

は　じ　め　に

この京葉道路試験盛土に対する研究は日本道路公団の委託により、建設省土木研究所　機械施工部　土質研究室で実施したもので、軟弱地盤における盛土に関する設計指針を得ることを主眼としている。

当土質研究室に研修生として派遣された我々3名がこの研究の一環を学び得る機会を得ましたので報告させていただきます。

尚、この報告書の作成に際し、私達を指導して下さいました土質研究室の山村室長をはじめ土質研究室の皆様深く感謝いたします。

昭和42年3月

佐藤工業株式会社技術研究部

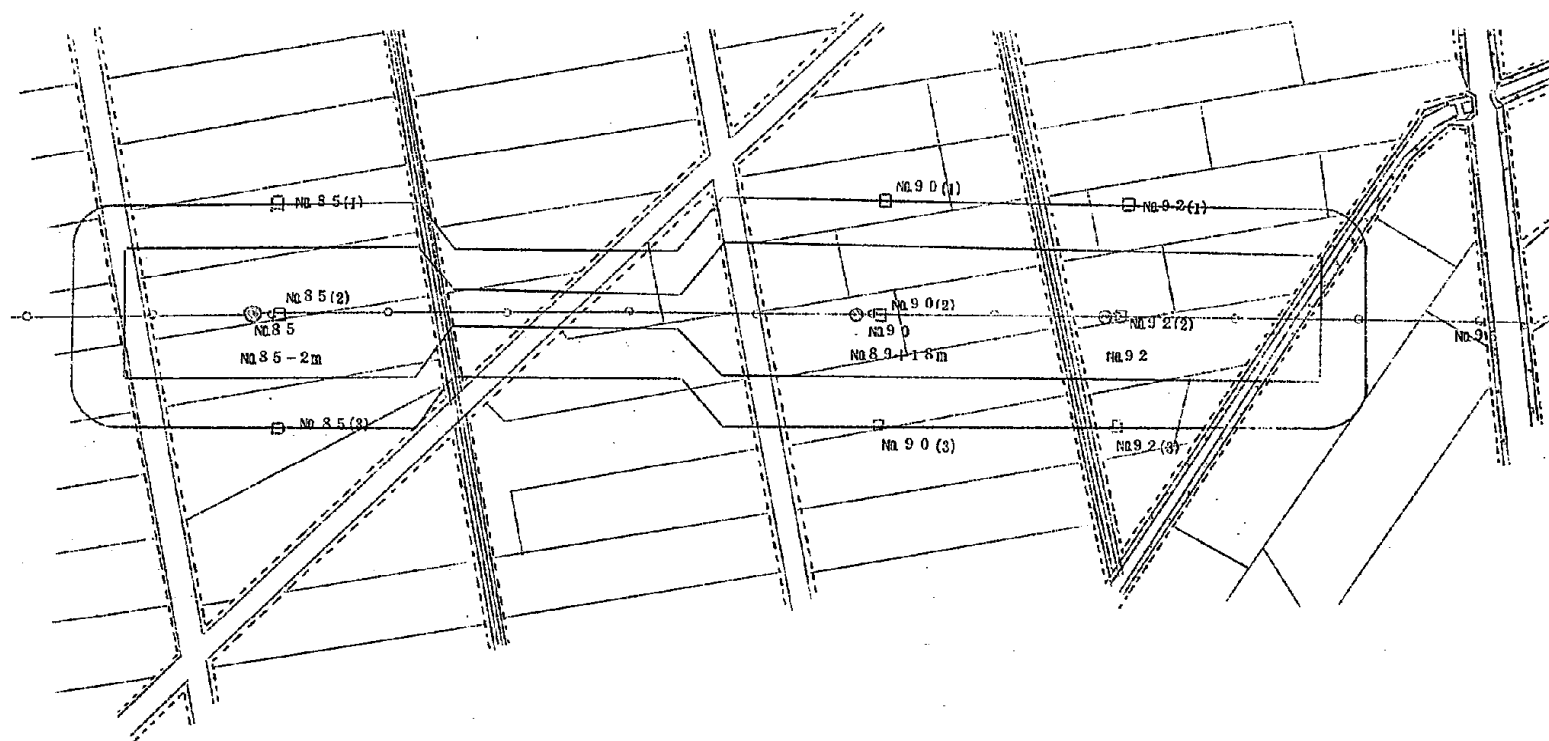
建設省土木研究所土質研究室出向社員

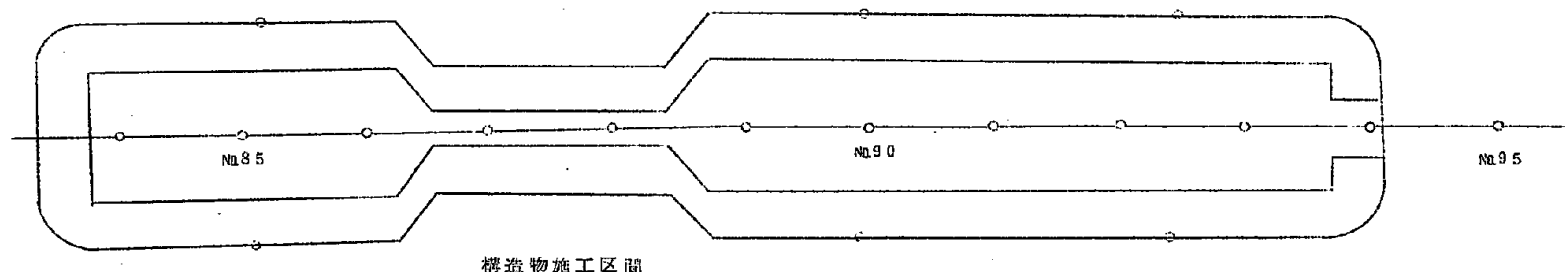
小	嶋	啓	市
田	辺	松	男
宮	沢	千	明

調查地点平面图

①———フェルサンブラーによる試料採取

1. オランダ式コーンテスト





構造物施工区間

C～C断面

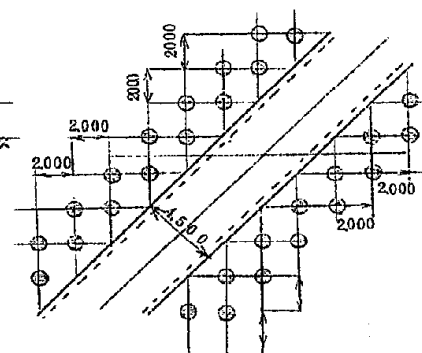
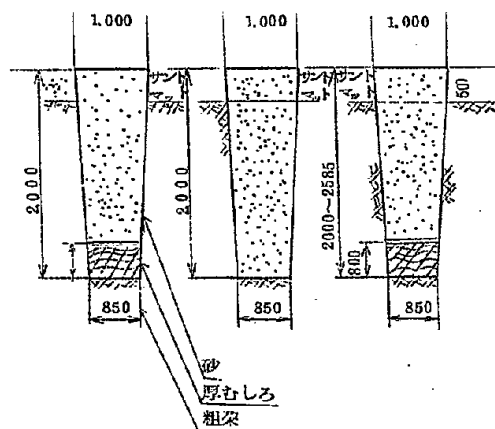
B～B断面

A～A断面

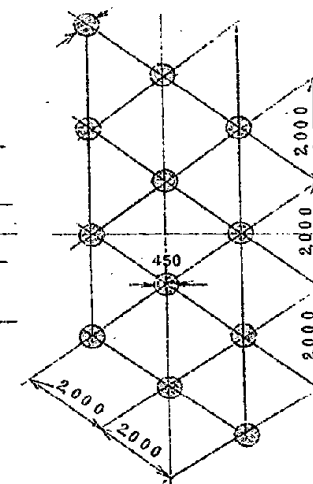
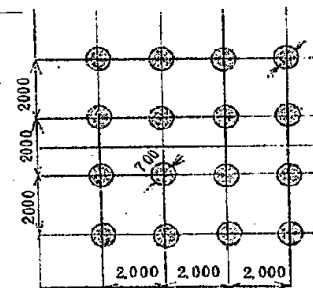
サンドコンパクションパイル配置図

サンドコンパクションパイル配置図

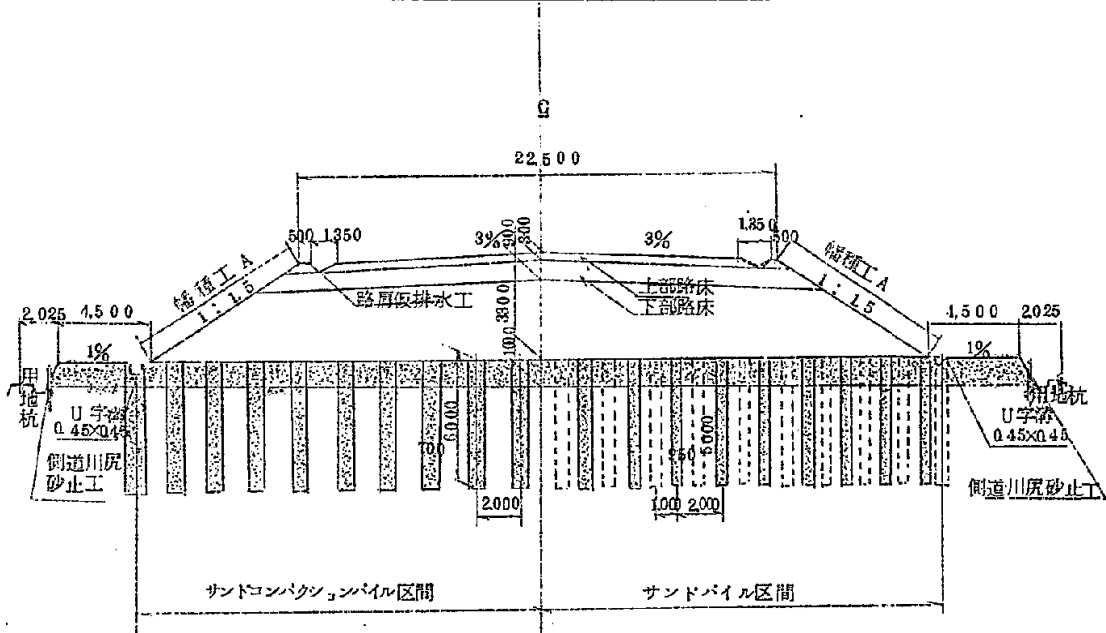
サンドパイル配置図



試験盛土平面図

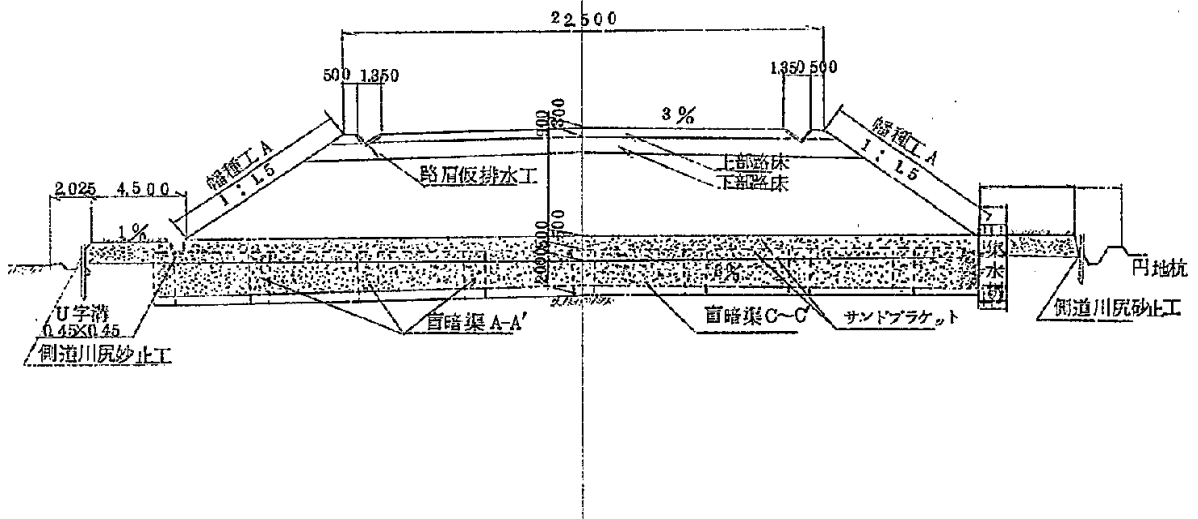


サンドパイル、サンドコンパクションパイル圧間標準横断面図



盲暗渠区間標準横断面図

$S=1/100$



第 1 章	京葉道路試験盛土計画概要	1
1 - 1	工事概要	1
1 - 2	試験の趣旨・目的	1
1 - 3	試験盛土位置の土質概要	1
1 - 4	有機質土層の検討	2
第 2 章	土質調査結果及び検討	4
2 - 1	土質試験結果の検討	4
2 - 2	土質試験結果一覧表	12
2 - 3	土質試験結果図	20
2 - 2	二重管式コーンテスト結果	46
第 3 章	推定される基礎地盤の沈下	50
3 - 1	圧密沈下量の計算方法	50
3 - 2	瞬間載荷による圧密沈下量の計算	50
3 - 3	盲暗梁区間の圧密沈下計算	53
3 - 4	サンドコンパクション区間の圧密沈下計算	59
3 - 5	サンドレーン区間の圧密沈下計算	67
3 - 6	圧密沈下量の計算と実測値との比較検討	74

第 1 章 京葉道路試験盛土計画概要

§ 1 工 事 概 要

工 事 名 京葉道路（三期）試験盛土工事
施工場所 千葉県千葉市幕張町 STA. No. 83～No. 94

§ 2 試験の趣旨・目的

京葉道路第三期工事区において、軟弱かつ、圧縮性の高い有機質土を含む軟弱地盤が随所に散在しており、本工事の施工にあたって基礎地盤の処理の如何が道路の安定性ならびに築造の工費に大きな影響を及ぼすものと考えられる。よって本工事に先立って施工予定路線上において本工事と同一規模の試験盛土を行ない、その試験結果により設計および施工のための指針を得ようとするものである。工事については基礎地盤上に、敷砂（サンドマット）を施工したのち基礎地盤内にサンドパイル（サンドドレーン工法）及びサンドコンパクションパイル（コンポーザー工法）を打込んで圧密沈下を促進する場合と盲暗渠を施し脱水圧密を行う場合の 2 方法を比較検討する。

なお計画した試験内容は下記の通りである。

- (a) 基礎地盤の土質調査
- (b) 土質試験
- (c) 計器による盛土進行にともなう圧密度その他の調査
- (d) 土取場における盛土材料試験
- (e) 転圧試験及び現場 CBR 試験
- (f) 土量変化率の調査

以上の内、当研究室において直接担当するのは(a)、(b)、(c)の 3 項目である。

§ 3 試験盛土位置の土質概要

試験盛土位置の土質調査は公団ならびに当土質研究室において調査した結果とを合せて推定すると基礎地盤の概要は下記の通りである。

(a) 表 土

表土は稲作地であり、粘土質ローム層で層厚は約 0.5 m 前後であり自然含水比は約 50 % 前後で有機物含有比も約 10 % であるので圧密沈下計算から除外する。

(b) 有機質土質

有機質土層の層厚は盲暗渠区間で約 8.5m、サンドコンパクション区間で約 3.0m、サンドドレーン区間で約 2.5m であり自然含水比が 600~800% で、強熱減量試験による有機物含有比は 50~70% であり初期間隙比は $e = 11 \sim 15$ 前後で、比重は約 1.5~1.7 単位体積重量は $\gamma_s = 1.0 \sim 1.1 \text{ g/cm}^3$ 程度であり非常に圧縮性が大きく沈下の現象はこの層によって大きく左右されるものと考えられる。

(c) 砂質土層

この層は上部に 2 m 前後の砂質ロームを含む細砂層で層厚は盲暗渠区間でやや大きく、厚さ 7~8 m 程度の旧海底細砂層であるが、サンドドレーン区間では厚さ 5~6 m とやや薄くなっている。N 値および q_c は盲暗渠区間は小さく N 値は 5 以下、 q_c は 40 kg/cm^2 以下であるが、他の区間では N 値は最大 10 ぐらいで q_c は $60 \sim 80 \text{ kg/cm}^2$ 程度である。自然含水比は約 80~50% で、単位体積重量は 1.8 g/cm^3 前後、比重は約 2.7 の均質な細砂である。

(d) 粘性土質

この層の層厚は盲暗渠区間においては 3 m 前後で、サンドドレーン区間では上部に 4 m 前後の粘土層がありその下に 3 m 前後の砂質ローム及び中砂の層から成っており、サンドコンパクション区間では 10 m 前後の砂と粘性土との互層から成っている。

(e) 細砂層

この層は黄褐色の締った層で N 値も 20~40 と下層へゆくに従い大きくなっており一応堅い支持層と考えられる。

以上の様な各層に分類したのは当土質研究室において試験盛土を開始する前に各区間ごとに三個箇所づつ行ったオランダ式コーン試験と各区間一本のフォイルサンブラーにより採取された試験によって行った。

§ 4 有機質土層 (ケド層) の検討

当試験盛土において沈下及び盛土安定に対してケド層が大きな影響を与えるものと思われるので今回の基礎地盤調査はケド層に主眼を置いて実施した。フォイルサンブラーにより採取したケド層の状態は暗褐色で植物繊維や木片を多量に含み含水比が高いことも一見して分かる。ケド層の色々な試験結果は後に詳細に述べる概略は次の通りである。

(a) 自然含水比 $\omega = 600 \sim 800 \%$

(b) 単位体積重量 $\gamma_s = 1.0 \sim 1.1 \text{ g/cm}^3$

- (c) 土粒子の比重 $G_s = 1.5 \sim 1.7$
 (d) 有機物含有率 $50 \sim 70 \%$ (強熱減量試験による)
 (e) 初期間隙比 $e = 11 \sim 15$
 (f) 一軸圧縮強度 $q_v = 0.15 \sim 0.20 \text{ kg/cm}^2$

一軸圧縮試験結果はバラツキが大きく又明確な破壊点は認められない。

- (g) 三軸試験結果

$$\phi_v = 2.0^\circ \quad C_v = 0.1 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi_{cv} = 11.0 \sim 15.0^\circ \quad C_{cv} = 0.06 \sim 0.17 \text{ kg/cm}^2$$

(断面積の補正をした値)

- (h) 圧密試験

$$\begin{aligned} \text{圧縮指数} \quad C_c &= 6 \sim 8 \\ \text{先行圧密荷重} \quad P_o &= 0.16 \sim 0.28 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{圧密係数} \quad C_v &= 2 \times 10^{-2} \sim 3 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec} \\ \text{体積圧縮係数} \quad M_v &= 7 \times 10^{-4} \sim 4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{g} \end{aligned}$$

(盛土載荷重の範囲内において)

第2章 京葉道路試験盛土実験結果及び検討

§1 土質試験結果の検討

A 物理的性質

(a) 粒度分析試験

粒度分析試験によって描かれた粒径加積曲線は図2-4に示されたとおりであるがこの粒度分析試験は盲暗渠区間の試料に対してのみ行ったもので試料数が少ないので余り明らかではないがこれによるとケド層とその下の砂層の粒度組成には顕著な差が見られる。

(b) 自然含水比

JIS A 1203 では110℃に保った乾燥炉で土を乾燥し、重量変化がなくなったときまでの重量減を含水量としているが従来泥炭は、105℃以上では焦げを生ずるとの理由からそれより低温で乾燥する例が多かったが渡辺進氏が各地の泥炭について行った乾燥試験の結果、泥炭においても110℃~140℃で十分安定した乾燥状態が存在することが明らかとなったために今回のケド層の自然含水比測定にはJIS A 1203の方法をそのまま適用した。

自然含水比を深さ方向にプロットすると図2-5に示されるように、盲暗渠区間では0~4m前後まで $w=300\sim 850\%$ を示し4m以下では $w=40\%$ 以下であるがサンドコンパクション区間では深度35m、サンドドレーン区間では深度30mによって含水比が大幅に変化している。

(c) 比重

大部分の土はJIS 1202に決められた方法によって土粒子比重を求めることができるがケド層は煮沸してもなかなか沈降しないので今回の試験では5時間程度煮沸を続けた。今回行ったケドの土粒子比重試験方法を簡単に説明すると次のとおりである。

ケド中のセンイ分は一度乾燥すると水になじまなくなるから、ピクノメーターには湿潤土のまま入れてから蒸留水をピクノメーターの容量1/2程度加えて、煮沸を4~5時間行なった。この間、必要に応じてバットからピクノメーターをとり出し冷却したり内壁に付着したセンイを落したりした。こうして全部のセンイが沈降したら冷却し、このあとの作業はJIS A 1202によって行う。

こうして求めたケドの比重を深さ方向にプロットすると図 2-6 に示されるように 0~0.5 m の表土では $G=24\sim26$ でそれ以下のケド層では大体 $G=16$ 程度であるが下の砂層近くでは $G=20\sim23$ を示しかなり砂が混っているものと思われる。またケド層以下の砂層では $G=27$ を示している。土粒子の比重と自然含水比との関係を片対数方眼紙に描くと自然含水比が増加するにつれて比重は直線的な減少を示している。(図 2-8)

(d) 有機物含有量

有機物含有量の測定法にはいろいろあるが、主なものはつぎのとおりである。

(I) 重クロム酸法： 有機物を重クロム酸カリで酸化したのち、過剰の重クロム酸カリを硫酸第一鉄溶液で滴定する。

(II) 強熱減量法： 土を高温で焼き、その重量減を求める。

(III) 過マンガン酸カリ法： 土を塩酸などで処理し、過マンガン酸カリで滴定する。

(IV) 過酸化水素法： 過酸化水素で酸化し、重量減を求める。

これらの方法のうちセイン分の多い泥炭には強熱減量法が標準的方法として奨められているので今回の試験にはマッフル炉を使用する強熱減量法によった。従来泥炭の強熱試験には大体 $600^{\circ}\text{C}\times 4$ 時間必要であると考えられているが今回は $700^{\circ}\text{C}\times 15$ 分間 燃焼させた。こうして求めた有機物含有率を深さ方向にプロットすると図 2-29 のようになりケド層では 50~70 % の含有率を示している。

有機物含有率と自然含水比、有機物含有率と自然間隙比、有機物含有率と比重との関係を描くと図 2-10、11、12 のようになるが有機物含有率を求める強熱減量試験の試験数が少ないので明確にはわからないが自然含水比と自然間隙比は有機物含有率の増加につれて直線的な増加を示していると思われる。

(e) 湿潤単位体積重量

湿潤単位体積重量を深さ方向にプロットすると図 2-7 に示されるように $r_1=1.00\text{g/cm}^3$ を割っている場合があるがこれは大きな間隙をもつケドが地下水位より上に引上げられると少なからぬ水が流出するためであると思われる。軟弱地盤では地下水位が一般に高いから、その乱さない試料は飽和に近いと考えられる。また軟物質の土では土粒子比重 G はほぼ一定の値をとるとみることが出来るので軟弱土の湿潤単位重量 r_1 は自然含水比 ω_n または自然間隙比 e_n と次の様な関係がある。

$$r_1 = G \frac{1 + \frac{\omega_n}{100}}{1 + e_n}$$

これに飽和の条件

$$\frac{e_N}{\omega_N} \times 100 = \frac{C_{Ts}}{r_w} \quad (r_w : \text{間隙水の単位重量})$$

$$r_w = 1.00 \quad \text{を入れると} \quad r_e = 1 + \frac{G-1}{1 + \frac{w_N}{100} \cdot G}$$

という関係になりGは一定と考えるのでこれは $r_e \sim w_N$ の双曲線関数である。

湿潤単位体積重量と自然含水比との関係を片対数方眼紙に描くと図2-9のようになり自然含水比が増加するにつれて単位体積重量は直線的な減少を示している。

B 圧密特性

(a) 間隙比と荷重曲線 ($e - \log P$ 曲線)

圧密試験結果から各区分ごとの $e - \log P$ 曲線を描くと盲暗渠区間では図2-13に示されるように深度1.10~2.71mまでの試験結果は良く一致していてその圧縮指数は $C_c = 8$ 程度であるが深度3.41~4mでは上記と異なり圧縮指数は $C_c = 3$ 程度となるが深度4m以下の $e - \log P$ 曲線とは顕著な差が見られる。サンドコンパクション区間の $e - \log P$ 曲線は図2-14のようになり深度0.55~2.6mでは圧縮指数は $C_c = 7 \sim 13$ 程度で良く一致しているが深度3.05~3.10mでは圧縮指数 $C_c = 2$ 程度でかなり砂が混っているものと思われるが深度3.4m以下の $e - \log P$ 曲線とは顕著な差が見られる。

サンドレーン区間の $e - \log P$ 曲線は図2-15に示されるが深度0~0.5mの表土の $e - \log P$ 曲線はケド層の $e - \log P$ 曲線と異なり砂層と同様であるのでケド層の圧密沈下量と比較して表土の沈下量は無視出来る程度であると仮定した。

(b) 先行圧密荷重

圧密試験結果より求められた先行圧密荷重を深さ方向にプロットすると図2-28のとおりであるがこれによると先行圧密荷重は現在の有効土被り圧よりかなり大きく出ている。また先行圧縮荷重と自然含水比との関係は図2-31に示したが顕著な傾向は見られない。

(c) 圧密係数

圧密試験結果から得られた圧密係数を $\log C_v - \log P$ 曲線に描くと、盲暗渠区間においては図2-17のようになり深度0~4mでは一般に $\log P$ に反比例してほぼ直線的に減少し、圧密荷重内での C_v の範囲は $C_v = 1 \times 10^{-2} \sim 1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$ とかなり大きなものであり、深度4m以下では一般に荷重増加に余り関係なく $C_v = 1 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{sec}$ である。サンドコンパクション区間では図2-18のようになり深度0~3.5mのケド層内においては圧密荷重内での C_v の範囲は $C_v = 1 \times 10^{-2} \sim 4 \times 10^{-3}$

cm^2/sec となり荷重増加による C_v の変化は盲暗渠区間と比べると幾分少なく、深度35m以下では一般に荷重増加に余り関係なく $C_v \approx 1 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{sec}$ 程度である。

サンドドレーン区間では $\log C_v - \log P$ 曲線を描くと図2-19のようになり深度0~0.5mの表土においては $C_v \approx 1 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{sec}$ と荷重増加に関係なく一定であり、深度0.5m~30mのケド層では $\log P$ に反比例してほぼ直線的に減少し、圧密荷重内の C_v の範囲は $C_v = 2 \times 10^{-2} \sim 1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$ とかなり大きなものであるが深度30m以下では荷重増加に関係なく、 $C_v \approx 1 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{sec}$ である。沈下速度計算にはこれらの曲線の平均値と取った図2-20に示すような平均 $\log C_v - \log P$ を使用した。

(d) 体積圧縮係数

圧密試験結果から得られた荷重と体積圧縮係数の関係は盲暗渠区間においては図2-21に示したとおりであるがこれによると深度0~40mでは圧密荷重内の m_v の範囲は $m_v \approx 6 \times 10^{-4} \sim 3 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{g}$ であり、深度40m以下の $m_v = 1 \times 10^{-4} \sim 3 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{g}$ との差は顕著である。サンドコンパクション区間においては図2-22に示すように深度0~26mでは $m_v = 4 \times 10^{-4} \sim 7 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{g}$ 程度であるが深度340~350mでは増加荷重 $P = 0.2 \sim 0.3 \text{ kg/cm}^2$ 程度でかなりバラツキがでているがこれは土質そのものより実験誤差ではないかと思われる。サンドドレーン区間においては図2-23に示すように深度0~0.5mの表土では圧密荷重内の m_v の範囲は $m_v = 3 \times 10^{-4} \sim 3 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{g}$ であるが深度0.5~30mでは増加荷重の小さい内はかなりの差があるが増加荷重が 0.6 kg/cm^2 以上になると非常に良く一致していて $\log P$ に対して直線的に減少している。又深度30m以下では $m_v = 1 \times 10^{-4} \sim 3 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{g}$ で $\log P$ に対して直線的に減少していてケド層の $\log m_v - \log P$ 曲線との差は明確に表われている。

(e) 自然間隙比

圧密試験結果より得られた $e - \log P$ 曲線から、それぞれの深さにおける有効土被り荷重に対応する間隙比と、それぞれの先行圧密荷重に対応する間隙比に一軸圧縮試験の際に得られた湿潤単位量 Γ_1 、自然含水比 ω_n 及び比重試験の結果による比重 G を使用して

$$e_0 = \frac{G}{\Gamma_1} (1 + \omega_n) - 1$$

から求めた間隙比をプロットしたのが図2-24である。これによると三者の値はサンドコンパクション区間とサンドドレーン区間では比較的良く一致しているが盲暗渠区間ではかなり差が見られる。また間隙比と自然含水比との関係を片対数方眼紙に描くと図2-25のようになり間隙比は自然含水比の増加に比例して直

的に増加している。

C 剪断特性

(a) 一軸圧縮強度

土質試験の結果、ケド層においては最大圧縮応力 q_u が明瞭でなかったため破壊ヒズミ $q = 15\%$ のところを最大圧縮強度とした。一軸圧縮強度を深さ方向にプロットすると図 2-27 のようになり、盲路渠区間とサンドコンパクション区間では $q_u = 0.1 \sim 0.2 \text{ kg/cm}^2$ 程度であるがサンドドレーン区間では $q_u = 0.12 \sim 0.25 \text{ kg/cm}^2$ と少し大きくなっている。

また一軸圧縮強度と自然含水比との関係を片対数で示すと図 2-30 のようになるが一様に拡がっていて明確な事はわかりかねる。

(b) 三軸圧縮試験

三軸圧縮試験から得た結果は図 2-32 ~ 36 に示したとおりである。これによるとケド層の三軸圧縮試験は非排水試験の場合は各区間とも内部摩擦角 $\phi_v = 20^\circ$ 粘着力 $C_v = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ 程度を示しているが圧密非排水試験においては載荷試験前の圧密中に試料が変形して普通の状態の載荷試験と少し異った値が出たものと思われるので供試体の断面積の補正をしたところ $\phi_{cv} = 11.0^\circ \sim 15.0^\circ$ $C_{cv} = 0.06 \sim 0.17 \text{ kg/cm}^2$ という値になり、圧密による剪断強度の増加が見られる。また圧密中に供試体の変形し三軸圧縮試験を行うことが出来ない供試体に対して等方圧密が終了後三軸圧密試験機より供試体を取り出し、再び正常な円筒形に整形し、一軸圧縮試験を行ったところ圧密脱水による一軸圧縮強度は明らかに増加を示すがしかし破壊に達するまでの変量は相変らず大きく、応力-歪曲線は明確なピークを示さない。

調査期間 S 41年5月13日～S 41年 月 日

調査地点 Sta 85+2m (盲暗渠区間)

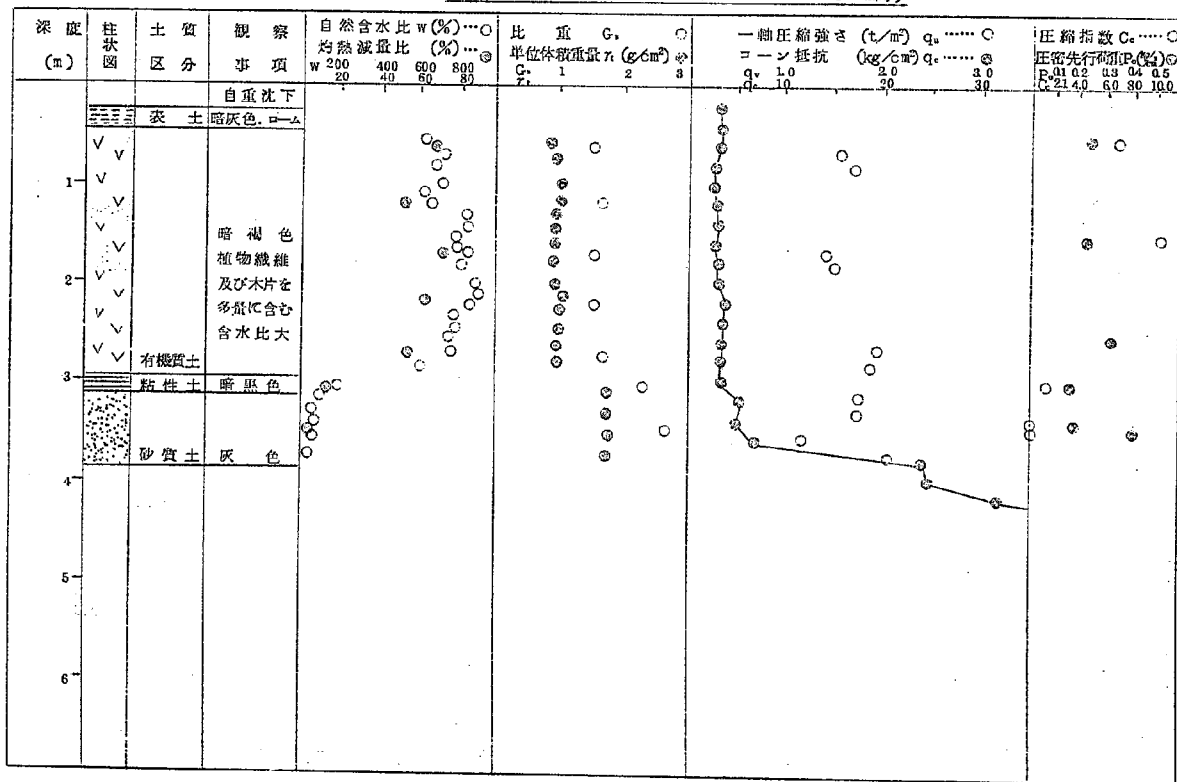
深度 (m)	柱状 図	土質 区分	観察 事項	自然含水比 w (%)	比重 G_s	一軸圧縮強さ q_u (t/m ²)	圧縮指数 C_c
				焼失比 (%)	単位体積重量 γ (g/cm ³)	せん断抗 $q = 0.4 \times q_u$ (t/cm ²)	
				200 400 600 800	1 2 3	2.0 3.0 4.0	0.1 0.2 0.3 0.4 0.5
1		表土	暗色 ヤレツ多く 実験不能				
2		有機質土					
3							
4							
5		砂質土	灰色 貝殻を含む				
6							

図2-2 Foil Sampler 調査報告書

調査期間 S 41年5月12日～S 41年6月22日

調査名 京葉道路

調査地点 Sta 89+18m (サンドコンパクション区間)



調査期間 S41年10月12日～S41年 月 日

調査名 京葉道路

調査地点 No 92 (サンドドレーン区間)

深度 (m)	柱状 図	土質 区分	観 察 事 項	自然含水比 w (%)	比 重 G_s	一軸圧縮強さ q_u (t/m^2)	圧縮指数 C_c
				灼熱減量比 (%)	単位体積重量 γ (t/m^3)		
				W 200 400 600 800	G_s 1 2	q_u 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0	C_c 0.2 0.3 0.4 0.5
1	V	表土					
2	V	有機質土					
3	●						
4	●	砂質土					
5							
6							

§ 2 土質試験結果一覧表

調査名 京葉道路試験盛土

ボーリング番号

調査地区 基張地区

地盤高

調査地点 No 85+2盲留渠区間

地下水位

試料番号	1	2	3	4	5	6	7	8
採取深度	0.40m 0.55	0.95m 1.10	1.10m 1.15	1.20m 1.50	1.92m 2.10	2.66m 2.71m	2.76m 2.91	2.47m 2.87
試料の種類		乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない
土粒子の比重	2.40	1.59	1.59		1.58	1.56	1.56	2.00
粒 径	レキ分(%)	0		0				0
	砂分(%)	81		67				50
	シルト分(%)	14		17				35
	粘土分(%)	5		16				15
	最大径(mm)	20		20				20
	60%径(mm)	0.250		0.358				0.202
分 類	現場観察による分類	腐植質 ローム	有機質土	有機質土	有機質土	有機質土	有機質土	有機質土
	JISによる分類	砂		砂質ローム				砂質ローム
	キャサグランデ法							
コ ン シ メ ン ツ	液性限界(%)							
	塑性限界(%)							
	塑性指数							
自 然 条 態	含水比(%)		520	762		676	869	847
	間隙比							
	浸潤単位体積重量(γ_m)		1.02			0.97		0.98
	飽和度(%)			94			91	
一 軸 強 度 試 験	乱さない試料(kg/cm^2)		0.18		0.15		0.12	
	繰り返した試料(kg/cm^2)							
	鋭敏化							
三 軸 強 度 試 験	内部摩擦角(度)			20			12.0°	(15.0°)
	粘着力(kg/cm^2)			0.18			0.06	(0.05)
	試験条件			非排水			圧密非排水	
圧 縮 密 度 試 験	先行荷重(kg/cm^2)		0.80			0.18		
	圧縮指数		85			83		
	圧密係数							
有機物含有量試験(%)			55.0	47.9	66.7	57.3	53.5	26.9

○三軸試験の深度291~247m

()内は断面補正をした結果

調査名 京葉道路試験盛土

ボーリング番号

調査地区 幕張地区

地盤高

調査地点 M35+2 盲腸渠区間

地下水位

試料番号		9	10	11	12	13	14	15	16
採取深度		352m 357	357m 372	372m 387m	402m 427	402m 417	417m 422	422m 427	450m 510
試料の種類		乱さない	乱さない	乱さない		乱さない	乱さない	乱さない	乱さない
土粒子の比重		2.00			2.68		2.68	2.68	2.68
粒 度	レキ分(%)				0				
	砂分(%)				89				
	シルト分(%)				5				
	粘土分(%)				6				
	最大径(mm)				20				
	60%径(mm)				0.285				
	10%径(mm)				0.050				
分 類	現地観察による分類	有機質土	有機質土	有機質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土
	IISによる分類				砂				
	キャサグランデ法								
コ ン シ ス 1	液性限界(%)								
	塑性限界(%)								
	塑性指数								
自 然 状 態	含水比(%)	273	336	521		35	32	34	36
	間隙率								
	湿潤単位体積重量(g/cm^3)		1.09	1.05		1.78			1.78
	飽和度(%)	96					91	92	
一軸圧 縮強さ	乱さない試料(kg/cm^2)		0.14	0.11		0.14			
	練り混ぜた試料(kg/cm^2)								
	鋭敏比								
三軸圧 縮強さ	内部摩擦角(度)								26.5
	粘着力(kg/cm^2)								0.05
	試験条件								圧密非排水
圧密 試験	先行荷重(kg/cm^2)	0.18					0.70	0.75	
	圧縮指数	2.6					0.13	0.13	
	圧密係数								
有機物含有量試験(%)					31.4				

備考:

有効応力表示 $\phi = 27.5^\circ$
 $c = 0.09$

調査名 京葉道路試験盛土

ボーリング番号

調査地区 幕張地区

地盤高

調査地点 N285+2 盲陰渠区間

地下水位

試料番号	17	19	19						
採取深度	510m 515	535m 551	536m 551						
試料の種類	乱さない		乱さない						
土粒子の比重	2.68	2.69							
粒 度	レキ分(%)	0							
	砂分(%)		94						
	シルト分(%)		3						
	粘土分(%)		3						
	最大径(mm)		2.0						
	60%径(mm)		0.250						
	10%径(mm)		0.120						
分 類	現場観察による分類	砂質土	砂質土	砂質土					
	JISによる分類		砂						
	キャサグランデ法								
コ ン ジ ス 1	液性限界(%)								
	塑性限界(%)								
	塑性指数								
自 然 状 態	含水比(%)	37		34					
	間隙率			1.8					
	湿潤単位体積重量(g/cm³)			1.8					
	飽和度(%)	95							
一 軸 圧 縮 強 さ	乱さない試料(kg/cm²)			0.172					
	繰返し試料(kg/cm²)								
	鋭敏比								
三 軸 圧 縮 強 さ	内部摩擦角(度)								
	粘着力(kg/cm²)								
	試験条件								
圧 密 試 験	先行荷重(kg/cm²)	0.520							
	圧縮指数	0.17							
	圧密係数								
有機物含有量試験(%)									

備考:

調査者 京葉道路試験盛土 ポーリング番号 _____

調査地区 幕張地区 地盤高 _____

調査地点 No.89+18 サンドコンパクション区間 地下水位 _____

試料番号	1	2	3	4	5	6	7	8
採取深度	0.55m / 0.60	0.60m / 0.75	0.75m / 0.90	1.55m / 1.60m	1.60m / 1.75	1.75m / 1.90	1.90m / 2.50	2.55m / 2.60
試料の種類	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない
土粒子の比重	1.58	1.53		1.52	1.52		1.54	1.68
粒 度	レキ分(%)							
	砂分(%)							
	シルト分(%)							
	粘土分(%)							
	最大径(mm)							
	60% 径(mm)							
	10% 径(mm)							
分 類	現場観察による分類	有機質土	有機質土	有機質土	有機質土	有機質土	有機質土	有機質土
	J I S による分類							
	キャサグラnde法							
コネクションスI	液性限界(%)							
	塑性限界(%)							
	塑性指数							
自然状態	含水比(%)	685	734	688	792	857	820	862
	間グキ比							
	湿潤単位体積重量(g/cm ³)		0.94	0.99		1.01	0.99	1.02
	飽和度(%)	86			102			92
一軸圧縮強さ	乱さない試料(kg/cm ²)		0.16	0.17		0.14	0.15	
	練り返した試料(kg/cm ²)							
	鋭敏比							
三軸圧縮強さ	内部摩擦角(度)				20°			65° (11.0°)
	粘着力(kg/cm ²)				0.07			0.17 (0.17)
	試験条件				非排水			圧密非排水
圧密試験	先行荷重(kg/cm ²)	0.26			0.24			0.34
	圧縮指数	73			1.11			1.28
	圧密係数(P ₀ に対する)							
有機物含有量試験(%)		692		584		720		623

備考:

三軸試験の

有効応力表示 $\phi = 11.6^\circ$

深度 0.90~1.50m

$c = 0.17$

() 内は断面補正した結果

調 査 者 京葉道路試験盛土

ボーリング番号

調査地区 幕張地区

地 盤 高

調査地点 No.89+18サンドコンパクション区間

地 下 水 位

試 科 番 号		9	10	11	12	13	14	15	16
探 取 深 度		260m	275m	305m	310m	325m	340m	345m	350m
		275	290	310	325	340	345	350	365
試 料 の 種 類		乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない
土 粒 子 の 比 重				2.31			2.68	2.68	
粒 度	レ キ 分 (%)								
	砂 分 (%)								
	シ ル ト 分 (%)								
	粒 土 分 (%)								
	最 大 径 (mm)								
	60 % 径 (mm)								
	100 % 径 (mm)								
分 類	現地観察による分類	有機質土	有機質土	粘性土	砂質ローム	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土
	J I S による分類								
	キャサグランデ法								
ロ テ ン シ ョ ン ス	液 性 限 界 (%)								
	塑 性 限 界 (%)								
	塑 性 指 数								
自 然 状 態	合 水 比 (%)	772	604	169	96	44	48	41	47
	間 グ キ 比								
	湿润単位体積重量(g/cm^3)	1.03	1.04		1.78	1.79			
一 軸 圧 縮 強 さ	飽 和 度 (%)			110			99	87	178
	乱さない試料(kg/cm^2)	0.20	0.18		0.18	0.17			
	減少した試料(kg/cm^2)								0.12
三 軸 圧 縮 強 さ	統 敏 比								
	内部摩擦角(度)								
	粘 着 力(kg/cm^2)								
圧 密 試 験	試 験 条 件								
	先行荷重(kg/cm^2)			0.17			0.18	0.44	
	圧 縮 指 数			1.6			0.2	0.3	
	圧 密 係 数								
有機物含有量試験 (%)		5.50		1.73			2.0		

備考:

調査名 京葉道路試験盛土

ボーリング番号

調査地区 葦 張 地 区

地 盤 高

調査地点 No.92 サンドドレーン区間

地 下 水 位

試 科 番 号	1	2	3	4	5	6	7	8
採 取 深 度	0 m 0.15	0.15 m 0.25	0.25 m 0.40	0.50 m 0.65	0.65 m 0.80	0.80 m 0.90	0.90 m 1.05	1.05 m 1.65
試 料 の 種 類	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない
土 粒 子 の 比 重	2.57	2.59	1.89		1.68	1.68		
粒 度	レ キ 分 (%)							
	砂 分 (%)							
	シルト分 (%)							
	粘 土 分 (%)							
	最 大 径 (mm)							
	60% 径 (mm)							
	10% 径 (mm)							
分 類	現場観察による分類	腐植質 ローム	腐植質 ローム	有機質土	有機質土	有機質土	有機質土	有機質土
	JISによる分類							
	キャサグランデ法							
コ ン シ ス 1	液 性 限 界 (%)							
	塑 性 限 界 (%)							
	塑 性 指 数							
自 然 状 態	含 水 比 (%)	88	42	628	582	638	524	639
	間 グ キ 比							
	湿润単位体積重量 (g/cm³)	1.42		1.00	1.02	1.02	1.03	1.04
	飽 和 度 (%)		72				88	
一軸圧縮強さ	乱さない試料 (kg/cm²)	0.16		0.24	0.17	0.15	0.14	
	練り返した試料 (kg/cm²)							
	鋭 敏 比							
三軸圧縮強さ	内部摩擦角 (度)							2°50'
	粘 着 力 (kg/cm²)							0.10
	試 験 条 件							非排水
圧 密 試 験	先行荷重 (kg/cm²)							
	圧 縮 指 数		0.41			0.18		
	圧 密 係 数		0.40			5.40		
有機物含有量試験 (%)								

備考:

調査名 京葉道路試験盛土

ボーリング番号

調査地区 基盤地区

地盤高

調査地点 No.92 サンドドレーン区間

地下水位

試料番号		9	10	11	12	13	14	15	16
採取深度		1.65m	1.80m	1.90m	2.05m	2.20m	2.30m	2.45m	2.60m
		1.80	1.90	2.05	2.20	2.30	2.45	2.60	2.75
試料の種類		乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない
粒 度	土粒子の比重		1.59			2.25	2.25		
	レキ分(%)								
	砂分(%)								
	シルト分(%)								
	粘土分(%)								
	最大径(mm)								
	60% 径(mm)								
分 類	10% 径(mm)								
	現場観察による分類	有機質土	有機質土	有機質土	有機質土	有機質土	有機質土	有機質土	粘性土
	JISによる分類								
コ チ ン シ ン ス !	キャサグランデ法								
	液性限界(%)								
	塑性限界(%)								
自 然 状 態	塑性指数								
	含水比(%)	747	790	713	624	668	477	206	96
	間ゲキ比								
	湿潤単位体積重量(g/cm^3)	1.02		1.03	1.04		1.03	1.22	1.52
一 軸 圧 縮 強 さ	飽和度(%)		97			84			
	乱さない試料(kg/cm^2)	0.15		0.18	0.19		0.17	0.25	0.23
	繰り返し試料(kg/cm^2)								
三 軸 圧 縮 強 さ	鋭敏比								
	内部摩擦角(度)								
	粘着力(kg/cm^2)								
圧 密 試 験	試験条件								
	先行荷重(kg/cm^2)		0.23			0.26			
	圧縮指数		75			85			
圧密係数(P_0 に対する)									

備考:

調査名 京葉道路試験盛土

ボーリング番号

調査地区 幕張地区

地盤高

調査地点 No.92 サンドドレーン区間

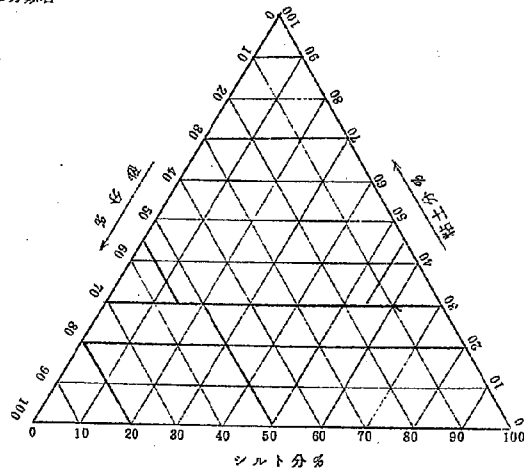
地下水位

試料番号		17	18	19	20	21	22	23	24
採取深度		275m 290	290m 295	305m 315	315m 330	330m 390	390m 400	400m 415	415m 430
試料の種類		乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない	乱さない
土粒子の比重		271	272	269		272	273		
粒 度	レキ分(%)								
	砂分(%)								
	シルト分(%)								
	粘土分(%)								
	最大径(mm)								
	60%径(mm)								
	10%径(mm)								
	現場観察による分類	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土
	JISによる分類								
	キャサグランデ法								
コン シ ス ト	液性限界(%)								
	塑性限界(%)								
	塑性指数								
	含水比(%)	29	28	30	32	35	52	63	43
	間ゲキ比								
自然 状態	湿潤単位体積重量(g/cm^3)	1.89			1.93	1.89		1.58	1.80
	飽和度(%)		117	95			87		
一軸圧 縮強さ	乱さない試料(kg/cm)	0.25			0.23			0.14	0.24
	練り返え試料(kg/cm)								
	鋭敏比								
	内部摩擦角(度)					27.6°			
三軸圧 縮強さ	粘着力(kg/cm)					0.13			
	試験条件					圧密排水比			
圧密 試験	先行荷重(kg/cm)		0.40	0.38			0.23		
	圧縮指数		0.08	0.08			0.17		
	圧密係数								

備考:

2000 μ フレイ通過試料の粒度による土の分類名

- a 粘土
- b 砂質粘土
- c シルト質粘土
- d 砂質粘土ローム
- e 粘土質ローム
- f シルト質粘土ローム
- g 砂
- h 砂質ローム
- i ローム
- j シルト質ローム



試料番号	レキ分 %	砂分 %	シルト分 %	粘土分 %	最大径 mm	60%径 mm	10%径 mm	均等 係数	200 μ フレイ通 過率%	420 μ フレイ通 過率%	75 μ フ レイ通 過率%	三角座 標上の 記号	三角座標 法による 分類	備考
1)0.40-0.56m	0	81	14	5	2.0	0.250	0.022	11.4	100	90.6	19.0	g	砂	
2)1.20-1.80m	0	67	17	16	2.0	0.358	0	0	100	64.0	36.0	h	砂質ローム	
3)3.47-3.87m	0	50	36	15	2.0	0.202	0	0	100	72.0	58.0	h	砂質ローム	
4)4.72-4.27m	0	39	5	0	2.0	0.235	0.050	4.7	100	93.5	11.0	g	砂	

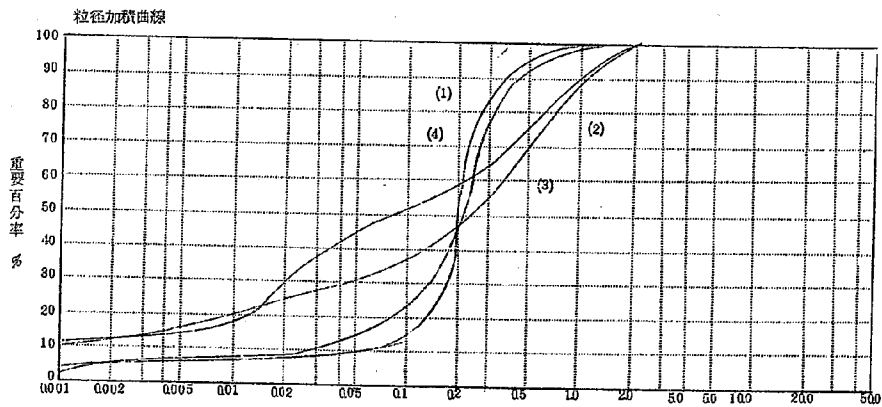


図 2-5

自然含水比分布図

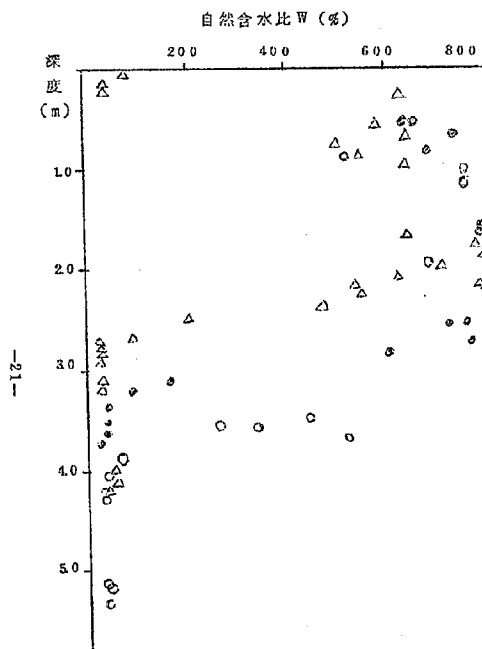


図 2-6

比重分布図

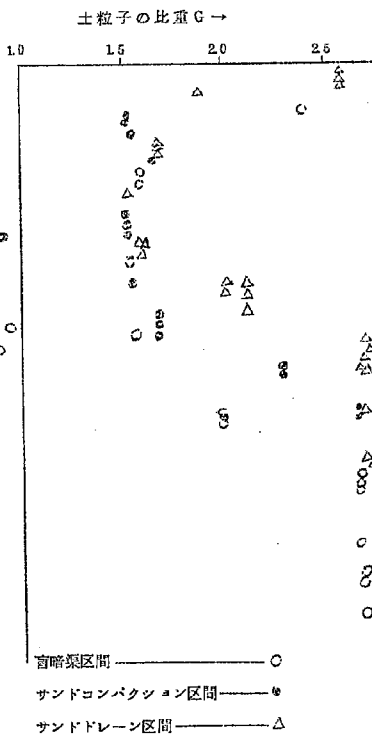
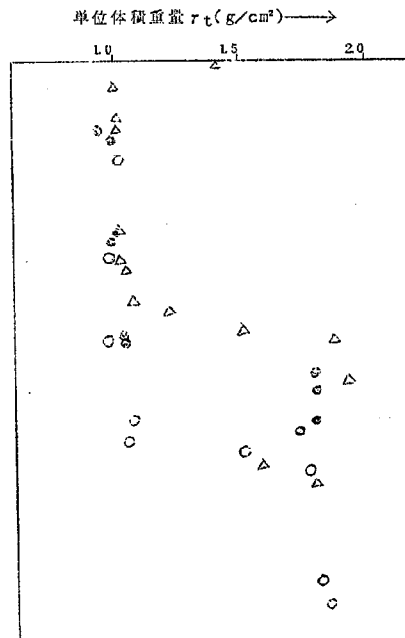


図 2-7

単位体積重量分布図



比重—自然含水比関係図

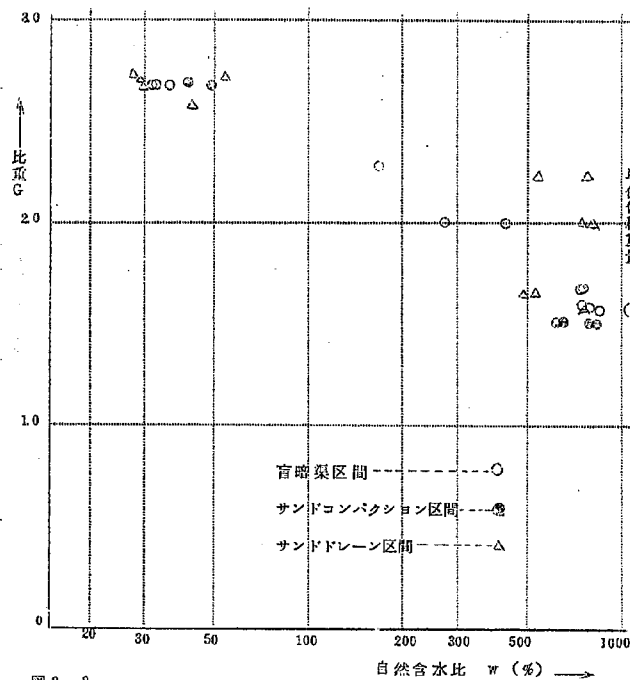


図 2-8

単位体積重量 γ_t —自然含水比関係図

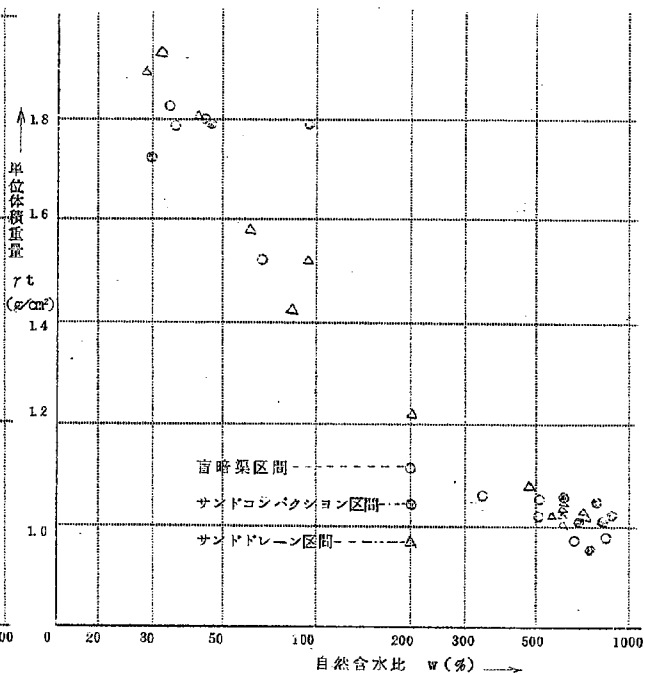
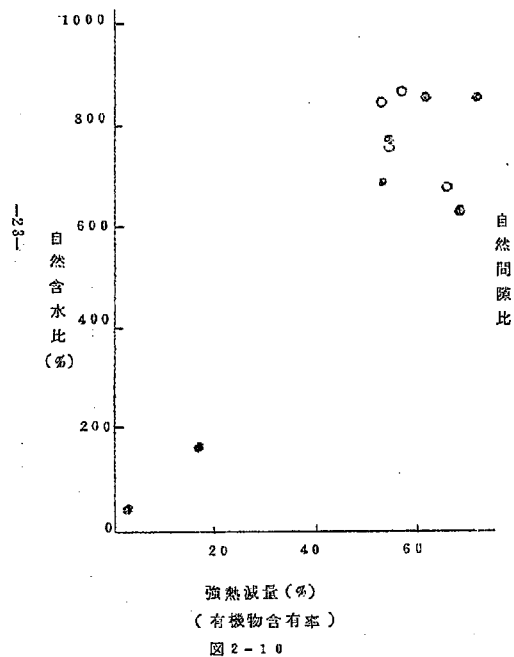
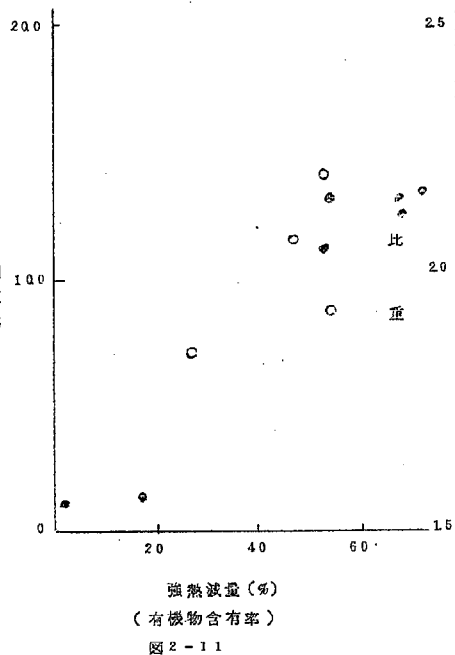


図 2-9

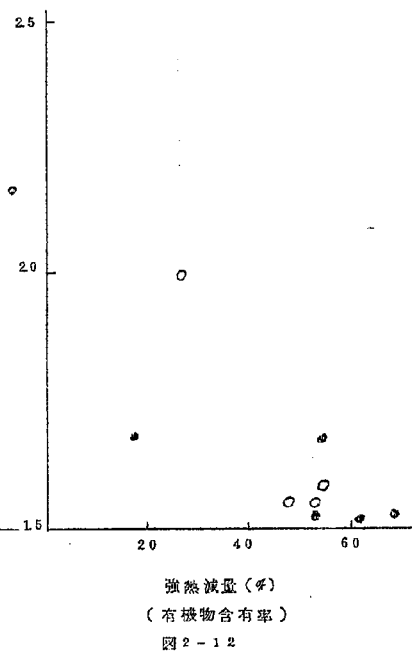
強熱減量—自然含水比關係圖



強熱減量—自然間隙比關係圖



強熱減量—比重關係圖



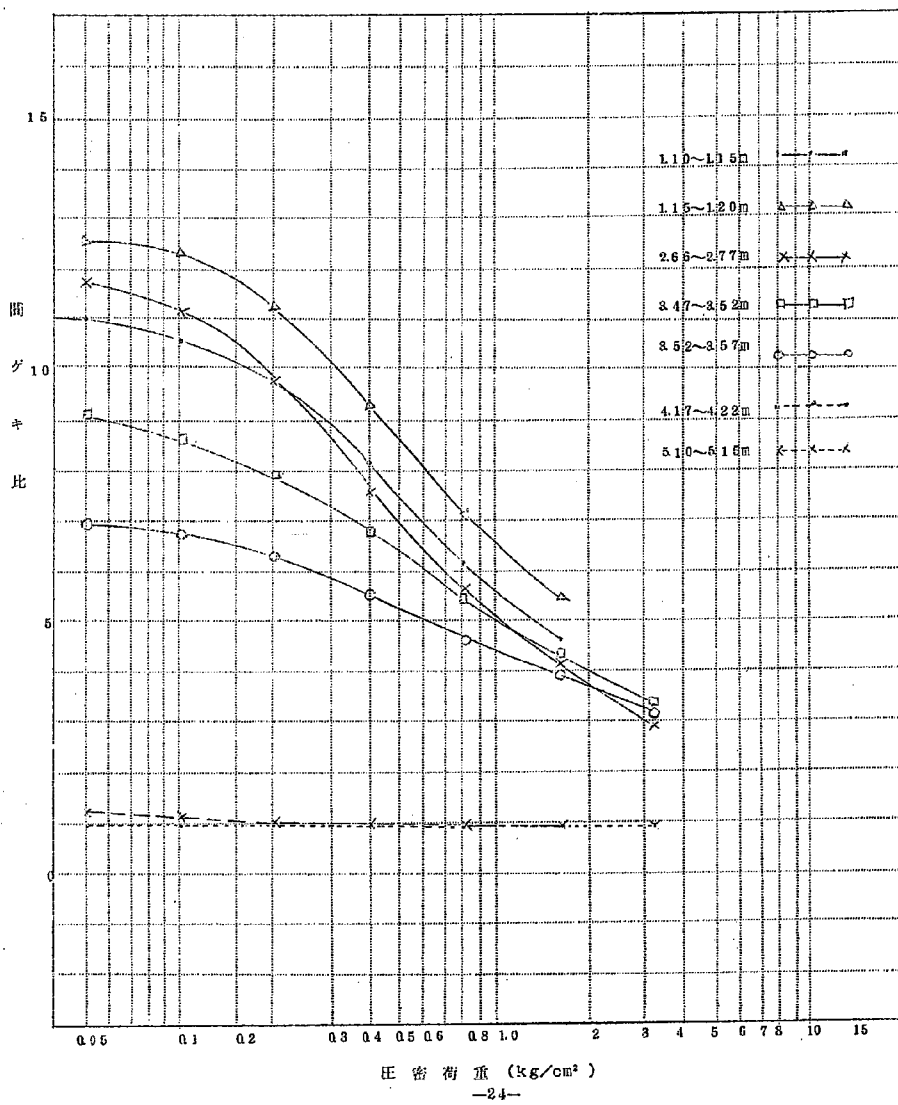
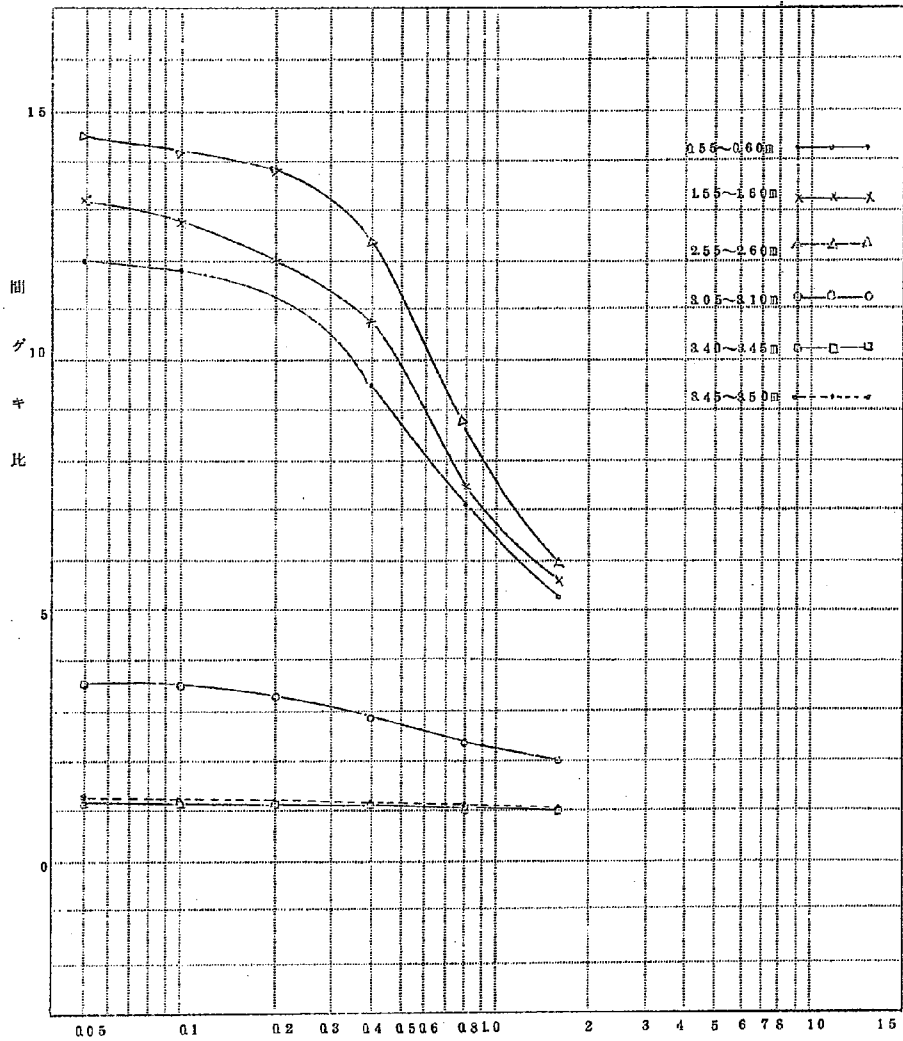
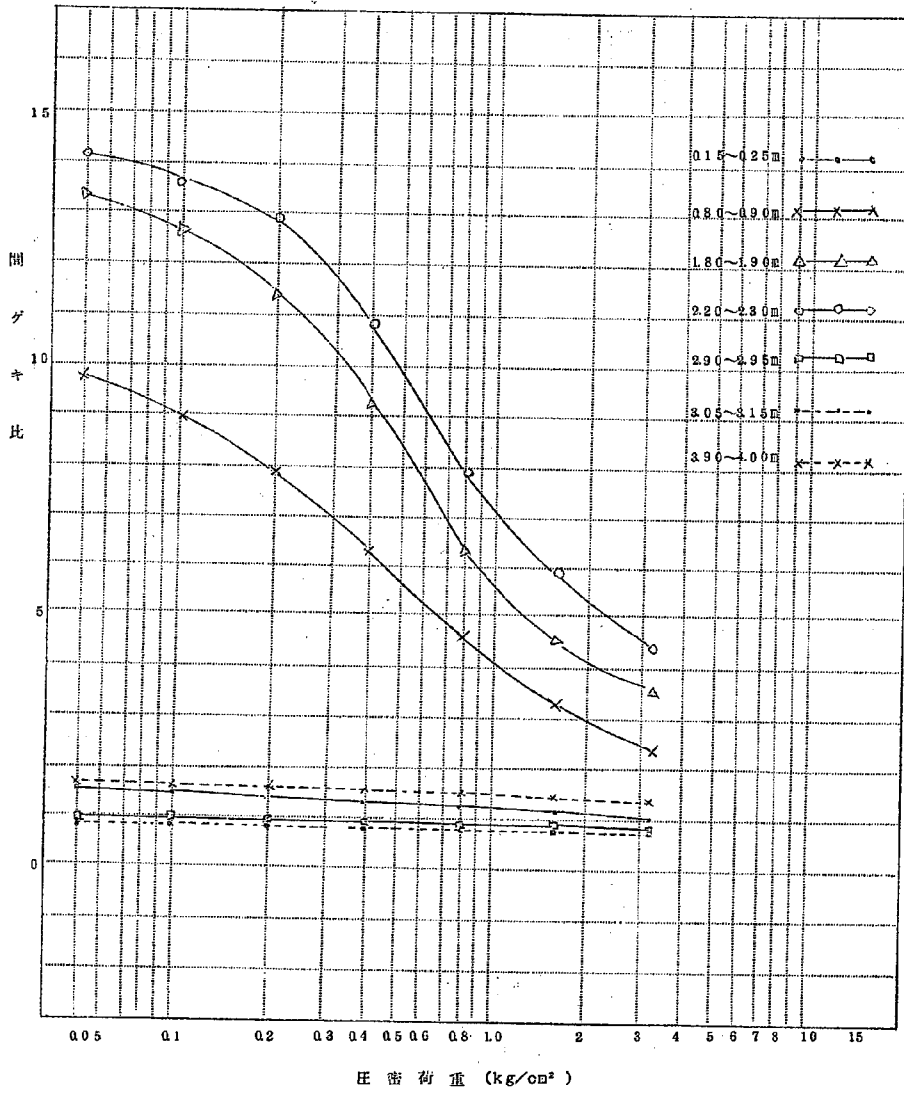


図 2 - 1 4



圧密荷重 (kg/cm²)



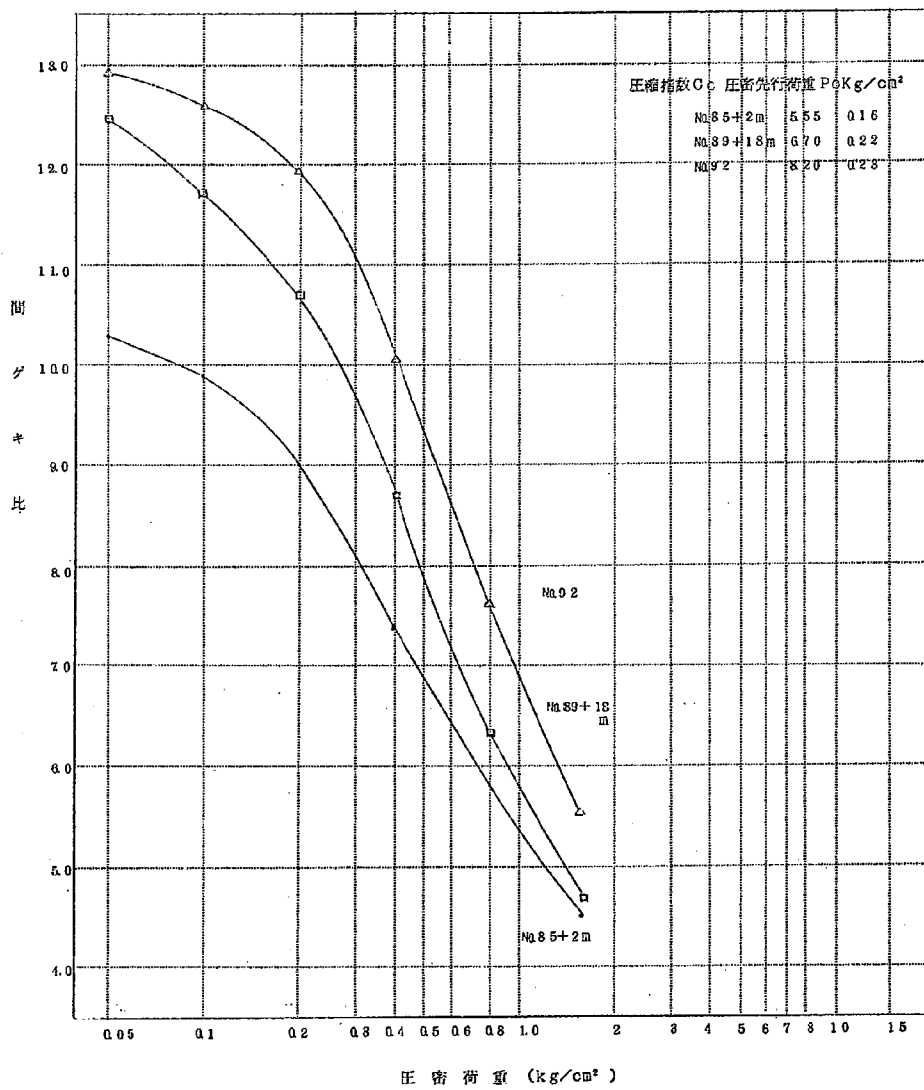


図 2-17

京葉道路 №85+2m (盲陥渠区間)

log Cv-log P 曲線

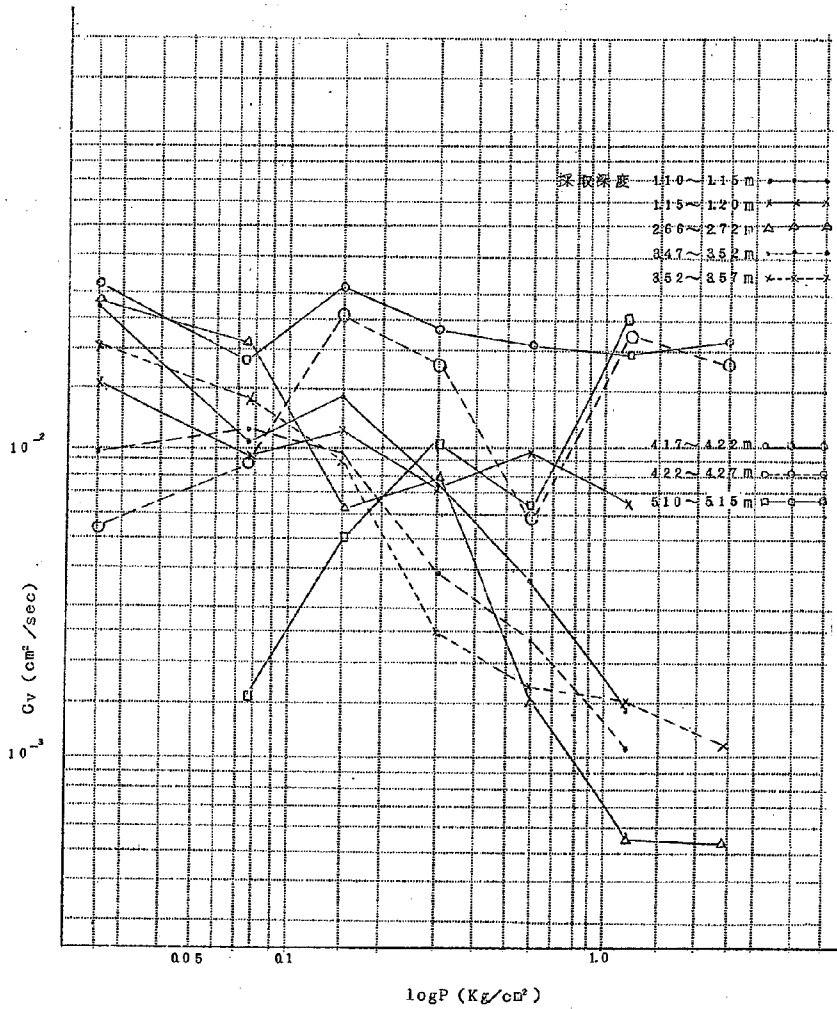
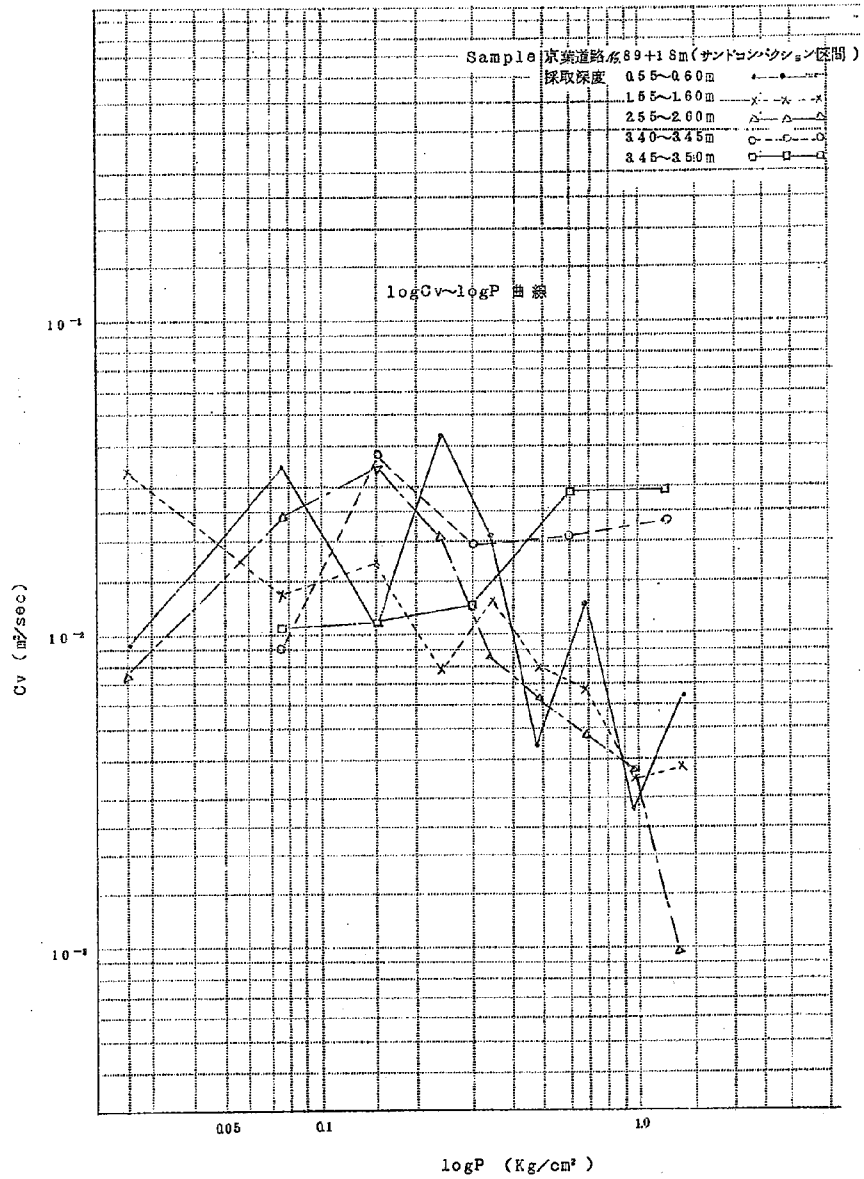


図 2-18



1



京葉道路試験盛土

平均 $\log P - \log Cv$ 曲線 (ケト層)

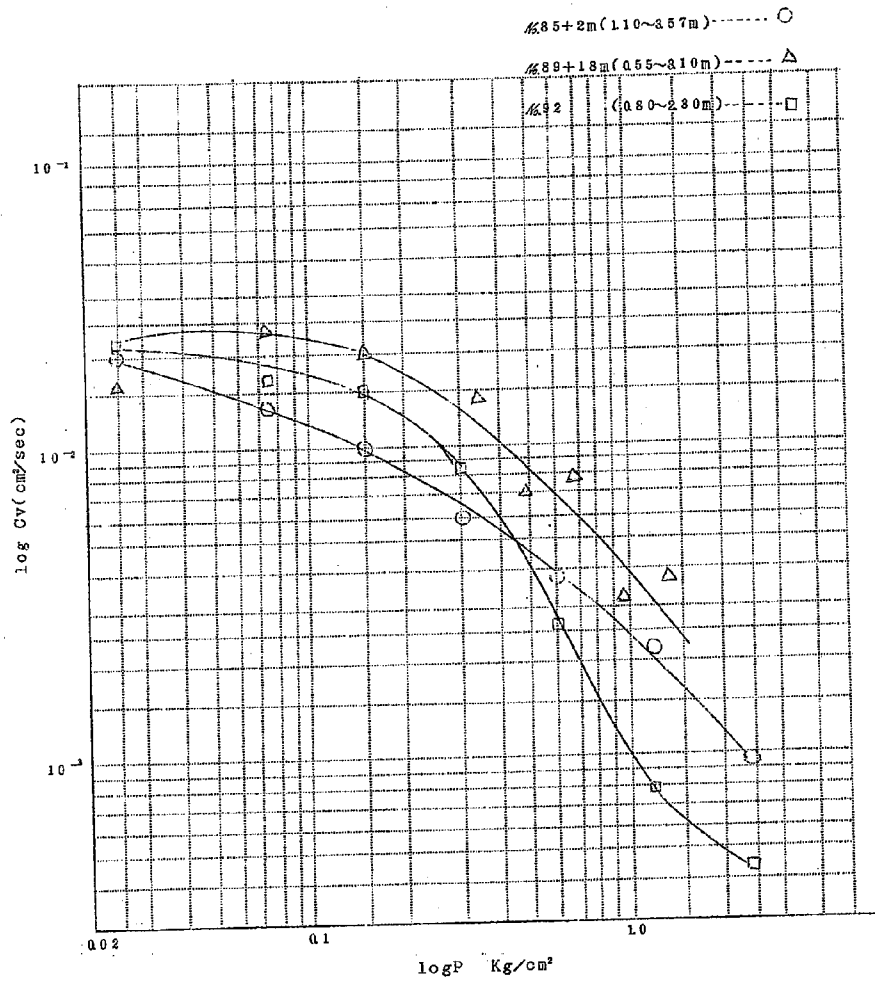
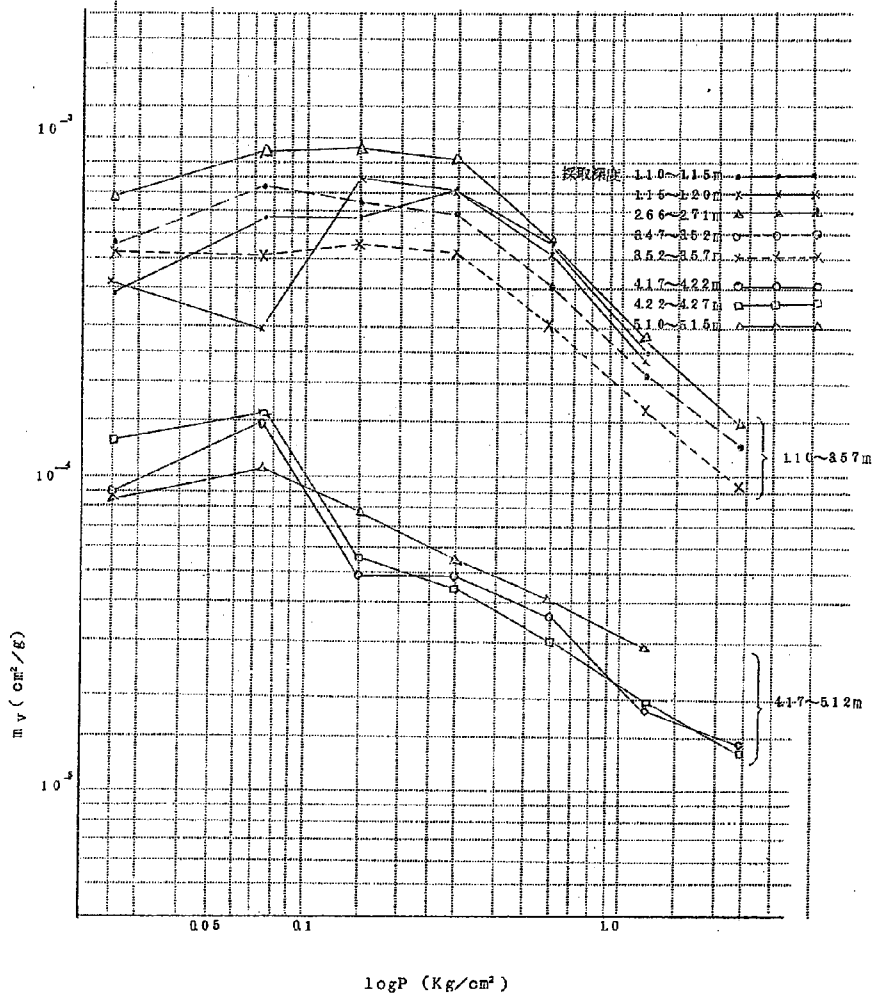


図 2-21

京葉道路 No 85+2m (盲陥渠区間)

log mv-log P 曲線



京葉道路389+18m(サンドコンパクション区間)

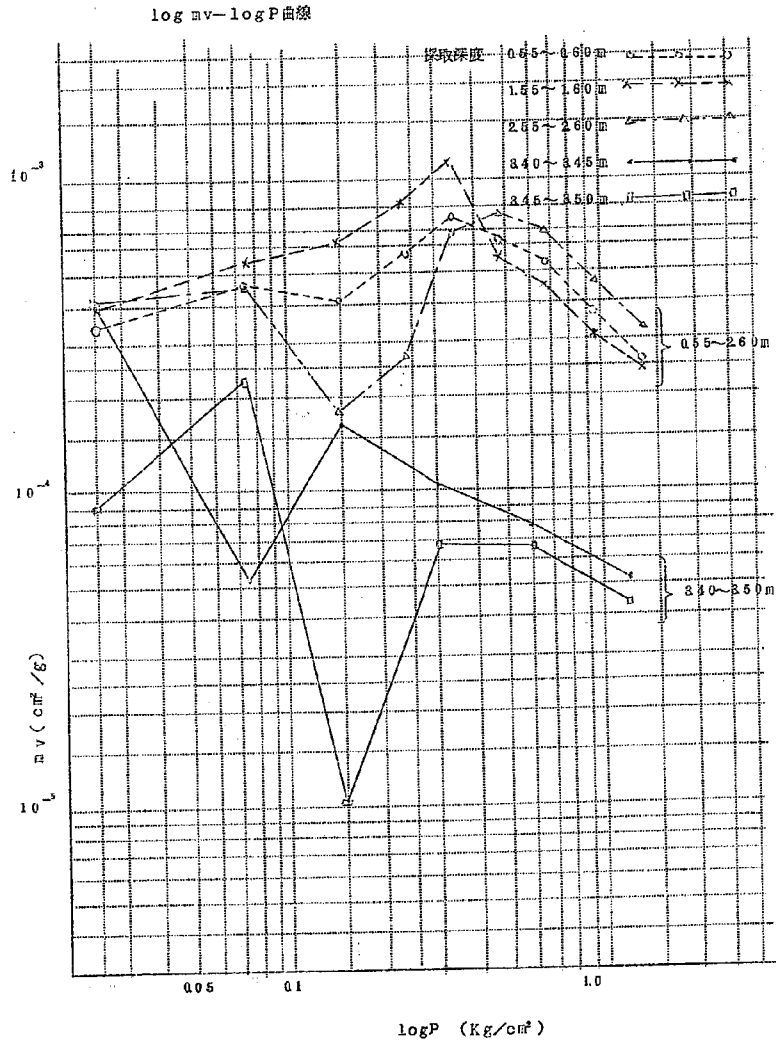
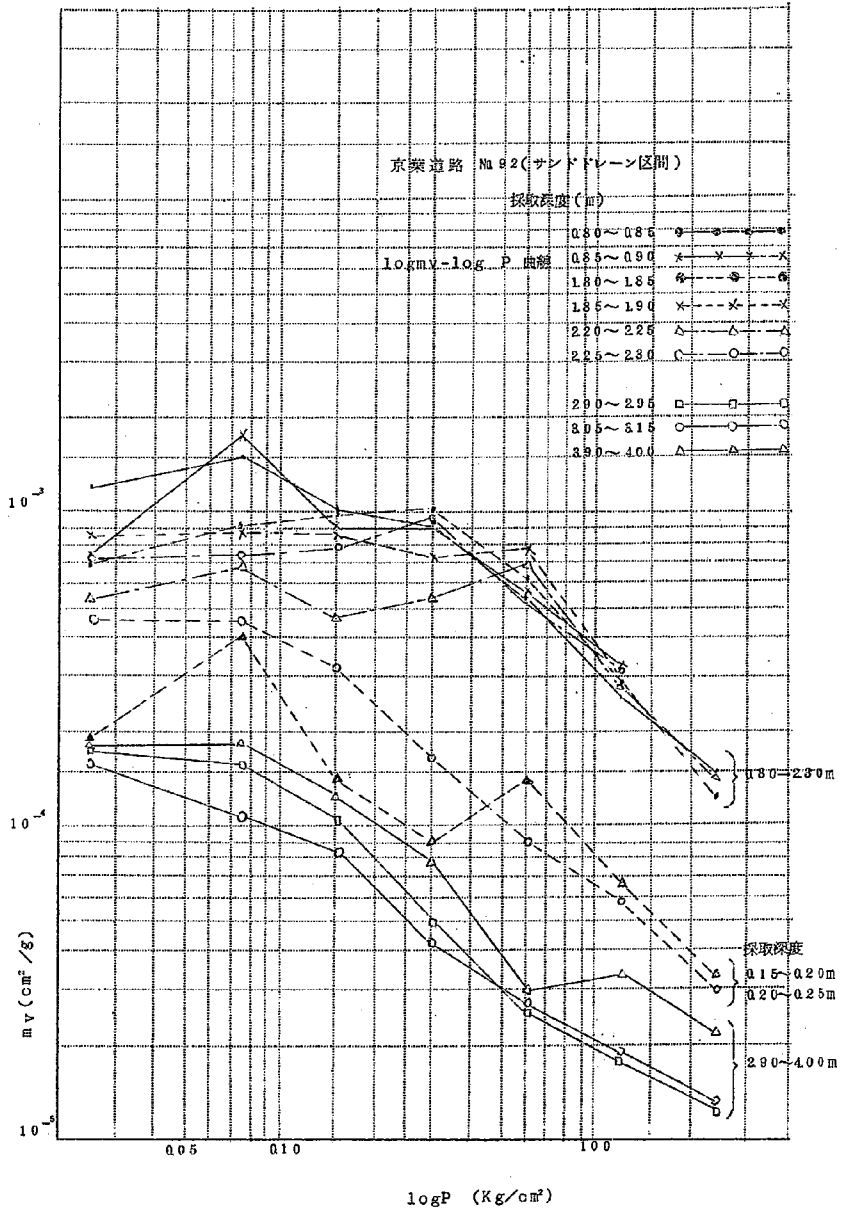
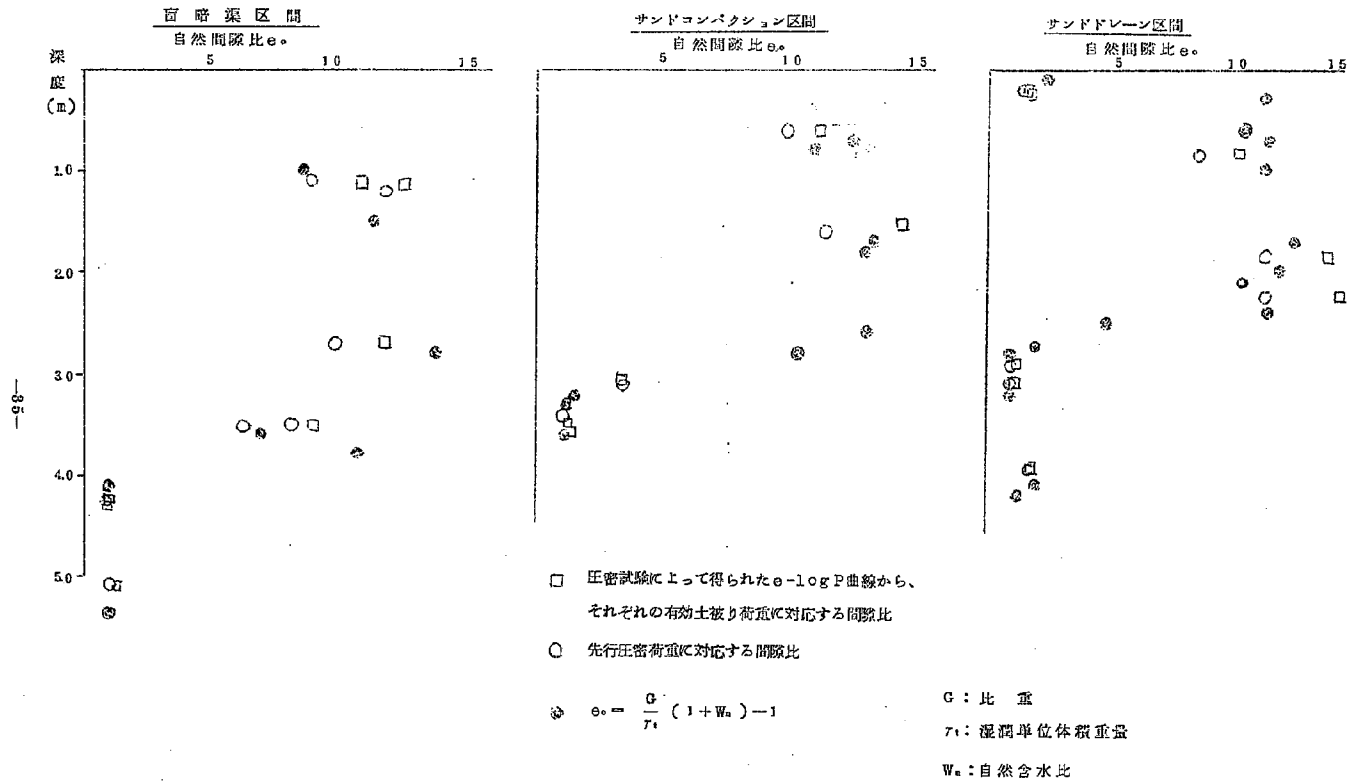


図 2-23



自然間隙比と深度関係図

図2-24



自然間隙比—自然含水比関係図

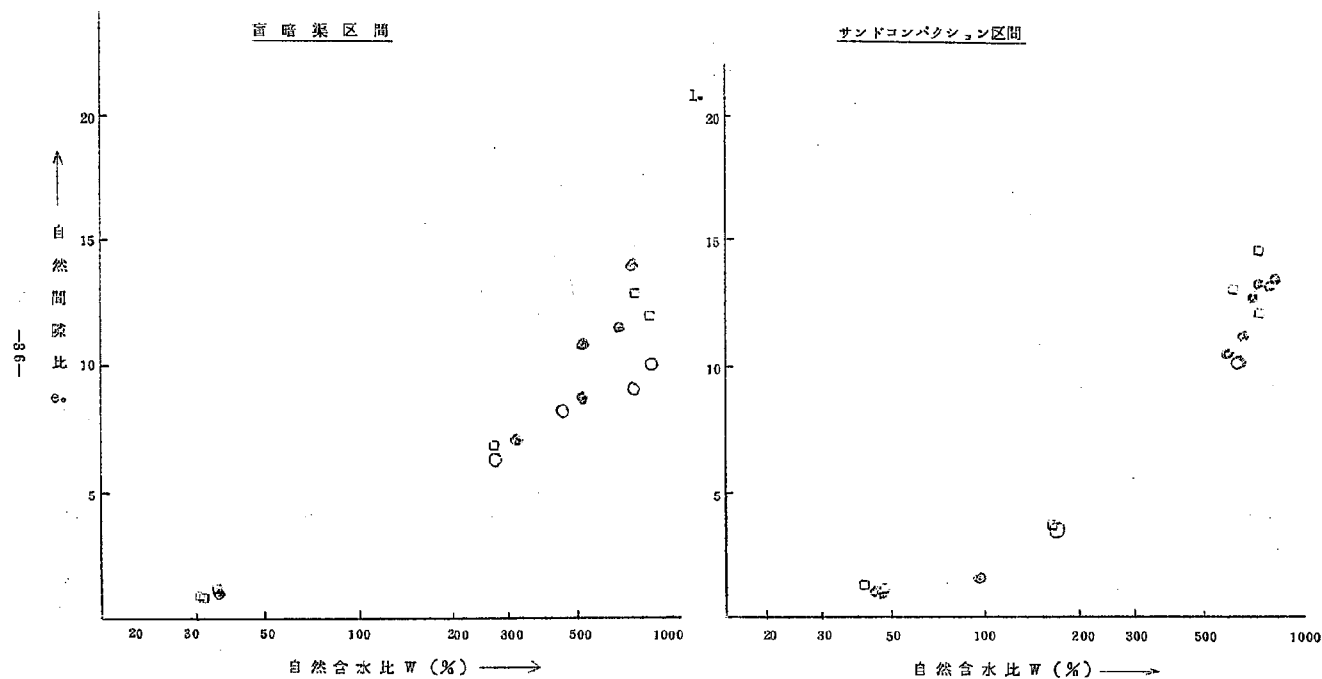
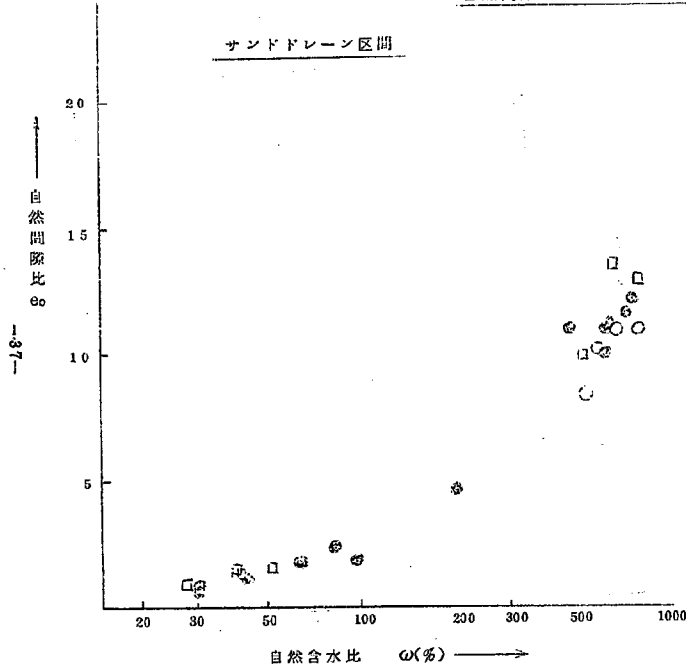


図 2-26

自然間隙比—自然含水比関係図



全 区 間

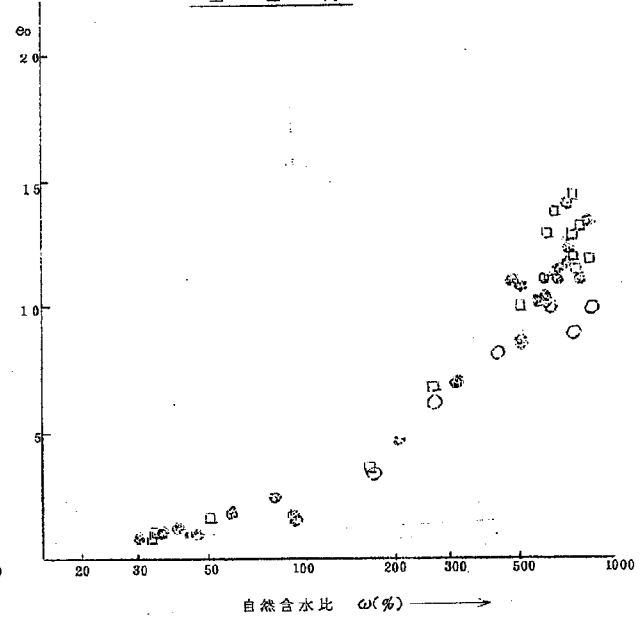


図 2-27

一軸圧縮強度-深度関係図

一軸圧縮強度 (Kg/cm^2) $\longrightarrow$

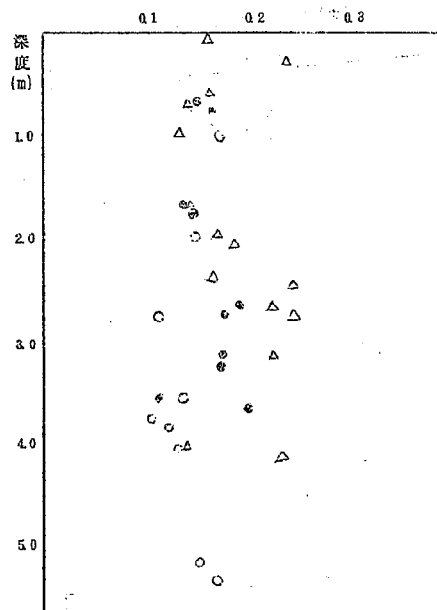


図 2-28

先行圧密荷重-深度関係図

先行圧密荷重 (Kg/cm^2) $\longrightarrow$

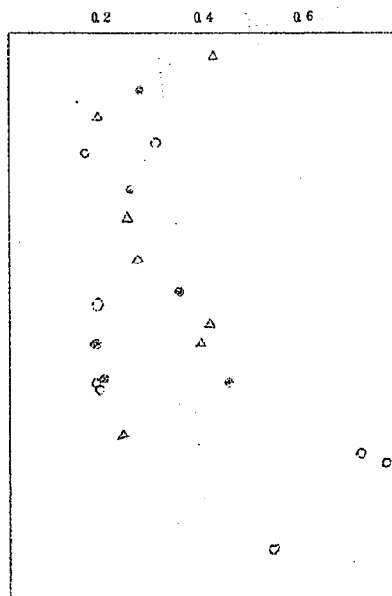
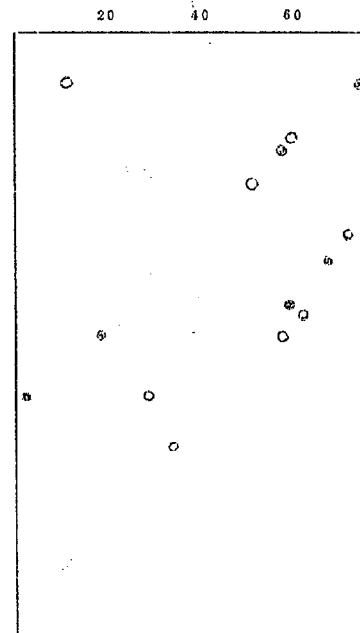


図 2-29

有機物含有量-深度関係図

有機物含有率 (%) $\longrightarrow$



盲暗渠区間 $\longrightarrow$ ○
 サンドコンパクション区間 $\longrightarrow$ ●
 サンドドレーン区間 $\longrightarrow$ △

一軸圧縮強度—自然含水比関係図

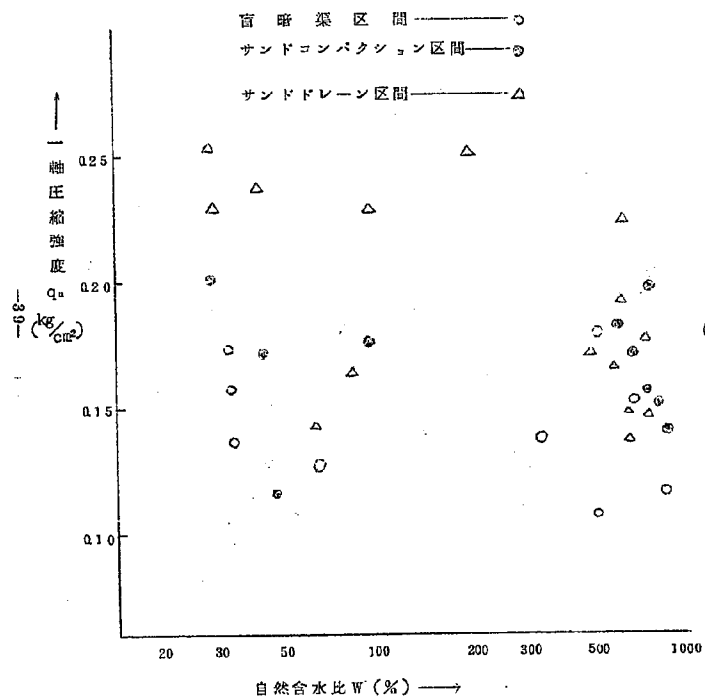


図2-30

先行圧密荷重—自然含水比関係図

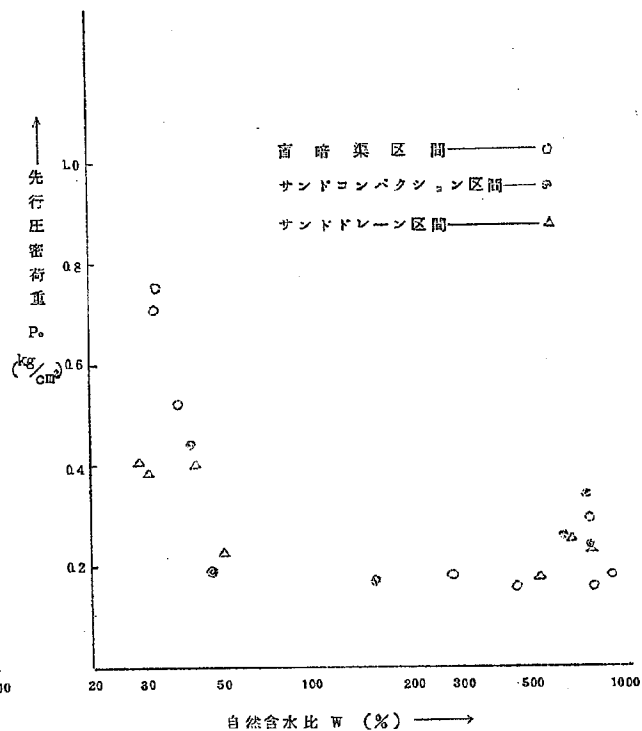


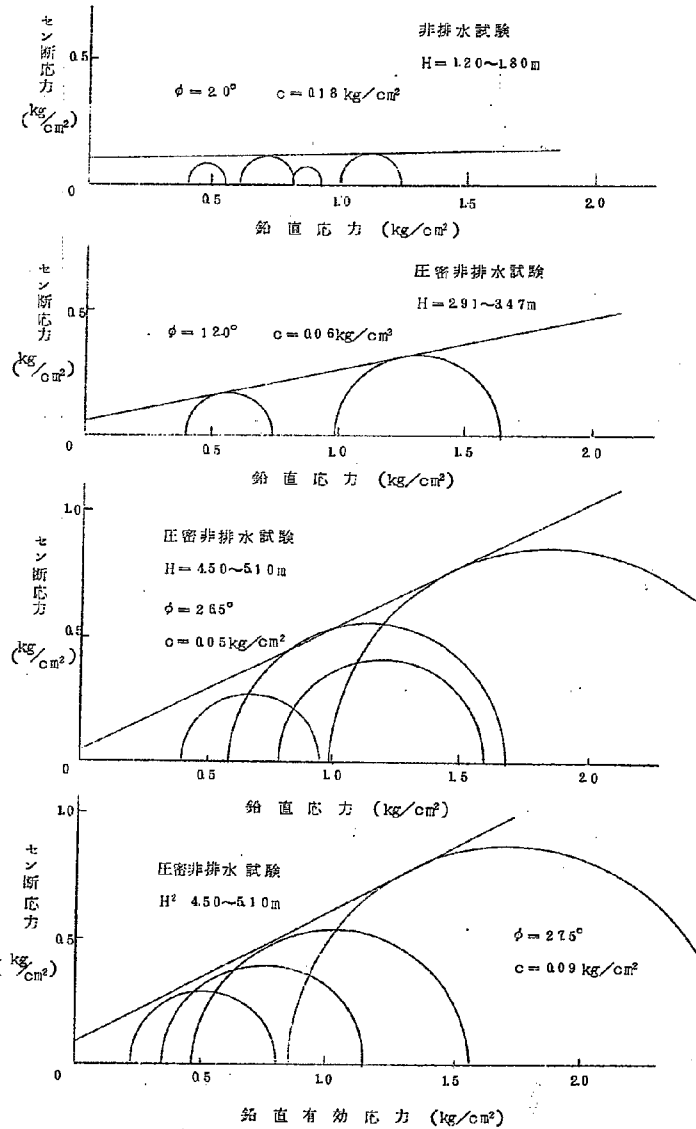
図2-31

三軸圧縮試験結果

図2-32

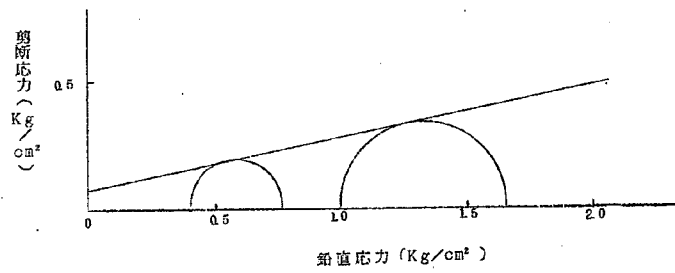
調査名 京葉道路

試料番号 盲暗渠区間



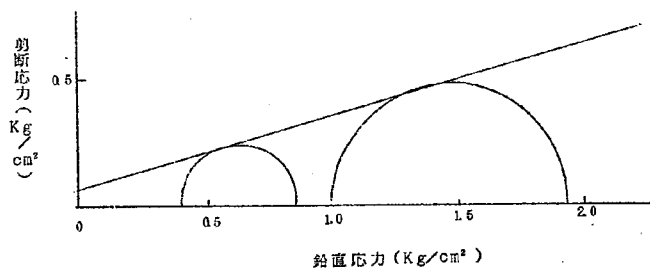
三 軸 試 験 結 果

調 査 名	京 葉 道 路 試 験 盛 土	排 水 条 件	圧 密 非 排 水 試 験
試 料 番 号	盲 碁 渠 区 間	内 部 摩 擦 角	120°
採 取 深 度	291~347 m	粘 着 力	0.06



供試体の補正をしたもの

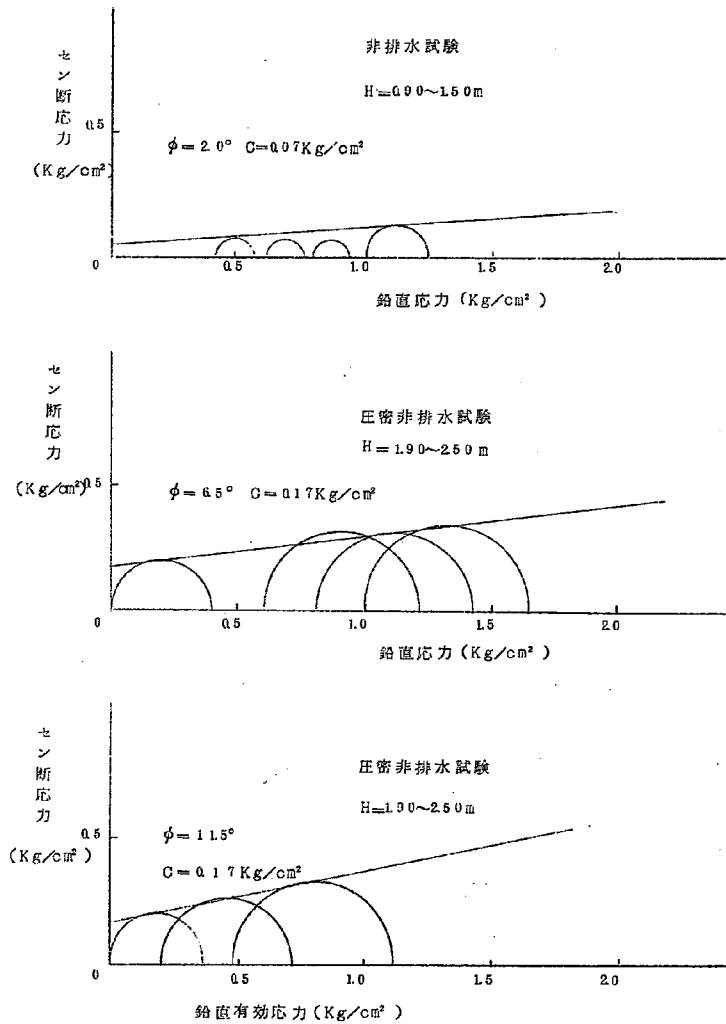
内部摩擦角	150°
粘 着 力	0.06



三軸圧縮試験結果

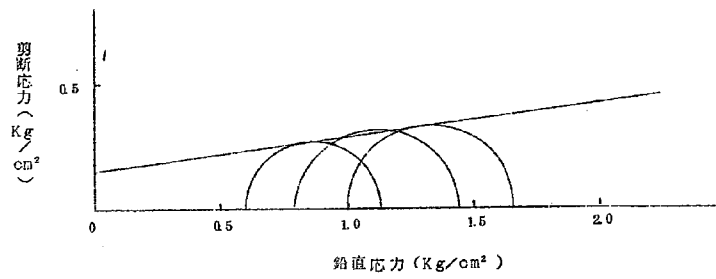
図2-34

試験番号 サンドコンパクション区間



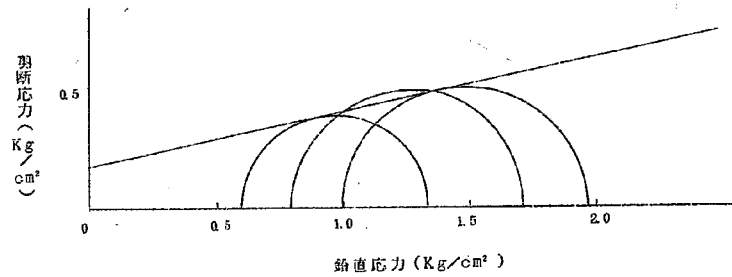
三 軸 試 験 結 果

調 査 名	京 蕨 道 路 試 験 盛 土	排水条件	圧密非排水試験
試料番号	サンドコンパクション区間	内部摩擦角	$\phi = 6^{\circ}30'$
採取深度	1.90 ~ 2.50 m	粘 着 力	$C = 0.17$



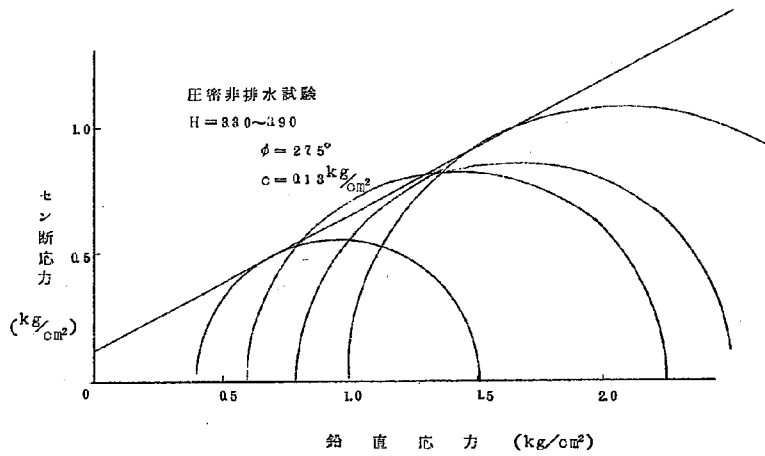
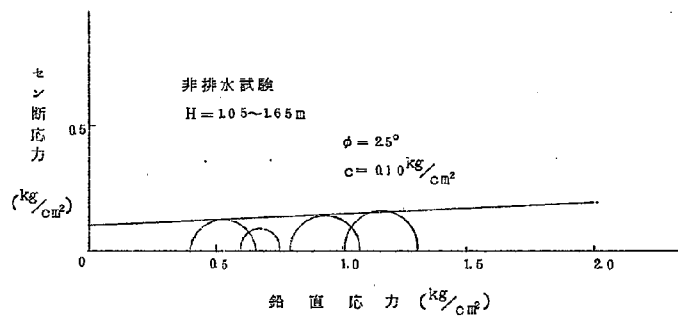
供試体の補正をしたもの

内部摩擦角	$\phi = 11.0^{\circ}$
粘 着 力	$C = 0.17$



三軸圧縮試験結果

試料番号 サンドドレーン区間



供 試 体 補 正 表

		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
	δ_2	$\Delta V(\text{cm}^3)$	$\frac{\Delta V \times r_1}{\pi \times H_1}$	$r_1 \sqrt{-②}$	$r_2 = \sqrt[3]{③}$ (cm)	補正断面積 $A_2 = \pi r_2^2$	$H_2 = \frac{r_2 H_1}{r_1 (\text{cm})}$	$\frac{P}{A_2} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$	$\varepsilon_2 (\%)$	$1 - \varepsilon_2$	$\delta_1 - \delta_3$ (kg/cm^2)
盲啮渠区間 2.91M ~3.47M	0.4	821	523	1037	218	14.7	10.9	0.503	812	0.919	0.462
	1.0	1072	682	878	207	13.7	10.4	1.020	972	0.903	0.921
サンドコンパクション 区 間 1.90M ~2.50M	0.6	1092	695	865	205	13.2	10.3	0.871	14.5	0.855	0.745
	0.8	1087	691	869	206	13.3	10.3	1.050	129	0.871	0.913
	1.0	1170	745	815	201	12.7	10.1	1.104	139	0.861	0.950

ただし、 $r_1 = 2.5$ $H_1 = 12.5$ $r_1^3 = 15.6$

$$\frac{r_2}{r_1} = \frac{H_2}{H_1} \text{ とする。}$$

§ 4. オランダ式コーン試験機による土質調査

(a) 盲暗渠区間

盲暗渠区間のコーンテストによると 0 ~ 4 m 前後までコーン抵抗 $3 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$ であり他の調査法と比較検討すると盲暗渠区間においては 0 ~ 4 m までケド層であると予測される。

(b) サンドコンパクション区間

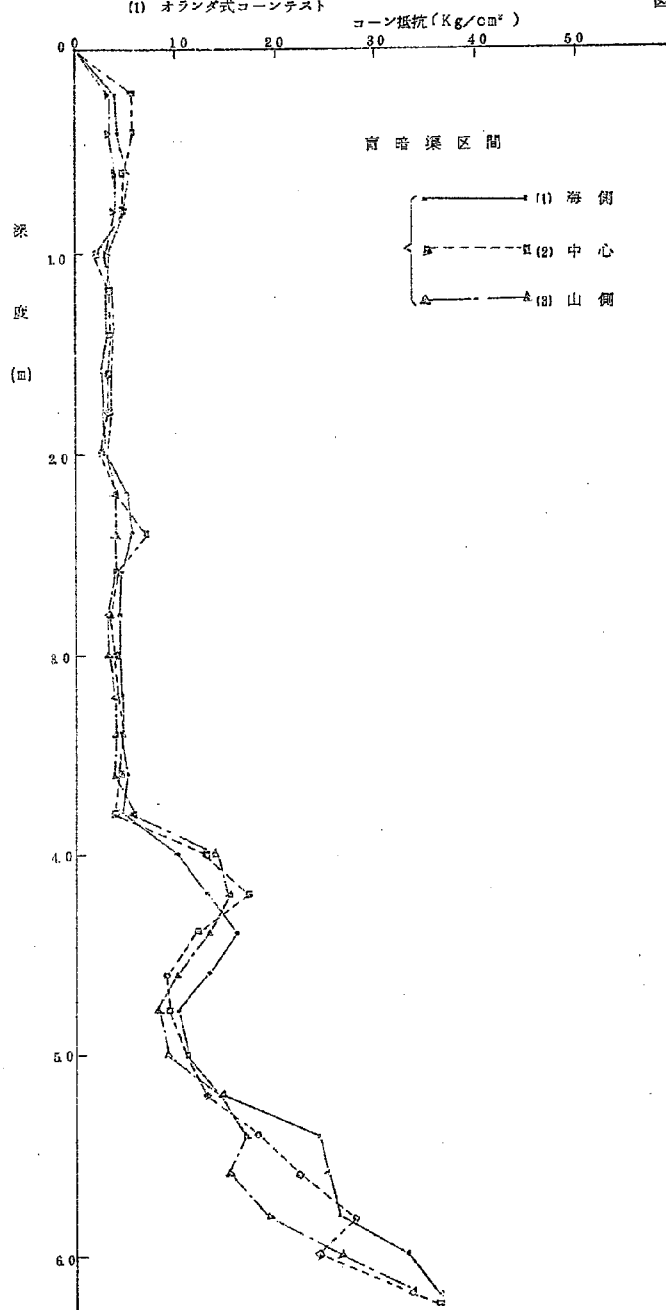
サンドコンパクション区間のコーンテストによると 0 ~ 3.5 m 前後までコーン抵抗 $3 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$ 以下であり 3.5 m 以下はコーン抵抗が直線的に増加していることから考えサンドコンパクション区間のケド層厚は 3.5 m であると予測される。

(c) サンドドレーン区間

サンドドレーン区間のコーンテストによると山側では 0 ~ 2 m 前後までコーン抵抗 $3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ 程度で 2 m 以下では直線的に増加していて、中心点及び海側では 0 ~ 3 m までコーン抵抗 $3 \sim 4 \text{ kg/cm}^2$ 前後であり 3 ~ 4.5 m ではコーン抵抗 $10 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ で 4.5 m 以下では急激に増加している。以上より中心点および海側ではケド層厚 3 m と思われ 3 ~ 4.5 m まではかなり緩んだ砂層であると思われるが山側ではケド層厚 2 m で 2 m 以下はかなり締った砂層であると思われる。

(1) オランダ式コーンテスト

図 2-37



(2) オランダ式コーンテスト

図 2-38

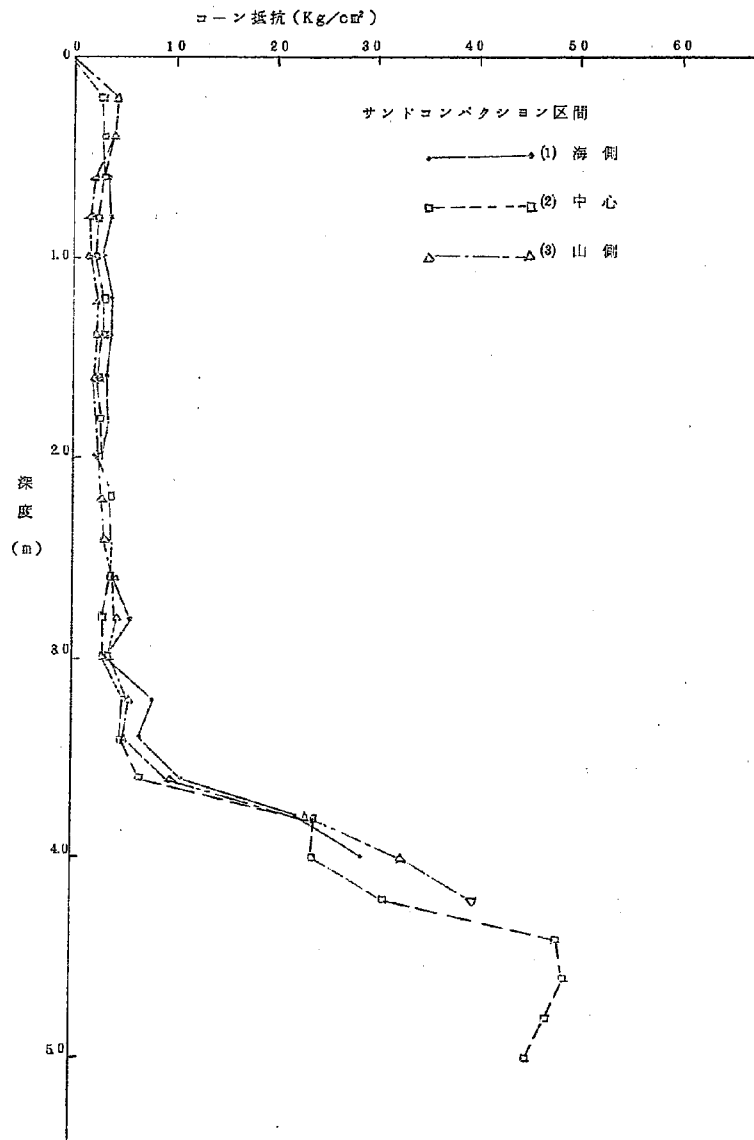
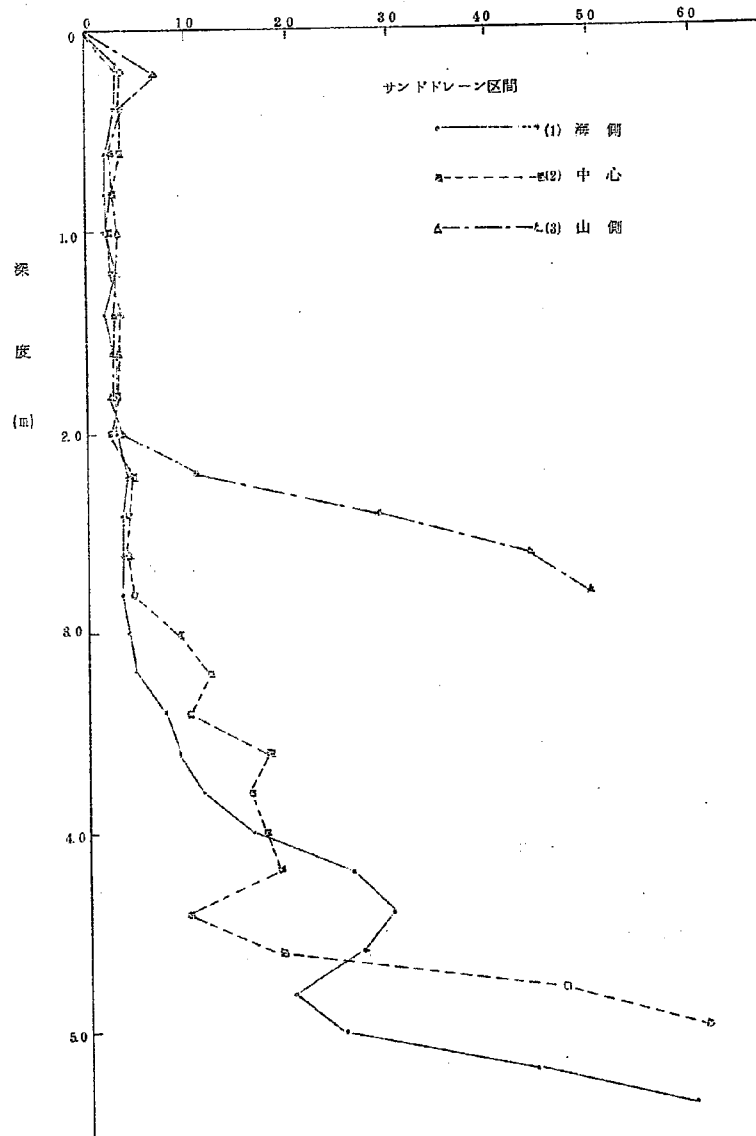


図 2-89

(3) オランダ式コーンテスト

コーン抵抗 (Kg/cm^2)



第 3 章 推定される基礎地盤の沈下

§ 1 圧密沈下量の計算方法

- (a) $e-\log P$ 曲線を用いて瞬間載荷による沈下量の計算
- (b) 圧縮指数を使用し、盛土荷重を各段階に分けて圧密沈下計算を行う。

上記の 2 方法により盲暗渠区間、サンドコンパクション区間、サンドドレーン区間の圧密沈下計算を行い実測値との比較を行う。この場合 $e-\log P$ 曲線を用い、瞬間載荷による沈下量を計算してから図式的に補正して理論沈下曲線を求める方法は盛土荷重が直線的に増加する場合にはかなり正確な沈下曲線が得られるが今回の試験盛土のように盛土荷重が直線的に増加するのではなく途中にかなり長い放置期間がある場合には瞬間載荷による補正沈下曲線とかなり異なると思われるので瞬間載荷で計算した沈下量は(b)の方法で計算した最終沈下量と比較する際のみを使用し、盛土工程の各段階における圧密沈下量の計算値と実測値との比較には(b)の方法によって計算した値を用いる。

§ 2 瞬間載荷による圧密沈下量の計算

($e-\log P$ 曲線を利用する方法)

a 盲暗渠区間 (No. 85+2m)

表面に 50cm 厚の表土があり、その下に 350cm のケド層が存在するものとし、沈下量の計算はケド層のみを対象とした。

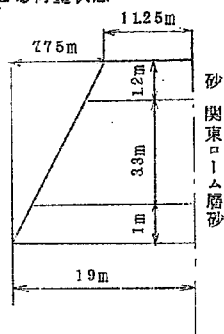
b サンドコンパクション区間 (No. 89+18m)

表土 50cm 厚とし、その下に 300cm のケド層が存在するものとし、沈下量の計算はケド層のみを対象とした。

c サンドドレーン区間 (No. 92)

表土 50cm 厚とし、その下に 250cm のケド層が存在するものとし、沈下量の計算はケド層のみを対象とした。

1. 盛土による荷重状態



$$\gamma_t = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_t = 1.4 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_t = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$p = 1.8 \times 1.0 + 3.3 \times 1.4 + 1.8 \times 1.2 = 8.58 \text{ t/m}^2 = 0.86 \text{ Kg/cm}^2$$

2. 鉛直増加圧の計算

Osterbergの図表を使用する。

	Z	a/Z	b/Z	I _r	I=2I _r	△P=I×p
盲暗渠区間	2m	3.85	5.63	0.5	1.0	0.86
サンドコンパクション区間	1.75m	4.48	6.48	0.5	1.0	0.86
サンドドレーン区間	1.5	5.17	7.5	0.5	1.0	0.86

a. 有効土被り圧の計算

ケド層の単位体積重量 = 1.1 t/m³ とすれば

深度(m)	層厚(m)	γ(t/m ³)	γH(t/m ²)	中央深度における土被り圧
0~2m	2m	0.1	0.2	0.2 t/m ² = 0.02 Kg/cm ²
0~1.75m	1.75m	0.1	0.18	0.18 t/m ² = 0.02 Kg/cm ²
0~1.5m	1.5m	0.1	0.15	0.15 t/m ² = 0.02 Kg/cm ²

有効土被り圧

a. 盲暗渠区間	Z(m)	R ₀	△P	P=P ₀ +△P(Kg/cm ²)
	4	0.02	0.86	0.88

b サンドコンパクション区間

3.5 0.02 0.86 0.88

c サンドドレーン区間

3 0.02 0.86 0.88

3 沈下量の計算

無処理の場合

a 盲暗渠区間

H_{im}	P_0	$P_0 + \Delta P$	e_0	e	$\frac{e_0 - e}{1 + e_0}$	ΔH_{cm}
3.5	0.02	0.88	1.08	5.6	$\frac{4.7}{1.88} = 0.42$	1.47

b サンドコンパクション区間

3	0.02	0.88	1.29	7.3	$\frac{5.6}{1.89} = 0.40$	1.20
---	------	------	------	-----	---------------------------	------

c サンドドレーン区間

2.5	0.02	0.88	1.25	6.1	$\frac{6.4}{1.85} = 0.47$	1.18
-----	------	------	------	-----	---------------------------	------

サンドコンパクション区間 (h: 8.9+1.8m) においてサンドコンパクションの荷重分担を考慮すると次の様になる。

荷重分担率を5とすれば原地盤に作用する盛土による荷重 σ_c は次式で与えられる。

$$\sigma_c = \frac{A_\sigma}{nA_s + A_c}$$

ここで

A パイルの有効断面積 $2.0^2 = 4.0 \text{ m}^2$

A_s パイルの断面積 $\frac{\pi}{4} \times 0.7^2 = 0.385 \text{ m}^2$

A_c $A - A_s = 4.0 - 0.385 = 3.615 \text{ m}^2$

n 荷重分担能力比 5

σ 盛土荷重 8.58 t/m^2

$$\sigma_c = \frac{4.0 \times 8.58}{5 \times 0.385 + 3.615} = \frac{4.0 \times 8.58}{5.54} = 6.19 \text{ t/m}^2 = 0.62 \text{ Kg/cm}^2$$

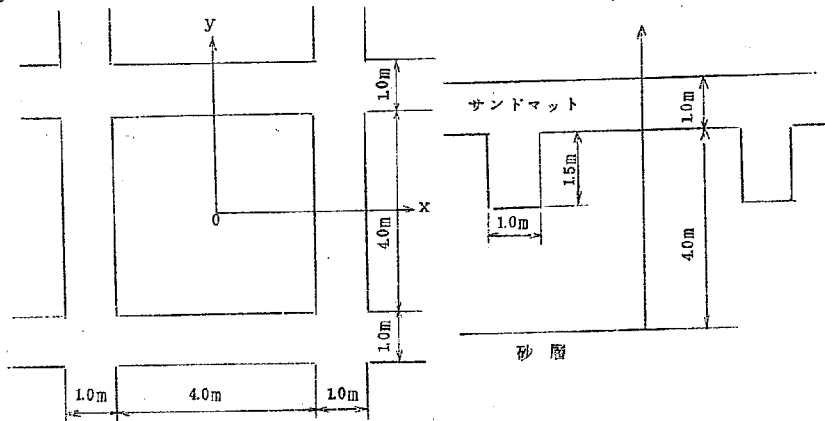
サンドコンパクション区間の有効土被り圧

Z(m)	P ₀	ΔP	P=P ₀ +ΔP	
1.75	0.02	0.62	0.64	Kg/cm ²

H _{im}	P ₀	P ₀ +ΔP	e ₀	e	$\frac{e_0 - e}{1 + e_0}$	ΔH _{om}
8	0.02	0.62	1.29	0.84	$\frac{4.5}{1.29} = 0.82$	9.6

荷重分担率を5と決めた理由は盛土による安定計算のところで述べる。

§ 3 盲暗渠区間の圧密沈下計算 (C_cを使用する方法)



1. 圧密沈下計算方法

盲暗渠区間の圧密計算は次の様に考える。

- 鉛直方向は層厚 8.5m の両面排水と考える。
- 上部 1.5m は有効径 $d_e = 4.5m$ の水平排水と考える。
有効径 d_e は $4m \times 4m$ の正方形と同面積の直径と考えた。

$$\frac{\pi \times d_e^2}{4} = 4 \times 4$$

$$d_e^2 = \frac{4^3}{3.14} = 20.38$$

$$d_e = 4.5m$$

なお当初、水平方向の排水はケド層の層厚全体に起るものと仮定した。

上記に用いた基本式はテルツァギーの圧密理論を拡張した次式を用いる。

直交 x, y, z 座標を用いた場合

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \dots\dots\dots(1)$$

円筒座標を用いた場合

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここで C_h : 水平方向圧密係数

C_v : 垂直方向圧密係数

三軸圧密について $C_h = C_v$ として中野氏がベッセル函数を用いて解いたのを利用する。

半径 R 、高さ H の円柱供試体において排水面は円柱の側面と上端面であるという境界条件で(2)式を解くと次の結果がえられる。

中野、軟弱粘土三軸圧密試験機の試作について・

土と基礎 39号 (1960)

$$u = q \cdot u_r \cdot u_z \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$u_r = \sum_{s=1}^{\infty} \frac{2}{\lambda_s J_1(\lambda_s)} J_0\left(\frac{\lambda_s}{R} \cdot r\right) e^{-\lambda_s^2 T_h} \quad \dots\dots\dots(4)$$

$$u_z = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{4}{\pi} \cdot \frac{1}{2m+1} \sin\left(\frac{2m+1}{2H} \pi z\right) e^{-\frac{(2m+1)^2}{4} \pi^2 T_v} \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここで u は間隙水圧

q は $t=0$ において生じた間隙水圧値

u_r は半径(水平)方向の水流のみで $q=1$ を負担する時の間隙水圧、 u_z は軸(垂直)方向の水流のみで $q=1$ を負担する時の間隙水圧、 J_0, J_1 は 0 次、1 次のベッセル函数、 λ_s は $J_0(\lambda_s)=0$ を満足する(ただし $\lambda_s=0$ は除く)根のうち正根のみを大きさの順に並べた S 番目の根を表わす。

$$T_h = \frac{C_h t}{R^2} \quad T_h: \text{水平方向時間係数} \quad \dots\dots\dots(6)$$

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad T_v: \text{垂直方向時間係数} \dots\dots\dots (7)$$

(3), (4), (5)式により表わされる間隙水圧は供試体内各点の間隙水圧を表わすが、供試体内の平均間隙水圧を求めると次式で表わされる。

$$\bar{u} = q \cdot \bar{u}_r \cdot \bar{u}_z \dots\dots\dots (8)$$

$$\bar{u}_r = \sum_{s=1}^{\infty} \frac{4}{\lambda_s^2} e^{-\lambda_s^2 T_h} \dots\dots\dots (9)$$

$$\bar{u}_z = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2m+1)^2}{4} \pi^2 T_v} \dots\dots\dots (10)$$

水平方向の圧密度は

$$u_r = 1 - \sum_{s=1}^{\infty} \frac{4}{\lambda_s^2} e^{-\lambda_s^2 T_h} \dots\dots\dots (11)$$

垂直方向の圧密度は

$$u_z = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2m+1)^2}{4} \pi^2 T_v} \dots\dots\dots (12)$$

(9)式を解いて U_r と T_h の関係を計算すると

T_h	$U\%$	$U\%$	T_h
0.001	9.2	10	0.0015
0.004	12.7	20	0.009
0.01	21.9	30	0.020
0.02	30.0	40	0.036
0.06	49.1	50	0.061
0.1	61.7	60	0.096
0.2	78.8	70	0.143
0.3	87.8	80	0.213
0.5	96.2	90	0.330
1.0	99.2		

上記の表を図にしたものと (10) 式の $u_z - T_v$ の関係図より圧密度を計算する。

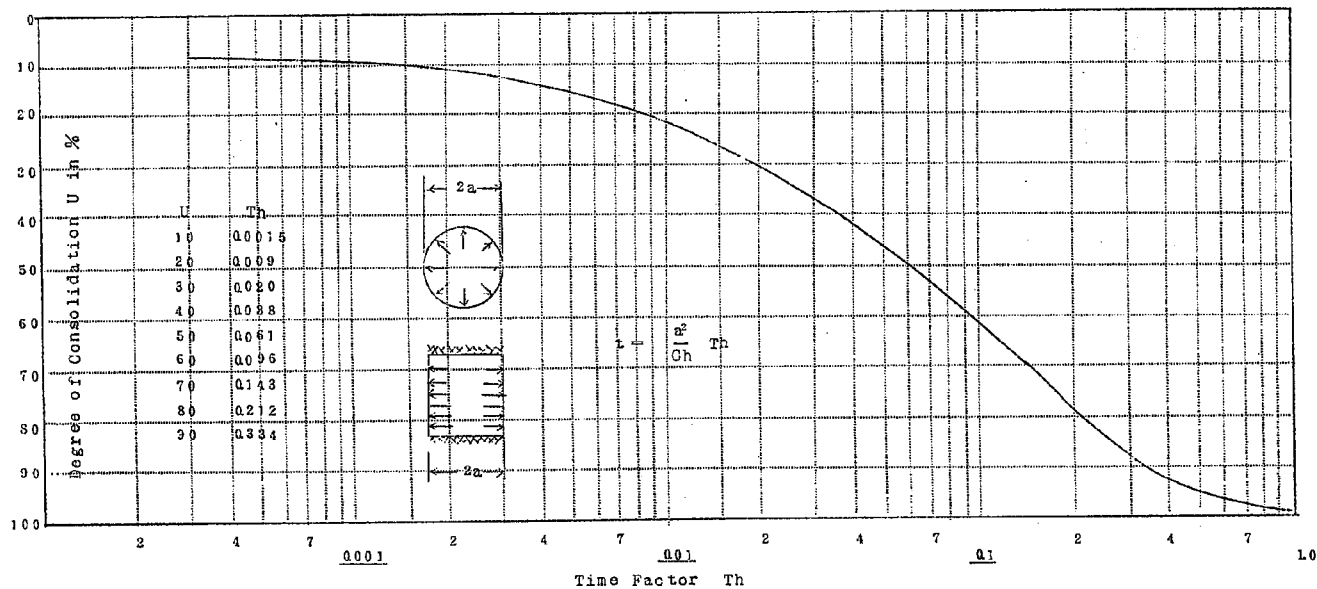


Fig 3-1 Relation between Degree of Consolidation and Time Factor
in case of Radial Drainage

2. 沈下量の計算

初期条件	表土厚	$h = 50\text{cm}$
	ケド層厚	$H_0 = 350\text{cm}$
	圧縮指数	$C_c = 5.6$
	圧密先行荷重	$P_0 = 1.6\text{t/m}^2$

(a) サンドマット敷設と盲暗渠施工 36日間

サンドマット荷重を荷増設荷重と考え、かつサンドマット荷重によるケド層からの排水は上下方向への両面排水と考えた。

沈下量の計算

$$S = \frac{5.6 \times 350}{1 + 0.5} \log \frac{1.6 + 1.8}{1.6} = 187 \log 2.12$$

$$= 187 \times 0.33 = 62\text{cm}$$

沈下速度の計算

$$C_v = 7 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$$

$$t = 18 \times 864 \times 10^4 \text{sec}$$

$$T_v = \frac{C_v t}{\left(\frac{H_0}{2}\right)^2} = \frac{7 \times 10^{-3} \times 18 \times 864 \times 10^4}{\left(\frac{35}{2}\right)^2 \times 10^4}$$

$$= 0.355$$

$$u = 66\%$$

$$\therefore S_{0.66} = 62 \times 0.66 = 41\text{cm}$$

路体盛土まで36日間放置したので72日後の圧密量は72-18=54日後の圧密量に等しいので54日後の圧密量を求めると

$$T_v = \frac{7 \times 10^{-3} \times 54 \times 864 \times 10^4}{\left(\frac{35}{2}\right)^2 \times 10^4} = 1.07$$

$$u = 100\%$$

$$S_{1.0} = 62 \times 1.0 = 62\text{cm}$$

(b) 路体盛土 3.3 m 40日間

$$H_2 = 350 - 62 = 288 \text{ cm}$$

$$P_2 = 1.6 + 1.8 = 3.4 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta P_2 = 3.3 \times 1.4 = 4.62 \text{ t/m}^2$$

$$S = \frac{5.6 \times 288}{1 + 8.0} \log \frac{3.4 + 4.62}{3.4} = 179 \log 2.86$$

$$= 179 \times 0.37 = 66 \text{ cm}$$

沈下速度の計算

$$C_v = C_h = 4 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec} \quad t = 20 \times 864 \times 10^4 \text{ sec}$$

垂直方向

$$T_v = \frac{4 \times 10^{-3} \times 20 \times 864 \times 10^4}{\left(\frac{2.88}{2}\right)^2 \times 10^4} = 0.884$$

$$U_v = 65\%$$

水平方向

$$T_h = \frac{C_h t}{R^2} = \frac{4 \times 10^{-3} \times 20 \times 864 \times 10^4}{4.5^2 \times 10^4} = 0.034$$

$$U_h = 39\%$$

全体の圧密度は

$$U = 1 - (1 - 0.65)(1 - 0.39) = 1 - 0.35 \times 0.61$$

$$= 1 - 0.21 = 0.79$$

$$U = 79\%$$

$$S_{0.79} = 66 \times 0.79 = 52 \text{ cm}$$

(c) 路床盛土 1.2 m 16日間

$$H_3 = 288 - 52 = 236 \text{ cm}$$

$$P_3 = 3.4 + 4.62 \times 0.79 = 3.4 + 3.65 = 7.05 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta P_3 = 4.62 \times 0.21 + 1.2 \times 1.8 = 0.97 + 2.16 = 3.13 \text{ t/m}^2$$

$$S = \frac{5.6 \times 236}{1 + 6.0} \log \frac{7.05 + 3.13}{7.05} = 189 \log 1.44$$

$$= 189 \times 0.16 = 30 \text{ cm}$$

沈下速度の計算

$$C_v = C_h = 3 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 / \text{sec} \quad t = 8 \times 864 \times 10^4 \text{ sec}$$

垂直方向

$$T_v = \frac{3 \times 10^{-3} \times 8 \times 864 \times 10^4}{\left(\frac{2.26}{2}\right)^2 \times 10^4} = 0.149$$

$$U_v = 43\%$$

水平方向

$$T_h = \frac{3 \times 10^{-3} \times 8 \times 864 \times 10^4}{4.5^2 \times 10^4} = 0.01$$

$$U_h = 21\%$$

全体の圧密度 U は

$$U = 1 - (1 - 0.43)(1 - 0.21)$$

$$= 1 - 0.57 \times 0.79 = 1 - 0.45$$

$$= 0.55$$

$$U = 55\%$$

$$\therefore S_{0.55} = 35 \times 0.55 = 19.25 \text{ cm}$$

$$\text{総沈下量は } 62 + 52 + 30 = 144 \text{ cm}$$

$$\text{盛土完了時の沈下量は } 62 + 52 + 17 = 131 \text{ cm}$$

$$\text{盛土完了時の圧密度は } \frac{131}{144} \times 100 = 91\%$$

で残留沈下量は 13 cm である。

§ 4. サンドコンパクション区間の圧密沈下計算

1. 圧密沈下計算方法

盛土工事を次の 3 段階に分けて考え、各段階におけるケド層の圧密沈下を次に示す各条件で検討した。

(a) サンドマット敷設～バイル打設まで

サンドマット荷重を漸増荷重と考え、かつサンドマット荷重によるケド層からの排水は上方向に行なわれる両面排水と考えた。

(b) バイル打設～盛土開始まで

バイル打設直後においてはバイルによって排除された土量に相当する原地盤の浮上りを想

定することができるが、パイルに接している土層のうち、砂質土（表土を含む）は瞬間的に圧密されて層厚の変化はないものと仮定し、ケド層のみに浮上りが生じたのち、パイルによる水平方向の排水が行なわれるものと考えた。

(c) 盛土開始後

盛土は漸増載荷重と考え、排水は水平方向のみに行なわれるものと考えた。

2. 圧密沈下計算（その1）

初期条件	表	土	$h=0.5\text{ m}$
	ケド層厚		$H_0=30\text{ m}$
	圧密先行荷重		$P_0=22\text{ t/m}^2$
	間隙比		$e_0=1.3$
	圧縮指数		$C_c=6.7$

(a) サンドマット敷設～パイル打設まで

（9/8 ～ 9/29まで26日間）

沈下量の計算

$$S = \frac{6.7 \times 300}{1 + 1.3} \log \frac{22 + 1.8}{22}$$

$$= 144 \log 1.82 = 144 \times 0.26 = 37\text{ cm}$$

沈下速度の計算

$$C_v = 1 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{sec}$$

$$T_v = \frac{C_v t}{\left(\frac{H_0}{2}\right)^2} = \frac{1 \times 10^{-2} \times 18 \times 10^4 \times 864}{\left(\frac{30}{2}\right)^2 \times 10^4}$$

$$= 0.50$$

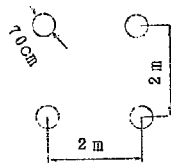
$$U = 76\%$$

$$S_{0.76} = 37 \times 0.76 = 28\text{ cm}$$

(b) パイル打設～盛土開始まで

（9月29日～10月20日まで21日間）

パイル打設による原地盤の浮上りを求めるのに表土及び砂層に挿入される砂は瞬間的に沈下するものと考えてケド層に挿入される砂の量だけ浮上るものと考えた。



2 m 角のケド層内に挿入される砂の量は

$$V_s = \frac{8.14 \times 0.7^2}{4} (3 - 0.83) = 1.03 \text{ m}^3$$

浮上り高さを求めると

$$\eta = \frac{1.03}{4} = 0.26 \text{ m} = 26 \text{ cm}$$

パイル打設直後においては

$$H_1 = 300 - 28 + 26 = 298 \text{ cm}$$

$$P_1 = 22 + 1.8 \times 0.76 = 22 + 1.37 = 23.7 \text{ t/m}^2$$

$$e_1 = 1.05 \quad G_c = 6.7$$

$$\Delta P_1 = 1.8 \times 0.24 = 0.43 \text{ t/m}^2$$

沈下量の計算

$$S = \frac{6.7 \times 298}{1 + 1.05} \log \frac{23.7 + 0.43}{6.7} = 17.4 \log 1.12$$

$$= 17.4 \times 0.05 = 0.9 \text{ cm}$$

沈下速度の計算

$$C_h = 1 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{sec}$$

$$\text{有効径 } d_e = 1.128 d = 2.26 \text{ m} \quad n = \frac{d_e}{d_w} = 3.2$$

$$T_h = \frac{1 \times 10^{-2} \times 2.1 \times 864 \times 10^4}{2.26^2 \times 10^4} = 0.86$$

$$U = 100\%$$

$$S_{1.0} = 9 \times 1.0 = 9 \text{ cm}$$

(c) 盛土開始後

(i) 路体盛土 3.3 m (10/20 ~ 11/10 21日間)

$$H_2 = 298 - 9 = 289 \text{ cm}$$

$$P_2 = 23.7 \times 0.43 = 10.2 \text{ t/m}^2$$

$$e_2 = 1.00$$

$$G_c = 6.7$$

パイルと原地盤との荷重分担比を5:1とすると原地盤に作用する盛土に対する荷重

ΔP は次式で与えられる。

$$\Delta P = \frac{A\sigma}{nA_s + A_c}$$

ここで

$$A \cdots \cdots \text{パイルの有効断面積} \quad 20^2 = 400 \text{ m}^2$$

$$A_s \cdots \cdots \text{パイルの断面積} \quad \frac{\pi}{4} \times 0.7^2 = 0.385 \text{ m}^2$$

$$A_c = A - A_s = 399.615 \text{ m}^2$$

$$n \cdots \cdots \text{荷重分担化} \quad 5$$

$$\sigma \cdots \cdots \text{盛土荷重} \quad 1.4 \times 3.3 = 4.62 \text{ t/m}^2$$

以上より

$$\Delta P = \frac{4.0 \times 4.62}{5 \times 0.385 + 399.615} = 3.34 \text{ t/m}^2$$

沈下量の計算

$$S = \frac{67 \times 289}{1 + 100} \log \frac{4.0 + 3.34}{4.0} = 177 \log 1.84$$

$$= 176 \times 0.26 = 46 \text{ cm}$$

沈下速度の計算

$$C_h = 75 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$$

$$T_h = \frac{75 \times 10^{-3} \times 105 \times 864 \times 10^4}{2.26^2 \times 10^4} = 0.133$$

$$U = 80\%$$

$$S_{0.80} = 46 \times 0.80 = 37 \text{ cm}$$

路体盛土開始から路体盛土完了までが21日間で路体の放置期間が30日間あったので

51日後、すなわち路床盛土開始時における沈下量は

$$21/2 + 30 = 40.5 \text{ 日後の沈下量に等しい。}$$

$$T_h = \frac{75 \times 10^{-3} \times 40.5 \times 864 \times 10^4}{2.26^2 \times 10^4} = 0.514$$

$$U = 100\%$$

$$\text{したがって } S_{1.0} = 46 \text{ cm}$$

(2) 路床盛土 1.2m (20日間)

$$H_2 = 289 - 46 = 243 \text{ cm}$$

$$P_s = 4.0 + 88.4 = 78.4 \text{ t/m}^2$$

$$e_s = 8.0$$

$$G_c = 6.7$$

$$\Delta P = \frac{4.0 \times 1.8 \times 1.2}{5 \times 0.885 + 3.615} = 1.56 \text{ t/m}^2$$

沈下量の計算

$$S = \frac{6.7 \times 2.43}{1 + 8.0} \log \frac{78.4 + 1.56}{78.4} = 18.1 \log 1.21$$

$$= 18.1 \times 0.08 = 1.5 \text{ cm}$$

沈下速度の計算

$$C_h = 5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 / \text{sec}$$

$$T_h = \frac{5 \times 10^{-3} \times 1.0 \times 86.4 \times 10^4}{2.26 \times 10^4} = 0.085$$

$$U = 70\%$$

$$S_{0.70} = 1.5 \times 0.70 = 1.1 \text{ cm}$$

$$\text{総沈下量} = 2.8 - 2.6 + 9 + 4.6 + 1.5 = 7.2 \text{ cm}$$

$$\text{盛土完了時の沈下量} = 2.8 - 2.6 + 9 + 4.6 + 1.1 = 6.8 \text{ cm}$$

前記の仮定によって求めた理論沈下曲線を実測値と比較検討すると初期の荷重状態における理論沈下量が実測値より相当大きい値になっているので前記の仮定を次の様に修正して理論沈下曲線を求める。

(a) サンドマット敷設～パイル打設まで

サンドマット荷重を瞬間載荷重と考え、かつサンドマット荷重によるケド層からの排水は上方のみに行なわれる片面排水と考えた。

(b) パイル打設～盛土開始まで

前記と同様に浮上りを想定し、排水はパイルによる水平方向のみとする。

(c) 盛土開始後

盛土は漸増載荷重と考え、排水は水平方向のみに行なわれるものと考えた。

3 圧密沈下計算(その2)

初期条件 ケド層厚 $H_0 = 3.0 \text{ m}$ (表土 = 50 cm とする)

$$\text{圧密先行荷重 } P_0 = 2.2 \text{ t/m}^2$$

$$\text{間隙比 } e_0 = 1.3$$

$$\text{圧縮指数 } C_c = 0.7$$

(a) サンドマット敷設～パイル打設まで (26日間)

沈下量の計算

$$S = \frac{6.7 \times 300}{1 + 1.3} \log \frac{2.2 + 1.8}{2.2}$$

$$= 144 \log 1.82 = 144 \times 0.26 = 37 \text{ cm}$$

沈下速度の計算

$$T_v = \frac{C_v t}{H_0^2} = \frac{1 \times 10^{-2} \times 26 \times 864 \times 10^4}{3^2 \times 10^4}$$

$$= 0.25$$

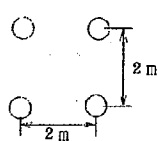
$$U = 56\%$$

したがって26日後における沈下量は

$$S_{0.56} = 37 \times 0.56 = 21 \text{ cm}$$

(b) パイル打設～盛土開始まで (13日間)

パイル打設によるケド層の浮上りを求めると



サンドコンパクションの径 = 70 cm

2 m 角のケド層内に挿入される砂の量は

$$V_s = \frac{3.14 \times 0.7^2}{4} \times (8 - 0.21) = 1.07 \text{ m}^3$$

浮上り高さを x cm とすれば

$$4 \times \frac{x}{100} = 1.07$$

$$x = 27 \text{ cm}$$

パイル打設によるケド層の浮上り高は 27 cm であるから、パイル打設直後においては

$$H_1 = 300 - 21 + 27 = 306 \text{ cm}$$

$$P_1 = 2.2 + 1.8 \times 0.56 = 2.2 + 1.0 = 3.2 \text{ t/m}^2$$

$$e_1 = 1.1$$

$$C_c = 0.7$$

沈下量の計算

$$S = \frac{6.7 \times 806}{1+11} \log \frac{32+0.8}{32} = 171 \log 1.25$$

$$= 171 \times 0.10 = 17 \text{ cm}$$

沈下速度の計算

$$C_v = C_h = 1 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{sec}$$

$$T_h = \frac{1 \times 10^{-2} \times 18 \times 864 \times 10^4}{2.26^2 \times 10^4} = 0.22$$

$$U = 94\%$$

$$S_{0.94} = 17 \times 0.94 = 16 \text{ cm}$$

(c) 盛土開始後

(i) 路体盛土 33m (21日間)

$$H_2 = 806 - 16 = 290 \text{ cm}$$

$$P_2 = 32 + 0.8 \times 0.94 = 32 + 0.75 = 39.5 \text{ t/m}^2$$

$$e_2 = 1.0$$

$$C_c = 6.7$$

パイルと原地盤との荷重分担比を 5 : 1 とすると原地盤に作用する盛土による荷重 ΔP は次式で与えられる。

$$\Delta P = \frac{A \sigma}{n A_s + A_c}$$

ここで

$$\begin{aligned} A & \dots\dots\dots \text{パイルの有効断面積} & 2.0^2 = 4 \text{ m}^2 \\ A_s & \dots\dots\dots \text{パイルの断面積} & \frac{\pi}{4} \times 0.7^2 = 0.385 \text{ m}^2 \\ A_c & \dots\dots\dots A - A_s = 3.615 \text{ m}^2 \\ n & \dots\dots\dots \text{荷重分担比} & 5 \\ \sigma & \dots\dots\dots \text{盛土荷重} & 1.4 \times 33 = 46.2 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

以上より

$$\Delta P = \frac{4.0 \times 46.2}{5 \times 0.385 + 3.615} = 33.4 \text{ t/m}^2$$

沈下量の計算

$$S = \frac{6.7 \times 290}{1+10} \log \frac{395+334}{395} = 177 \log 1.85$$

$$= 177 \times 0.27 = 48 \text{ cm}$$

沈下速度の計算

$$\text{有効径 } d_e = 1128 d = 226 \text{ cm} \quad n = \frac{d_e}{d_w} = 3.2$$

$$C_h = 7 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 / \text{sec}$$

$$T_h = \frac{7 \times 10^{-3} \times 10.5 \times 864 \times 10^4}{226^2 \times 10^4} = 0.124 \quad U = 78\%$$

$$S_{0.78} = 48 \times 0.78 = 37 \text{ cm}$$

路床盛土開始から路体盛土終了まで21日間で路体の放置期間が30日間あったので51

日後、すなわち路床盛土開始時における沈下量は

$$\frac{21}{2} + 30 = 40.5 \text{ 日後の沈下量に等しい。}$$

40.5 日後の圧密度は

$$T_n = \frac{7 \times 10^{-3} \times 40.5 \times 864 \times 10^4}{226^2 \times 10^4} = 0.478$$

$$U = 100\%$$

したがって

$$S_{1.0} = 48 \text{ cm}$$

(ii) 路床盛土 12m (20日間)

$$H_s = 290 - 48 = 242 \text{ m}$$

$$P_s = 395 + 334 = 729 \text{ t/m}^2$$

$$e_s = 8.0$$

$$G_c = 6.7$$

$$\Delta P = \frac{4.0 \times 1.8 \times 1.2}{5 \times 0.385 + 8.615} = \frac{4.0 \times 1.8 \times 1.2}{5.539} = 1.56 \text{ t/m}^2$$

沈下量の計算

$$S = \frac{6.7 \times 242}{1+8} \log \frac{729+156}{729}$$

$$= 180 \log 1.21 = 180 \times 0.08$$

$$= 14 \text{ cm}$$

沈下速度の計算

$$C_h = 5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$$

$$T_u = \frac{5 \times 10^{-3} \times 10 \times 864 \times 10^4}{2.26^2 \times 10^4} = 0.085$$

$$U = 70\%$$

$$S_{0.70} = 14 \times 0.70 = 10 \text{ cm}$$

$$\text{総沈下量は } 21 - 27 + 16 + 48 + 14 = 72 \text{ cm}$$

$$\text{盛土完了時の沈下量は } 21 - 27 + 16 + 48 + 10 = 68 \text{ cm}$$

となり残留沈下量は 4 cm である。

§ 5 サンドドレーン区間の圧密沈下計算

1. 圧密沈下計算方法

盛土工事を次の 3 段階に分けて考え、各段階におけるケド層の圧密沈下を次に示す各条件で行う。

(a) サンドマット敷設～パイル打設まで

サンドマット荷重を漸増載荷重と考え、かつサンドマット荷重によるケド層からの排水は上下方向に行なわれる両面排水と考えた。

(b) パイル打設～盛土開始まで

サンドコンパクション区間の場合と同様にパイル打設直後における原地盤の浮上りをケド層のみに生ずるものと考え、浮上りが生じたのち、パイルによる水平方向の排水が行なわれるものと考えた。

(c) 盛土は漸増載荷重と考え、排水は水平方向のみに行なわれるものと考えた。

2. 圧密沈下計算 (その 1)

初期条件	表 土	$h = 50 \text{ cm}$
	ケド層厚	$H_0 = 250 \text{ cm}$
	圧密先行荷重	$P_0 = 228 \text{ t/m}^2$
	間 隙 比	$e_0 = 1.05$
	圧 縮 指 数	$C_c = 0.2$

圧密係数

$$C_v = 7 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$$

(a) サンドマット敷設～パイプ打設まで (15日間)

沈下量の計算

$$\begin{aligned} S &= -\frac{C_v H_0}{1+e_0} \log \frac{P_0 + \Delta P_0}{P_0} \\ &= \frac{8.2 \times 250}{1+1.05} \log \frac{2.28+1.80}{2.28} = 1.78 \log 1.79 \\ &= 1.78 \times 0.25 = 4.6 \text{ cm} \end{aligned}$$

沈下速度の計算

$$t = 75 \times 864 \times 10^4 \text{ sec}$$

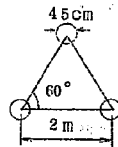
$$\begin{aligned} T_v &= \frac{C_v t}{\left(\frac{H_0}{2}\right)^2} = \frac{7 \times 10^{-3} \times 75 \times 864 \times 10^4}{\left(\frac{2.5}{2}\right)^2 \times 10^4} \\ &= 0.290 \end{aligned}$$

$$U = 60\%$$

$$S_{0.60} = 4.6 \times 0.60 = 2.8 \text{ cm}$$

(b) パイプ打設～盛土開始 (20日間)

パイプ打設によるケド層の想定浮上り高さは



三角形のケド層内に挿入される砂の量は

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{8.14 \times 0.45^2}{4} \times \frac{\pi}{2\pi} \times (2.5 - 0.28) \\ &= 0.176 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

ケド層の浮上り高を求めると

$$\frac{2\sqrt{3}}{2} \times h = 0.176$$

$$h = 0.10 \text{ m} = 10 \text{ cm}$$

パイプ打設によるケド層の浮上り高は 10 cm であるからパイプ打設直後においては

$$H_1 = 250 - 28 + 10 = 232 \text{ cm}$$

$$P_1 = 2.28 + 1.8 \times 0.60 = 2.28 + 1.08 = 3.36 \text{ t/m}^2$$

$$e_1 = 3.5$$

$$C_c = 8.2$$

$$\Delta P_1 = 1.8 \times 0.40 = 0.70 \text{ t/m}^2$$

$$C_v = C_h = 7 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$$

沈下量の計算

$$S = \frac{8.2 \times 23.2}{1 + 8.5} \log \frac{336 + 0.70}{336}$$

$$= 181 \log 1.21$$

$$S = 181 \times 0.08 = 14 \text{ cm}$$

沈下速度の計算

$$de = 1.050d = 210 \text{ cm}$$

$$n = \frac{de}{dw} = 4.7$$

$$T_h = \frac{7 \times 10^{-3} \times 20 \times 864 \times 10^4}{2.1^2 \times 10^4} = 0.274$$

$$U = 91\%$$

$$S_{0.01} = 1.4 \times 0.91 = 1.3 \text{ cm}$$

(c) 盛土開始後

(1) 路体盛土 3.3 m (26日間)

$$H_2 = 23.2 - 1.3 = 21.9 \text{ cm}$$

$$P_2 = 336 + 0.70 \times 0.91 = 336 + 0.64$$

$$= 4 \text{ t/m}^2$$

$$e^2 = 8.5$$

$$C_c = 8.2$$

$$\Delta P_2 = 0.70 \times 0.09 + 1.4 \times 3.3 = 4.68 \text{ t/m}^2$$

$$C_v = 2.5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$$

沈下量の計算

$$S = \frac{8.2 \times 21.9}{1 + 8.5} \log \frac{4.0 + 4.68}{4.0}$$

$$= 189 \log 2.17 = 189 \times 0.34$$

$$= 64 \text{ cm}$$

沈下速度の計算

$$T_h = \frac{2.5 \times 10^{-3} \times 1.8 \times 8.64 \times 10^4}{2.1^2 \times 10^4} = 0.06$$

$T_h = 0.06$ $n = 4.7$ に相当する U は

$$U = 4.4\%$$

$$S_{0.44} = 6.4 \times 0.44 = 2.8 \text{ cm}$$

5.4 日後すなわち路床盛土開始時における沈下量は $1.8 + 2.8 = 4.1$ 日後の沈下量に等し

る。

4.1 日後の沈下量は

$$T_h = \frac{2.5 \times 10^{-3} \times 4.1 \times 8.64 \times 10^4}{2.1^2 \times 10^4} = 0.20$$

$T_h = 0.20$ $n = 4.70$ に相当する U は

$$U = 8.2\%$$

$$S_{0.82} = 6.4 \times 0.82 = 5.2 \text{ cm}$$

(ii) 路床盛土 1.2 m (2.0 日間)

$$H_3 = 2.19 - 5.2 = 1.67 \text{ cm}$$

$$P_3 = 4.0 + 4.68 \times 0.82 = 4.0 + 3.84$$

$$= 7.84 \text{ t/m}^2$$

$$e_3 = 6.5$$

$$C_c = 8.2$$

$$\Delta P_3 = 4.68 \times 0.18 + 1.8 \times 1.2 = 0.84 + 2.16$$

$$= 3.0 \text{ t/m}^2$$

$$C_v = 1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$$

沈下量の計算

$$S = \frac{8.2 \times 1.67}{1 + 6.5} \log \frac{7.84 + 3.0}{7.84}$$

$$= 1.83 \log 1.38 = 1.83 \times 0.14$$

$$= 0.26 \text{ cm}$$

沈下速度の計算

$$T_h = \frac{1 \times 10^{-3} \times 1.0 \times 8.64 \times 10^4}{2.1^2 \times 10^4} = 0.020$$

$T_h = 0.02$ $n = 4.7$ に相当する圧密度は

$$U = 22\%$$

$$S_{0.2} = 26 \times 0.22 = 6 \text{ cm}$$

総沈下量は $28 - 10 + 18 + 52 + 26 = 109 \text{ cm}$

盛土完了時の沈下量は

$$28 - 10 + 18 + 52 + 6 = 89 \text{ cm となり}$$

盛土完了時の圧密度は

$$\frac{89}{109} \times 100 = 82\%$$

残留沈下量は $109 - 89 = 20 \text{ cm}$ となる。

前記の仮定によって求めた理論沈下曲線は初期の荷重状態のときに実測値よりも相当大きい値になっているのでサンドコンパクション区間の場合と同様にサンドマット荷重を瞬間載荷重と考え、かつサンドマット荷重によるケド層からの排水は上方のみに行なわれる片面排水と考えた場合の沈下計算を次に行う。

a 圧密沈下計算 (その2)

初期条件 ケド層厚 $H_0 = 250 \text{ cm}$ (表土 = 50 cm とする)

圧密先行荷重 $P_0 = 228 \text{ t/m}^2$

間ギャキ化 $e_0 = 1.05$

圧縮指数 $C_c = 0.82$

圧密係数 $C_v = 7 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$

a サンドマット敷設～パイル打設まで (15日間)

沈下量の計算

$$\begin{aligned} S &= \frac{C_c H_0}{1 + e_0} \log \frac{P_0 + \Delta P_0}{P_0} \\ &= \frac{0.82 \times 250}{1 + 1.05} \log \frac{228 + 180}{228} = 1.78 \log 1.80 \\ &= 1.78 \times 0.26 = 46 \text{ cm} \end{aligned}$$

沈下速度の計算

$$t = 25 \times 864 \times 10^4 \text{ sec}$$

$$T_v = \frac{C_v t}{H_0^2} = \frac{7 \times 10^{-3} \times 25 \times 864 \times 10^4}{25^2 \times 10^4} = 0.145$$

$$U = 4.2\%$$

したがって15日後における沈下量は

$$S_{0.42} = 46 \times 0.42 = 18 \text{ cm}$$

b バイル打設～盛土開始(20日間)

バイル打設によるケド層の想定浮上り高さは

サンドドレーンの径 45cm

三角形のケド層内に挿入される砂の量は

$$V_s = \frac{3.14 \times 0.45^2}{4} \times \frac{x}{2x} \times 282 = 0.184 \text{ m}^3$$

ケド層の浮上り高をxcmとすれば

$$\frac{2 \times 1.73}{2} \times \frac{x}{100} = 0.184$$

$$1.73x = 184 \quad x = 11 \text{ cm}$$

バイル打設によるケド層の浮上り高は11cm であるからバイル打設直後においては

$$H_1 = 250 - 18 + 11 = 243 \text{ cm}$$

$$P_1 = 228 + 18 \times 0.42 = 228 + 0.76 = 304 \text{ t/m}^2$$

$$a_1 = 0.5$$

$$C_c = 0.2$$

$$\Delta P_1 = 1.8 \times 0.58 = 1.04 \text{ t/m}^2$$

$$C_v = C_h = 7 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$$

沈下量

$$\begin{aligned} S &= \frac{0.2 \times 243}{1 + 0.5} \log \frac{304 + 1.04}{304} \\ &= 188 \log 1.34 = 188 \times 0.13 \\ &= 24 \text{ cm} \end{aligned}$$

沈下速度

$$de = 1.050d = 210 \text{ cm} \quad n = \frac{de}{dw} = 4.7$$

$$T_R = \frac{7 \times 10^{-3} \times 20 \times 864 \times 10^4}{2.1^2 \times 10^4} = 0.274$$

$$U = 9.1\%$$

$$S_{0.91} = 2.4 \times 0.91 = 2.2 \text{ cm}$$

(c) 盛土開始後

(i) 録体盛土 3.3 m (26日間)

$$H_2 = 2.43 - 2.2 = 2.21 \text{ cm}$$

$$P_2 = 3.04 + 1.04 \times 0.91 = 3.04 + 0.95 = 3.99 \text{ t/m}^2$$

$$e_2 = 8.5$$

$$C_c = 8.2$$

$$\Delta P_2 = 1.04 \times 0.91 - 1.4 \times 3.3 = 0.13 + 4.62 = 4.75 \text{ t/m}^2$$

$$C_v = 2.5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$$

沈下量

$$S = \frac{8.2 \times 2.21}{1 + 8.5} \log \frac{3.99 + 4.75}{3.89}$$

$$191 \log 2.24 = 191 \times 0.35 = 6.7 \text{ cm}$$

沈下速度

$$T_H = \frac{2.5 \times 10^{-3} \times 1.3 \times 3.64 \times 10^4}{2.1^2 \times 10^4} = 0.06$$

$$T_H = 0.06 \quad n = 4.7 \text{ に相当する } U \text{ は}$$

$$U = 4.4\%$$

$$S_{0.44} = 6.7 \times 0.44 = 2.9 \text{ cm}$$

5.4日後すなわち路床盛土開始時における沈下量は

4.1日後の沈下量に等しい。

4.1日後の圧密度は

$$T_H = \frac{2.5 \times 10^{-3} \times 4.1 \times 3.64 \times 10^4}{2.1^2 \times 10^4} = 0.20$$

$$U = 8.2\%$$

$$S_{0.82} = 6.7 \times 0.82 = 5.5 \text{ cm}$$

(ii) 路床盛土 1.2 m (20日間)

$$H_3 = 2.21 - 5.5 = 1.66 \text{ cm}$$

$$P_3 = 3.99 + 4.75 \times 0.82 = 3.99 + 3.89 = 7.88 \text{ t/m}^2$$

$$e_3 = 6.5$$

$$C_c = 82$$

$$\Delta P_3 = 4.75 \times 0.18 + 1.8 \times 1.2 = 0.86 + 2.16 = 3.02 \text{ t/m}^2$$

$$C_v = 1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$$

沈下量

$$S = \frac{82 \times 166}{1 + 65} \log \frac{788 + 302}{788}$$

$$= 181 \log 1.38 = 181 \times 0.14 = 25 \text{ cm}$$

沈下速度

$$T_H = \frac{1 \times 10^{-3} \times 10 \times 864 \times 10^4}{2.1^2 \times 10^4} = 0.020$$

$T_H = 0.020$ に相当する圧密度は

$$U = 2.2\%$$

$$S_{0.22} = 25 \times 0.22 = 6 \text{ cm}$$

総沈下量は $18 - 11 + 22 + 55 + 25 = 109 \text{ cm}$

盛土完了時の沈下量は $18 - 11 + 22 + 55 + 6 = 90 \text{ cm}$

となり盛土完了時の圧密度は

$$\frac{90}{109} \times 100 = 83\%$$

残留沈下量は $109 - 90 = 19 \text{ cm}$ となる。

§ 6 圧密沈下量の計算と実測値との比較検討

計算から求めた総沈下量

計算方法 区 間	(a) $\beta - \log P$ 曲線を使用した 計 算 法	(b) C_c を使用し各段階 に分けた 計 算 法
盲暗渠区間	147 cm	144 cm
サンドコンパ クション区間	96 cm	72 cm (その1) 72 cm (その2)
サンドドレー ン 区 間	118 cm	109 cm (その1) 109 cm (その2)

理論沈下曲線と実測値とを比較検討すると、盲暗渠区間においては図 8-2 に示すように比較
的実測値と良く一致しているがこの場合には盲暗渠がケド層全厚にわたって存在するものと仮定
した計算であるので実測値の多くが理想沈下曲線より小さな値を示していることも十分理解出来
る。現在の段階では盲暗渠の幅と深さが圧密沈下にどの程度影響を与えるかということを確認に
云うことは出来ないが今回の盲暗渠の幅と深さではケド層全厚にわたって盲暗渠が存在するもの
と仮定し圧密沈下計算を行って求めた理論沈下曲線は近似的に実測値と一致するものと考えて良
いと思われる。また(a)の方法による最終沈下量と(b)の方法による最終沈下量との差は 8 cm 程度
でありかなり一致している。

サンドコンパクション区間においては(b)の方法による計算を行うときに、サンドマット敷設から
サンドコンパクションバイル打設までを

- (1) サンドマット荷重を漸増載荷重と考え、かつサンドマット荷重によるケド層からの排水は上
下方向に行なわれる両面排水と考える。
- (2) サンドマット荷重を瞬間載荷重と考え、かつサンドマット荷重によるケド層からの排水は上
方のみに行なわれる片面排水と考える。

以上の 2通りの仮定を行い、またサンドコンパクションによるケド層の浮上りを考慮して沈下
計算を行ったところ(1)により求めた理論沈下曲線は載荷重の比較的小さい間は実測値より相当大
きな値を取り、(2)の仮定によって求めた理論沈下曲線の方が比較的良好に一致しているが載荷重が
大きくなると(1)による沈下曲線も(2)による沈下曲線も実測値と非常に良く一致している。以上の
ことから考えると下側に排水層と思われる砂層がある場合でも載荷重が小さいときは上方のみの
片面排水と考えた方が良くと思われる。また最終沈下量を比較すると(a)の方法で計算した値が
96 cmで(b)の方法で計算した値は 72 cm であるが(a)の方法で計算した値にはサンドコンパクシ
ョンバイルによるケド層の浮上りを考慮していないのでこれを考慮すると $96 - 26 = 70$ cm とな
り(a)と(b)との計算法による差は 2 cm となり、その差は無視できる程度である。

サンドドレーン区間においてもサンドマット敷設からバイル打設までをサンドコンパクシ
ョン区間と同様に 2通りの仮定を行い、またバイル打設によるケド層の浮上りを考慮すると(1)の仮
定による理論沈下曲線と(2)の仮定による理論沈下曲線のどちらも一般に実測値より大きな値にな
っているがこれは理論沈下曲線を求めるときにサンドドレーンバイルの荷重分担比は 1 と考えて
いるが実際にはバイルによる荷重分担比が 1 以上であると考えれば十分理解できることである。
また最終沈下量を比較すると(a)の方法で計算した値は 118 cm、(b)の方法で計算した値は 109 cm
となっているが (a)の場合にはバイルによるケド層の浮上りを考慮していないのでこれを考慮す

ると(2)の方法による最終沈下量は $118-10=108\text{ cm}$ となり(1)の方法によって求めた最終沈下量との差は 1 cm となる。

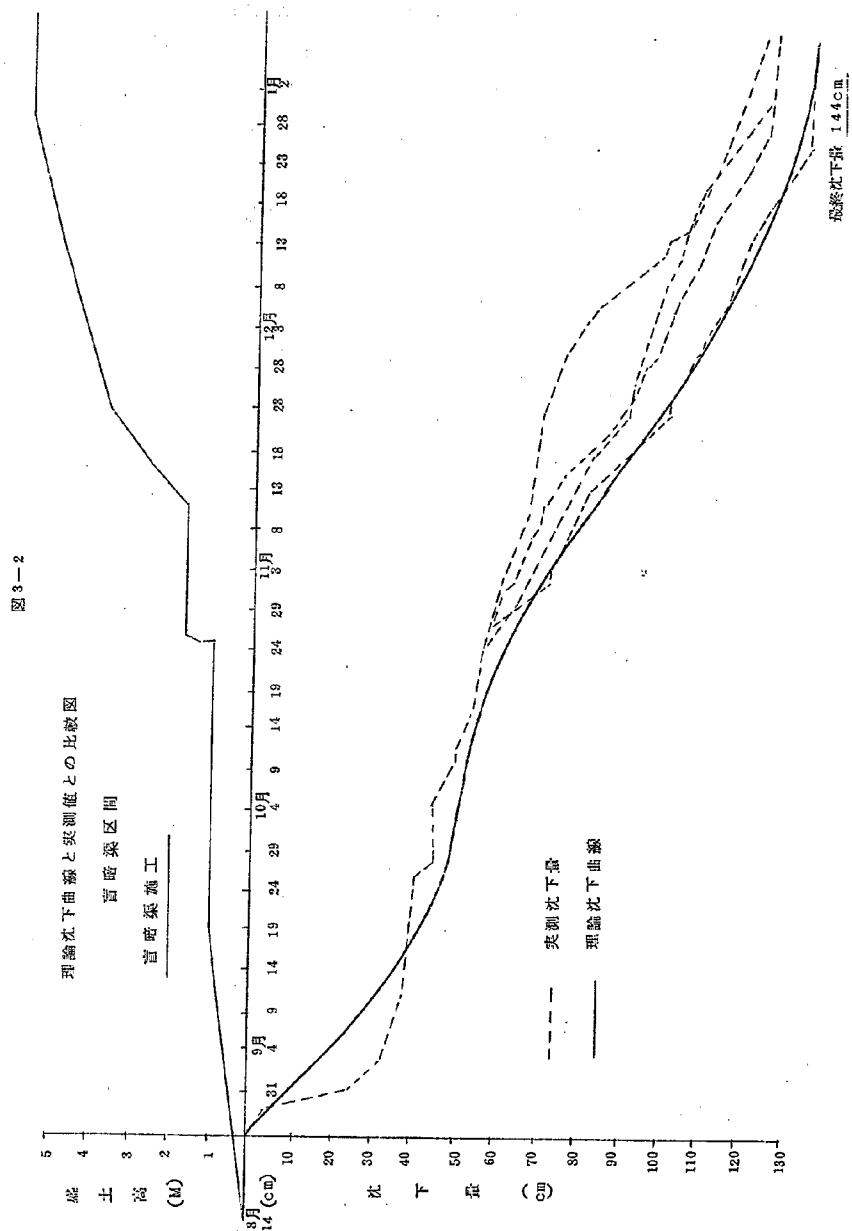
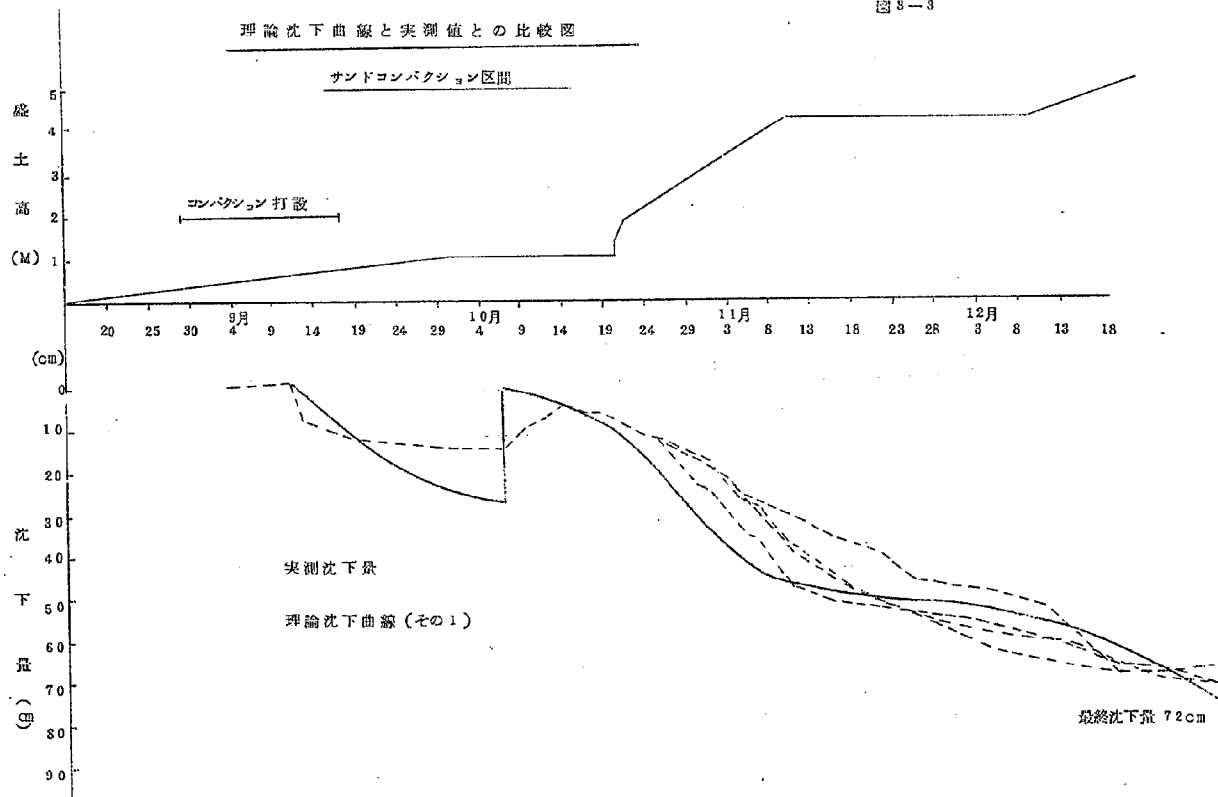


図 8-3



理論沈下曲線と実測値との比較図

サンドコンパクション区間

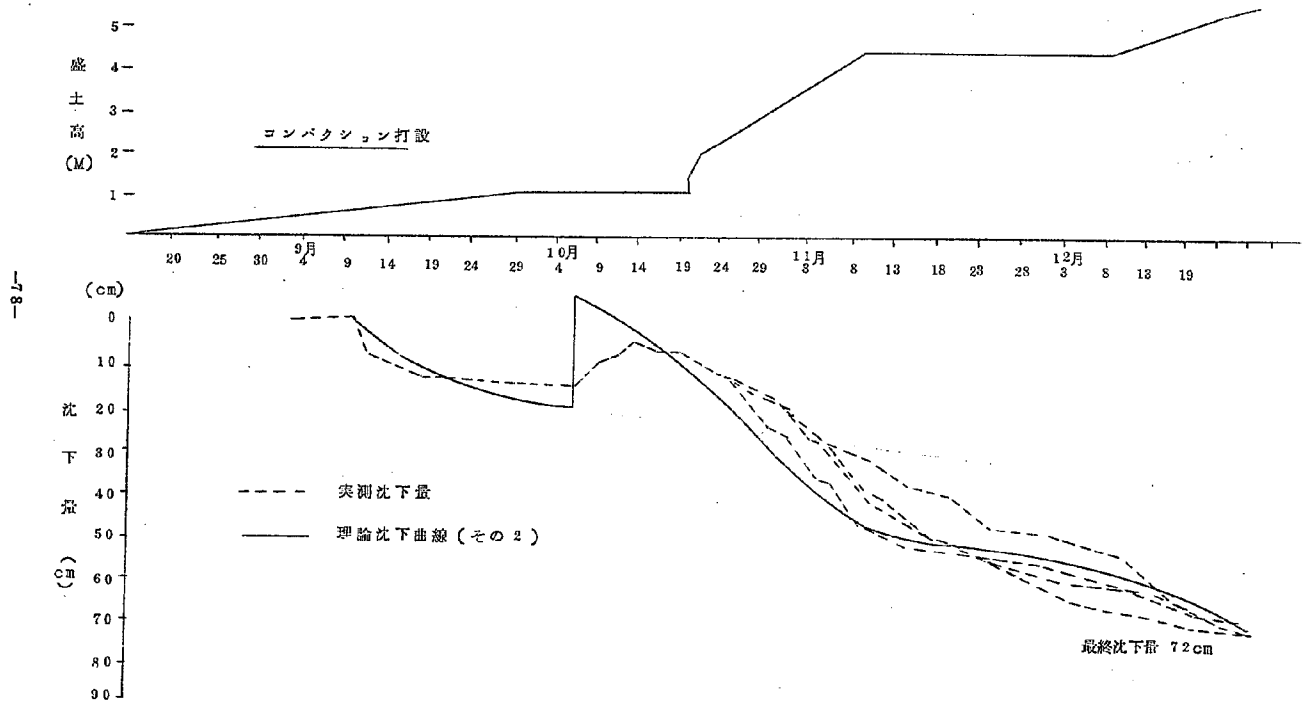


図 3-5

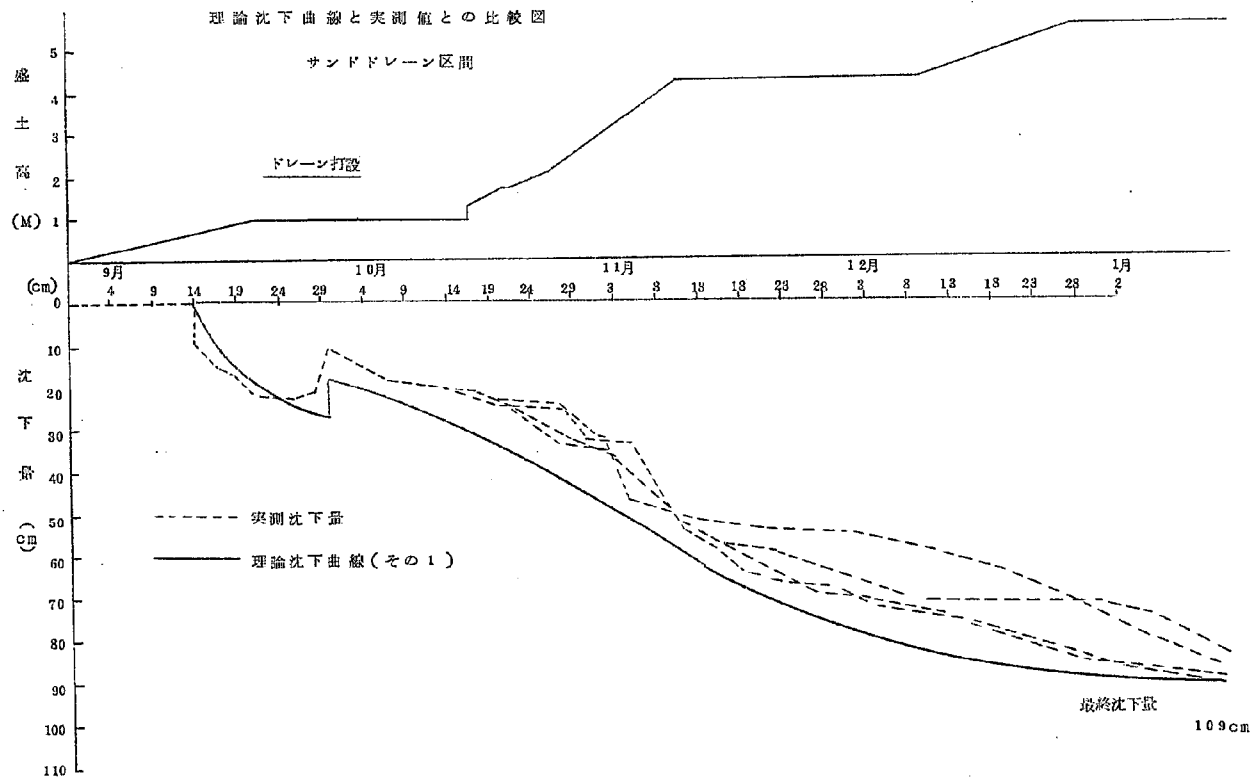
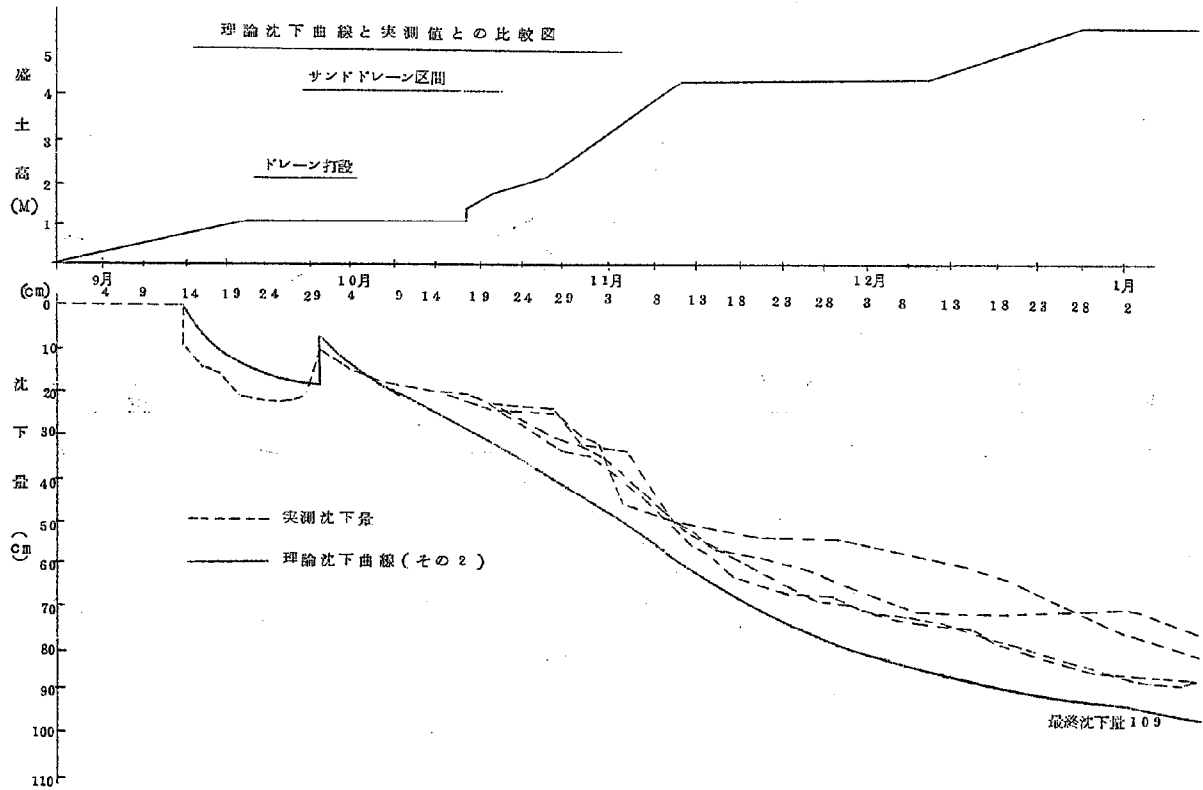


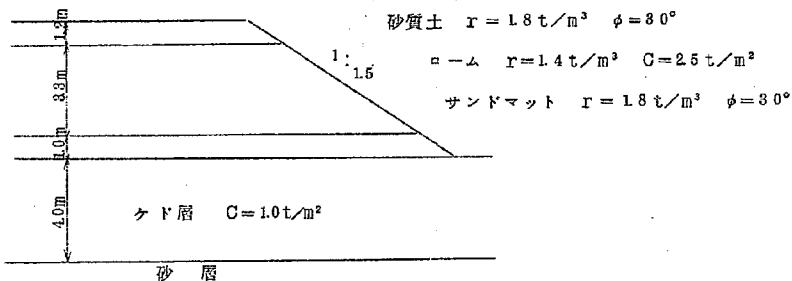
図 3-6



第4章 推定される基礎地盤の盛土に対する安全率

§ 1 盲路渠区間の盛土に対する安全率

設計数値



安全率 $S-F$ は

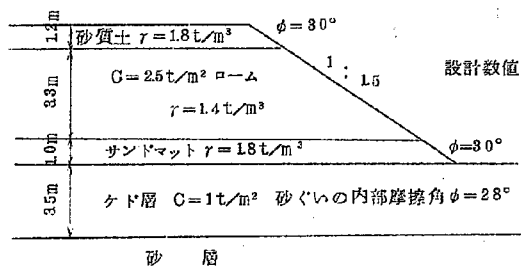
$$S-F = \frac{M_a}{M_p} = \frac{L(C_1 L_1 + \tau_2 L_2 + C_3 L_3)}{\sum W_i L_i}$$

ただし

- L …… 円弧すべり円の半径 m
- L_1 …… 原地盤の弧長 m
- C_1 …… 原地盤の粘着力 t/m^2
- L_2 …… サンドマット部分の弧長 m
- τ_2 …… サンドマットの剪断抵抗 t/m^2
- L_3 …… 路体盛土部分の弧長 m
- C_3 …… 路体盛土の粘着力 t/m^2

円弧すべり計算の結果は図4-1に示す。

§ 2 サンドコンパクション区間の盛土に対する安全率



計算の仮定及び計算式

(1) 地中分布応力は Osterberg の図表より求める。

(2) サンドコンパクション部分の剪断抵抗は次式による。

$$\tau = \sigma \tan \phi \text{ --- (1)}$$

τ ; 沁り面の剪断抵抗 t/m^2

σ ; 沁り面に垂直方向の応力 t/m^2

ϕ ; パイル砂の内部摩擦角

(3) 軟弱層の剪断抵抗は次式によるものとする。

$$\tau = C_0 + \sigma \tan \phi_a \text{ --- (2)}$$

τ ; 軟弱層の剪断抵抗 t/m^2

C_0 ; 原地盤粘着力 t/m^2

σ ; 盛土による増加加重 t/m^2

$\tan \phi_a$; 粘着力の増加率

(4) 改良地盤 m^2 当りの剪断抵抗は、サンドパイル部分と軟弱層部分に分け、前者は(1)式により、後者は(2)式により圧密による強度増加を考えない場合と考えた場合とを計算する。

(5) 実際の計算に当っては沁り面をいくつかの区間に分け、 U_z 、 Q_z はその中点をもって代表させることとする。沁り面の各区间での区间長を δ とすると、その区间全体の剪断抵抗は

$$Q = \tau \cdot \delta \quad t/m \text{ --- (3)}$$

で表わされる。沁り円弧の半径を Lm とすると抵抗モーメント M_z は

$$M_z = Q \cdot L \quad t/m \text{ --- (4) である。}$$

この場合の改良地盤 m^2 当りの剪断抵抗は(1)式及び(2)式の両者を加味して次式により計算する。

$$\tau = \frac{A_s}{A} \left\{ U_z \cdot P \frac{\sigma_s}{\sigma} + (r_s - 1) z \right\} \tan \phi \cos^2 \theta + \frac{A_c}{A} (C_0 + U_z \cdot P \cdot u \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma} \cdot \tan \phi_a) \text{ --- (5)}$$

ここで

τ ; 改良地盤の予想沁り面上 $1 m^2$ 当りの剪断抵抗 t/m^2

A_s ; コンパクションパイルの断面積 m^2

A ; パイル一本の分担面積 m^2

A_c ; $A - A_s$

σ_s ; パイルに作用する応力 t/m^2

σ_c ; 軟弱土に作用する応力 t/m^2

U_z : Osterberg の図表より求めた地中応力度

P : 盛土荷重 $P = \gamma H$ t/m^2

σ : 地盤に作用する平均応力 t/m^2

r_s : バイル砂の単位体積重量 t/m^2

z : 地表面よりすべり面までの深さ m

θ : すべり面と水平面とのなす角

C_0 : 原地盤粘着力 t/m^2

u : 圧密度 (90% 圧密と考慮して計算する)

ϕ_a : 粘着力増加係数角

以上のうち U_z 、 z 、 θ 、以外は円弧すべり面の位置に無関係な定数である。

$$A = 2.0^2 = 4.0 m^2$$

$$A_s = \frac{\pi}{4} \times 0.7^2 = 0.385 m^2$$

$$A_c = 4.0 - 0.385 = 3.615 m^2$$

$$P = 1.8 \times 1.0 + 1.4 \times 3.8 + 1.8 \times 1.2 = 8.58 t/m^2$$

コンパクションバイルの試験打ちの際に行ったバイル内のスエーデン式サウンディング結果によると $N_{sw} = 40$ 程度であることから N_{sw} を N 値に換算すると

$$N = 2 + 0.067 N_{sw} = 2 + 0.067 \times 40 \approx 5$$

標準貫入試験による砂の内部摩擦角を推定する Dunham の式 $\phi = \sqrt{12N} + 20$ を用いると

$$\phi = \sqrt{12 \times 5} + 20 \approx 28^\circ$$

これよりバイルの支持力 q_a は Terzaghi の極限支持力の式より求める。安全率を 3 とすると

$$q_a = \frac{1}{3} (0.3 d r N_r + r D N_q)$$

ここで d : バイルの径 $0.7 m$

D : バイルの打込長 $6 m$

r : バイル砂の水中単位体積重量 $r = (r_s - 1) = 0.8 t/m^3$

N_r , N_q : 支持力係数 $\phi = 30^\circ$ に対して夫々 4.4・7.1 であるから

$$q_a = \frac{1}{3} (0.3 \times 0.7 \times 0.8 \times 4.4 + 0.8 \times 6.0 \times 7.1) = 11.6 t/m^2$$

一方、軟弱土の支持力 q_c は Terzaghi の粘土許容支持力の式を用いると

$$q_c = \frac{1}{3} \times 5.7 (C + \Delta C)$$

サンドコンパクションによって増大する粘土の圧縮強さ Δq_c は $20 \sim 30 t/m^2$ である (土木技術第 18 巻 11 号サンドコンパクション工法) と云われているがこの場合はケド層なのでこの値よ

り小さいであろう。ここではコンパクションパイルの打込み前と打込み後に行ったフォイルサン
プラーによる乱されない試料の一軸圧縮強さの差を ΔQ_c とした。

$$\Delta Q_c = 2.7 - 1.3 = 1.4 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore Q_c = \frac{1}{3} \times 5.7 (0.65 + 0.7) = \frac{1}{3} \times 5.7 \times 1.35 = 2.57 \text{ t/m}^2$$

したがって、パイルとケドとの荷重分担比 n は

$$n = \frac{Q_s}{Q_c} = \frac{1.16}{2.57} \div 5$$

$$\frac{\sigma_s}{\sigma} = \frac{nA}{(n-1)A_s + A} = \frac{5 \times 4.0}{(5-1) \times 0.385 + 4} = \frac{5 \times 4}{5.54} = 3.61$$

安全率を求めるための予備計算を行うと

$$A = 4.0 \text{ m}^2 \quad A_s = 0.385 \text{ m}^2 \quad A_c = 3.615 \text{ m}^2 \quad P = 2.58 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{A_s}{A} = \frac{0.385}{4.0} = 0.096$$

$$\frac{A_c}{A} = \frac{3.615}{4.0} = 0.904$$

$$\frac{\sigma_s}{\sigma} = 3.61$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma} = \frac{\sigma_s}{5\sigma} = \frac{3.61}{5} = 0.722$$

(3) (5)式より改良地盤の各区間の剪断抵抗は

$$Q(t/m) = \left[\frac{A_s}{A} \left\{ I_z \cdot P \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma} + (r_s - 1)z \right\} \tan \phi \cos^2 \theta + \frac{A_c}{A} (C_0 + I_z \cdot P \cdot U \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma} \tan \phi a) \right] \cdot \ell$$

ここで

$$\frac{A_s}{A} \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma} \cdot \tan \phi = X_1 \quad \frac{A_s}{A} (r_s - 1) \tan \phi = X_2 \quad \frac{A_c}{A} \cdot C_0 = X_3 \quad \frac{A_c}{A} \cdot U \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma} \tan \phi a = X_4$$

と置き換えると

$$Q = X_1 \cdot I_z \cdot P \cos^2 \theta \cdot \ell + X_2 \cdot z \cos^2 \theta \cdot \ell + X_3 \cdot 1 + X_4 \cdot I_z \cdot P \cdot \ell \quad (6)$$

となり、 X_1 、 X_2 、 X_3 、 X_4 はサンドパイルの配置によって定まる値であり、切り面の位置には
無関係である。

上式において

$$X_1 \cdot I_z \cdot P \cos^2 \theta \cdot \ell = Q_1$$

$$X_2 \cdot z \cos^2 \theta \cdot \ell = Q_2$$

$$X_3 \cdot 1 = Q_3$$

$$X_4 \cdot I_z \cdot P \cdot \ell = Q_4$$

とすると

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 \quad \text{となり}$$

Q_1 : 盛土荷重によるパイルの剪断抵抗

Q_2 : パイル砂の自重による剪断抵抗

Q_3 : 原地盤粘着力による剪断抵抗

Q_4 : 原地盤の強度増加による剪断抵抗

一方 Driving Moment M_0 は

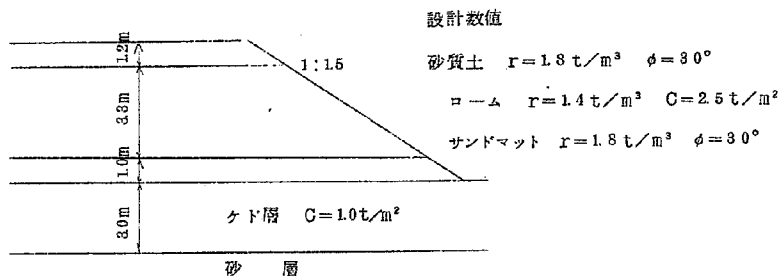
$$M_0 = \sum W_i L_i (t-m/m) \quad (7)$$

ただし W_i 円弧すべり面内の任意の重量 t/m

W_i 腕 長 m

以上の関係式を使用して、数種のすべり面を仮定して円弧すべり計算を行う。

§ 8 サンドドレーン区間の盛土に対する安全率



サンドドレーン区間における盛土に対する原地盤の安定についての円弧すべり計算の考え方は盲暗渠区間に対するものと同様であるのでここでは省略し計算結果は図 4-4 に示す。

§ 4 盛土による安全率に対する計算結果

(a) 盲暗渠区間における盛土による安全率

盲暗渠区間における円弧すべりに対する原地盤の最小安全率は 0.90 であり、許容安全率 1.25 よりはるかに小さく盛土荷重を瞬間的に載荷するとすれば、すべりの起る危険がある。そこで、盛土後の圧密による原地盤の強度増加により、円弧すべりに対する最小安全率が許容安全率の 1.25 となるにはどれだけの盛土荷重が必要であるかを計算すると次の通りである。

盲暗渠区間において最小安全率 1.25 を得るために必要な原地盤の粘着力を求めると前式より

$$S \cdot F = 1.25 = \frac{L(C_1 L_1 + \tau_2 L_2 + C_3 L_3)}{\sum W_i L_i} = \frac{1.4(2.16C + 5.48 + 10.45)}{58.14}$$

$$C = 1.67 \text{ t/m}^2$$

となり、現在の $C=1.0 \text{ t/m}^2$ に対し、必要な増加粘着力 ΔC は、 $\Delta C = 1.67 - 1.0 = 0.67 \text{ t/m}^2$

となる。次に、 $\Delta C = 0.67 \text{ t/m}^2$ を得るに必要な有効盛土荷重 ΔP を求めると、粘着力増加

係数を $\tan \phi_a$ とすると
$$\Delta P = \frac{\Delta C}{\tan \phi_a}$$

$\tan \phi_a = 0.30$ とすると

$$\Delta P = \frac{0.57}{0.30} = 2.23 \text{ t/m}^2$$

となる。

次に $\Delta P = 2.23 \text{ t/m}^2$ に対応する盛土期間を求めると盲暗渠区間のサンドマット敷設と盲暗渠施工、36日間と放置期間36日後における ΔP は

$$\Delta P_1 = 1.8 \times 0.50 = 0.90 \text{ t/m}^2$$

であるから路体盛土開始後において $\Delta P = 2.23 \text{ t/m}^2$ に達するに必要な圧密度 U を求めると

$$2.23 = 0.90 + 5.52U$$

$$\therefore U = 0.24$$

をうる。すなわち路体盛土による圧密度が24%に達する必要がある。次に $U = 24\%$ に対応する日数を垂直方向のみの排水条件から求めると

$$t = \frac{\left(\frac{H}{2}\right)^2 Tv}{Cv} = \frac{\left(\frac{288}{2}\right)^2 \times 10^{-4} \times 0.031}{4 \times 10^{-3}} = 1.61 \times 10^4 \text{ sec} = \frac{1.61 \times 10^4}{8.64 \times 10^4} = 2 \text{ 日}$$

となる。したがって路体盛土開始後2日において所要の粘着力に達することになる。

また、これを直線的な漸増荷重による盛土高に換算すると

$$H = 330 \times \frac{2}{4.0} = 17 \text{ cm}$$

となる。すなわち路体盛土開始後、盛土が17cmになった時に所要の粘着力に達することになる。盲暗渠区間における粘着力増加率 $\tan \phi_a$ は載荷荷重後に原地盤の試料採取を行い、この乱さない試料に対する三軸圧縮試験を行い決定すべきであるが、一応便宜的にサンドコンパクションパイルによる粘着力増加率 $\tan \phi_a = 0.30$ と同様であると仮定した。

(b) サンドコンパクション区間における盛土による安全率

サンドコンパクション区間における円弧すべりに対する原地盤の最小安全率は1.10であり、許容安全率1.25以下であるが原地盤の粘着力増加率を $\tan \phi_a = 0.30$ とすれば最小安全率は1.45となり十分安全とみなすことができる。そこで、盛土後の圧密による原地盤の強度増加により、円弧すべりに対する最小安全率が1.25となるにはどれだけの盛土荷重が必要であるかを計算すると次の通りである。

サンドコンパクション区間において最小安全率1.25を得るために必要な原地盤の粘着力を求めると前式より

$$\begin{aligned} S.F. = 1.25 &= \frac{L(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_{MN} + Q_{ND} + Q_{OF} + Q_{FO} + Q_{OR})}{\sum W_i L_i} \\ &= \frac{1.35(1.221 + 1.40 + 4.79 + 0 + 6.260 + 5.51 + 9.95)}{491.9} \end{aligned}$$

$$C = 1.87 \text{ t/m}^2$$

となり、現在の $C = 1.0 \text{ t/m}^2$ に対し、必要な増加粘着力 ΔC は $\Delta C = 1.87 - 1.0 = 0.87 \text{ t/m}^2$ となる。次に、 $\Delta C = 0.87 \text{ t/m}^2$ を得るに必要な有効盛土荷重 ΔP を求めると、粘着力増加率を $\tan \phi a$ とすると、

$$\Delta P = \frac{\Delta C}{\tan \phi a}$$

$$\tan \phi a = 0.30 \text{ とすると}$$

$$\Delta P = \frac{0.87}{0.30} = 2.9 \text{ t/m}^2$$

となる。

次に、 $\Delta P = 2.9 \text{ t/m}^2$ に対応する盛土期間を求めるとサンドコンパクション区間のサンドマト敷設とサンドコンパクション投設期間 26 日間と盛土開始までの放置期間 13 日間後における ΔP は

$$\Delta P_1 = 1.8 \times 0.56 + 0.8 \times 0.94 = 1.75 \text{ t/m}^2$$

であるから路体盛土開始後において $\Delta P = 2.9 \text{ t/m}^2$ に達するに必要な圧密度 U を求めると

$$2.9 = 1.75 + 3.34 U \quad U = 0.84$$

をうる。すなわち路体盛土による圧密度が 84% に達する必要がある。次に $U = 84\%$ に対応する日数をサンドコンパクションバイルによる水平方向のみの排水条件から求めると

$$t = \frac{de^2 Th}{Gv} = \frac{2.26^2 \times 10^4 \times 0.025}{7 \times 10^{-3}} = 1.82 \times 10^5 \text{ sec}$$

$$t = \frac{1.82 \times 10^5}{864 \times 10^4} = 2 \text{ 日}$$

となる。したがって路体盛土開始後 2 日において所要の粘着力に達することになる。またこれを直線的な漸増荷重による盛土高さに換算すると

$$H = 330 \times \frac{2}{21} = 31 \text{ cm}$$

となる。すなわち路体盛土開始後、盛土が 31 cm になった時に所要の粘着力に達することになる。

(c) サンドドレーン区間における盛土による安全率

サンドドレーン区間における円弧すべりに対する原地盤の最小安全率は 0.97 であり、許容安全率 1.25 よりはるかに小さく盛土荷重を瞬時的に載荷するとすれば、すべりの起る危険がある。そこで、盛土後の圧密による原地盤の強度増加により、円弧すべりに対する最小安全率が許容安全率の 1.25 となるにはどれだけの盛土荷重が必要であるかを計算すると次の通りである。

サンドドレーン区間において最小安全率 1.25 を得るために必要な原地盤の粘着力を求めると

前式より

$$S \cdot P = 1.25 = \frac{L(C_1 L_1 + \tau_2 L_2 + C_3 L_3)}{\sum W_1 L_1} = \frac{13(179C + 575 + 1076)}{4684}$$

$$C = 1.57 \text{ t/m}^2$$

となり、現在の $C = 1.0 \text{ t/m}^2$ に対し、必要な増加粘着力 ΔC は $\Delta C = 1.57 - 1.0 = 0.57 \text{ t/m}^2$ となる。次に、 $\Delta C = 0.57 \text{ t/m}^2$ を得るに必要な有効盛土荷重 ΔP を求めると、粘着力増加係数を $\tan \phi_a$ とすると

$$\Delta P = \frac{\Delta C}{\tan \phi_a}$$

$\tan \phi_a = 0.30$ とすると

$$\Delta P = \frac{0.57}{0.30} = 1.9 \text{ t/m}^2$$

となる。次に $\Delta P = 1.9 \text{ t/m}^2$ に対応する盛土期間を求めると、サンドドレーン区間のサンドマット敷設とサンドドレーン打設期間 15 日間と盛土開始までの放置期間 20 日後における ΔP は

$$\Delta P = 13 \times 0.42 + 1.04 \times 0.91 = 0.76 + 0.95 = 1.71 \text{ t/m}^2$$

であるから、路体盛土開始後において $\Delta P = 1.9 \text{ t/m}^2$ に達するに必要な圧密度 U を求めると、

$$1.9 = 1.71 + 4.75U \quad U = 0.04$$

をうる。すなわち路体盛土による圧密度が 4 % に達する必要がある。次に $U = 4 \%$ に対応する必要がある。次に $U = 4 \%$ に対応する日数をサンドドレーンパイルによる水平方向のみの排水条件から求めると

$$t = \frac{de^2 \times Th}{Cv} = \frac{2.1^2 \times 10^4 \times 0.002}{2.5 \times 10^{-3}} = 3.5 \times 10^4$$

$$t = \frac{3.5 \times 10^4}{8.64 \times 10^4} = \frac{1}{2} \text{ 日}$$

すなわち、路体盛土開始後すぐに所要の粘着力に達することになる。

盛土に対する安全率の計算表（盲暗渠区間）

より面の中心（3-ハ）

Driving Moment

W t/m	L M	M _D = W · L t m
1940	88	171.0
4020	76	305.0
448	22	9.9
526	16	10.0
1840	51	93.8
196	-0.6	-1.2
504	-1.4	-7.1
	計	581.4

Resisting Moment, L=14.0m

区 間	l (区間長)	Q
原 地 盤		
M-N	$\tau_1 = C_1 = 1.0$ 21.6	$Q_{MN} = 21.6$
盛 土 内		
N-O	$\tau_2 = 3.91$ 1.89	$Q_{NO} = 5.43$
O-P	$\tau_3 = C_3 = 2.5$ 4.18	$Q_{OP} = 10.48$
		計 37.48

$$Q = Q_{MN} + Q_{NO} + Q_{OP} = 37.48$$

$$M_R = Q \cdot L = 525.0$$

$$F = \frac{M_R}{M_D} = \frac{525.0}{581.4} = 0.90$$

盛土に対する安全率の計算表 (サンドコンパクション区間)

切り面の中心 (3-ハ)

・ Driving Moment

W t/m	L (ウデ長) m	M ₀ = W · L t · m/m
1813	80	1450
462	106	490
8280	65	2100
399	20	80
587	15	88
19	4.7	79.4
196	-0.6	-1.2
	-1.4	-7.1

計 491.9

・ Resisting Moment

L = 135m

	I	II	III	N	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄
区 間	u _r (1)	cos ² θ	z	l (区間長)	X ₁ × I × II × N	X ₂ × II × III × N	X ₃ × III	X ₄ × I × IV
コンボ—ザ—打 殺 部 分								
N—O	0.44	1.00	35	785	511	1.05	316	0
O—P	0.95	0.76	18	622	710	0.35	1.68	0
	計				1221	1.40	4.79	0
無 処 理 の 部 分								
M—N	τ = C ₁ = 1.0			626	Q _{MN} = τ · l = 626			
	計				626			
盛 土 内								
P—Q	τ = 3.91			141	Q _{PO} = τ · l = 551			
Q—R	τ = C = 2.5			398	Q _{QR} = τ · l = 995			
	計				1546			

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_{MN} + Q_{NO} + Q_{PO} + Q_{QR} = 4012$$

$$M_R = Q \cdot L = 5410$$

$$F_s = \frac{M_R}{M_D} = \frac{5410}{491.9} = 1.10$$

盛土に対する安全率の計算表 (サンドコンパクション)

切り面の中心 (8-ハ)

・Driving Moment

W t/m	L (ウデ長) m	M _D = W · L t·m/m
1813	8.0	1450
462	0.6	490
3230	6.5	2100
399	2.0	80
587	1.5	88
1690	4.7	794
196	(-) 0.6	(-) 1.2
504	(-) 1.4	(-) 71
計		4919

・Resisting Moment

L = 13.5 m

	I	II	III	IV	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄
区 間	u _z (1)	cos ² θ	z	1 (区間長)	X ₁ × I × II × IV	X ₂ × II × III × IV	X ₃ × III	X ₄ × I × IV
コンポーザー打設部分								
N-O	0.44	1.00	3.5	735	511	1053	316	433
O-P	0.97	0.759	1.8	622	710	0847	163	809
計					1221	1400	479	1242
無処理の部分								
M-N	τ=C ₁ =1.0			626	Q _{MN} =τ・ℓ=626			
計					626			
盛 土 内								
P-Q	τ=σ tan φ=391			141	Q _{PQ} =τ・ℓ=551			
Q-R	τ=C=250			398	Q _{QR} =τ・ℓ=995			
計					1546			

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_{MN} + Q_{PQ} + Q_{QR} = 5269$$

$$M_R = Q \cdot L = 7120$$

$$F = \frac{M_R}{M_D} = \frac{7120}{4919} = 1.45$$

盛土に対する安全率の計算表（サンドドレーン区間）

たり面の中心（8-ハ）

•Driving Moment

W	t/m	L	m	$M_D = W \cdot L$	t·m/m
1705		80		1362	
3420		69		2360	
896		22		197	
1626		16		100	
585		4.4		69.7	
196		-0.6		-1.2	
503		-1.4		-7.1	

計

4634

•Resisting Moment

L=18m

区 間		1(区間長)	Q
	原 地 盤		
M-N	$\tau_1 = C_1 = 1.0$	179	$Q_{MN} = 179$
	盛 土 内		
N-O	$\tau_2 = 3.91$	1.47	$Q_{NO} = 5.75$
O-P	$\tau_3 = C_3 = 2.5$	4.31	$Q_{OP} = 10.76$
	計 34.41		

$$Q = Q_{MN} + Q_{NO} + Q_{OP} = 34.41$$

$$M_R = Q \cdot L = 4473$$

$$F = \frac{M_R}{M_D} = \frac{4473}{4634} = 0.97$$

図 4-1

盛土に対する安全率

盲路渠区間

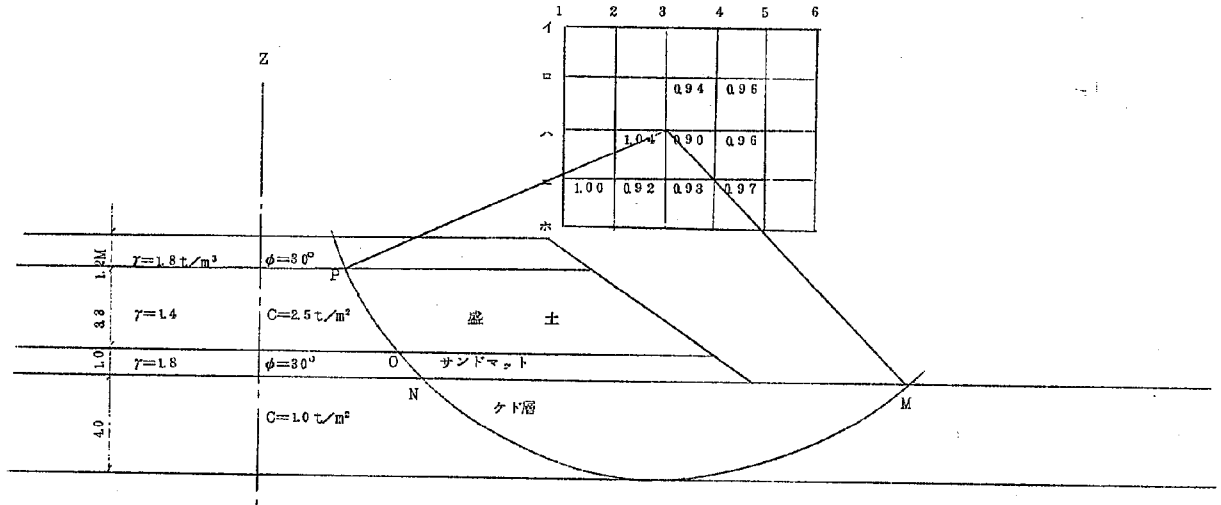
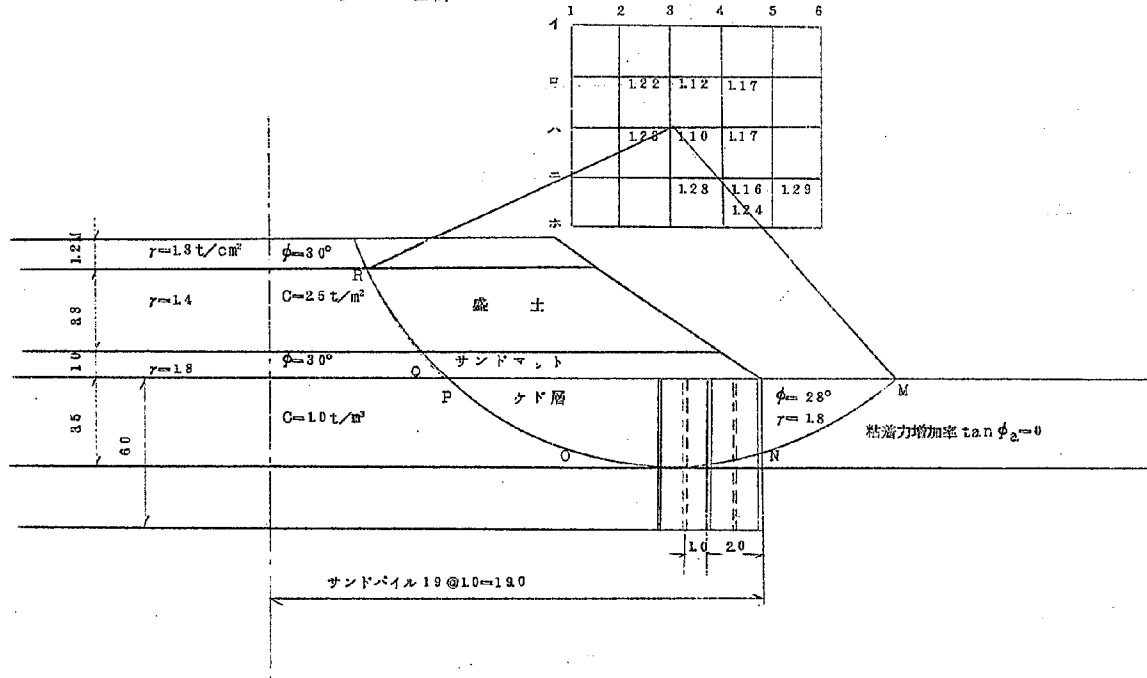


図 4-2

盛土に対する安全率
サンドコンパクション区間



サ ン ド コ ン パ ク シ ョ ン 区 間

图 4-3

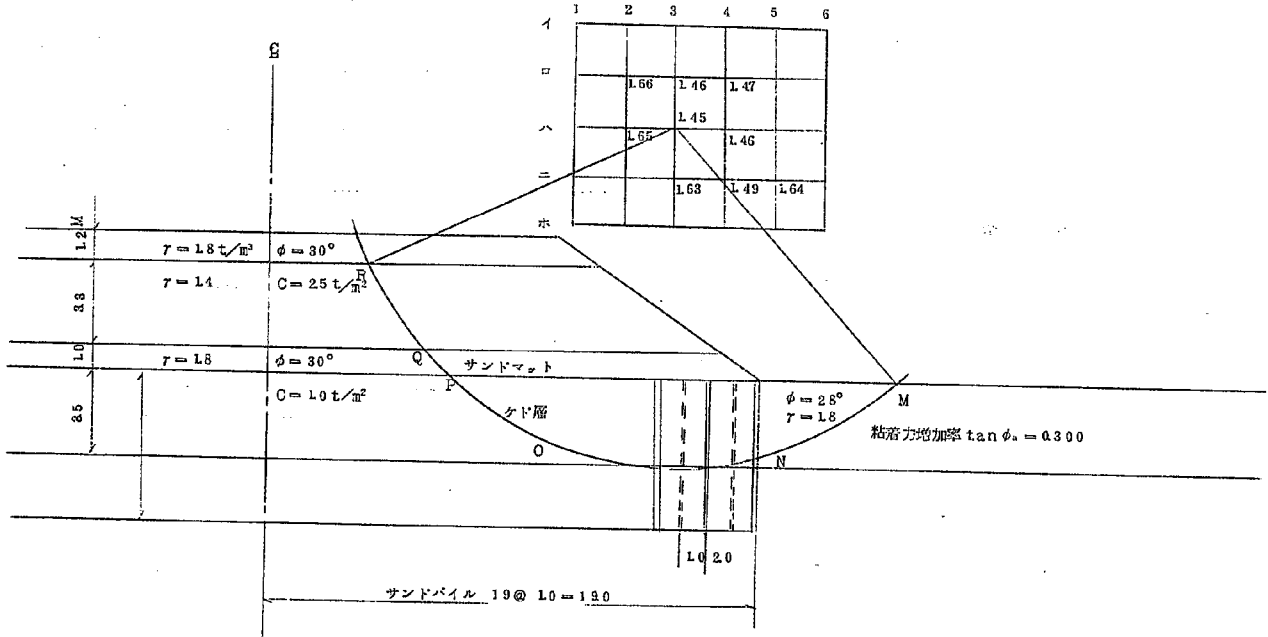
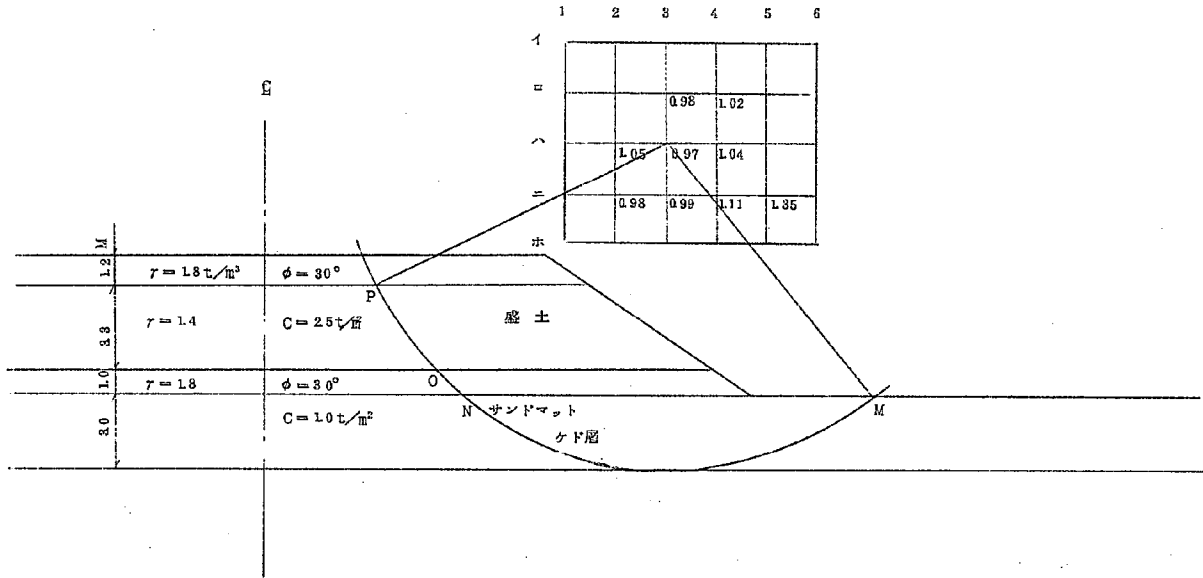


図 4-4

盛土に対する安全率

サンドドレーン 区間



第5章 計器測定結果

§ 1 埋設計器の測定

各区間に下記の計器を設置して圧密進行状態、圧密、盛土による周辺地盤の変動等を測定する。

1 圧密度及び圧密量の調査

基礎地盤内の計器の設置はボーリング機械により穿孔し計器を挿入する。

(a) 間隙水圧

基礎地盤内部に間隙水圧測定装置を種々の深度に設置して圧密進行状態を間隙水圧の変化により推定する。

(b) 土圧

基礎原地盤上に土圧計を設置して土圧の実測を行う。なおサンドコンパクションパイル施工区間には砂柱上と軟弱地盤上に土圧計を設置して応力の分配状況を測定する。

(c) 沈下量

基礎地盤内部および盛土下面に各種沈下量測定装置を設置し、圧密進行状態の推定並びに圧密量の実測を行う。

2 周辺地盤の変動

(a) 傾斜計

盛土法尻下にパイプを設置し、基礎地盤のすべりを傾斜計の挿入によって測定する。

(b) 変位杭

盛土法尻から別添図面のごとく各区間に杭を打ち各点に於ける上下方向、路線直角及び平行方向の変位を測定する。

3 埋設計器の種類

(1) 間隙水圧計

坂田式PPR-2 間隙水圧計 4 kg/cm²

オープンタイプ式間隙水圧計

(2) 沈下計

坂田式連続式沈下計

固定板式沈下計

スクリーポイント式沈下計

(3) 土圧計

(4) 傾斜計

(5) 変位杭

4. 計器の埋設位置

計器の埋設位置は図5-1に示す通りである。

§ 2 計器測定結果（昭和42年1月6日まで）の検討

計器の測定結果はすべて鹿島建設技術研究所の「京葉道路幕張東工区工事報告書 そのⅦ試験工事における諸計器の測定結果」による。

1 諸計器の種類

(a) 間隙水圧計の測定結果図（図5-2～図5-4）

(b) 連続式沈下計 固定板式沈下計の測定結果図（図5-5～5-7）

(c) 土圧計の測定結果図（図5-8～図5-11）

(d) スクリューポイント沈下計の測定結果図（図5-12）

(e) 傾斜計の測定結果図（図5-13～図5-15）

(f) 変位杭の測定結果図（図5-16～図5-21）

2 計器測定結果図の検討

(a) 間隙水圧計の測定結果

盛土完了時における間隙水圧計の読みは盲暗渠区間において、 $U = 0.66 \text{ kg/cm}^2$ 、サンドコンパクション区間では、 $U = 0.45 \text{ kg/cm}^2$ 、サンドドレーン区間では $U = 0.44 \text{ kg/cm}^2$ 、を示しているがこれらの間隙水圧測定値より盛土完了時の圧密度を計算すると次のようになる。ただし盛土を行ったために地下水位が上昇したことは考慮していない。

間隙水圧測定値より盛土完了時の圧密度の計算

$$\Delta U = U - U_0$$

U : 間隙水圧計測定値

ΔU : 過剰水圧

U_0 : 間隙水圧計埋設位置における盛土荷重以前の初期水圧 (特殊の場合以外、静水圧)

$$\Delta P = r_b \cdot h_b \cdot \mu$$

ΔP : 間隙水圧計埋設位置における盛土荷重による増加圧力

h_b : 盛土厚

μ : 荷重分散係数

$$U = \frac{\Delta P - \Delta U}{\Delta P}$$

(i) 盲嚢渠区間

盲嚢渠区間における間隙水圧計の設置深さは深度 2.9 m であるから、 $U_0 = 0.29 \text{ kg/cm}^2$ である。

$$\Delta U = U - U_0 = 0.66 - 0.29 = 0.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta P = 1.8 \times 1.0 + 3.3 \times 1.4 + 1.8 \times 1.2 = 8.6 \text{ t/m}^2 = 0.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$U = \frac{\Delta P - \Delta U}{\Delta P} = \frac{0.86 - 0.37}{0.86} = 0.57$$

$$U = 57\%$$

(ii) サンドコンパクション区間

サンドコンパクション区間における間隙水圧計の設置深さは深度 3.0 m であるので、

$$U_0 = 0.30 \text{ kg/cm}^2, \Delta U = U - U_0 = 0.45 - 0.30 = 0.15 \text{ kg/cm}^2$$

サンドコンパクションの荷重分担等を 5 とすれば

$$\Delta P = 0.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$U = \frac{0.62 - 0.15}{0.62} = 0.76$$

$$U = 76\%$$

(iii) サンドレーン区間

サンドレーン区間における間隙水圧計の設置深さは深度 1.7 m であるから、 $U_0 = 0.17 \text{ kg/cm}^2$

$$\Delta P = U - U_0 = 0.44 - 0.17 = 0.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta P = 0.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$U = \frac{0.86 - 0.27}{0.86} = \frac{0.59}{0.86} = 0.69$$

$$U = 69\%$$

(b) 連続式沈下計、固定板式沈下計の測定結果

測定結果図における連続式沈下計と固定板式沈下計との関係は次のとおりである。

連続式沈下計と固定板式沈下計とはいずれも原地盤上に設置したが、設置時期は連続式沈下計がサンドマット敷設前であるのに対し、固定板式沈下計は地盤改良工事直後なので地盤改良工事における法肩直下の沈下量は不明であるが、連続沈下計による盛土中心部の沈下量との比較を見やすくするために、一応、固定板式沈下計設置時の原点をその時点における同一区間の連続式沈下計による沈下記録と等しいものとして作図されている。

(鹿島建設技術研究所の“試験工事における諸計器の測定結果”報告書による)

(c) 土圧計の測定結果

盛土完了時において原地盤にかかる理論土圧は、 $q = 0.86 \text{ kg/cm}^2$ であるが土圧の平均実測値は、盲暗渠区間で、 $q = 0.77 \text{ kg/cm}^2$ 、サンドドレーン区間で $q = 0.8 \text{ kg/cm}^2$ となり盲暗渠区間とサンドドレーン区間では概略計算通りの土圧がかかっていると思われる。サンドコンパクション区間においては原地盤上では $q = 0.68 \text{ kg/cm}^2$ 、サンドコンパクションパイル上では $q = 1.6 \text{ kg/cm}^2$ となりサンドコンパクションパイルを打設した地盤では周辺の地盤に比べて地表面近くでは2.4倍程度パイルに応力が集中していることが分った。従来の試験盛土によるとサンドコンパクションパイルを深さ0.5~1.0m掘り起こして土圧計を設置した場合には、周辺の地盤に比べて5~10倍程度パイルに応力が集中するといわれているが今回の試験盛土においてはサンドコンパクションパイルの表面上に土圧計を設置したため、2.4倍程度しかパイルに応力が集中しなかったものと思われる。

(d) スクリューポイント式沈下計の測定結果

スクリューポイント式沈下計はケド層下の各層の沈下量を測定するためにサンドマット敷設前に設置した。これによると沖積粘性土層も幾分圧密されたという結果がでているがスクリューポイント式沈下計による沈下記録がばらついていること、またスクリューポイントの断面積は沈下板に比しはるかに小さいので、沈下記録には原地盤の沈下のみならず、

スクリューポイント自体が地盤中に自重貫入した量も含まれていると思われるので、この測定値からただちに各層の沈下量を求めることは困難である。

(g) 傾斜計の測定結果

傾斜計の測定は深度方向 1 m ごとに行っているが作図に除しては任意深度における傾斜計の傾き $\tan \theta$ に深度 1 m を乗じた値を任意深度 1 m におけるパイプの変化量とし、また挿入パイプの下端を不動点と考えこれに対する変化量をプロットした。これによるとサンドドレーン区間とサンドコンパクション区間においては海側の傾斜計の傾きが山側よりも非常に大きな値を示しているがこれは盛土の段階に山側よりも海側に大きな載荷重が加わったためであると思われる。盲暗渠区間の山側においてはパイプを挿入する際にパイプが傾斜したものと思われるので載荷重によって起こるパイプの傾斜はパイプが垂直に挿入されている場合と少し異なると思われる。

(f) 変位杭による測定結果

(1) 水平変位測定

変位杭の水平方向の変位は盛土中心部からもっとも遠い位置にある変位杭を不動点と考え、この不動変位杭の方向への変位量を図示したものであるから全体的に水平変位が起った場合はこの図には現われないがこれによると杭間の最大水平変位は 12 mm で No 5 ~ No 6 の杭間に起っている。

(2) 鉛直変位測定

サンドドレーン区間の鉛直変位は No.1 ~ No.12 まで大体一様に増加し 1 月現在で最大 8 mm の鉛直変位を示しているがサンドコンパクション区間と盲暗渠区間では山側の鉛直変位が海側の鉛直変位よりも非常に大きな値を示している。

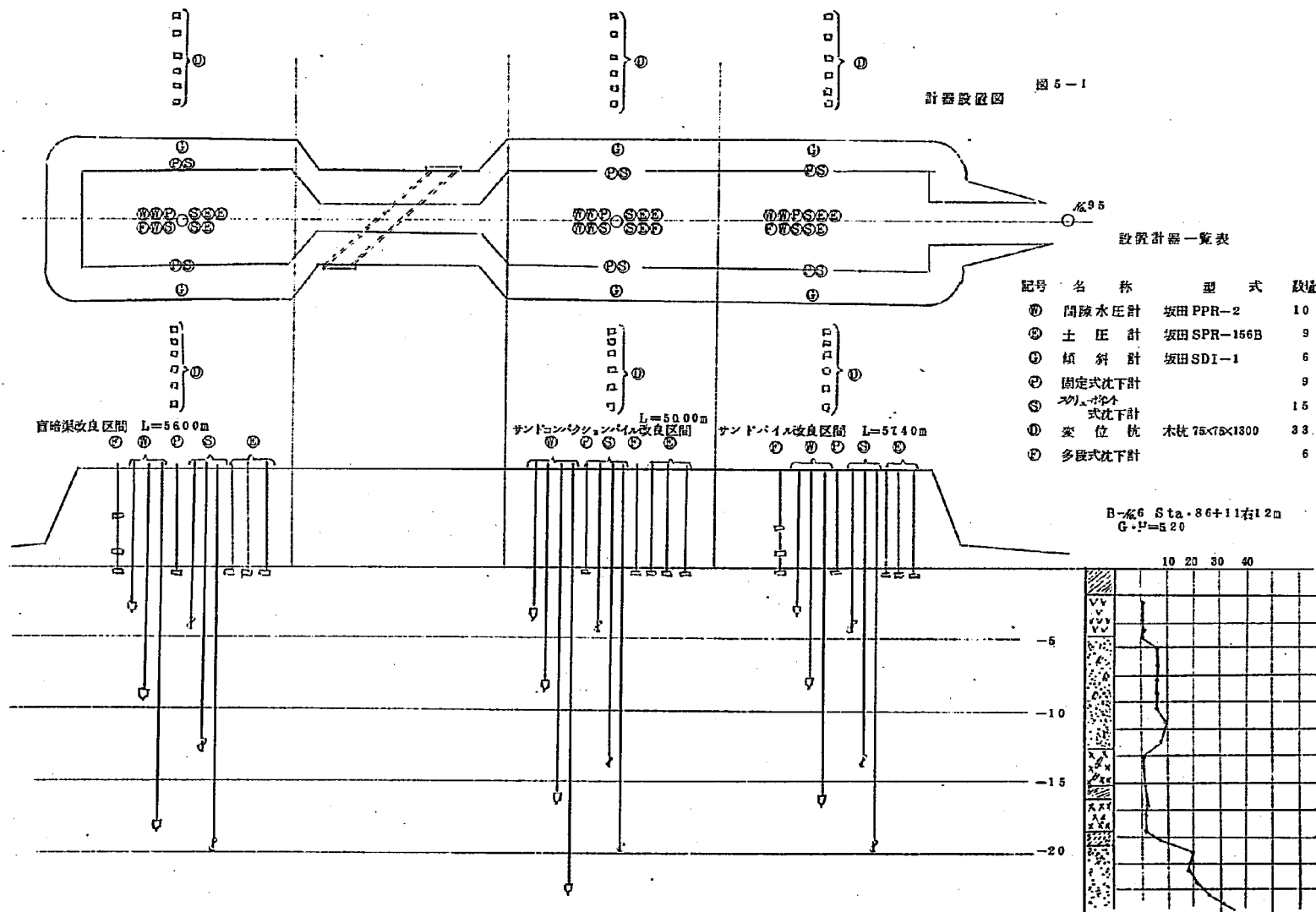
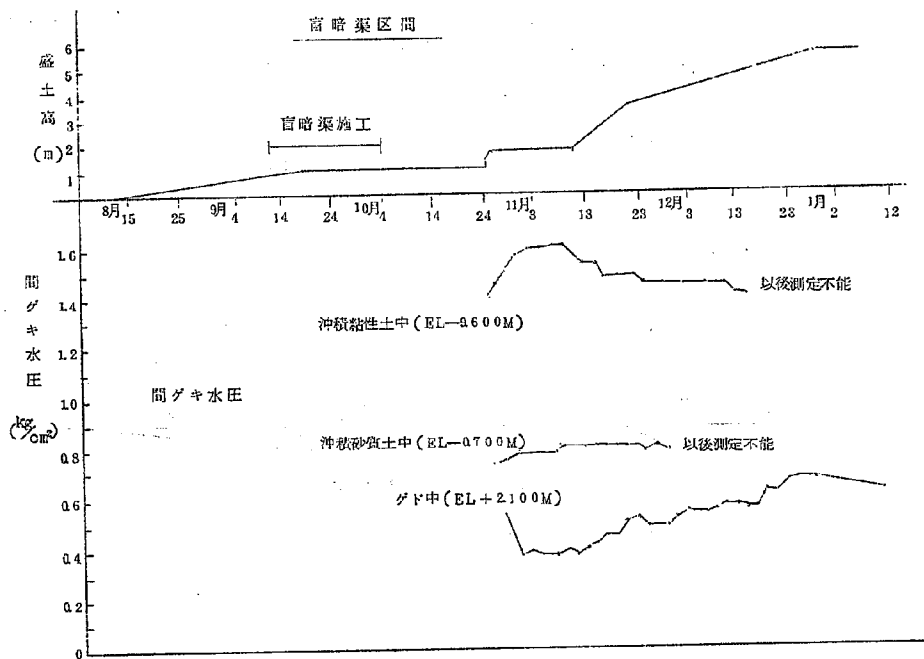


図 5-2

間隙水圧測定結果図



間隙水圧測定結果図

サンドコンパクション区間

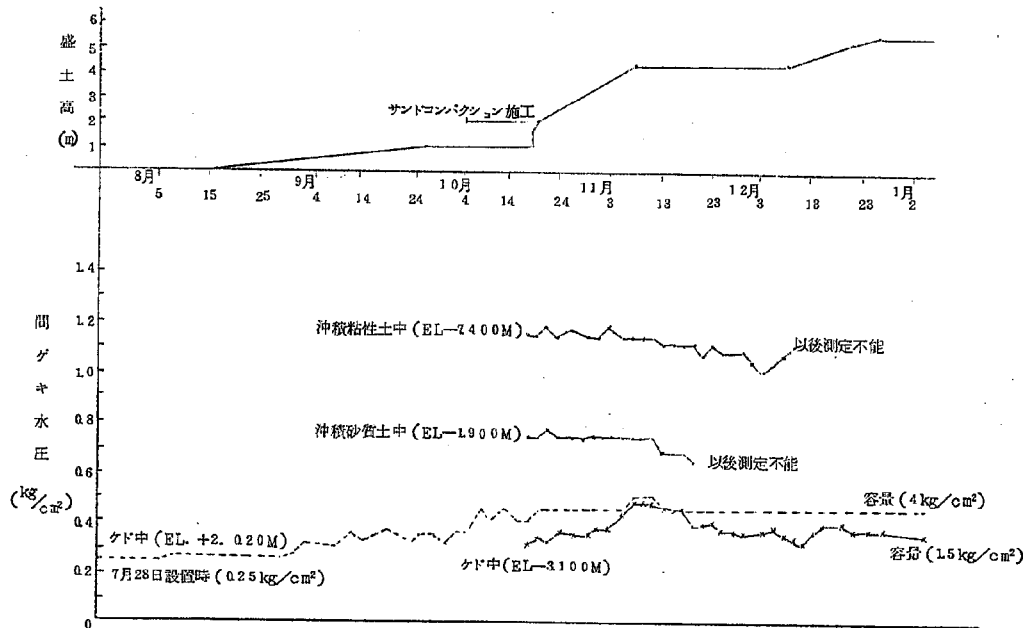
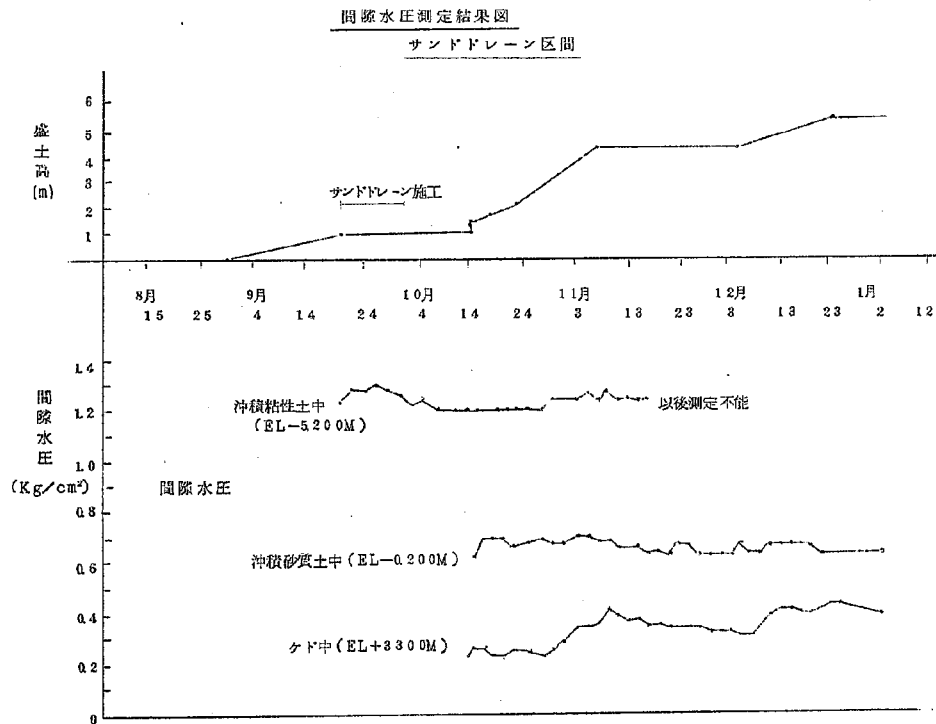
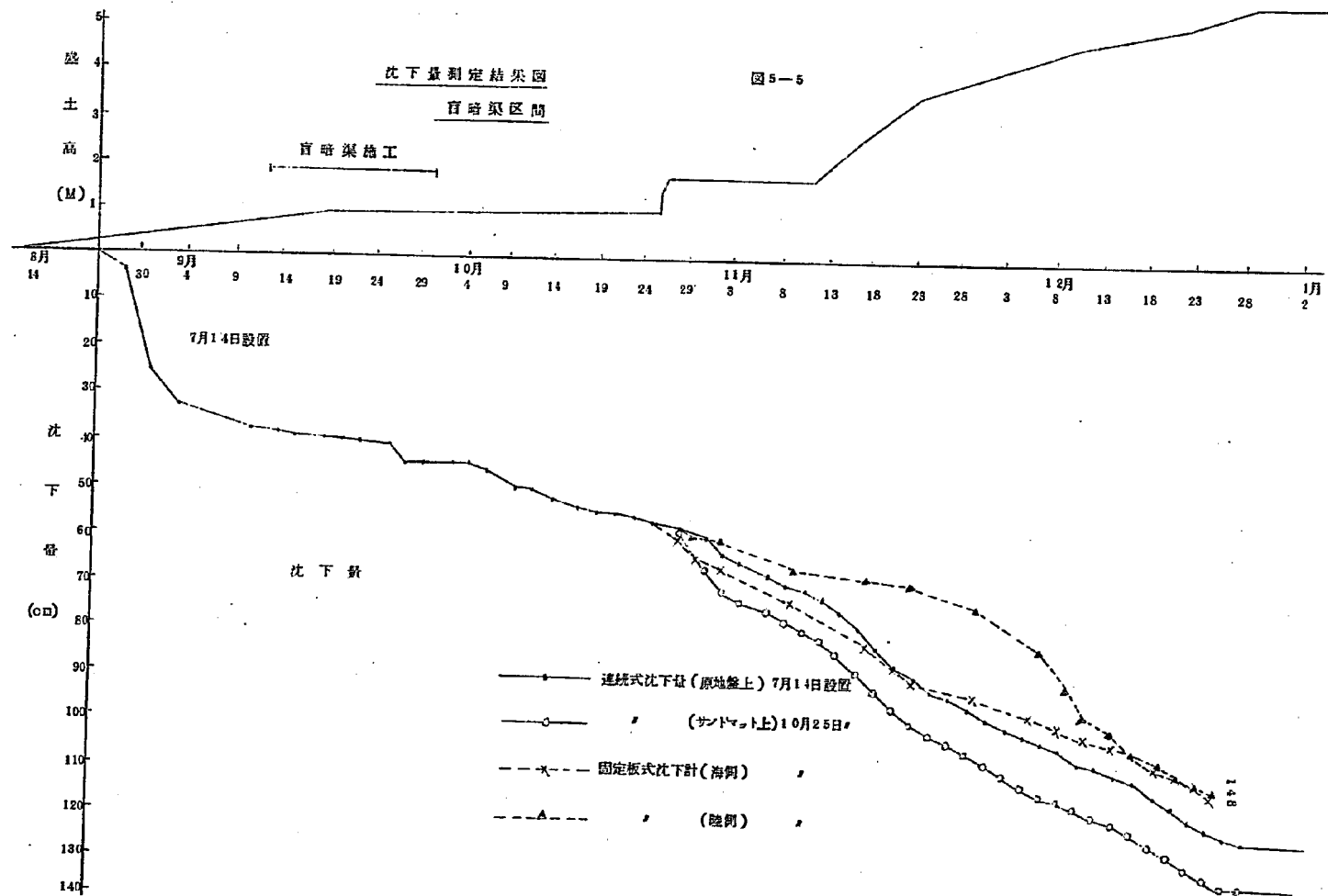


図 5 - 3

図 5-4





沈下量測定結果図

図 5-6

サンドコンパクション区間

コンパクション打設

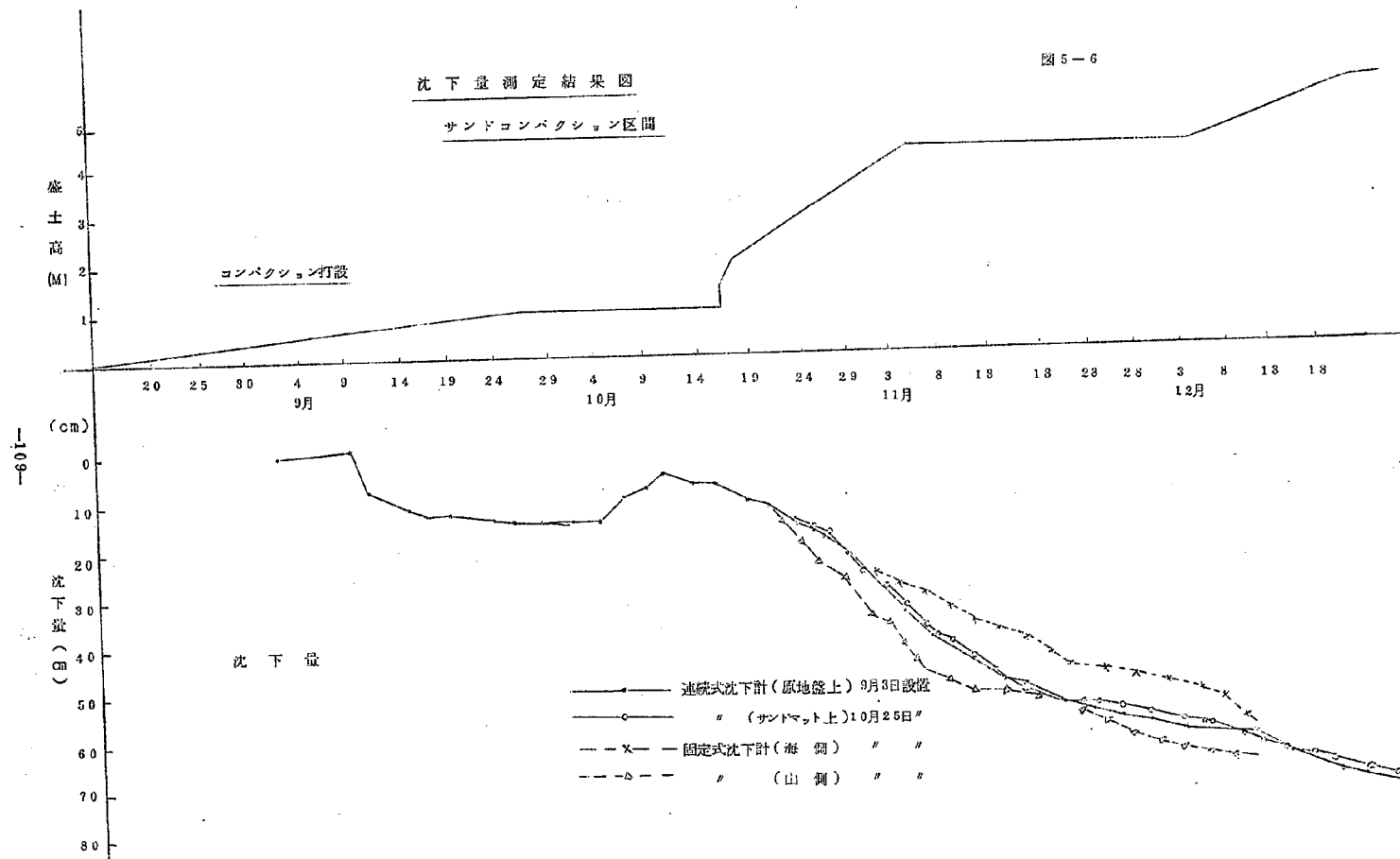


図 5-7

沈下量測定結果図
サンドドレーン区間

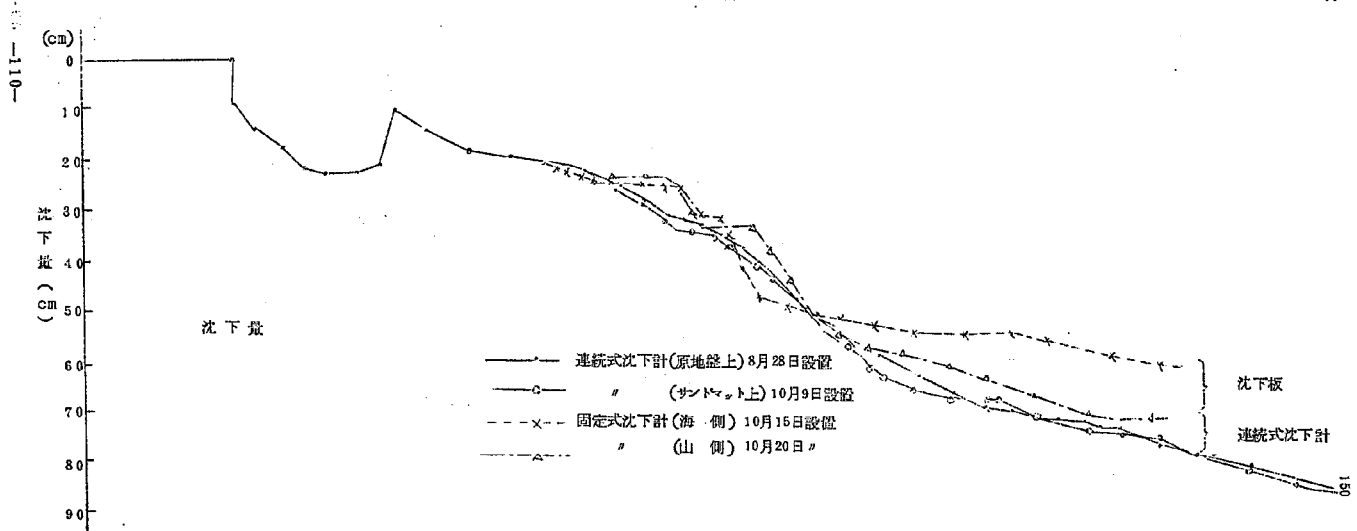
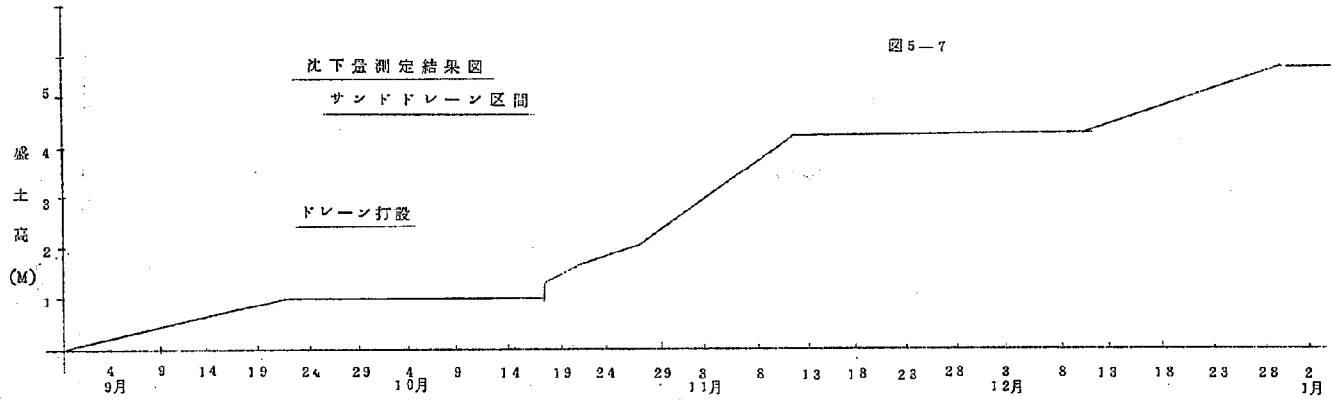
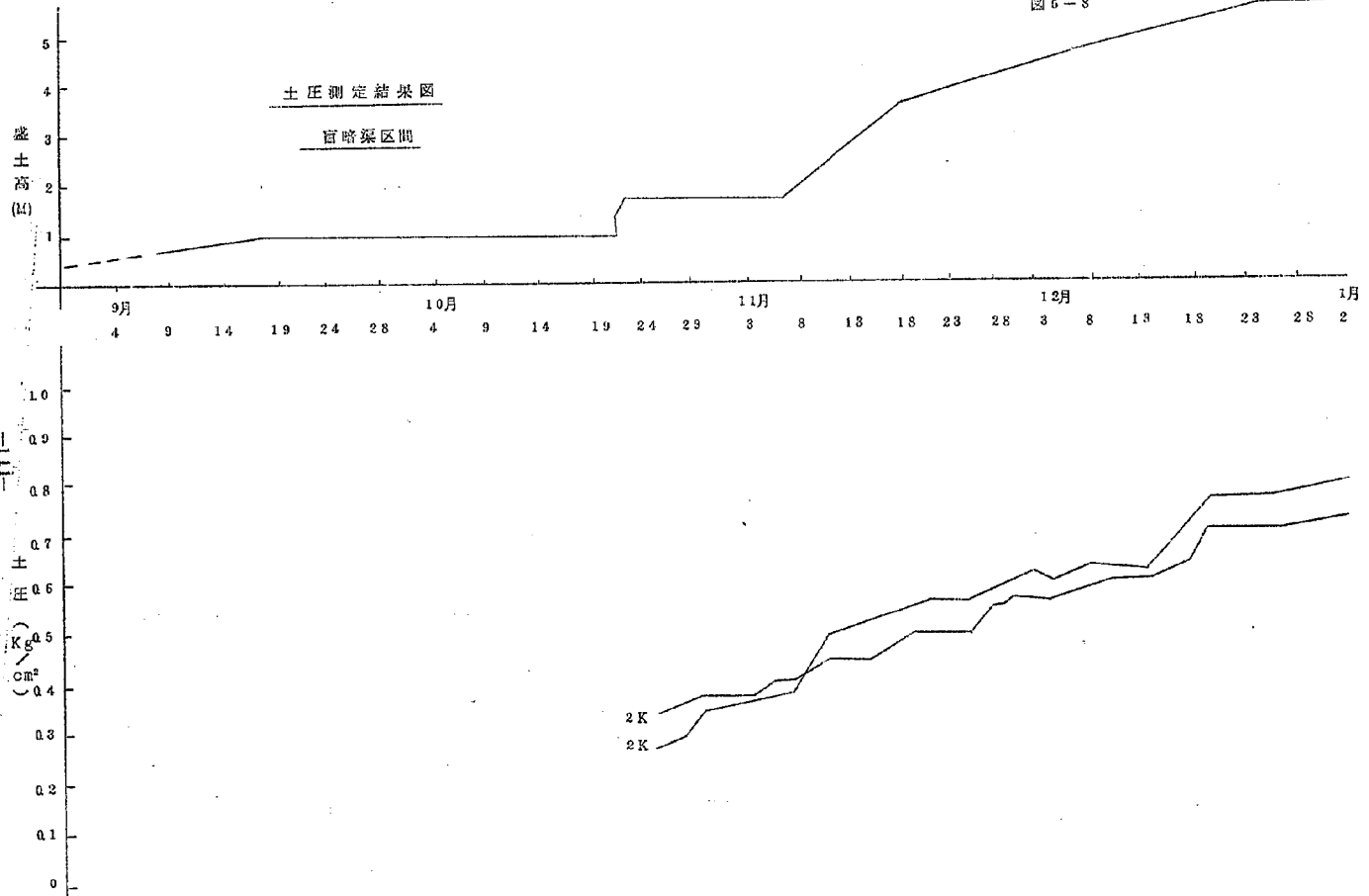


图 6-8



土圧測定結果図

図 5-9

サンドコンパクション区間

コンパクション打設

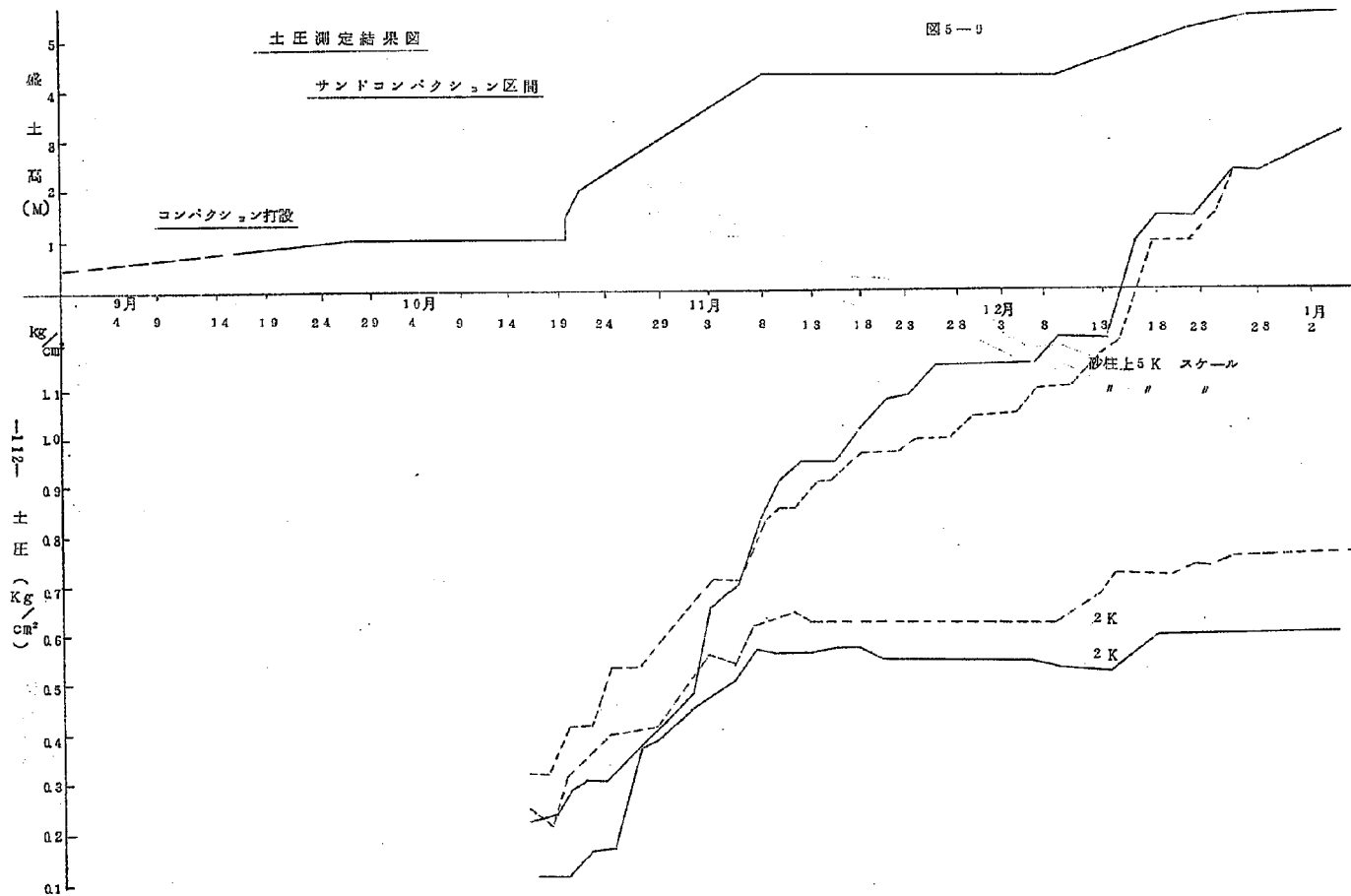


図 5-10

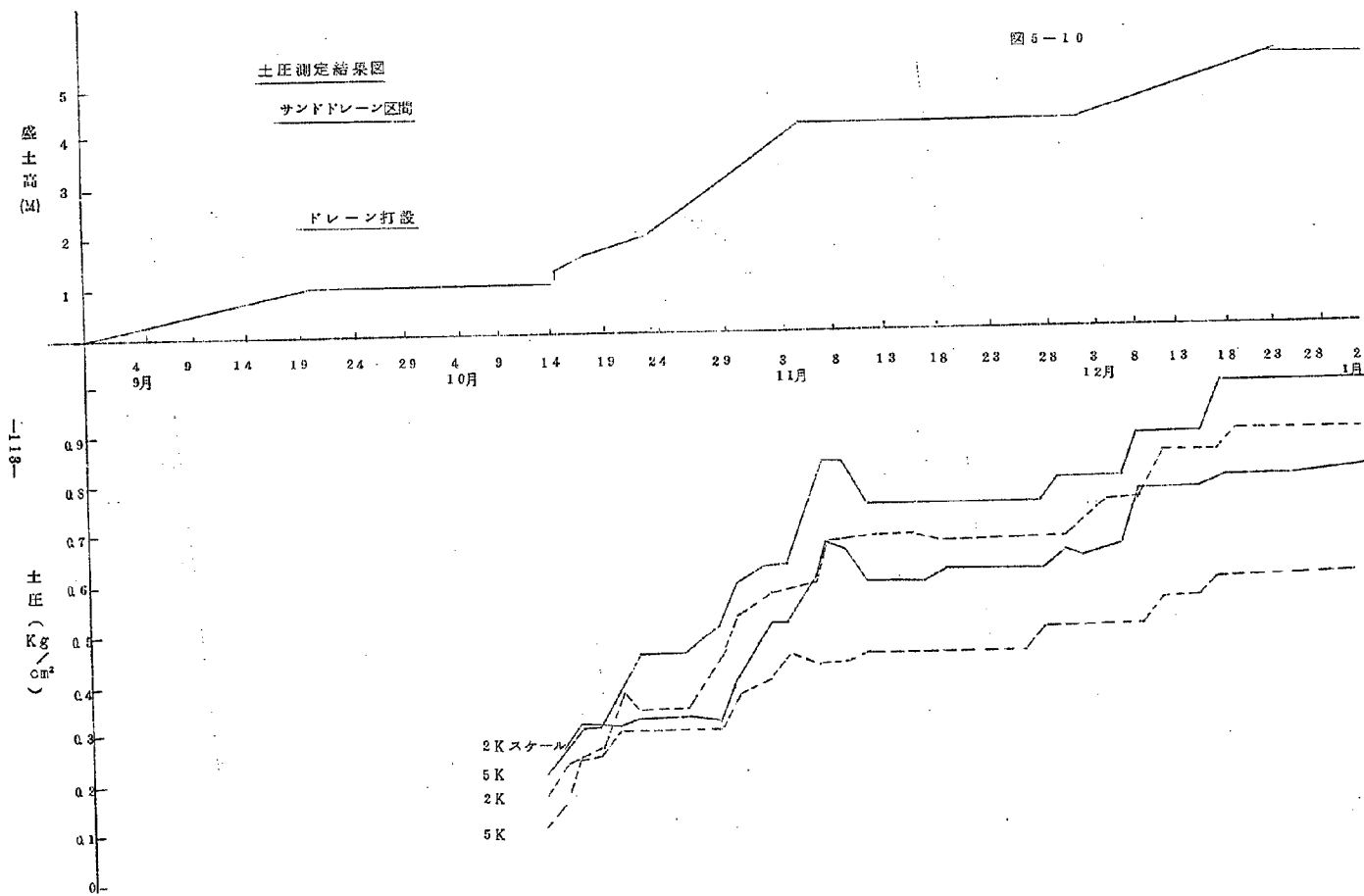


図 5-11

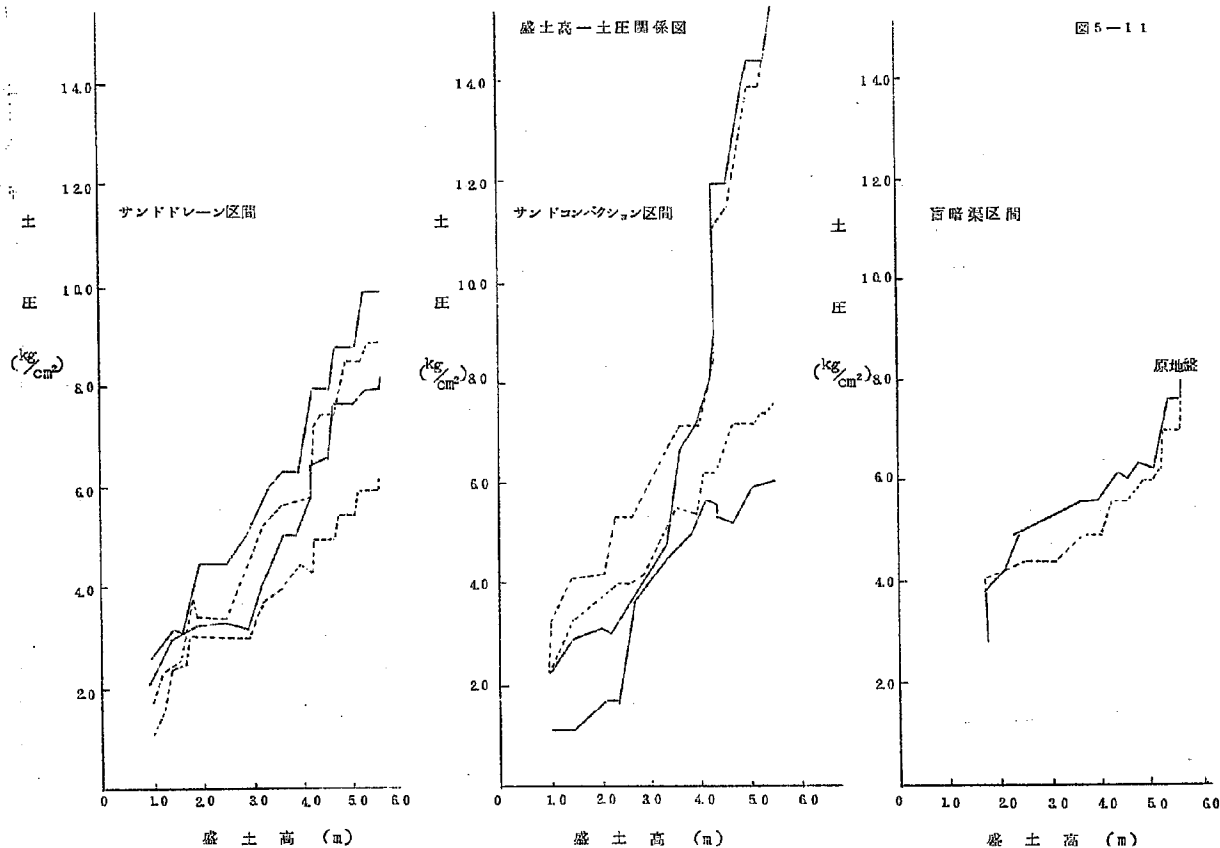
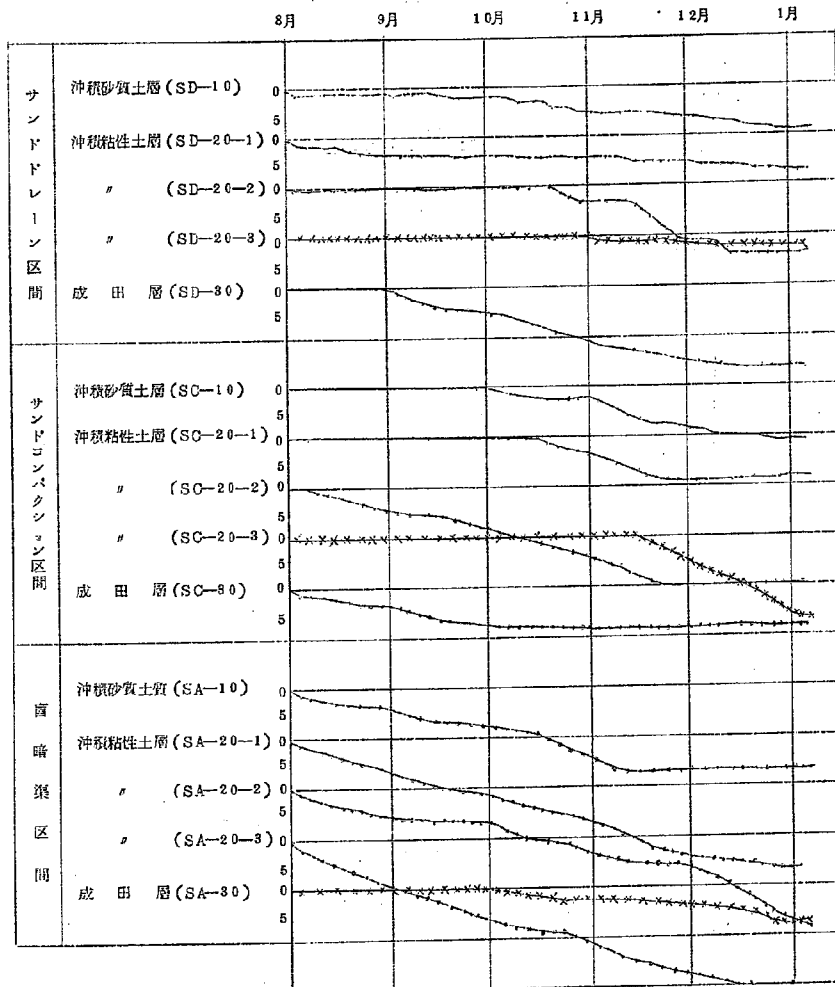


図 5-12

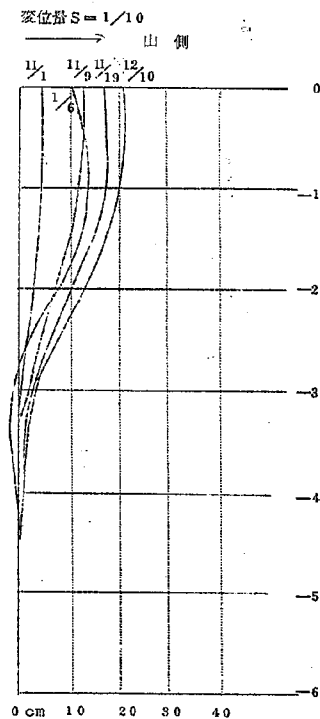
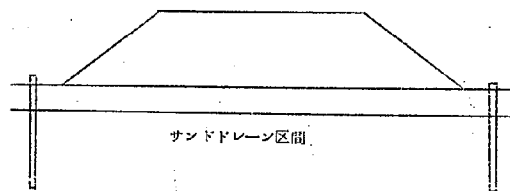
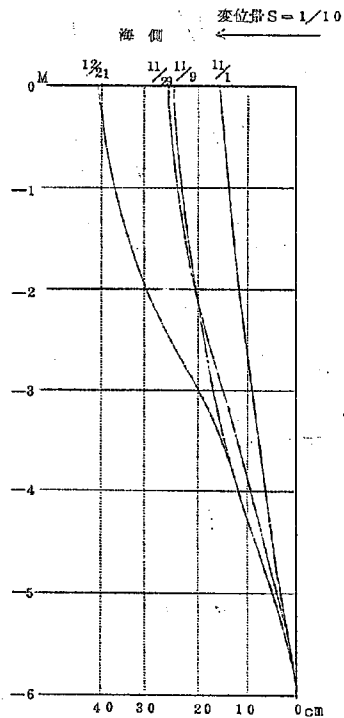
スクリューポイント式沈下計による測定結果図

(沈下量の単位は cm)



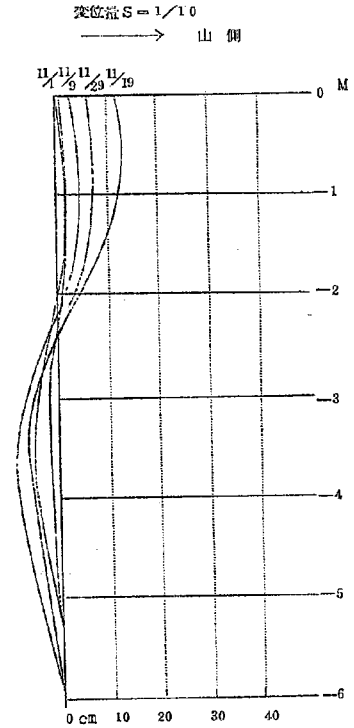
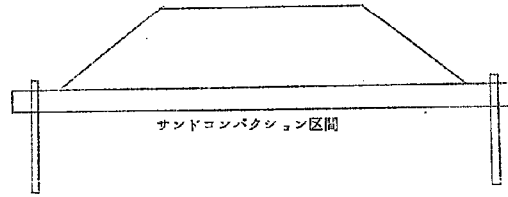
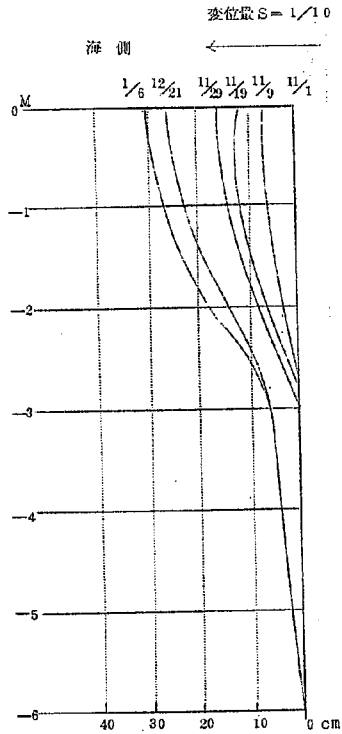
傾斜計による測定結果図 (その1)

図 5-13



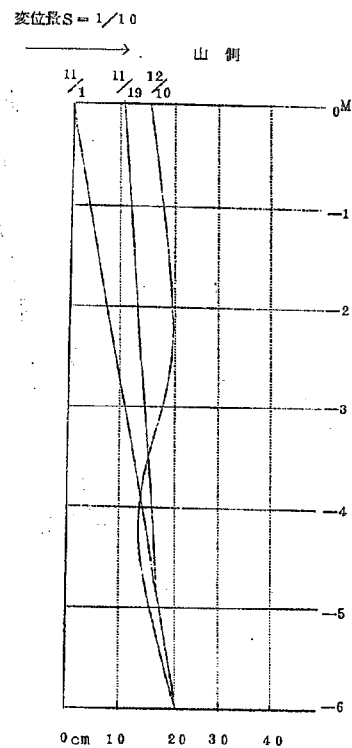
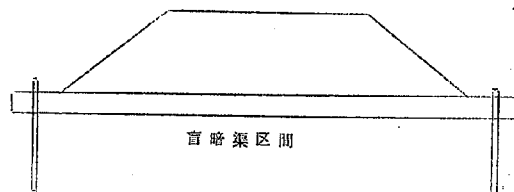
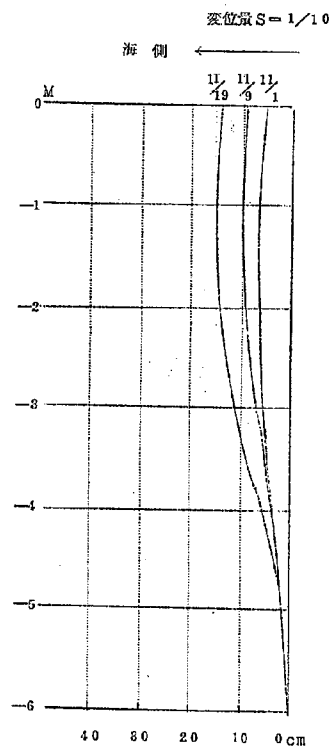
傾斜計による測定結果図 (その2)

図 5-14



傾斜計による測定結果図 (その3)

図5-15



変位杭による測定結果図

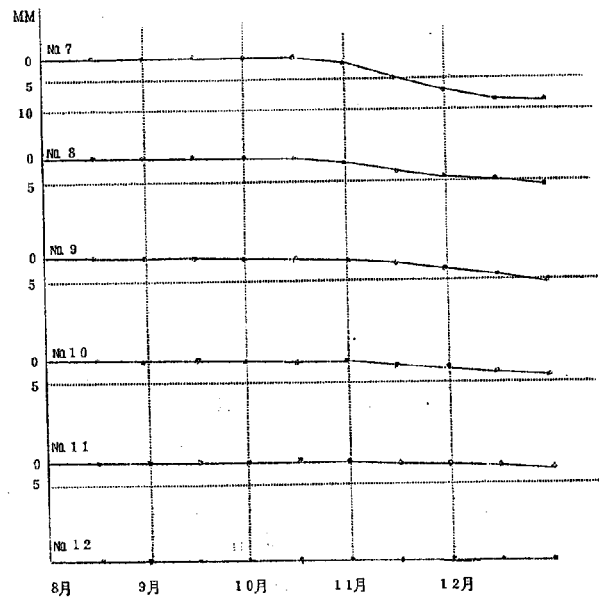
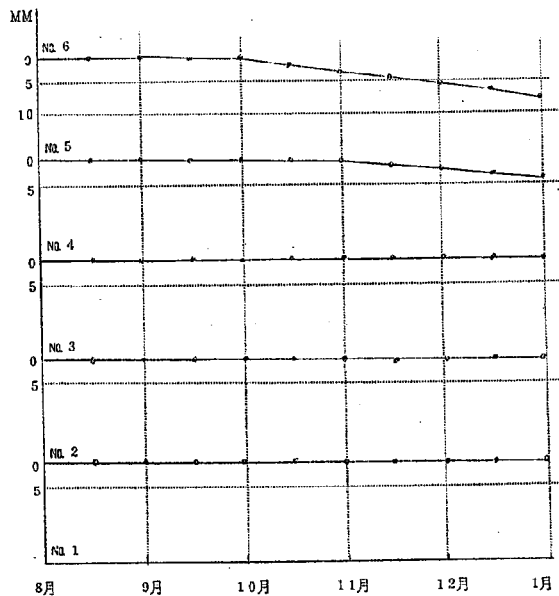
図5-16

変位杭水平変位測定結果
サンドドレーン区間



スケール1回が1MM

-119-

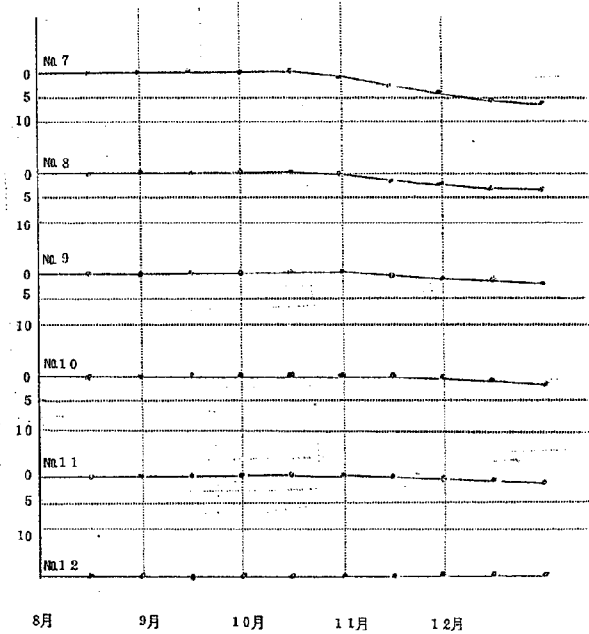
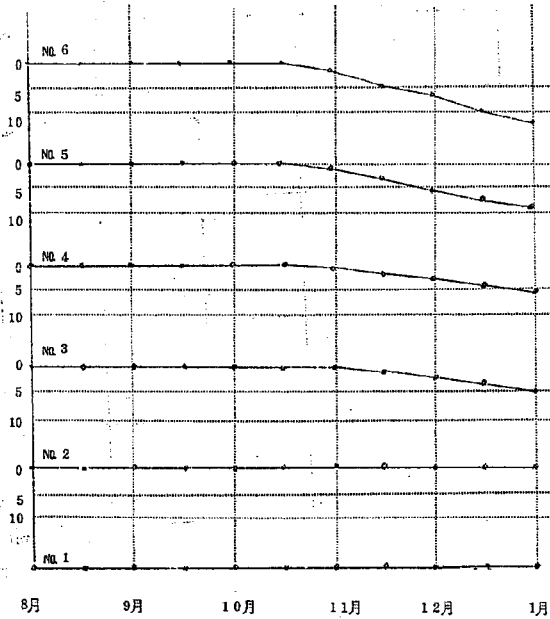


変位杭による測定結果図

図5-17

変位杭水平変位測定結果

サンドコンパクション区間

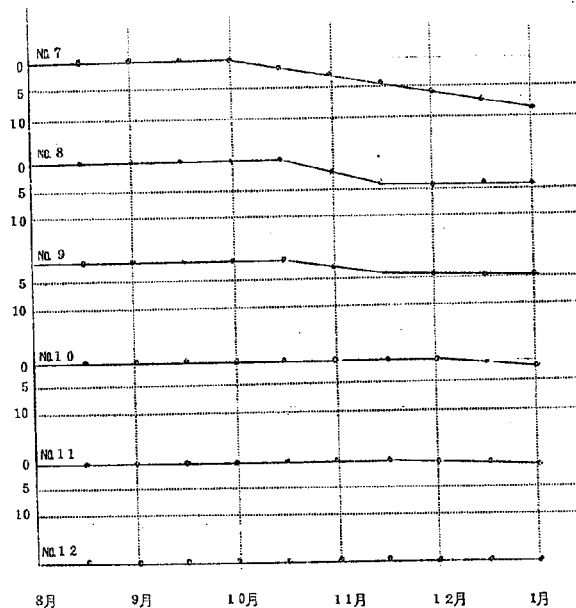
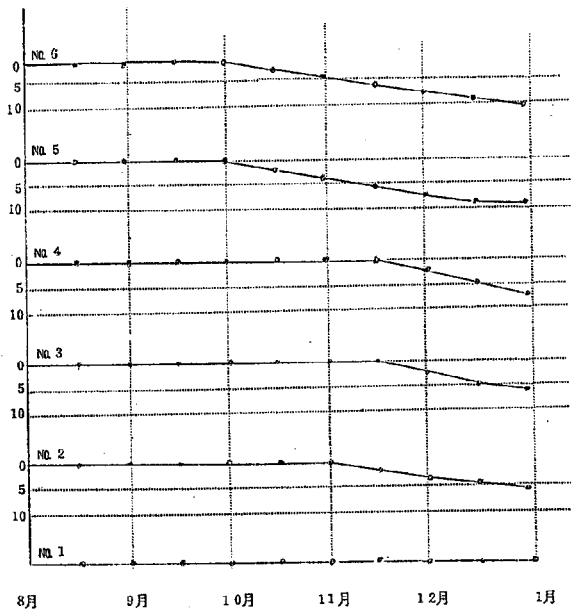
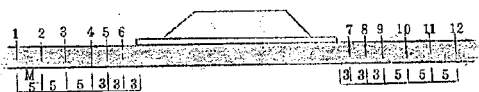


変位杭水平変位測定結果

変位杭による測定結果図

図5-18

盲暗渠区間



変位杭による測定結果図

図5-19

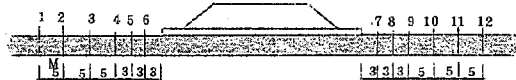
変位杭鉛直変位
(サンドドレーン区間)

海側

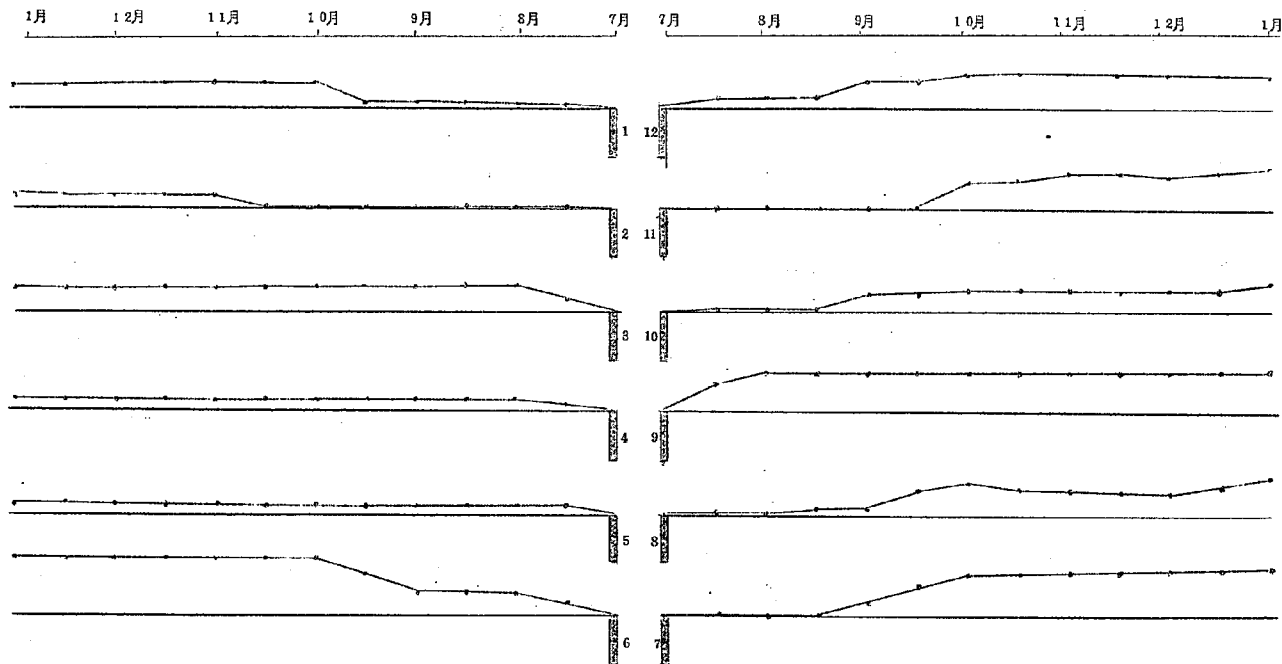
山側

杭番号

区間距離



スケ目が1MM

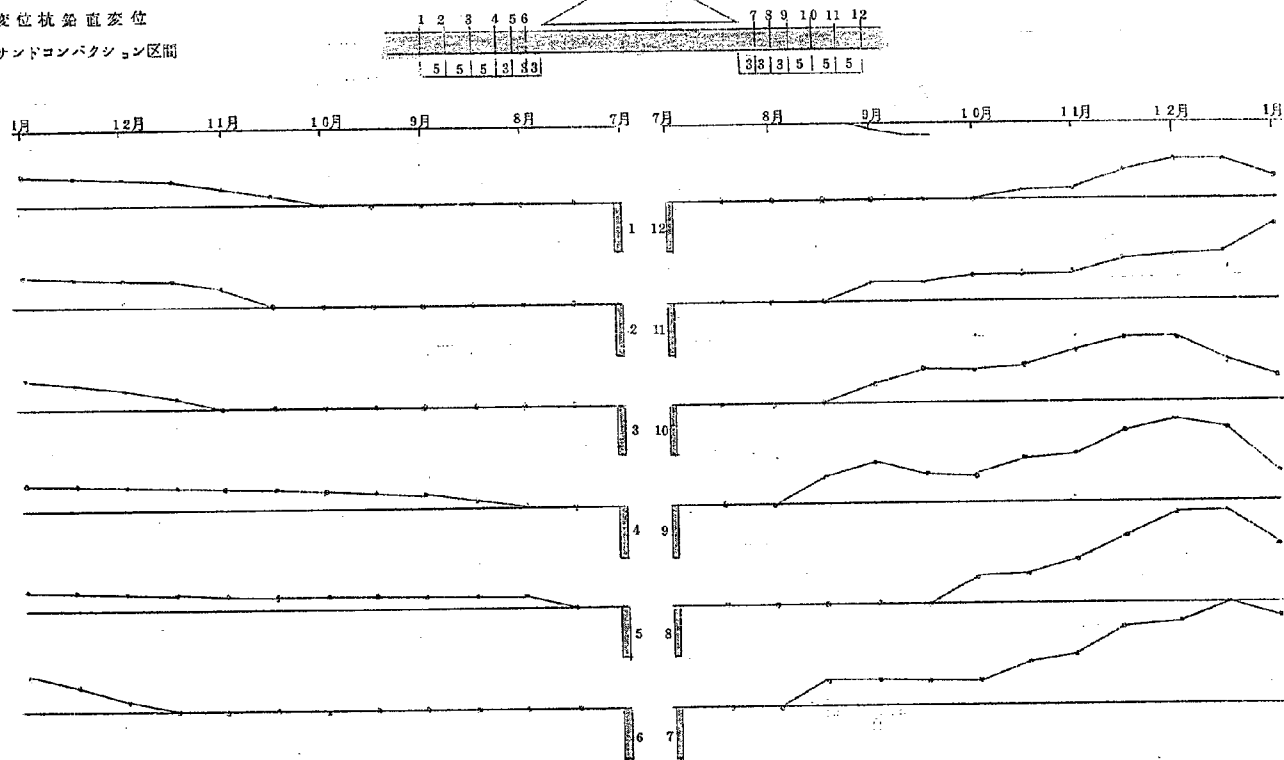


変位杭による測定結果図

図5-20

変位杭鉛直変位

サンドコンパクション区間



変位杭鉛直変位

官暗渠区間

変位杭による測定結果図

図5-21

