

# 関東ロームを使用する高盛土の実用的な設計法

菅原紀明

## Practical Design Method for High Embankment of Kanto-Loam

Noriaki SUGAWARA

### Abstract

Kanto-Loam is one of the most popular embankment soils in south-western part of Kanto district. This soils are consisted of volcanic ash clay which contain higher to optimum water content. It is very often experienced that embankments at a given hight show slow bulging on the middle part of slope during construction and that higher embankment performance can not be continued. Since about ten years ago, the many results of observation by instrumentations, mainly using Casagrande's type piezometer, were obtained in Kanto-Loam fill for housing. Those results reveal behaviour of slope bulging as follows;

- 1). The most important factors affecting slope stability could be an increase in pore pressure with increasing height of fill.
- 2). Rate of increase in pore pressure in undrained condition arise in such almost the same quantity as Hilf's equation.
- 3). Pore pressure in embankment soil after the end of construction immediately dissipate in accordance with Terzaghi's theory.
- 4). Slope heave is assumed to occur in the shape of horizontal slide along the zone of higher part of pore pressure.

From those aspects, simply experimental method about slope analysis is developed. In addition to this analysis, the value of pore pressure at any point of embankment can be easily estimated using above mentioned results. Then, the very simple and practical design method for estimating drainage blanket effects to obtain embankment stability is presented.

### 1 まえがき

関東ロームを盛土材料として高い盛土を計画するに当って、施工時の盛土斜面の安定と盛土施工後の造成面の圧縮沈下が問題となる。この両方の問題に対処するために通常排水ブランケット工法が採用されている。関東ロームは比較的含水比が高く、施工機械のトラフィカビリティが悪く、十分な転圧を施すことが困難な土である。そして、ある盛土高を越えると突然に盛土のり面が膨れはじめ、それ以上の盛り立てが困難となる例が多く経験されている。したがって、このような高盛土に対して、事前に十分な検討がなされなければならない。すなわち、高い含水比の盛土材料を使用する高盛土に関する安

定計算およびその設計に関しては、複雑な間隙圧の予測を行って円形すべり面を仮定し、有効応力法で破壊に対する安全率を求めて検討を行っているが、実際には極めて面倒で複雑な計算を伴うものである。

東京都南多摩地区においては、数年来、関東ロームを盛土材料とした広大な宅地造成工事が実施され、その施工に伴って間隙圧測定を主軸とした現場計測が行われてきた。それらの計測結果によれば、盛土の自重の増加に伴って盛土中の間隙圧が高くなっており、この間隙圧の増加が盛土の安定を損う最も重要な要因ということができる。

本報文は、施工中にのり面が膨れ出した盛土中の間隙圧の分布と挙動およびその後の間隙圧の消散について検

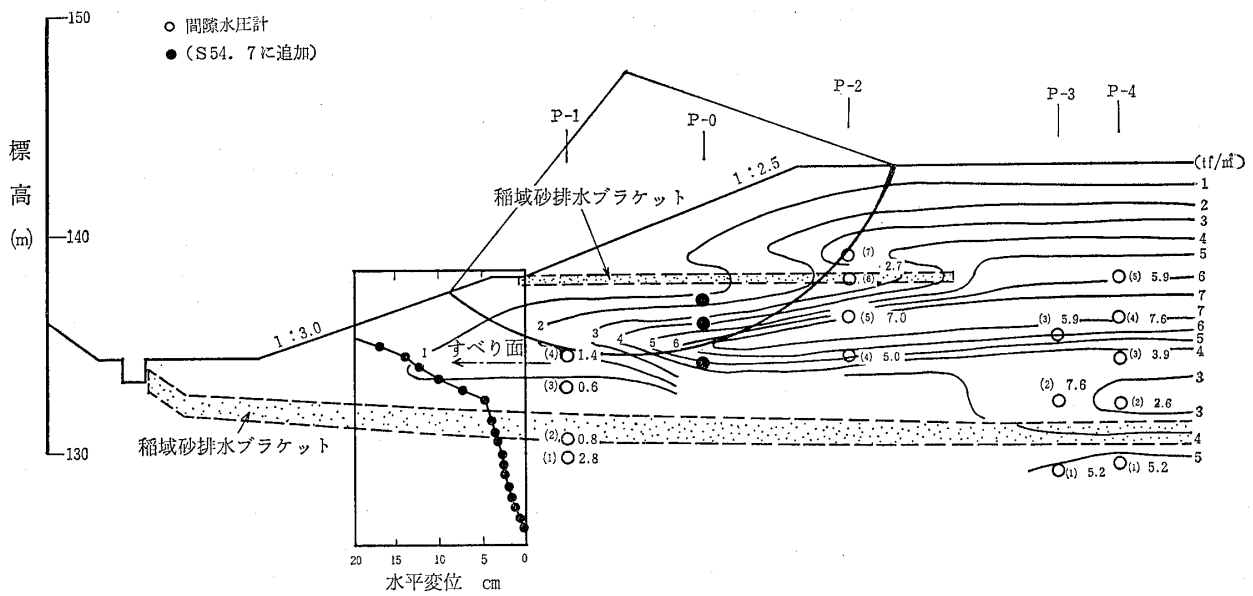


図-1 J盛土の変状時における間隙圧分布  
 Fig. 1 Pore pressure distribution of J embankment in slope bulging.

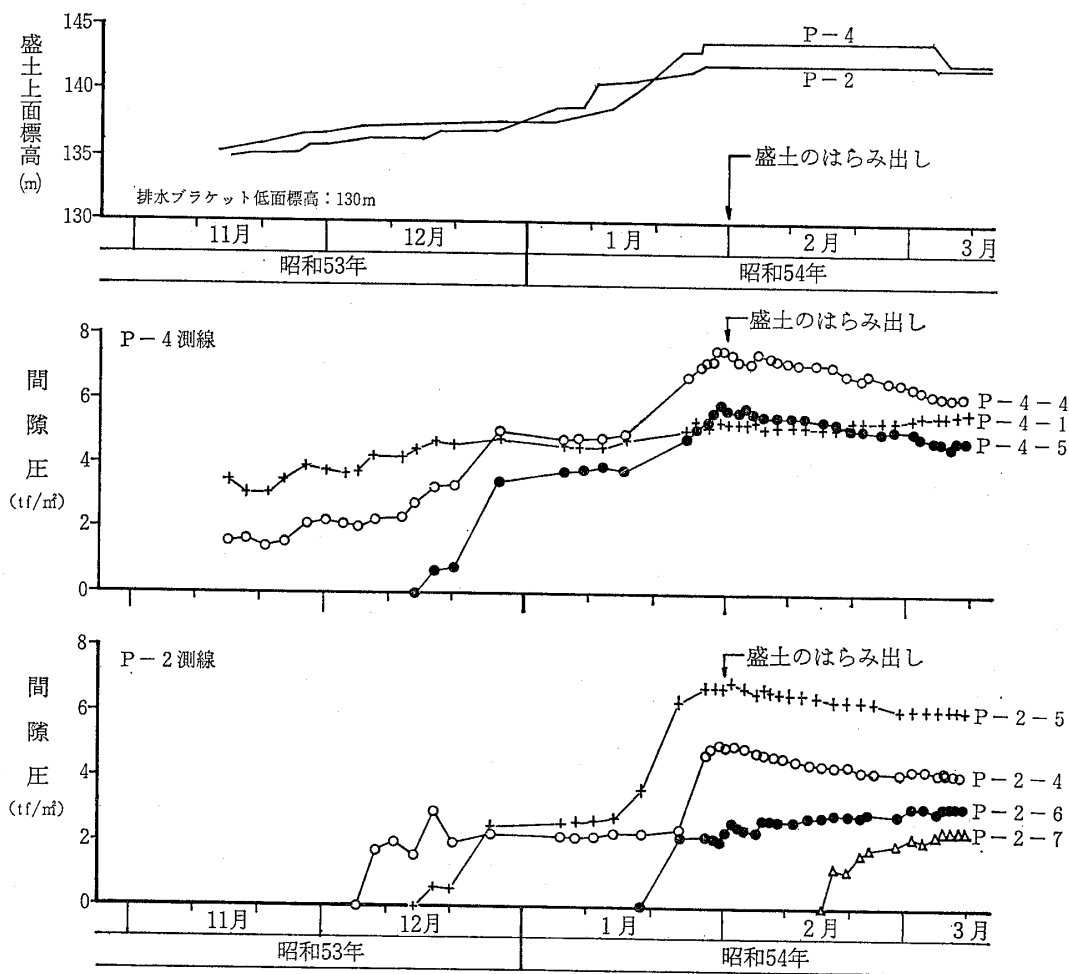


図-2 J盛土施工中の間隙圧の変化  
 Fig. 2 Pore pressure change of J embankment under construction.

討し、有効応力法に基づいて、関東ロームを盛土材料としたときの簡単で実用的な高盛土の設計について考察したものである。ただし、排水ブランケット工法を採用した場合に限っている。

## 2 高盛土の施工と間隙圧の測定

関東ロームを盛土材料とした盛土工事において、8～10m程度の高さの盛土を数ヶ月の間に盛り立てようとするとき、のり面の中央部がはらみ出し、それ以上の施工が困難になることはしばしば経験されることである。

筆者は、盛土施工中に斜面がはらみ出した箇所や、盛土完了後の切り取りによってのり面が著しい側方移動を示した箇所について、盛土中の間隙圧の測定を行う機会を得ることができた。それらの測定結果の概要はつぎの通りである。

- (1) J 盛土（盛土施工中にはらみ出した盛土）  
 近くで採取される細砂を排水ブランケット材として使

用し、関東ロームを盛土材として、高さ12mの計画で昭和53年11月中旬に施工が開始された。開始後およそ2ヶ月半経った翌年2月1日に盛土高さが8.5mとなったときに、のり面の中央が膨れ出した。それにもかかわらず、さらに1.5mの盛り立てを行ったが、ますますのり面の膨れ出しが激しくなり、それ以上の盛土が不可能であると判断し施工を中止した。そして、この盛土の安全を維持するために、盛土上部の1.5m厚の土を除去した。

この時点までに盛土内部には、図-1に示すように、15個の間隙水圧計が設置されており、また、地中変位測定管が1孔設けられていた。

盛土のはらみ出しが始まった昭和54年2月1日における間隙圧と地中変位の測定結果は、図-1に示す通りであった。この結果によれば、斜面下の最も高い間隙圧を示す部分は、排水ブランケットにはさまれたところのほぼ中央部に当たっている。なお、盛土の小段に敷設した排水ブランケットの近くの盛土中にある間隙水圧計（P-2-6）では、他のものにくらべて、小さな間隙圧（u

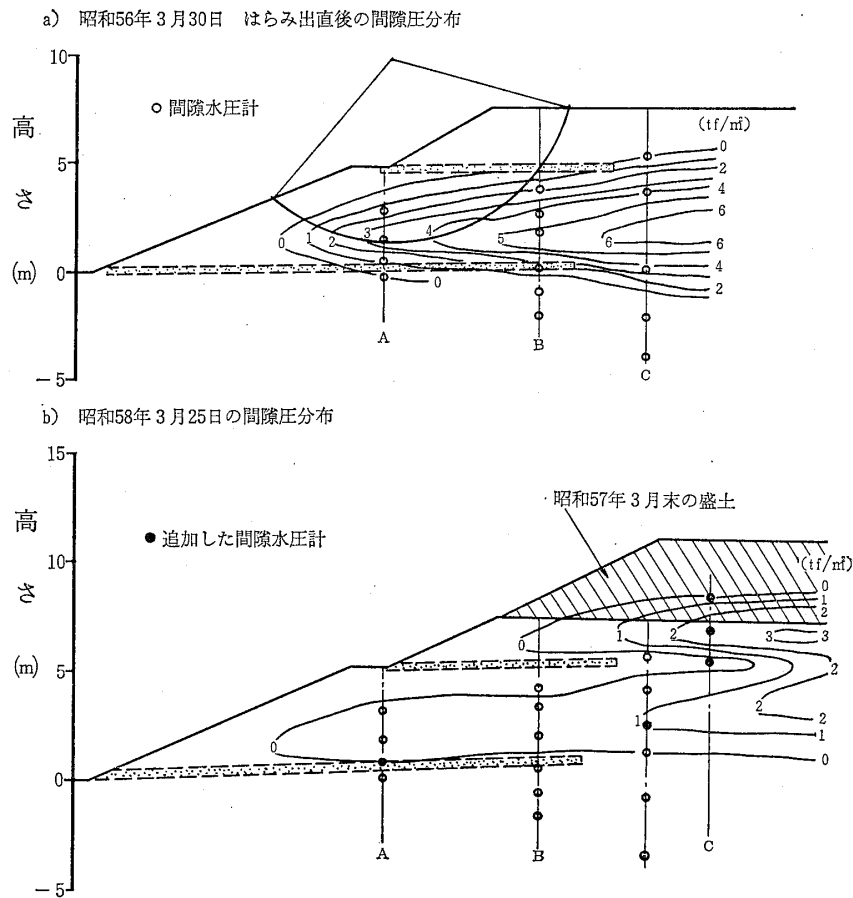


図-3 K盛土の変状時および完成時における間隙圧分布  
 Fig.3 Pore pressure distribution during slope heave and after completion in K embankment.

=2.7tf/m<sup>2</sup>) となっている。

図-2は、盛土施工の進行に伴う間隙圧の変化を示したものである。これによると、盛土高が増加するにつれて、盛土中の間隙圧も増加し、ある値に達したときに盛土のはらみ出しが発生し、この時点点を最高値として、その後は極めてゆるやかに減少するか、あるいは変化はほとんどみられない。

(2) K盛土(盛土施工中にはらみ出した盛土)

この盛土は、碎石を排水ブランケット材とし、関東ロームを盛土材としたもので、昭和56年3月に約8.5mの盛土高になったときに、のり面の中央部がはらみ出したために施工を中止した。その直後に、盛土の縦断方向にA, B, C, の3測線を設けて、計16個の間隙水圧計を設置し、間隙圧の測定を開始した。そのときの間隙圧分

布は図-3(a)に示す通りであった。

その後、約2年間にわたって間隙圧の観測を続けるとともに、その間に2度に分けて3mの盛り立てが実施された。盛り立てが完了した昭和58年3月における盛土中の間隙圧の分布は、図-3(b)に示す通りであった。この間における間隙圧の変化状況を図-4に示す。ここに示した観測結果から、つぎのことが明らかになった。

- ① 盛土のり面のはらみ出しは、土中に発生した高い間隙圧の影響によるものである。
- ② 高い間隙圧は、時間が経つにつれて漸次低下し、ある程度の値以下になれば、新たな盛り立てが可能となる。
- ③ 排水ブランケット材として使用した碎石部においては、残留間隙圧は認められず、碎石は良好な排水

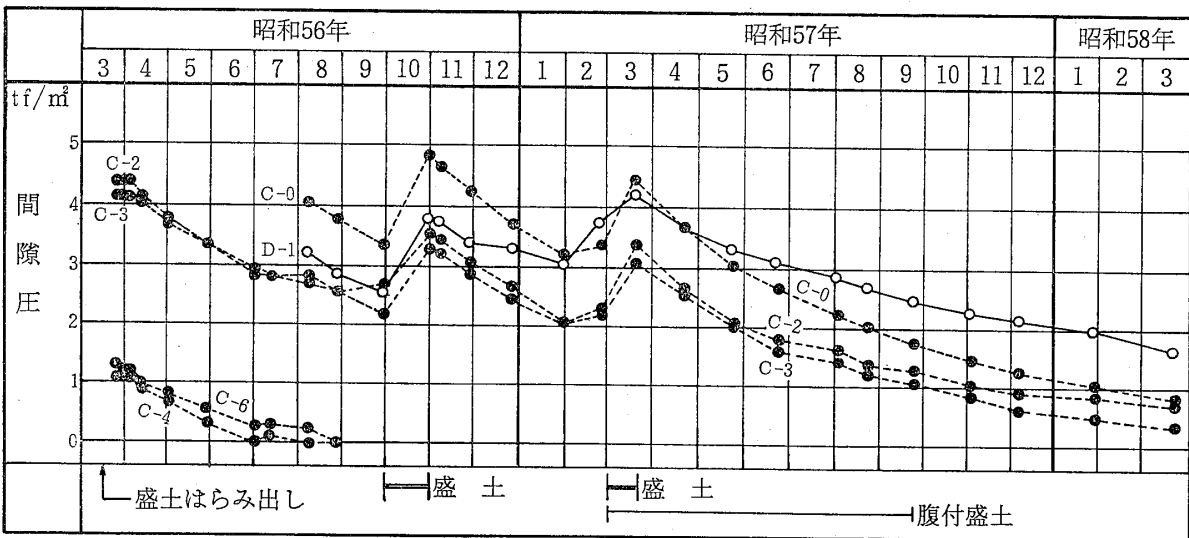
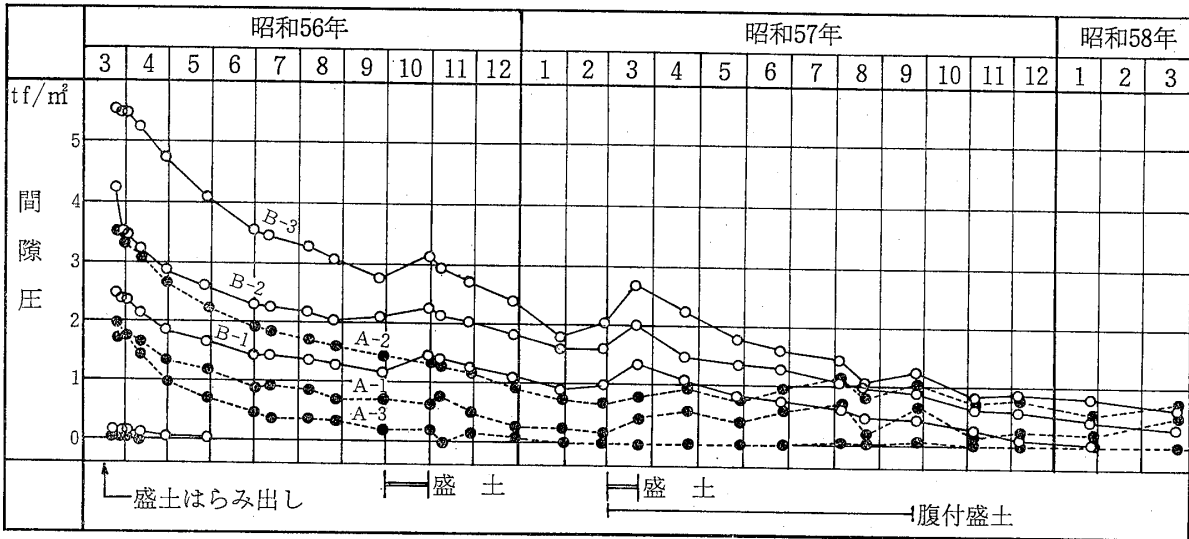


図-4 K盛土の変状時から完成時までの間隙圧の変化

Fig.4 Pore pressure change from slope heave to completion of K embankment.

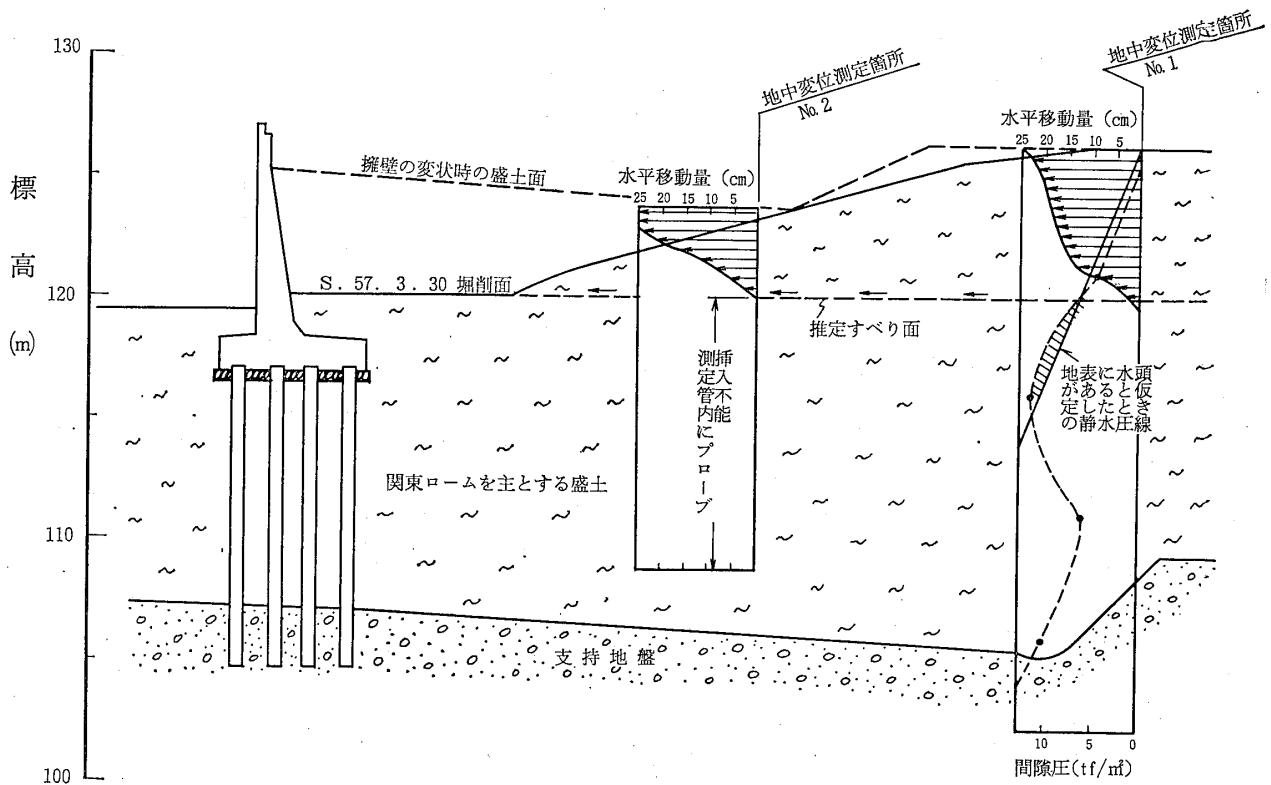


図-5 L盛土の擁壁背面盛土の掘削に伴う切土のり面の側方変位と盛土天端部の間隙圧分布  
 Fig.5 Lateral displacement of slope due to cutting of embankment and pore pressure distribution at top of slope.

ブランケット材であると評価される。

(3) L盛土（盛土を切取った斜面の変状）

図-5に示すように、杭基礎を有する擁壁が背面盛土による圧力によって約15cmほど前方に移動し、擁壁の各継目のくいちがいが著しくなった。その対策工を施工するために、擁壁背面の盛土を基礎フーチング上面まで掘削することにして、図に示すところ（S.57.3.20掘削面）まで掘削が進んだとき、切土斜面において著しい側方変位が生じた。この著しい側方変位によって、切土のり面中央に設置してあった地中変位測定管は著しく傾き、測定プローブの挿入が不可能となった。しかしながら、天端の地中変位測定管においては、プローブを下端まで挿入することができた。この結果によると、切取り面レベル以深においては、盛土中の水平変位は認められなかった。

また、天端下の盛土中の間隙圧は、すべり面の上部で約5tf/m<sup>2</sup>、その下部では6~11tf/m<sup>2</sup>であった。

この変状箇所においては、つぎのことが判明した。

- ① 側方変位の生じた境界面はほぼ水平である。
- ② 排水ブランケットのない厚い盛土の中央領域における間隙圧は比較的高い状態で保持されている。

3 変状盛土の間隙圧分布から逆算される強度特性

盛土斜面の安全率の計算式としては、つぎに示す円形すべり面を仮定したフェレニウスの簡便式を用いることとする。

$$F = \frac{R \sum \{C' l + (W \cos \theta - ul) \tan \phi'\}}{R \sum W \sin \theta} \quad (1)$$

- ここに、 $F$ ：安全率
- $R$ ：円弧の半径
- $W$ ：スライスの単位長当りの重さ
- $\theta$ ：スライスの重心を通る鉛直線が円弧と交わる点と円弧の中心とを結ぶ線が鉛直となす角度
- $l$ ：スライスの円弧部分の長さ
- $u$ ：スライスの平均間隙圧
- $C'$ ：斜面を構成する土の見掛けの粘着力
- $\phi'$ ：斜面を構成する土の内部摩擦角

付記-Iに述べてあるように、突固め回数 $N=25$ における立川ローム、武蔵野ロームおよび多摩ロームIIの見

表-1 逆計算によって求められた内部摩擦角  
Table 1 Internal friction angle obtained from back-calculation method.

	$\Sigma(W \sin \theta)$	$\Sigma(W \cos \theta)$	$\Sigma (ul)$	$\tan \phi'$	$\phi'$
J 盛土	32.2	129.5	79.9	0.646	32.8
K 盛土	16.7	59.5	33.8	0.649	32.9

掛けの粘着力  $C'$  は  $0 \sim 0.17 \text{ kgf/cm}^2$  であり、最下層の多摩ローム I では零である。したがって、安全側に考えると、(1)式において  $C'=0$  とおくことが妥当である。また、盛土がはらみ出したときの安全率を  $F=1.0$  とすると、(1)式は

$$\tan \phi' = \frac{\Sigma(W \sin \theta)}{\Sigma(W \cos \theta - ul)} \quad (2)$$

となる。

図-1 および図-3(a)には、J 盛土および K 盛土それぞれの最小安全率 ( $F_{\min}=1.0$ ) を示す円弧の位置を示してある。これらの円弧について、(2)式によって逆算される内部摩擦角は表-1 に示す通りである。すなわち、

$$\phi' = 32.8^\circ \sim 32.9^\circ \approx 33^\circ$$

である。

付記-I に示した関東ロームの突固め試験において求められた内部摩擦角  $\phi'$  の値の平均を突固め回数別に求めると、

- $N = 5 \dots \dots \dots \phi' = 37.61^\circ$
- $N = 15 \dots \dots \dots \phi' = 38.61^\circ$
- $N = 25 \dots \dots \dots \phi' = 39.22^\circ$

となる。これらの値はいずれも、さきに求めた現場の観測値に基づいて逆算された値よりも大きな値となっている。この相異の主な要因は、室内試験の供試体については均質な締固めが可能であることに対し、現場においては十分な転圧が困難なために不均質であるという条件の相異によるものと考えられる。

設計強度としては、現場の条件を反映した強度を設定すべきであるので、関東ロームの盛土の場合、上述の逆算によって得られた内部摩擦角  $\phi' = 33$  は設計定数として採用されるべき値であると考えられる。

#### 4 盛土施工中に発生する間隙圧

盛土中の間隙圧の大きさとその分布は、主として、土の含水比、土の圧縮性、盛土の高さ、排水ブランケットの有無、施工中の休止期間の有無、間隙圧の消散速度お

よびその消散時間に関係している。

ここに、間隙圧の消散を考慮しない場合で、とくに施工含水比が盛土材料の最適含水比より高い粘性土に関して、盛土中に発生する間隙圧については、Hilf (1948) の提案した式が一般に使用されている。すなわち、

$$u = \frac{P_a \cdot \Delta}{V_a + hV_w - \Delta} = \frac{P_a \cdot \Delta}{n_o \left\{ 1 - (1-h) \frac{S_o}{100} \right\} - \Delta} \quad (3)$$

ここに、 $u$  : 間隙圧 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$P_a$  : 盛土箇所の大気圧

$$= 1.032 \times 0.1082 \times \text{標高} / 1,000$$

$\Delta$  : 原容積に対する圧縮率

$V_a$  : 当初締固め後の間隙内の自由空気量

$$= n_o \cdot (1 - S_o) (\%)$$

$h$  : 水中における空気溶解度 (ヘンリーの溶解係数) =  $0.0198$  ( $20^\circ\text{C}$  のとき)

$V_w$  : 当初締固め後の間隙内の水量 =  $n_o \cdot S_o$

$n_o$  : 当初締固め後の間隙率

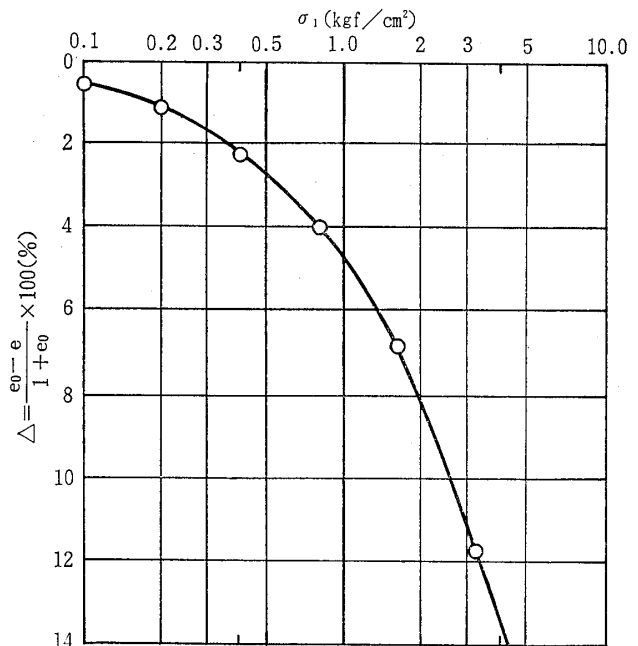
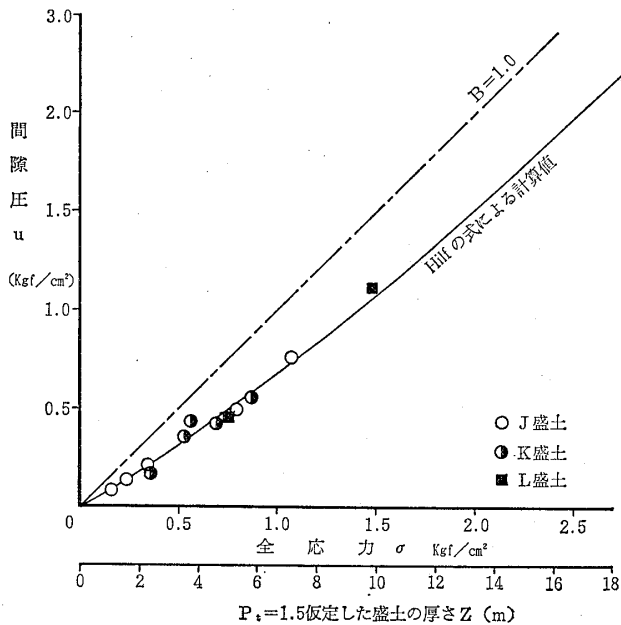


図-6 代表的な関東ローム盛土材料の  $\Delta \sim \sigma'$  曲線  
Fig.6 Typical  $\Delta \sim \sigma'$  curve of Kanto-Loam fill.

表一 2 盛土における全応力  $\sigma$  に対する間隙圧  $u$  の計算

Table 2 Calculation of pore pressure  $u$  against total pressure of embankment.

$\Delta = \Delta H / H_0$ (%)	$\sigma'$ (Kgf/cm <sup>2</sup> )	① $P_a \cdot \Delta$	② $(V_a + h V_w) - \Delta$	$u = ① / ②$	$= \sigma' + u$	$B = u / \sigma$
0	0	0	4.43	0	0	—
0.5	0.08	0.507	3.93	0.129	0.209	0.617
1.0	0.175	1.015	3.43	0.296	0.471	0.628
1.5	0.265	1.522	2.93	0.519	0.784	0.662
2.0	0.360	2.030	2.43	0.835	1.195	0.699
2.5	0.460	2.537	1.93	1.314	1.774	0.741
3.0	0.550	3.045	1.43	2.129	2.679	0.795



図一 7 盛土中の全応力と間隙圧との関係  
Fig.7 Relationship between total overburden pressure and pore pressure.

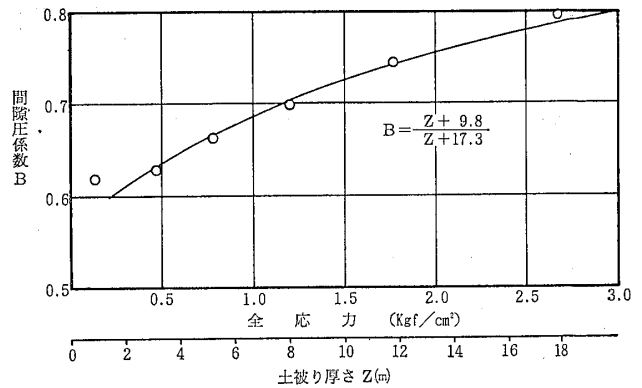
$S_0$ : 当初締固め後の飽和度

(3)式の  $n_0$  および  $S_0$  は、突固め試料から容易に求めることができる。また、 $\Delta$  は、標準圧密試験によって求められる圧密曲線 ( $e - \log P$  曲線) を用いて、

$$\Delta = \frac{e_0 - e}{1 + e_0}$$

とおくことによって求められる。そこで、関東ロームの代表的な盛土材料について実施した標準圧密試験の圧密曲線 ( $e - \log P$  曲線) を用いて  $\Delta \sim \sigma'$  曲線を求めると、図一 6 のようになる。ここに  $\sigma'$  は有効応力である。

そこで、代表的な関東ロームの試験結果に基づいて、



図一 8 間隙圧係数  $B$  と土被り厚  $z$  との関係  
Fig.8 Relationship between pore pressure coefficient  $B$  and overburden depth  $z$ .

乾燥密度  $\gamma_d = 0.766 \text{g/cm}^3$ , 含水比  $w = 91.5\%$ , 比重  $G = 2.83 \text{g/cm}^3$  とすれば、間隙内の水量  $V_w = 69.87\%$ , 間隙内の自由空気量  $V_a = 3.06\%$  となる。また、盛土箇所の大気圧  $P_a = 1.015 \text{bar}$  とする。これらの値と図一 6 の関係を用いて、関東ロームの盛土中に発生する間隙圧  $u$  と全応力  $\sigma$  を計算すると、表一 2 のようになり、全応力  $\sigma$  と間隙圧  $u$  の関係を図一 7 に示す。

さきに述べた、J 盛土、K 盛土および L 盛土における間隙圧測定結果の中から、盛土の完成時 (はらみ出し直後も含む) における盛土の中央部での間隙圧の値を図一 7 に記入した。この結果によると、Hilf の式に基づいて関東ロームについて計算によって求めた間隙圧と、実測による間隙圧とは極めてよい一致を示している。

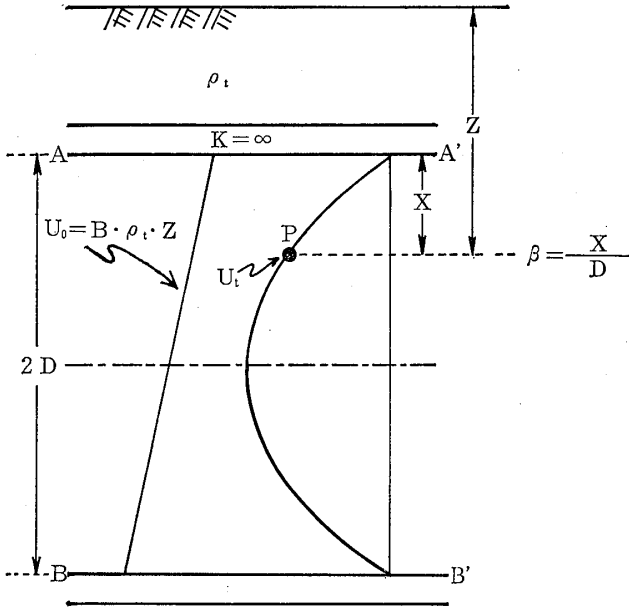
また、全土被り応力  $\sigma$  に対する間隙圧  $u$  の比は、間隙圧係数  $B$  であり、表一 2 に示す間隙圧係数  $B$  と全応力  $\sigma$  の関係を示すと図一 8 のようになる。ここに全応力  $\sigma$  は

$$\sigma = \rho_t \cdot z$$

である ( $\rho_t$ : 湿潤密度  $t/m^3$ ,  $z$ : 土被り厚  $m$ )。そこで、関東ロームの平均的湿潤密度として  $\rho_t = 1.5 t/m^3$  を用いると、さきに得られた間隙圧係数  $B$  は、

$$B = \frac{z + 9.6}{z + 17.3} \quad (4)$$

によって近似することができる (図-8の実線)。



P: 間隙水圧計の位置  
K: 透水係数  
A-A', B-B': 排水ブラケット

図-9 残留間隙圧比  $\alpha$  および排水距離比  $\beta$   
Fig.9 Residual pore pressure ratio  $\alpha$  and drainage path ratio  $\beta$ .

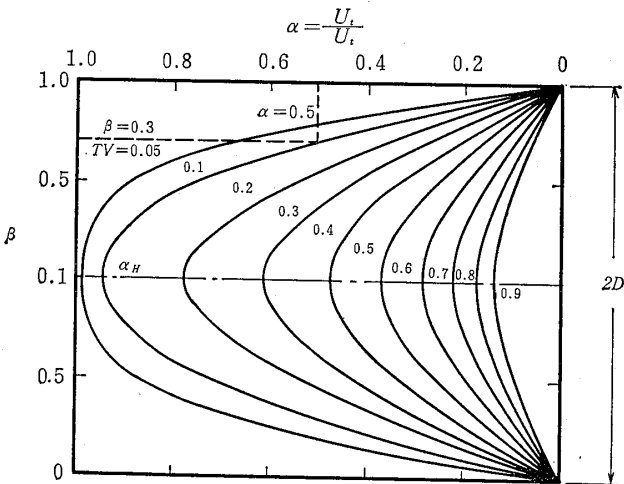


図-10 間隙圧の等時曲線  
Fig.10 Isochrone of pore pressure.

5 盛土の圧密係数

5.1 現場観測値から圧密係数を求める方法

図-9に示すように、透水係数  $K = \infty$  の排水ブラケットにはさまれた任意の点  $P$  の載荷後  $t$  時刻における間隙圧を  $u_t$  とし、一方、載荷直後あるいは間隙圧の消散がない場合の間隙圧を  $u_0$  とすれば、残留間隙圧比  $\alpha$  および排水距離比  $\beta$  は、

$$\alpha = \frac{u_t}{u_0}, \quad \beta = \frac{X}{D} \quad (5)$$

$$u_0 = B \cdot \rho_t \cdot z \quad (6)$$

ここに、 $\rho_t$ : 盛土の平均湿潤密度 ( $t/m^3$ )  
 $z$ : 土被り厚 ( $m$ )  
 $X$ : 上部排水ブラケットから点  $P$  までの距離  
 $D$ : 排水ブラケット間の距離の半分

排水距離比  $\beta$  は、間隙圧測定中はほとんど変化することなく一定であると考えてよく、残留間隙圧比  $\alpha$  は、時間  $t$  とともに変化することになる。

テルツァーギの一次元圧密理論解によれば、残留間隙圧比  $\alpha$  はつぎのように表すことができる。

$$\alpha = \frac{u_t}{u_0} = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{MX}{D} \exp(1 - M^2 T_v) \quad (7)$$

ここに、 $M = (2m+1)\pi/2$  ( $m$  は正整数)

$T_v$ : 圧密時間係数  
 $C_v$ : 圧密係数

(7)式は、図-10に示す等時曲線で表される。図-10において、たとえば、 $\beta = 0.3$  の観測点における時刻  $t$  の残留間隙圧比  $\alpha = 0.5$  であるとするれば、このときの時間係数  $T_v$  は、図に示すようにして、 $T_v = 0.1$  が容易に求められる。このようにして、間隙水圧計1点の観測結果から得られる経時の間隙圧の値から、時間  $t$  と時間係数  $T_v$  の関係を求めることができる。一方、盛土材料が均質で、圧密途中で圧密係数  $C_v$  が変化しないとすれば、

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{D^2}$$

であるので、したがって、

$$C_v = \frac{\Delta T_v}{\Delta t} \cdot D^2 \quad (8)$$



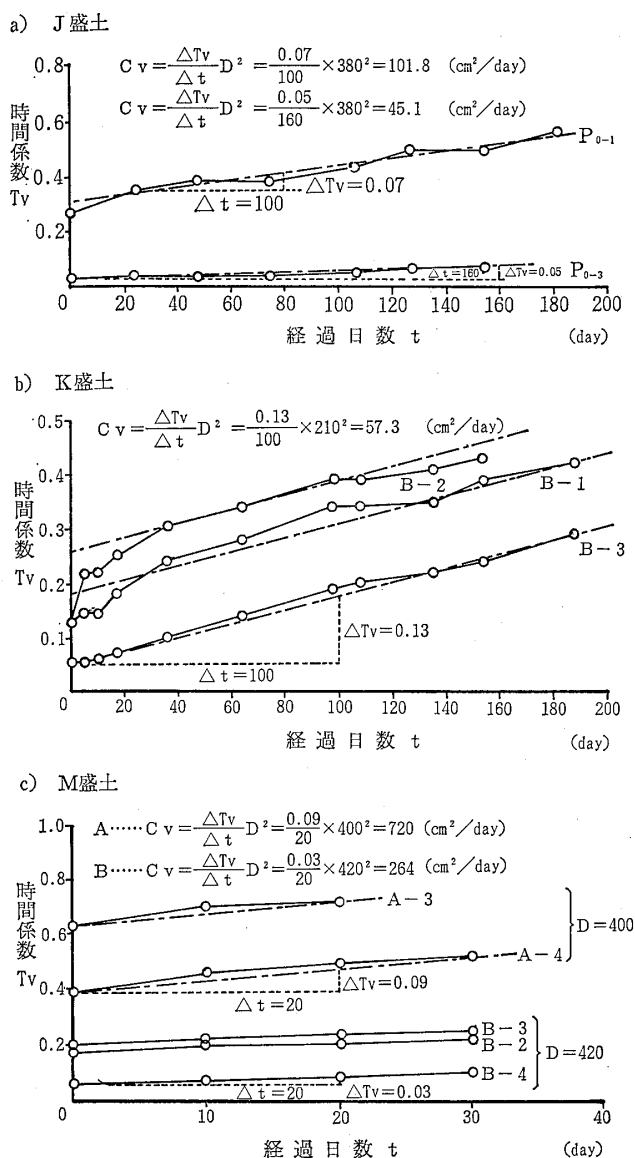


図-11 間隙圧測定値の時間係数と経過日数  
 Fig.11 Time factor obtained from observed pore pressure ratio and elapsed time.

のように書くことができ、さきに述べた各観測点に関する  $T_v-t$  曲線の勾配から、圧密係数  $C_v$  は容易に求められる。

### 5.2 盛土の現場圧密係数

さきに示した J 盛土および K 盛土において観測した間隙圧に基づいて、 $T_v-t$  曲線を求めると、図-11の(a)および(b)に示すようになる。また、同図の(c)は、付記に示した M 盛土 (盛り立て高さは 12m で、はらみ出しがなかった盛土) における  $T_v-t$  曲線で、比較のために示してある。これらの  $T_v-t$  曲線の勾配を用いて、(8)式から現場の圧密係数を求めると表-3 に示すようになる。

表-3 から明らかなように、このような方法によって求めた実際の盛土の圧密係数は、盛土の場所によって大きく異っており、また、深度によっても大きな差がある。

この中で、J 盛土と K 盛土は、急速盛土施工によって、のり面がはらみ出したもので、典型的な関東ロームを材料とした盛土である。M 盛土は急速盛土施工によっても、のり面のはらみ出しが認められなかったため、この盛土材料は砂質土を主とする、関東ロームとしては特殊なタイプに属するものである。ここに、施工途中において斜面のはらみ出しを示した J 盛土および K 盛土の圧密係数  $C_v$  がおよそ 50~100 cm<sup>2</sup>/day であるのに対し、盛土に変状が全く認められなかった M 盛土では、およそ 250~700 cm<sup>2</sup>/day と大きい値を示している。このような相異があることは、圧密係数を現場盛土の安定を判別する 1 つの要素として考えることができる。

これらの 3 つの盛土の現場圧密係数の中で、K 盛土においては、3 深度とも同じ値を示しており、また、排水ブランケット中の間隙圧がゼロを示している。このことは、式(7)の排水条件を満足するものであることから、K 盛土における  $C_v = 57.3 \text{ cm}^2/\text{day}$  は、これらの地区の盛土の現場圧密係数を代表するものと考えてよいであろう。

図-12 は、当地区の代表的関東ロームの乱した試料について、標準圧密試験を実施して求めた  $\log C_v - \log \bar{P}$  曲線である。一方、上記の盛土における観測深度の平均有効土被り応力  $\bar{P}$  を次式によって求め、図-12 に記入した。

$$\bar{P} = \rho_v z - (u_i + \frac{\Delta u_i}{2})$$

ここに、 $\rho_v$  : 盛土の湿潤密度 (t/m<sup>3</sup>)

$z$  : 間隙水圧計の測定深度 (m)

$u_i$  : 観測開始時の間隙圧 (t/m<sup>2</sup>)

$\Delta u_i$  : 観測期間中の間隙圧の変化量 (t/m<sup>2</sup>)

図-12 から明らかなように、典型的な関東ロームの盛土 (J 盛土および K 盛土) における現場圧密係数は、室内試験から求めた圧密係数と比較して、およそ 1/10 以下であり、その相違は極めて大きい。

### 6 関東ロームを用いた高盛土の簡便な安定計算法

一般に、盛土斜面の安定計算には、円形すべり面を仮定したフェレニウスの簡便法が使用されている。有効応力法によって破壊に対する安全率を求める場合、すべり面沿いの間隙圧を正確に設定する必要があるが、その分布は、盛土の鉛直方向、横断方向のいずれにおいても複

表-3 間隙圧の実測値から求めた圧密係数  
Table 3 Coefficient of consolidation estimated from observed pore pressure change.

(単位:  $\text{cm}^2/\text{day}$ )

場所	観測 No.	深度	圧密係数 $C_v$	施工状況
J 盛土	Po-1	3.6	101.8	盛土高10mで斜面変状
	Po-3	6.6	45.1	
K 盛土	B-1	3.2	57.3	盛り土高 8.5mで斜面変状
	B-2	4.0		
	B-3	5.4		
M 盛土	A-3	7.0	720	盛土高12mでも斜面変状なし。
	A-4	7.9		
	B-2	6.1	264	
	B-3	7.8		
	B-4	9.7		

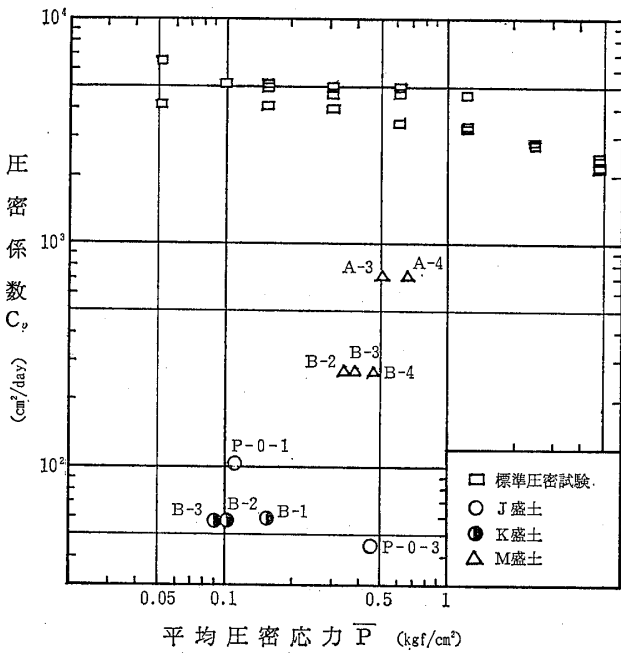


図-12 現位置試験と室内試験による圧密係数の比較  
Fig.12 Comparison of coefficient of consolidation between estimated value from field and that from laboratory test.

6・1 関東ロームを用いた盛土の施工中におけるのり面のはらみ出し状況

2章に述べたように、L盛土においては、比較的明瞭なすべり面の形状を把握することができた。この盛土の地中変位計による変位測定の結果によれば、のり尻底面を通る水平面がすべり面として想定される。また、のり面のはらみ出しの発生後においても、天端部の地中変位測定管においては測定を継続することができたが、切土のり面の中央部に設置した地中変位測定管においては、管自体が著しく変形し、測定プローブの挿入が不可能になった。このことは、すべり面の上面沿いの盛土の移動量は、天端部よりものり面中央部の方が大きく、水平すべり面より上部の土塊が一体となって変位する(すべる)ものでないことを示している。また、はらみ出し時の盛土の天端表面を観察すると、乾燥した表面に無数の亀裂(幅1~10mm, 間隔4~5cm程度)が、のり肩の方向に平行に発達しているのが観察された。そして、これらの亀裂は、のり肩から盛土高さの1~2倍の範囲に見られのみで、それ以遠には及んでいない。さらに、掘削が底面に達してから2日後に法面のはらみ出しが発見されたことなどを考えあわせると、はらみ出し時の変動は極めて緩やかで、アスファルトのような粘性の大きな液体がゆっくりと流れ出したような印象を受けた。

J盛土およびK盛土においては、すべり面の形態を明確に把握することはできなかったが、盛土が変状する様子は、両盛土とも同じようである。J盛土において、盛土のはらみ出しを防止するために、天端全面にわたって

雑である。また、排水ブランケットを有する盛土中の間隙圧分布は、排水に伴う間隙圧の消散割合によって著しく変化する。このように、複雑な間隙圧分布を忠実に反映させた円形すべり面の安定計算は、極めて面倒な作業となる。そこで、さきに述べた盛土における実測結果を基礎にして、標準的な関東ロームによる盛土斜面のより簡便な安定計算法について考察する。

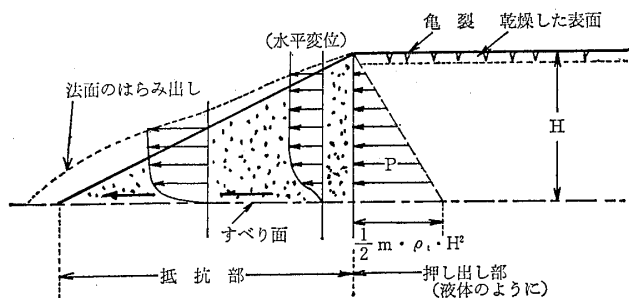


図-13 盛土のり面のはらみ出しモデル  
Fig.13 Model of slope bulging in embankment.

約1.5mの厚さの盛土を除去した。その後、天端に地中変位測定管を設置し、変位を測定したが、変位は認められなかった。

以上に述べた盛土の変状観察を総合して、図-13図に示すようなり面破壊のモデルを仮定した。すなわち、すべり面を水平面とし、のり尻とのり肩との間のすべり線に作用する土のせん断抵抗力と、のり肩のところの鉛直面に作用する土圧とのつりあいが失われるときに、盛土がはらみ出すという仮定である。

6.2 平面すべりによる安定計算式

図-14において、△ABCを剛体と考えて、そのブロックに作用する全水平土圧Pとすべり面BCに作用する抵抗力とのつりあいを考えると、安全率Fはつぎの式で表される。

$$F = \frac{C'L + \sum(W_i - u_i b_i) \tan \phi'}{P} \quad (9)$$

- ここに、 $C'$  : 有効応力表示の粘着力( $t/m^2$ )
- $\phi'$  : 有効応力表示の内部摩擦角( $^\circ$ )
- $W_i$  : スライス単位長当りの重さ( $t/m^2$ )
- $u_i$  : スライス底面の平均間隙圧( $t/m^2$ )
- $b_i$  : スライスの幅(m)
- $P$  : 全水平土圧( $t/m^2$ )

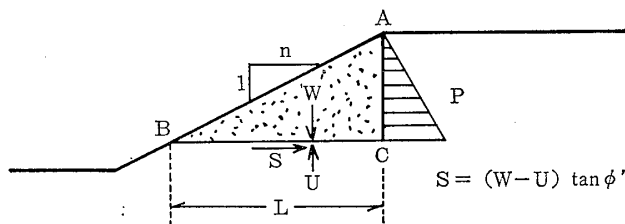


図-14 盛土内の力のつりあい  
Fig.14 Force equilibrium within embankment stability.

付記-Iに示してあるように、関東ロームの粘着力は  $0 \sim 0.17 t/m^2$  であり、安全側に考えると、 $C' = 0$  とおくことができる。したがって、関東ロームを材料とした盛土のり面に関する安全率は、(9)式において、 $C' = 0$  とし  $U_i = u_i b_i$  とおくと、

$$F = \frac{\sum(W_i - U_i) \tan \phi'}{P} \quad (10)$$

と表すことができる。

6.3 全水平土圧Pの逆算

(10)式に示されているPは通常、主動土圧と呼ばれ、つぎの式で表される。

$$P = \frac{\rho_t H^2}{2} \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) - 2C \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad (11)$$

- ここに、 $\rho_t$  : 盛土の湿潤密度( $t/m^3$ )
- $H$  : すべり面から天端までの高さ
- $\phi$  : 内部摩擦角 (全応力表示)
- $C$  : 粘着力 (全応力表示)

(11)式に示すように、Pは全応力表示の強度定数を含んでおり、これを有効応力表示で表すことは非常に困難である。そこで、さきに述べた3つの盛土のはらみ出し現象に着目して、はらみ出し時の安全率を  $F = 1.0$  とおいてPを逆算することにする。

関東ロームによる盛土においては、 $C = 0$  とおくことができるので、(11)式は

$$P = m \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_t \cdot H^2 \quad (12)$$

ここに、
$$m = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad (13)$$

と書くことができる。

一方、J盛土およびK盛に関して、安全率  $F = 1.0$  としたときに、逆算によって求められた内部摩擦角  $\phi'$  は、それぞれ  $32.8^\circ$  および  $32.9^\circ$  であり、 $\tan \phi' = 0.65$  となる。また、 $\rho_t = 1.5 t/m^3$  であるので、 $F = 1.0$  とすると、(10)式と(12)式から

$$m = \frac{0.65 \sum(W_i - U_i)}{\frac{1}{2} \cdot 1.5 \cdot H^2} = \frac{0.87 \sum(W_i - U_i)}{H^2} \quad (14)$$

となる。

さきに述べた盛土内部の間隙圧の測定結果によれば、排水ブランケット工法を採用し、盛土材料が均質で、等速で盛土を行った場合、施工時の盛土の間隙圧は、ブラ

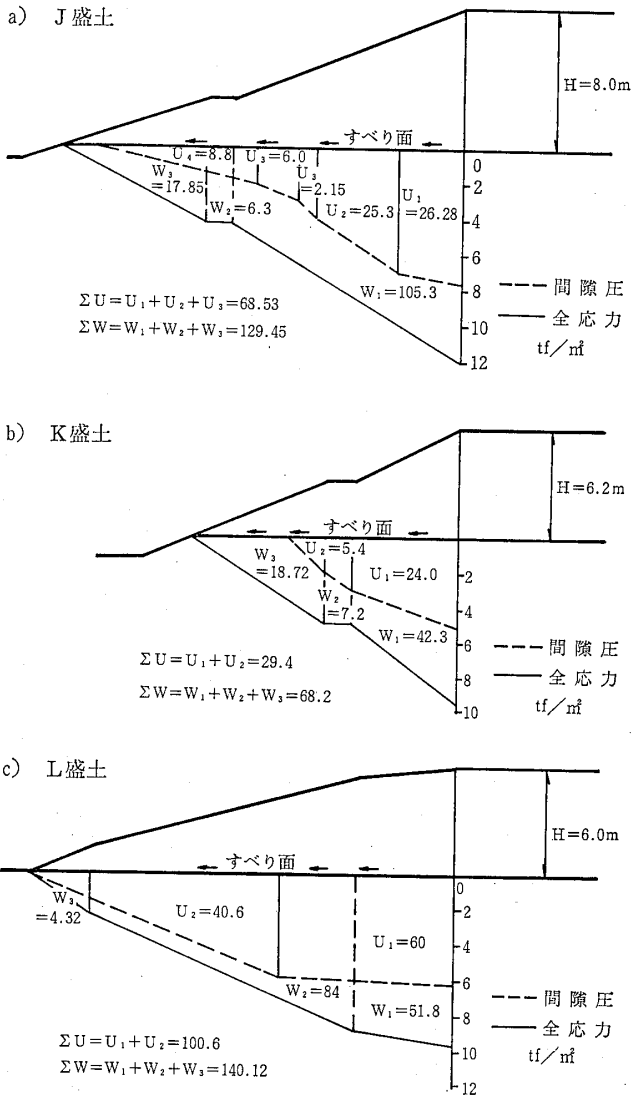


図-15 変状を示した盛土のすべり面沿いの全応力と間隙圧

Fig. 15 Total overburden pressure and pore pressure along assumed sliding plane of slope heaving embankment.

ンケットにはさまれた盛土の中央部で最大値を示すものと考えられ、盛土内部の間隙圧の最も大きい部分を通る線がすべり面となる。

J盛土およびK盛土においては、それぞれ図-1および図-3に示すように、排水プランケットにはさまれた部分のほぼ中央部を通る水平線が、間隙圧の最大値を示す線である。また、L盛土は、図-5に示すように、盛土内に排水プランケットを持っていないが、地中変位の測定結果から明らかなように、のり尻を通る水平線がすべり面であると想定される。

以上のようにすべり面を設定し、すべり面までの総鉛直重量( $\Sigma W_i$ )、総間隙圧( $\Sigma U_i$ )およびすべり面から天端までの鉛直高さ( $H$ )を、それぞれの盛土について示すと図-15のようになる。これらの値を用いて、(14)式から求めた $m$ の値を表-4に示す。すなわち、 $m=0.83\sim 0.89$ と、 $m$ の値は比較的せまい範囲に集中している。その平均値は0.867(標準偏差=0.036)である。

したがって、標準的な関東ロームを材料とした盛土に関して、上記の $m=0.867$ を用いると、(12)式に示す全水平土圧 $P$ は、つぎのように表すことができる。

$$P = 0.65 \times \rho_w H^2 \quad (15)$$

ここに、 $\rho_w$  : 水の密度(=1t/m<sup>3</sup>)

したがって、(15)式を(10)式に代入すると、安全率 $F$ は

$$F = \frac{(\Sigma W_i - \Sigma U_i)}{\rho_w \cdot H^2} \quad (16)$$

と表すことができる。

すなわち、関東ロームを材料とし、排水プランケットを設けた高盛土においては、 $C'=0$ ,  $\tan \phi'=0.65$ ,  $\rho_t=1.5t/m^3$ と置くことができる。さらに、排水プランケットにはさまれた盛土の中央部分に水平なすべり面を、のり尻にそって下した鉛直面までの範囲に設定する。このような条件下においては、(16)式に示すように、すべり面

表-4 mの計算表

Table 4 Calculating table of coefficient of earth pressure  $m$ .

場 所	総重量	総間隙圧	(高さ) <sup>2</sup>	m
	$\Sigma W$	$\Sigma U$	$H^2$	
J 盛 土	129.5	68.6	64.0	0.83
K 盛 土	68.2	29.4	38.4	0.88
L 盛 土	140.1	103.2	36.0	0.89
平		均		0.867

沿いの総重量( $\sum W_i$ ), すべり面沿いの総間隙圧( $\sum U_i$ ) およびすべり面から盛土天端までの高さ( $H$ )によって, 安全率を求めることができることになる。

7 排水ブランケットの設置長

一般に, 含水比の高い高盛土を計画するに当っては, 排水ブランケット工法が採用されることが多い。この場合に, 主要な検討内容の1つに, 排水ブランケットの設置長の問題がある。

H, G. Poulos ら (1972) は, のり勾配が $30^\circ$ の盛土中のせん断応力と水平変位について, 図-16に示すような結果を報告している。これによれば, 盛土内の水平変位は, のり面中央で大きく, のり面より奥に向かって小さくなっている。一方, せん断応力は, 盛土斜面の中央部底面で最大となっている。したがって, 盛土を安全に施工するためには, 水平変位とせん断応力が大きくなる部分の安定が十分に保持できれば, それ以上の盛土の奥に対しては, 特別な対策を施す必要はないと考えられる。そこで, 間隙圧を速やかに低減し, 盛土の安定をはかるための排水ブランケットの設置は, 図-16に示す $40AC$ 内が効果的な領域であり, 少なくともこの領域にブランケットを設置することが望ましいことになる。

8 排水ブランケット工法による高盛土の設計

さきに述べたように, 排水ブランケット設置領域は決定されるが, 所定の高さ・のり勾配の盛土を所定の施工工期内に安全に施工するためには, 排水ブランケットの設置間隔は, この工法における最も重要な要素といえる。したがって, 関東ローマを材料とした高盛土につい

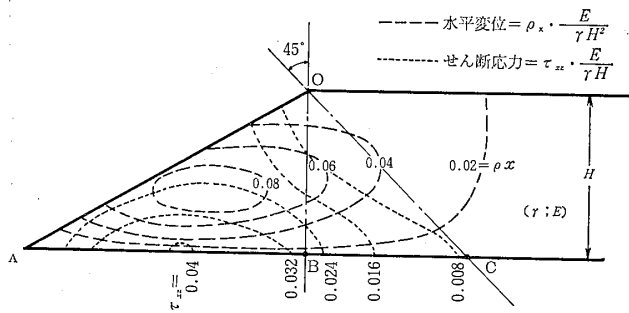


図-16 均質な盛土中の水平変位とせん断応力 (Poulos ほか, 1972より)

Fig. 16 Lateral displacement and shear stress within homogeneous embankment soil. (after Poulos et al, 1972)

て, 7節までに述べてきた特性に基づいて, 排水ブランケット間隔に対応する安全率を求めることを試みた。すなわち, 排水ブランケットにはさまれた部分の中央部を通る水平面をすべり面と仮定し, そのすべり面に沿った破壊に対する安全率を計算するもので, つぎに示す手順で求める。

- ① すべり面より上部にある土塊を断面積の計算がしやすいうようにいくつかのブロックに分け, 面積 $A_i$ を求める(図-17(a))。そして, それぞれのブロックの重量 $W_i$ を計算する。

$$W_i = \rho_i \cdot A_i \quad (\rho_i = 1.5t/m^3)$$

- ② 各ブロックにおいて, すべり面に作用する平均土被り厚 $Z_i$ を図式的に求める(図-17(b))。
- ③ 各ブロックの平均土被り厚 $Z_i$ に対応する非排水条件の間隙圧係数 $B$ を, (4)式(あるいは図-8)によって求め, すべり面に発生する非排水時の最大間隙圧 $U_{oi}$ を計算する。

$$U_{oi} = W_i \cdot f(Z_i) = W_i \cdot B_i \quad (17)$$

- ④ 各ブロックの完成断面に至るまでのすべり面部分の平均放置日数を計算する。

まず, 盛土の工期を設定する。そして, 盛土の開始時刻を $t_0=0$ とし, 盛土は等速度で盛り立てられるものと仮定し, それぞれの段階の立上り時刻を記

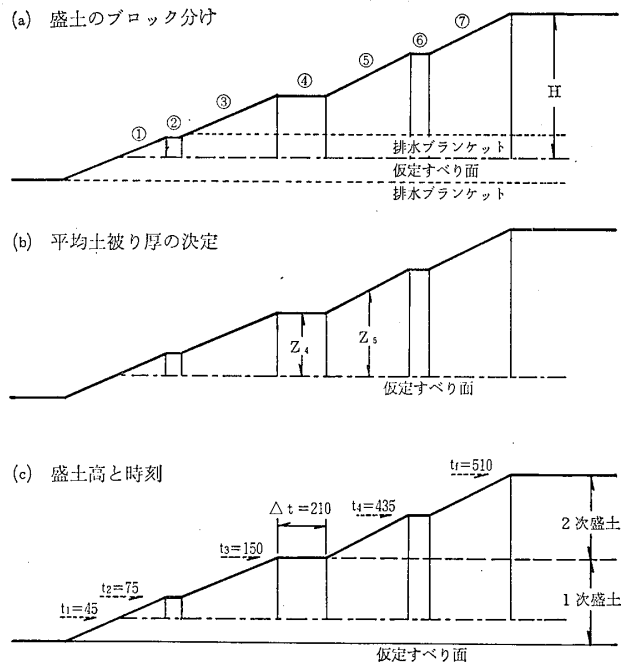


図-17 ブロック分けした盛土 Fig. 17 Separation of embankment profile.

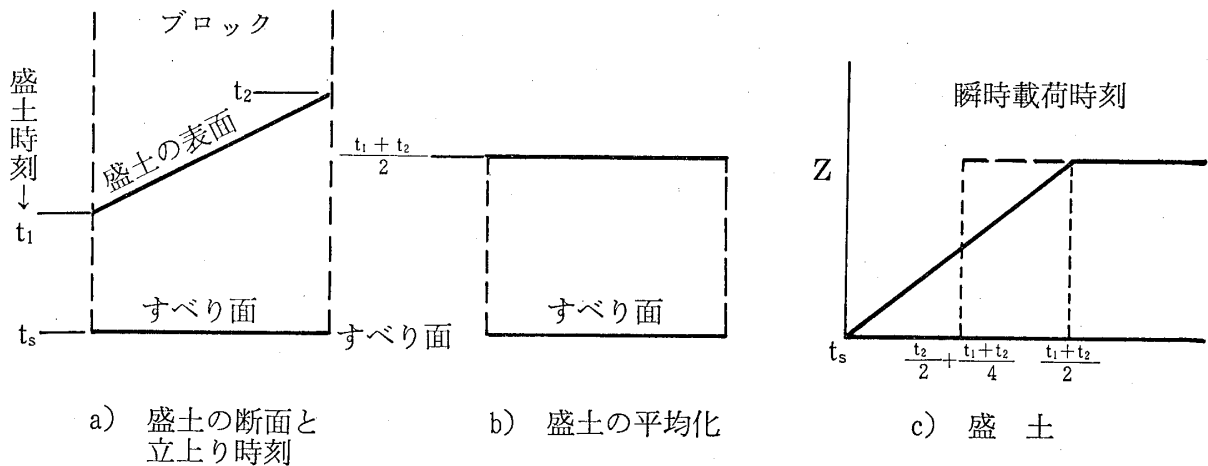


図-18 瞬時盛土時間の決定方法

Fig.18 Method to determine instant aneous loading time.

入する (図-71(c))。なお、盛土が2期に分けて計画される場合には、1期と2期の間の盛土放置日数  $4t$  を加えて、2期目の盛土の立上り高さに至る時刻とする。

つぎに、それぞれのブロックのすべり面より上にある盛土について、盛土完成時刻  $t_f$  までのすべり面部分の平均放置日数を求める。すなわち、図-18に示すように、斜面を有するブロックの場合、ブロック両端部の盛土の仕上り時刻をそれぞれ  $t_1$  および  $t_2$  とし、その平均時刻を  $(t_1 + t_2) / 2$  とする。一方で、このブロックが瞬時に盛り立てられたとし、そのブロックの瞬時載荷時刻  $t_i$  とすれば、等速度による盛り立てであるので、

$$t_i = \frac{t_s}{2} + \frac{t_1 + t_2}{4} \quad (18)$$

と表すことができる。ここに、 $t_s$  はすべり面までの盛り立て時刻である。したがって、盛土完了時刻  $t_f$  までのすべり面部分の盛土の平均放置日数を数  $\bar{t}_i$  とすれば、

$$\bar{t}_i = t_f - \left( \frac{t_s}{2} + \frac{t_1 + t_2}{4} \right) \quad (19)$$

となる。

⑤ 残留間隙圧比および間隙圧の計算

盛土完成時におけるすべり面の間隙圧  $U_i$  は、つぎの式によって求めることができる。

$$U_i = W_i \cdot B \cdot \alpha_H \quad (20)$$

ここに、 $W_i$  : すべり面より上部にある盛土の重量

$B$  : 間隙圧係数

$\alpha_H$  : 残留間隙圧比

排水ブランケットにはさまれた盛土の中央部の圧密度を  $R_H$  とすれば、テルツァーギの一次元圧密理論によって、残留間隙比  $\alpha_H$  はつぎのように表すことができる ((7)式の  $\beta=1.0$  の場合)。

$$\alpha_H = 1 - R_H = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \exp(1 - M^2 T_v) \quad (21)$$

ここに、 $M = (2m+1)\pi/2$

$T_v$  : 圧密時間係数

(21)式によって示される圧密時間係数  $T_v$  と残留間隙圧比  $\alpha_H$  との関係を図示すると、図-19のようになる。

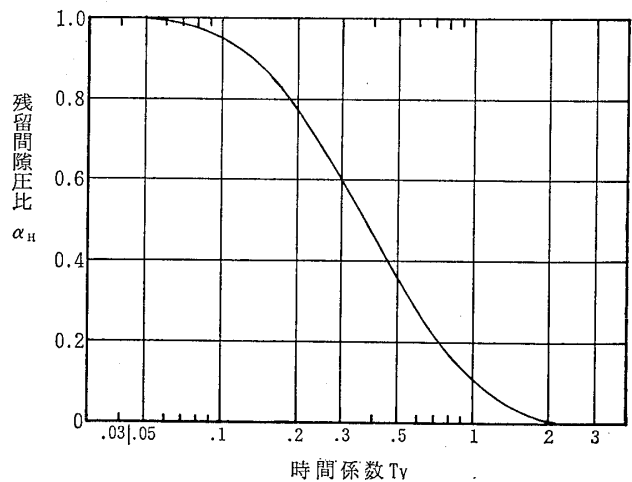


図-19 圧密時間係数  $T_v$  と残留間隙圧比  $\alpha_H$  との関係

Fig.19 Relationship between time factor  $T_v$  and maximum residual pore pressure ratio  $\alpha_H$ .

一方、圧密時間係数  $T_v$  は、盛土材料の転圧後の圧密係数を  $C_v$ 、圧密時間（平均放置日数）を  $\bar{t}_i$ 、排水ブランケットの間隔を  $2D_i$  とすれば、

$$T_v = \frac{C_v \cdot \bar{t}_i}{D_i^2} \quad (22)$$

によって求められる。

すなわち、④において計算した盛土完成時のすべ

り面部分の盛土の平均放置日数(圧密時間) $\bar{t}_i$ に対応した圧密時間係数  $T_v$  を、(22)式によって計算し、得隙圧比  $\alpha_H$  を求め、この  $\alpha_H$  の値を用いて、(20)式によられた  $T_v$  の値から、図-19に示す曲線から残留間隙圧比を求め、すべり面の間隙圧  $U_i$  を得ることができる。

⑥ 盛土休止期間がある場合の間隙圧の取扱い

図-20(a)に示すように、盛土の安定の上から、一

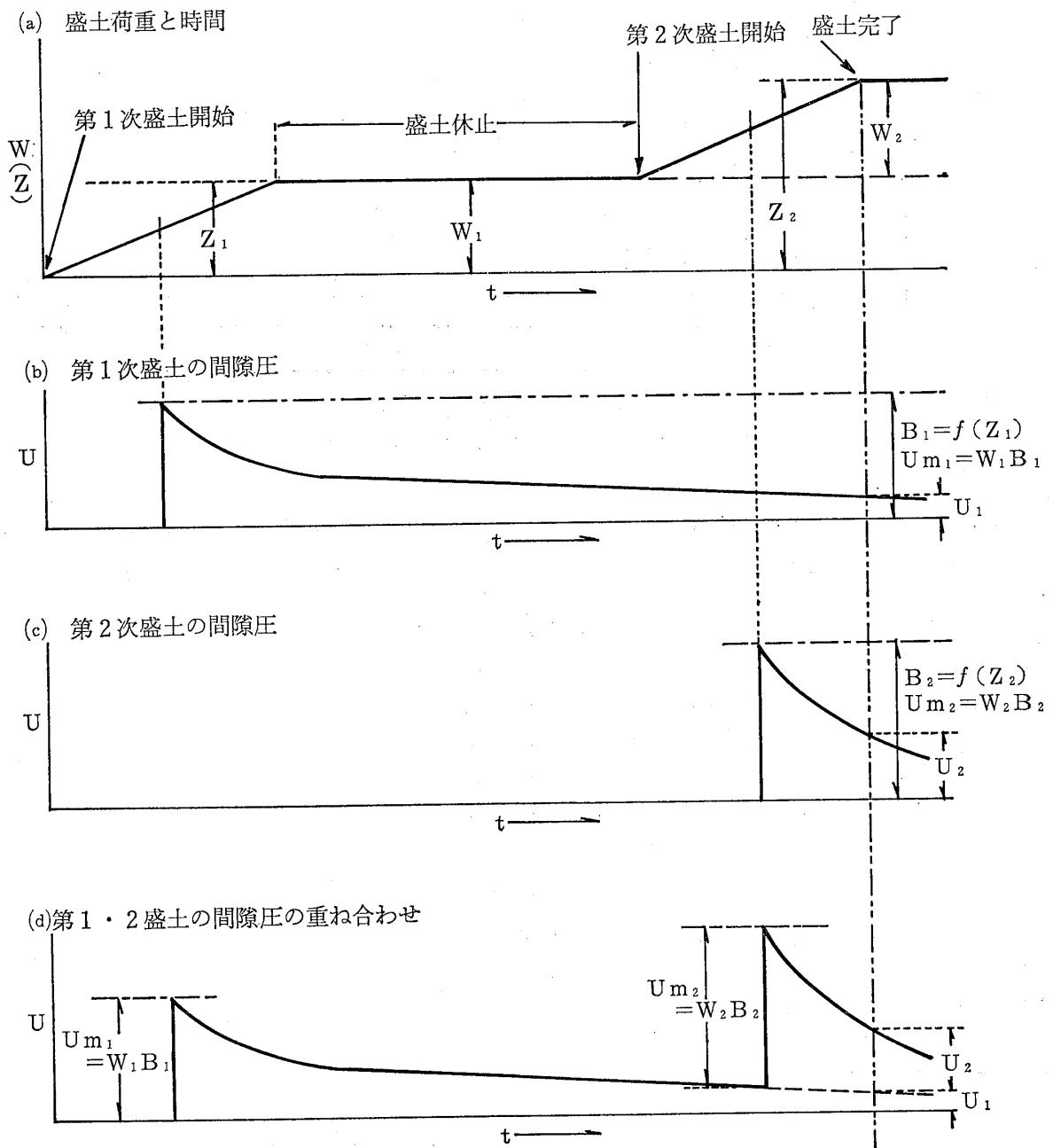
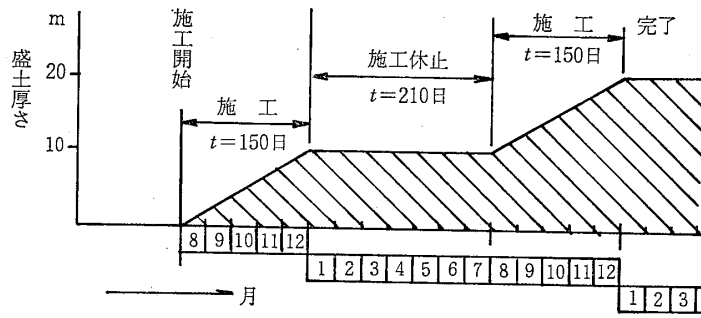


図-20 第二次盛土完了時の残留間隙圧  $U$  の求め方

Fig. 20 Estimating method to obtain total residual pore pressure  $U$  at the end of second embankment.

a) 盛土の工事工程



b) 盛土定規と仮定すべり面 (単位: m)

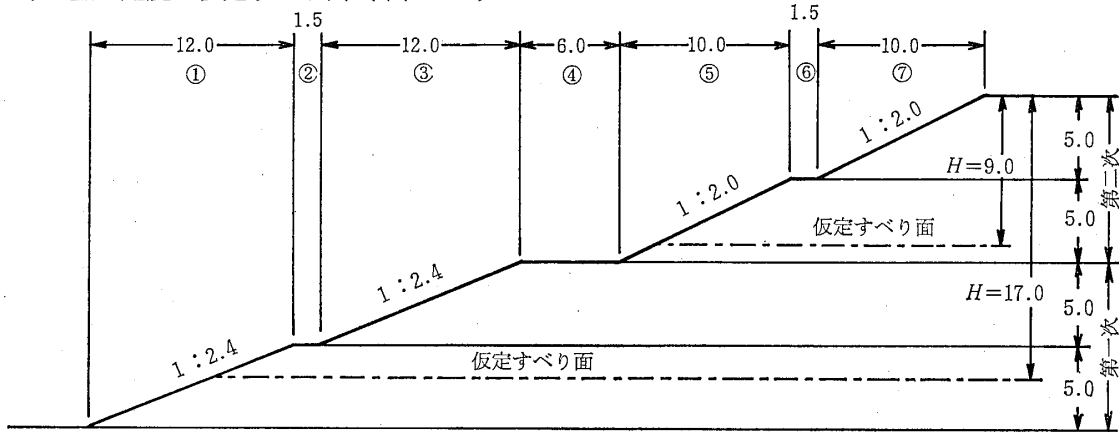


図-21 盛土の断面と工事工程

Fig. 21 Embankment section and time schedule of construction.

次盛土を終えたあと、盛土を休止し、しばらくして二次盛土を行う工事工程とする場合が、高盛土の場合には多くみられる。

この場合、図-20(b)に示すように、一次盛土の間隙圧は、盛土の休止期間および盛土完了時後にも減少し続ける。したがって、一次盛土部分の重量に関する二次盛土完了時における間隙圧を  $U_1$  (図-20(b))、二次盛土部分の重量に関する間隙圧を  $U_2$  (図-20(c)) とすれば、盛土完成時のすべり面の間隙圧  $U$  は、

$$U = U_1 + U_2$$

として求められる。

以上に示した手順によって、各ブロックの  $W_i$  および  $U_i$  をいろいろの  $2D$  (プランケットの間隔) の値について求め、それぞれの  $2D$  に対する盛土の安全率  $F$  を(16)式によって計算する。

〔計算例〕

図-21(a)に示すように、高さ  $H=20\text{m}$  の盛土を施工するに当り、一次盛土として  $10\text{m}$ 、二次盛土として  $10\text{m}$  と2回に分け、その間に210日の施工休止期間を設けてあ

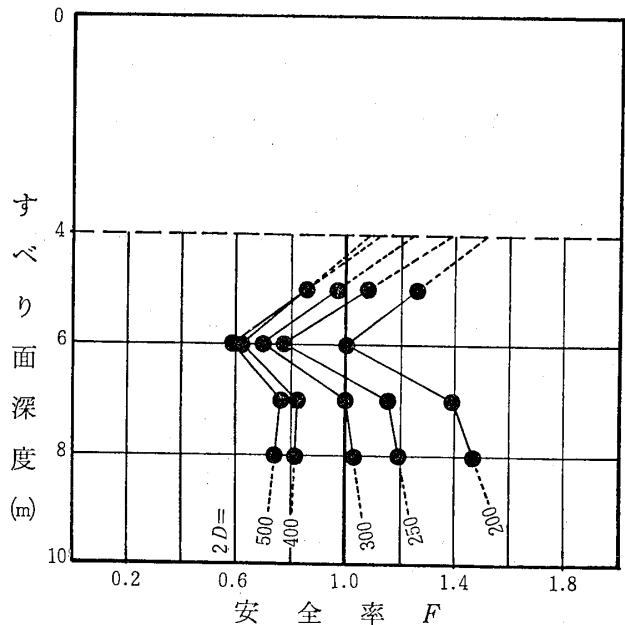


図-22 第一次盛土ののり面の安全率と排水プランケット間隔

Fig. 22 Safety factors of slope and length of drainage blanket path (2D) at the end of 1st embankment construction.



る。この施工工程に従って、図-21(b)に示す盛土を行うに当り、その盛土を確保しつつ施工を行うためには、適切な排水ブランケットの間隔を決定することは重要である。

等速盛土を仮定した場合、盛土完了時（一次盛土、二次盛土の完了時）に安全率が最も小さくなる。そこで、盛土中の任意の深さ（盛土天端からの深さ）に水平なすべり面を仮定し、そのすべり面を中心においた任意の排水ブランケット間隔（ $2D$ ）を設定することによって、盛土完了時における盛土の安全率を求めることが容易に

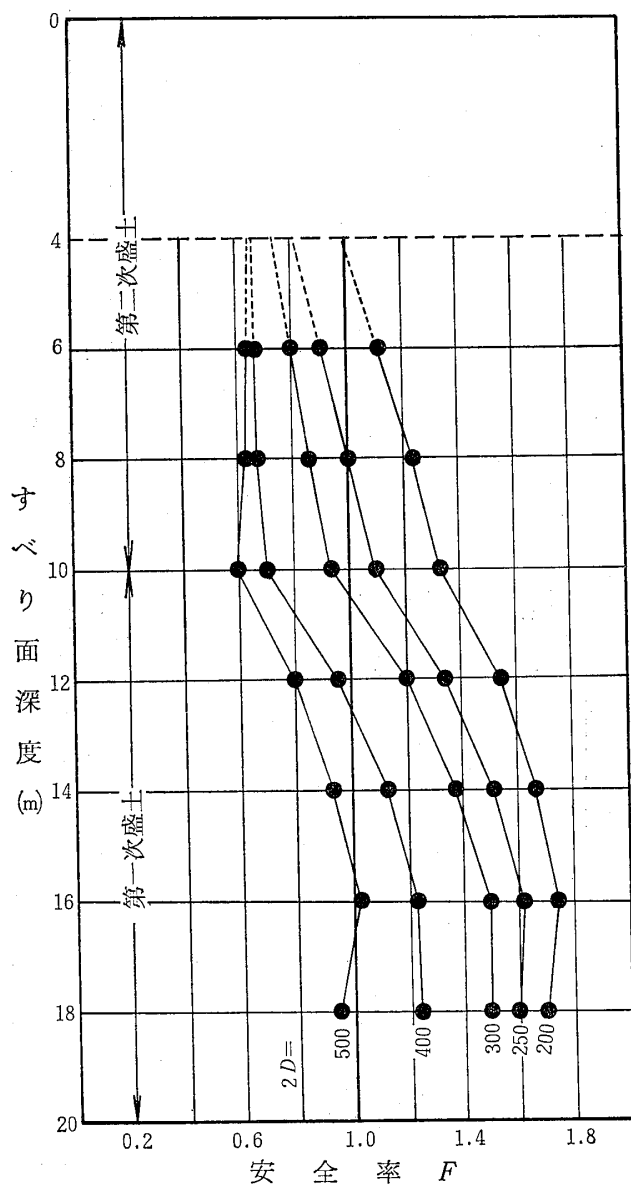


図-23 第二次盛土完了時におけるのり面の安全率と排水ブランケット間隔

Fig. 23 Safety factors of slope and length of drainage blanket path ( $2D$ ) at the end of 2nd embankment construction.

できる（8章参照）。図-22は、仮定すべり面の深度が一次盛土の天端から5m, 6m, 7m, 8mである場合のそれぞれについて、排水ブランケット間隔を200cm, 250cm, 300cm, 400cm, 500cmと、仮定した場合の盛土の安全率を示したものである。（厚さ4mまでの盛土では実際にははらみ出した例がない）。この図によって明らかに、安全率 $F$ が1以上であるために必要な排水ブランケットの間隔は深度によって異なり、深度6.0mのところは最小間隔となっている。

同様に、第二次盛土完了時における第一次および第二次の盛土全体の安全率を、第二次盛土天端を基準としたすべり面深度で表すと、図-23のようになる。この図によれば、第一次盛土完了後210日の盛土休止期間があって、この長い放置期間のため、第二次盛土完了時における第一次盛土部の安全率が1以上になる排水ブランケットの間隔は、第二次盛土部に比べて大きくなっており、第二次盛土部において、 $2D=200\sim 250\text{cm}$ であるのに対して、第一次盛土においては $300\sim 500\text{cm}$ を示している。

図-22および図-23に示すように、いろいろな深度のところに仮定したすべり面について、排水ブランケット間隔と安全率との関係を知ることによって、安全施工に対する盛土の排水ブランケットの最適設計が可能となる。図-24は、図-21に示した施工計画に対して、上記の結果を用いて作成した経済的な設計案の1例である。

この計算に当っては、表-5および表-6に示すような計算表を用いると便利である。表-5は、図-21(b)に示すように、第二次盛土完了時における深度17mのところ仮定したすべり面に関する計算結果であり、表-6は、同じく深度9mのところのものである。

### 9 要約

関東ロームを材料とする高盛土の間隙圧および盛土斜面の変位の測定から、つぎのことが明らかになった。

- ① 盛土斜面の施工中のはらみ出し現象は、施工中に発生した間隙圧の大小に左右される。
- ② 非排水条件における盛土施工中の最大間隙圧は、Hilfの式によって近似できる。
- ③ 間隙圧の時間的な減少は、一次元圧密理論によって近似される。
- ④ 盛土のはらみ出し時のすべり面は、排水ブランケットにはさまれた盛土の中央部に発生する。
- ⑤ 関東ロームの盛土の現場強度については、安全側に考えて、見掛けの粘着力 $C'=0$ とすることが妥当

表一5 排水プランケット工法による盛土の安定計算表(すべり面④, 深さ: 17m).  
 Table 5 Calculation of safety factor of embankment using drainage blanket method (assumed slide depth ; 17m).

面	プロック No							第1次
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	
面積 A	$\frac{1}{2} \times 4.8 \times 2.0$	$1.5 \times 2.0$	$\frac{1}{2} (2.0 + 7.0) \times 12.0$	(6.0 + 10.0 + 1.5 + 10.0) × 7.0 = 27.5 × 7.0				
圧密時間 $t$	$\frac{510 - (\frac{45}{2} + \frac{45 + 75}{4})}{= 457.52}$	$\frac{510 - (\frac{45 + 75}{2})}{= 450}$	$\frac{510 - (\frac{45}{2} + \frac{75 + 150}{4})}{= 431.2}$		$510 - \frac{(45 + 150)}{2} = 412.5$			
土盛り厚さ Z	1.0	2.0	4.5		7.0			
最大間隙係数 B	0.59	0.61	0.65		0.69			
荷重 W = 1.5A	7.2 / 0	4.5 / -	81.0 / -		288.75			$W_1 = 381.5$
2D =			0.41		0.40			
500		0.44	0.47		0.47			
		0	24.75		93.64			$U_1 = 119.6$
			0.68		0.62			
400		0.23	0.25		0.27			
		0	13.16		53.79			$U_1 = 67.6$
			1.16		1.11			
300		0.07	0.08		0.09			
		0	4.21		17.93			$U_1 = 22.3$
			1.64		1.57			
250		0.02	0.02		0.03			
		0	1.05		5.98			$U_1 = 7.1$
			2.70		2.48			
200		0	0		0			$U_1 = 0$
		0	0		0			
第1次 + 第2次 天端からみた 仮定すべり面深さ H = 17m, H <sup>2</sup> = 289m <sup>2</sup>								
第2次								
面積 A	$\frac{1}{2} \times 10 \times 5$	$1.5 \times 5$	$\frac{1}{2} (5 + 10) \times 10$					
時間 $t$	$\frac{150 - (\frac{0}{2} + \frac{0 + 75}{4})}{= 131.22}$	$\frac{150 - (\frac{0}{2} + \frac{75 + 150}{4})}{= 93.82}$	$\frac{150 - (\frac{0}{2} + \frac{75 + 150}{4})}{= 93.82}$		$\frac{75}{2} = 112.5$			
土盛り厚さ Z	9.5	12.0	14.5		12.0			
最大間隙係数 B	0.72	0.74	0.76		0.74			
荷重 W <sub>2</sub> = 1.5A	37.5 / -	11.25 / -	112.5 / -		11.25 / -			$W_2 = 161.3$
2D =		0.13	0.09		0.11			
500		0.90	0.96		0.94			
		$U_2 = W_2 \cdot B \cdot \alpha_H$	24.3		7.8			$U_2 = 114.2$
		$T_2 = 0.0015 \bar{t}$	0.20		0.17			$+ U_1 = 233.8$
400		$\alpha_H$	20.8		0.82			
		$U_2 = W_2 \cdot B \cdot \alpha_H$	20.8		6.8			$U_2 = 102.8$
		$T_2 = 0.0027 \bar{t}$	0.35		0.30			$+ U_1 = 170.4$
300		$\alpha_H$	14.3		0.60			
		$U_2 = W_2 \cdot B \cdot \alpha_H$	0.50		5.0			$U_2 = 77.4$
		$T_2 = 0.0038 \bar{t}$	0.50		0.43			$+ U_1 = 99.7$
250		$\alpha_H$	9.7		0.44			
		$U_2 = W_2 \cdot B \cdot \alpha_H$	9.7		3.7			$U_2 = 57.9$
		$T_2 = 0.006 \bar{t}$	0.18		0.68			$+ U_1 = 65.0$
200		$\alpha_H$	4.9		1.9			$U_2 = 33.3$
		$U_2 = W_2 \cdot B \cdot \alpha_H$	4.9		1.9			$+ U_1 = 33.3$
								1.76

D: 排水プランケットの間隔

T: 時間係数

$$T = \frac{C_v \cdot t}{D^2}$$

$\alpha_H$ : 最大残留間隙係数

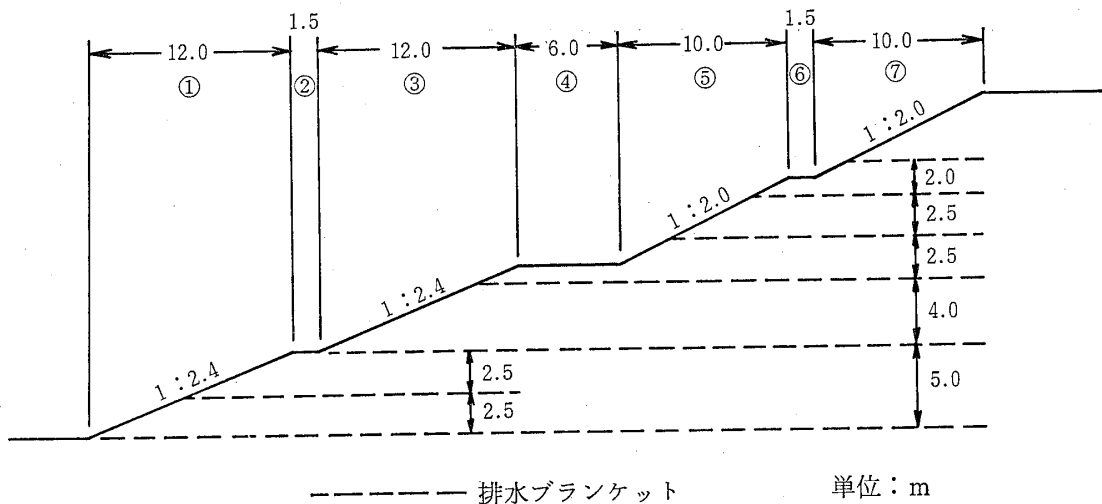
$$\alpha_H = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{M} (\sin M) \exp(-M^2 T)$$

B: 間隙係数

$$B = \frac{Z + 9.8}{Z + 17.3} \quad (Z: \text{土盛り厚さ(m)})$$

表一六 排水ブランケット工法による盛土の安定計算表 (すべり面②, 深さ: 9 m)  
 Table 6 Calculation of safety factor in embankment using drainage blanket method (assumed slide depth ; 9m).

		ブ ロ ッ ク No.			天端からみた 仮定すべり面深度 H=9 m H <sup>2</sup> =81m <sup>2</sup>					
		⑤	⑥	⑦						
第 二 次 盛 土	面 積 A	$\frac{1}{2} \times 8 \times 4$	1.5 × 4	$\frac{1}{2} (4 + 9) \times 10$						
	時 間 $\bar{t}$	$150 - \frac{(15 + 15 + 75)}{4} = 138.6$	$150 - \frac{(15 + 75)}{2} = 105.0$	$150 - \frac{(15 + 75 + 150)}{4} = 86.3$						
	土 被り 厚 さ Z	2.0	4.0	6.5						
	最大間隙圧係数 B	0.61	0.65	0.68						
	荷 重 $W_2 = 1.5A$	24.0 / 18.0	9.0 / —	97.5 / —	$W_2 = 130.5$	$F = \frac{W - U}{H^2}$ 安全率				
	2D = 500	$T_2 = 0.00096\bar{t}$	0.13	0.10	0.083		$U_2 = 113.1$			
		$\alpha_H$	0.90	0.95	0.97					
	400	$U_2 = W_2 \cdot B \cdot \alpha_H$	9.9	8.6	94.6			$U_2 = 103.7$		
		$T = 0.0015\bar{t}$	0.21	0.16	0.13					
	300	$\alpha_H$	0.76	0.84	0.90				$U_2 = 81.3$	
		$U_2 = W_2 \cdot B \cdot \alpha_H$	8.3	7.6	87.8					
	250	$T_2 = 0.0027\bar{t}$	0.37	0.28	0.23					$U_2 = 63.5$
$\alpha_H$		0.50	0.62	0.72						
200	$U_2 = W_2 \cdot B \cdot \alpha_H$	5.5	5.6	70.2	$U_2 = 38.2$					
	$T_2 = 0.0038\bar{t}$	0.53	0.40	0.33						
150	$\alpha_H$	0.34	0.47	0.57						
	$U_2 = W_2 \cdot B \cdot \alpha_H$	3.7	4.2	55.6						
100	$T_3 = 0.006\bar{t}$	0.83	0.63	0.52		0.83				
	$\alpha_H$	0.16	0.26	0.35						
50	$U_3 = W_2 \cdot B \cdot \alpha_H$	1.8	2.3	34.1			0.21			
	$\alpha_H$	0.16	0.26	0.35						



図一四 安全率F>1.0を満足するための排水ブランケットの設計案  
 Fig.24 A design plan of drainage blanket to be enough to obtain safety factor F>1.0.

であることがわかり、一方、内部摩擦角  $\phi' = 33^\circ$  と逆算された。これは室内試験による値よりも小さい。

高含水比である盛土の場合、普通に採用される排水ブランケットの設計に対して、上記の事項を導入し、簡便で実用的な安定計算法を提案した。この計算における主な仮定は、つぎの通りである。

① 盛土のすべり面は、排水ブランケットの間の中央部を通る水平な平面とする。

② 施工中に発生する消散のない場合の間隙圧はHilfの式で近似し、その後の消散は一次元圧密理論によるものとする。

③ 平面すべり面に作用する滑動力は、実際の盛土のはらみ出し時の諸元を用いて求めた式(1)によって求める。

④ 一時休止を伴う盛土計画の場合の間隙圧は、休止前後のそれぞれの盛土荷重によって発生する間隙圧の重ね合せが適用できる。

今後の問題としては、つぎのことが考えられる。

- ① 滑動力を促す土圧の算定法に対して、有効応力の観点からより詳しく検討し、より一般化した滑動力の算定法の開発。
- ② 排水ブランケットの透水係数が無限大でない場合の間隙圧の低下の計算法、およびそのようなブランケットの効果を加味した安定計算法の開発。

今後の計測、検討を通して、上述の問題を少しずつ解決してゆきたいと考えている。

なお、本報告の間隙圧の値は、キャサグランデ型間隙水圧計のスタンドパイプの圧力水頭を、孔隙部の中心より水圧に換算して求めたものである。

謝 辞

本報告の作成に当っては、東京都南多摩新都市開発本部の多くの方々からひとかたならぬ御指導ならびに御協

力をいただいた。とくに、大庭治男氏、谷口巖氏、高野和一氏には、盛土計測開始当初から、盛土の観測およびその結果のまとめに関して御指導をいただくとともに、ここに報告した方法の利用に関しては、示唆に富んだ助言をいただいた。ここに、厚く感謝の意を表す次第である。

参 考 文 献

Hilf, J.W. (1948): Estimating construction pore pressure in Rolled Earth Dam, Proc. of 2nd I. C. S. M. F. E. Vol. 3, pp.234-240.  
 Poulos, H.G., J.R. Booker and G. J. Ring (1972): Simplified calculation of embankment deformations, 土質工学会論文報告集, Vol. 12, No. 4, pp.1-17

付 記—I 関東ロームの室内強度特性と現場密度

関東ローム層は、堆積年代の古い順に、多摩ローム層、下末吉ローム層、武蔵野ローム層および立川ローム

層に区分されているが、東京都南多摩地区では、下末吉ローム層が欠けている場合が多い。図-A1は、上記地区

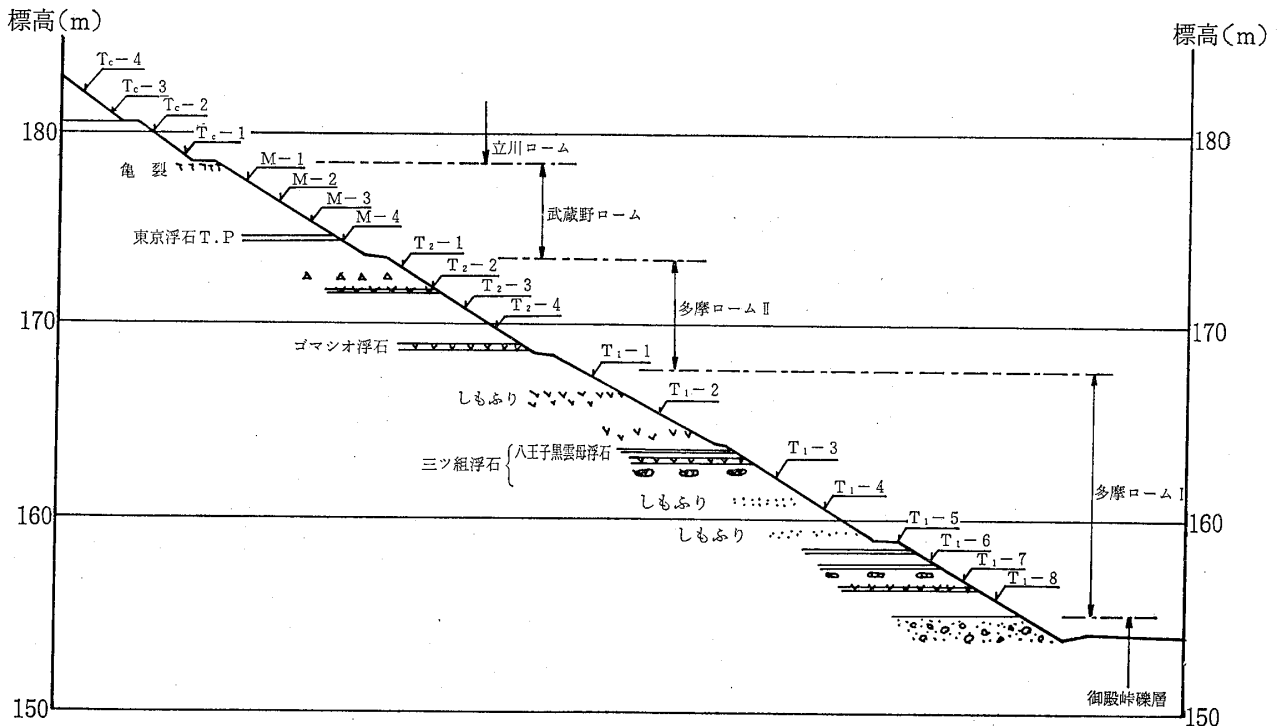


図-A1 関東ロームのサンプリング箇所の地質と試料番号  
 Fig.A1 Geological profile and sample number of cutting slope for obtaining disturbed samples of Kanto-Loam.

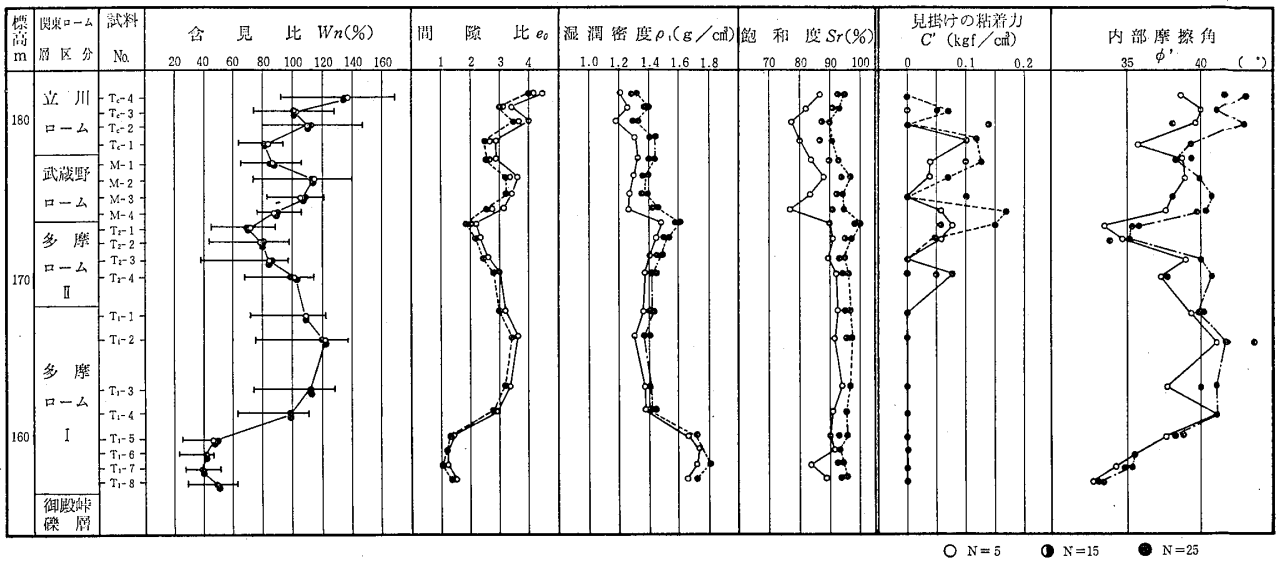


図-A2 関東ロームの突固め試料の室内試験結果  
Fig. A2 Soil properties of compacted soils of Kanto-Loam obtained by laboratory test.

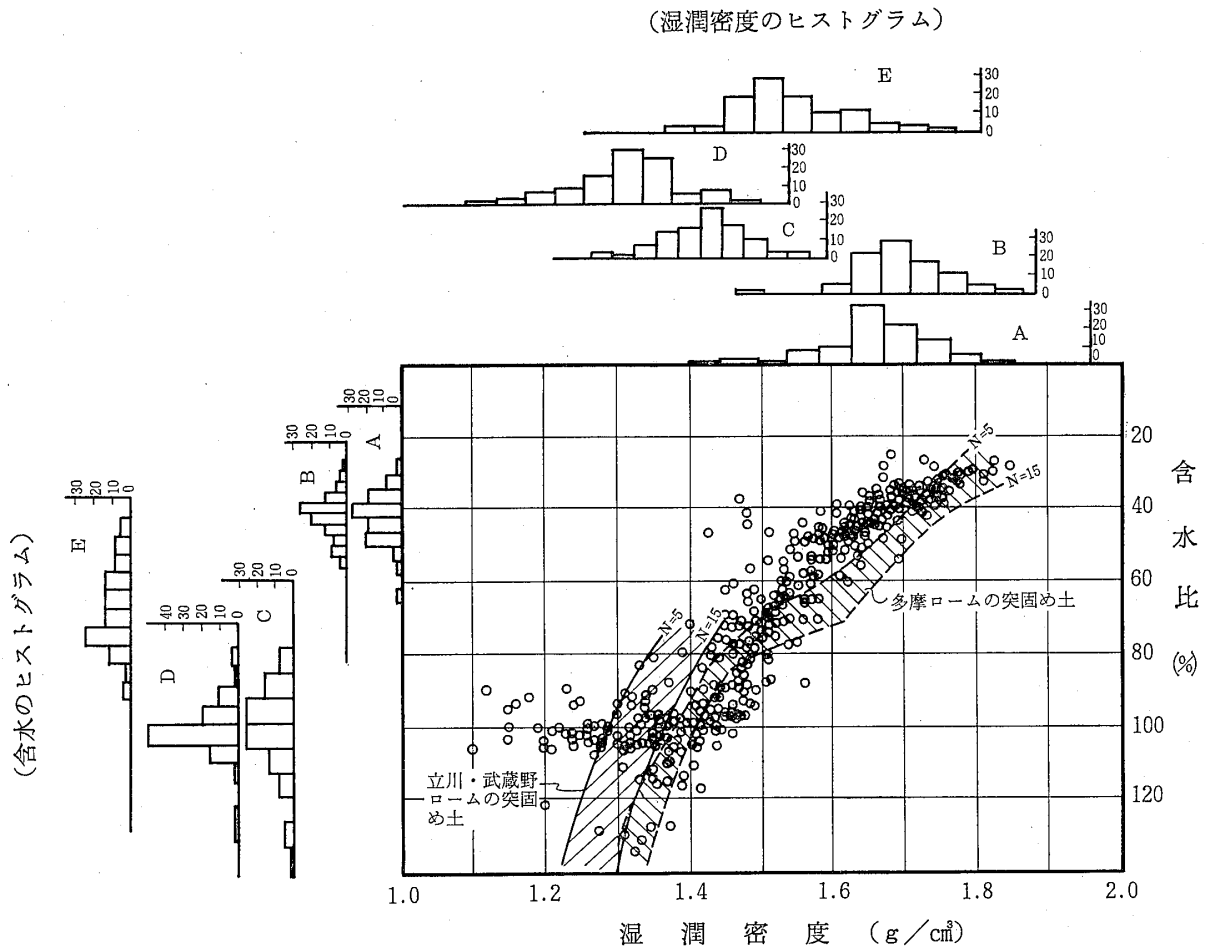


図-A3 原位置の土の密度と含水比  
Fig. A3 Soil densities and water contents in the field for housing.

の切土斜面の地質を示したもので、下未吉ローム層を欠いている。こののり面に示す露頭からそれぞれのロームの乱した試料を採取し、室内試験によってそれらのロームの物理・力学特性の比較を行った。試料の採取に当たっては、表層部の厚さ1mの部分を除きしてから採取した。また、東京都南多摩地区5箇所の現場における密度と含水比の測定を行った。

### 1. 室内試験結果

#### a) 締固め試料の湿潤密度および飽和度

JIS・1210Aに定められている土の締固め試験法に基づいて、モールド径10cm、ランマー重量2.5kgを用い、突固め回数 $N=5, 15, 25$ 回として、それぞれのロームの乱した試料の締固めを行った。それらの試料から得られた湿潤密度 $\rho_w$ および飽和度 $S_r$ は、図—A2に示す通りである。この図に示すように、湿潤密度および飽和度は、概括的には、突固め回数 $N$ の増加に伴い増加する傾向にあるが、 $N=15$ と25の間の増加割合は、5~15の間に比べて小さく、減少している場合もある。

湿潤密度に関しては、立川ロームおよび武蔵野ロームにおいて、 $1.2\sim 1.3\text{g/cm}^3$  ( $N=5$ の場合) および $1.3\sim 1.45\text{g/cm}^3$  ( $N=15, 20$ の場合) である。これに対して、多摩ロームにおいては、 $1.35\sim 1.45\text{g/cm}^3$  ( $N=5$ の場合) および $1.4\sim 1.5\text{g/cm}^3$  ( $N=15, 25$ の場合) となっている。多摩ロームⅡの最下部においては、 $1.7\sim 1.8\text{g/cm}^3$ の値を示している。

一方、飽和度については、 $N=5$ の場合、立川ロームおよび武蔵野ロームが、およそ75~85%の範囲の値を示しているのに対し、多摩ロームは90~95%の範囲の値を示し、立川ローム、武蔵野ロームに比べて大きくなっている。また、 $N=15, 25$ の場合にも同じような傾向が見られる。さらに特徴的なことは、いずれのロームにおいても、 $N$ の値が大きくなると飽和度が90%を越えていることである。

#### b) 強度特性

モールドから取り出した突固めた試料を高さ10cm、直径5cmの円筒形に成形し、この試料を用いて強度試験を実施した。供試体を三軸セルの中に入れた後、供試体の上端面に $0.2\text{kgf/cm}^2$ の負圧を作用させ、供試体の下端より脱気水を通し、供試体内および供試体とメンブレンの間の空隙を脱気水に置きかえた。つぎに、 $0.5\text{kgf/cm}^2, 1.0\text{kgf/cm}^2, 2.0\text{kgf/cm}^2$  および $3.0\text{kgf/cm}^2$ のそれぞれの圧力で等方圧密を行い、間隙圧係数 $B > 0.95$ であることを確認してから、それぞれの試料について、非排水条件における圧縮せん断試験を実施した。こ

の場合、載荷速度を $0.05\%/min$ とした。

以上に述べた試験によって求められた見掛けの粘着力 $C'$ および内部摩擦角 $\phi'$ は、図—A2に示すようになる。見掛けの粘着力 $C'$ は $0\sim 0.17\text{kgf/cm}^2$ の範囲にあるが、多摩ロームに関しては $C'=0$ である。内部摩擦角 $\phi'$ は $33^\circ\sim 43^\circ$ の広い範囲にばらついているが、突固め回数 $N$ の増加に伴って増加する傾向を示している。

a) およびb)に示したように、立川ロームと武蔵野ロームの物理・力学特性は同じものと考えられるが、これらに対して多摩ロームは明らかに異なった特性を示しており、このことは、関東ロームを盛土材料として使用するときには注意を要することである。

### 2. 現場締固めの密度

図—A2に示したように、関東ロームの室内試験による締固め湿潤密度は、ローム層の層準によって異なっているし、同じ層準にあっても場所によって異なる値を示すことから、関東ローム盛土の現場密度も変化に富んでいることが想像されるのである。そこで、東京都南多摩地区にある5箇所(A, B, C, D, E)の施工宅地造成面の表層部の関東ロームによる盛土の含水比と湿潤密度を、両者の関係として示すと図—A3のようになる。ここに、含水比と湿潤密度は、それぞれの造成箇所において $10\text{m}\times 10\text{m}$ の正方形の敷地を $1\text{m}\times 1\text{m}$ の正方形に分け、それぞれの区画において実施した。また、それぞれの箇所の含水比および湿潤密度のヒストグラムを併記してある。なお、それぞれの測定箇所の土は関東ロームであったが、層準の判別はできなかった。

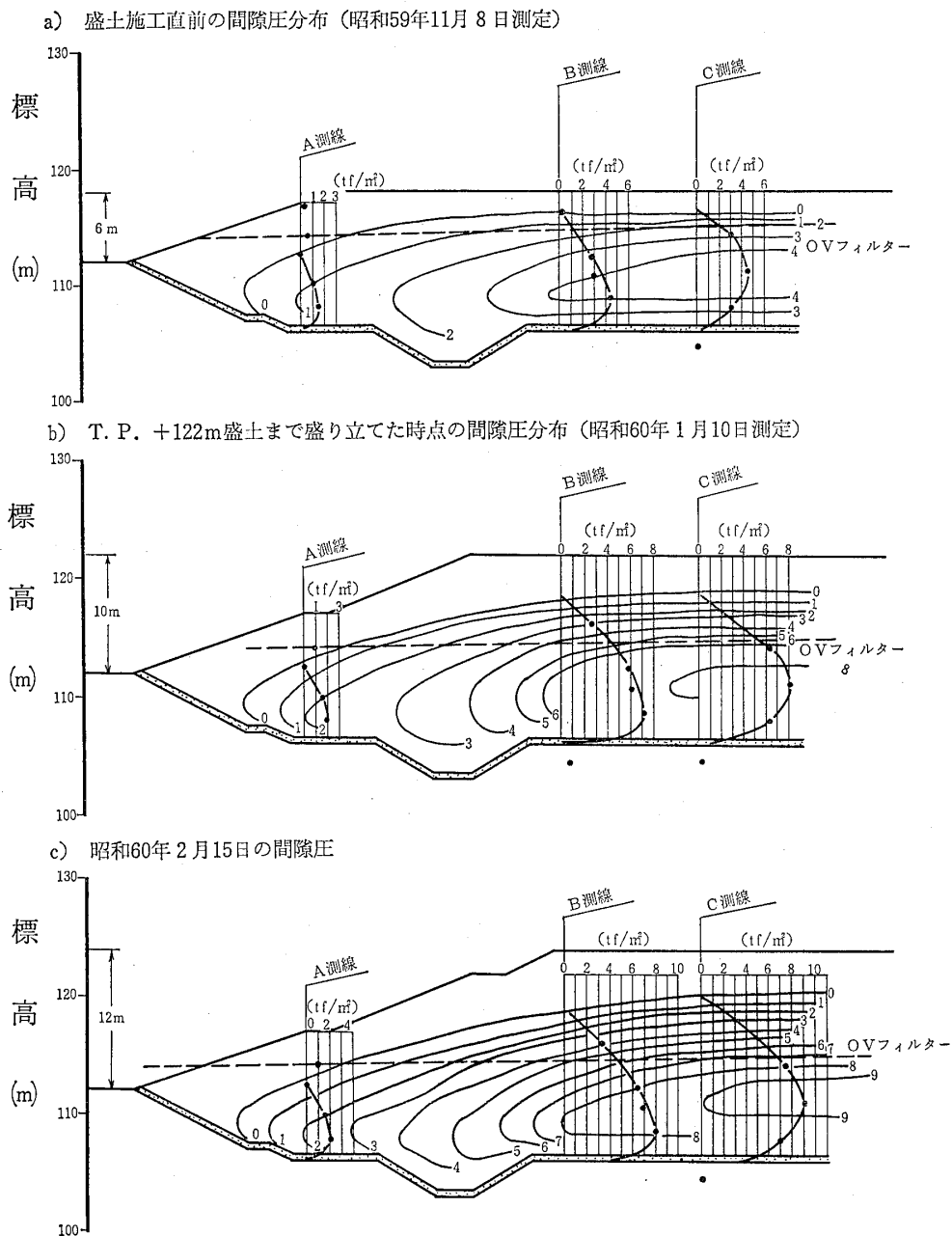
そこで、室内試験によって求められた含水比および湿潤密度の値(図—A2参照)を用いて、立川ローム・武蔵野ロームと多摩ロームの2つに分け、突固め回数が5と15のそれぞれについて、含水比と湿潤密度の関係を示すと図—A3の曲線のようになる。この曲線と現場計測値とを対比すると、現場密度は、 $N$ が5以下から15以上の広範囲に分布しており、含水比が高いところ(90%以上)ではそのばらつきが大きい、含水比が80%以下では、そのほとんどが $N=5$ 以下に対応した密度となっている。ここに示したように、実際の現場密度が、JIS 1210Aによる突固め回数 $N$ のどの程度の締固めに相当するかがわかる。

このように幅の広い特性をもっている関東ロームを盛土材料として、無作為に盛立てられる実際の造成工事においては、その構成も複雑であって、単一の湿潤密度をもって1つの盛土斜面を評価できないであろう。

付 記—Ⅱ 盛土施工中に変状のない盛土—M盛土の場合—

M盛土は、本文に述べたL盛土の近くにあり、とくに異常を示すこともなく完成した。盛土高が6mに達した時に間隙水圧計を設置し、盛土が12mの完成高さになるまで間隙圧の計測を行っている。盛土が6m、10mおよび12mのとき間隙圧分布は図—A4に示す通りである。この盛土は、のり面部分の盛土材料として比較的砂質土

の多いローマを使用したものであった。また、排水プランケット材としては、最下部に細砂を、のり面の途中にOVフィルターを使用しているが、間隙圧分布からみると、その効果はあまり良好ではなかったと思われる。



図—A4 事故なく完成したM盛土の間隙圧分布

Fig.A4 Pore pressure distribution in the stable embankment M, during construction.

