

(46) 土かぶりの大きい円形掘削トンネルの三次元模型実験

前田建設工業㈱ 技術研究所

神藤 健一

○ 鷲沢 栄紀

1. まえがき

土かぶりの大きい軟質地山を対象として、切羽の進行に伴う地圧現象を明らかにする目的で、十数ケースのトンネルの3次元模型実験を行なってきた。これらの実験は実際のトンネル施工と同様に鋼製土槽内の模型地山に模型円形トンネルを掘進させる実験および鋼製土槽内の模型地山から鋼製円筒を瞬時に引き抜くことをトンネル掘削とみなす実験とに大きく分けられる。

ここでは、これらの2つの実験のうち、前者の模型トンネルを掘進させる実験において、切羽の進行に伴う地山挙動を調べるために、模型トンネルを所定掘削長さまで掘進させた後に切羽の進行を停止させて、切羽進行時および切羽停止時におけるトンネル周辺応力、地中変位および内空変位等を測定し、地山のクリープ的な挙動について、地中変位および内空変位を中心として考察した結果を報告する。

2. 実験装置および実験方法

実験装置および実験方法の詳細については、すでに報告してあるので概略について述べる。実験装置は、縦・横および高さが各75cmの立方体鋼製土槽、鋼製反力枠および載荷用油圧ジャッキからなる。地山材料および載荷圧等の実験条件は表-1に示すとおりである。地山材料としては、ケーキ土(砕石工場で岩石を破碎する際に副産物として得られるシルトサイズの岩粉)と粘土(ベントナイト, カオリン)を単一あるいは混合して使用した。模型供試体は、地山材料と水を所定の配合で、ミキサーにより混合させ、土槽内で空隙が残らないように締め固めて作製した。供試体への載荷は、トンネル軸方向を拘束し、鉛直方向および水平方向の2方向載荷で、側圧係数が1となるように、鉛直および水平荷重を同一に載荷し、掘削中(切羽進行時)および掘削完了後(切羽停止時)のクリープ中一定荷重で保持した。トンネルは、直径20cmの円形断面であり、手掘り掘削した。掘削延長は37.5cm(供試体幅の半分まで)であり、この区間を1掘削長2.5cmとして、15サイクルに分けて掘削した。1サイクル時間は掘削時間を約3分、放置時間を約12分、計15分として掘削を進めた。掘削延長37.5cmを掘削した後、約1000分程度の間、適宜時間間隔において測定を行なった。測定項目は、トンネル周辺応力、地中変位、内空変位および載荷荷重等である。

表-1 各実験ケースにおける地山材料の配合・載荷条件および模型地山の土質試験結果一覧表

ケース	1A	2A	3A	4A	5A	6A
地山の材料配合						
ケーキ土 (F)	900	900	900	900	1000	1000
粘土 (F)	ベントナイト 100	カオリン 100	カオリン 100	カオリン 100	—	—
水 (cc)	230	170	170	170	90	90
乾燥密度 (kg/cm ³)	3.200	6.800	14.000	3.200	6.800	14.000
側圧係数	0.57	1.21	2.49	0.57	1.21	2.49
一軸圧縮強度 q_u (kg/cm ²)	0.44	1.06	1.58	0.51	0.28	0.26
せん断強度 c (kg/cm ²)	1.75	1.78	4.24	1.24	3.53	5.07
粘着力 c (kg/cm ²)	0.21	0.42	0.62	0.24	0.08	0.07
内部摩擦角 ϕ (°)	2.0	12.6	14.1	12.3	29.3	33.0
単位体積重量 γ (kg/cm ³)	1.96	2.12	2.11	2.05	1.55	1.56
含水比 w (%)	23.75	17.81	17.44	18.57	10.79	10.78
スリープ係数**	1.3×10^{-3}	4.0×10^{-3}	3.8×10^{-3}	3.9×10^{-3}	8.1×10^{-4}	8.7×10^{-4}
スリープ係数** f (1/mm)	1.7×10^{-3}	3.5×10^{-3}	3.7×10^{-3}	3.6×10^{-3}	6.7×10^{-3}	7.8×10^{-3}
スリープ時応力** σ_c (kg/cm ²)	0.26	0.72	1.01	0.37	0.31	0.36
緩和時間*** λ (min)	148	722	696	676	679	1899
緩和時応力*** σ_a (kg/cm ²)	0.12	0.31	0.38	0.29	0.21	0.21

ただし、

*:三軸圧縮試験は、非圧密非排水条件で行なった。

**:クリープ試験における常数(α, β)は、

$$\epsilon = \alpha (1 - e^{-\beta t}) \text{ を用いた。}$$

***:応力緩和試験における応力緩和時間(λ)は、

$$\sigma = \sigma_0 e^{-\frac{t}{\lambda}} \text{ を用いた。}$$

3. 実験結果および考察

地中変位および内空変位の測定結果を切羽進行中の経時変化と切羽停止中の経時変化について整理し、切羽停止中は、切羽の進行による変位 u_e は変化しないで一定値を保ち、この間の変位の増分は、時間に関する粘性変位のみであるという考えを適用すれば、図-1に示すように、測定された変位 U を切羽進行による変位と粘性変位とに分離することができる。これらの変位を切羽からの距離および時間の関数で表示することを試みた。

すなわち測定値 U は、切羽の進行による変位 u_e と粘性変位 u_c と和で表わされ、それぞれ分離された変位は、次式で示される。

$$u_e = C(1 - e^{-D L})$$

$$u_c = \alpha'(1 - e^{-\beta' t})$$

ただし、

t : 時間 (切羽が測定断面に達してから時間) 単位: 分

L : 切羽からの距離 ($L \geq 0$) 単位: cm

α', β' : 粘性挙動を示す定数

C, D : 切羽の進行による挙動を示す定数

である。

また、地中変位については、切羽の前方においても測定がされているので切羽からの距離の関数で表示すると次式のとおりとなる。なお、ここでは、切羽の進行による変位と粘性変位の分離は行っていない。

$$U = \alpha'' e^{\beta'' L}$$

ただし、

L : 切羽からの距離 ($L \leq 0$)

α'', β'' : 切羽前方における挙動を示す定数

実験結果から上記の定数の算出方法は、地中変位の場合、トンネル天端直上 15 cm の位置にある7個の地中変位計の測定値を、また、内空変位の場合、トンネル内の4断面の測定値を、経時変化曲線群として表示して、これらを切羽から測定断面までの距離が同一となるように重ね合せた曲線を用いて行なった。したがって、切羽から測定断面までの距離の範囲は、地中変位の場合、 $-60 \sim 22.5\text{ cm}$ (3 D 前方から約 1.1 D 後方まで) で、内空変位の場合、 $0 \sim 27.5\text{ cm}$ (切羽から 1.4 D 後方まで) となる。ただし、ケース 3 A の地中変位については、実験中に変位計を設置した不動点梁が移動したために、定数の算出の対象から除外した。

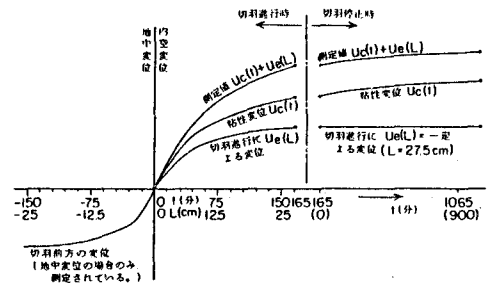


図-1 切羽の進行による変位と粘性変位との分離模式図

各ケースの地中変位および内空変位に関して、切羽進行による変位と粘性変位とに分離した結果を表-2に示す。また、各ケースの切羽前方における地中変位について、切羽からの距離の関数で表示した結果は、表-3に示すとおりである。

表-2 切羽の進行による変位・粘性変位分離結果一覧表 ($L \geq 0$)

項目 ケース	地 中 変 位 $U=u_e+u_c$		内 空 変 位 $U=u_e+u_c$	
	切羽の進行による変位 u_e (mm)	粘 性 変 位 u_c (mm)	切羽の進行による変位 u_e (mm)	粘 性 変 位 u_c (mm)
1A	$u_e = 1.83 (1 - e^{-0.0877L})$	$u_c = 4.49 (1 - e^{-9.07 \times 10^{-3}L})$	$u_e = 1.0 (1 - e^{-0.155L})$	$u_c = 2.7 (1 - e^{-8.26 \times 10^{-3}L})$
2A	$u_e = 0.57 (1 - e^{-0.122L})$	$u_c = 1.20 (1 - e^{-3.39 \times 10^{-3}L})$	$u_e = 0.76 (1 - e^{-0.133L})$	$u_c = 1.1 (1 - e^{-6.77 \times 10^{-3}L})$
3A	—	—	$u_e = 0.44 (1 - e^{-0.121L})$	$u_c = 3.16 (1 - e^{-4.13 \times 10^{-3}L})$
4A	$u_e = 0.41 (1 - e^{-0.107L})$	$u_c = 0.32 (1 - e^{-1.83 \times 10^{-3}L})$	$u_e = 0.32 (1 - e^{-0.232L})$	$u_c = 0.46 (1 - e^{-5.69 \times 10^{-3}L})$
5A	$u_e = 0.30 (1 - e^{-0.0813L})$	$u_c = 0.07 (1 - e^{-9.27 \times 10^{-3}L})$	$u_e = 0.17 (1 - e^{-0.427L})$	$u_c = 0.03 (1 - e^{-3.67 \times 10^{-3}L})$
6A	$u_e = 0.10 (1 - e^{-0.183L})$	$u_c = 0.08 (1 - e^{-7.27 \times 10^{-3}L})$	$u_e = 0.25 (1 - e^{-0.425L})$	$u_c = 0.08 (1 - e^{-2.31 \times 10^{-3}L})$

次に、測定値を切羽進行による変位と粘性変位とに分離した表-2の地中変位の結果を用いて、切羽から22.5 cm (約1.1D)離れたときの全変位に対する切羽進行による変位と粘性変位の占める割合、および、切羽から22.5 cm (約1.1D)離れたときの変位に対する切羽通過時の変位の占める割合を求めると表-4に示すとおりとなる。これらの各割合について考察した結果を以下に述べる。全変位に対する粘性変位の割合は、地山材料のクリープ定数 α が大きくなるにしたがって、大きくなり、同じ地山材料で比較すれば、地山強度比が小さくなるにしたがって大きくなる傾向を示している。切羽通過時の変位の占める割合は、ケース5Aで、32.1%であるのに対して、他の4ケースでは、いずれも約50%以上となっている。この両者の差異は、トンネル周辺応力の測定値から判断して、ケース5Aが弾性的

表-3 切羽前方の地中変位 ($L \leq 0$)

ケース	U (mm)
1A	$U = 4.68 e^{0.0429L}$
2A	$U = 1.10 e^{0.0669L}$
4A	$U = 0.80 e^{0.0556L}$
5A	$U = 0.175 e^{0.143L}$
6A	$U = 0.480 e^{0.0394L}$

表-4 切羽の進行による変位と粘性変位の割合および切羽通過時の変位の割合

項目 ケース	切羽通過時の変位	切羽からの距離 $L=22.5$ cmのときの変位		切羽の進行による変位と粘性変位の全変位に対する割合 ($L=22.5$ cmのとき)		切羽通過時の変位の割合
	$U(0)$ (mm)	全変位 (測定値) $u_e(22.5)+u_c(135)$ (mm)	$u_e(22.5)$ (mm)	$\frac{u_e(22.5)}{u_e(22.5)+u_c(135)}$ (%)	$\frac{u_c(135)}{u_e(22.5)+u_c(135)}$ (%)	$\frac{U(0)}{U(0)+u_e(22.5)+u_c(135)}$ (%)
1A	4.68	5.00	1.83	36.6	63.4	48.3
2A	1.10	1.01	0.57	56.4	43.6	52.1
4A	0.80	0.48	0.41	85.4	14.6	62.5
5A	0.175	0.37	0.30	81.1	18.9	32.1
6A	0.480	0.15	0.10	66.7	33.3	76.2

な挙動を示しているのに対して、他の4ケースでは、トンネル中心線上の応力が切羽前方1D(20cm)以上で低下しており、切羽前方で地山の破壊が進展しているものと考えられる。また、4ケースでの切羽到達前の変位の占める割合の大きさは、粘性の大きい地山材料になるにしたがって、小さくなる傾向を示している。この原因は、粘性の大きい地山材料ほど、切羽が1.1D程度離れた場合、粘性変位の占める割合が大きくなり、それだけ全変位も大きくなるために、切羽通過時の割合は逆に小さくなると考えられる。

トンネル掘削に伴う変位を表わす定数と土質試験による地山のクリープ定数の関係の一例を図-2~4に示す。これらの間には、比較的良好な相関関係が認められる。

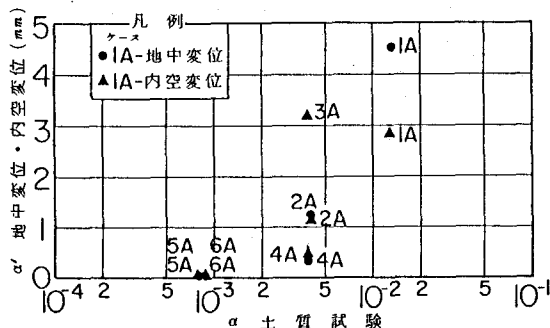


図-2 土質試験によるクリープ定数 α とトンネル掘削に伴う変位のクリープ定数 α' との関係図

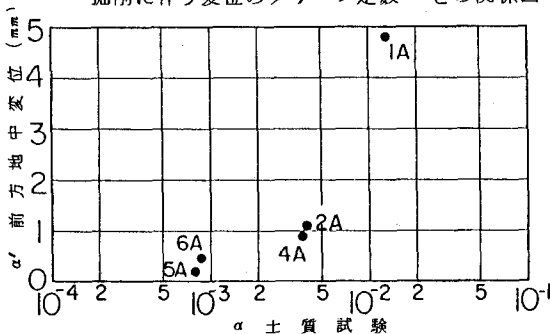


図-4 土質試験によるクリープ定数 β と掘削に伴う変位のクリープ定数 β' との関係図

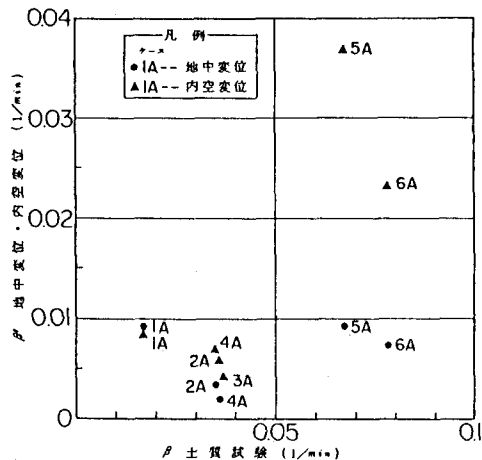


図-3 土質試験によるクリープ定数 α と前方地中変位のクリープ定数 α'' との関係図

4. まとめ

地中変位および内空変位測定値を切羽進行による変位と粘性変位に分離した結果、次に述べる事が判明した。

- 1) 地羽到達前の変位の占める割合は、地山の性質と地山強度比に深く関係しているものと考えられ、とくに、切羽前方で地山の破壊が生じている場合は、非常に大きい。
- 2) トンネル掘削に伴う切羽進行による変位および粘性変位は、地山材料のクリープ定数に関係すると考えられる。

参考文献

- 1) 神藤, 鷲沢: 土かぶりの大きい円形素掘りトンネルの三次元模型実験, 前田建設工業技術研究所報, vol. 23, 1982
神藤, 鷲沢: 土かぶりの大きい円形素掘りトンネルの三次元模型実験, 土木学会第37回年次学術講演概要集 第3部III-188, 1982
- 2) 神藤, 鷲沢: 土かぶりの大きい円形素掘りトンネルの三次元模型実験, 前田建設工業技術研究所報, vol. 24, 1983
神藤, 鷲沢: 土かぶりの大きい円形素掘りトンネルの三次元模型実験(第2報), 土木学会第38回年次学術講演概要集 第3部III-59, 1983

(46) THREE DIMENSIONAL MODEL TEST ON AN UNLINED TUNNEL
UNDER LARGE PRESSURE OF OVERBURDEN

by Ken-ichi KANTO, MAEDA CONSTRUCTION CO., LTD
Eiki WASHIZAWA do.

Abstract

In order to verify the earth pressure phenomena around the vicinity of a tunnel excavated in large mass of overburden of soft ground, three dimensional model tests have been carried out.

This time, we try to separate the deformation around a tunnel into two parts; one part is dependent on the distance from a tunnel face, and the other part is dependent on the time, and by using respectively equation (1) and (2)

$$u_e = C (1 - e^{-DL}) \quad \dots\dots\dots (1)$$

where L is the distance from a tunnel face and C and D are constants.

$$u_c = \alpha' (1 - e^{-\beta' t}) \quad \dots\dots\dots (2)$$

where t is the time and α' and β' are constants.

These constants what have been calculated are shown in the table 4 of the text.