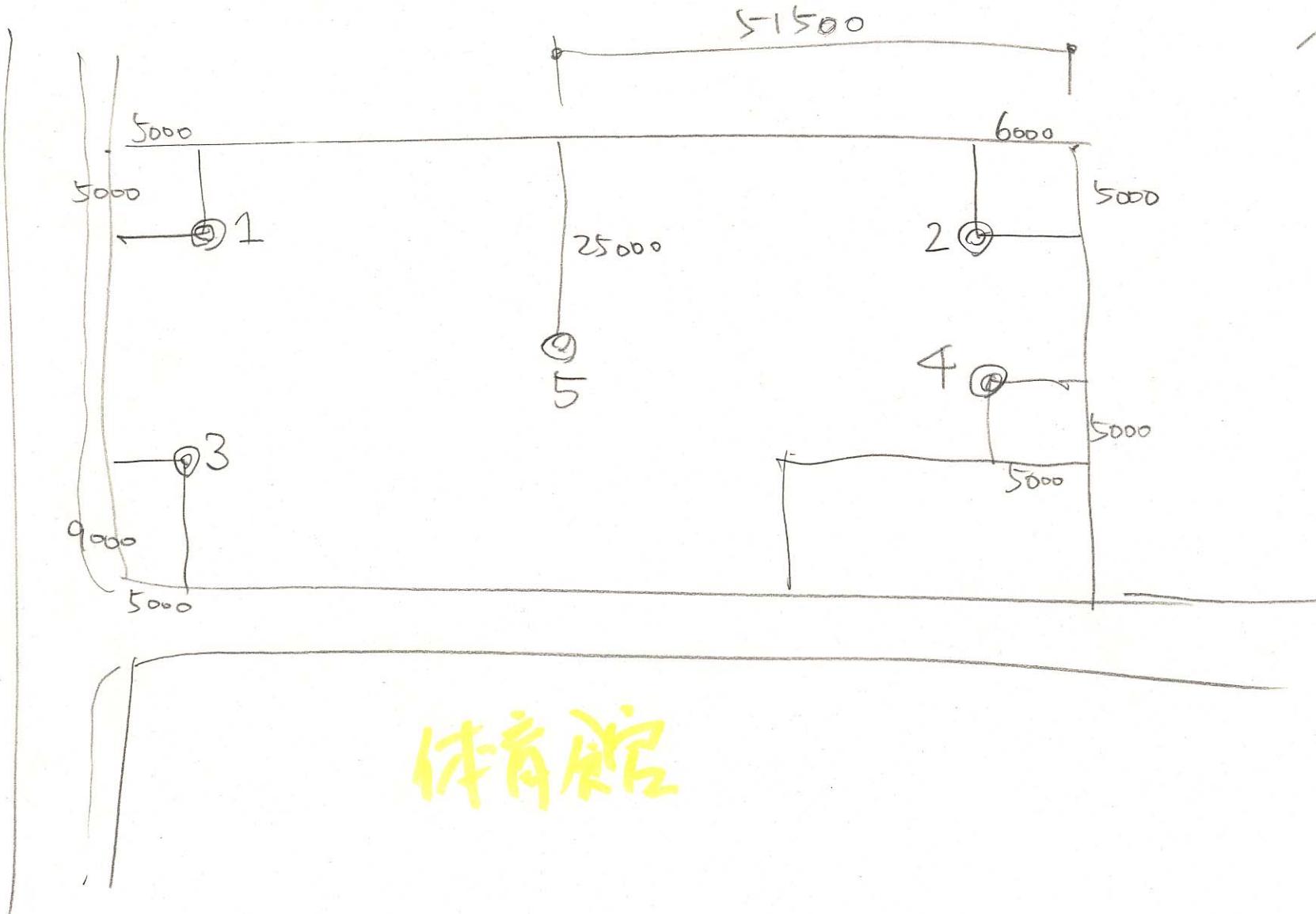
液性限界及び塑性限界試験

試料番号	2-1	5-1						
深度 m	1.29 1.30	1.20 1.30	~	~	~	~	~	~
自然含水比 W%	42.4	37.9						
液性限界 W _l %	32.8	42.8						
塑性限界 W _p %	17.6	18.4						
塑性指数 I _p	15.2	21.4						



公民館

2



体育馆

地質柱状図集

