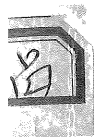


技術パンフレット

第 6 号

昭和 41 年 2 月

土質工学会北海道支部



目 次

1. 成層斜面の安定について	北海道大学	北 土 野	郷 岐 田	祥 節	繁 介 男	1
2. 乾燥温度が土の物理的性質に およぼす影響について	北海道大学 不動建設KK	北 佐 小	郷 野 林	信 邦	繁 房 彦	15
3. クイ基礎をもつた橋台の背面土圧について	北海道開発局	河 佐 森	野 木	文 晴 康	弘 美 夫	29
4. 桃岩トンネル工事報告書	北海道開発局	大	泉	長四郎		35
5. 航空自衛隊八戸基地エプロン新設地区 軟弱地盤処理について	防衛施設庁	片	倉	行	男	40
6. 岩見沢跨線橋基礎処理施工法について	大成建設KK	宗 内 猪	像 田 俣	治 源	郎 藏 通	60
7. プランク・シート沈床の実験	日本鋼管KK	吉 横 蝦	村 山 名	元 幸 淳	宏 満 一	68



き、現在この方法に基づいた種々の解析法が用いられている。

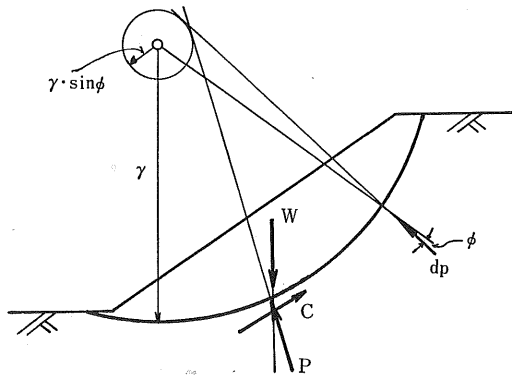
a) 分割法

Swedish Geotechnical Commission によつて開発され W. Fellenius によつてさらに発展した方法である。図—2にみるように、崩壊面上の土体を垂直に細分し、その部分について考えるなら左右から水平に働く力は平衡していると考え、土の重量によつて滑動しようとするモーメントと、滑り面上の土の粘着力・内部摩擦角によつて生ずる抵抗モーメントとの比で安全率を表わしている。

b) 摩擦円法

G. Gilboy と A. Casagrande によつて公にされた方法で、図—3にみるように、滑り面上に作用する摩擦力の分力の作用線がすべて滑り円と同心の摩擦円に接するという考え方に基づいている。D. W. Taylor は、この方法を用いて安定計算のための多くの図表を作つている。

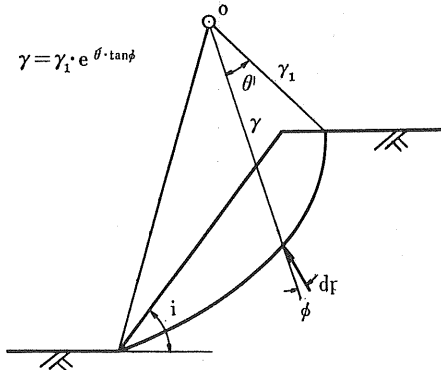
図—3 摩擦円法



4) 対数ら線法

円弧法においては、斜面の静平衡の条件としていくつかの仮定が導入されている。しかし、この実際と相違する点为了避免のために、Rendulic が提案した方法で、図—4に

図—4 対数ら線法



みるように、崩壊面を対数ら線と考えるものである。この方法は円弧法のように簡単に図解的、または数式的に解析できないので、他の方法で計算した後に正確度を増すために用いるとよい。この方法でえられた値は、摩擦円法からえる値と大体一致する。

比較

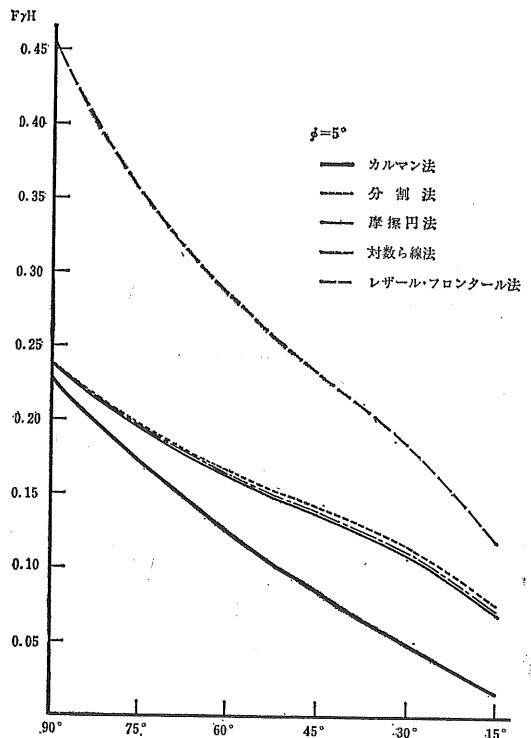
斜面の設計にあたり、用いた安定計算法によつて、求まる安全率は異つて来る。計算結果がはたしていかほど信頼できるのか、各々の方法によつてえられた安全率を比較し、およその傾向を検討した⁽¹⁾。

図—5, 6はそれぞれ内部摩擦角 $\phi = 5^\circ, 25^\circ$ の場合について斜面勾配 i と安定係数 $C/F\gamma H$ の関係を図示したものである。各方法の間の曲線の傾向は、内部摩擦角の値の変化に応じて大体同じような変化を示しているが、一般に次のことがいえるようである。

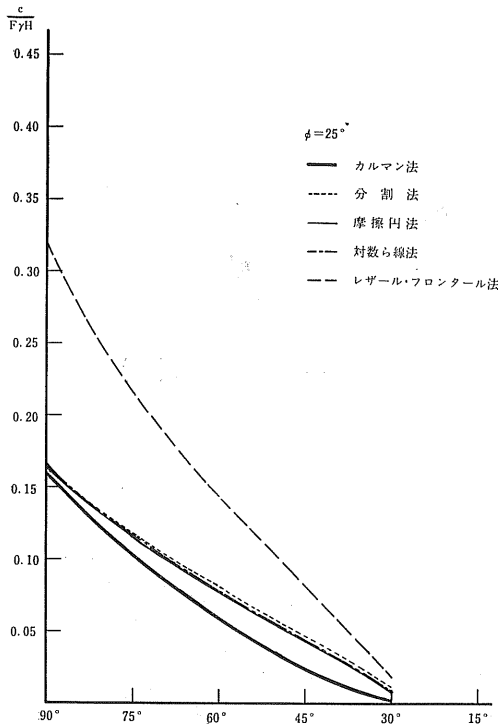
i) カルマン法は少々小さい値を示す。すなわち危険側の設計をすることになる。Fellenius は、急斜面に対しては崩壊面が平面であるという仮定はほとんど誤差を生じないと述べている。しかし、 $i = 90^\circ$ でカルマン法と摩擦円法は大体似かよつた値を示すものの、 $i = 75^\circ$ ではすでに大分異つた値となつているから、この仮定は極く急傾斜の場合にしかあてはまらないであろう。

ii) レザル・フロンタル法はあまりに大きな値が出す

図—5 各計算方法の比較



図一六 各計算方法の比較



ぎて、不経済な設計となる。

iii) 分割円法、摩擦円法及び対数線法は、ほとんど同じ値を示す。実際の崩壊面に近いことで対数線法がすぐれているといえるが計算が容易であるという点で摩擦円法、分割円法が有効であろう。

3 電子計算機による斜面安定解析

1) 計算式の誘導

J. A. Horn⁽²⁾ による斜面解析方法を参考に計算式を求めた。計算式の誘導にさきだち、つぎのような仮定を設けた。

- i) 分割細片の側面に働く力の総和は平衡している。
- ii) 破壊面は円弧である。
- iii) 二層をなす場合、両層の土の単位重量はひとしい。
- iv) 土のせん断強さは次のクーロン式による。

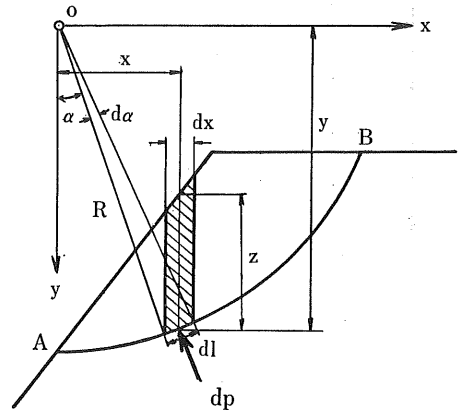
$$s = c + (\sigma - u) \tan \phi \quad (1)$$

- v) 地表の荷重は水平方向には影響を与えず、垂直方向のみに作用する。
- vi) 安全率は抵抗モーメントと転倒モーメントの比で与えられる。

いま、任意の半径を持つ破壊円の中心に関して、破壊円の中心に関して、

破壊円の中心に関する転倒モーメントを M_o 、抵抗モーメントを M_R とすると安全率 F は次式で表わされる。

図一七



$$F = \frac{M_R}{M_o} \quad (2)$$

図一七を参照して、

$$\begin{aligned} M_R &= \int_A^B R \cdot s \, dl = \int_A^B R^2 \cdot s \, d\alpha \\ &= \int_A^B \{ c + (\sigma - u) \tan \phi \} R^2 \, d\alpha \quad (3) \end{aligned}$$

垂直応力 σ は $\gamma z \cos^2 \alpha$ で与えられ、幾何学的関係から

$$\begin{aligned} M_R &= \int_A^B \frac{R^2 \cdot c}{y} \, dx + \int_A^B \gamma \tan \phi \cdot y \cdot z \, dx \\ &\quad - \int_A^B \frac{u \cdot R^2}{y} \tan \phi \, dx \quad (4) \end{aligned}$$

$$M_o = \int_A^B \gamma \cdot z \cdot x \, dx \quad (5)$$

式(4)、(5)が基本式となるが、土の粘着力の深度による変化、地表面上の載荷、引張り亀裂、地下水・間隙水圧の影響を考慮するとつぎようになる。

- i) 粘着力 c が深度に比例して直線的に勾配 m をもつて増加すると仮定すると、

$$c = c_0 + m (y - y_0) \quad (6)$$

y_0 : 地表面の座標

c_0 : 地表面上の土の粘着力

- ii) 地表面上の載荷 q は載荷地点の鉛直方向にしか影響しないと仮定したから、この載荷を土の高さに換算すると、結局土の高さは

$$z = z' + \frac{q}{\gamma} \quad (7)$$

z' : 載荷のないときの土の高さ、

- iii) 引張り亀裂を生じた土は一般に強度は零と見なし、その部分の土を上載荷重として取扱うか、またはせん断強さのない別の層として考える。

- iv) 間隙水圧の影響

- a) 地下水面のないとき

間隙水圧係数を B で表わせれば、間隙水圧 u は

$$u = B (\gamma \cdot z + q) \quad (8)$$

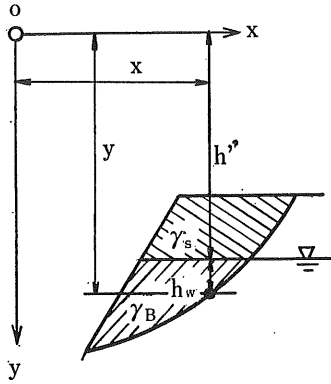


図 8 地下水の影響

M (複合)

=

M (土)

-

M (水)

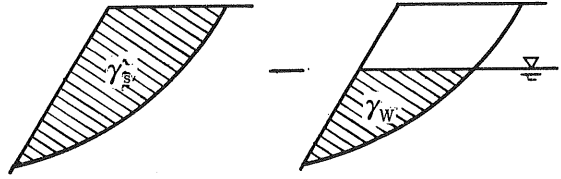


図 9 地表面勾配が一定区間の積分

これは抵抗モーメントにのみ影響する

b) 地下水面のあるとき

図 8 を参照して、間隙水圧は

$$u = \gamma_w \cdot h_w = (y - h') \gamma_w \quad (9)$$

h_w : 地下水面までの深度

h' : 地下水面からの深度

間隙水圧は土のせん断強さを減少させるので抵抗モーメントは減少する。他方、土の単位重量が浮力だけ減少するから転倒モーメントも減少する。

以上の関係を整理すると、

$$\begin{aligned} M_R = & c \cdot R^2 \int_A^B \frac{1}{y} dx + m \cdot R^2 \int_A^B dx \\ & - m \cdot R \cdot y_0 \int_A^B \frac{1}{y} dx + \gamma \cdot \tan \phi \int_A^B y \\ & \cdot z dx + \tan \phi \int_A^B q \cdot y dx - B \cdot \gamma \cdot R^2 \tan \phi \\ & \int_A^B \frac{z}{y} dx - B \cdot R^2 \tan \phi \int_A^B \frac{q}{y} dx \\ & - \left[\gamma_w \cdot R^2 \cdot \tan \phi \int_A^B dx - R \cdot \gamma_w \cdot h' \right. \\ & \left. \tan \phi \int_A^B \frac{1}{y} dx \right] \quad (10) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_o = & \gamma \int_A^B z \cdot x dx + \int_A^B q \cdot x dx - \left[\gamma_w \int_A^B \right. \\ & \left. z \cdot x dx \right] \quad (11) \end{aligned}$$

但し、 $[\quad]$ 内は地下水面以下の部分に限り用いられる。

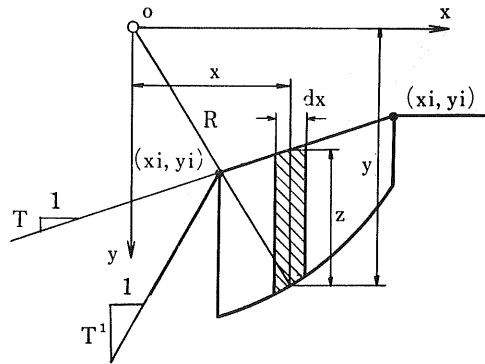
式(10)、(11)は、(図 9 にみるような)表面勾配 T が一定の区間 $x_i \leq x \leq x_j$ において各々積分可能である。図 9 を参照して、

$$y = \sqrt{R^2 - x^2} \quad (12)$$

$$z = y - y_i - T(x - x_i) \quad (13)$$

式(12)、(13)を式(10)、(11)に代入して、各々積分した値を ΔM_R 、 ΔM_o とすると、これらは以下のように表わされる。

$$\Delta M_R = c \cdot R^2 \cdot A_1 + m \cdot R^2 (x_j - x_i)$$



$$\begin{aligned} & - m \cdot R^2 \cdot y \cdot A_1 \gamma \cdot \tan \phi \left\{ R^2 (x_j - x_i) \right. \\ & \left. - \frac{x_j^3 - x_i^3}{3} + \frac{T}{3} A_2 + \frac{T \cdot x_i - y_i}{2} \right. \\ & \left. (A_3 + R^2 \cdot A_1) \right\} - \frac{q}{2} \tan \phi (A_3 + R^2 \cdot A_1) \\ & - B \cdot q \cdot R^2 \tan \phi \cdot A_1 - B \cdot R^2 \cdot \gamma \cdot \tan \phi \\ & \{ (x_j - x_i) + (T \cdot x_i - y_i) A_1 + T \cdot A_4 \} \\ & - \left[\gamma_w \cdot R^2 \cdot \tan \phi (x_j - x_i) - \gamma_w \cdot h' \cdot R^2 \right. \\ & \left. \tan \phi \cdot A_1 \right] \quad (14) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta M_o = & \gamma \left\{ - \frac{A_2}{3} + \frac{T \cdot x_i - y_i}{2} (x_j^2 - x_i^2) \right. \\ & \left. - \frac{T}{3} (x_j^3 - x_i^3) \right\} + \frac{q}{2} (x_j^3 - x_i^3) \\ & - \left[\gamma_w \left\{ - \frac{A_2}{3} + \frac{T \cdot x_i - y_i}{2} (x_j^2 - x_i^2) \right. \right. \\ & \left. \left. - \frac{T}{3} (x_j^3 - x_i^3) \right\} \right] \quad (15) \end{aligned}$$

ここに、

$$A_1 = \sin^{-1} \frac{x_j}{R} - \sin^{-1} \frac{x_i}{R}$$

$$A_2 = (R^2 - x_j^2)^{3/2} - (R^2 - x_i^2)^{3/2}$$

$$A_3 = x_j (R^2 - x_j^2)^{1/2} - x_i (R^2 - x_i^2)^{1/2}$$

$$A_4 = (R^2 - x_j^2)^{1/2} (R^2 - x_i)^{1/2} \quad (16)$$

よつて滑りに対する安全率 F は、これらの各部のモーメントの総和の比で表わされるから、

$$F = \frac{M_R}{M_o} = \frac{\sum \Delta M_R}{\sum \Delta M_o} \quad (17)$$

与えられた斜面の断面が (X, Y) 座標で表わされているとき、計算の単純化をはかるため、破壊円の中心が原点となるよう $\Delta x, \Delta y$ だけ平行移動して (x, y) 座標に変換すると、新旧座標間の関係は

$$\begin{aligned} x &= X - \Delta x \\ y &= Y - \Delta y \end{aligned} \quad (18)$$

地表面は直線で表わされるから境界状態を表わす点 $(x_i, y_i), (x_j, y_j)$ を用いると

$$y = \frac{y_j - y_i}{x_j - x_i} x + \frac{x_j \cdot y_i - y_j \cdot x_i}{x_j - x_i} \quad (19)$$

破壊円は円弧であるから

$$y^2 + x^2 = R^2 \quad (20)$$

式(19), (20)より

$$x = -A \pm \sqrt{A^2 - B} \quad (21)$$

ここで

$$\begin{aligned} A &= \frac{(y_j - y_i) \cdot (x_j \cdot y_i - y_j \cdot x_i)}{(y_j - y_i)^2 + (x_j - x_i)^2} \\ B &= \frac{(x_j \cdot y_i - y_j \cdot x_i)^2 - R^2 (x_j - x_i)^2}{(y_j - y_i)^2 + (x_j - x_i)^2} \end{aligned}$$

この場合、 x は $x_i \leq x \leq x_j$ の範囲内にあるもののみを採る。同様にして破壊円と地層境界面との交点を求める。これらの交点 $x_1 \sim x_k$ が求まったなら、転倒及び抵抗モーメントを求めるために適当な順序にならば変え、式(14), (15)により安全率を計算する。

計算に際し、以下の事項を考慮する。

- i) 地表面、地層境界面及び地下水水面は (X, Y) 座標で与えられる。
- ii) 基層(例えば岩盤)は滑り円の最大半径を規定する。
- iii) 地下水水面は地中の何処にあつてもよいが、水面は水平でなければならない。
- iv) 載荷々重は地上の何処にあつてもよい。
- v) 粘着力 c と内部摩擦角 ϕ は任意の値をとり得る。
- vi) 粘着力は任意の増加率 m の値で、深さと共に變つてもよい。
- vii) 種々の値には一貫した単位を設けねばならない。

4 二層斜面の安定

本稿において取り扱った斜面には、つぎのような条件を設けた。

- i) 水平二層の粘着力の比に関係なく滑り面は単一の円弧とする。
- ii) 二層をなし、その境界面および地表面は水平とする。

る。

iii) 斜面は強固で水平な地盤上にあり、滑り面はその地盤以下の深さには生じない。

iv) 土の内部摩擦角 $\phi = 0$ とする。

v) 粘着力 c の深度による増加は無視する。

vi) 地下水は存在しない。

vii) 地上載荷はない。

viii) 引張り亀裂による抵抗モーメントの減少は考えない。

以上の条件から式(14), (15)は以下のごとく書ける。

$$\Delta M_R = c \cdot R^2 \cdot A_1 \quad (22)$$

$$\begin{aligned} \Delta M_o = \gamma \left\{ -\frac{A_2}{3} + \frac{T \cdot x_i - y_i}{2} (x_j^2 - x_i^2) \right. \\ \left. - \frac{T}{3} (x_j^3 - x_i^3) \right\} \quad (23) \end{aligned}$$

$$A_1 = \sin^{-1} \frac{x_j}{R} - \sin^{-1} \frac{x_i}{R}$$

$$A_2 = (R^2 - x_j^2)^{3/2} - (R^2 - x_i^2)^{3/2}$$

(計算条件) 堤高 5 m の場合について計算した。変数としては図-10に見るように斜面傾斜角 i 、堤高に対する下層土厚の比 m 、下層土の粘着力 c 及び下層土の粘着力に対する上層土の粘着力の比 n の 4 変数を用い、これらを

図-10 斜面を構成する変数

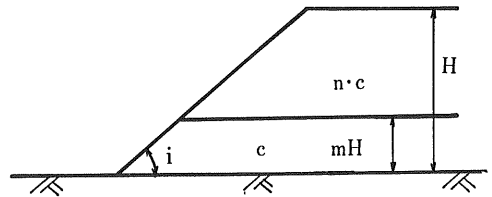


表-1 i, m, c, n の値

i	85°	65°	45°	30°
m	0.25	0.50	0.75	
c (t/m ²)	2.0	6.0	10.0	
n	0.2	0.5	2.0	

表-1に示す。計算時間に余裕がなかつたので、本稿においては各々代表的な数値を用いて変数が安全率に及ぼす影響を考察するため、以上 108 ケースについて計算した。ここで、 $i = 85^\circ, 65^\circ, 45^\circ, 30^\circ$ は、それぞれ法面が、およそ直、5分、1割、2割勾配の場合を検討するために、 $c = 2, 6, 10$ ton/m² は軟粘土からかなり硬い粘土の粘着力とし、 $n = 0.2, 0.5, 2.0$ は下層土に比べ上層土の粘着力が小さい場合も大きい場合も表わせるよう採つた。

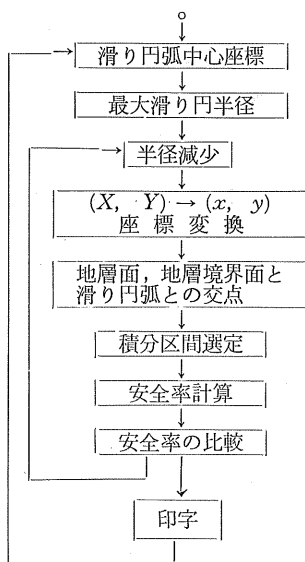
計算には、北海道大学計算センターにある HARP-103 を用い、次の事項をデータとして読み込ませた。

- i) 地表面の座標
- ii) 境界層及び基盤の座標
- iii) 上下土層の粘着力及びその比: c, n
- iv) 土の単位重量: γ
- v) 第一番目の滑り円の中心の座標
- vi) 滑り円の中心座標の移動量: $\Delta x, \Delta y$
- vii) 滑り円半径の減少量: ΔR
- viii) 計算させる滑り円弧の中心の数

この結果、図-11にみるように、計算機は、ある中心につき、まずのり先をとる円について安全率を計算し、続いて半径が ΔR だけ減少した円について計算する。この2つの円弧の安全率を比較し、もし前者の方が小さければ、滑り円弧の中心座標、その半径、転倒モーメント、抵抗モーメント、安全率を印字する。もし後者の方が小さい安全率であつたなら、計算機はひき続いて最小安全率が求まるまで計算を続ける。

ある中心における最小安全率を求めるのに、計算時間4秒、印字時間5秒、合計約9秒を要した。本稿の場合、安全率のコンターを求めるため滑り円の中心を x, y 方向に各々1m間隔で10m移動させ、計100点の安全率を求めた。これに要する時間は約15分である。また、途中計算の検算を行いたいときは、指令によつて計算経過を印字できるようにした。

図-11 Flow Chart



5 考 察

滑り円の中心ごとに、その位置とその点での最小安全率を与える半径が印字されているので、方眼紙上で滑りの型式を検討したところ、ほとんどのり先崩壊であつたので

以後のり先崩壊について考察を進めた。

1) 筆算と計算機による値の比較

一例として、図-12に示すように $i = 45^\circ, c = 10, t/m^2, n = 0.5, m = 0.5$ の断面で、滑り円の中心座標 (1.0, -10.0) の場合について検討する。

筆算では、断面を巾1mの台形細片として分割法で計算したところ、

$$\sum \Delta M_R = 987.0 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\sum \Delta M_O = 153.0 \text{ t}\cdot\text{m}$$

故に、 $F = 6.45$

一方、計算機による値は

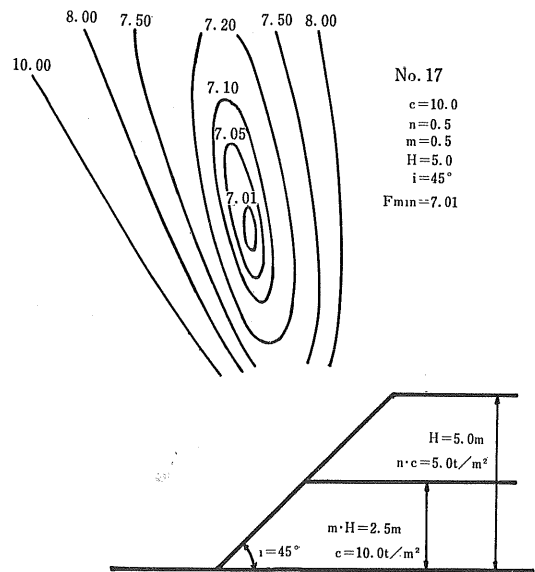
$$\sum \Delta M_R = 1046.3 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\sum \Delta M_O = 149.4 \text{ t}\cdot\text{m}$$

故に、 $F = 7.01$

筆算の場合、各細片の重心は細片の巾の中央をとる鉛直線上にあると見なし、この鉛直線長に細片の巾を乗じて面積を求めたので、転倒モーメントがやや大きく計算され、他方、滑り円弧の長さとして弦の長さを用いたので、抵抗モーメントが小さく計算されて、このような相違が生じたものと思われるが、この比較からみて、計算機による値について議論を進めてもよいことをたしかめた。

図-12 図安全率のコンター



2) コンターの谷の中心線の傾き

表-2~5に計算結果をまとめた。 i, c, n, m によつて定まる断面について、コンターの谷の中心が求まった場合には、その点での安全率をその断面の最小安全率 F_{\min} とし、その座標も記した。もし中心が求まらなかった場合は、えられた値のうちの最小値を一応その断面の安全率と見なして F'_{\min} とした。

表 — 2 $i = 30^\circ$

No.	c	n	m	F_{\min} (F'_{\min})	X	$-Y$	k	p
1	2.0	0.2	0.25	0.40	3.5	12.0	10°00'	0.60
2	2.0	0.5	0.25	1.01	3.2	12.0	10°00'	0.60
3	2.0	2.0	0.25	(4.06)			10°00'	0.58
4	6.0	0.2	0.25	1.21	3.5	12.5	14°30'	0.71
5	6.0	0.5	0.25	3.04	3.2	12.5	8°30'	0.58
6	6.0	2.0	0.25	(12.17)			10°00'	0.58
7	10.0	0.2	0.25	2.03	3.3	12.2	9°30'	0.60
8	10.0	0.5	0.25	5.08	3.5	12.0	9°00'	0.58
9	10.0	2.0	0.25	(20.30)			9°00'	0.57
10	2.0	0.2	0.50	1.58	3.0	12.5	13°00'	0.61
11	2.0	0.5	0.50	1.75	3.0	12.5	12°00'	0.60
12	2.0	2.0	0.50	2.58	3.7	12.0	10°00'	0.63
13	6.0	0.2	0.50	4.73	3.0	12.5	12°30'	0.59
14	6.0	0.5	0.50	5.24	3.1	12.7	12°30'	0.60
15	6.0	2.0	0.50	7.73	3.7	12.5	9°00'	0.59
16	10.0	0.2	0.50	7.80	3.0	12.4	9°00'	0.52
17	10.0	0.5	0.50	8.72	3.1	12.7	10°00'	0.58
18	10.0	2.0	0.50	12.90	3.7	12.0	10°00'	0.61
19	2.0	0.2	0.75	1.81	3.2	12.5	11°30'	0.60
20	2.0	0.5	0.75	1.89	3.2	13.0	11°00'	0.59
21	2.0	2.0	0.75	2.29	3.7	12.0	9°00'	0.60
22	6.0	0.2	0.75	5.43	3.1	12.8	13°00'	0.61
23	6.0	0.5	0.75	5.68	3.4	12.5	10°30'	0.60
24	6.0	2.0	0.75	6.80	3.7	12.0	9°30'	0.59
25	10.0	0.2	0.75	9.06	3.3	12.5	11°00'	0.60
26	10.0	0.5	0.75	9.46	3.2	12.8	11°00'	0.60
27	10.0	2.0	0.75	11.47	3.9	11.7	10°00'	0.63

表 — 3 $i = 45^\circ$

No.	c	n	m	F_{\min} (F'_{\min})	X	$-Y$	k	p
1	2.0	0.2	0.25	0.334	1.2	9.0	9°30'	0.48
2	2.0	0.5	0.25	0.834	1.2	9.0	9°	0.48
3	2.0	2.0	0.25	(0.334)			7°	0.42
4	6.0	0.2	0.25	1.003	1.4	9.0	9°	0.48
5	6.0	0.5	0.25	2.505	1.2	9.2	9°	0.48
6	6.0	2.0	0.25	(7.500)			10°	0.50
7	10.0	0.2	0.25	1.67	0.7	9.8	11°	0.52
8	10.0	0.5	0.25	4.15	1.2	9.2	11°	0.52
9	10.0	2.0	0.25	(16.7)			9°30'	0.48
10	2.0	0.2	0.50	1.236	0.5	10.2	12°	0.46
11	2.0	0.5	0.50	1.40	1.0	9.5	14°	0.54
12	2.0	2.0	0.50	(2.10)			4°	0.48
13	6.0	0.2	0.50	3.72	0.5	10.5	17°	0.56
14	6.0	0.5	0.50	4.21	0.8	10.0	10°	0.46
15	6.0	2.0	0.50	(6.20)			8°	0.52
16	10.0	0.2	0.50	6.20	0.5	10.5	15°	0.54
17	10.0	0.5	0.50	7.01	1.0	9.5	7°30'	0.40
18	10.0	2.0	0.50	(10.75)			2°30'	0.46
19	2.0	0.2	0.75	1.465	1.0	10.0	10°	0.50
20	2.0	0.5	0.75	1.54	1.0	10.0	9°	0.46
21	2.0	2.0	0.75	(1.85)			6°	0.50
22	6.0	0.2	0.75	4.40	1.0	10.0	9°30'	0.48
23	6.0	0.5	0.75	4.63	1.0	10.0	9°	0.46
24	6.0	2.0	0.75	(5.75)			8°	0.48
25	10.0	0.2	0.75	7.32	1.0	10.2	10°	0.48
26	10.0	0.5	0.75	7.72	1.0	9.5	12°	0.48
27	10.0	2.0	0.75	(9.10)			15°	0.44

表 — 4 $i = 65^\circ$

No.	c	n	m	F_{\min} (F'_{\min})	X	$-Y$	k	p
1	2.0	0.2	0.25	(0.275)			20°	0.59
2	2.0	0.5	0.25	0.69	0	6.5	20°	0.55
3	2.0	2.0	0.25	(2.80)			20°	0.55
4	6.0	0.2	0.25	(0.80)			19°	0.505
5	6.0	0.5	0.25	2.1	0	6.5	19°	0.55
6	6.0	2.0	0.25	(8.20)			19°30'	0.55
7	10.0	0.2	0.25	(1.35)			19°30'	0.55
8	10.0	0.5	0.25	3.50	0	6.5	20°30'	0.55
9	10.0	2.0	0.25	(10.656)				
10	2.0	0.2	0.50	0.962	-4.2	12.7	28°	0.59
11	2.0	0.5	0.50	1.142	-2.3	11.0	24°30'	0.54
12	2.0	2.0	0.50	(1.71)			16°30'	0.59
13	6.0	0.2	0.50	(0.289)			28°	0.59
14	6.0	0.5	0.50	3.43	-2.5	11.0	22°	0.505
15	6.0	2.0	0.50	(5.20)			13°	0.46
16	10.0	0.2	0.50	(4.815)			27°30'	0.59
17	10.0	0.5	0.50	5.71	-2.0	11.0	22°	0.59
18	10.0	2.0	0.50	(8.50)			11°	0.46
19	2.0	0.2	0.75	1.208	-2.0	10.5	26°	0.63
20	2.0	0.5	0.75	(1.288)			23°30'	0.59
21	2.0	2.0	0.75	(1.45)			16°	0.505
22	6.0	0.2	0.75	3.625	-2.0	10.8	24°30'	0.59
23	6.0	0.5	0.75	(3.82)			19°	0.46
24	6.0	2.0	0.75	(4.40)			13°	0.42
25	10.0	0.2	0.75	6.04	-2.0	10.8	23°30'	0.59
26	10.0	0.5	0.75	(6.40)			19°	0.505
27	10.0	2.0	0.75	(7.30)			14°	0.46

表 — 5 $i = 85^\circ$

No.	c	n	m	F_{\min} (F'_{\min})	X	$-Y$	k	p
1	2.0	0.2	0.25	(0.238)				
2	2.0	0.5	0.25	(0.592)			27°	0.48
3	2.0	2.0	0.25	(0.180)			28°	0.50
4	6.0	0.2	0.25	(0.67)			28°	0.40
5	6.0	0.5	0.25	(2.30)			30°	0.30
6	6.0	2.0	0.25	(5.50)			26°	0.54
7	10.0	0.2	0.25	(1.19)			28°	0.44
8	10.0	0.5	0.25	(3.90)			29°	0.22
9	10.0	2.0	0.25	(8.90)			25°	0.50
10	2.0	0.2	0.50	(0.75)			25°	0.40
11	2.0	0.5	0.50	(0.925)			29°	0.34
12	2.0	2.0	0.50	(1.50)			26°	0.46
13	6.0	0.2	0.50	(2.26)			33°	0.54
14	6.0	0.5	0.50	(2.75)			30°	0.34
15	6.0	2.0	0.50	(4.40)			27°	0.54
16	10.0	0.2	0.50	(3.75)			31°	0.50
17	10.0	0.5	0.50	(4.59)			30°	0.42
18	10.0	2.0	0.50	(7.36)			24°	0.44
19	2.0	0.2	0.75	(0.98)			30°	0.48
20	2.0	0.5	0.75	(1.07)			27°	0.30
21	2.0	2.0	0.75	(1.20)			24°	0.32
22	6.0	0.2	0.75	(2.94)			30°	0.50
23	6.0	0.5	0.75	(3.18)			27°	0.40
24	6.0	2.0	0.75	(3.80)			25°	0.30
25	10.0	0.2	0.75	(4.90)			30°	0.44
26	10.0	0.5	0.75	(5.2)			27°	0.36
27	10.0	2.0	0.75	(6.30)			25°	0.30

a) コンターの谷の中心線が斜面となす角 k 及び斜面とどのあたりで交わっているかを知るために、図-13にみるように、中心線と斜面の交点 N からのり先までの距離 b と斜面の長さ a との比 p を求めた。

図-14に i と p の関係を示すと、およそ $p=0.5$ 、すなわち N は斜面の midpoint に集まっている。しかし、コンターの中心線がわずかにわん曲しているものもあるので、このことは必ずしも明確なことではなく、 p は厳密な値とはいえない。図-14にみるように、 i が大きいほど p の値が分散しているのはこのためと考えられる。しかし、およそ N は斜面の midpoint に集中するといえよう。

図-13 中心線と斜面の関係

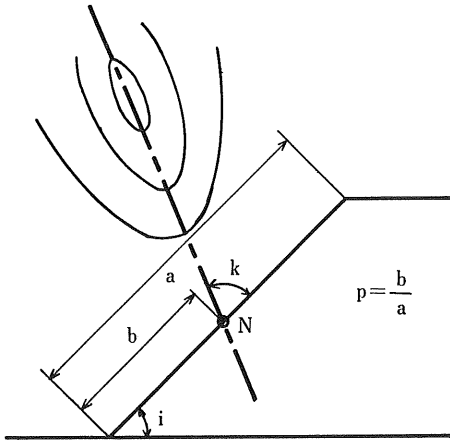
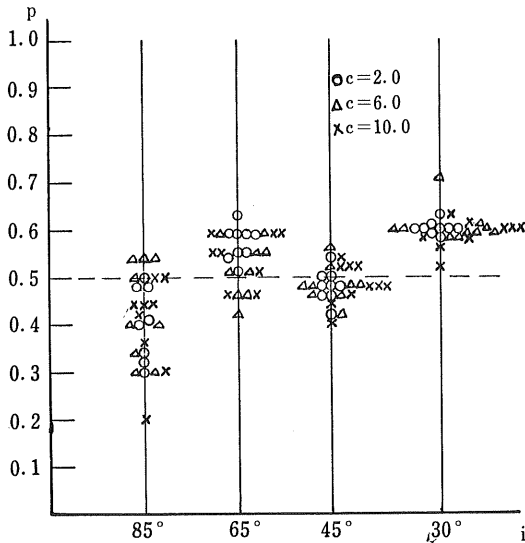


図-14 p と i の関係



b) 図-15~18には、計算結果 108 ケースのコンターの中心線を斜面傾斜角ごとに 27 本ずつ表わしたものであるが、ほとんどが破線で囲まれた範囲内にあつまっており、実線で示したように小数がこの範囲外にあった。 k と i の

図-15 コンターの中心線

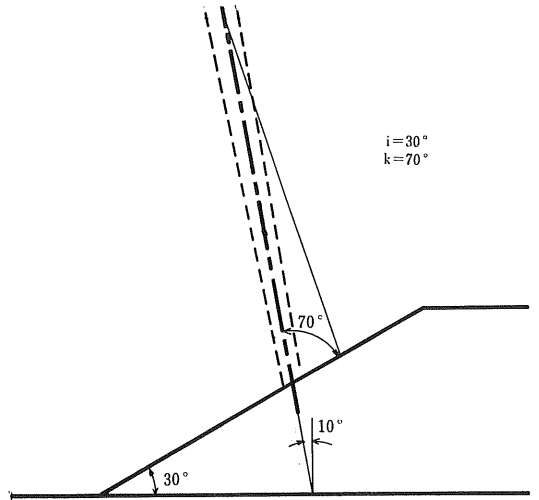


図-16 コンターの中心線

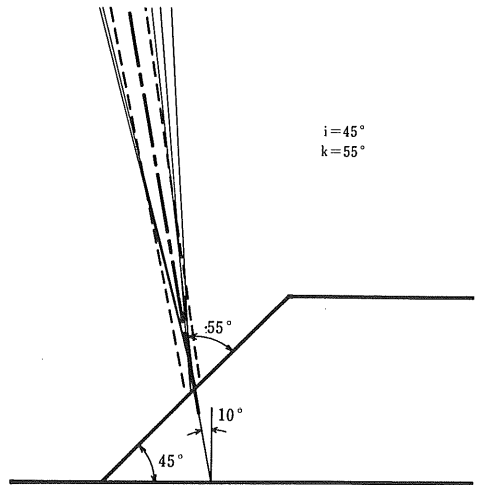
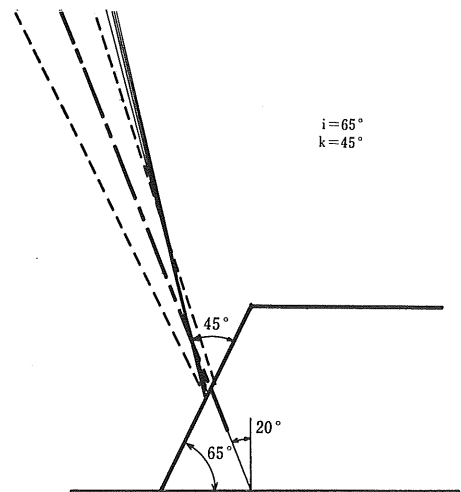
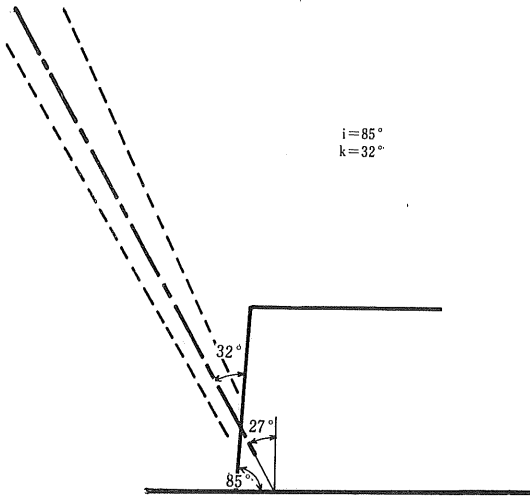


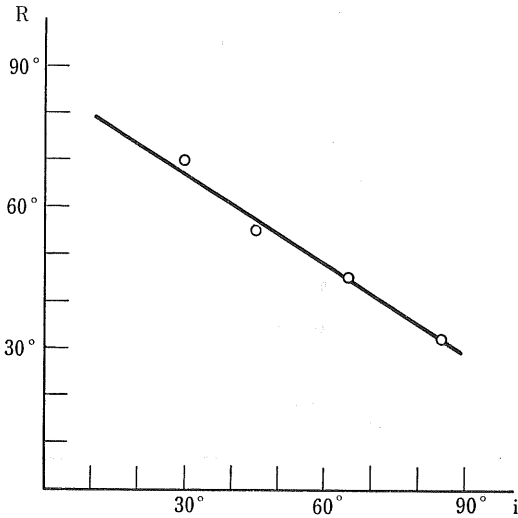
図-17 コンターの中心線



図一18 コンターの中心線



図一19 $k-i$ 図



関係を図一19に示した。 k は i 以外の要素(c, m, n)に影響されないようであるから、図一15~18に見るようにコンターの中心線を一点鎖線で代表させると、およそ直線関係が見られる。

3) 最小安全率と i の関係

F_{\min} 及び F'_{\min} と $\tan i$ の関係は、その他の要素(c, n, m)を一定として両対数紙に目盛ると図一20のようになる。

滑り円の中心位置が堤高より低い場合には、このプログラムで計算不能であった。また、 $i = 85^\circ$ の場合はコンターの中心を明確に求めることができなかつたが、安全率の低下の割合が非常に小さかつたので、求めた範囲内での最小値をその斜面の最小安全率 F'_{\min} とした。 $i = 30^\circ, 45^\circ, 65^\circ$ の場合で、特に上層土に対して下層土の粘着力が

大きいときは、滑り円の中心位置がほぼ一定位置に集中しているので、両対数紙上では直線関係を示す。すなわち、この場合式(22), (23)において c, n, m 及び R が定数、 T のみが変数になるから、

$$\Delta M_R = A$$

$$\Delta M_o = B + T \cdot C$$

$$\text{故に、 } F_{\min} = \frac{A}{B + T \cdot C}$$

ここで、 A, B, C は定数

これから F_{\min} と T とは対数紙上では直線となることがわかる。

しかし、滑り円の中心位置が一定位置から離れた場合、 R も変数となるので、この関係はなりたたないが、コンターの中心線上では安全率の値があまり変化しないので、同様に図一20に表わした。

4) 最小安全率と c の関係

i, m, n を一定とした場合の F_{\min}, F'_{\min} と c の関係は、一例として図一21に $i = 45^\circ, m = 0.25$ で $n = 0.2, 0.5, 0.9, 2.0$ 場合を示したが、この図に見るように直線関係があつた。

下層土に比較して上層土の粘着力が大きい場合、すなわち $n = 2$ の場合には F_{\min} が求まらなかつたので、 $n = 0.2, 0.5$ の他に $n = 0.9$ の場合について計算を行つたところ、同様に F_{\min} は c の変化に比列することを示していた。これは前に述べたように、滑り円の中心がほとんど一定位置に集まっているからである。すなわち、式(22), (23)において ΔM_R は c に比例し、 ΔM_o は c に無関係であるから定数とみなして、

$$\Delta M_R = A \cdot c$$

$$\Delta M_o = B$$

$$\text{故に、 } F_{\min} = C \cdot c$$

よつて F_{\min} は c の変化に比例して変わる。

下層土に比較して上層土の粘着力が大きい場合($n = 2$)には、滑り円の中心位置がはずきりと求まらなかつたとはいえ、コンターの中心線上では安全率が大きくは変化しないので、 F'_{\min} を用いて図示すると $n < 1$ の場合と同様な関係が見られる。

5) 最小安全率と n の関係

一例として、 $i = 45^\circ, m = 0.75$ で $c = 2.0, 6.0, 10.0$ t/m^2 の場合を図一22に示した。

下層土の粘着力の方が大きい範囲内($n < 1$)では、最小安全率は n の変化と共に、直線的に変化する。すなわち、式(22), (23)において、 T, m, c, R が一定、 n のみを変数と見なせば、

$$\Delta M_R = A \cdot n + B$$

$$\Delta M_o = C$$

$$\text{故に、 } F_{\min} = D \cdot n + E$$

图 20 $F_{\min}, (F'_{\min}) - i$ 图

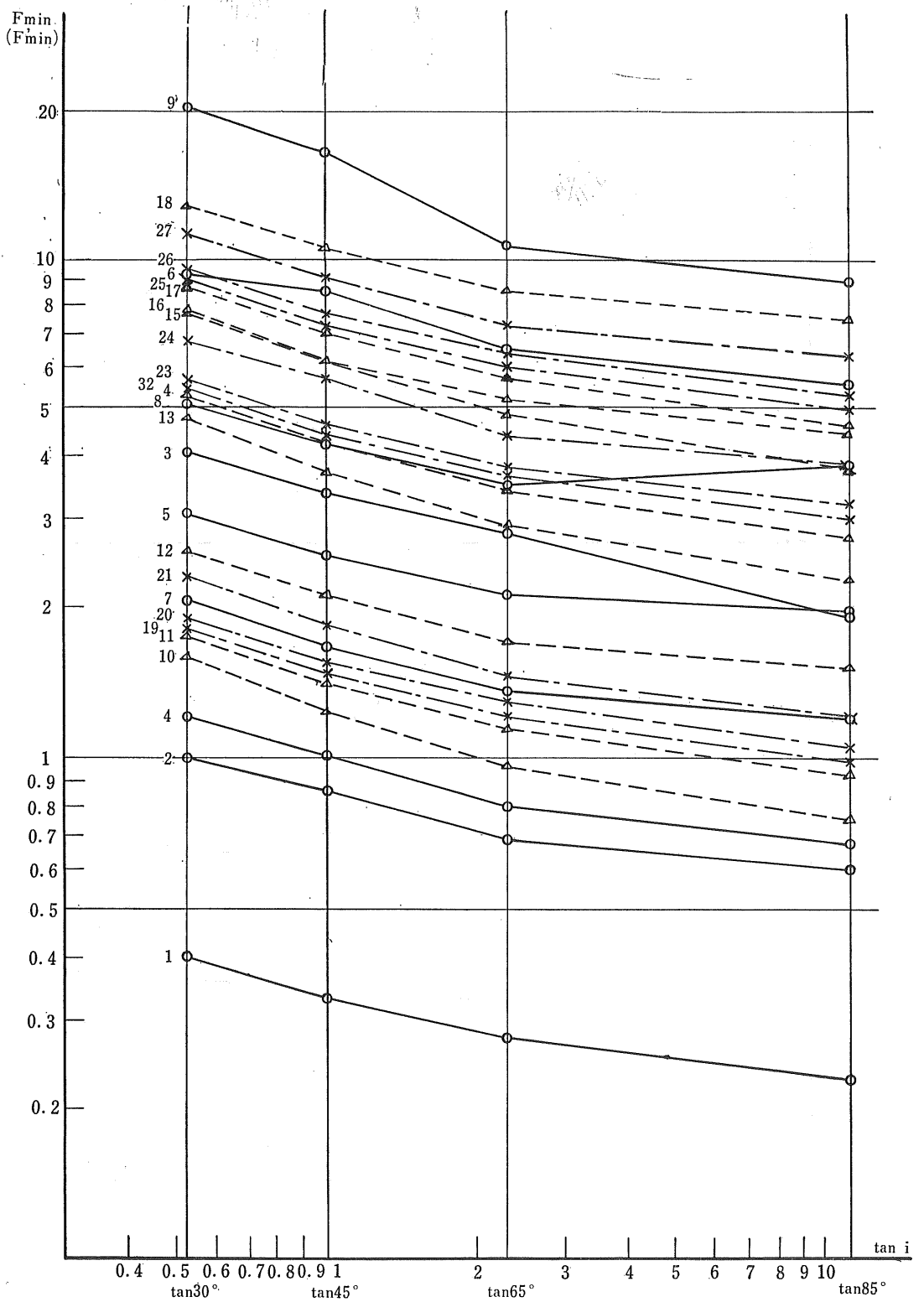


図 - 21

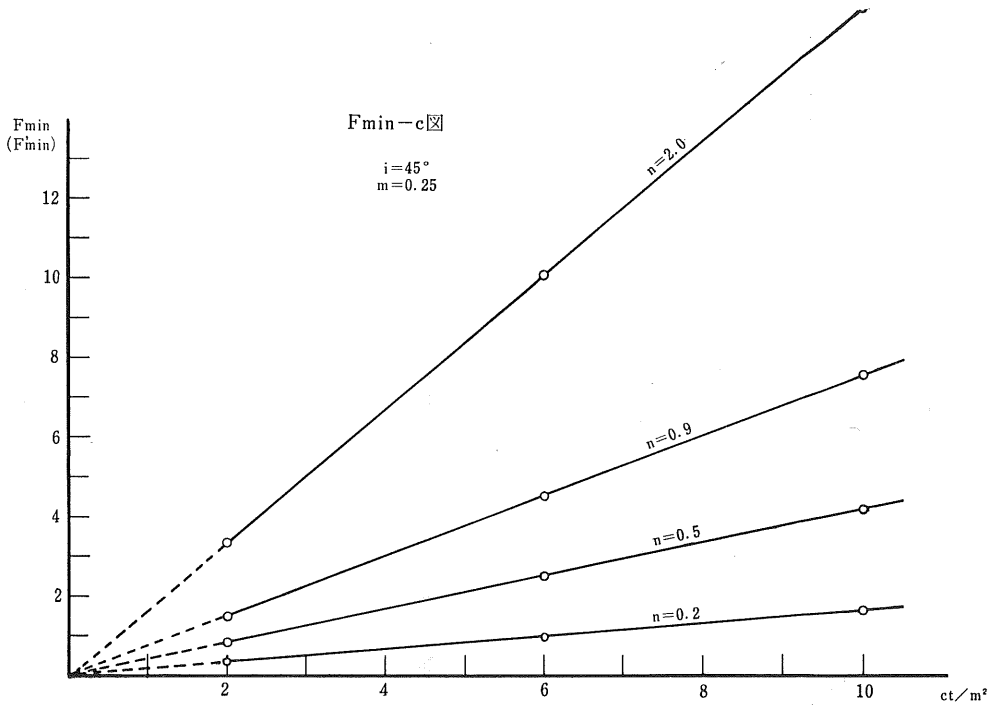
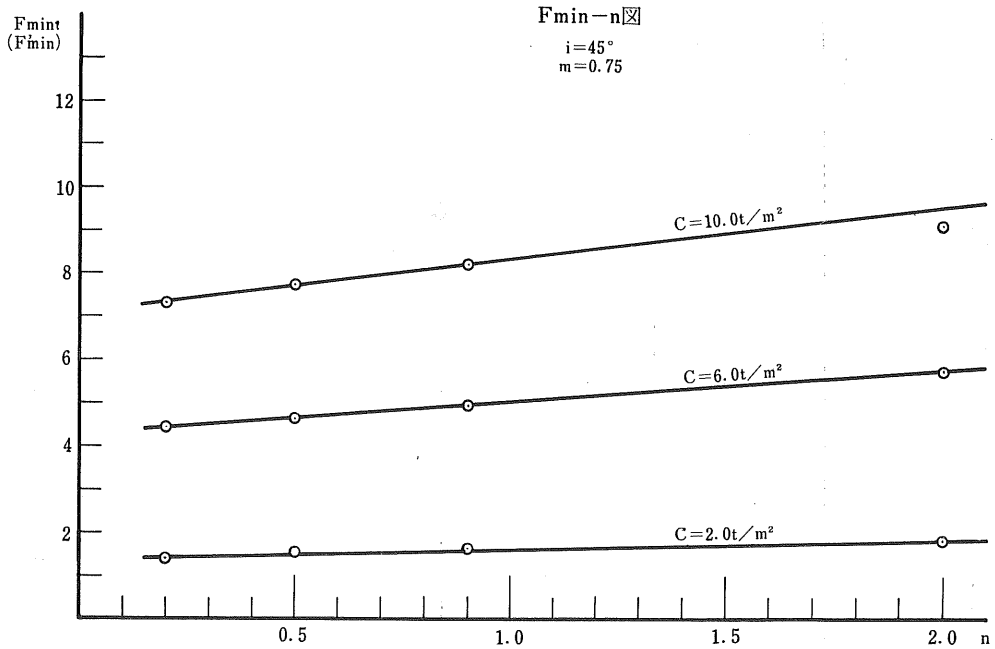


図 - 22



ここで、 A, B, C, D, E は定数
 によつて n の変化にともなつて F_{min} は一様に変るとい
 える。

一方、上層土の方が大きな粘着力をもつ場合 ($n=2$) に
 は、図-22にみるように直線からわずかにずれる場合が多
 い。これは、前述のように F_{min} のかわりに F'_{min} を用い

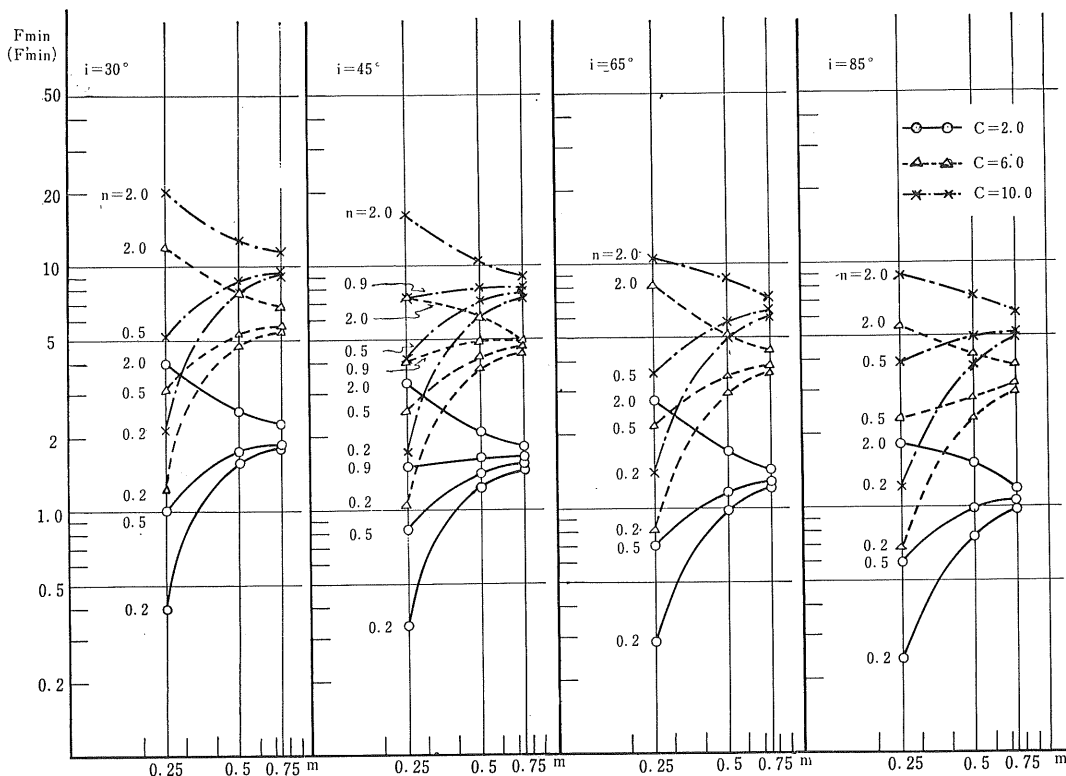
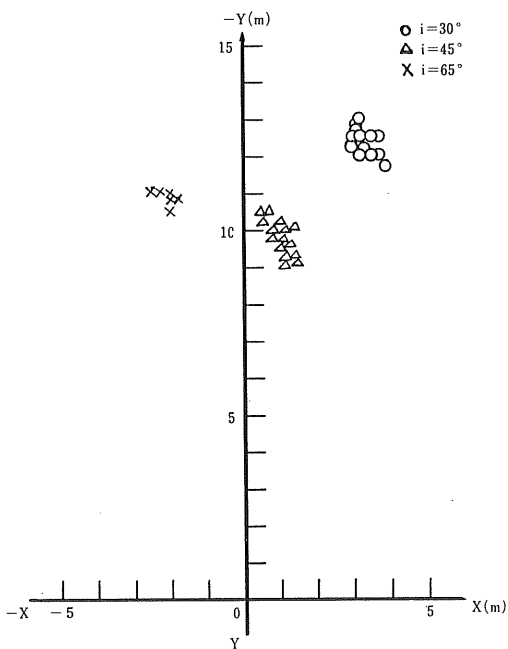


図-24 滑り円の中心位置



たためと思われる。

6) 最小安全率と m の関係

図-23に、 m のみを変数としたときの F_{min} との関係を一対数日盛で表わした。 $i = 30^\circ, 45^\circ, 65^\circ, 85^\circ$ のどの場合にも同じような傾向が見られる。 $m = 1$ は下層土のみ、 $m = 0$ は上層土のみで堤体が構成されている場合にあたるので、 m が1に近づくば n の値に関係なく下層土のみの安全率に収束する。下層土の粘着力 c が2.0, 6.0, 10.0のとき、下層土のみのときの安全率の比は1 : 3 : 6であるが、図からも収束したときの F_{min} の比がおよそ1 : 3 : 6になっていることがわかる。

7) 最小安全率を与える滑り円の中心位置

下層土の粘着力が上層土に比較して大きい場合、図-24に示すように、コンターの中心位置は、それぞれ斜面傾斜角について多くの場合一定の範囲内に分布していた。これは、土層厚の比、粘着力の大きさにかかわらず、堤体では最も危険な滑り面がほとんど同じところにあることを示している。

6 む す び

本稿においては、二層をなす斜面の安定に関して、斜面を構成する諸要素(斜面傾斜角、土層厚及びその比、土の粘着力及びその比)にかかわらず、滑り面が円弧をなすと仮定して計算を進めた。

上層土に比べて下層土の粘着力が大きいときには、ほとんどの場合安全率のコンターはきれいな円をなし、コンターの谷底、すなわちその断面の最小安全率の値を求めることができた。この場合には、次のことがいえるようである。

i) コンターの谷の中心線の傾きは、上・下層の土層厚、土の粘着力及びそれらの間の比にかかわらず斜面傾斜角のみに支配され、中心線はおよそ斜面の midpoint で交わる。

ii) 最小安全率の値は、滑り円の中心の位置が異ついても、土の粘着力に比例する。

iii) 最小安全率の値は、滑り円の中心の位置が異ついても、上・下層の粘着力の比に比例する。

iv) 最小安全率の値と上・下土層厚の比の間には、はつきりした関係はみられない。

v) 最小安全率を与える滑り円の中心位置は、上・下土層厚、土の粘着力及びそれらの間の比にかかわらず、斜面傾斜角によつてほぼ一定の位置にある。

また、下層土に比べて上層土の粘着力が大きいときには、最小安全率の値をはつきりと求めることはできなかつたが、コンターの中心線の傾きについては(i)と同様なこ

とがいえる。えられた値のうち最小のものを一応最小安全率とみなしたところ、(ii)については同様なことがいえしたが、(iii)については、はつきりと比例関係があるとはいえない。また上・下土層の比の間には(iv)と同様、はつきりした関係はみられなかつた。

本稿では、斜面を構成している諸要素が斜面の安定に及ぼす影響について検討したのであるが、実際に二層斜面の崩壊が円弧をなすという仮定には問題点が残ろう。下層土の粘着力が大きい場合には、本文でえられた計算結果は実際の安定計算にも適用可能であると考えられるが、逆に上層土の粘着力が下層土のそれにくらべてはなはだしく大きい場合には、複合滑り面を考慮する必要がある。

なお、この研究は、昭和40年度文部省特定研究の一部として行なつたものである。

参 考 文 献

- 1) D. W. Taylor : "Stability of Earth Slopes", Journal of the Boston Society of Civil Engineers July, 1937.
- 2) J. A. Horn : "Computer Analysis of Slope Stability", Proc. ASCE. SM. Vol. 86. 1960

乾燥温度が土の物理的性質に およぼす影響について

北海道大学 北 郷 繁
〇佐野 侑 房
不動建設KK 小 林 邦 彦

1 ま え が き

土の物理試験を行うに際して、現行の JIS 規格においては、粒度、コンシステンシー試験は自然乾燥、含水量試験は 110°C 炉乾燥、比重試験は自然乾燥、炉乾燥いずれの方法によつてもよいと規定されている。自然土が完全に乾燥するには 110°C の炉によつても 24 時間ほどを要し、自然乾燥の場合には個々の土の種類、自然含水量にもよるが、少なくとも 2 週間、量が多くなると 1 カ月以上の時日を必要とし、非能率的である。至急各試験結果が必要な場合、あるいは作業能率の向上を期待する場合などには、試料調製期間の短縮が切望される。

このような場合には炉乾燥による試料調製が考えられるが、いつたい炉乾燥して実際に近い土の物理的性質の測定が可能であるかどうかが問題となる。本実験は以上述べたことを解明する目的で行なわれたものである。まず乾燥温度により物理的性質に変化が認められるかどうかを調べ、変化があるならばその変化が乾燥温度とどのような関係にあるかを求め、かつ作業能率を高めることを考慮に入れるならばどの程度の温度が適当であるかもあわせて求めてみようとするものである。

なお本実験は粘性土のみについて行ない、シルト、砂に

表—1 試 料 土

試料番号	産地・商品名	備 考
No. 1	栗 沢	昭和39年採取
No. 2	栗 沢	"
No. 3	栗 沢	"
No. 4	栗 沢	"
No. 5	栗 沢	"
No. 6	栗 沢	昭和38年採取・気乾済
No. 7	和 寒	"
No. 8	札幌市下水処理第2ポンプ場	昭和39年採取
No. 9	木節粘土	市販のもの購入
No.10	カオリクレイ	"
No.11	カオリナイト	"

※ 工学部土木工学科

ついては行なつてはいない。

2 試験の種類と試験方法

比重、粒度、液性限界、塑性限界、収縮限界の5種の試験を表—1に示す11種類の粘土について行なつた。炉乾燥温度は半対数紙で結果を整理することを予想し、半対数紙上で丁度等間隔になるような7段階を選び、常温・60°C・90°C・110°C・140°C・200°C・280°Cとした。

試料調製は

(A) 現場より採取したもの(自然含水)

不純物、とくに泥炭をできるだけ取り除き、試料が均質になるように十分に練り混ぜ、予備を含め8等分し、それぞれを細かい片にちぎり、所定の各温度で乾燥させた。

(B) 先年度の残余の土および購入した土

一応気乾されているのであるが、さらに、気乾を含めて各温度で乾燥させた。乾燥というよりは、その温度に適当な時間さらすという考え方といえよう。

A・Bともに乾燥したものを、コンクリート骨材粉砕用の鉄製乳鉢とプロクター用のランマーを用いて粉砕し、2 mm フイルを通過するものをビニール袋に入れて試験時まで保管する。その2 mm フイルを通過するものに0.42 mm のフイルをかけ、通過するものをコンシステンシー試験用に保管した。

内田、松本の「土のアッターベルグ限界測定に対する時間の影響」⁽¹⁾、松本の「土の液性限界試験における注水量の影響」⁽²⁾を参考にして、試料がバテ状になる程度に水を加え、試料土全体に水分がゆきわたるように十分練り混ぜた後、30分以上蒸発を防いで放置し、完全に試料が水となじんでから L. L. を測定した。S. L. は L. L. 測定中、落下回数25回附近のものを用いて測定した。P. L. は別個に試料をとり、L. L. と同様に加水後30分以上経過して後測定を行なつた。

3 実験結果と考察

(1) 乾燥能率

予備実験で、どの程度の時日で乾燥が完了するかを測定

表—2 乾燥平均所要時間

乾燥温度	所要時間	備考
常 温	2 カ月	6 kg
60 °C	72 時間	7 kg
90 °C	72 "	5 kg
110 °C	24 "	5 kg
140 °C	24 "	5 kg
200 °C	18 "	2~3 kg のもの 2 個ずつ
280 °C	18 "	"

した。大ざつばにみると表—2 のようになる。自然乾燥に比し、ある程度の人為的熱を加えることにより、乾燥に要する時間が短縮されることは当然考えられるところである。試料土の物理的性質の変化を考慮に入れなければ、60・90°Cよりは110・140°Cがほぼ1/2の時間で十分である。200・280°Cは高温である割には110°Cによるものに比して

それほど有利とは思われない。もつとも、本実験で使用した乾燥器は200・280°C用のものは、その他の温度用のものより容積が小さく、かつ試料を入れた容器も小さいために熱の通りが悪いのであるから、いちがいに200・280°Cが有利でないとはいいい切れなないかもしれない。しかしながら一般の研究室の設備、および実験手順を考えてみて、24時間という時間は実用に供し得る程度であろう。従つて能率面のみから考えると110°C近辺が望ましいと考えられる。

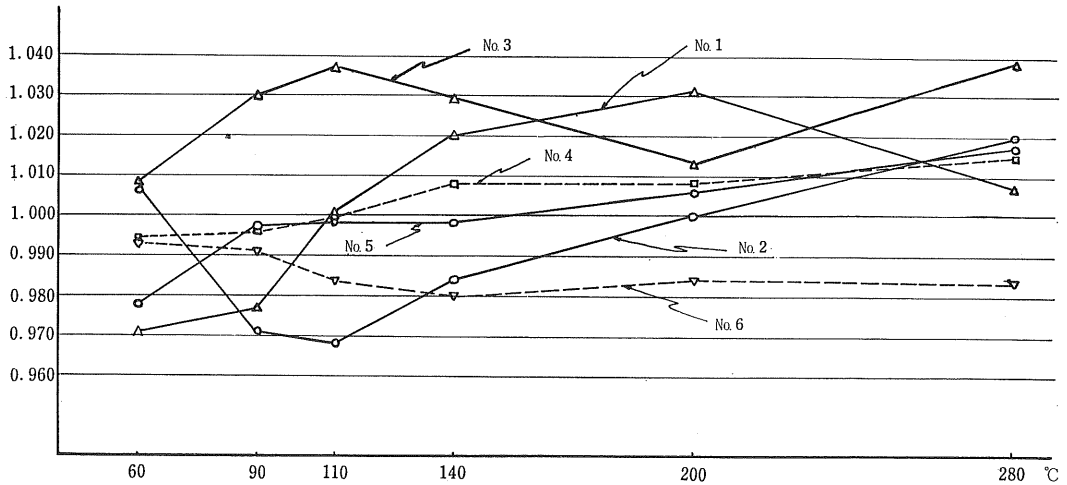
(2) 比 重

測定結果は表—3 に示してある。変化の傾向は不明瞭であるので、常温における比重に対する比をとり、それを図—1—(1)、(2)に示した。試料 No. 10・11 は60°Cを1として比をとりなおしてある。測定の誤差は±0.05として求め

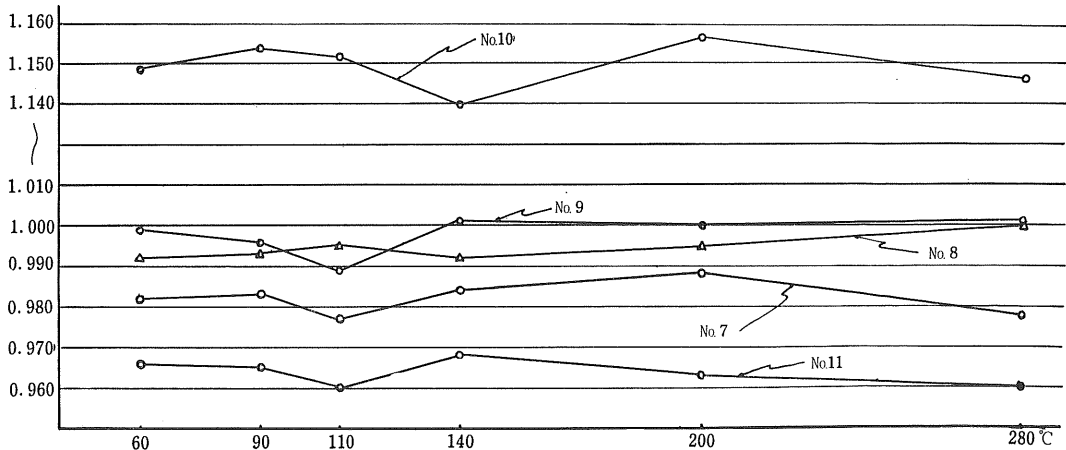
$$2.75/2.70=1.019$$

$$2.65/2.70=0.981$$

図—1—(1) 常温を1としたときの比重の比



図—1—(2) 常温を1としたときの比重の比



表—3 比重試験結果

	常温	60°C	90°C	110°C	140°C	200°C	280°C
No. 1	2,691	2,612	2,628	2,695	2,745	2,774	2,711
No. 2	2,680	2,695	2,603	2,595	2,636	2,681	2,733
No. 3	2,609	2,631	2,686	2,705	2,685	2,643	2,708
No. 4	2,663	2,647	2,653	2,662	2,684	2,695	2,702
No. 5	2,690	2,630	2,682	2,686	2,684	2,706	2,736
No. 6	2,722	2,703	2,698	2,679	2,667	2,679	2,677
No. 7	2,746	2,696	2,698	2,683	2,701	2,713	2,689
No. 8	2,721	2,699	2,701	2,708	2,698	2,707	2,720
No. 9	2,682	2,680	2,670	2,653	2,686	2,682	2,685
No.10	2,278	2,618	2,628	2,624	2,597	2,636	2,614
No.11	2,720	2,627	2,624	2,611	2,632	2,619	2,612

つまり±1.9%の違いは測定誤差内に含まれ、乾燥温度による影響はないとみなせる。この点から解析してみると、No. 4・5・6・7・8・9は影響がみられず、No. 10・11については常温における値を異常なものとして捨て、残り6個についてみると全く変化なしと結論できる。No. 1は高温になるにつれて測定値が大きくなる。No. 3はすべて常温よりは大きい、その増大の仕方に何らかの関係はみう

けられない。No. 2は大きいもの小さいものほぼ半々に測定されている。

全般的にみて140・200・280°Cで乾燥したものは実用に供し得る精度の値を提供している。90・110°Cは少しバラツキが大きく、60°Cについては良否を判定しかねる現状である。

(3) 粒 度

粒径加積曲線を図—2—(1)~(5)に示している。表—4は均等係数を示す。但し D_{10} などが求まらないものは D_{70}/D_{10} 、 D_{80}/D_{30} 、 D_{90}/D_{40} を代用している。なおNo. 9・10については、 $D_{40} \cdot D_{50}$ も求まらないので $D_{50} \cdot D_{60}$ のみを記してある。表—5は三角座標による分類の結果である。

表—4によれば、均等係数あるいはこれに類するものは、乾燥温度が高くなるにつれ、わずかに大きな値となる値向がみうけられるが、バラツキが相当に大きいので断定はできない。

表—5からはつぎのことが推論できる。

No. 2・5・10以外は200°Cで4種の土が名称が変化し、280°Cになると8種が名称変化する。その変化の方向も、粘土分が減少し、砂、シルト分が増大する方向である。

図—2—(1)~(5)をみると、各試料とも3~5種の線群に

図—2—(1) 粒径加積曲線

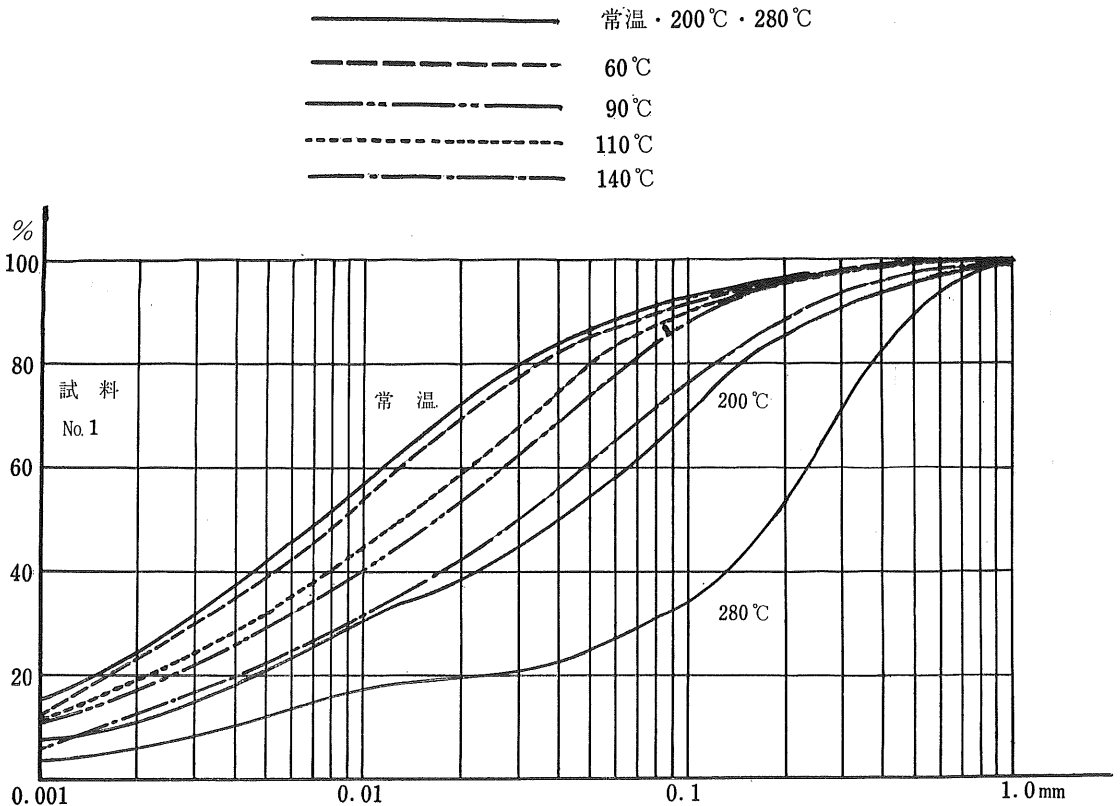


圖-2-(2) 粒徑加積曲線

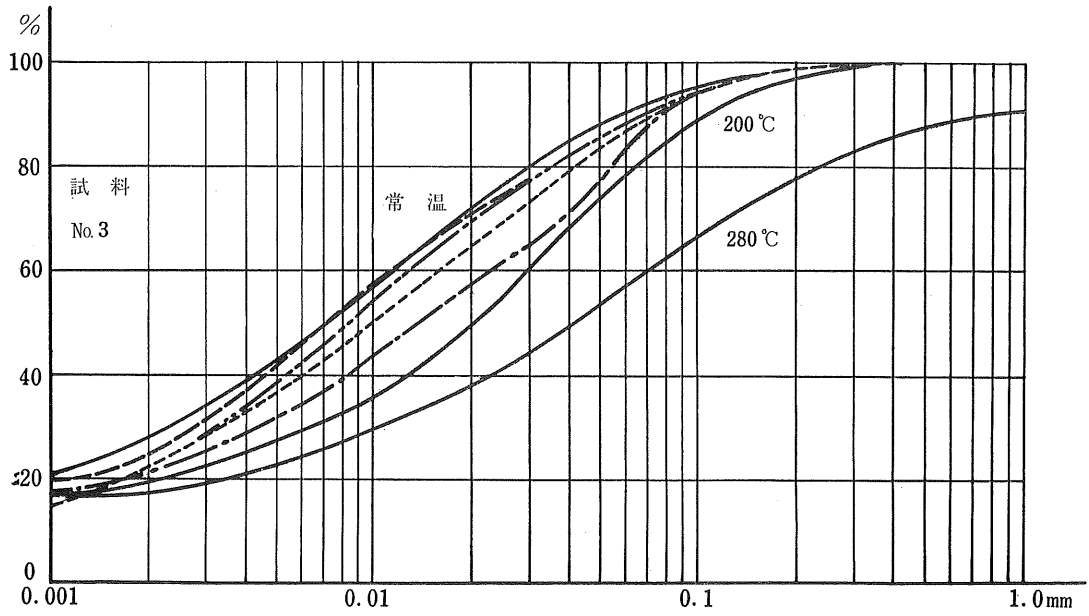


圖-2-(3) 粒徑加積曲線

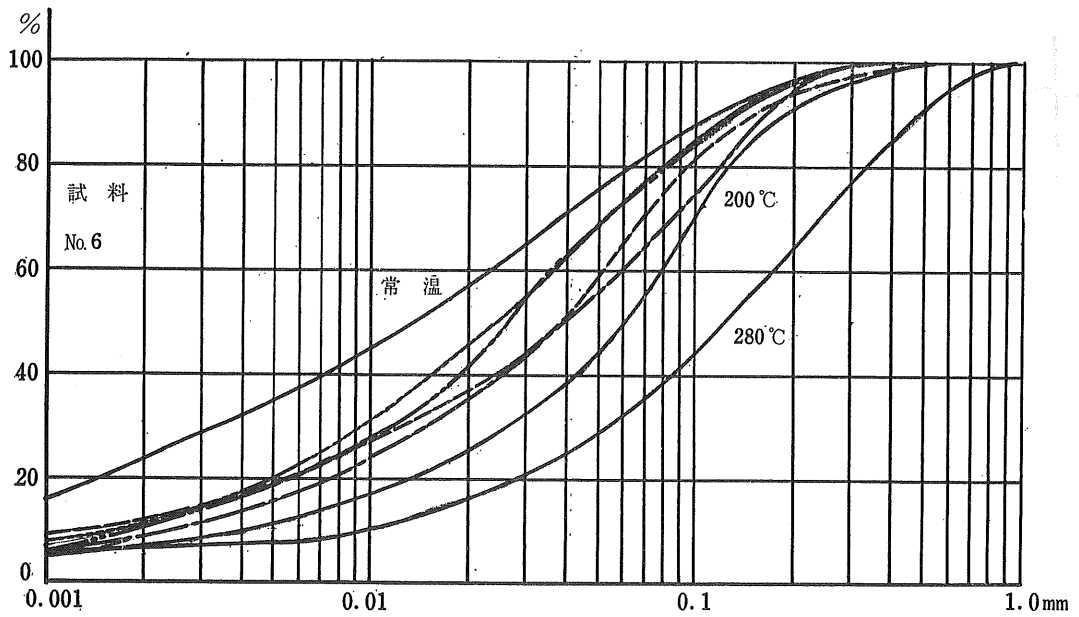


圖-2-(4) 粒径加積曲線

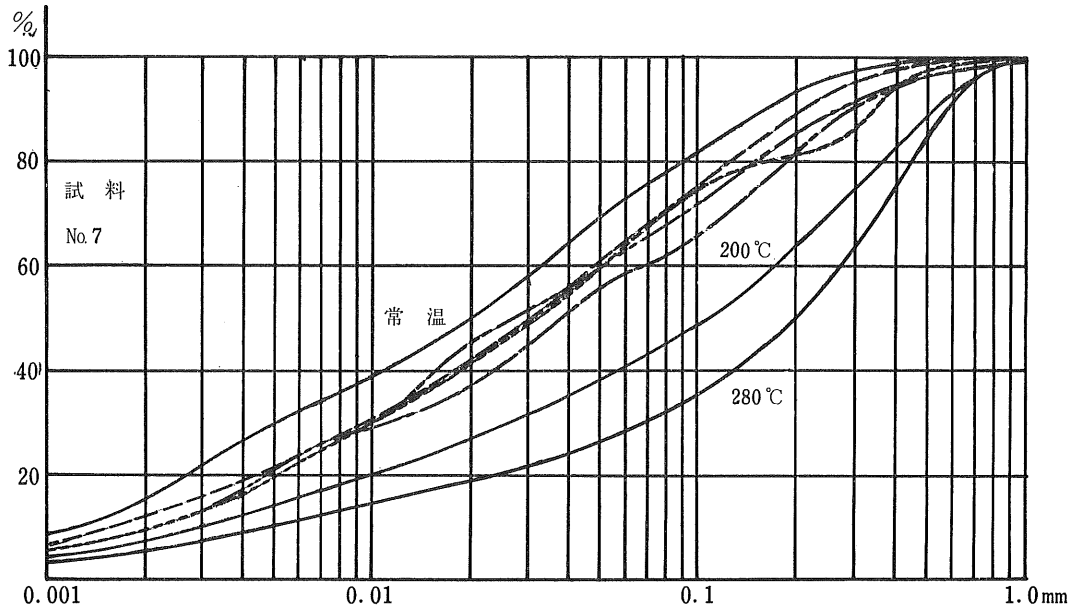
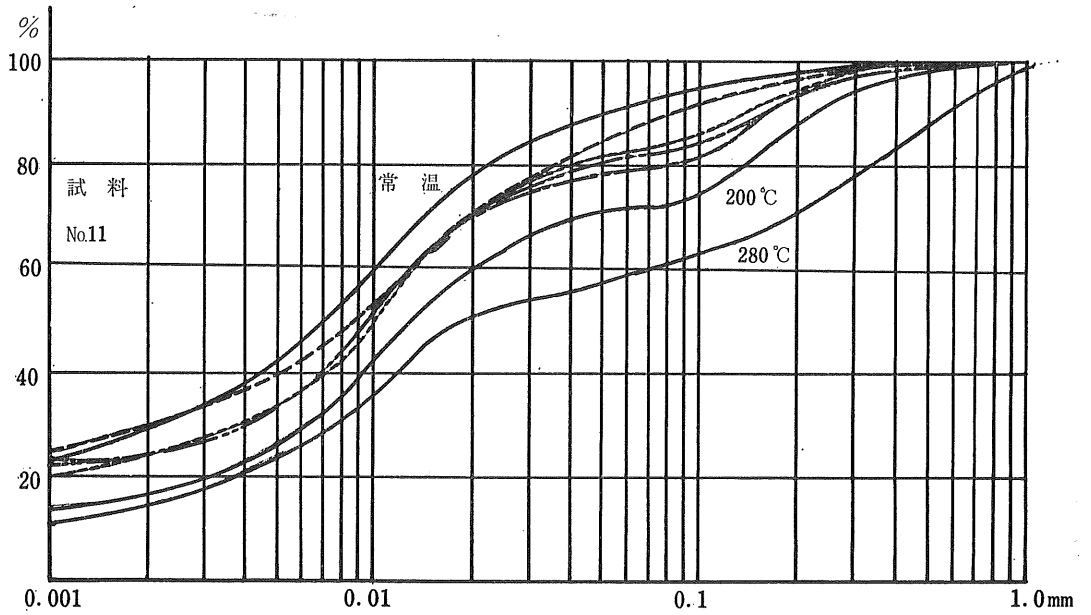


圖-2-(5) 粒径加積曲線



表—4 均等係数およびそれに準ずるもの

	常 温	60 °C	90 °C	110 °C	140 °C	200 °C	280 °C	備 考
No. 1	8.33	13.67	10.51	9.40	12.76	14.43	6.21	D_{80}/D_{30}
No. 2	20.83	14.10	16.92	11.60	15.56	8.74	55.00	D_{70}/D_{20}
No. 3	19.00	11.76	15.63	19.41	24.38	20.38	42.86	D_{70}/D_{20}
No. 4	12.31	8.89	10.83	18.82	7.94	8.94	7.46	D_{80}/D_{30}
No. 5	7.14	8.33	6.92	11.18	11.33	8.62	18.37	D_{90}/D_{10}
No. 6	27.14	13.33	13.45	9.09	8.43	57.46	82.76	D_{70}/D_{20}
No. 7	27.50	27.22	24.00	23.81	31.36	43.55	45.45	D_{60}/D_{10}
No. 8	7.07	10.59	7.32	12.82	13.41	11.95	14.40	D_{80}/D_{30}
No. 9	0.0016	0.0051	0.0026	0.0026	0.0024	0.0028	0.0120	D_{50}
No. 10	0.0013	0.0012	0.0015	0.0014	0.0017	0.0019	0.0015	D_{60}
No. 11	9.52	13.33	11.50	7.89	19.77	32.33	61.04	D_{80}/D_{30}

表—5 三角座標による分類

試料名	乾燥 温度 °C	含 有 率 %			分 類 名
		砂	シルト	粘土	
No. 1	常温	14	45	41	粘 土
	60	16	45	39	"
	90	27	44	29	粘土ローム
	110	21	47	32	粘 土
	140	39	39	22	粘土ローム
	200	46	33	21	"
	280	71	17	12	砂質ローム
No. 2	常温	48	32	20	粘土ローム
	60	53	30	17	砂質ローム
	90	50	32	18	砂質ローム or ローム
	110	51	31	18	砂質ローム
	140	51	29	20	"
	200	55	28	17	"
	280	67	21	12	"
No. 3	常温	12	46	42	粘 土
	60	14	45	41	"
	90	15	47	38	"
	110	17	47	36	"
	140	16	48	36	"
	200	26	47	27	粘土ローム
	280	47	31	22	"
No. 4	常温	11	52	37	粘 土
	60	10	53	37	"
	90	10	45	45	"
	110	12	51	37	"
	140	11	51	38	"
	200	17	53	30	"
	280	19	57	34	シルト質粘土ローム
No. 5	常温	4	40	56	粘 土
	60	3	38	59	"
	90	2	40	58	"
	110	3	37	60	"
	140	2	36	62	"
	200	4	40	56	"
	280	15	42	43	"
No. 6	常温	25	40	35	粘 土
	60	42	38	20	粘土ローム
	90	31	50	19	ローム or シルト質ローム
	110	32	48	20	ローム or 粘土ローム
	140	33	51	16	シルト質ローム
	200	57	33	10	砂質ローム
	280	71	21	8	"
No. 7	常温	30	41	29	粘土ローム
	60	40	39	21	"
	90	39	40	21	"
	110	40	40	20	"
	140	44	36	20	"
	200	62	24	14	砂質ローム
	280	73	17	10	"
No. 8	常温	9	58	33	シルト質粘土
	60	17	48	35	粘 土
	90	13	53	34	"
	110	20	48	32	"
	140	23	47	30	"
	200	20	46	34	"
	280	48	31	21	粘土ローム

No. 9	常温	2	23	75	粘土
	60	8	33	59	"
	90	3	30	67	"
	110	4	30	66	"
	140	2	26	72	"
	200	3	32	65	"
	280	21	50	29	粘土ローム
No.10	常温	2	13	85	粘土
	60	2	13	85	"
	90	3	17	80	"
	110	3	16	81	"
	140	3	17	80	"
	200	4	18	78	"
	280	6	20	74	"
No.11	常温	11	47	42	粘土
	60	16	45	39	"
	90	19	48	33	"
	110	18	48	34	"
	140	22	45	33	"
	200	29	44	27	粘土ローム
	280	43	34	23	"

まとめることができる。さらに大ざつばにみると、2〜3群程度にまとめることができよう。60・90・110℃はほぼ似通った曲線を示す(No. 2・3・4・5・7・8・9・10・11)。

No. 1・6 はいくら大ざつばにみても似た曲線とはいえない。140℃は土の種類にもよるが、少々異なる曲線を表わしている。200℃は280℃よりもその程度は小さいが、かなり気乾とは異なる。280℃はすべての試料に関してはなほだしく異なる曲線を与える。粒径がかなり大となる傾向が顕著であり、三角座標分類法による解析と同じことが分る。

以上のことは高い乾燥温度では土粒子のまわりに吸着している水が熱をうけてそれまでと性質が全く異なつたものに変化することにより、土粒子相互をより強固に結びつけ、JISの方法では分散が不十分となり、見かけ上粒径を大きく測定することによるものと考えられる。

(4) 液性限界 (L. L.)

実測値を方眼紙・片対数紙にプロットしたものがそれぞれ図-3、図-4である。乾燥温度差による差異を明瞭にするため、常温における値を1としたときの比をとつてみた。その結果を表-7・図-5・図-6に示した。

図-3より No. 1・2・3・4・5・6・7・8 は大体直線を形成している。図-4からは No. 9 以外は直線にのる。さらに No. 1・2・3・4・5・7・8・10 はほぼ同一の勾配をもつ直線とみなし得る。No. 6・9・11 は前グループとは異なる共通した勾配をもつた直線を形成する。

図-6からは以下のことが分る。斜線部分に全測定値のおよそ80%が含まれる。さらに図-4において明らかに直

図-3 L. L. 測定値 (普通目盛)

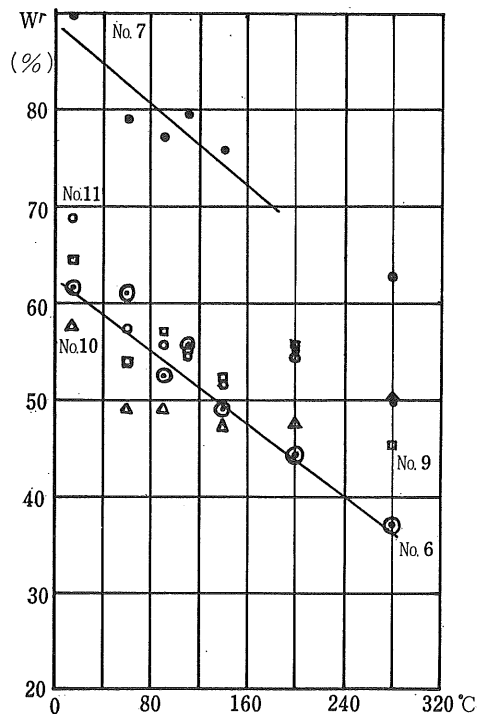
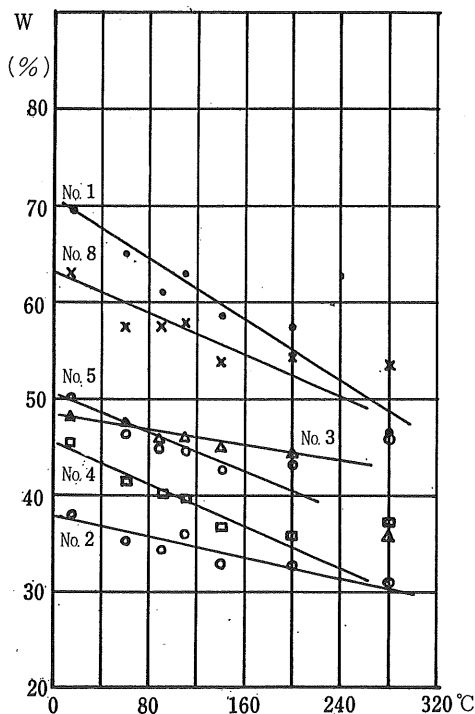


表 — 6 アッターベルグ限界測定結果

		常 温	60°C	90°C	110°C	140°C	200°C	280°C
No. 1	LL	69.5	65.2	61.0	63.0	58.5	57.3	46.5
	PL	25.7	29.2	30.2	30.7	29.7	29.5	29.0
	PI	43.8	36.0	30.8	32.3	28.8	27.8	17.5
	SL	18.4	22.6	18.5	20.0	22.1	21.7	27.5
	Ir	7.90	6.85	10.24	9.28	7.49	7.52	8.57
No. 2	LL	38.1	35.2	34.5	36.0	33.1	32.7	31.1
	PL	20.1	18.9	18.2	21.4	19.9	20.2	24.3
	PI	18.0	16.3	16.3	14.6	13.2	12.5	6.4
	SL	22.9	22.9	22.5	22.8	21.8	22.1	7.5
	Ir	7.87	6.81	7.18	7.37	7.66	7.22	3.92
No. 3	LL	48.3	47.5	45.8	45.8	44.9	44.7	36.0
	PL	22.1	23.3	23.5	21.5	22.2	20.7	20.2
	PI	26.2	24.2	22.3	24.3	22.7	24.0	15.8
	SL	18.6	19.0	17.2	16.6	18.3	17.8	21.5
	Ir	9.26	7.46	6.85	6.94	5.80	6.75	4.29
No. 4	LL	45.3	41.3	40.0	39.6	36.7	35.7	37.1
	PL	24.9	24.8	23.1	24.7	22.3	20.6	22.7
	PI	20.4	16.5	16.9	14.9	14.4	15.1	14.4
	SL	25.0	23.9	24.2	25.6	23.2	26.4	26.5
	Ir	7.34	7.77	8.56	6.60	6.79	8.77	6.38
No. 5	LL	50.1	46.3	45.0	44.5	42.8	43.1	45.7
	PL	24.8	25.4	24.4	24.2	23.0	23.6	24.2
	PI	25.3	20.9	20.6	20.3	19.8	20.0	21.5
	SL	25.7	30.6	25.4	25.3	23.7	23.4	24.6
	Ir	8.73	9.14	8.16	8.10	7.88	9.48	8.60
No. 6	LL	61.8	61.3	52.8	55.6	49.2	44.3	37.4
	PL	22.2	30.1	25.7	26.1	27.2	25.4	32.3
	PI	39.6	31.2	27.1	29.5	22.0	18.9	15.1
	SL	17.6	17.7	17.8	19.3	19.5	21.9	26.0
	Ir	8.81	9.00	7.91	7.92	8.20	7.95	5.52
No. 7	LL	89.7	79.0	77.2	79.5	75.8	55.1	49.9
	PL	33.4	33.2	32.4	30.7	33.1	32.2	29.1
	PI	56.3	45.8	44.8	48.8	42.7	22.9	20.8
	SL	10.9	18.5	19.9	20.3	10.7	25.2	15.0
	Ir	12.50	11.42	10.16	8.70	7.90	8.84	5.20
No. 8	LL	62.9	57.3	57.3	57.8	53.8	54.4	53.4
	PL	35.3	34.5	33.1	34.4	31.8	27.3	37.3
	PI	27.6	22.8	24.2	23.4	22.0	27.1	16.1
	SL	40.3	50.1	33.4	34.9	36.1	34.5	40.7
	Ir	9.80	12.58	9.41	9.13	10.66	7.21	9.69
No. 9	LL	64.4	54.2	57.0	54.8	52.4	55.7	45.4
	PL	25.3	25.9	26.1	25.5	26.2	24.6	29.1
	PI	39.1	28.3	30.9	29.3	26.2	31.1	16.3
	SL	20.2	17.1	20.3	18.3	20.1	18.5	28.6
	Ir	10.73	11.06	10.48	11.97	13.95	11.62	7.84
No.10	LL	57.8	49.1	49.1	—	47.5	47.8	51.2
	PL	46.8	39.0	40.4	39.7	39.4	39.4	42.9
	PI	11.0	10.1	8.7	—	8.1	8.4	8.3
	SL	27.2	42.4	37.8	38.8	40.2	35.6	45.9
	Ir	2.63	2.59	2.45	—	2.50	1.58	3.37
No.11	LL	68.9	57.2	55.7	54.6	51.7	54.5	62.7
	PL	47.4	39.6	41.0	43.2	45.4	45.2	53.1
	PI	21.5	17.6	14.7	11.4	6.3	9.3	9.6
	SL	40.9	37.6	40.1	40.2	37.6	46.3	52.1
	Ir	3.46	3.86	2.89	4.34	5.42	3.51	4.71

図 - 4 L. L. 測定値 (半対数目盛)

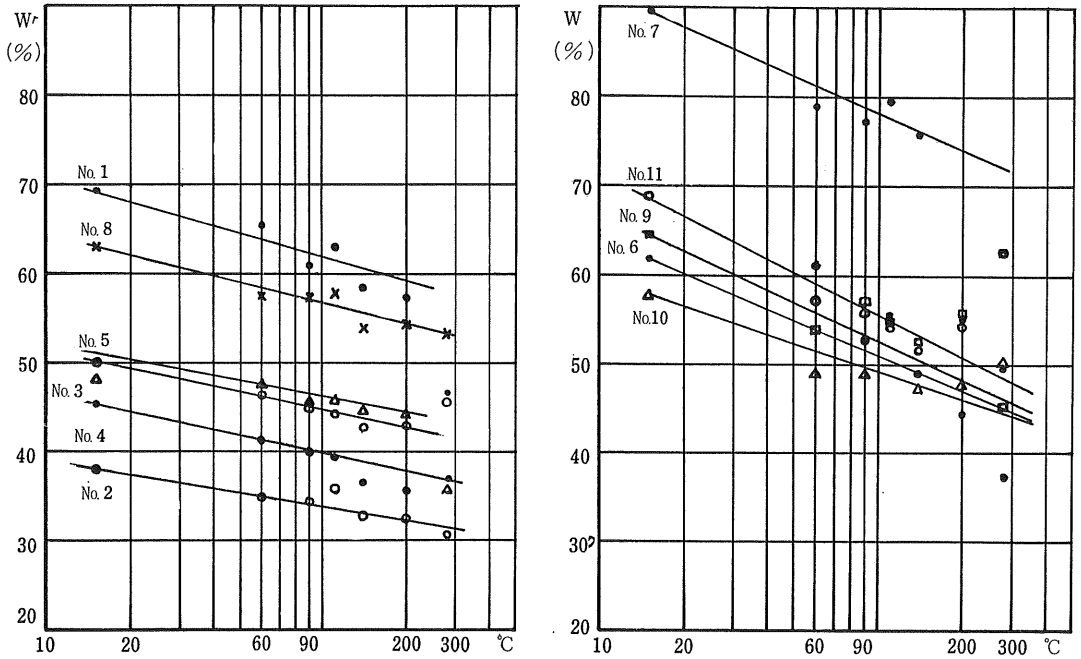
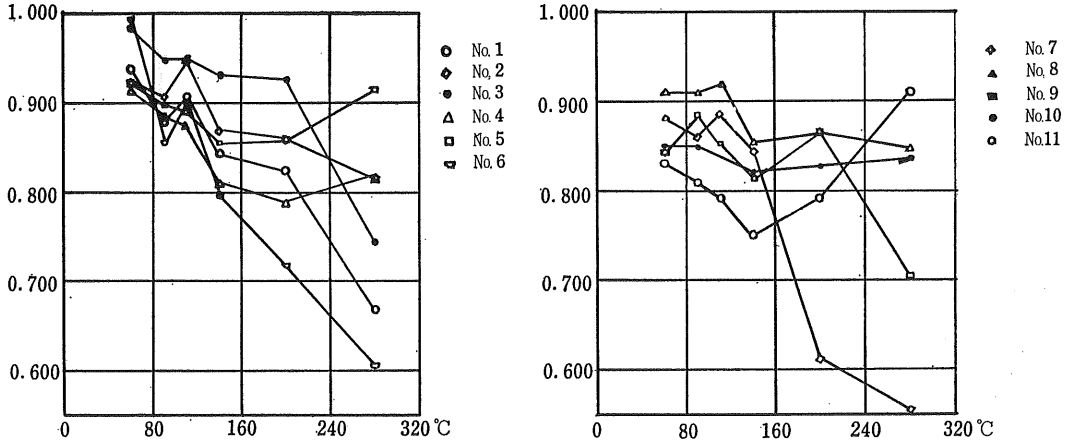


図 - 5 常温を1としたときの L. L. の比 (普通目盛)



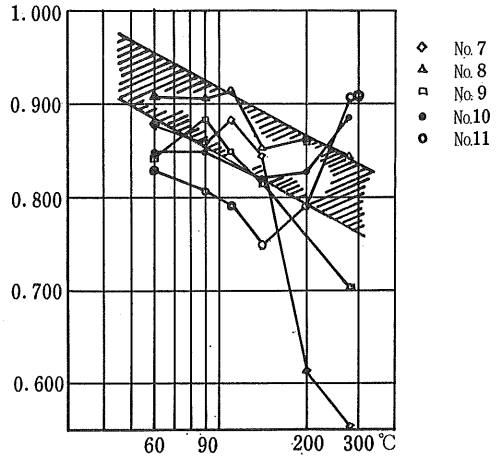
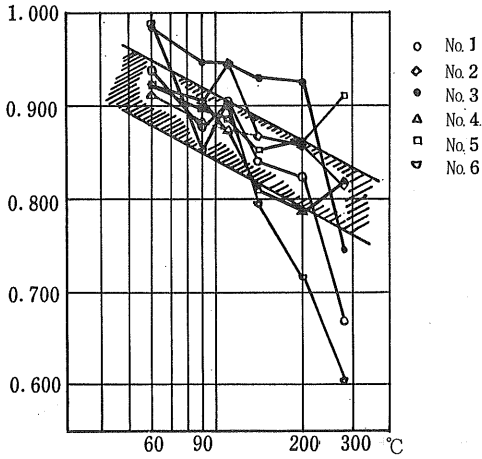
線から外れる点を除くと97.3%がその斜線部に含まれることになる。これは大ざつばにいつて、L. L. は乾燥温度が高くなると、ほぼ一定の割合でその値を減少するというを示す。またここで興味あることは以上の推論によく適合するのは No. 7 を除いてすべてこの試験のためにとくに現場より採取したものについての試験結果であつて、市販の No. 9・10・11 は全くこの推論にはあてはまらないということである。

280°Cの値は No. 2・4・8 を除いてすべて直線にのらない。従つて一般的には、280°Cは直線から外れるものとみ

なし得る。このことから200~280°Cの間に土粒子の性質が大きく変化する温度が存在しているのではなからうかと推察される。図-7の高温における土の脱水⁽³⁾の状況からみてもこの現象は説明されるであろう。

測定値が常温のものに比して実測値で5%以上が差がつく段階は、60°Cが5種、90°Cが4種、140°C・280°Cが各1種であり、ほとんどの粘性土は乾燥によりL. L. の値に変化を生じ、しかもそれはかなり敏感に影響して、この種の実験を行なう際には、気乾試料の調製は室温程度で日陰などで行なうことが望ましい。さもないと基準とする測定

図一 6 常温を1としたときの L.L. の比 (半対数目盛)



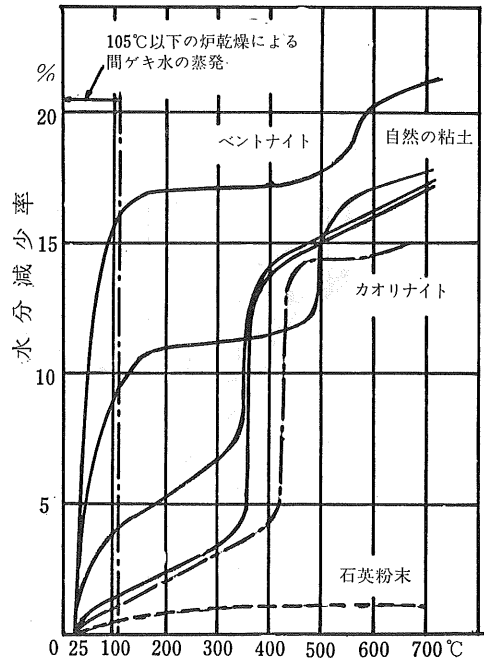
表一 7

	常温	60°C	90°C	110°C	140°C	200°C	280°C
No. 1	1.000	0.938	0.878	0.906	0.842	0.824	0.669
No. 2	1.000	0.924	0.906	0.945	0.869	0.858	0.816
No. 3	1.000	0.983	0.948	0.948	0.930	0.925	0.745
No. 4	1.000	0.912	0.883	0.874	0.810	0.788	0.819
No. 5	1.000	0.924	0.898	0.888	0.854	0.860	0.912
No. 6	1.000	0.992	0.854	0.900	0.796	0.717	0.605
No. 7	1.000	0.881	0.861	0.886	0.845	0.614	0.556
No. 8	1.000	0.911	0.911	0.919	0.855	0.865	0.849
No. 9	1.000	0.842	0.885	0.851	0.814	0.865	0.705
No.10	1.000	0.849	0.849	—	0.822	0.827	0.886
No.11	1.000	0.830	0.808	0.792	0.750	0.791	0.910

表一 8

	常温	60°C	90°C	110°C	140°C	200°C	280°C
No. 1	1.000	1.136	1.175	1.195	1.156	1.148	1.128
No. 2	1.000	0.940	0.905	1.065	0.990	1.005	1.209
No. 3	1.000	1.054	1.063	0.973	1.005	0.937	0.914
No. 4	1.000	0.996	0.928	0.992	0.896	0.827	0.912
No. 5	1.000	1.024	0.984	0.976	0.927	0.952	0.976
No. 6	1.000	1.356	1.158	1.176	1.225	1.144	1.455
No. 7	1.000	0.994	0.970	0.919	0.991	0.964	0.871
No. 8	1.000	0.977	0.938	0.975	0.901	0.773	1.057
No. 9	1.000	1.024	1.032	1.008	1.036	0.972	1.150
No.10	1.000	0.833	0.863	0.848	0.842	0.842	0.917
No.11	1.000	0.835	0.865	0.911	0.958	0.954	1.120

図一 7 高温における土の脱水⁽³⁾



値、つまりその土の固有値としての意味が不確実となり、その後の資料解析を難しくするであろう。

L.L. は粘土の粘着力を測定していると考えられるので

あるが、その値の大小は粒子の接触面積の総和、つまり粒子の細かさと形状が影響するといわれる。粘土粒子が細かく平たくなるほど比表面積が大となり、粒子間の接触面積の和が大きくなり、粒子を覆うのに必要な水量も大となる。したがってその粘土の L.L. も高くなる。いいかえれば、粘土を流動化させるのに余計に水が要るようになる。ゆえにこの場合、高温になるに従い、土粒子を覆っている吸着水の一部が失われ、あるいは固化して液性を失ない、また、粒径加積曲線からも推察されたように、見掛上

図 - 8 P. L. 測定値 (普通目盛)

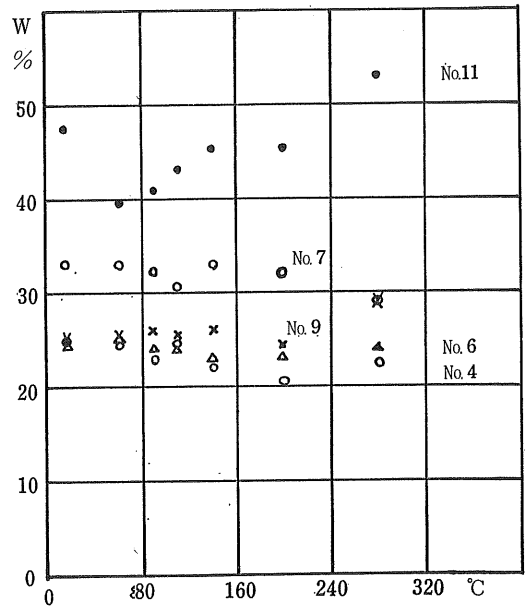
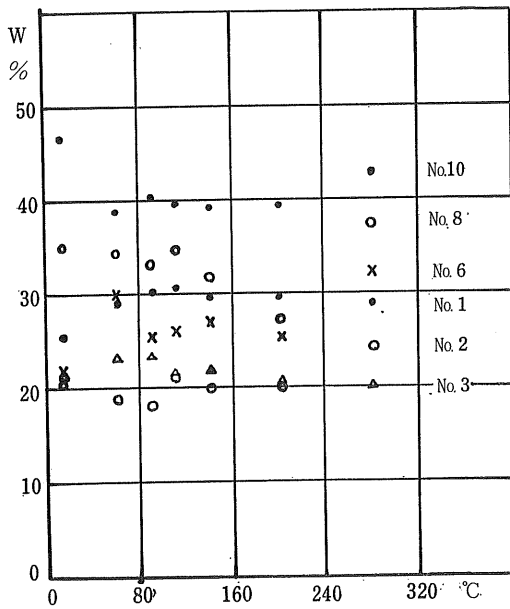
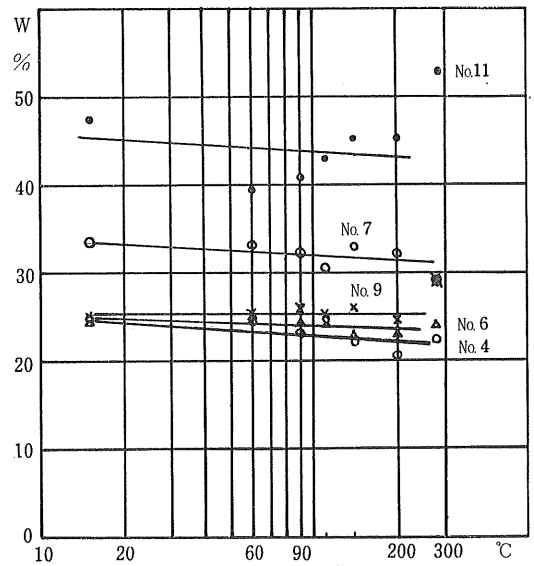
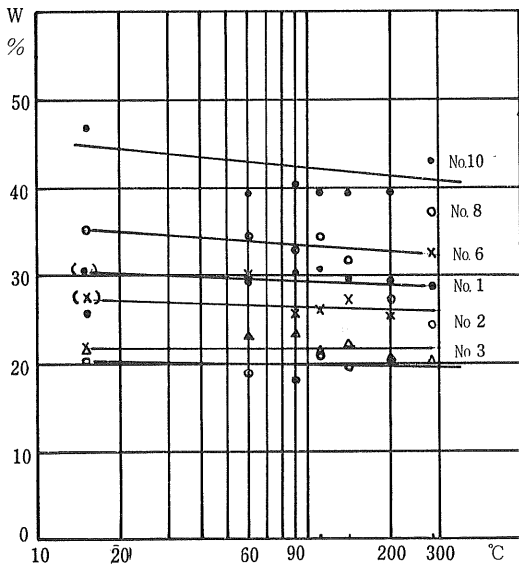


図 - 9 P. L. 測定値 (半対数目盛)



土粒子径が大きくなり、全体として粒子間の接触面積が小となり、粒子を覆う水量も少なくて済む。つまり L. L. は高温になるにしたがい低くなるものと考えられる。

(5) 塑性限界 (P. L.)

L. L. と同一の方法で整理を試みた。その結果は表—8

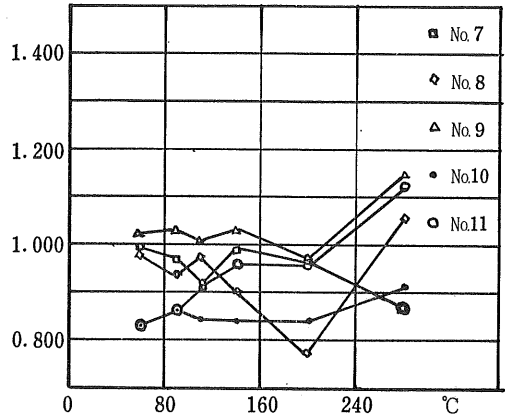
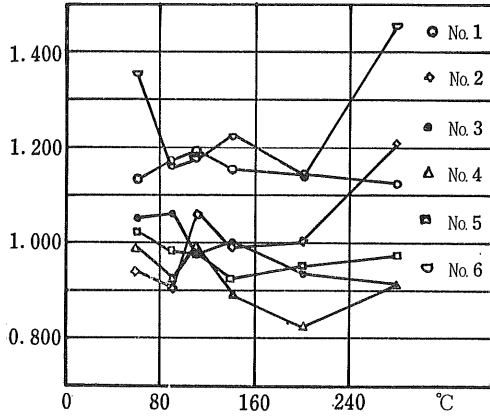
・図—8・図—9・図—10に示した。

図—8・図—9より、No. 6・11を除いてほぼ直線を

形成しているとみる事ができる。しかも No. 1・3・9が水平である以外は右下りの傾向を示し、温度が高くなると P. L. が低くなり粘性が減少することを示している。結局ほぼ直線をなすことは L. L. と同様に考えられるところである。

しかしながら図—10から分るように、常温時との比が $\pm 7\%$ 以内のもの $34/66=51.5\%$

図 - 10 常温を1とするときの P.L. の比 (普通目盛)



±10%以内のもの 41/66=62.1%

±17%以内のもの 60/66=90.9%

cf. ± 3/35=8.8%

であつた。つまり測定の許容誤差を含水比で±3%とすれば、測定値の62.1%がその誤差範囲内にあることが分る。200・280°Cの直線から外れるものを液性限界の項で述べたように、土の性質が高熱のため変化してしまつたとの理由から除外するならば、±10%以内に含まれるものは41/58=70.6%、No. 1・6は右上りの直線で他の試料と違ふから除外すると、41/48=85.3%となり、ほとんどすべての測定値が誤差内の変化しか示さないことになる。

No. 1・6についても常温におけるものを除けば右下り

の直線を形づくる。

以上より P.L. は乾燥温度によりある程度の影響を受け、半対数紙上でわずかに右下りの直線をなす傾向をもつ。しかしながら実測値そのものは最大±6~7%の差異であるから、60・90・110°C附近ではそれほど大きい差異を生じないであろう。P.L. も L.L. と同様、200・280°Cは大きく変化するものもあるから避けるべきであろう。

高温になるにつれ土粒子が大きくなり、吸着水も少なくなることが他の試験結果から分つているから P.L. は小さい値になるはずであるが、図-10にみられるように1以上の値をとるものがかかり得られているのはなぜであろうか。興味あるところである。

図 - 11 S.L. 測定値 (普通目盛)

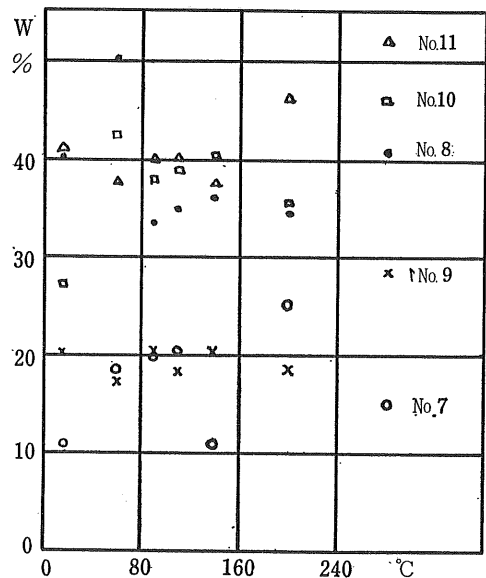
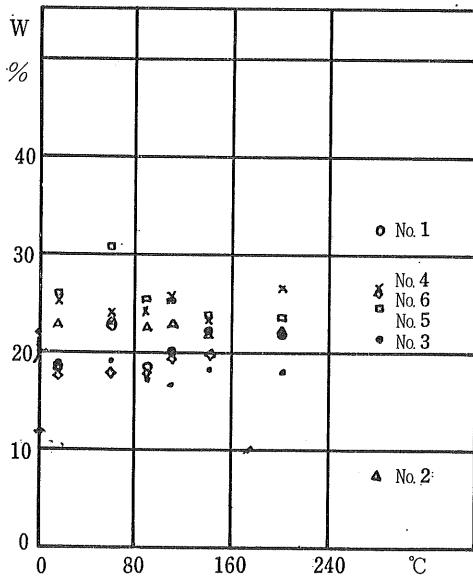


図 — 12 S. L. 測定値 (半対数目盛)

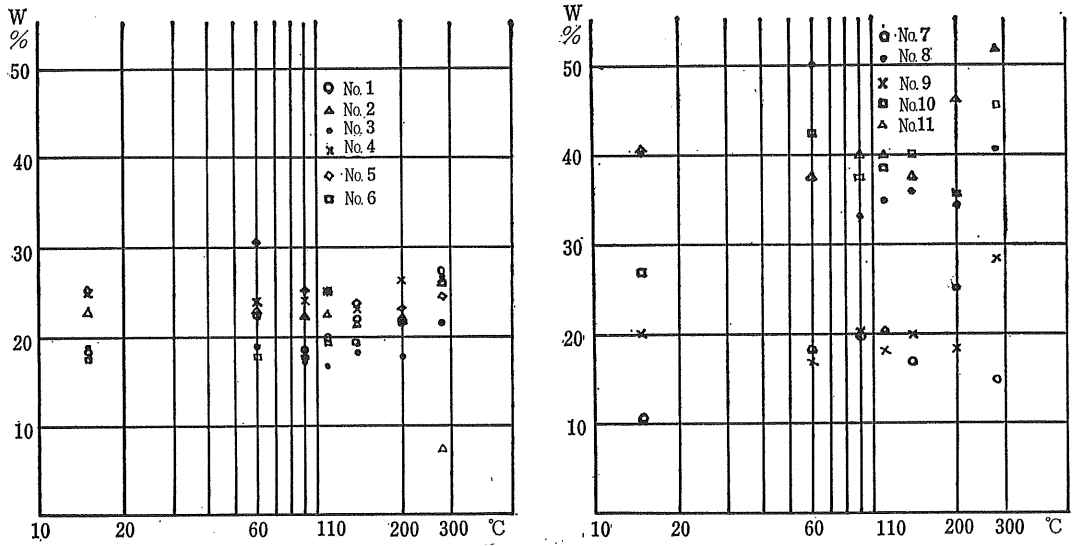
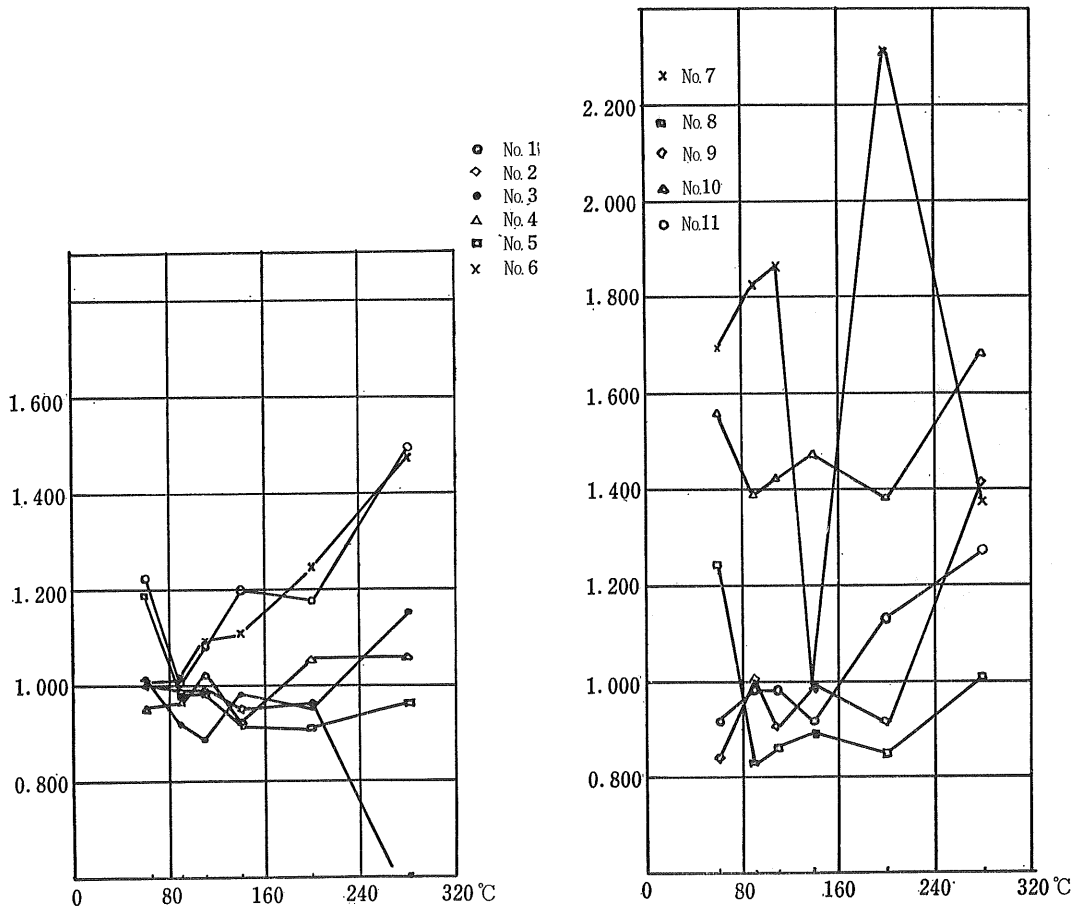


図 — 13 常温を1としたときの S. L. の比 (普通目盛)



(6) 収縮限界 (S.L.)

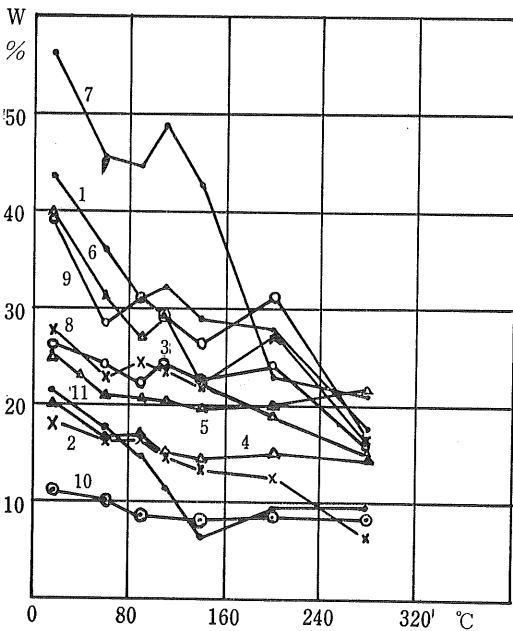
L.L. と同一の方法で整理を試みた。その結果を表9・図-11・図-12・図-13に示した。

表 9

	常温	60°C	90°C	110°C	140°C	200°C	280°C
No. 1	1.000	1.228	1.005	1.087	1.201	1.179	1.495
No. 2	1.000	1.000	0.983	0.996	0.952	0.965	0.328
No. 3	1.000	1.002	0.925	0.892	0.984	0.957	1.156
No. 4	1.000	0.956	0.968	1.024	0.928	1.056	1.060
No. 5	1.000	1.191	0.988	0.984	0.922	0.911	0.957
No. 6	1.000	1.006	1.011	1.097	1.108	1.244	1.477
No. 7	1.000	1.697	1.826	1.862	0.982	2.312	1.376
No. 8	1.000	1.243	0.829	0.866	0.896	0.856	1.010
No. 9	1.000	0.847	1.005	0.906	0.995	0.916	1.416
No.10	1.000	1.559	1.390	1.426	1.478	1.389	1.688
No.11	1.000	0.919	0.980	0.983	0.919	1.132	1.274

図-12をみると、7点ほどを除いて、水平または右上りの直線状に考えられる。しかしながら、図-13も合わせみると、その勾配はかなり試料によつて差異があり、乾燥温度が S.L. に影響をおよぼすことは分つたが、数量的には把握できなかった。

図-14 P.I. (普通目盛)



(7) 塑性指数 (P.I.)

方眼紙にプロットしたものを図-14に示す。L.L.・P.L. とともに温度に関して直線をなすことは前述のとおりであるが、その差である P.I. もまた直線をなすことが分る。その勾配にはかなり急なものからほとんど水平まで、試料によりかなり大きさが異なる。しかしながら、P.I. の値の大きいものほど勾配も大きくなる傾向がみられる。また 280°C の P.I. は常温時の P.I. に無関係に 10~20 近辺に収束するようにみうけられる。これは粒径加積曲線、その他でも認められるように、高温になるに従い次第に粘性を失ない、シルト・砂的に変状することを示すものと考えられる。

4 あとがき

以上述べてきたところにより土の物理的性質は、土の種類によつて程度の差はあるが、試料調製時の乾燥温度を無視しては決定し得ないことをたしかめることができたと考えられる。すなわち、L.L.・P.L. したがつて P.I. は乾燥温度とある程度一定した関係にあり、また粒度分析には、高温乾燥ほど土を粗粒方向に押しやる傾向が認められる。

それで作業能率を高め、かつ JIS 規格に準じた結果を得るためにはつぎのような大略の提案が考えられる。乾燥温度は 60~110°C とし、粒度分析は、測定結果をそのまま採用し、L.L.・P.L. についてはなにがしかの温度補正を行なう。しかし比重、S.L. については明確な傾向が認められないから、今後の研究にまつた方がよいと思われる。

この実験は、佐野、小林が昭和40年度の卒業論文として、北郷の指導のもとに行なつたものである。

参考文献

- 1) 土のアッターベルグ限界測定に対する時間の影響
内田一郎・松本鍊三 土木学会誌 第38巻第1号 (1953).
- 2) 土の液性限界試験における注水量の影響
松本鍊三 土と基礎 11月1955年 Vol. 3 No. 12
- 3) 大崎順彦 基礎構造 p. 81
- 4) 土質工学会 土質試験法
- 5) 三木五三郎 土質安定の理論と実際
- 6) 「粘土の科学」入門
土と基礎 50~57号

クイ基礎を持った橋台の背面土圧について

北海道開発局 河野 文 弘
佐々木 晴 美
○森 康 夫

1 ま え が き

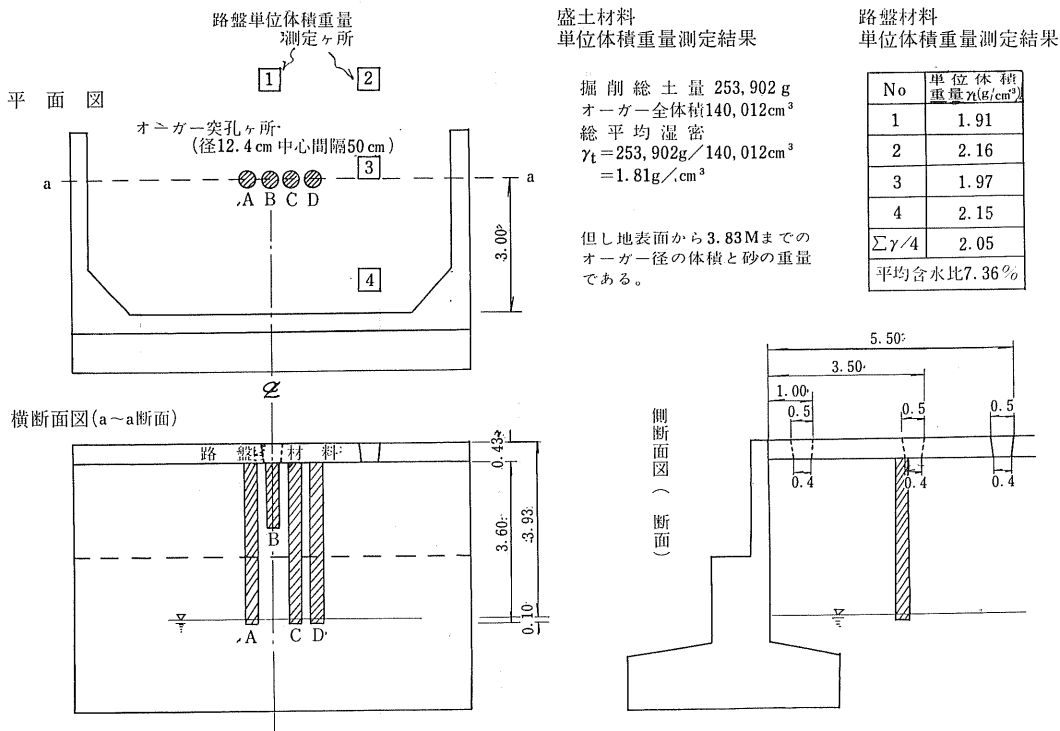
擁壁あるいは橋台などのように、外力として土圧を考慮しなければならない構造物の設計、施工に際して、土圧の大きさや土圧分布を正確に把握することは、構造物の安定性、経済性などを高めるうえに必要なことである。特に橋台のように、その変位が上部構造に大きい影響を与える場合は、慎重な土圧計算が行なわれなければならない。

一般に、橋台背面に作用する土圧の計算には、クーロンかまたはランキンの主働土圧公式が使用されるが、それらの公式から得られる土圧は、橋台の水平変位の仕方および水平変位量を深く考慮しておらず、橋台背面の盛土材料の土性が変化しない限り一定な値を与える。しかし、土圧とその土圧が作用する構造物の変位の仕方との間には、密接

表一 橋台背面盛土土質調査試験結果

試験項目	試験結果	
平均湿潤密度	1.81 g/cm ³	
平均含水比	6.07 %	
真比量	2.661	
せん断試験	粘着力	0.084 kg/cm ²
	摩擦角	35°47'
間隙比	0.584	
飽和度	28.4 %	
粒度分析結果	砂分	92 %
	シルト分	5 %
	粘土分	3 %
	分類	砂

図一 橋台背面盛土並びに路盤材料の調査試験カ所とその結果 (scale 1/100 単位 m)



土木試験所土質研究室

なつながりがある。このような問題を究明しようとする多くの実験がなされ、ある程度の結論も得られているが、そ

の実験の多くは、橋台とは条件を異にする可撓性の矢板を用いた土留壁についてであり、とくに、クイ基礎を持った橋台に対してのデータは数少なく、未解明な事柄が多い。

この報文は、上述したようなことから、富士見橋（一般国道、網走稚内線、猿払地内）で行なつた調査試験結果をもとにして、軟弱地盤におけるクイ基礎を持った橋台の背面に作用する土圧について検討を加えたものである。

2 橋台背面の盛土調査試験

土圧の計算値、あるいは実測値に対して、十分な検討を加えるには、橋台背面盛土の施工完了時における土の性状や地下水位などを適確に把握する必要がある。

表一は、橋台背面の盛土について行なつた土質調査試験の結果を示したものである。試験方法は、現場で施工完了時における平均湿潤密度 (γ g/cm³) と平均含水比 ($w\%$) を測定し、同種の試料を室内に持ち帰りそれらの状態を再現して、一面剪断試験およびその他の試験を行なつた結果である。現場での平均湿潤密度は、オーガーを使用し、一定体積の試料をとり出し、その重量を計つて求めたものでオーガー孔を一定体積に保つことが難かしく、実際の値より少々大きめの値が得られたと考えられる。

図一は、その測定箇所と測定結果を示すものであり、

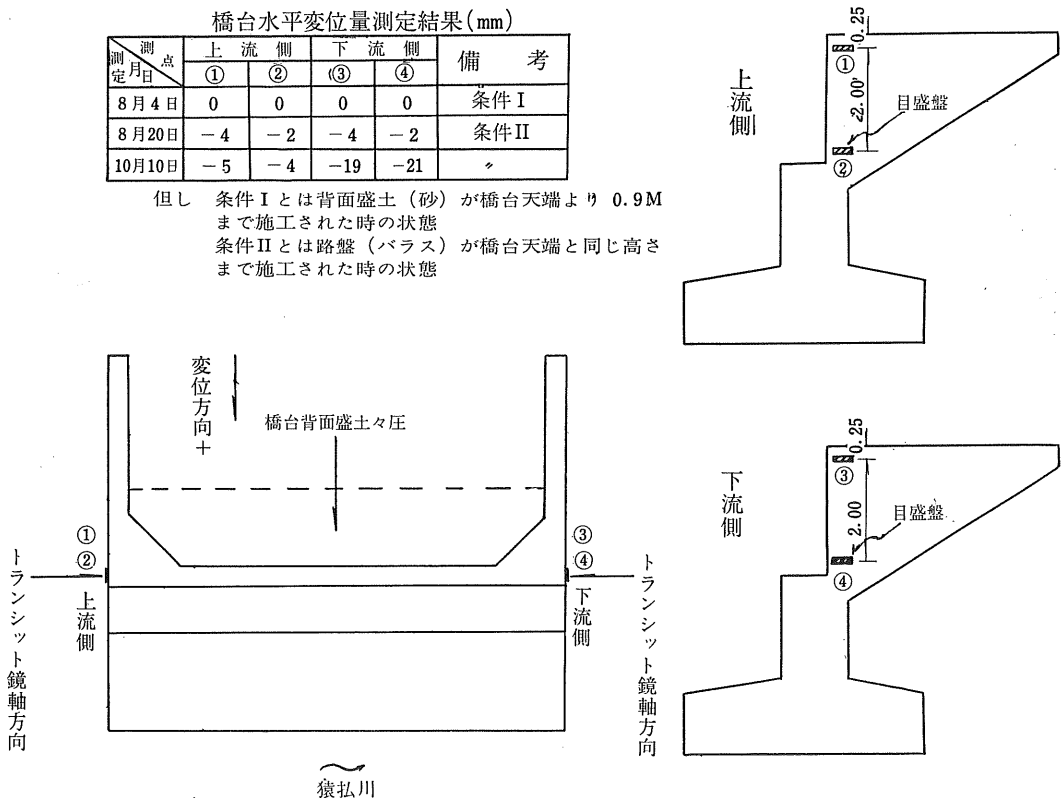
No. 1 孔の試料について含水量試験の結果も書き込んだ。地下水水面以下の砂の密度を現場で実測することは、技術的に困難なので、土圧計算に必要な水中単位重量 γ' (g/cm³) は、上層部の土質調査試験結果から推定し、その結果 $\gamma' = 1.07$ t/m³ を得た。なお内部摩擦角 (ϕ) は、水で飽和した場合もそうでない場合も一応同じ値をとるものとした。

路盤材料の単位重量は、図一に示した位置で、一定体積の試料を掘り出し、その重量を計つて求めたものである。土圧計算に際して、路盤材料は等分布荷重として取り扱つた。

3 橋台背面土圧と橋台水平変位量の測定方法と実測値について

土圧の剪断抵抗は、変位量の函数であり、橋台が水平移動か回転を起こせば、それに作用している土圧も変化することが考えられる。本試験調査でもそれらを検討するため橋台の水平変位量と回転量を測定した。図一はその測定結果を示すものである。しかし、測定方法（橋台側面に縦方向 2.0 m 間隔で mm 単位表示の目盛板を貼りつけ、それを基準線を通してトランシットで観測した）に不安な点があり、橋台の基礎グイ頭部の応力測定結果を利用し、トランシットによつて測定された変位の仕方の正否を確かめ

図一 橋台水平変位量測定方法とその結果 (scale 1/100 単位 m)



ることとした。クイ頭部応力は、カールソン型ヒズミ計を用いて測定したのであるが、図-3にはその応力測定結果を利用して、それぞれのクイ頭に働く軸力と曲げモーメントの計算結果を示してある。図-3から判断して、橋台は土圧の作用方向とは逆の方向に傾いていることが認めら

図-3 橋台基礎グイ頭部に働く軸力 N (t) 曲げモーメント M (t·m) scale 1/100

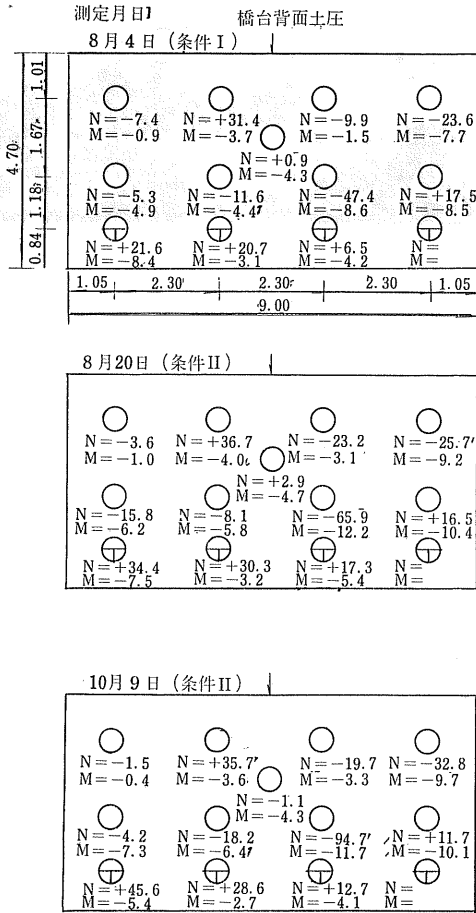
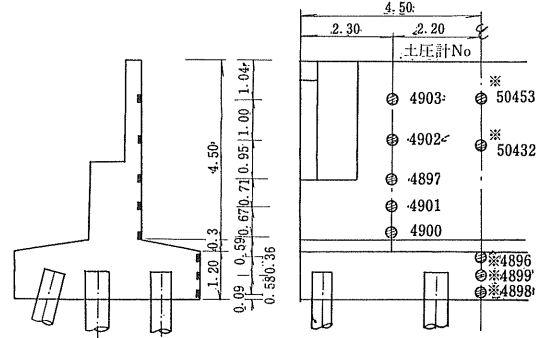


図4 土圧計配置図 (scale 1/100 単位 m)



れる。また、図-2と図-3を比較すると、図-2の橋台の水平変位量が8月4日では零となつていること、10月10日の③④の測定値によるとその傾きが土圧の作用方向と一致していることなどは、図-3の結果と矛盾しているが、これは水平変位量の測定方法に問題があつたことによるものと思われる。

次に、この試験調査の主格を成す土圧の測定は、差動トランス型の土圧計を用いて行なつた。図-4は、その土圧計の配置を示したものである。土圧計の容量は、主働土圧公式から算出された結果にもとづき、 0.2 kg/cm^2 および 0.5 kg/cm^2 の2種とし、設置に先だつて土圧の実測値への信頼度を高めるため、三軸圧縮試験機を利用して、土圧計にくり返し荷重をかけ校正曲線をチェックした。設置に際しては、土圧計を固定し不規則なコンクリート孔と土圧計の隙間をつぶすため、リゴラックス・セメントを使用した。表-2に、これらの土圧計により橋台背面に作用する土圧を測定した結果を示す。

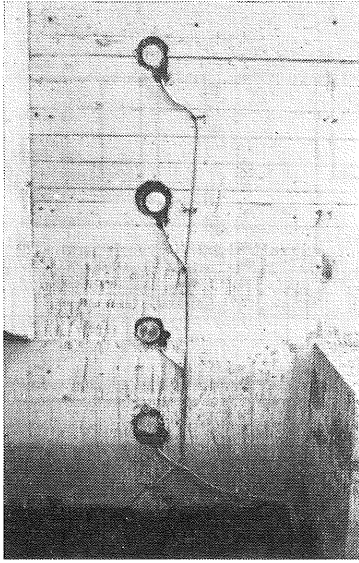
4 考 察

先に述べた盛土の土質調査試験から、橋台背面に作用する土圧の計算に必要な数値だけを取りだし、まとめると図-5のようになる。これらの諸数値を使い、ランキン

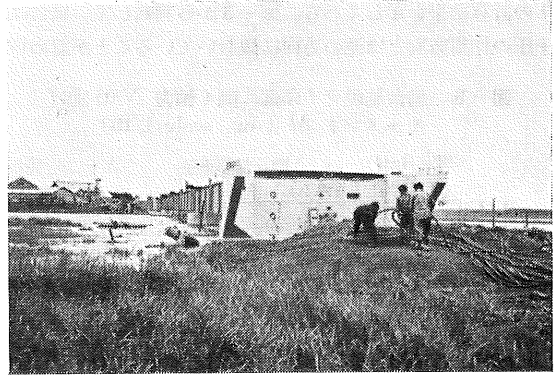
表-2 橋台背面盛土々圧実測値

地表面からの深さ (m)	土 圧 計		地表面からの深さ (m)	土 圧 計		
	No	実測値 (t/m ²) 3月3日		No	実測値 (t/m ²)	
					8月20日	10月9日
0.14	4,903	—	0.59	4,903	—	0.13
2.09	4,897	1.25	2.54	4,897	2.07	2.09
3.48	4,900	2.02	3.93	4,900	2.00	2.25
* 0.14	50,453	—	* 0.59	50,453	0.42	0.65
* 1.29	50,432	0.90	* 1.74	50,432	1.72	2.13
* 3.90	4,896	—	* 4.35	4,896	—	—
* 4.43	4,899	0.43	* 4.47	4,899	0.84	0.83
* 5.01	4,898	1.90	* 5.46	4,898	1.67	1.90

但し * 印は中央断面

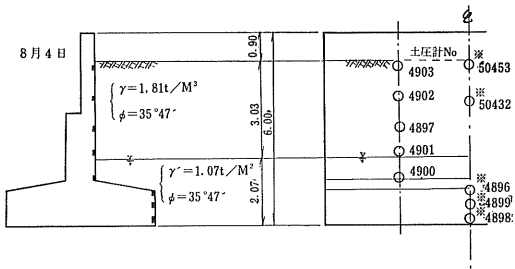


土圧計設置状況

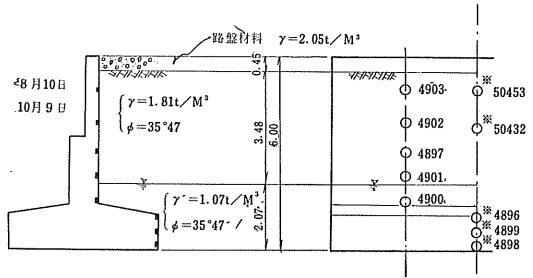


図—5 背面土圧計算条件 (scale 1/100 単位 m)

1. 条件 I



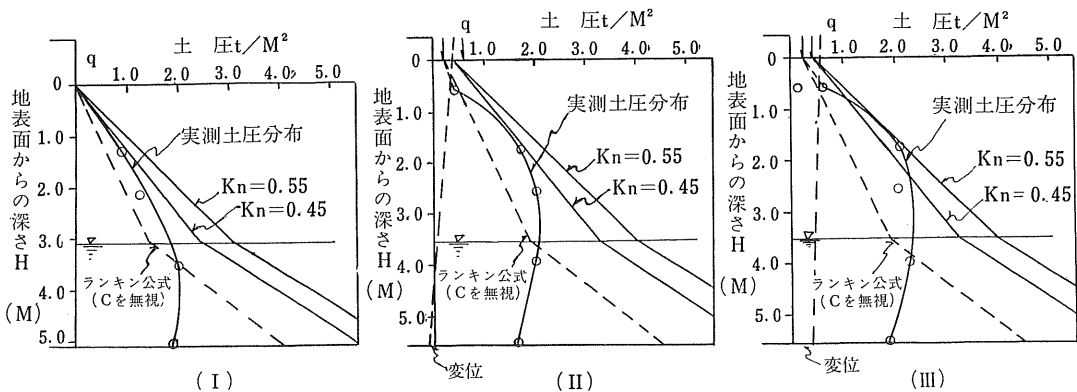
2. 条件 II



2条件II

γ : 盛土 A の湿密度単位体積重量 γ' : 盛土 A の水中単位体積重量 ϕ : 内部摩擦角

図—6 実測土圧分布・ランキン公式による主働土圧分布及び静止土圧分布ならびに橋台の変位



但し (II) (III) における実測土圧分布の地表の点は $q \times$ 主働土圧係数 である。

主働土圧公式から求まる主働土圧分布と、静止土圧係数 (K_n) を、 $K_n=0.50\pm 10\%$ として計算した静止土圧分布ならびに、表一2にあげた値から実測土圧分布の三者を併せて図示すると、図一6のようになる。同図には、橋台の変位の状況も土圧分布と対比させて示した。土圧計による実測値が、かなりばらついているのは、盛土の締め固めが均等に行なわれなかつたのと、排水施設等の関係で含水比および潤滑密度に変動があるためと思われる。

図一6(I)から判断すると実測土圧分布は、地表面附近で、ほぼ一定の勾配を有し増加しているが、地下水面のあるあたりから、わずかに低減しており、同じような傾向が(II)(III)の実測土圧分布についても見られる。

また、地表面附近では、静止土圧分布と比較的よく近似しているが、フーチング底面附近では、ランキン公式による主働土圧強度の50%に満たない状態である。これらの現象は、実測によつて得られた土圧分布と変位の仕方について検討を加えると理解し易い。

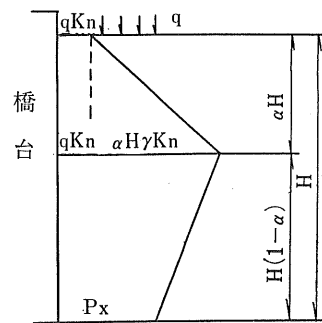
橋台の変位の仕方を考慮しながら土圧分布を検討すると(II)の場合では地表面から橋台の水平変位量が零の深さまでは受働土圧が、橋台の水平変位量が零の点には静止土圧が、それより以深では主働土圧がそれぞれ作用し、(III)においては橋台背面全体に受働土圧が作用することが考えられるが、前述したように、実測土圧分布は(I)と(II)の地表面附近では静止土圧分布とほぼ一致し、フーチング底面附近では計算による主働土圧強度の50%程度の値しか示さない。(III)の場合では、橋台の変位の仕方から推して受働土圧分布を示すことが考えられるが、この場合の実測土圧分布は、(II)のそれを 0.2 t/m^2 程度のわずかな量だけ平行移動した時の形とほぼ一致している。

次に、全土圧の大きさとその作用点の位置について、土圧計による実測結果、ランキンの主働土圧公式および静止土圧公式 ($K_n = 0.45, 0.50$) による結果から検討する。

表一3は、それらの検討結果を示したものである。全土圧の大きさについては、実測値より求めたものと、主働土

圧公式によるものとがほぼ一致しており、後者の方が幾分大きめである。それらに比較して静止土圧公式による全土圧は著しく大きい。全土圧の作用点は、フーチング底面からの高さで表わしているが、実測値から得られたものが特に大きい値を示している。また、底面を軸として働く回転モーメントは、実測結果より求めた値が主働と静止状態の場合のほぼ中間値をとる傾向が見られる。これらのことから、本例のようなクイ基礎を持った橋台の設計に際しては滑動に対する安定性を検討する時は、主働土圧公式より求まる全土圧の大きさを考慮し、転倒に対する安定性を検討する場合は、主働土圧と静止土圧によつて生ずる回転モーメントのほぼ平均値をとることが、設計における実際的な

図一7 土圧分布概略図



方法の一つとして考えられる。さらに、この場合の土圧分布を実験結果にもとづいて検討を進めると、図一7に示すように地表面からある深さまでは、静止土圧が分布し(三角形分布)それより以深においては、一定の土圧分布(矩形土圧分布)かまたは、一定の低減率をもつた土圧分布(逆梯形分布)をなすと考えることができるものと思われる。

ここで、今回得られた実測土圧分布にもとづいて、クイ基礎を持った橋台の背面土圧を求めるための一般的な方法について検討を進めることとする。

まず、橋台の高さを H (m) とし、地表面より $\alpha \cdot H$ (m)

表一3 全土圧の大きさとその作用点ならびにそれによつて生ずる回転モーメントの実測値と計算結果の比較

計算方法	計算項目		全土圧				全土圧の作用点		回転モーメント	
	P (t/m)	実測値との比較		y (m)	実測値との比較		M (t・m)	実測値との比較		
		条件 I	条件 II		条件 I	条件 II		条件 I	条件 II	
土圧計による実測値	条件 I (8/3)	6.97	100%	1.89	100%	13.17	100%			
	条件 II (8/20)	9.17		2.29		21.00				
	" (10/9)	10.38	100%	2.44	100%	25.38	100%			
主働土圧公式	条件 I	7.89	113%	1.46	77%	11.57	88%			
	条件 II	10.97	106%	1.72	75%	18.87	74%			
静止土圧	条件 I {	$K_n=0.45$	13.06	187%	1.46	77%	19.07	145%		
		$K_n=0.55$	14.28	204%	1.47	78%	21.00	159%		
	条件 II {	$K_n=0.45$	16.28	157%	1.88	77%	30.60	128%		
		$K_n=0.55$	17.85	172%	1.90	78%	33.92	134%		

表—4 全土圧の大きさと、その作用点の高さならびに回転モーメントの実測値と計算式 (1) (2) (1)' (2)' による結果との比較

計算方法	計算項目	全土圧 P_d (t/m)	フーチング底面における土圧強度 p_w (t/m ²)	全土圧の作用点 y (m)	M_o (t/m \cdot m)
土圧計による実測値	条件(I) 8/3	6.97	1.90	1.89	13.17
	条件(II) 8/20	9.17	1.67	2.29	21.00
	" 10/9	10.38	1.90	2.44	25.38
計算式 (1) (2) (1)' (2)'	条件 I	7.89(113%)	1.95(103%)	2.04(108%)	16.10(122%)
	条件 II	10.97(106%)	2.32(122%)	2.36(97%)	25.83(102%)

但し上表の () 内はそれぞれの条件の実測値との比較

までの部分では橋台に静止土圧が作用するとする。また、フーチング底面での土圧強度を p_w (t/m²) とし、主働状態における全土圧の大きさ P_d は既知であるとする。前にも述べた通り、実測結果から求まる全土圧の大きさは、主動土圧公式から求まる全土圧の大きさにはほぼ等しいので、地表面上に等分布載荷重がない場合、図—7 から次式が成り立つ。

$$p_w = \frac{2 P_d - \alpha(H)^2 \cdot \gamma \cdot K_n}{H(1-\alpha)} \text{ (t/m}^2\text{)} \dots\dots\dots(1)$$

上式中 K_n : 静止土圧係数 γ : 土の単位重量 (t/m³) である、 α と K_n の値を与えると上式から p_w が求まり、近似的な土圧分布の形状が定まる。全土圧が作用する点のフーチング底面からの距離 y (m) は、次式から求まる。

$$y = \frac{1}{3} H(1-\alpha) + \frac{\alpha(H)^3 \cdot \gamma \cdot K_n}{6 P_d} \text{ (m)} \dots\dots\dots(2)$$

地表面上に等分布載荷重 q (t/m²) がある場合も、同じような考え方により解くことが出来る。

$$p_w' = \frac{2 P_d - HK_n(q + \alpha q + \alpha H \gamma)}{H(1-\alpha)} \text{ (t/m}^2\text{)} \dots\dots\dots(1)'$$

$$y' = \frac{1}{3} H(1-\alpha) + \frac{\alpha H^3 \cdot \gamma \cdot K_n}{6 P_d} + \frac{q K_n \cdot \alpha H^2}{P_d} \left(1 - \frac{1}{2} \alpha\right) \text{ (m)} \dots\dots\dots(2)'$$

フーチング底面を軸として働く回転モーメントは $M_o = P_d \cdot y$ (t/m \cdot m) として求める。

今回の実測土圧分布から条件 I の場合 $\alpha_1 = 0.43$ ($\alpha H = 2.2$ m, $H = 5.1$ m), 条件 II の場合 $\alpha_2 = 0.40$ ($\alpha H = 2.2$ m, $H = 5.55$ m) とし、 K_n に最も一般に使用されていると思われる $K_n = 0.50$ をとり、それぞれの条件に対する値、 $P_d = 7.89$ t/m (主動土圧公式条件 I) 10.97 t/m (主

働土圧公式条件 II) $\gamma = 1.81$ t/m, $q = 0.45 \times 2.05$ t/m² をとり、それぞれの式に代入し、 p_w , y , M_o を求めると表—4 が得られる。その結果によると、 α と K_n の選定によりかなりの適合性を有した、設計に必要な土圧作用点の位置、および回転モーメントを求めうらと思われる。今回は α と K_n は実測土圧分布から、だいたいの値を仮定したのであるが、これらの値は土質に応じ、あるいは施工条件などにより変わらと思われるので、今後それらの条件に対応した値について検討していきたいと考えている。

5 む す び

富士見橋々台脊面に作用する土圧の実測値にもとずき、クイ基礎をもつた橋台の脊面土圧に関して、主に主働土圧公式の適用性、橋台の変位の仕方と土圧分布の関係について検討を加え、最後に橋台の設計に際して、より信頼度の高い実用的な土圧計算法について検討した。しかし、この種のデータは、未だ極めて少ないため、ここで結論を下すことはできないが、この問題に関して一つの方向を見出すことができたものと考えている。今後は更にこの種の調査試験データをふやし検討をかさねていくつもりである。

最後に、この調査に当つて終始ご協力下さつた北海道開発局、稚内開発建設部の関係各位、とくに現場で監督にあたられた中宮技官に謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) G. P. Tschebotarioff : Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures

桃岩トンネル工事報告書

北海道開発局 大 泉 長四郎

1 ま え が き

現桃岩トンネルは大正14年に造られたもので礼文町香深～元地間を結ぶ山岳トンネルである。築造当時の水産物輸送は馬車、人肩であつたためトンネル断面も最小限であり巾員 3.3 m、高さ 2.9 m、延長 94 m の構造のため年々元地港における水産物資源の生産が上昇するに伴い、(現今年産 1 億 5 千万円) 輸送方法も馬車、人肩から小型自動車へと進展するに至り、現在道路の改良と、新トンネルを築造することにより経済効果を十分發揮するべく本工事を計画したのである。

現在のトンネルは東口より 20 m 間は表土と、泥岩層を貫通し風化激しい玄武岩質安山岩へと移行している。地質の悪いヶ所はコンクリート・ブロックにてライニングしているが、東口より 10 m ぐらいのところまで約 30 m³ ぐらいの崩落ヶ所がありその他でも毎年凍害による素掘りヶ所の肌落ちがある。

2 桃岩トンネル工事概要

A. 地質について

本トンネルの地質は第 3 系の泥岩、凝灰岩及びこれらを貫く玄武岩質安山岩で構成されており、その分布状態は附図 2、一般縦断面図に示す通りである。

泥岩はトンネル縦断方向にほぼ直角の走向で 70°～80° の急傾斜で西側に傾いている。一般にきわめて軟弱で崩かい

性、吸水膨張性であり、風化部では岩石の状態を示すものは少く、砂～泥状に崩かいしている。ただし玄武岩質安山岩との接触部では若干珪化作用をうけて硬質になっている。

元地側坑口付近のものは、本トンネル内で最も脆弱な泥岩で走向断層あるいは、地すべり粘土等を多数夾在しており工事進捗に著しく困難を来たした。

測点 2,530 m 付近には凝灰岩が分布しており、粗粒、軟弱な岩質であるが層理が明らかでなく亀裂、節理も少くしたがつて崩かい剝離等はきわめて少く泥岩に比してかなり良好である。

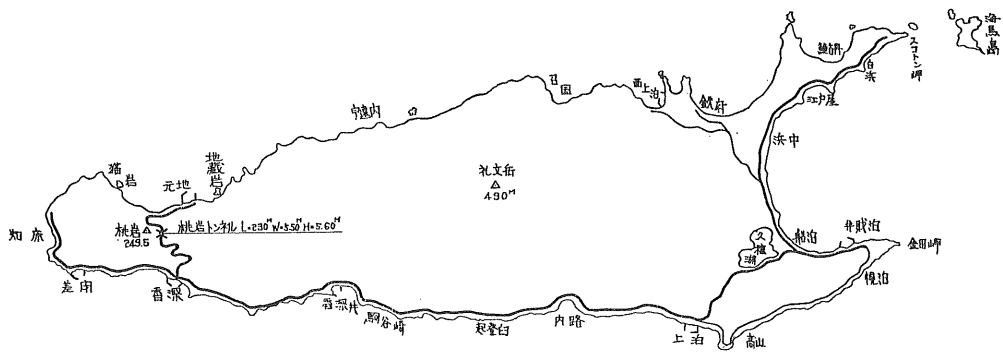
安山岩は香深側坑口から測点 2,480 m 間と測点 2,540 m～2,575 m 間に見られる。香深側入口付近では不規則な亀裂が多数発達しておりかつ風化も著しい。内部では風化されることもなくかつ亀裂も少なく良好である。しかし泥岩との接触部では軟弱になつており、この両者の境界も不規則で互いにインターロッキングしていたり、また安山岩の侵入時に泥岩をとりこんだりしているので導坑掘削では安山岩が見られても切払掘削では泥岩に変つたりしていた。

B. 工事施行について

本トンネルは延長 230 m、巾員 5.5 m、中心高 5.6 m の馬蹄形断面であり、縦断勾配は香深側より元地側に下る 1.3% の片勾配直線トンネルである。

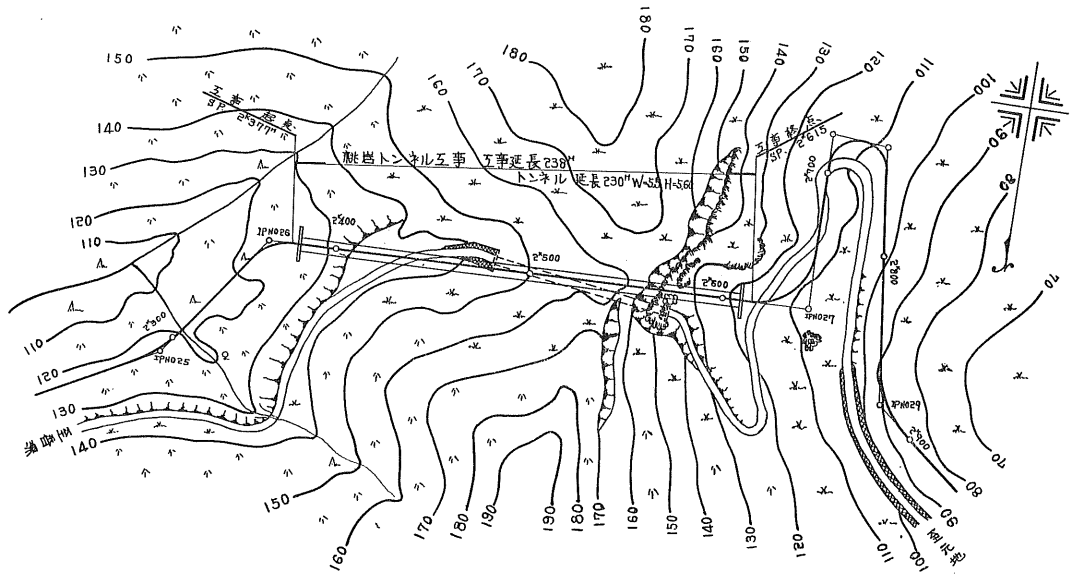
本工事は昭和39年度に着手し初年度は、導坑掘削 (A=

図一 1 礼文島見取図



稚内開発建設部

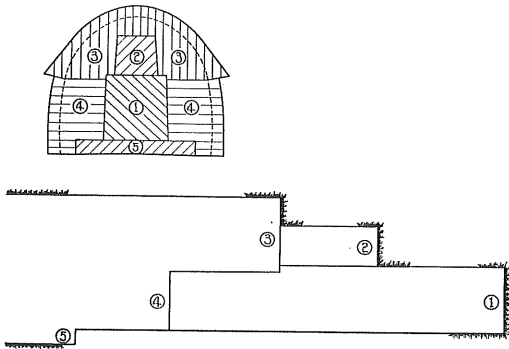
図一2 桃岩トンネル工事平面図 縮尺 1/2000



8.7 m²) 200 m, 切拡掘削 89 m, A型巻立 60 m を行い、昭和40年12月に本トンネルを完成したものである。

掘削方法は人力で行い底設導坑を先進させる中割方式による切拡掘削を行った。

図一3 中割式掘削工法
底設導坑 A=8.7 m²



導坑掘削中測点 2,560 m 付近において、爆破後突然、地下水の噴出に遭遇し約6時間継続した。この水は一部分に溜った地下水ではないと思われる。

切坑掘削において、泥岩部の掘削が非常に困難をきわめ測点 2,570 m 付近で深さ 3 m ぐらいの崩落があつたが、幸い人命に影響なかつた。特に困難をきわめたのは、測点 2,580 m～測点 2,600 m 間の掘削であつた。この区間はかぶりもうすいのでトンネル上部の土をとることによつて荷重をへらし掘削を容易ならしむることが出来るのであるが、現道交通確保と地理的条件がからみ現地形のまま元地

側坑口より切拡が行つた。掘削が 6 m～7 m 進んだ時に集中豪雨にあいトンネル上部の岩盤と表土との境より地じりを起し、(別図、一般縦断面図、参照) そのためH型鋼支保工はアメ状に変形した。そのご地じりは進行をつづけたため更に、H型鋼支保工を補強すると共に、後光梁支保工を 60 cm ピッチに組立てた。

掘削が 2 m～3 m 進行するごとに逆巻コンクリートを行つたが、当区間の土平コンクリート完成後も巻立駆体の沈下があり、1日 1 mm 程度の沈下が坑口において観測された。そのため当区間のインバートの必要性に鑑み測点 2,590 m～測点 2,610 m 間延長 20 m 厚 50 cm のインバートを打設した。

当区間完成までには実に4カ月の日時をついやしたのである。

巻立断面は土質に応じ下記のとおりとした。(別図、巻立断面図、一般縦断面図、参照)

- 測点 2,380 m～測点 2,400 m B型巻立
- 測点 2,400 m～測点 2,460 m A型巻立
- 測点 2,460 m～測点 2,520 m B型巻立
- 測点 2,520 m～測点 2,580 m A型巻立
- 測点 2,580 m～測点 2,590 m C型巻立
- 測点 2,590 m～測点 2,610 m D型巻立

上記のとおり巻立を行つたが測点 2,590 m～測点 2,610 m 間のインバート打設を完了する間に、測点 2,580 m 付近に断面クラックがはいりその巾は 10 mm に達しインバート完成と共に、クラックは完全に止つたのである。

切拡支保工材に NKK のH型鋼 (125×125) を使用した。H型鋼採用にあたり、木製支保工とV型鋼支保工等を

図-4 一般縦断面図

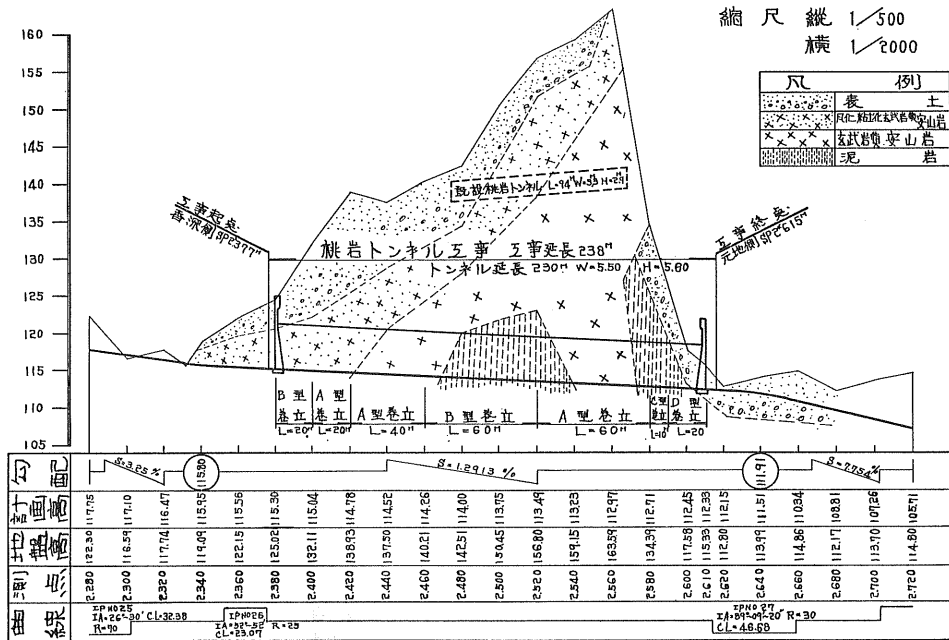


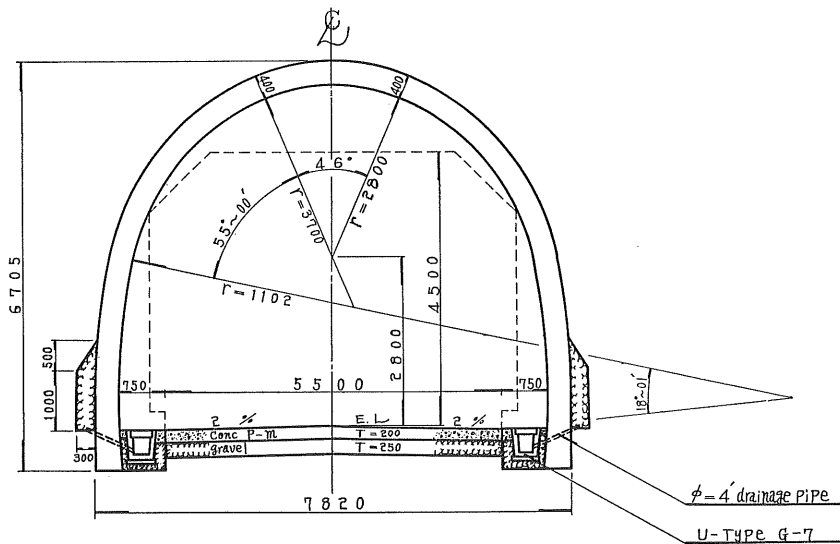
図-5 A-Type Section $S=1/60$

巻立個所 SP 2,400 m~SP 2,460 m $L=60$ m

SP 2,520 m~SP 2,580 m $L=60$ m

掘削断面積 $A=43.3$ m²

巻立断面積 $A=6.8$ m²



航空自衛隊八戸基地エプロン新設地区 軟弱地盤処理について

(サンド・ドレーン工法)

防衛施設庁 片倉行男

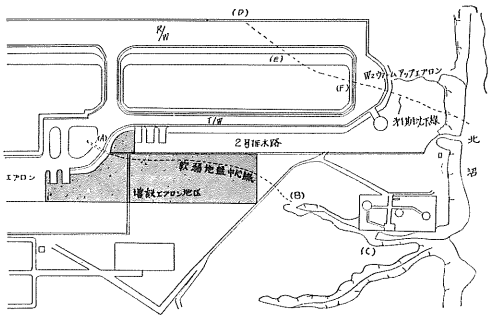
昭和38年航空自衛隊八戸基地の新設にあたって、エプロン地区軟弱地盤処理にサンド・ドレーン工法を採用したのであるが、諸元を考慮に入れてのプレローディングによるサンド・ドレーン工法の設計手法、を具体的に詳述したものである。

§ 1. ま え が き

(1) W₂ ウォームアップエプロン沈下

(図-1)は八戸飛行場新設(増設)エプロン地区一般平面図である。昭和32年6月海上自衛隊八戸飛行場新設後間もなくW₂ ウォームアップエプロン地区に(F)-(G)線に沿って陥没が発生し、年々成長して最大沈下カ所約5cmにおよんでおり、二次圧密の影響もあるらしく、未だ沈下進行中であり、R.W地区にも(D)-(E)線に沿って沈下が見られる。原因は(D)-(E)-(F)-(G)線に沿う旧地山上の埋土の二次荷重による圧密沈下と考えられる。

図-1 増設エプロン地区一般平面図



(2) 増設エプロン地区に対する沈下の推定

(図-1)において昭和38年度八戸航空自衛隊増設により、既設エプロンに隣接してF86F用のエプロンを増設する(延長450m、巾105m、厚さ15cmコンクリート舗装)こととなったが、既設誘導路の(A)点付近の舗装コンクリートに大きな陥没が見られ(A)点より谷間(B)へ通ずる点線に沿って凹地に有機質火山灰が堆積したと考えられる帯状の軟弱地盤帯がある。エプロンはこの軟弱地盤帯上に新設を予定され、従来の工法をそのまま採用して施工すれば

W₂ ウォームアップエプロン地区や既設舗装(A)のように帯状の陥没を生ずる可能性がある。したがって軟弱地帯中心線に沿って何らかの地盤改良工法を実施する必要がある。また当基地における航空自衛隊新展開によるフライト(飛行)開始は昭和38年10月上旬の予定であるので工事工程の面においてもこの軟弱地盤を早期に処理する必要がある。軟弱地盤対策を考える手段として

- (a) 軟弱地盤地帯の範囲と深さについての調査。
- (b) 軟弱地盤の土質特性についての試験。
- (c) 対策工法の選定と設計および施工上の検討。

が考えられるが、これらのことに関して順を追って、その検討経過を述べることにする。

(3) 工事概要

本文の調査、検討、設計の結果、決定した工事内容の概要を参考のために先きに記載する。

工事名称 八戸基地エプロン新設その他工事

工 期 自昭和38年4月

至昭和38年12月

工事金額 原契約額

エプロン新設工事費	1式	91,720,000円
直接仮設工事費	1式	3,871,000円
共通仮設工事費	1式	728,695円
計		96,319,695円
経 費	1式	15,162,624円
合 計		111,482,319円

主要工事金額

エプロン舗装工事	1式	72,209,000円
エプロン地盤改良工事	1式	19,520,000円
計		91,720,000円

エプロン地盤改良工事

サンドパイル	2,440本 × 1,645円/本	=4,013,800円 (φ 35 cm × 長 7 m)
載荷重敷均し	38,930 m ³ × 106円/m ³	=4,126,580円
試 験 費	1式	487,000円
輸 送 費	1式	15,400円
載 荷 砂	19,390 m ³ × 461円/m ³	=8,938,790円

仮 設 費 1 式 1,948,100円
 計 19,529,670円
 ≒19,520,000円

エプロン舗装

コンクリート舗補 7,199 m³ (延長 450 m,
 巾員 105 m, 厚さ 15 cm)

§ 2. 地 盤 調 査

(1) 調査の内容

軟弱地盤の範囲を知るために下記の調査手段を実施した

- (a) コーン支持力 (q_c) 測定。
- (b) スウェーデン式サウンディング。
- (c) 布掘り。
- (d) 壺掘りおよび験料採取。

以上の測定観測地点は (図-2) に示した通りである。

(a) q_c 測定結果

携帯用コンペネトロメーター (先端コーン面積 6.4 cm²) を使用して、計79本実施した。深さ 20 cm ごとの貫入抵抗をよみ取り、 q_c 値を求めた。布掘り箇所では掘削底面から容易に貫入可能であつたがそれ以外の場所 (Sta 220, 330, 420) では原地盤表面が凍つているため貫入不可能であつたのでオーガーで数 10 cm 掘つてから貫入を行なつた。コーン貫入不可能の深度で測定をやめた。測定結果は (付図-1) に示した通りである。

(b) スウェーデン式サウンディング

計17点を実施した。 q_c 値との関係を工るために8点は

コンペネトロメーター実施地点と同一地点に行なつた。コンペネ貫入不可能深度より以上に貫入する場合が多かつた。測定結果は (付図-2) に示した通りである。

(c) 布 掘 り

Sta 140, 280, 380, 460 の4列について巾約 80 cm, 深さ 80 cm~1.50 m, 延長約 610 m の布掘りを行なつた。原地盤以下黒ぼく、褐色ローム、淡黄色粘土、の順に変化するが多いが、軟弱地帯と目される部分は黒ぼくの層が厚く、1.50 m 程度の掘削では黒ぼくの下端を確認することができなかつた。また黒ぼくのみが軟弱土質であるとは限らないので、軟弱土質の深さの判断はサウンディングによる方が有効のようであつた。

(d) 壺掘り試料採取

Sta 460-7 において直径約 1.80 m, 深さ 6.00 m の壺掘りを行なつた。この地点では (表-1) に示すように深度別の試料採取を行なつた。

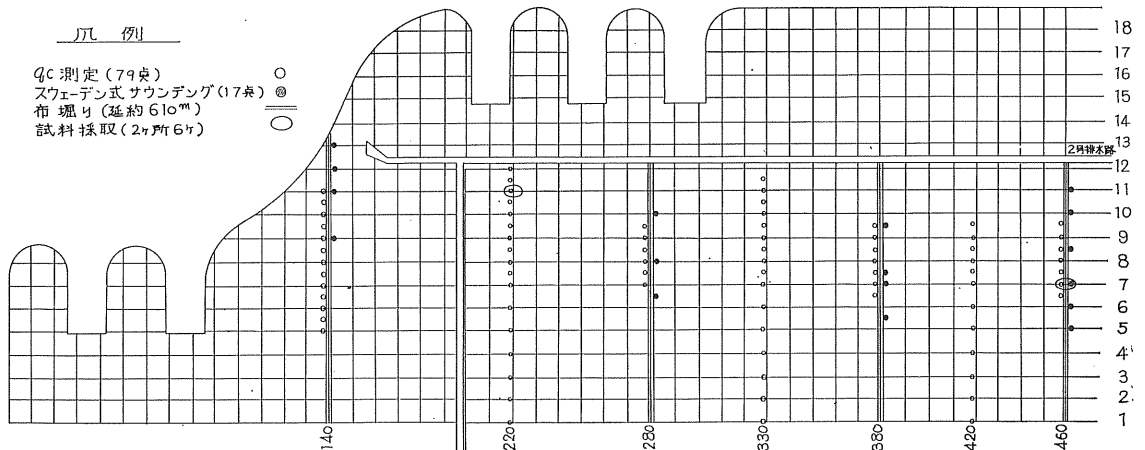
(2) 軟弱地盤の範囲

(a) 軟弱地盤範囲横断図 (付図-3)

貫入抵抗値の低い土質をもつて軟弱土質と解することとし (付図-1, 2) に示したサウンディングの結果から (付図-3) のような軟弱地盤範囲横断図を作成した。 (付図-3) の各打点は次のことに準拠して求めたものである。

- (i) q_c 値 < 10 kg/cm² の範囲の限界点 (●印)
- (ii) スウェーデンロッド貫入可能限界点 (●印)
- スウェーデンロッド回転数/m < 20 の範囲の限界点 (○印)

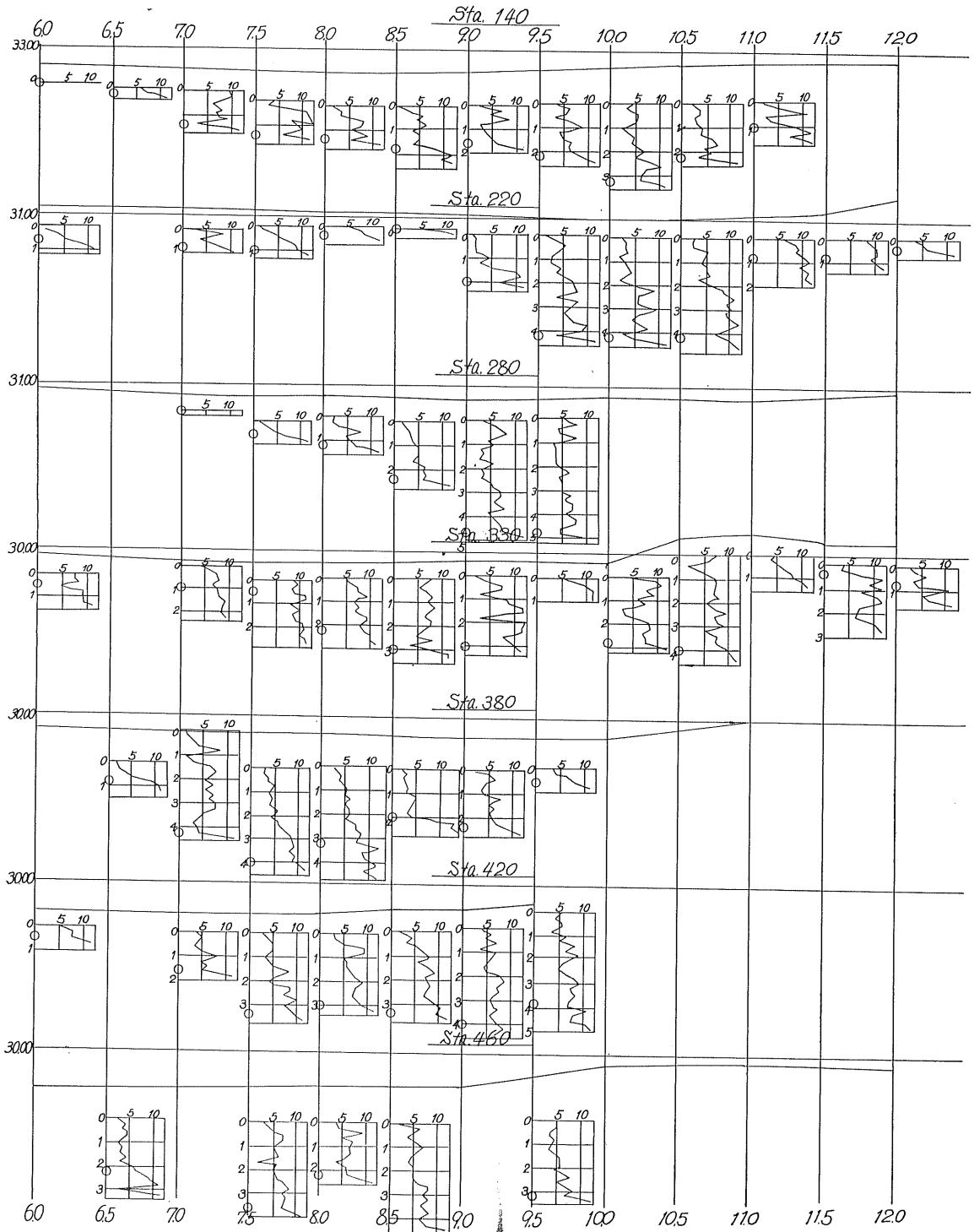
図-2 軟弱地盤調査地点平面図 1:1000



不 攪 乱 土 質 料

試 料	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6
位 置	460-7	460-7	220-11	460-7	460-7	460-7
深 度	20 m	20 m	1.5 m	3.5 m	4.5 m	6.0 m

付圖一 q_c 值測定結果



付図—2 スウェーデン式サウンディング試験結果

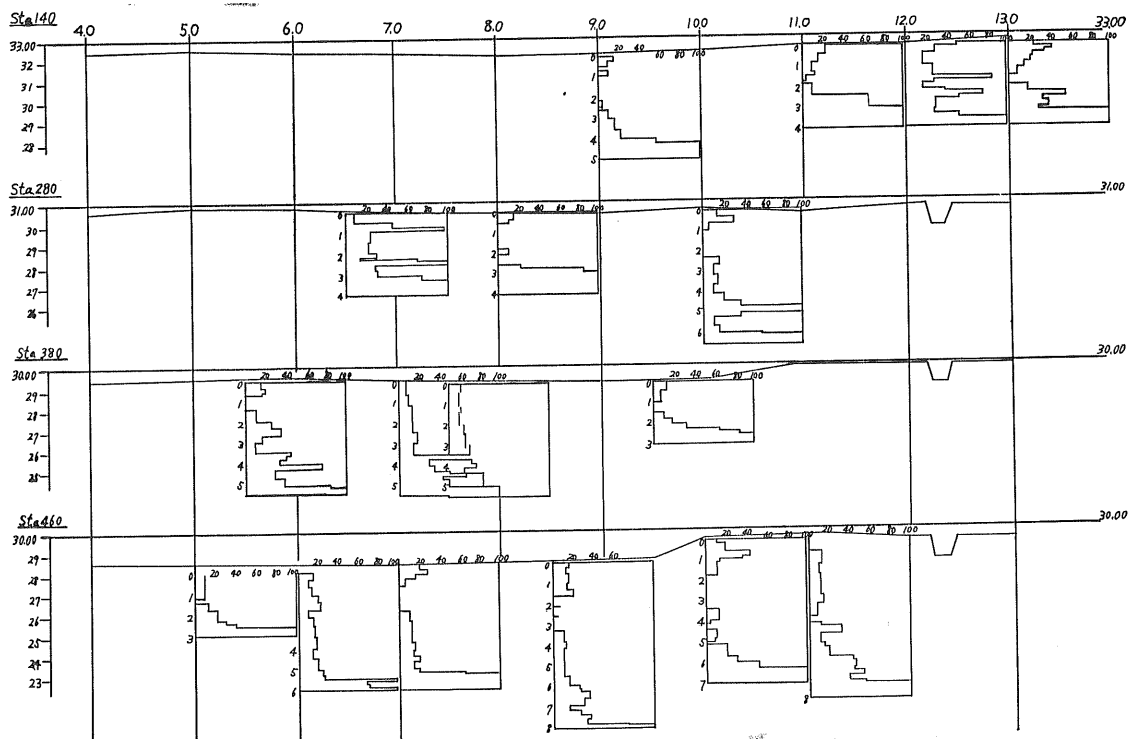


表 — 1

	1	2	3	4	5	6
地 点	Sta 460-7.0	Sta 460-7.0	Sta 220-11	Sta 460-7.0	Sta 460-7.0	Sta 460-7.0
深 度	-2.00	-2.00	-1.50	-3.50	-4.50	-6.00
土 質	黒ぼく	黒ぼく	褐色シルト	黒ぼく	黒ぼく	黒ぼく

q_c と q_u , C との関係は各氏によつて次式のようなものがあげられている。 $q_c=10.75 C$, $q_c=15 C$ (関東ローム), $q_c=30 C$ (軟粘土), $q_c=5 q_u$ 今 $q_c=15 C$ をとるとすれば上記(イ)の範囲は $C<0.7 \text{ kg/cm}^2$ である。

またスウェーデンロッド半回転数/m= NSW と N 値との関係を $N=3+0.05 NSW$, $N=1/9 NSW$ などから求めると上記(ロ)の限界は $N<4.5\sim 5$ 程度である。また(付図—1)(付図—2)の結果から、大体 $q_c=1/1.3 N$ なる関係が得られた。以上のような結果より、軟弱土質の堆積する谷間の範囲を推定すると(付図—3)実線に示したようになった。

(b) 軟弱地盤範囲平面図(付図—4)

(付図—3)の結果より地表面からの深さを等高線として求めた平面図が(付図—4)である。これによれば、

(イ) 深さ 4 m 以上の軟弱帯の中は下流側ほど広くなり、

上流側で約 10 m, 下流側で約 30 m もある。約 5,400 m^2 である。

(ロ) 第1次調査(昭和37年8月~37年10月)における深さ 2 m までのオーガーボーリング土性図から判断した谷間の中心線と多少のずれがあり、今回の測定結果ではそれより Runway 側となっている。(第2次調査—昭和38年1月~38年2月)

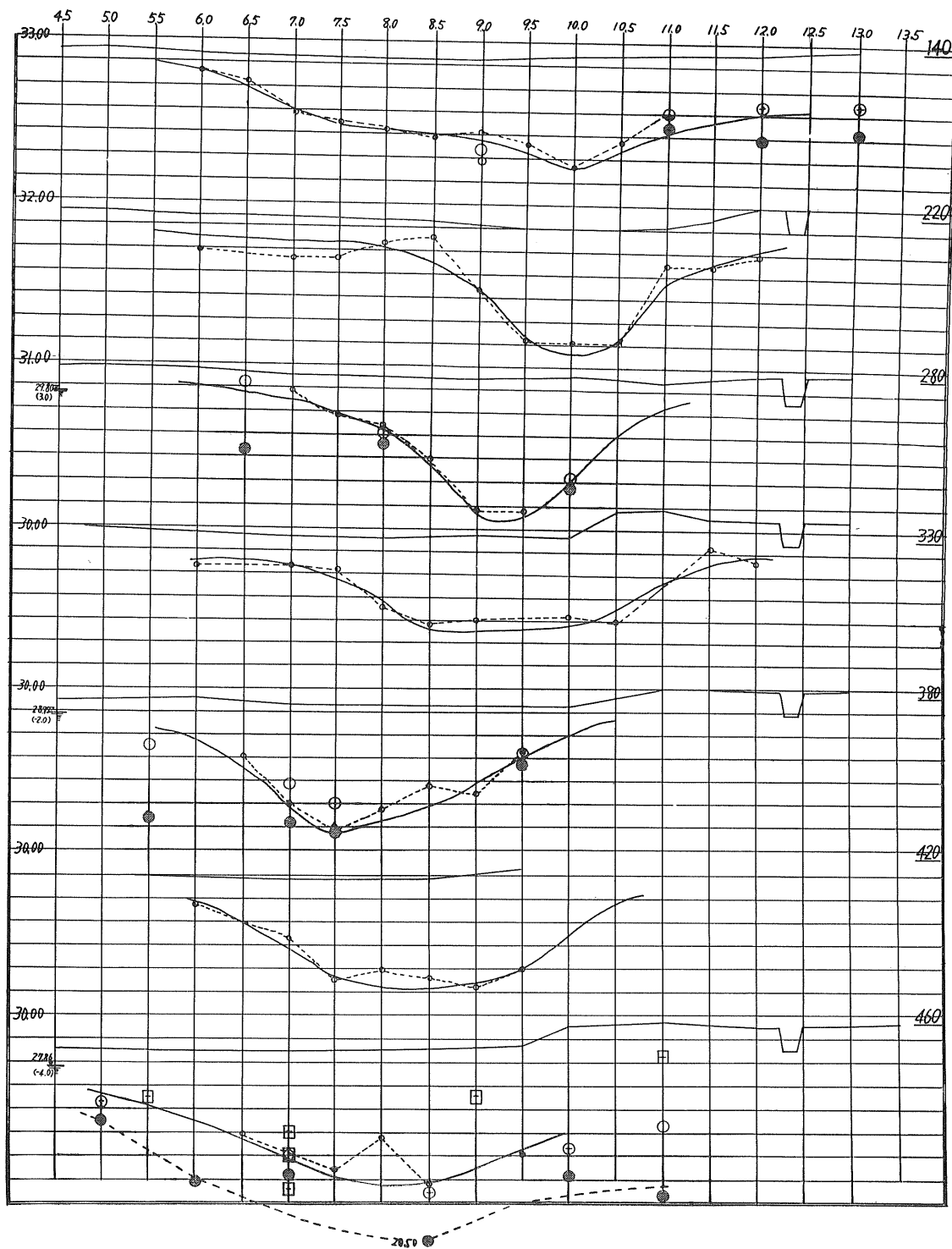
(ハ) 軟弱土質が最も深く存在する区域では地表面から 6 m 以上もあり、谷間底端は縦断的に凹凸があり、必ずしも単調な勾配をなしてはいない。(図—3)にその状況を示した。

(3) 軟弱地盤の土質

軟弱地盤区域中央付近の土質柱状図を(図—4)に示す(第1図調査ボーリング No. 6-11-27)。深度約 -7 m までには有機物混り黒ぼくで N 値は極めて低い。壺掘り調査

付図-3 軟弱地盤範囲横断図

○ 甲 スエーデンサウンディング地点 ○ コーンパネ地点
 — 谷間推定線 ㊦ 試料採取地点



付図-4 軟弱地盤範囲平面図

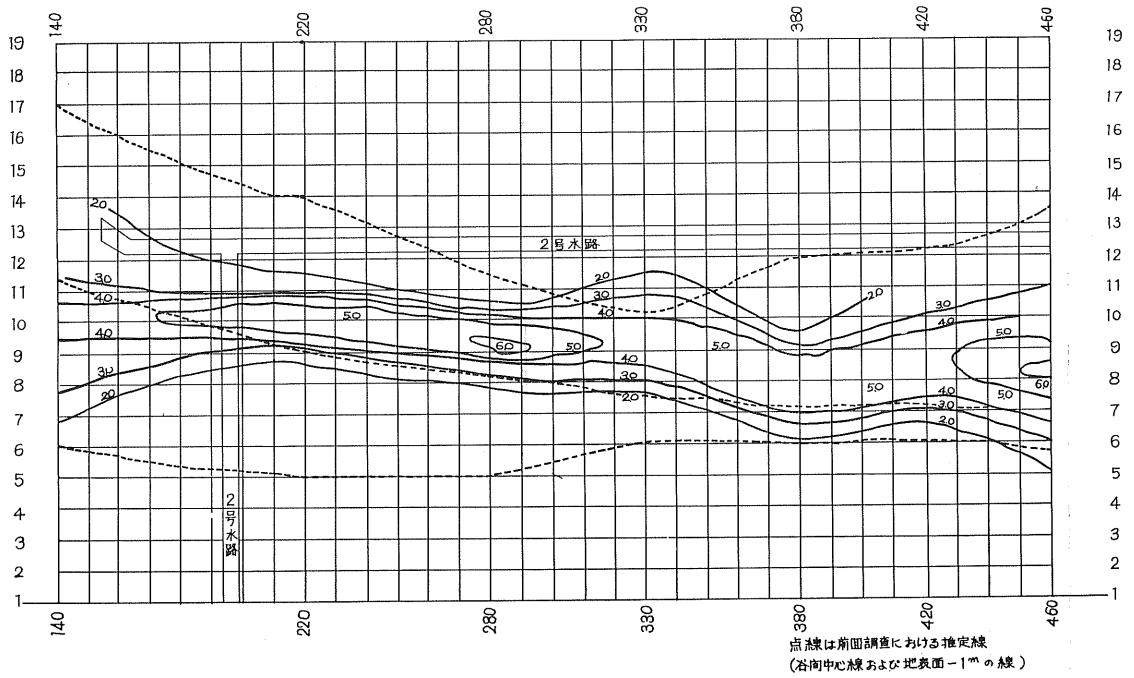


図-3 軟弱地盤縦図

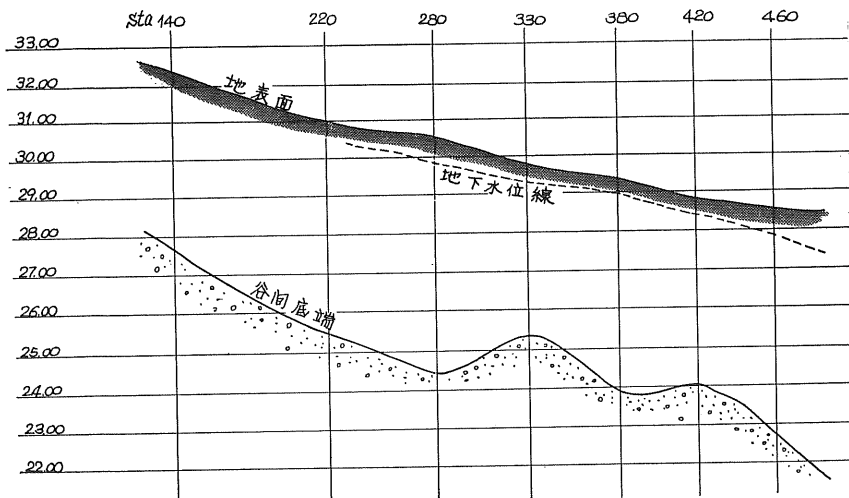


図-4 土の試料整理表

土の試料整理表					II	報告用紙			
調査名 _____ ホーリング地名 _____ 調査期間 _____年 _____月 _____日間 担当者 _____ ホーリング方法 _____					ホーリング地点略図 柱状図：才1次調査 No.6-11-27 八戸基地測量調査工事土質柱状図 12頁参照 試料採取：才2次調査壹堀り地矣 試験結果は(表-2)参照				
採取深さ	スケール	柱状図	土性	硬軟	N 値	試料番号 (深度)	パーミット番号	ページ	
	1		有機質ローム (黒)	軟	4				
	2		ローム(黒褐)	軟		No.1 (-200)			
	3		有機質ローム (腐蝕質) (黒)			No.2 (-200)			
	4			軟	5	No.4 (-3.50)			
	5					No.5 (-4.50)			
	6					No.6 (-6.00)			
	7								
	8		細砂 (暗褐色)	締り	16				
	9		砂レキ (暗灰色)						
	10		砂質ローム (緑青色)		24				
	11			硬					
	12								
	13				29				
	14		砂質ローム (暗灰色)	硬					
	15		埋石質粗砂 (緑灰色)	備密考:					
	16		砂質ローム (暗灰色)	硬	28				
	17		細砂 (暗灰色)						
	18			密					

表-2 土質試験結果

試料		No.	1	2	4	5	6
深 度		m					
観 察			黒ぼく (黒色ローム)	黒ぼく (黒色ローム)	黒ぼく (黒色ローム)	黒ぼく (黒良ローム)	黒靄く (黒色ローム)
自然含水比	%		81.53	101.15	87.37	86.20	98.38
土粒子の比重	G_s		2.49	2.425	2.37	2.37	2.26
単位体積重量	γ_t g/cm ³		1.327	1.312	1.326	1.314	1.355
乾燥密度	γ_d g/cm ³		0.731	0.557	0.707	0.705	0.683
間 隙 比	e		2.406	2.732	2.352	2.872	2.308
飽 和 度	S_r %		84.38	89.78	88.04	81.93	96.33
粒 度 試 験	礫 分	%	0	0	0	0	0
	砂 分	%	58	62	59	50	56
	シルト分	%	32	32	35	34	40
	粘土分	%	10	6	6	2	4
	60%粘径	D_{60} mm	0.095	0.21	0.15	0.11	0.14
	10%粘径	D_{10} mm	0.065	0.01	0.0095	0.011	0.011
	均等係数	U	14.6	21.0	15.8	10.0	12.7
	三角座標分類		砂質ローム	砂質ローム	砂質ローム	砂質ローム	砂質ローム
剪 断 試 験	直接剪断 { 粘着力	C kg/cm ²	0.20	0.28	0.12	0.23	0.06
	内部摩擦角	ϕ°	24°	18°	29°	26°	30°
	一軸圧縮 { 圧縮強度	qu kg/cm ²	0.18	0.11	0.18	0.18	0.49
		繰返した土の圧縮強度	qu kg/cm ²	0.09	0.05	0.075	0.08
	三軸圧縮 { 鋭敏比	S_t	2.0	2.2	2.4	2.3	2.9
		粘着力	C kg/cm ²	0.09	0.03	0.01	0.1
内部摩擦角	ϕ°	8°	7°	7°30'	9°	5°	
圧 密 試 験	先行圧密荷重	kg/cm ²	5.50	3.20	0.42	0.45	1.10
	圧縮指数	C_c	1.25	1.04	0.50	0.76	0.97
	圧密係数		1.25×10^{-3}	4.5×10^{-3}	5.35×10^{-3}	7.96×10^{-3}	7.90×10^{-3}
	透水係数	K cm/sec	4.08×10^{-3}	1.20×10^{-3}	3.75×10^{-3}	0.37×10^{-3}	1.00×10^{-3}

地点で採取した試料(表-1)について行なつた土質試験結果を一覧表にまとめると(表-2)が得られた。

(4) 調査工事の発注時期

エプロン新設区域に関する地盤調査工事は次のように2期にわたつて行なわれた。

(a) 八戸基地測量調査その他工事(工期37年8月~37年10月)

(b) 八戸基地エプロン地区調査その他工事(工期38年1月~38年2月)

(a)は第1次調査であり、この結果を参考として軟弱地盤区域のなおい層の実状把握の正確性を高めるために調査(b)を行なつたものである。

§ 3. 地盤改良の計画

(1) 地盤改良工法の選択

地盤改良工法として次の4つが考えられる。

- (a) 置換え工法。
- (b) 排水管布設工法。
- (c) サンドパイル工法(サンド・ドレーン工法)。
- (d) サンドコンパクションパイル工法。

以下これらに関して概略の得失を考えてみる。

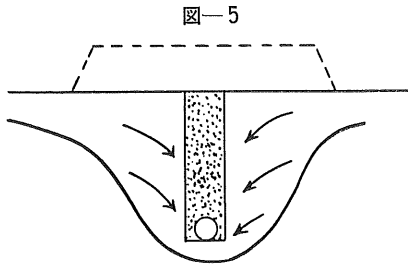
(a) 置換え工法

(付図-3)(付図-4)から求めた軟弱土質の土量は概算 53,0.0 m³ である。これだけの土量を海砂と置換えることは常識的に不可能なので置換工法をとるとしたら部分置換え工法をとらざるを得ない。今スエーデンング結果において荷重 100 kg で自沈する程度の軟弱地盤部分を置換えるものとしても(付図-2参照)、その土量はほぼ20,000 m³ にもなる。さらに置換え工法では置換砂厚があまり大になると、その締固めにもバイプロ・フローテーションそ

他の工法が必要となる。以上のように軟弱地盤範囲が広いだけに土量はぼう大となり、一方部分置換えでは効果の万全を期しがたく置換え工法が特策とは考えられない。

(b) 排水管布設工法

(図一5)のように深さ5~6mの布掘りを谷間縦断方



向に行かない、排水管を布設し、砂で埋戻す工法が考えられる。(図一1)(A)~(C)点間を施工するとして掘削土量は約5,000 m³程度と思われる。地盤調査結果によれば地下水は多少の過剰間隙水圧を有しているようであり、この工法による地下水位低下の効果は大きいであろうと思われる。しかし両側地盤からの透水距離が長いので舗装施工までの短期間にどの程度の排水が可能であるかが疑問である。また地盤調査結果によれば、谷間底部の縦断勾配は比較的ゆるく凹凸もあり、排水管勾配をさして大きくとれないこと、排水管より下の部の水が未処理で残ることなどの問題がある。

(c) サンドパイル工法(サンド・ドレイン工法)

圧密沈下の促進、谷間の帯流水の除去などの目的でサンドパイル工法を採用することは最も有効と思われる。今回の場合プレロードの施工がさして不経済でないことがサンドパイル工法の採用が有望な一つの理由となり得る。すなわち舗装の面から考えたエプロン全域にわたるセレクト材(厚さ30cm切込砂利)、遮断層および路床置換用砂(厚さ50cm)がプレロードに流用できるからである。サンドパイルは深部砂層まで貫入すれば帯流水除去の面でも(b)の場合以上の効果があると思われるので、排水良好の砂層ま

での打込みが良策と考えられる。(付図一4)から軟弱地盤深さ3m以上の区域の面積を求めると、約9,990 m²となる。この範囲程度の改良が必要と思われる。サンドパイル工法については § 4. であらためて検討する。

(d) サンドコンパクション工法

サンドコンパクションパイル工法は、ゆるい軟弱土質の密度を高め、パイル自体の支持力が加わって、施工後直ちに沈下防止効果を発揮し、間隙水排除の効果もあるのでサンドパイルよりも工法的には有効と思われるが、m当りの施工費が4~5倍で非常に高く、プレロードの容易に得られる今回の場合は本工法によらずともサンドパイルで十分目的を果し得ると思われるので、検討を省略して良いと思われる。

(2) 地盤改良工事の工期

上記のごとき数種の工法について、その効果、経済性などを比較検討した、サンドパイル工法を採用することに決定した。その場合の工事工程面の検討結果を略述する。新設エプロン使用によるフライト開始時期を38年10月1日として逆に工程を計画する。

(a) コンクリート工事

総打設量 7,199 m³, キキサ一 日打設能力(注1) 21 切×2台-7時間稼働, 83 m³×2=166 m³, 所要打設日数(注2) 16日(6月)+16日(7月)+17日(8月)=49日, 養生日数約1カ月(9月)

上記の結果より49-43=6(日)を準備期間にあてるとコンクリートは6月始めより打設開始する必要がある。

(注1) 防衛庁建設本部発行飛行場土木工事積算要領解説 第3部 P. 8 参照。

(注2) 八戸測候所統計19年平均降雨日数表参照。

(b) サンドパイル工事

総打設量(注3) 2,440本, 1日打設量40本(クイ打機2台, 7時間稼働), 所要打設日数2,440÷40=61(日), 1カ月可能稼働日数25日/月(他の実績例より)

上記の結果より4月始めより打設開始して6月中旬終了の予定となる。(注3) § 4. サンドパイルの設計参照。

表一3 エプロン工事工程表

工 種	数 量	3 月	4 月	5 月	6 月	7 月	8 月	9 月
		10 20	10 20	10 20	10 20	10 20	10 20	10 20
表 土 除 去		—						
切 盛 土		—	—					
置 換 砂				—				
基 層 工				—	—	—		
サンドブラケット工			—					
サンドパイル工			—	—	—			
載 荷 重 工			—	—	—	—		
コンクリート工				—	—	—	—	—

(c) 工程表

以上の工事内容によつて、エプロン地区の工程表は(表-3)のようになる。改良地区範囲外では、サンドパイル工事と無縁に一部コンクリート舗設が可能であり、一方、サンドイル打設に重複して載荷重工事を進めることができるので、上記工程で十分所要の圧密期間をとることができる。

§ 4. サンド・ドレーン工の設計

(1) サンド・ドレーン工の説明

サンドパイル平面型式は(図-6)のとおり、正三角形の配列とする。一般にサンド・ドレーンの径 d_w は、普通 30 cm~50 cm であるが、余り小さいと砂柱が切れ易いので 35 cm を採用した。(図-7)において、サンドパイルには垂直方向の H 方向 (C_v) と水平方向の d_e 方向 (C_{vh}) の排水影響が考えられるが、一般堆積層の傾向として水平方向の排水が最も有効に働くと考えられるので安全を見て水平方向排水のみを考えた場合について砂杭の間隔を算出することとする。

(2) サンドパイル間隔の決定

d_w = 砂柱径 = 35 cm, d = 砂杭間隔, d_e = サンド・ドレーン有効円の有効径 = 1.05 d

図-6 平面図

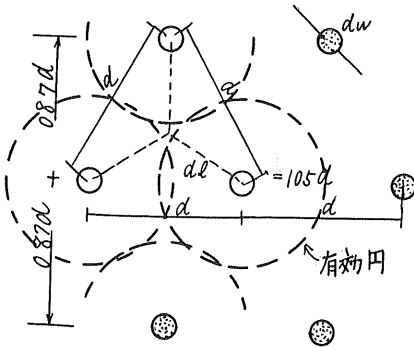


図-7 側面図

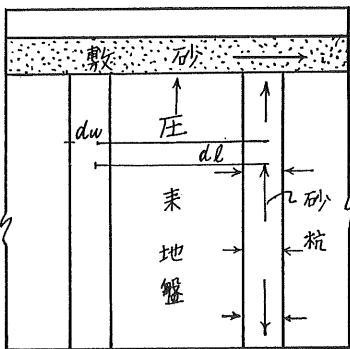
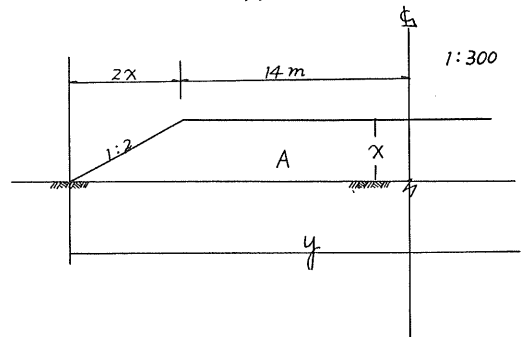


図-8



一般粘性土の Terzaghi の圧密理論より

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2} \text{ を水平方向に用いて } T_h = \frac{C_{vh} \cdot t}{d_e^2}$$

$$\text{より } d_e^2 = \frac{C_{vh} \cdot t}{T}$$

ここにおいて

$$C_{vh} = \text{水平方向の圧密係数} = 1 \times 10^2 \text{ cm}^2/\text{sec} \text{ (§ 表)}$$

$$T_h = \text{時間係数} = T_{90} = 90\% \text{ の圧密時間係数} = 0.36$$

$$t = \text{圧密時間} = t_{90} = 90\% \text{ の圧密時間} = 17 \text{ 日} = 1,468,800 \text{ 秒}$$

ただし、 t は八戸基地エプロン新設工事工程表において 17 日で圧密終了せねばならない。 $d_e^2 = \frac{C_{vh} \cdot t_{90}}{T_{90}}$

$$d_e^2 = \frac{10^{-2} \times 1,468,800}{0.36} = 40,700 \text{ cm}^2 \therefore d_e = 202 \text{ cm}$$

$$d_e = 1.05 d \text{ より } d = \frac{d_e}{1.05} = \frac{202}{1.05} \approx 193 \approx 200 \text{ cm}$$

故に砂杭間隔は 2.00 m と決定した。

§ 5. プレロードおよび地中応力

(1) 基層材をプレロードに転用した場合の換算高

エプロン地区全基層材数量—敷砂 29,610 m³, セレクト材 17,469 m³, 計 47,079 m³ をプレロードとして流用することに考えて(図-8)より $V = A \times L \dots (1)$

$$A = (28 + y) \times 1/2 \times x \dots (2) \quad y = 4x + 28 \dots (3)$$

の連立方程式を解いて、(3)を(2)に代入して

$$\begin{aligned} A &= (28 + 4x + 28) \times 1/2 \times x \\ &= (4x + 56) \times 1/2 \times x \\ &= 2x^2 + 28x \end{aligned}$$

今 $V = 47,079 \text{ m}^3$, $L = 350 \text{ m}$ として(1)に代入すると

$$47,079 = (2x^2 + 28x) \times 350 \text{ より}$$

$$700x^2 + 9,800x - 47,079 = 0$$

$$x^2 + 14x - 67.3 = 0 \text{ を解いて}$$

$$\therefore x = -17.78 \text{ or } 3.78 \quad x > 0 \text{ より}$$

$$x = 3.78 \text{ すなわち } 3.50 \text{ m と決定する。}$$

(2) 載荷前の地中応力 (p) (図-9) 参照

(表-4) ただし土の単位容積重量 (γ_t) = 1,450 kg/cm³ = 1.45 t/m³

図-9 機準軟弱横断面
(プレロード高 3.5 m の場合)

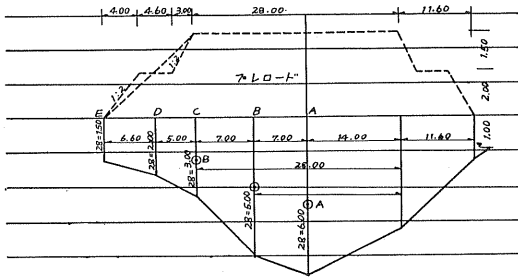
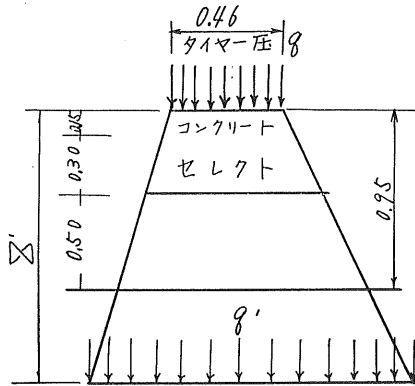


表-4 左半分荷重による分

地点	a	b	z	a/z	b/z	I
A	9.60	14.0	3.00	3.20	4.67	0.50
B	9.60	7.0	2.50	3.84	2.80	0.49
C	9.60	0	1.50	6.40	0	0.45
D	0	0	1.00	0	0	0
E	0	0	0.75	0	0	0

摘要 I は久野悟郎著軟弱地盤工法 P. 67 より Ostrbey の図表より求める。

図-10 Δp_2 分布図



地下水位以下における土の単位容積重量 (γ_t) = 1.45 - 1.00 = 0.45 t/m³

(3) 舗装後の地中応力 ($p + \Delta p_2$)

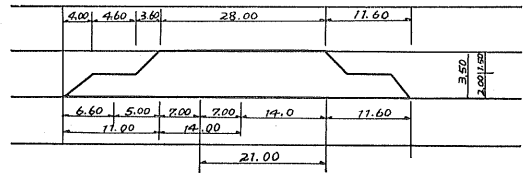
(a) 舗装荷重 (図-10) 参照

表-6 舗装後の地中応力 ($p + \Delta p_2$)

地点	載荷前の 地中応力 p	Δp_2		$p + \Delta p_2$ (t/m ²)
		舗装荷重	表-2 輪荷重	
A	2.35	1.84	0.95	5.14
B	2.13	1.84	1.21	5.18
C	1.68	1.84	2.16	5.68
D	1.45	1.84	3.20	6.49
E	1.09	1.84	3.89	6.82

摘要 p は表-1, 輪荷重は表-2

図-11



コンクリート 0.15 m × 2.4 t/m³ = 0.36 t/m²

セレクト 0.30 m × 2.1 t/m³ = 0.63 t/m²

砂 0.50 m × 1.7 t/m³ = 0.85 t/m²

計 1.84 t/m²

(b) 輪荷重

$p_2 V_7$ の接地面積 = 2,100 cm², タイヤ荷重 = 18,150 kg であるから, 接地圧 = $q = 18,150 \text{ kg} \div 2,100 \text{ cm}^2 = 8.64 \text{ kg/cm}^2 = 86.4 \text{ t/m}^2$

この荷重の地中での減少率を「5分勾配法」によって求めた, 各地点の分布荷重 q' は次式であらわされる。

$$q' = q \times \left(\frac{46}{46+z} \right)^2 \quad z: \text{舗装面からの深さ}$$

$$q': \text{各点の地中応力}$$

輪荷重 (表-5)

(c) 舗装後の地中応力 ($p + \Delta p_2$) (表-6)

(4) 載荷後の地中応力 ($p + \Delta p_1$)

(a) プレロード高 3.50 m の場合 (図-11)

砂の単位容積重量 = 1.47 t/m³, $q = 1.47 \text{ t/m}^3 \times 3.5 \text{ m} = 5.14 \text{ t/m}^2$, 影響係数 $I = I_1$ (左半分荷重) + I_2 (右半分荷重) の算出。左半分荷重による分 (表-7)

右半分 " (表-8)

プレロード高 3.50 m の地中応力 ($p + \Delta p_1$) (表-9)

表-5 輪荷重

地点	z	$\frac{z'}{z + \text{舗厚}}$	0.46 + z'	0.46/0.46 + z'	$(0.46/0.46 + z')^2$	$q' - q \times (0.46/0.46 + z')^2$
A	3.00	3.95	4.41	0.104	0.011	0.95
B	2.50	3.45	3.91	0.118	0.014	1.21
C	1.50	2.45	2.91	0.158	0.025	2.16
D	1.00	1.95	2.41	0.192	0.037	3.20
E	0.75	1.70	2.16	0.213	0.045	3.89

表-7 左半分荷重による分

地点	a_1	b_1	z	a_1/z	b_1/z	I_1
A	11.60	14.0	3.00	3.87	4.67	0.50
B	11.60	7.0	2.50	4.64	2.80	0.49
C	11.60	0	1.50	7.73	0	0.45
D	0	0	1.00	0	0	0
E	0	0	0.75	0	0	0

表-8 右半分荷重による分

地点	a_2	b_2	z	a_2/z	b_2/z	I_2
A	11.60	14.0	3.00	3.87	4.67	0.50
B	11.60	21.0	2.50	4.64	8.40	0.50
C	11.60	28.0	1.50	7.73	18.70	0.50
D	11.60	33.00	1.00	11.60	33.00	0.50
E	$\frac{11.60}{0.75} = 15.5$ $\frac{3.96}{0.75} = 5.28$ $I_1 = 0.50$ $\frac{11.60}{0.75} = 15.5$ $\frac{0}{0.75} = 0$ $I_2 = 0.47$					

表 - 9

プレロード高 3.50m の地中応力

故に $p+4p_1$

地点	表-7	表-8	$I=I_1+I_2$	q	$qI=4p_1$	地点	表-4	表-9	p_1+4p_1
	I_1	I_2					p	$4p_1$	
A	0.50	0.50	1.00	14.7 t/m ³ × 3.5m 5.14	5.14	A	2.35	5.14	7.49
B	0.49	0.50	0.99	"	5.08	B	2.13	5.08	7.21
C	0.45	0.50	0.95	"	4.88	C	1.68	4.88	6.56
D	0	0.50	0.50	"	2.57	D	1.45	2.57	4.02
E	0	$I_1 \cdot I_2$ 0.03	0.03	"	0.15	E	1.09	0.15	1.24

表-10 地下水位より上の部分 (No. 1, No. 2 e -log p 曲線)

地点	p kg/cm ²	e_0		$p+4p_1$ kg/cm ²	e_1		e_0-e_1	$\frac{e_0-e_1}{1-e_0}$	H cm	沈下量 S_A cm
		表 値	平均値		表 値	平均値				
A	0.235	2.43 2.52	2.47	0.749	2.38 2.42	2.40	0.07	0.020	100	2.0
B	0.213	2.43 2.53	2.48	0.721	2.38 2.42	2.40	0.08	0.023	100	2.3
C	0.168	2.44 2.54	2.49	0.656	2.385 2.435	2.41	0.08	0.023	100	2.3
D	0.145	2.45 2.55	2.50	0.402	2.405 2.480	2.44	0.06	0.017	100	1.7
E	0.109	2.46 2.56	2.51	0.124	2.457 2.560	2.51	0	0	100	0
	表-4 より	上は No. 1 下は No. 2		表-9 より						

表-11 地下水位より下の部分 (No. 4, No. 5 e -log p 曲線)

地点	p kg/cm ²	e_0		$p+4p_1$ kg/cm ²	e_1		e_0-e_1	$\frac{e_0-e_1}{1+e_0}$	H cm	沈下量 S_B cm
		表 値	平均値		表 値	平均値				
A	0.235	2.535 2.330	2.43	0.749	2.290 2.115	2.20	0.23	0.067	500	33.5
B	0.213	2.545 2.343	2.44	0.721	2.300 2.125	2.21	0.23	0.067	400	26.8
C	0.168	2.578 2.370	2.47	0.656	2.325 2.150	2.23	0.24	0.069	200	13.8
D	0.145	2.590 2.383	2.48	0.402	2.435 2.245	2.34	0.14	0.040	100	4.0
E	0.109	2.610 2.400	2.50	0.124	2.605 2.395	2.50	0	0	50	0
表-4より		上は No. 4 下は No. 5		表-9より						

表-12 $S=S_A+S_B$

地 点	S_A	S_B	$S=S_A+S_B$ cm	$S \times 90\%$ cm
A	2.0	33.5	35.5	31.9
B	2.3	26.8	29.1	26.1
C	2.3	13.8	16.1	14.4
D	1.7	4.0	5.7	5.1
E	0	0	0	0
表-10より		表-11より		

表-13 地下水位より上の部分 (No. 1, No. 2 e -log p 曲線)

地点	p kg/cm ²	e_0		$p+4p_2$ kg/cm ²	e_2		e_0-e_2	$\frac{e_0-e_2}{1+e_0}$	H cm	沈下量 S_A cm
		表 値	平均値		表 値	平均値				
A	0.235	2.43 2.52	2.47	0.514	2.395 2.455	2.42	0.05	0.014	100	1.4
B	0.213	2.43 2.53	2.48	0.518	2.395 2.455	2.42	0.06	0.017	100	1.7
C	0.168	2.44 2.54	2.49	0.568	2.390 2.445	2.41	0.08	0.023	100	2.3
D	0.145	2.45 2.55	2.50	0.649	2.385 2.435	2.41	0.09	0.025	100	2.5
E	0.109	2.46 2.56	2.51	0.682	2.385 2.430	2.40	0.11	0.031	100	3.1
表-4より		上は No. 1 下は No. 2		表-6より						

e_2 : 舗装及輪荷重 ($p+4p_2$) による間隙比

表—14 地下水位より下の部分 (No. 4, No. 5 e -log p 曲線)

地点	p kg/cm ²	e_0		$p+\Delta p_2$ kg/cm ²	e^2		e_0-e_2	$\frac{e_0-e_2}{1+e_0}$	H em	ΔS_B cm
		表 値	平均値		表 値	平均値				
A	0.235	2.535 2.330	2.43	0.544	2.385 2.200	2.29	0.14	0.041	500	20.5
B	0.213	2.545 2.343	2.44	0.518	2.380 2.195	2.28	0.16	0.046	400	18.4
C	0.168	2.578 2.370	2.47	0.568	2.360 2.180	2.27	0.20	0.058	200	11.6
D	0.145	2.590 2.383	2.48	0.649	2.330 2.150	2.24	0.24	0.069	100	6.9
E	0.109	2.610 2.600	2.50	0.682	2.320 2.140	2.23	0.27	0.077	50	3.85
	表—4より	上は No. 4 下は No. 5		表—6より						

表—15 舗装及び輪荷重による総沈下量

地 点	S_A	S_B	$S=S_A+S_B$ cm
A	1.4	20.5	21.9
B	1.7	18.4	20.1
C	2.3	11.6	13.9
D	2.5	6.9	9.4
E	3.1	3.85	6.95
	表—13より	表—14より	

§ 6. 圧密沈下量の推定

地下水位を -1.00m と仮定し、地下水位より上は土質試験結果 No. 1, No. 2 の e -log p 曲線を、地下水位以下には同じく No. 4, No. 5 の e -log p 曲線を使用して各々沈下量の計算結果を累加することにする。

(1) 砂载荷による沈下量

- e_0 : 载荷前の地中応力 (p) による間ゲキ比。
- e_1 : 砂载荷の地中応力 ($p+\Delta p_1$) による間ゲキ比。
- S : 载荷による沈下量 (cm)。

$$S = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} H \text{ (cm)}$$

- (a) 地下水位より上の部分 (No. 1, No. 2 e -log p 曲線) (表—10) S_A
- (b) 地下水位より下の部分 (No. 4, No. 5 e -log p 曲線) (表—11) S_B
- (c) 砂载荷による総沈下量 $S=S_A+S_B$ (表—12)
- (2) 舗装および輪荷重による沈下量
- (a) 地下水位より上の部分 (No. 1, No. 2 e -log p 曲線) (表—13)
- e_2 : 舗装および輪荷重 ($p+\Delta p_2$) による間ゲキ比。
- (b) 地下水位より下の部分 (No. 4, No. 5 e -log p 曲線) (表—14)

(c) 舗補および輪荷重による総沈下量 (表—15)

(d) 圧密沈下形状図 (図—12)

§ 7. 圧密時間の推定

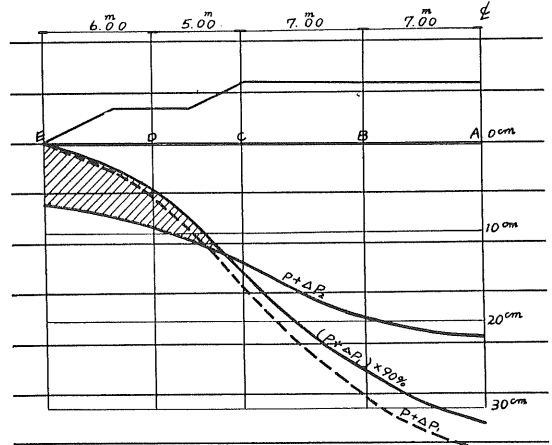
(1) サンドパイルの設計 (図—13)

地盤調査結果にもとづき

- (a) 軟弱地盤深度 $6\sim 4\text{m}$ の区域には $\phi 35\text{cm}$, $\ell = 7\text{m}$ のサンドパイルを 2m ピッチに $1,645$ 本
 - (b) 軟弱地盤深度 $4\sim 3\text{m}$ の区域には $\phi 35\text{cm}$, $\ell = 7\text{m}$ のサンドパイルを 2.5m ピッチに 795 本
- で 計 $2,440$ 本 (図—13参照)

(2) 圧密係数 C_v Sta 460-7 における 5 ケの試料による土質試験の結果によつて C_v の値を次のように考えた。ここに C_v 値は圧密荷重 $p=0.4\sim 0.8\text{kg/cm}^2$ 付近のもの

図—12

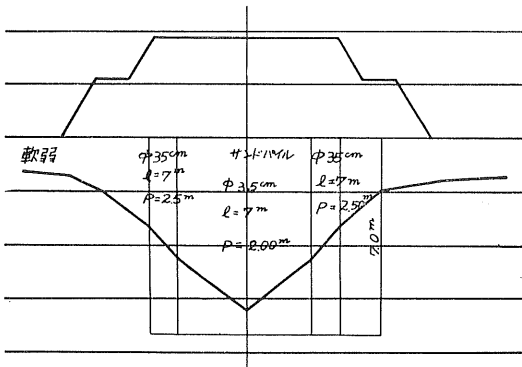


$p+\Delta p_1$ 曲線は砂载荷による100%圧密沈下形状
 $(p+\Delta p_1)\times 90\%$ 曲線は砂载荷による90%圧密沈下による形状
 $p+\Delta p_2$ 曲線は舗装材料及び輪荷重による100%圧密沈下形状
 斜線の部分は残留沈下量を表す

表-16 圧密係数(採用値)

標本 No.	深 度	土 質	圧 密 係 数 C_v	C_v 採
1	-2.00m	黒 ぼ く	$(5 \sim 14) \times 10^{-3}$ cm ² /sec	$(5+1.4+16+27+6.3+14$
2	-2.00	"	$(16 \sim 27) \times 10^{-3}$ "	$+9.7+12+8+10) \div 10$
3	-3.50	"	$(6.3 \sim 14) \times 10^{-3}$ "	$=1.22 \times 10^{-3}$ cm ² /sec
4	-4.50	"	$(9.7 \sim 12) \times 10^{-3}$ "	$=1.22 \times 10^{-2}$ "
5	-6.00	"	$(8 \sim 10) \times 10^{-3}$ "	$\div 1.0 \times 10^{-2}$ cm ² /sec 採用

図-13



をとつた。圧密係数(採用値) (表-16)

(3) サンドパイルを行なわない場合の圧密時間

$$t = \frac{T_v \cdot H^2}{C_v} \text{ より}$$

t : 圧密によする日数

C_v : 圧密係数(表-16) 1.0×1.0^{-2} cm²/sec = 864 cm²/day

T_v : 或圧密度における時間係数(テルサーギー図表より)

H : 軟弱地盤厚の $\frac{1}{2}$ (上, 下方向排水可能)

上式によつて所要圧密時間を算出する。

(a) 今A点(載荷中心)の沈下時間を各圧密度ごとに求めると(表-17)

(b) 各点の50%, 90%の日数(表-18) すなわち載荷のみで90%圧密を終了するには軟弱地盤厚 3m のところで22日, 5m のところで61日, 6m のとこで88日もかかることになる。上記の結果を図示すれば(図-14)

(4) サンドパイルを行なつた場合の圧密時間

(a) 垂直方向排水を考えない場合

垂直盛土による圧密時間が1ヵ月以上必要である軟弱層厚 4m 以上の区域に対しサンドパイルを施工し, 圧密速度の急速化をはかり, 沈下を1ヵ月以内に終了するようにする。サンドパイルはエヤーケーシング式で施工し, 砂柱径を 35 cm, 間隔を 2m として計算する。 d_w = 砂柱径 = 35 cm, パイルを正三角形配置にし, d = 砂柱間隔 = 200 cm とすれば $d_e = 1.05 d = 1.05 \times 200 = 210$ cm

n = バロン係数 = $d_e \div d_w = 210 \div 35 = 6$ の場合の時間係数 T を高木博士の " U_h と T_h の関係(対数目盛)", の

表-17 1) 今A点(載荷中心)の沈下時間を各圧密度ごとに求めると

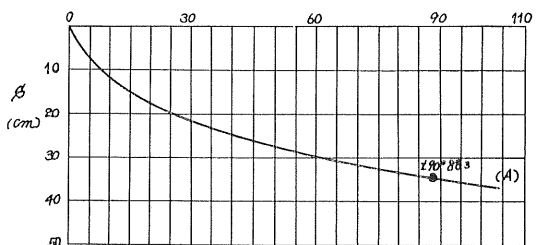
圧密度 %	T_v	H cm	H^2 cm ²	$T_v \cdot H^2$ cm ²	C_v cm ² /day	t day
0	0	$600 \times \frac{1}{2}$ 300	90,000	0	864	0
10	0.008	"	"	720	"	0.8
20	0.031	"	"	2,790	"	3.2
30	0.071	"	"	6,390	"	7.4
40	0.126	"	"	11,340	"	13.1
50	0.197	"	"	17,730	"	20.5
60	0.287	"	"	25,830	"	30.0
70	0.403	"	"	36,270	"	42.0
80	0.567	"	"	51,030	"	59.1
90	0.848	"	"	76,320	"	88.3

表-18 2) 各点の50%, 90%の日数

地点	H cm	H^2 cm ²	C_v cm ² /day	H^2/C_v day	50%圧密		90%圧密	
					T_{50}	t_{50}	T_{90}	t_{90}
A	300	90,000	864	104	0.197	20.5	0.848	88.3
B	250	62,500	"	72	"	14.2	"	61.2
C	150	22,500	"	26	"	5.1	"	22.1
D	100	10,000	"	12	"	2.4	"	10.2
E	75	5,625	"	6.5	"	1.3	"	5.5

図-14

$t(B)$



図表(図-15)から拾つて $t = T_h (d^2/C_{vh})$ 式から次表が求められる。(表-19) 故にサンドパイル打設によつてA点における90%圧密所要日数は著しく短縮されることが分る。

図-15 サンドパイル工法における水平方向の時間係数と有効円内の平均圧密度との関係

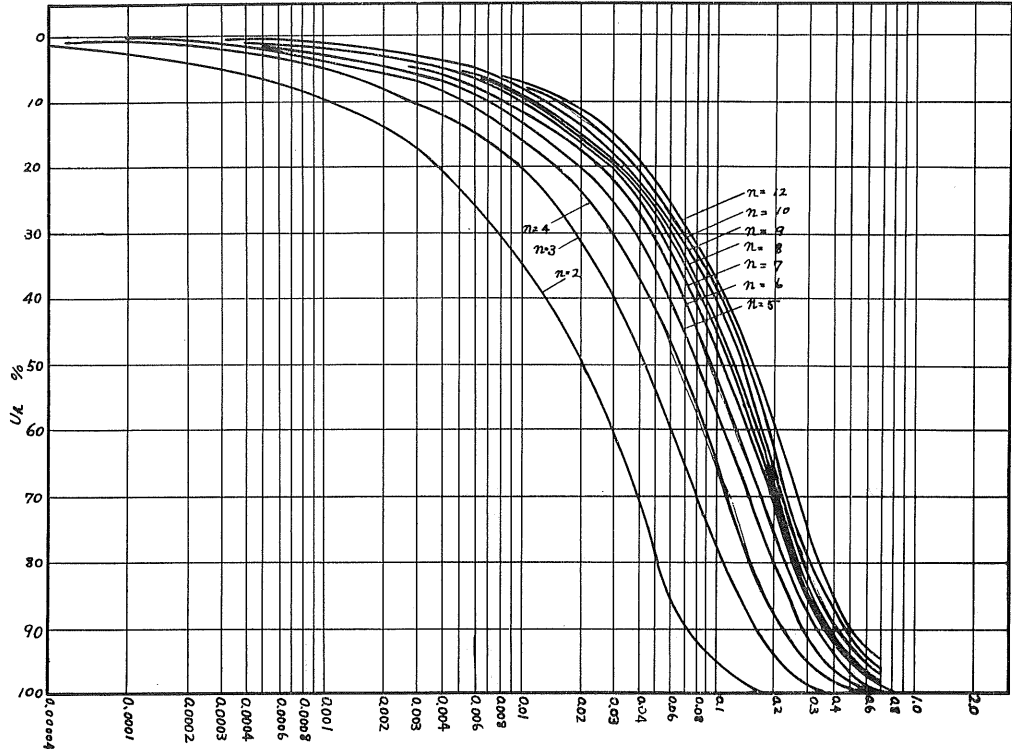


表-19 $\ell = T_b (d_e^2/C_{vh})$ 式から次表が求められる

圧密度	T_h	d_e	d_o	C_{vh}	$d_e^2/2C_{vh}$	$t \cdot T_h \left(\frac{d_e^2}{C_{vh}} \right)$ 日
0	0	210	44,100	864	51.1	0
10	0.0085	"	"	"	"	0.41
20	0.025	"	"	"	"	1.38
30	0.045	"	"	"	"	2.30
40	0.065	"	"	"	"	3.32
50	0.095	"	"	"	"	4.85
60	0.130	"	"	"	"	6.64
70	0.170	"	"	"	"	8.69
80	0.230	"	"	"	"	11.75
90	0.340	"	"	"	"	17.40

故にサンドパイル打設によつてA点における90%圧密所要日数は著しく短縮されることが分る。

(b) 水平垂直両方向排水を考慮した場合

(a)において間ゲキ水がすべてサンドパイルの方向に水平に排除されるという仮定の下に計算したが、さらに上下砂層方向に垂直方向の排水が同時に行なわれると仮定すれば沈下速度はもつと早くなる。以下両方向排水を考慮した場合の圧密所要時間を求める。

(i) 地点A (層厚 $H=600$ cm, サンドパイルピッチ=200 cm) 水平方向時間係数 T_h と垂直方向時間係数 T_v とを比較すると、

$$T_h = \frac{C_{vh} \cdot t}{d_e^2} = \frac{1 \times 10^{-2}}{(210)^2} \cdot t = \frac{0.01}{(210)^2} \cdot t = \frac{0.01}{44,100} t \times (24 \text{時} \times 60 \text{分} \times 60 \text{秒}) = 0.00000022 \times t \times 86,400 = 0.0191 t$$

$$T_v = \frac{C_{vv} \cdot t}{H^2} = \frac{1 \times 10^{-2}}{(300)^2} \cdot t = \frac{0.01}{(300)^2} \cdot t = \frac{0.01}{90,000} t \times (24 \text{時} \times 60 \text{分} \times 60 \text{秒}) = 0.00000011 \times t \times 86,400 = 0.0095 t$$

H は上下両面排水

$$\therefore T_v = 0.49 T_h \quad n = \frac{2.10 \text{ m}}{0.35 \text{ m}}$$

すなわち垂直方向は水平方向にくらべて50%以下の排水能力ということを表わしている。しかして垂直、水平両方向を考慮せる場合の圧密度を(a)の場合の日数に合わせて逆算すると(表-20)

(ii) 地点B (層厚 $H=500$ cm, サンドパイルピッチ=200 cm)

$$T_h = \frac{1 \times 10^{-2}}{(2.10)^2} \cdot t = 0.0191 t$$

$$T_v = \frac{1 \times 10^{-2}}{(2.50)^2} \cdot t = \frac{0.01}{(250)^2} \cdot t = \frac{0.01}{62,500} t \times (24 \text{時} \times 60 \text{分} \times 60 \text{秒}) = 0.00000016 \times t \times 86,400 = 0.0138 t$$

$$T_v = 0.72 T_h \quad n = 6 \text{ (表-21)}$$

(iii) 地点B~C 層厚 $H = \frac{3 \text{ m} + 4 \text{ m}}{2} = 3.5 \text{ m}$, サンドパイルピッチ=250 cm

先づ水平方向の排水のみの場合の各圧密度に達する日数

表-20

t	T_h	$P_h=1-U_h$	T_v	$P_v=1-U_v$	$P_h \cdot P_v$	$U=1-(1-U_h)(1-U_v)$
1.38	0.026	0.8	0.013	0.88	0.704	0.296 \div 30
2.30	0.044	0.7	0.022	0.83	0.581	0.419 \div 42
3.32	0.063	0.6	0.032	0.80	0.48	0.52 \div 52
4.85	0.093	0.5	0.046	0.74	0.37	0.63 \div 63
6.64	0.127	0.4	0.063	0.71	0.284	0.716 \div 72
8.69	0.166	0.3	0.082	0.67	0.201	0.799 \div 80
11.75	0.224	0.2	0.113	0.62	0.124	0.876 \div 88
17.40	0.332	0.1	0.165	0.55	0.055	0.945 \div 95

表-21

t	T_h	$P_h^2=1-U_h$	T_v	$P_v=1-U_v$	$P_h \cdot P_v$	$U=1-(1-U_h)(1-U_v)$
1.38	0.026	0.8	0.019	0.86	0.688	0.312 \div 31
2.30	0.044	0.7	0.032	0.80	0.56	0.44 \div 44
3.32	0.063	0.6	0.046	0.74	0.444	0.556 \div 56
4.85	0.093	0.5	0.067	0.70	0.35	0.65 \div 65
6.64	0.127	0.4	0.092	0.65	0.26	0.74 \div 74
8.69	0.166	0.3	0.120	0.60	0.18	0.82 \div 82
11.75	0.224	0.2	0.162	0.56	0.112	0.888 \div 89
17.40	0.332	0.1	0.240	0.46	0.046	0.954 \div 95

t を求めると, $d_e=1.05$ $d=1.05 \times 250=262.5$

$N=262.5 \div 35=7.5$ (表-22)

$$T_h = \frac{1 \times 10^{-2}}{(2.50 \times 1.05)^2} \cdot t = \frac{0.01}{68,400} t \times 86,400 \div 0.0126 t$$

$$T_v = \frac{1 \times 10^{-2}}{(1.75)^2} \cdot t = \frac{0.01}{30,625} t \times 86,400 \div 0.0282 t$$

$$\therefore T_v \div 2.24 T_h \quad n=7.5$$

ゆえに垂直水平方向を考慮せる場合の圧密度を水平方向の場合の日数に合わせて逆算すれば (表-23)

●印が90%圧密度付近の数値を示している。

(=) 総括 (図-16)

以上の計算結果より垂直水平両方面排水を考慮した場合 (図-16) に図示せるように圧密度90%に達するに要す

表-22 $d_e=1.05$ $d=.05 \times 250=262.5$ $M=\frac{262.5}{35}=75$

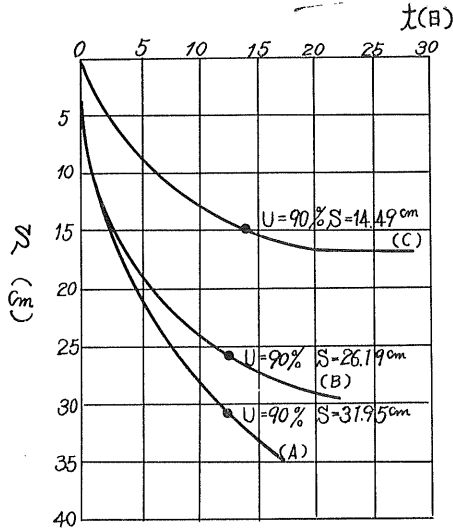
圧密度	T_h	d_e	d_e^2	C_{vh}	d_e^2/C_{vh}	$t=T_h \left(\frac{d_e}{C_{vh}} \right)$
0	0	262.5	68,900	864	798	0
10	0.011	"	"	"	"	0.88
20	0.030	"	"	"	"	2.40
30	0.057	"	"	"	"	4.55
40	0.083	"	"	"	"	6.63
50	0.125	"	"	"	"	10.00
60	0.160	"	"	"	"	12.80
70	0.200	"	"	"	"	15.95
80	0.260	"	"	"	"	20.75
90	0.370	"	"	"	"	29.50

表-23

t	T_h	$P_h=1-U_h$	T_v	$P_v=1-U_v$	$P_h \cdot P_v$	$U=1-(1-U_h)(1-U_v)$
2.40	0.030	0.8	0.068	0.70	0.56	0.44 \div 44
4.55	0.057	0.7	0.128	0.58	0.406	0.594 \div 59
6.63	0.083	0.6	0.187	0.52	0.312	0.688 \div 69
10.00	0.125	0.5	0.282	0.42	0.21	0.79 \div 79
12.80	0.160	0.4	0.360	0.33	0.132	0.868 \div 87
15.95	0.200	0.3	0.450	0.27	0.081	0.919 \div 92
20.75	0.260	0.2	0.584	0.18	0.036	0.964 \div 96
29.50	0.370	0.1	0.833	0.10	0.01	0.99 \div 99

●印が90%圧密度付近の数値を示している。

図-16



る日数は各地点共12日～14日，平均13日と考えられる。

§ 8. 上載荷重による地盤のスベリ破壊にたいする安定検討

下層地盤が軟弱なため荷重によつて地盤のスベリ破壊を生ずる危険性がある。(図-9)に示すように盛土両側におさえ盛土を行ない，その部分の下層地盤の残留沈下を少なくさせるとともに，すべりに対する抵抗を高めた。

(1) 安定計算上の諸数値

安定計算に使用する諸数値は(表-24)のように選定した。ただしこの表には地震に対する数値は考えない。

(a) 盛土 粒径のそろつた締固め度の低い海砂である

表-24

層	H (m)	γ (g/cm ³)	ϕ (°)	C (T/2m)	
盛土	海砂	3.50	1.70	25	0
地盤	黒ぼく (地下水位以上)	1.00	1.45	15	2.0
	黒ぼく (地下水位以下)	地目によつて異なる	0.45	5	0.5

ので $\phi=25^\circ$, $C=0$ t/m² と仮定した。

(b) 原地盤 表層 -1.00 m までは地下水位以上であり八戸基地調査工事土質試験成績表等より勘案して $\phi=15^\circ C=2.0$ t/m² 程度の値がとれるものと考えた。

(2) すべり円と安全率すべり円は基底に近い面を通過すると考えられるが，基底は(図-17)に示すように，盛土両端部ではかなり浅い。また基底が勾配をなしているのですべり円の中心はノリ面中位垂線より盛土センター側に寄ることが考えられる。(図-17)に示すような7ケの円について行なつた安全率は同図に一括して示した。最小の安全率は O_2 円に求められ1.27となつた。ゆえに載荷盛土は安定であると考えられる。

§ 9. サンド・ドレーン工実施後の地盤調査

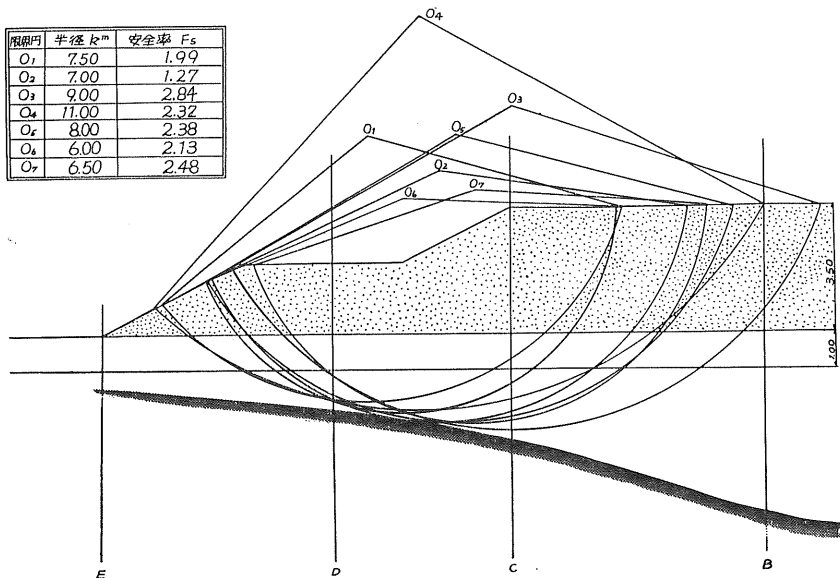
(1) 間ゲキ水圧測定結果について

間ゲキ水圧の測定結果は載荷段階による間ゲキ水圧減少過程の一般的傾向と比較して解析困難なるケ所があるようであるが間ゲキ水圧の消散の傾向が見られる。

(2) 沈下量についての検討

エプロン軟弱地盤地区沈下断面より判断すれば，中央部付近の沈下量は1部，輪荷重一鋪装設計沈下線より上載荷

図-17 安定計算のすべり円



重実績沈下線が浅い。すなわち沈下量が少ないヶ所もあるが、総括的に沈下量が大きい傾向にある。両端部でも同様の傾向を示している。当初設計々算の際は端部における輪荷重一舗装沈下量は上載荷重沈下量より大きい値となつたが(残留沈下)実施の結果、相似の沈下量を生じた。この原因としてはプレロード盛土時の重機輾圧等の締固めが影響していると考えられる。一般的にみて妥当な沈下量が得られたと思う。また沈下量が軟弱断面に対して直線的に変化しないのは、土性が一様でなく腐蝕土層特有の地域的土性の変化のため部分的に圧密したと考えられる。

(3) 圧密過程の検討

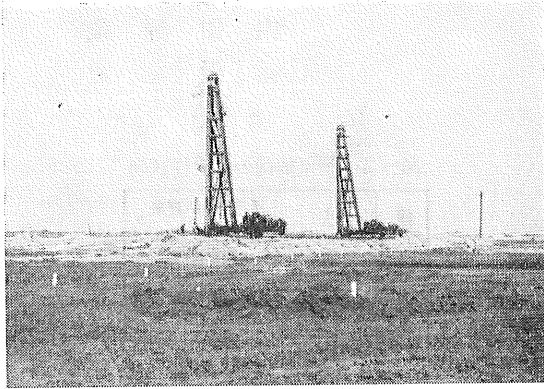
沈下曲線形状より計画諸元と照し圧密過程の推定をす。設計の載荷速度と実施の載荷速度とは多少相違があるので沈下曲線の形状も圧密理論による時間係数より求めたものと異り、一般に 2.0 m~3.5 m 載荷時の初期の沈下が大きくなる傾向を示している。すなわち初期圧密が相当大きいことを表わしている。3.5 m 載荷後の圧密終了までの

所要日数は下記のとおりである。平均値(21ヶ所) 17.4日故に圧密日数としては計画日数、サンドパイル工水平排水の場合17.4日(90%圧密度)、水平、垂直排水の場合11日(90%圧密度)に対し、実施は水平排水の場合の日数を要した。したがつて全般的に見て圧密度は90%以上と考えてよいと思われる。

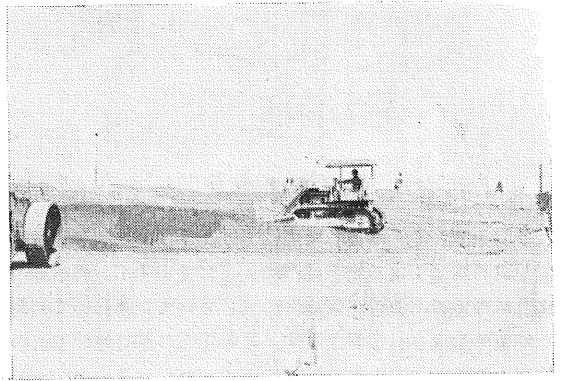
§ 10. 結 び

サンド・ドレーン工法による改良効果はチェックボーリングによる改良地盤土質試験報告書によつて改良効果が良好であることが立証されたが、なお有機物や透水現象(パイピング)等による2次圧密の影響を考慮して長期の観測が必要と考えられる。一般的に云つて飛行場建設のような広範囲にわたる工事の場合は航空測量等を実施し、地質学的、地学的分野より地形の成状を観察して、圧密沈下等の発生する要因を大局的に探究し計画すべきである。

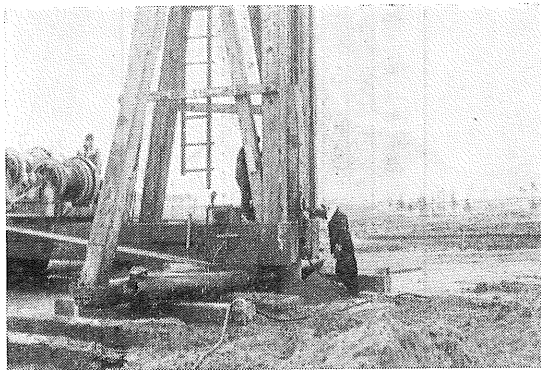
航空自衛隊八戸基地エプロン新設地区
サンド・ドレーン工工事記録写真



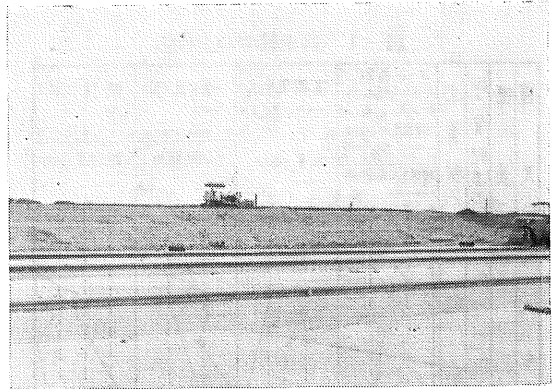
エヤーケーシング式サンド・ドレーン機
白杭標示カ所は沈下板設置カ所



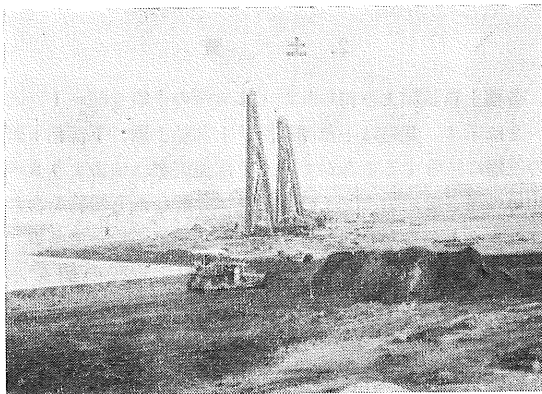
プレロード盛土中



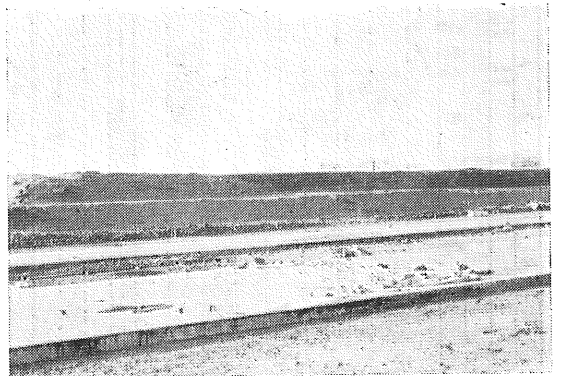
パイル打設中



プレロード全景



プレロード盛土中



手前はエプロン一部コンクリート舗装

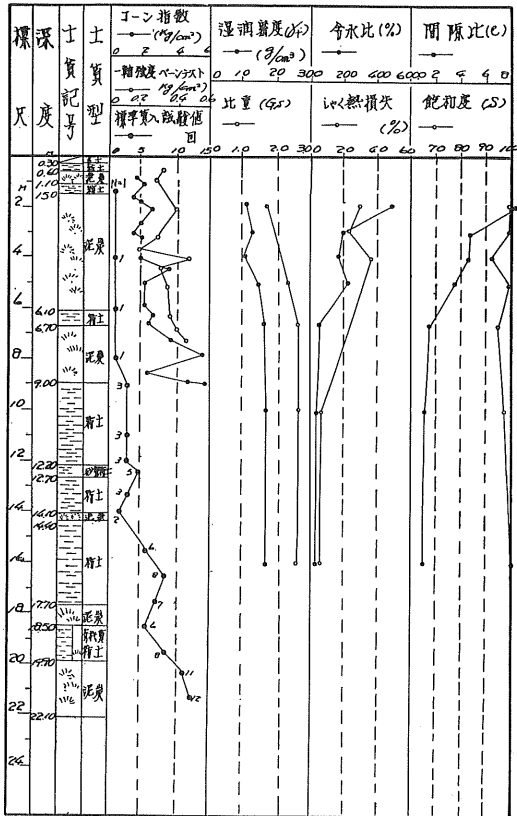
岩見沢跨線橋基礎処理施工法について

大成建設株式会社 宗 像 治 郎*
 内 田 源 蔵
 ○猪 俣 通

1. ま え が き

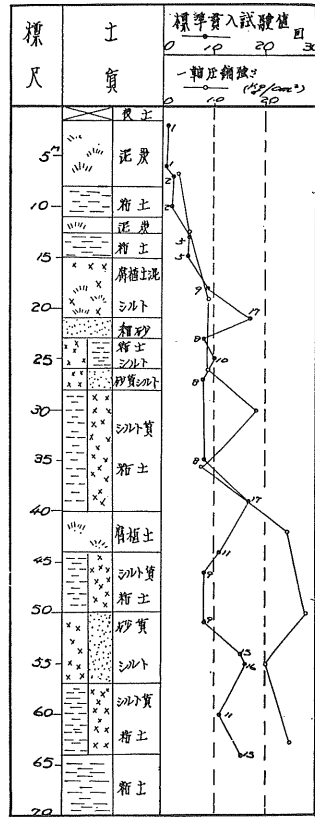
北海道開発の一端として当社では38年秋より国道12号線岩見沢跨線橋工事の施工部門に従事していますが、御承知のように当地方は石狩泥炭地群に属していて、きわめて軟弱な地盤で形成されております。この地盤の基礎処理法の検討のために、本工事着手前にバイプロコンポーザー工法、サントドレーン工法、盛土工法、鋼管杭基礎工法などの各種試験工事を実施し、39年より上記工法などにより本工事に着手しました。当工事の基礎処理も大半を完了致しましたので、泥炭地の基礎処理施工について報告します。

図一 盛土個所の土性図



札幌支店

図一 2 橋梁個所の土質柱状図



2. 土 質

各種土質試験より得られた工事カ所の土質を図一、図二に示す。基盤は上部泥炭層、上部粘土層、下部粘土層の三層に区分することができ、上部泥炭層は地表より8～10mの深さで植物セニの泥炭及び分解した有機物を含むフシヨク土からなり、その土性はきわめて不均一である。含水比は100～200%で部分的には500%程度の値を示す。湿潤密度は1.0～1.3t/m³、自然間隙比は3～5、また圧縮指数は1～5とかなりバラツキがある。

上部粘土層は、上部泥炭層にはさまれたレンズ状の粘土層で、均一な層もあるが有機質、植物セニを不均一に含む部分もあり、含水比は30～50%、液性限界は40～60%と

比較的低い。また湿潤密度は 1.6 t/m^3 前後、自然間隙比は $1 \sim 2$ 程度である。圧縮指数は $0.3 \sim 0.5$ と概して低い。

さらに静的貫入試験における貫入指数は $1 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$ 、ペーセン断試験における粘着力は $0.1 \sim 0.5 \text{ kg/cm}^2$ であった。

深度 $8 \sim 10 \text{ m}$ 以下は下部粘土層であり、上部の軟弱な層と異り割合均一で比較的明確に区分することができる。

含水比は $30 \sim 50\%$ で深くなるにつれて低下の傾向になり固結度も増す。液性限界も 50% あるいはそれ以下で、湿潤密度は $1.7 \sim 1.8 \text{ t/m}^3$ と大きく密な構造を示し、圧縮指数はいちじるしく低いものが多い。この層における強度は一軸圧縮強度で 0.5 kg/cm^2 以上、三軸圧縮試験における粘着力は 0.3 kg/cm^2 である。

深度 20 m より深い部分については、うすいフシヨク土を

含むシルト、または粘土の層がつづき、 N 値は $7 \sim 17$ の間を示し深度 60 m におよぶ。 60 m 以下は N 値も 15 以上となり均質な硬い粘土層となる。深度 35 m 以下では粘着力 $0.3 \sim 0.4 \text{ kg/cm}^2$ 、内部摩擦角 $4 \sim 24^\circ$ であり、 40 m 以下では粘着力 $0.8 \sim 1.0 \text{ kg/cm}^2$ 、内部摩擦角 $20 \sim 26^\circ$ である。先行荷重は $3.2 \sim 3.6 \text{ kg/cm}^2$ から $5.7 \sim 10.2 \text{ kg/cm}^2$ と急増する。

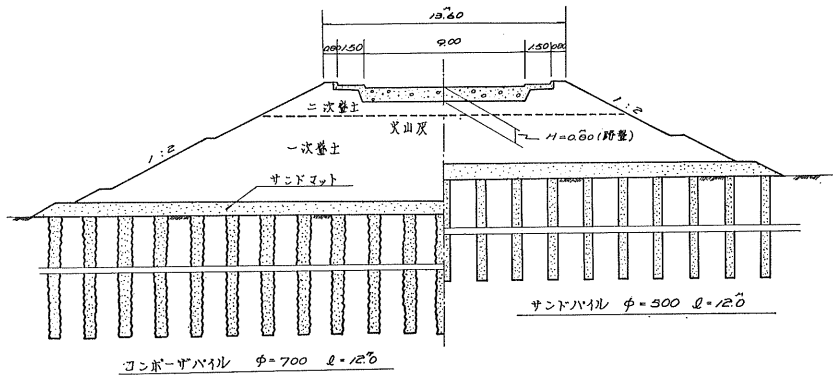
3. 工事概要

早期交通開放と札幌側の農地、岩見沢側の市街地を前提として、各種試験工事の測定と解折とからいろいろと検討の結果、次のような施工方法の指示がありました。

跨線橋全長 706 m

内訳 1. 札幌付取付盛土区間 285 m ………図～3 参照

図-3 札幌付盛土上部土工定規図

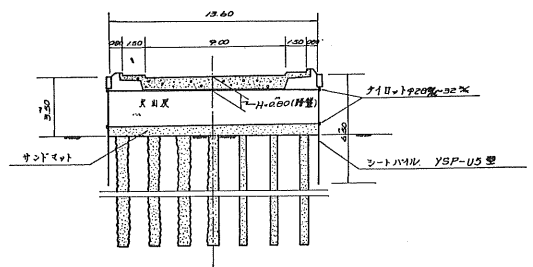


- i) 未処理区間 83.5 m
計画盛土高 $0 \sim 2.0 \text{ m}$
- ii) サンドドレーン工法区間 149 m
計画盛土高 $2.0 \sim 6.2 \text{ m}$
サンドパイル ($\phi=500 \text{ mm}$, $L=12.0 \text{ m}$) $1,549$ 本
ピッチ $1.8 \sim 2.0 \text{ m}$ 正三角形
- iii) バイプロコンポーザー工法区間 63.0 m
計画盛土高 $6.2 \sim 7.6 \text{ m}$
コンポーザーパイル ($\phi=700 \text{ mm}$, $L=12.0 \text{ m}$) 972 本
ピッチ $1.5 \sim 1.8 \text{ m}$ 正三角形

- 2. 跨線区間 173 m
- i) 鋼管杭基礎工法 アバット 1基, ピアー 5基
鋼管杭 ($\phi=508 \text{ mm}$, $L=440 \text{ m}$) 101 本
- 3. 岩見沢付高架区間 125 m
- i) 鋼管杭基礎工法, アバット 1基, ピアー 4基,
鋼管杭 ($\phi=508 \text{ mm}$, $L=44.0 \text{ m}$) 52 本
- 4. 岩見沢付取付盛土区間

- i) 未処理区間 63.0 m ………図～4 参照

図-4 岩見沢付盛土上部土工定規図



- ii) サンドドレーン工法区間 40.0 m
計画盛土高 $1.5 \sim 2.8 \text{ m}$
サンドパイル ($\phi=500 \text{ mm}$, $L=12.0 \text{ m}$) 140 本
ピッチ 2.0 m 正方形
- iii) バイプロコンポーザー工法区間 20.0 m
計画盛土高 $2.8 \sim 3.4 \text{ m}$
コンポーザーパイル ($\phi=700 \text{ mm}$, $L=12.0 \text{ m}$) 70 本
ピッチ 2.0 m 正方形
- iv) 土留工法区間 90.0 m
シートパイル土留工法 (YSP-U5)

L=6.5~2.0m 446枚

4. 札幌付取盛土の施工及び施工管理について

i) 基礎処理工法

前述のように高盛土区間にコンポーザー工法、中盛土区間にサンドドレーン工法を施工するのであるが、コンポーザー工法の使用機械は表~2のように、ジーセルクレー

ン、パイブレーター、コンプレッサーを主体とした構成であるが、ケーシングパイプを適当に取替えることによりサンドドレーン工法にもそのまま使用できる。すなわち前者の場合はケーシングパイプ φ=400%, L=12.0m を使用により φ=700%, L=12.0m の砂杭を作り、後者の場合はケーシングパイプ φ=500%, L=12.0m を使用により φ=500%, L=12.0m の砂杭を作る。作業内容の相違は

表-1 岩見沢跨線橋基礎工事工程表

工 程	年 月	39年												40年											
		6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12					
札幌内盛土区間	サンドドレーン工法			—	—																				
	パイプT インボサバル工法				—	—																			
	盛土工法				—	—	—	—	—																
岩見沢内盛土区間	サンドドレーン工法					—	—																		
	パイプT インボサバル工法						—	—																	
	シートハイル工法							—	—																
	盛土工法									—	—														
橋梁区間	鋼管杭基礎工法																								
	下部コンクリート工法																								
	附体工事	—	—	—	—	—	—	—	—																

表-2 使用建設機械一覧表

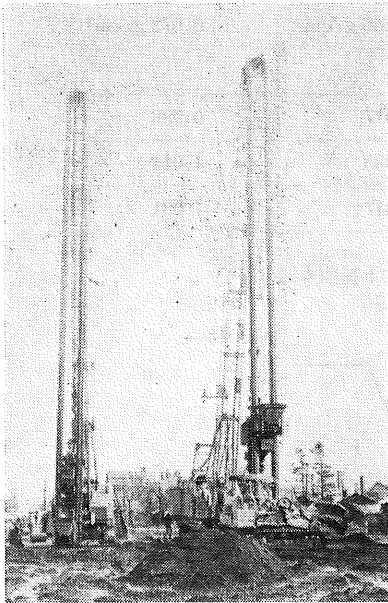
工 種	機 械 名 称	型 式 寸 法	数 量	備 考
パイプロ コンポーザー工 サンド ドレーン工	ジーセルクレーン	P.O.H 255 ALC 級18 t 吊	3台	} 3組
	パイブレーター	起振力20丁 40 KW	3台	
	コンプレッサー	7 m³/mm 80FP	2台	
	シヨベルローダー	0.6 m³	2台	
	ガイド砂入設備 ケーシング	二本子 ホツパー他 φ 400% L=12.6m	3組	
盛 土 材 料 工 転 圧 工	タイヤローラー	WP-15	1台	
	インパクトローラー	LR 2 転圧能力1~10 t	1台	
	タンピングランマー		4台	
	ブルトーザー	D-50級	1台	
鋼 管 基 礎 杭 工 打 込 工	杭打ハンマー	デイゼルハンマーD-22級	1台	} 1組
	杭 打 櫓	デイゼルハンマー用24m	1基	
	ウインチ(クレンモーター付)	30FP	1台	
	電 気 熔 接 機	200 A	2台	
土 留 用 工 鋼 失 板 打 込 工	シヨベル本体	0.6m³ 級	1台	} 1組
	杭打用リーダー	12m	1組	
	モンケン	750 kg	1ヶ	

砂の圧入時に、コンパクションを砂に加えて、より密な砂杭を作り出すことがコンポーザー工法である。

当工事では現場の条件及び後続する盛土の施工を考慮に入れてサンドパイル20本/日・台、コンポーザーパイル15本/日・台の能率で約2,500本のパイルを3カ月の工期で完了させるべく使用機械を2組用意しサンドドレーン工法を先行施工し、完了したいコンポーザー工法に切替える方針ではじめましたが、途中予想外の悪天候などのため途中から機械を1組加えて3組にて施工し盛土工法への影響を最少限にした。(表～1参照)

また厚さ0.5～1.0mのサンドマットを敷き局部的に軟弱な場所にはさらにランディングマットを使用して重機を安定させ、砂の投入に関しては能率のよいローダーシヨベルを使つて砂をポツパーに入れた作業時間を短縮した。コンポーザー工法、サンドドレーン工法の施工管理で問題となるのは、i)砂の使用量、ii)砂杭の深度、iii)砂の品質、iv)砂の締固め度、v) 砂杭の径、などです。

写真一 コンポーザーパイル打設状況



砂の使用量、砂杭の深度に関しては、機械に電磁オツシロ装置を取付けて、砂投入用ポツパーの稼働回数、ケーシングパイプの先端深度の位置が自動的に記録するようにしたオツシログラフを用い、砂の品質管理については、10日毎にフルイ分けなどの試験をし、粒度 2.0 mm 以下を60%以内に、0.5mm 以下を20%以内になるような荒目の材料を使用するように注意した。

砂の締固め度については電磁オツシロ装置で使用電力量が記録されるが、現在の所明確な相関関係が解明されていないので N 値で規制をするようにした。すなわちコンポーザーパイルは $N \geq 7$ とし、80本に1回の割合で調査を

した。 N 値の測定では標準貫入試験が一般的であるが、時間的にも場所的にもスウェーデン式サウンディングが簡明であるので、現地で標貫とサウンディングの相関を再三にわたつて調査して $N=3+0.035 N_{sw}$ (N : N 値, N_{sw} :サウンディングによる回数) なる式を採用してサウンディングにより調査した。その結果コンポーザーパイルの N 値ははじめの1mまでは7前後であるが、2m以下は10以上で深度10m以下では13～16を示し、平均は12.5である。

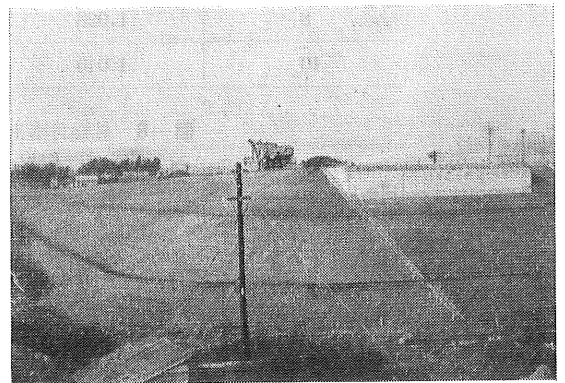
サンドパイルは0～4mまでは3～5で10m以下は6～10を示し平均は5である。

また砂杭の径については今の所よい測定法がないようので地表面から1～2m掘つて測定したが、深度1～2mではコンポーザーパイルは $\phi=750\%$ 前後で設計値の $\phi=700\%$ に対して断面で15%の増、サンドパイルは $\phi=550\%$ で設計値の $\phi=500\%$ に対して断面で20%の増となつているが、砂の使用量などから判断して全体ではコンポーザーパイル、サンドパイルともに10%増しが妥当のようだ。

ii) 盛土工法

軟弱地盤上に高盛土をする場合、注意すべきことは圧密沈下と滑り破壊の問題でこれらの設計条件によつて施工はおのずと限定されてくる。

写真二 札幌付盛土状況



当工事における最高盛高(計画盛高)は7.6m、圧縮沈下量は2.1mと解折されていて、1次盛土は4.0mまで(プラス余盛)施工し300日圧密して、2次盛土にて計画高まで施工すると安全であるとされている。

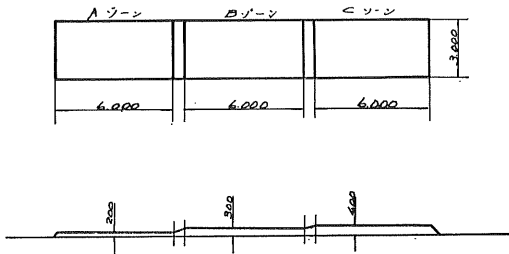
また1次盛土、2次盛土ともに施工日数を60日間と推定して余盛高を決め、また600日圧密で残留沈下量を5cm以下となるよう設計されているので盛土の工程は表～1に示すようになった。1次盛土で90日費しているが、試験盛土工、飛散防止用土工も含まれていて実際は9月中旬から11月中旬の60日施工であつた。また2次盛土は40年6月中旬から7月中旬にかけて実施し、その後約1カ月間圧密沈下量を実測し、解折沈下量を再検討しながら9月に計画高(プラス余盛)まで施工した。

盛土材料は基盤処理工法のサンドマットの厚さ0.5~1.0 mと路盤工厚の 80 cm を除いてはすべて火山灰を使用し、法面の保護及び仕上げには普通土を用いて筋芝仕上の施工をした。

本工事着手前に現場で火山灰による試験盛土を実施し、

その結果を検討して施工方法、使用機械などの施工方針を決めた。図~5に示してあるように使用火山灰は比重2.32, 最大乾燥密度 1,105 g/cm³, 最適含水比32%で、比較的軽く、多少の悪天候にもほとんど施工に影響がなく、盛土材料としては適当です。

図-5 盛土材料(火山灰 厚別産)試験盛土

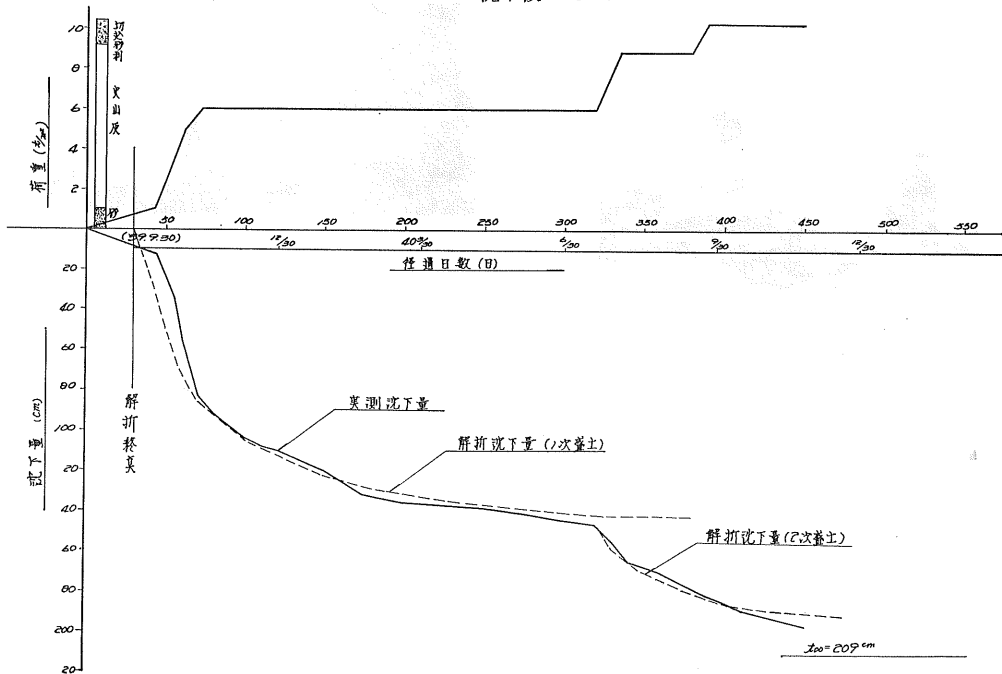


転圧機械		資料 土	
タイヤローラーWP15		厚別産	
総重量	8.5	最適含水比	32%
速度	4.0 km/H	最大乾燥密度	1,105 g/cm ³
接地圧			
前輪	3.9 kg/cm ²		
後輪	4.2 kg/cm ²		

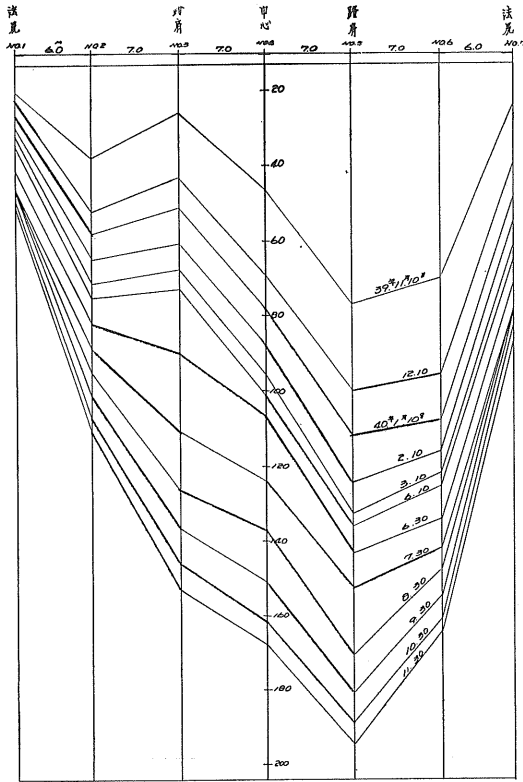
転圧回数と密度との関係

まき出し厚 含水比	20 cm	30 cm	40 cm
	31 ~ 34%	31 ~ 34%	32 ~ 34%
転圧回数			
0	0.609 g/cm ³	0.666 g/cm ³	0.672 g/cm ³
3			
5	0.947	1.017	0.988
8	1.028	1.033	1.014
10	1.040	1.047	1.031

図-6 札幌付盛土時間(日)沈下量曲線図
SP-1020 沈下板 No. 5

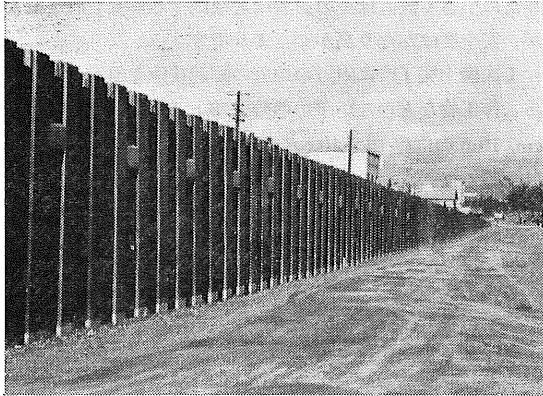


図一七 札幌付盛土 沈下曲線図 SP-1020



の時の友下り量が 10 cm 以上あつたので、打込全面に角材を地盤上にレベルに固定し、打込時の定規を兼ねながら、シートパイルに規定の高さの所を穴あけし、丸鋼を通して角材で丸鋼を受け友下りを防ぎ、打込完了時に角材を撤去した。またドレーン効果による排水も考慮に入れて地盤線の上位置に排水用の穴を設けました。

写真—4 シートパイル施工完了状態



次にパイルは盛土材料で中詰したら外側に開くのを予想して天端を数センチ内側に入れて打込した。また打込方向

へのパイルの傾きの是正はワイヤーとターンバツクルを打設完了したパイルにたすき掛けにしてターンバツクルで締めながら調整し異形失板は使用しませんでした。

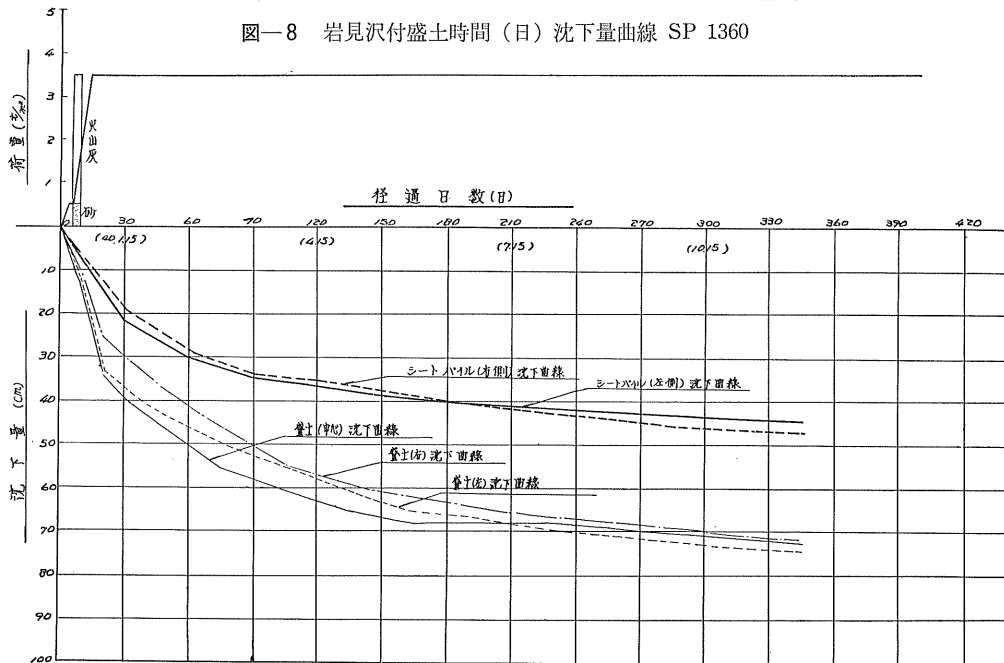
ii) タイロットを考慮に入れた盛土方法

上段のタイロットは盛土施工時に支障をきたすので、始めは下段のタイロットのみ設置し上段は設置しない状態でシートパイルに土圧をかけないように法をつけた台形方法に盛土をし、上段タイロットの取付は盛土がその位置より約 1 m 高くなつた時期に行いタイロットに直接重機などの荷重をかけないようにした。その上で残りの三角形の部分へも盛土材料を詰めたが、上段のタイロットを完全に締めない状態で裏込してもシートパイルは外側に全然傾むかず打込時のパイルの出入の修正が必要となつたが、これには 25 t のジャーナルジャツキを数台用意して行つた。

1 回の修正値は 1~2 cm だつたので 3~4 回行い変位量を許容範囲内に修めることができ、現在までその状態が継続しています。

iii) 盛土とシートパイルの圧密沈下量

現在までの測定結果をまとめて沈下量が比較的大きい測点 1,360 地点の盛土とシートパイルの沈下を図~8 に示した。測点 1,360 は盛土の基礎処理にコンポーザー工法を採



図—8 岩見沢付盛土時間(日)沈下量曲線 SP 1360

用し、シートパイル打込区間には砂置換を深さ 2 m までしている。

目下盛土の沈下は中心と両端とはほぼ同じ傾向を示し、圧密沈下量は 70 cm を越している (C_σ 法による計算値では S_{lc} = 90 cm)。

またシートパイルは左右共、同じような沈下傾向を示し沈下量は 45 cm を示していて、この値は盛土沈下量の 6

割に相当している。参考までに設計上越量は測点 1,360 で 50 cm である。全体的にみるとアバットに隣接している部分の沈下量は小さく、数枚離れた所ではその差が 20 cm 以上で絶対的には 40 cm 近い。またシートパイル長が短くなるにつれ沈下量も小さくなつていて L=2.0m 地点での沈下量は 5 cm 前後である。

なお、パイプロコンポーザーパイル、サンドパイルの歩

表-3 バイプロコンポーザーパイル施工歩掛 (φ=700mm L=12m 888本)

機 械 番 号	日 当 り 施 工 本 数 (全日数)	日 当 り 施 工 本 数 (稼働日数)	1 本 当 り 施 工 時 間 (機 械 移 動 時 間 含 む)	中 埋 砂 量
No. 1	13.2本/日	15.1本/日	42分/本	
No. 2	13.5"	15.4"	42"	
No. 3	12.4"	13.7"	46"	
平 均	13.1"	14.8"	43.5"	6.2m ³ /本

表-4 サンドパイル施工歩掛 (バイプロ型) (φ=500% L=12.0m 1,413本)

機 械 番 号	日 当 り 施 工 本 数 (全日数)	日 当 り 施 工 本 数 (稼働日数)	1 本 当 り 施 工 時 間 (機 械 移 動 時 間 含 む)	中 埋 砂 量
No. 1	16.6本/日	20.1本/日	32.5分/本	
No. 2	16.6"	20.1"	33.4"	
平 均	16.6"	20.1"	33.0"	2.5m ³ /本

表-5 鋼管杭打込歩掛 (φ 500% L=44m 74本)

	第1ロット	第2ロット	第3ロット	第4ロット	計	備 考	打 止 時 沈下量及リバウンド
長 さ	8.0m	12.0m	12.0m	12.0m	44.0m		直 杭 沈下量 1.28 mm/回
建 込 時 間	12分	10	10	10	42分	直 杭	リバウンド 14 mm/回
	18分	16	16	16	1時間6分	斜 杭	斜 杭 沈下量 1.13 m/回
継手溶接時間		33分	33	33	1時間39分	直 杭	リバウンド 13 mm/回
		39分	39	39	1時間37分	斜 杭	
打 込 時 間	5分	15	40	1時間30分	2時間30分	直 杭	
	5分	15	44	1時間35分	2時間39分	斜 杭	作 業 人 員
ハンマー整備 段取替時間					45分	直 杭	戈 夫……………4人
					45分	斜 杭	機 械 工……………1人
作 業 時 間					5時間36分	直 杭	人 夫……………1人
					6時間27分	斜 杭	溶 接 工……………2人 測 定 工……………1人
打 撃 回 数	10回	290	1,700	3,900	5,900回	直 杭	
	15回	335	2,150	3,900	6,400回	斜 杭	

掛りを表～3, 表～4に示した。また鋼管杭基礎工法については施工機械を表～2に歩掛りを表～5に示した。

6. あとがき

泥炭地盤のような軟弱地盤上での基礎処理施工の管理は困難とされているが、当工事で各種工法の管理を経験でき、随所に不備な点がありましたが、一様現在までの所予想以上の成果をあげることができたようです。

特に高盛土の圧密沈下に関しては実測を入念にし、計算値を常にタイアップさせながらスピーディーな施工とそれにマッチした施工管理をして行く必要があると思います。

おわりにこの工事の計画及び実施指導に当られた札幌開

発建設部道路第一課の各位、コンポーザー工法、サンドパイル工法の施工に当つた不動建設KKの諸氏に深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 佐藤幸男：「岩見沢跨線橋について」
土木学会創立50周年記念講演集
- 2) 高橋 紗：「泥炭性軟弱地盤の盛土対策工法」
第5号土質工学会北海道支部論文集
- 3) 岩瀬徹也：「軟弱地盤における盛土の設計施工について」
第8回北海道開発局技術研究発表会論文集
- 4) 中島 武：「新しい基礎工法の歩掛と実績」
- 5) 石井靖丸：「基礎の施工法」

プランク・シート沈床の実験

日本鋼管 K K 吉 村 元 宏
 " 横 山 幸 満
 日本鋼管株式会社 岬 名 淳 一

まえがき

軟弱地盤の上に築造される道路、鉄道、堤防などの基礎として、ソダ沈床や格子丸太沈床などのいわゆるイカダ工法が用いられるようになったのは、かなり古くからのことらしい。この工法は、置換え砂工法やサンドドレーン工法などのような積極的地盤改良工法とは異なり、原地盤の強度を大にするとか、構造物の沈下を防ぐとかはできないが、沈床によつて荷重の分散をはかり、地盤の応力を小さくして、兎に角、地盤の(剪断)破壊を防いでやろうという応急的な工法で、プレローディングの期間がないとか、適当な圧密荷重が調達できないといった場合に大きなメリットを有し、さらに、何よりも工費が安いということで、今日でもその価値を認められ、たとえば石巻工業港の防波堤の基礎に、H形鋼沈床が大規模に用いられたりしている。

現在、当社では福山製鉄所の建設工事が急ピッチで進め

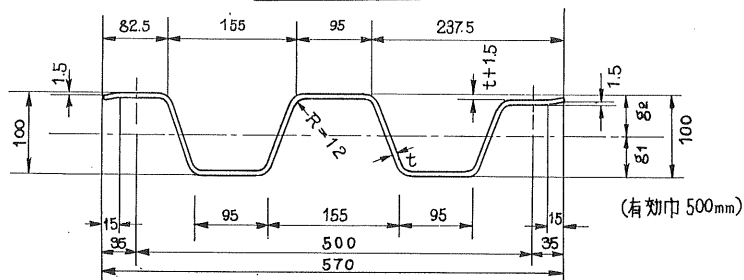
られているが、極めて軟弱なシルト層が各所で厚く堆積し、その処理・対策には頭を悩まされている。その一つに、高炉からドロドロに溶けた鉄を転炉に運ぶ 120t 溶銑車の軌道敷設工事があるが、シルト層が深くて置換工法は採れず、またサンドドレーン工法ではプレローディングの期間が足りないのと、盛土をすると他の建設工事を著しく阻害するのでこの工法も採用できない。ここで沈床工法がクローズアップされ、昨秋その載荷試験工事が現地で実施された。

本文は、その試験結果の概要をとりまとめたものである。泥炭地のような所に、道路、鉄道、水路などを築造する場合、あるいは埋立地の工用道路などに、本工法が少しでも役立てば幸いである。

1. 実験概要

実験は、無処理地盤 2 カ所、格子丸太沈床 1 カ所、プランクシート沈床 3 カ所、サンド・パイル工法 1 カ所の計 7

図一 プランク・シート断面形状
 形状寸法

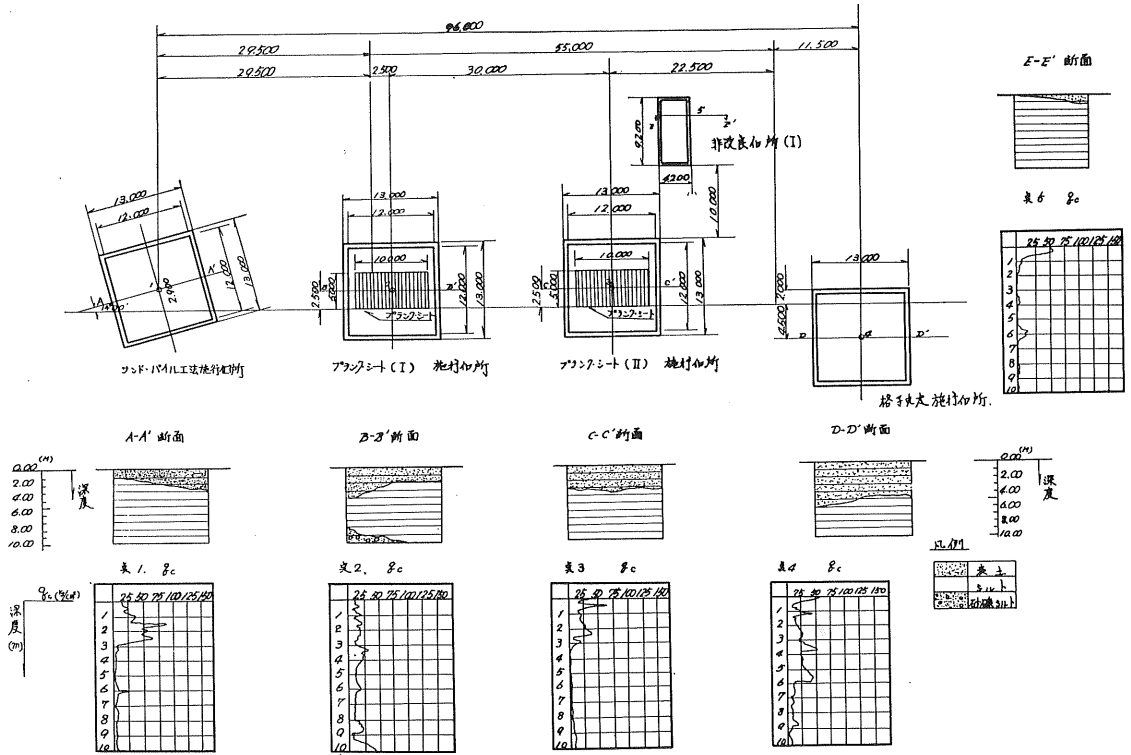


表一 プランク・シート断面性能表

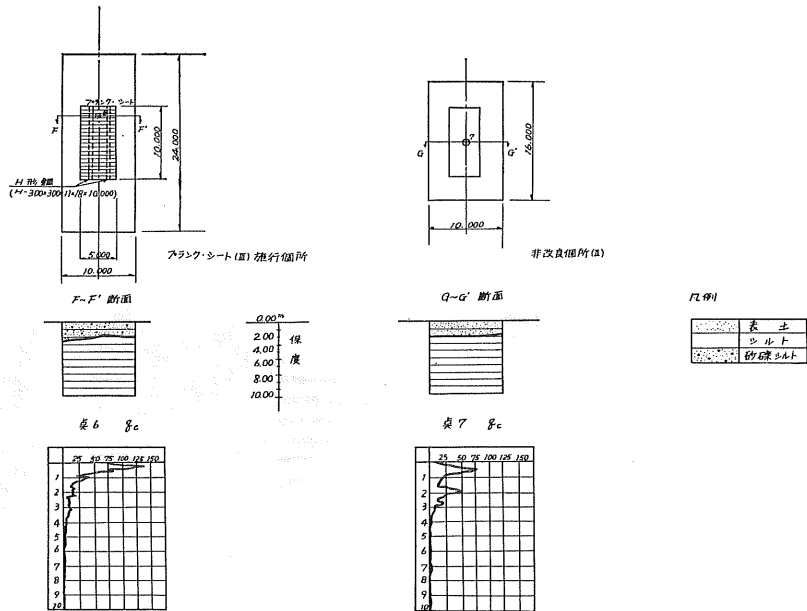
		1 枚 当 り					幅 1 m 当 り				
		2.7	3.2	4.0	4.5	6.0	2.7	3.2	4.0	4.5	6.0
板 厚	t (mm)	2.7	3.2	4.0	4.5	6.0	2.7	3.2	4.0	4.5	6.0
断 面 積	A (cm ²)	22.46	26.53	32.99	37.00	48.85	44.92	53.06	65.98	74.00	97.70
単 重	W (kg/m)	17.6	20.8	25.9	29.0	38.3	35.2	41.6	51.8	58.0	76.6
断 面 2 次 モーメント	I (cm ²)	346	403	492	545	693	692	806	984	1,090	1,390
断 面 係 数	Z_1 (cm ³)	64.6	75.5	92.3	102	131	129	151	185	204	262
	Z_2 (cm ³)	74.3	86.5	105	116	147	149	173	210	232	294
中 立 軸	g_1 (cm)	5.35	5.34	5.33	5.32	5.29	5.35	5.34	5.33	5.32	5.29
	g_2 (cm)	4.65	4.66	4.67	4.68	4.71	4.65	4.66	4.67	4.68	4.71

※ 特殊構造研究室
 ※※ 北海道営業所

図一2 実験個所及び地質推定図 (その1)



図一2 実験個所及び地質推定図 (その2)



カ所について行なわれた。

各実験箇所は近接しているが、シルト層自体の粒度組成が場所によつて異なるのとシルト層の上に盛土された山土（花崗岩の風化したいわゆる「マサ土」）の層厚が著しく異なり、各実験結果を同一の尺度で比較することは当を得ないと思われるので、主としてプランクシート沈床の場合について述べることにする。

(イ) プランク・シートについて

プランク・シート (Plank Sheet) は図-1 のような断面形状を有し、その断面性能は表-1 に示すとおりである。

今回の実験に用いたのは $t=3.2\text{ mm}$ および $t=4.0\text{ mm}$ 長さ 5.0 m のもので、各シートは 50 cm ピッチで $\phi 19\text{ mm}$ ボルトで相互に連結した。

(ロ) 実験箇所およびその土質状況

図-2 に、代表的な地点の土質柱状図、およびコーン・ペネトロメーターによるサウンディング結果を示す。山土の下のヘドロ層は、ほとんど q_c が 10 kg/cm^2 以下の極めて軟弱な地層で、これが約 $7\sim 8\text{ m}$ にわたつて埋積している。

(ハ) 実験方法

整地した山土の上にプランクシートを 10 m の長さに敷き並べて相互にボルト結合し、山土を盛つて約 50 cm の厚さに輻圧し、その上に砕石道床を築いた。この平面図と断面図を図-3 に示す。(写真1)

載荷方法は、実際の溶銑車に模して、 50 kg レールの上にシートパイル6枚を敷き並べ、これに $2\sim 3\text{ t}$ に結束された古レールをトラック・クレーンによつて載荷した。(写真2)

図-3 試 験 軌 道

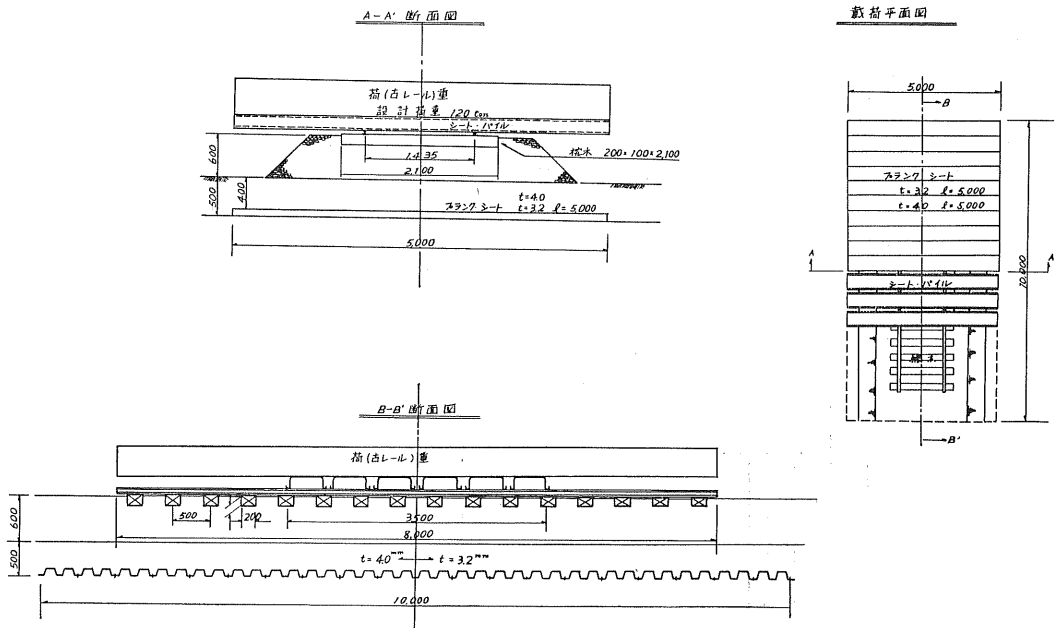


写真 1

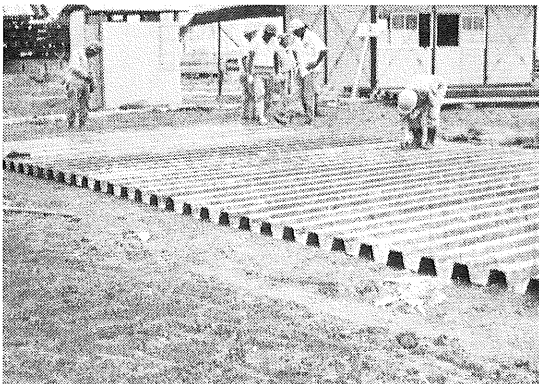
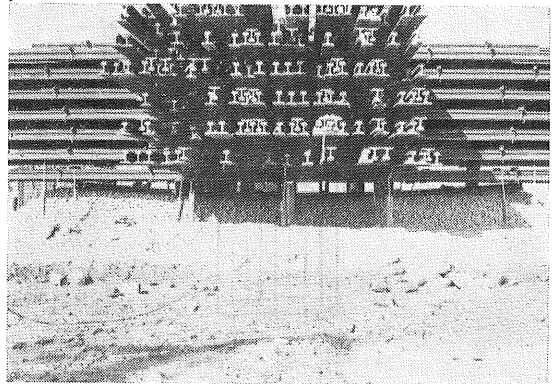


写真 2



溶銑車の設計荷重は 120 t であり、極限破壊状態を考慮して約 300 t の載荷重を準備した。載荷速度は 1 時間半に 10 t 毎とし、10 t の載荷に 15~20 分を要した。

(イ) 計測方法

プランクシート (I) には抵抗線ヒズミ計 22 点を貼り付

けて応力測定を行ない、またプランクシート上に沈下板を 7 カ所設置し、水管計によつて沈下量を測定した。このほか路盤の各点の水準測量を行ない地盤のりり破壊の発生を注意するようにした。(図-4)

(ロ) 他の工法の概略

図-4 計測位置

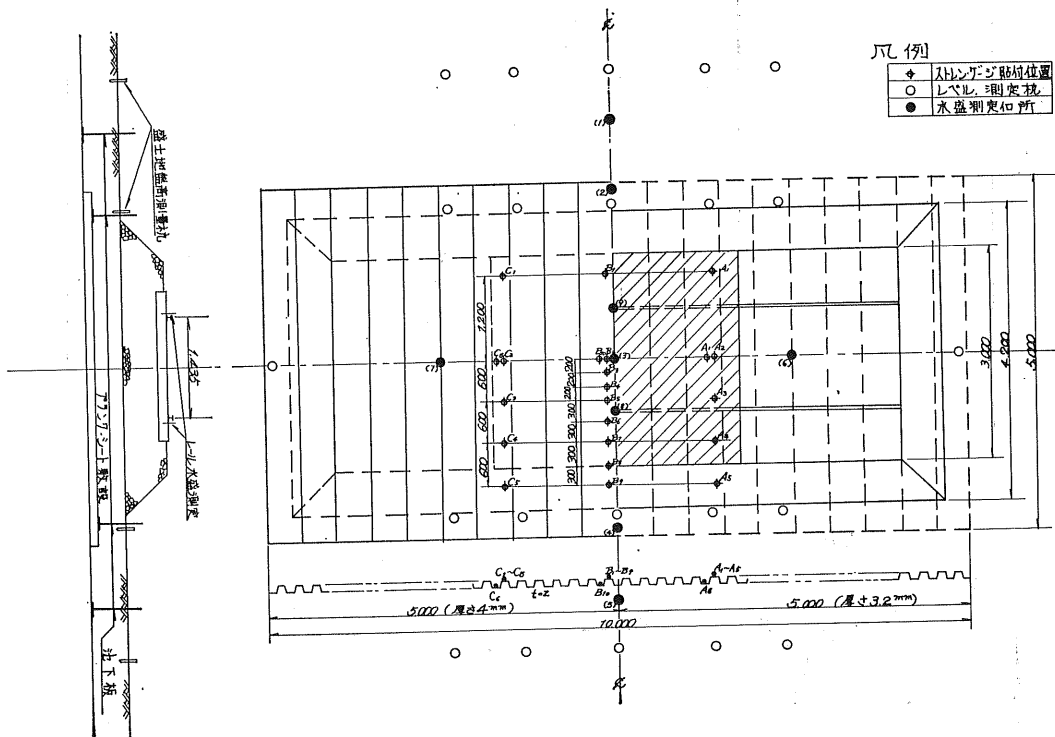


図-5 荷重-沈下量曲線 (中央点の沈下板)

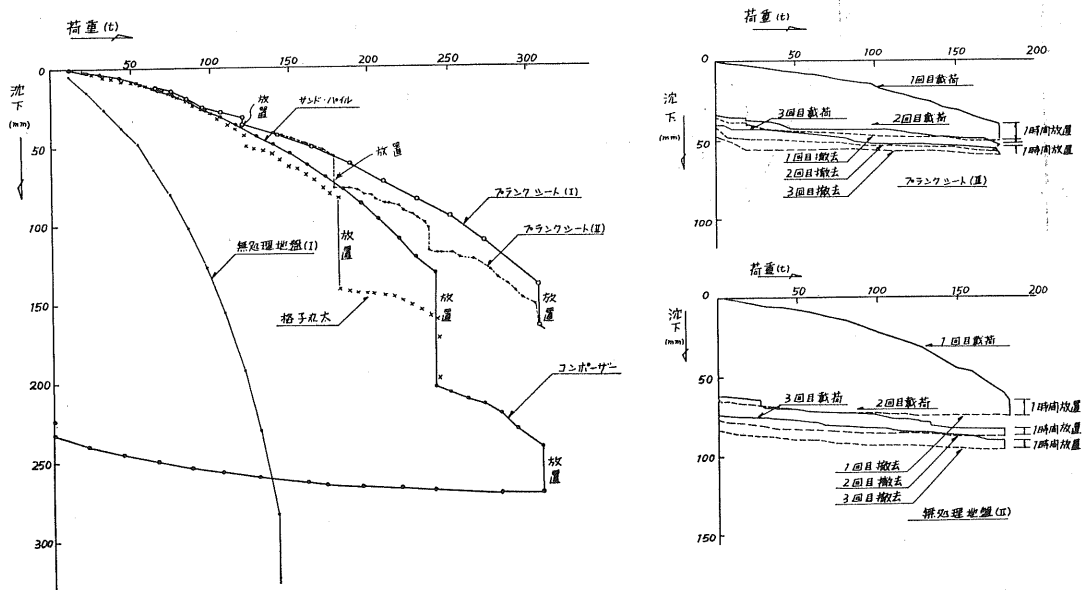


図-6 沈下量, 時間, 荷重曲線 プランクシート (I)

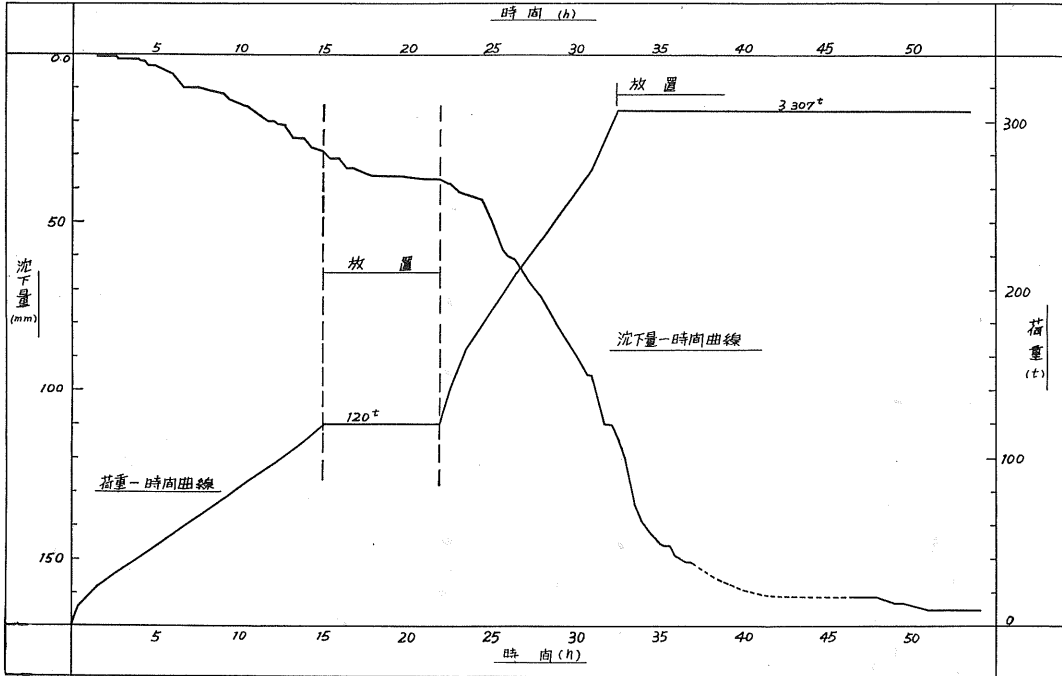
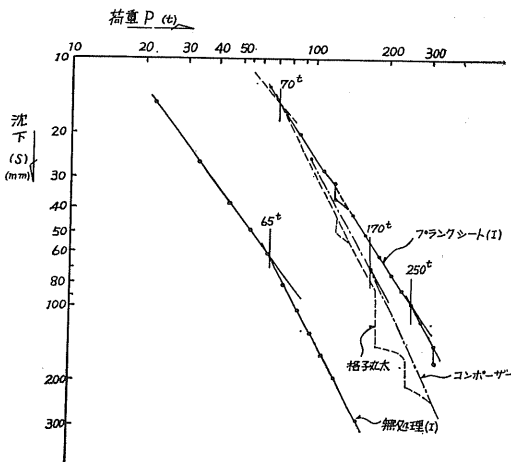


図-7 log P-log s 曲線



格子丸太沈床は、末口4~6寸の松丸太と、目通り約2寸の青竹とを格子状に組み合わせたものである。

サンド・パイル工法は、 ϕ 400 mm、長さ 8 m の砂グイを、1.2 m 間隔の正三角形に打ち込んだもので、施工前 $0.1 \sim 0.15 \text{ kg/cm}^2$ であつたシルトの q_u が、施工後 $0.15 \sim 0.2 \text{ kg/cm}^2$ に改良されたことが土質試験によつて確かめられた。載荷方法については前述の通りである。

2. 実験結果

1) 沈下量

各実験に対する荷重沈下量曲線を図-5に示す。また時間の影響を見るために、時間-沈下量曲線の一例を図-6に示す。図-7は、地盤の降伏、あるいは極限支持力を把握するために、荷重と沈下量をそれぞれ対数目盛で表わした、いわゆる $\log P - \log s$ 曲線である。

図-8は、沈下板によるプランクシートのタワミ想定曲線である。

ここに荷重 P とは、シートパイル上に積み上げられた全荷重のことで、レールの曲げ剛性を無視した場合の載荷面積は $3.5 \text{ m} \times 2.1 \text{ m} = 7.35 \text{ m}^2$ になる。

2) 応力度

プランクシートのヒズミ実測値を図-9、図-10に示す。応力度でなくヒズミで示したのは、荷重が大きくなつて鋼の弾性限界をはるかに越えるような場合が生じたからである。弾性域でヒズミ ϵ (μ で表示) を 2.1 倍すれば kg/cm^2 単位の応力度が得られる。

3. 結果の考察

(1) 沈下について

前述のように、地盤条件が異なるので、結果を同一の尺度で比較することは妥当ではないが、図-5~図-8を参照して結果を整理すれば、次のようになる。

プランクシート (I) は 1 時間半に約 10 t の割合で載荷し、120 t 載荷後沈下速度が 1 mm/h 以内に収まるまで放置した。

図-8 プランク・シート撓み想定図 (沈下測定による)

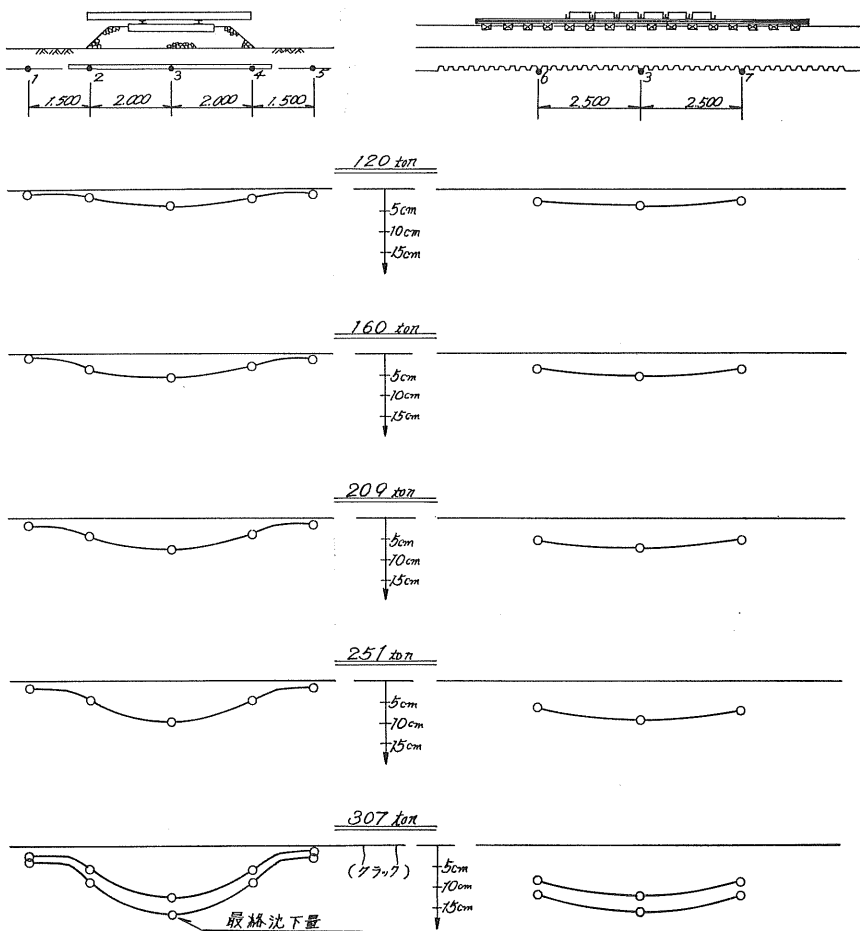


図-9 荷重-ひずみ曲線 (B_6 , C_6)

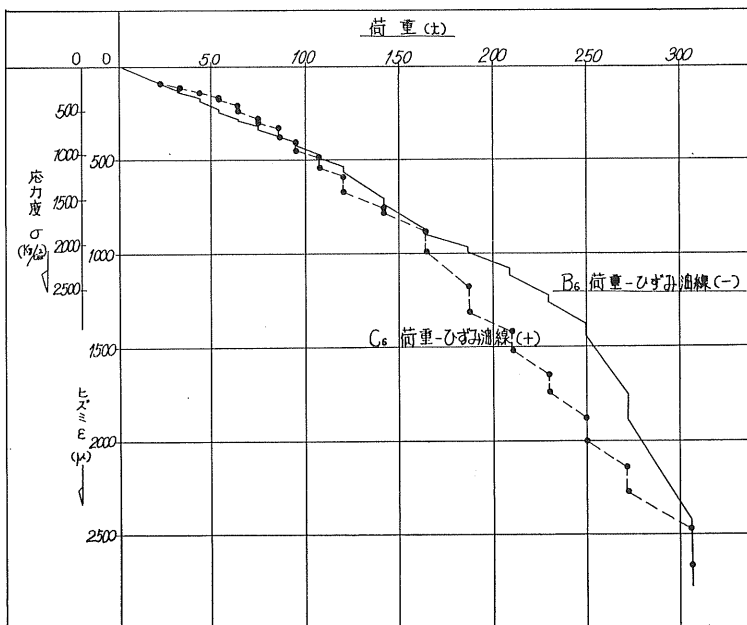


図-10 プランク・シートひずみ分布図

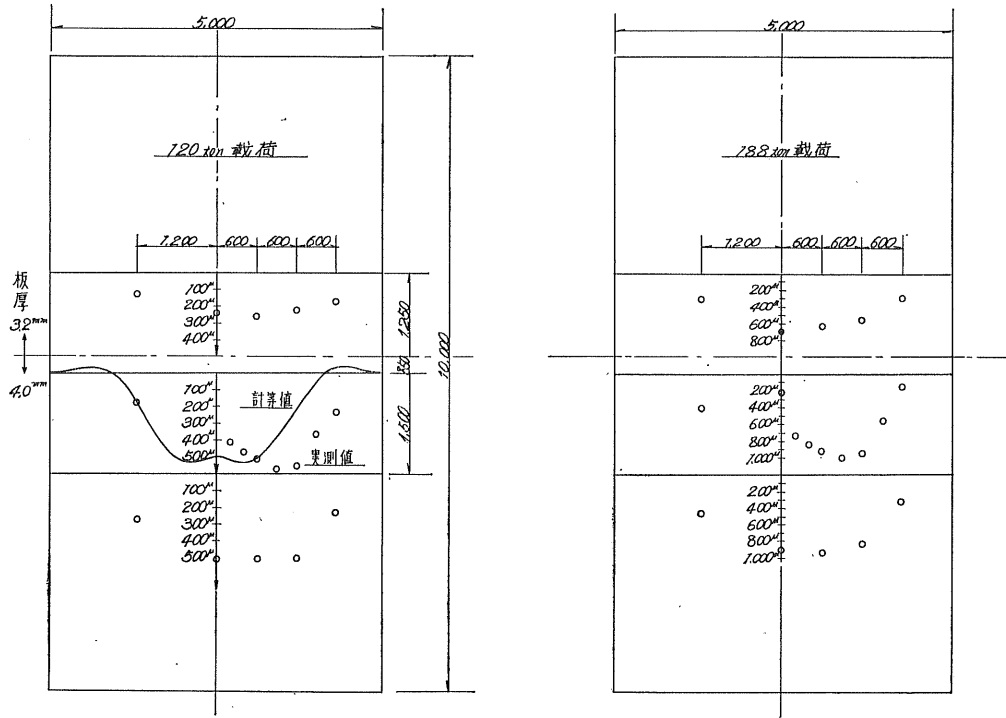


表-2 荷重試験結果一覧 (沈下について)

基礎の種類	120 t に対する 中央点沈下量	降伏点荷重	極限支持力	備考
プランクシート (I)	35 mm	250 t	<307 t	
プランクシート (II)	38 mm	250 t	<307 t	
プランクシート (III)	1回目 22 mm 2回目 13 mm 3回目 12 mm			max 180 t 繰返し荷重
サンド・パイル	40 mm	170 t	<307 t	
格子丸太	50 mm	70 t		max 240 t 荷重
無処理地盤 (I)	190 mm	65 t	(140 t)	max 140 t 荷重
無処理地盤 (II)	1回目 28 mm 2回目 14 mm 3回目 10 mm	90~100 t	(200 t)	max 180 t 繰返し荷重

これに要した時間は7時間で、この間の沈下促進量は8 mmであつた。その後の荷重速度を20 t/hに倍加し、全荷重307 t 荷重後約20時間放置した。この間の沈下促進量は51 mmで、全沈下量165 mmでほぼ安定した。従つて極限支持力は307 t以上と判断される。降伏点荷重は約250 tであるから設計荷重120 tに対しては、安全率2が確保された。

プランクシート (II) は、120 t, 180 t, 240 t, 307 t まで各段階で連続急速荷重を行ない (荷重速度40 t/h)、各段階で沈下速度が1 mm/h以下になるまで放置した。180 tまでの沈下の状況はプランクシート (I) とほとんど一致しているが、終局沈下量が大いのは地盤条件の差によるものと思われる。しかし、この場合も極限支持力は

307 t以上で、降伏点も250 t程度となつている。

プランクシート (III) は前二者と異なり、180 tまで3回、繰返し急速荷重を行なつた。この過程で降伏荷重を見出すことはできなかった。1回目荷重に比較して、2回目以後の相対沈下量は著しく減少し、数回の荷重で地盤が比較的安定化することを示唆している。

サンド・パイル工法の場合は、プランクシートとはほぼ同様な沈下過程を示す。降伏荷重が若干小さく、沈下量が大いのは、地盤条件の差違の他に、プランクシートが応力分散を行なうのに対して、サンド・パイル工法は砂グイへの応力集中が起つているためと思われる。この大きな沈下量は荷重時間から考えて、通常の圧密沈下とは異なり、軟弱シルト層中での砂グイの側方膨脹および盛土の圧縮によ

るものとするのが妥当であろう。サンド・パイル工法の場合の解析は別に発表される予定なので、ここでは割愛するが、一般に行なわれている計算法とよく一致し、とくに土圧および間隙水圧の実測値は、荷重の分布角を $54^{\circ}\sim 60^{\circ}$ とした場合によく一致したことを附記するに留めたい。

格子丸太沈床の場合は、山土の層も $5\sim 6\text{m}$ と厚く、シユンセツによる埋立土砂も砂礫を含んで、地盤条件の最も良い所であつた。log P -log s 曲線において 65t で降伏現象が起つているが、これは材料の圧潰と見られる。 180t 載荷放置後、勾配の回復があるのは、初期曲線への漸近を示すもので、長期間放置後によく見られる現象であつて、地盤の強度回復を示すものではない。

無処理地盤 (I) は所々盛土が薄くてシルトが噴出し、条件の悪い個所があつた。沈下曲線から降伏荷重を判断するのは困難であるが $80\sim 90\text{t}$ 程度と思われる。

無処理地盤 (II) は急速繰返し載荷を3回行なつた。この場合もプランクシート (III) の場合と同じく、1回目載荷に比較して、2回目以後の相対沈下量は著しく減少している。初期の沈下過程が、プランクシートやサンド・パイルの場合とほぼ同程度なのは、盛土の山土が $q_c=25\sim 50\text{kg/cm}^2$ で、他に比較してかなり締つているためと思われる。 180t 以上の載荷が行なわれていないので極限荷重を把握することはできないが、沈下曲線から推定して 200t 前後と考えられる。従つて、初期の沈下過程が同じとしても、設計荷重に対する安全率は異なるわけである。

(2) プランクシートの応力度とタワミ

120t 載荷時における最大ヒズミは B-6 の 570μ で、応力度にして $1,200\text{kg/cm}^2$ となり、許容応力度内にある。 307t 載荷ではヒズミが $2,000\mu$ を越え、相当の永久変形が予想されたが、道床、路盤撤去後のプランクシートは写真-3に示すように断面の大きな変形は認められなかつた。

軌道直交方向のプランクシート中央点のタワミは、 120t 載荷で $1/200$ 、 307t 載荷で $1/50$ であつた。

写真-3



4. 弾性解析の適用

土は本来非弾性的なものであり、ことに軟弱なシルトを扱うには時間の要素を考えなければならないが、ここでは単純に土を線弾性体と仮定して、プランクシートに弾性床上のハリの理論を適用してみることにする。さらに荷重は軌道方向に一様分布するものと仮定し、二次元的な取扱いを行なうことにする。

図-11 座標系

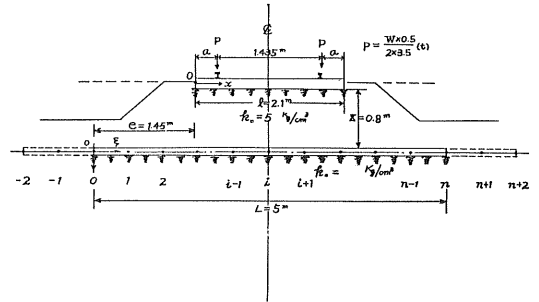


図-11において、レール上の線荷重を Pt/m とすれば、全荷重 W を用いて $P=W \times 0.5\text{m}/3.5\text{m} \times 2$ で表わされる。マクラ木の長さを l とし、両端から a の距離に2ヶの集中荷重 P が作用する場合の反力分布は次式で表わされる。ただし、 p はマクラ木底面反力をマクラ木間隔 d で除した平均的な反力である。 (t/m^2)

$$0 \leq x \leq a :$$

$$p_1(x) = \frac{P}{d} [A \cdot \text{Cosh } \lambda x \cdot \cos \lambda x + B (\text{Cosh } \lambda x \cdot \sin \lambda x + \text{Sinh } \lambda x \cdot \cos \lambda x)]$$

$$a \leq x \leq l-a :$$

$$p_2(x) = \frac{P}{d} [A \cdot \text{Cosh } \lambda x \cdot \cos \lambda x + B (\text{Cosh } \lambda x \cdot \sin \lambda x + \text{Sinh } \lambda x \cdot \cos \lambda x) + \lambda \{ \text{Cosh } \lambda (x-a) \cdot \sin \lambda (x-a) - \text{Sinh } \lambda (x-a) \cdot \cos \lambda (x-a) \}]$$

$$l-a \leq x \leq l :$$

$$p_3(x) = \frac{P}{d} [A \cdot \text{Cosh } \lambda (l-x) \cdot \cos \lambda (l-x) + B \{ \text{Cosh } \lambda (l-x) \cdot \sin \lambda (l-x) + \text{Sinh } \lambda (l-x) \cdot \cos \lambda (l-x) \}]$$

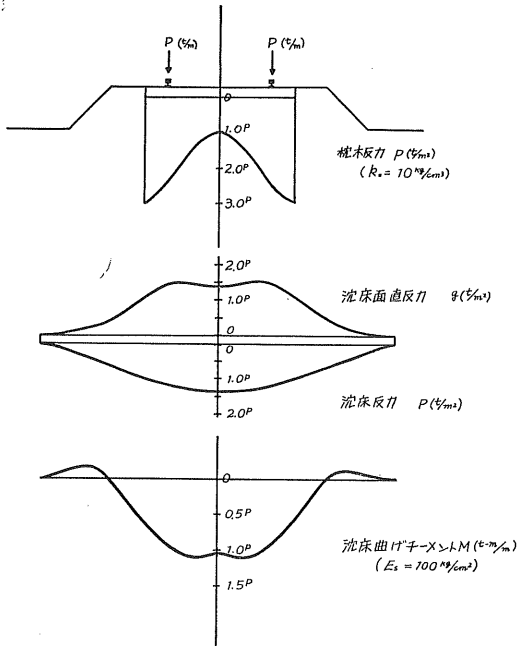
$$A = \frac{2\lambda}{\text{Sinh } \lambda l + \sin \lambda l} [\text{Cosh } \lambda a \cdot \cos \lambda (l-a) + \text{Cosh } \lambda (l-a) \cdot \cos \lambda a]$$

$$B = \frac{\lambda}{\text{Sinh } \lambda l + \sin \lambda l} [\text{Cosh } \lambda a \cdot \sin \lambda (l-a) - \text{Sinh } \lambda a \cdot \cos \lambda (l-a) + \text{Cosh } \lambda (l-a) \cdot \sin \lambda a - \text{Sinh } \lambda (l-a) \cdot \cos \lambda a]$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{k_0 b}{4 EI}}$$

ここで $k_0=10\text{kg/cm}^2/\text{cm}$ 、 $b=20\text{cm}$ 、(マクラ木幅)、

図-12 弾性解析による計算結果



$EI=45.7 \text{ t-m}^2$ $l=2.1 \text{ m}$, $a=0.333 \text{ m}$, $d=0.5 \text{ m}$ として反力を計算すれば図-12のようになる。

これによつて生ずるプランクシート面の直圧力 $q(\xi)$ は Boussinesq の式より

$$q(\xi) = \frac{2}{\pi} \int_0^l \frac{z^3 \cdot p(x)}{[(x+e-\xi)^2 - z^2]^2} dx$$

$$= \frac{2z^3}{\pi} \left(\int_0^a \frac{p_1(x)}{[(x+e-\xi)^2 - z^2]^2} dx + \int_a^{l-a} \frac{p_2(x)}{[(x+e-\xi)^2 - z^2]^2} dx + \int_{l-a}^l \frac{p_3(x)}{[(x+e-\xi)^2 - z^2]^2} dx \right)$$

で与えられる。

$z=0.8 \text{ m}$, $e=1.45 \text{ m}$ として計算すれば図-12が得られる。

このような分布荷重を受けるプランクシートのタワミ曲線の微分方程式は

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + E_s y = q(\xi)$$

で表わされるから、これを差分方程式に書き直せば

$$y_{i-2} - 4y_{i-1} + (6+t^4)y_i - 4y_{i+1} + y_{i+2} = \frac{T^4}{EI} \cdot t^4 \cdot q_i(i \cdot T)$$

$$T \equiv \left(\frac{EI}{E_s} \right)^{\frac{1}{4}}, z_{\max} = \frac{L}{T}, t = \frac{z_{\max}}{n} = \frac{L}{nT}$$

L : プランクシートの長さ (5 m), n : 分割数
また両端における境界条件は, Imaginary Point $y_{-2}, y_{-1}, y_{n+1}, y_{n+2}$ を導入して,

$$-y_{-2} + 2y_{-1} - 2y_1 + y_2 = 0$$

$$y_{-1} - 2y_0 + y_1 = 0$$

$$-y_{n-2} + 2y_{n-1} - 2y_{n+1} + y_{n+2} = 0$$

$$y_{n-1} - 2y_n + y_{n+1} = 0$$

が成り立つ。これら $(n+5)$ 個の方程式を連立に解けば y_n が求められ、これを用いて

$$\text{曲げモーメント: } M_i = \frac{T^2}{t^2} (y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1})$$

$$\text{反力分布: } p_i = E_s \cdot y_i$$

が得られる。

図-10はこのようにして求められた曲げモーメントから応力度を計算し、実測値と対比したものである。ただし $EI=145 \text{ t-m}^2/\text{m}$ ($t=3.2 \text{ mm}$), $169 \text{ t-m}^2/\text{m}$ ($t=4.0 \text{ mm}$), $E_s=100 \text{ kg/cm}^2$, $n=50$ とした。

図-12はこれに対応する反力分布である。

あとがき

本実験の溶銑車線路基礎工事は、兎に角地盤の剪断破壊を防ぎ、沈下は軌道の保線工事で調整して行こうという目的で行なわれたもので、この限りではプランクシート沈床は所期の目的を達したということができよう。そして、プランクシートは荷重の分散を図り、地中応力を小さくするから、シルト層の圧密沈下も他の工法にくらべて小さくなることは明らかである。

この実験では無塗装のプランクシートを用いたが、耐久性を要求される場合には、溶融亜鉛メッキしたものを使用することになっている。亜鉛の付着量は 3 oz/ft^2 (915 g/m^2) で、地中における亜鉛の消耗量は $20 \sim 50 \text{ g/年}$ と考えられるから、亜鉛の消耗だけで $20 \sim 50$ 年を要することになり、充分目的を達することができる。

この実験は、福山という特定の場所で行なわれたもので、これがそのまま他の任意の地盤に対しても適用できるとはいえないが、荷重の分散という定性的な面だけでも認めて頂ければ幸である。

本実験は当社福山建設本部土建部と加工製品部によつて企画・実施されたものであるが、実施に当つては、飛鳥建設(株)、不動建設(株)および鹿島建設(株)の現地技術者諸氏から絶大なるご協力を戴いた。ここに附記して謝意を表する次第である。

＝編＝集＝後＝記＝

本誌も今回で第6号（編集委員会が発足してから第3号）の発刊のはこびとなりましたので、ここに会員諸氏に御送り致します。

年々クローズアップされている土質工学関係の問題点は多々ありますが、今回本誌の発刊に当り、それらの問題に関する研究、解析などをつうじて、ご協力頂きましたご執筆者に対して、心よりお礼申し上げます。

今後土木技術の発展は、理論実施々工両面の協力によつて進められることと信じます。会員諸兄におかれましては、日常直面する『土』に関する問題がありましたら、規模の大小を問わず、ご検討の上、本誌をつうじて発表されることを希望致します。

編集委員

委員長	北 郷 繁 (北 大)
委 員	土 岐 祥 介 (北 大)
"	森 康 夫 (開発局)
"	加 藤 鋭 一 (北海道)
"	長谷川 嘉 宏 (国 鉄)
"	加 藤 武 仁 (鉄道公団)
"	小山田 博 (北 電)
"	永 井 敏 資 (札幌市)

技術パンフレット 第6号

発 行 土質工学会北海道支部
札幌市北大通西2丁目
札幌市建設局土木部内
TEL ㊟ 1943

編 集 技術パンフレット編集委員会

印 刷 山藤印刷株式会社
札幌市南2条西6丁目
TEL代表㊟8126