

### III-142 粘性土中のトンネル土圧に関する一考察

京都大学防災研究所 正員 村山朝郎

〃 〃 松岡 元

京都大学学生(現・フジタ工業KK.) 山本香美

粘性土中に開削されたトンネルなどの地中構造物に作用する土圧が経時増加することはしばしば経験され、その値も強大であることが多い。レドガット粘性土中の局部沈下部に作用する土圧の発生機構を解明し、作用土圧の値を予測する問題は重要な課題であるが、この方面的研究は砂質土中の土圧の問題に比べて少ないようである。そこで、ニニシは粘性土を对象地盤として降下床土圧実験<sup>1)</sup>を行ない、得られた土圧の経時増加特性と最終値と、粘性土地盤の土要素の応力緩和特性と強度から解析することを試み、考察を加えた。

1. 粘性土中の降下床土圧実験 二の実験は、幅40cm、奥行き30cm、高さ40cmの土槽内に練り返しに粘土を入れて圧密LF後、中央の幅10cmの部分(図-1 ADHE; 降下床と名づけた)を鉛直に降下させ、降下床部に作用する荷重と周辺部に作用する土圧(測定箇所は図-1の①, ②, ③)の経時変化を荷重計および土圧計により測定して行なう。なお荷重の測定は壁面摩擦の影響を除くため、降下床部ADHEの中央部BCGF(10cm×10cm)のみで行なつた。実験に用いた試料は通称藤の森粘土(L.L.=43.6%, P.L.=26.1%, Gs=2.68)と通称防災粘土(L.L.=43.8%, P.L.=25.4%, Gs=2.71)の2種である。上載圧は藤の森粘土の場合は17g/cm<sup>2</sup>、防災粘土の場合は100g/cm<sup>2</sup>とした。圧密終了後の粘土の高さはそれぞれ30cmおよび20cmであった。土槽内での圧密にはいずれも1ヶ月余りを費していき(上下両面排水)。また降下床の降下量はともに0.5mmとした。このよりは微小な降下量で降下直後に作用荷重は0となる。図-2, 3は降下床に作用する荷重(降下床土圧と仮称する)P(Kg)と経過時間t(min.あるいはdays)の関係を示した実測データを示している。図-2は藤の森粘土、図-3は防災粘土の場合であるが、ともに2日～7日位のところ曲線が大きく曲がるがみられる。図-4, 5は図-2, 3の関係をそれぞれ時間の対数に対してロットしたものである。降下床の降下から少々時間(100分余り)が経過すれば、Pはlog tに比例するような形で経時増加するのがみられる。このよりは傾向は現場におけるトンネル土圧の測定データからも報告されていふことである。<sup>2)</sup>

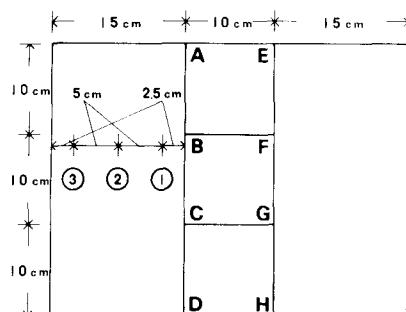


図-1 降下床土圧実験装置の土槽底部

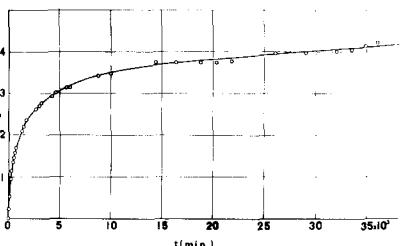


図-2  $P(\text{kg}) \sim t(\text{min.})$  関係  
(試料: 藤の森粘土)

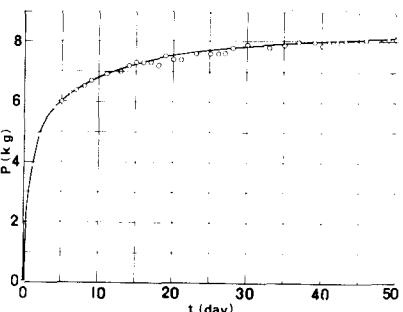


図-3  $P(\text{kg}) \sim t(\text{days})$  関係  
(試料: 防災粘土)

式示すれば、 $P = a + b \cdot \log(t/t_0)$  --- (1). 図-6(1)~(4) は降下床土圧と周辺土圧計①, ②, ③の測定値をあわせ、時間の経過にともなう土圧分布の変化を段階状に表現している。(2), (3), (4) 図から、降下床降下直後において土圧計①に集中していた土圧が周辺部へ再分配される様が認められる。

2. 実験に用いた粘土のせん断变形後の応力緩和特性 1.2  
述べた降下床の降下にともなう土圧の経時増加特性は、粘土がクリープ変形した後にその変形を拘束したときに生じる応力緩和特性と関連するものと想像される。そこで図-2の実験に用いたのと同じ試料を三軸試験機(N.G.I.型)によつて、まずあるひずみまで排水せん断し、その後そのひずみを一定に拘束して排水状態で応力緩和試験を行つた。排水条件を採用したのは、降下床付近あるいは実際のトンネルの外周部では、比較的排水状態に近いと判断したからである。図-7, 8はそれより軸ひずみ  $E_1 = 0.25\%$  および  $3.0\%$  までせん断した後、そのひずみを一定に拘束して得られた応力緩和特性を三替わり面 ( $(\sigma/\sigma_N)_{\max}$  面 i.e.  $(45^\circ + \phi_m/2)$  面;  $\sigma/\sigma_N = \tan \phi_m$ ) 上のせん断垂直応力比  $\sigma/\sigma_N$  と  $\log t$  (min.) の関係を示したものである。二の側圧はともに  $\sigma_3 = 4.0 \text{ kg/cm}^2$  である。なお  $\sigma_3 = 1.0$  および  $2.0 \text{ kg/cm}^2$  も同様な結果が得られてい（データ省略）。これらの図より、せん断抵抗の時間的低下はほぼ次式の形で表現できる（3）である。 $\sigma/\sigma_N = \alpha - \beta \cdot \log(t/t_0)$  --- (2)

3種類の側圧に対する  $\alpha$ ,  $\beta$  の平均値  $\bar{\alpha}$ ,  $\bar{\beta}$  は、 $E_1 = 0.25\%$  のとき  $\bar{\alpha} = 0.093$ ,  $\bar{\beta} = 0.0225$ ,  $E_1 = 3.0\%$  のとき  $\bar{\alpha} = 0.367$ ,  $\bar{\beta} = 0.0364$  であった。また  $\log t_0 = 1.74$  とした。なお  $E_1 = 0.25\%$  はあるひずみ ( $E_1 = 1.0\%$  までは) 以上では  $\beta$  の値が一定にならず  $= \beta^3$  に着目してえた大きい方のひずみの代表値である。

3. 降下床土圧の経時増加特性に対する解析の試み 2.2  
述べたように地山の土要素のせん断抵抗が時間とともに低下すれば、作用土圧は経時増加するに至る。ここでは、このことと(1), (2)式の形の対応性に着目して、降下床土圧の経時増加特性、特に勾配  $(dP/d\log t)$  と  $P$  の最終値を解析する方法を試みた。そのためには土圧とせん断抵抗との関係が必要であるが、Terzaghi の土圧式<sup>4)</sup> を用いるのも一つの方法である。

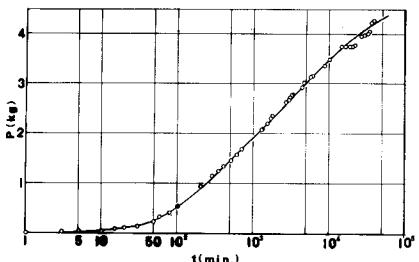


図-4  $P \sim \log t$  関係  
(試料: 藤の森粘土)

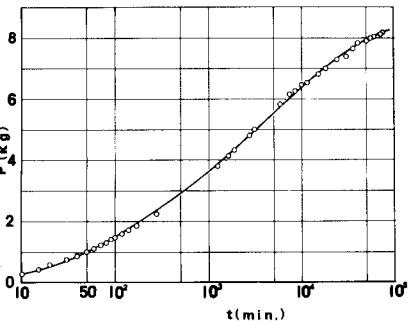


図-5  $P \sim \log t$  関係  
(試料: 防災粘土)

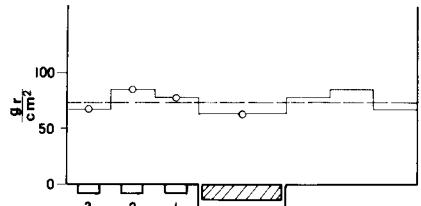


図-6 (1) 圧縮完了時

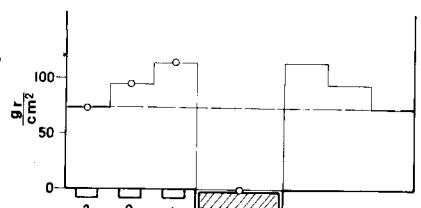


図-6 (2) 降下床降下直後 ( $t=0$ )

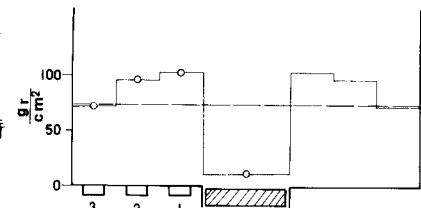


図-6 (3)  $t = 280 \text{ min.}$

すなはち、Terzaghi 式の中の  $\tan \phi$  を  $\epsilon/\sigma_N$  と置き換え (2)式を適用して  $P$  の時間的変化を求めるのである。この計算結果によれば、 $P$  は時間的に増加するがその勾配 ( $dP/d\log t$ ) は図-2 のものよりもかなり小さくなつた。なお、村山はこの問題に関して現在新たに見地があり解析を試みている。さく次節では、少し観点を変えて考察する。

#### 4. 降下床周辺のアーチ状の応力伝達を考慮した解析

著者したように砂質土地山の場合には降下床上にアーチ形状の1次領域が存在し、その外周に沿ってアーチ状の粒子間力の伝達線が形成されるのが観察される。<sup>1), 5)</sup> また地山が弾性体の場合でも降下床を降下させるという境界条件を入れると降下床をまたぐアーチ状の最大圧縮主応力線の形成がみられる。これらのことをより、 $\epsilon = 2^\circ$  は粘性土地山の場合でも砂の場合と同様、1次領域に相当するものの存在を想定し、その外周に沿って最大圧縮主応力線が生じるものとして解析を試みた。解析にあたっては次の2つの仮定を設けた。(1) 図-9に示す応力  $\sigma_\theta$ ,  $\sigma_r$  をそれぞれ最大主応力、最小主応力とする。(2) この主応力比  $\sigma_\theta/\sigma_r$  は  $r$  と時間  $t$  だけの関数である係数  $K(r, t)$  は  $r$  にくわざれる。すなはち、 $\sigma_\theta = K(r, t) \cdot \sigma_r$  --- (3)。図-9の微小要素の力の釣り合いより、次の2式を得る。

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} + \omega \cdot \sin \theta = 0 \quad \dots \dots \dots (4).$$

$$\frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{2\sigma_r}{r} + \omega \cdot \cos \theta = 0 \quad \dots \dots \dots (5).$$

$\epsilon = 1^\circ$  は単位体積重量である。仮定(1)より主応力面 $\theta = 0^\circ$  であるから、(5)式より  $\sigma_\theta = -\omega \cdot r \cdot \sin \theta + C_1(r)$  ( $C_1(r)$ :積分定数) --- (6)。

(6)式を(4)式へ代入して微分方程式を解くと、

$$\sigma_r = \frac{1}{r} \int C_1(r) dr - \omega r^2 \sin \theta + \frac{1}{r} C_2(\theta) \quad (C_2(\theta):積分定数) \dots \dots \dots (7).$$

仮定(2)と(3)式へ(6), (7)式を代入して  $C_2(\theta)$  が  $\theta$  だけの関数であることを考慮すれば、 $K(r, t) = \frac{1}{1 - A^2/r^2}$  ( $A$ :定数) --- (8)。

(8)式を用いて  $C_1(r)$  を求めると、 $C_1(r) = C \sqrt{K(r, t)}$  ( $C$ :定数) --- (9)。

(9)式を(6), (7)式へ代入すれば、 $\sigma_\theta = -\omega r \sin \theta + C \sqrt{\frac{1}{1 - A^2/r^2}}$  --- (10)。図-9に着目して応力解析

$$\sigma_r = (1 - A^2/r^2) \cdot (C \sqrt{\frac{1}{1 - A^2/r^2}} - \omega r \sin \theta) \dots \dots \dots (11). \quad \theta = \tan^{-1} \frac{2D}{B}, \quad r = \sqrt{D^2 + \frac{B^2}{4}} \quad (\equiv R \text{とす})$$

のとき  $\sigma_r = \gamma$  (上載重) なる境界条件を入れて  $\theta$  を決定すれば、 $\sigma_\theta$ ,  $\sigma_r$  は次式のように求められる。

$$\sigma_\theta = \left( \omega D + \frac{\gamma}{1 - A^2/R^2} \right) \sqrt{\frac{1 - A^2/R^2}{1 - A^2/r^2}} - \omega r \sin \theta \dots \dots \dots (12), \quad \sigma_r = \left\{ \left( \omega D + \frac{\gamma}{1 - A^2/R^2} \right) \sqrt{\frac{1 - A^2/R^2}{1 - A^2/r^2}} - \omega r \sin \theta \right\} \cdot (1 - A^2/r^2) \dots \dots \dots (13).$$

さて、降下床に作用する荷重  $P$  は、1次領域(図-9に示す幅  $B$  の尖頭アーチ以下部分)の重量を  $W_0$ 、奥行きを  $L$  とすれば次式によって算定される。 $P = W_0 + 2L \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_r \cdot r \cdot \sin \theta d\theta \dots \dots \dots (14)$

(13)式を(14)式に入れ、 $r = B$  とすれば、 $P$  は次式で与えられる。

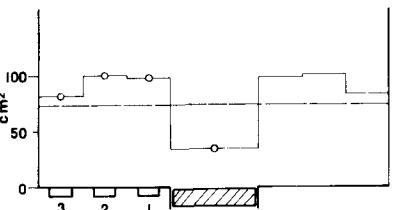


図-6(4)  $t = 20350$  min.

土圧分布の経時変化

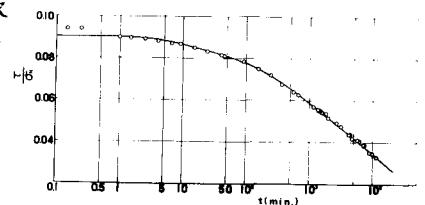


図-7  $\epsilon/\sigma_N \sim \log t$  関係 ( $\epsilon_i = 0.25\%$ )

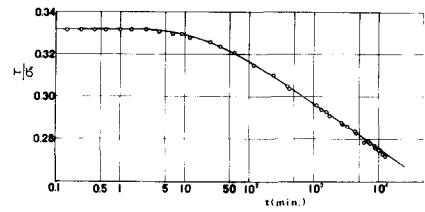
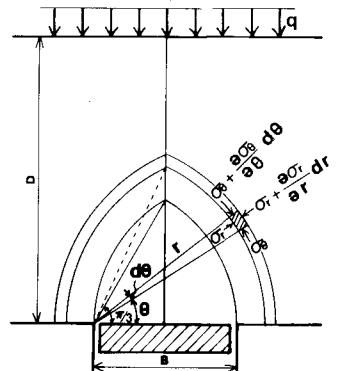


図-8  $\epsilon/\sigma_N \sim \log t$  関係 ( $\epsilon_i = 3.0\%$ )



$$P = \pi \sigma_0 + BL(1 - A^2/B^2) \left\{ (\omega D + \frac{8}{1 - A^2/B^2}) \sqrt{\frac{1 - A^2/R^2}{1 - A^2/B^2}} - \left(\frac{\pi}{3} - \frac{\sqrt{3}}{4}\right) \omega B \right\} \quad \dots (15)$$

主応力比  $K(r,t)$  が表現されれば、

$$P = \pi \sigma_0 + \frac{BL}{K(r=B,t)} \left[ \{ \omega D + g \cdot K(r=R,t) \} \sqrt{\frac{K(r=B,t)}{K(r=R,t)}} - \left(\frac{\pi}{3} - \frac{\sqrt{3}}{4}\right) \omega B \right] \quad \dots (16)$$

$= z'' K(r=R,t) \div 1, \quad K(r=B,t) = (\sigma_0/\sigma_r) r=B$  の関係を入れて

$P$  の近似式を求めれば次式を得る。

$$P = \pi \sigma_0 + \frac{BL}{(\sigma_0/\sigma_r)_{r=B}} \left[ (\omega D + g) \sqrt{(\sigma_0/\sigma_r)_{r=B}} - \left(\frac{\pi}{3} - \frac{\sqrt{3}}{4}\right) \omega B \right] \quad \dots (17)$$

さて、 $= z'' P$  の重要な決定要因となる 1 次領域外周部の主応力比  $K(r=B,t) = (\sigma_0/\sigma_r)_{r=B}$  の値に注目して、この  $K$  の値の時間

変化を実測データから推測する。すなはち、図-10 からわかるよう

に  $\sigma_0$  の値は概略、土圧計①の測定値と等しいものとする。

また  $\sigma_r$  の値は降下床土圧  $P$  の値が平均的に  $t=2$  時の  $P$  に逆算できるものとする。 (14) 式に  $r=B$  を入れて、

$$P = \pi \sigma_0 + 2L \int_0^{\pi} \sigma_r \cdot B \cdot \sin \theta \, d\theta = \pi \sigma_0 + B \cdot L \cdot \sigma_r \quad \therefore \sigma_r = \frac{P - \pi \sigma_0}{BL}$$

以上のようになり推定した  $\sigma_0$  と  $\sigma_r$  の比  $K$  と時間  $t$  の普通直線

を 2 時でプロットしたのが図-11 である。この図は図-2 に示す

藤の森粘土の場合に対するものである。図-11 より、 $K$  は降下床降

下直後では負の値 ( $\sigma_r$  が引張応力) となるが、その後ただちに

正の無限大に移り徐々に減少してある一定値に近づくのがみられる。しかもこの一定値が試料の藤の森粘土のピーク強度時の主応力比 3.25 とほぼ一致していることは興味深い。この主応力比 3.25 を (17) 式に代入して  $P$  を計算すると  $P = 4.368$  (kg) が得られ、図-2 に示す実測された  $P$  の最終値 4.3 (kg) とよく一致した。また試料および上載土が異なる図-3 の場合についても、その試料のピーク強度時の主応力比を入れれば、実測データをよく説明できる。以上の事実より、粘性土中の降下床土圧の発生機構を考察すれば、降下床の降下により 1 次領域外周部の土は瞬間に破壊(引張応力のため、あるいは大きな主応力比のため)され、 $\sigma_0$  による強い圧縮作用と  $\sigma_r$  の減少のため土中に流動がおこり、降下床土圧  $P$  が時間とともに増加すると考えられる。そして最終的には、この土が維持しうる最大の主応力比(ピーク時の主応力比)までアーチに作用する外圧と支持し平衡を保つものと解釈される。なお上記の解釈は新らな上でのものであり、今後より深く検討しなければならないと考えている。

謝辞 図-6 の土圧の再分配について講論し合った京大防災研究所助手 橋本正氏に感謝します。また図-3 に示す防災粘土についての実験を手伝ってくれた元京大学生(現佐藤工業 K.K.)深尾元昭氏にも感謝意を表します。

参考文献 1) 村山・松岡：砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究、土木学会論文報告集第187号、1971, pp.95-108. 2) 村山・中崎・松岡・前田：トンネル内金剛アーチ支保工に作用する外圧の一測定例、土木学会誌第54号、1969, pp.45-49. 3) 村山・角口・上田：粘土の応力緩和について、土木学会関西支部講演概要集、1972, 6. 4) Terzaghi: Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York, 1943, pp.66-76. 5) 村山・松岡・深尾：アーチ作用のメカニズムとトンネル土圧について、土木学会全国大会講演概要集、1971, 10.

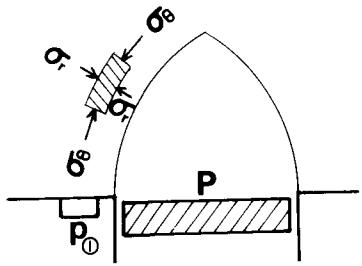


図-10 1 次領域外周部の土要素に作用する応力

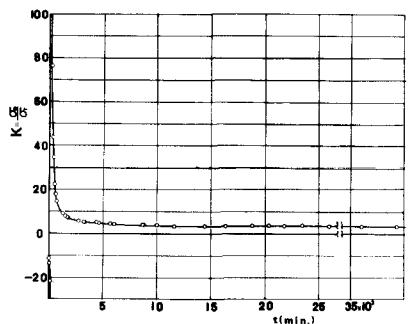


図-11  $K = \frac{\sigma_0}{\sigma_r} \sim t \times 10^3$  min. 関係