

(42) 押し出し性地山のトンネルにおけるロックボルト工の効果に関する3次元模型実験

建設省土木研究所

猪熊 明

1. 研究目的

本研究の目的は、3次元模型実験によって(1)ロックボルト工トンネルのトンネル周辺地盤中の地圧分布、変形を明らかにする、また(2)ロックボルトの長さの差異による作用効果の違いを把握する、ことにある。

2. 模型実験方法

表-1 相似則パイナंबर

π_1	π_2	π_3	π_4	π_5	π_6	π_7	π_8	π_9	π_{10}	π_{11}	π_{12}
H/D	C/rH or C/rD	$\tan \phi$	γ_u/rH	E_e/rH	d/D	d/H	L_{RP}/D	$360^\circ/\alpha$	L_{RP}/D	E_{RB}/E_e	F_{RB}/γ_u

2.1 相似則

ゆるみ地圧のみ作用す

るトンネルの模型実験に (注)ここでは、 H =エカぶり高、 D =トンネル代表径、 C =地山粘着力、 r =地山単位体積重量、 ϕ =地山内部摩擦角、 γ_u =地山の1軸圧縮強度、 E_e =地山の变形係数、 d =地山変位量、 L_{RP} =ロックボルト長さ、 α =同一断面におけるロックボルトの打設角度の間の平均 ($360^\circ/\alpha$ =同一断面内のロックボルト本数)、 L_{RP} =ベアリングプレート代表径、 E_{RB} =ロックボルトの弾性係数、 F_{RB} =ロックボルトと地山の付着力とする。

型実験に関する相似則は

まだ明らかでない。ここでは、ゆるみ地圧の相似則に若干の修正を施し、さらにその上にロックボルト工に関する相似則パイナंबर(無次元量)を付加し、計12個の相似則パイナंबरを考慮することにする(表-1)。この相似則は、次元解析等の手順も踏んでおらず、実験と現場計測との比較によって確認されてもいないので、将来修正されることが予測される仮の相似則

とでも言うべきものである。

2.2 実験装置、実験手順および測定項目

実験は以下のようにして行った。まず、

75cm×75cm×75cmの立方体の土槽(図1)に実験地山材料をつめ、鉛直上方および正面より向って左側方より油圧ジャッキによる2方向2面載荷を行う。所定の載荷が終了した後、正面から手掘りにて直径17.5cmの円形トンネルを、一掘進長2.5cmでトンネル延長が50cmになるまで掘進した。掘進は、掘削、ズリ出し、ロックボルト打設(模型のロックボルトを手で地山内へ押し込む)、内空変位計測というサイクルパターンで20分×20回に分けて行った。以上の実験を掘削実験と呼ぶことにする。

50cmの掘進を行った後、エカぶり圧の変化に伴うトンネル周辺応力、内空変位等の変化を調べるため、載荷圧を増加させた。これを、再載荷実験と呼ぶことにする。

測定項目は、①トンネル周辺の地中応力、②内空変位、③地中変位、④油圧ジャッキの載荷荷重、⑤載荷板変位であるが、本報告では、紙面の都合上特に①と②に注目することにする。

トンネル周辺の地中応力計測には、合計35個の土圧計を図1のようにトンネルのSpring-lineを含む水平面

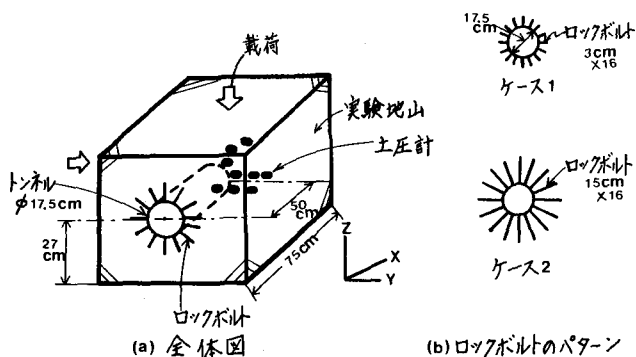


図1 実験装置の概略

上に設置した。その内30個は、鉛直方向の地中応力を計測するものであるが、残り5個は、トンネル半径方向の地圧を計測するように設置された。工圧計とトンネルとの位置関係を図2に示す。また工槽の壁面直近に、基準応力測定用として、Y方向に2個、X方向に1個、計3個の工圧計が設置された(X, Yについては図1参照)。

内空変位は、トンネル坑口より22.5cmの地点で鉛直、水平の2方向が毎掘進回ごとに測定された。

2.3 地山材料およびロックボルト材料

地山材料の力学的物性値は、表-6を参照されたい。押し出し性地圧を発生させるために、とくに内部まっ角を小さくした。これは、現場における新オニ紀の泥岩に代表されるような軟岩、粘性地盤を実験対象として考慮したものである。

ロックボルト材料として、 $\phi 16$ の釘金(直径約1.2mm)を選定した。またベアリングプレートは、形状が正方形で一边が1cmのグリキ板を用いた。ロックボルトの相似則バインバーの内 π_{11} , π_{12} は、ボルト材料の選定と関係があるので、特にここで述べる。

π_{11} において、模型実験では E_e (記号の意味は表-1参照)は現場と比較してきわめて小さいので、 E_{RB} も小さくする必要がある。しかし、模型実験ではボルトのための削孔をしないので、 E_{RB} の小さいボルトは打設できない。したがって、 π_{11} は現場と模型実験で不一致のまま放置する。次に、 π_{12} について検討する。模型ボルトの実験地山に対する引抜き試験結果は、表-2の通りである。表-3を参照すれば、模型では $\pi_{12} \approx 0.05$ である。これに対して現場では、 $q_u = 5 \text{ kg/cm}^2$, $l_{RB} = 6 \text{ m}$, ボルト径 $= 20 \text{ mm}$, 引抜き耐力 $= 10 \text{ t}$ と仮定して、 $\pi_{12} \approx 0.63$ となり、模型よりもかなり大きい。したがって、本実験ではロックボルトの径を基本の幾何縮率で算出される径(現場におけるロックボルト径/幾何縮率 $= 20 \text{ mm} / 67.1 = 0.35 \text{ mm}$)よりも大きくして補正してある。その結果、模型の π_{12} は0.17相当になるが、それでもなお小さい。結局 π_{11} と π_{12} を合わせて考えて、本模型実験を現場に換算すれば、通常のロックボルトよりもずっと剛なロックボルトが、ずっと小さい地山との付着力で設置されていることになる。ボルトの作用が顕著になった場合、その作用の効果は地山との付着力がネックになって抑制されるため、模型実験におけるロックボルトの実験効果は同じ状況の現場におけるそれよりも弱いものであることが予想される。

2.4 実験ケース数

実験ケースは、ロックボルトの長さをパラメータにして2ケース行った(表-3)。

3. 実験結果

3.1 ケース1の実験結果

まず掘削実験について述べる。一定圧力で載荷されている実験地山中をトンネルが掘進する時、トンネル周辺のSpring-lineを含む水平面上の接線方向(この場合、鉛直方向と一致する)地山応力がどのように変化するかを図3に示す。なお応力は、初期地圧を1.0として比で表示してある。装置の不備のため載荷圧が変化した場合には、それを考慮できるようにしてある。具体的には、次式で示す基準応力によって応力比表示をする。

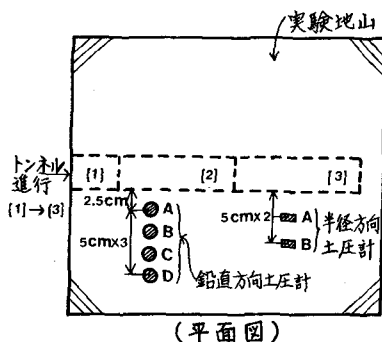


図2 工圧計とトンネルの位置関係 (①-③は図3参照、工圧計のトンネル縦断方向の位置は鉛直方向、半径方向ともトンネル坑口より28cmのところである。)

表-2 $\phi 16$ 釘金ボルトの引抜き試験結果

耐力	ボルト長さ	$l_{RB} = 5 \text{ cm}$	$l_{RB} = 10 \text{ cm}$	$l_{RB} = 16 \text{ cm}$
引抜き耐力 (g)		64.5	131.5	161
平均付着力強さ (g/cm^2)		34.2	34.9	26.7

表-3 実験ケース

	$l_{RB} (\text{cm})$	$360^\circ / \alpha (\text{本})$	$q_u (\text{kg/cm}^2)$	$\gamma_H (\text{kg/cm}^2)$	
				掘削時	再載荷時
ケース1	3	16	0.630	0.7	0.7→2.0
ケース2	15	16	0.467	0.7	0.7→2.1

(注) 表中の記号については、表-1を参照されたい。

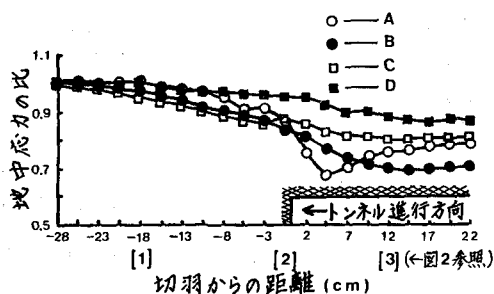


図3 トンネル周辺の接線方向地中応力比
(ケース1, 掘削, A, B, C, Dは土圧計を示す。図2参照)

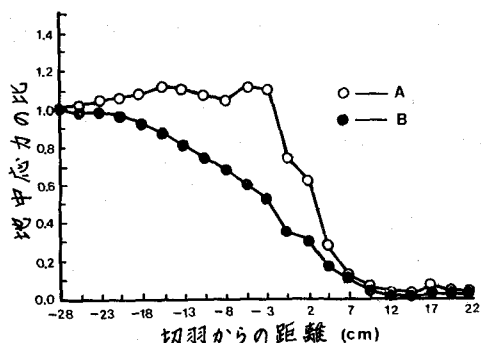


図4 トンネル周辺のトンネル半径方向地中応力比
(ケース1, 掘削, A, Bは図2参照)

$$\sigma_n = (\sigma / \sigma_0) / (P / P_0) \quad \text{----- (1)}$$

ここで σ_n = 基準化された応力 (応力比), σ = 計測された応力, σ_0 = 初期応力, P = 計測時の載荷圧, P_0 = 初期載荷圧とする。

図4には、トンネル切羽周辺の水平面におけるトンネル半径方向の地中応力比を示す。

再載荷実験では表-3に示すように、載荷圧を $0.7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 2.0 \text{ kg/cm}^2$ まで加圧したが、内空変位は、装置上の理由から載荷圧 1.1 kg/cm^2 程度までしか計測できないので、本報告ではこの範囲に解析を限定する。

載荷圧 $0.7 \text{ kg/cm}^2 \sim 1.1 \text{ kg/cm}^2$ での内空変位は、表-4に示す通りである。

3.2 ケース2の実験結果

掘削実験について、3.1と同様の方法で、図5にトンネル周辺の接線方向地中応力を、図6にトンネル周辺のトンネル半径方向の地中応力を示す。

再載荷実験について、3.1と同じように、ここでは内空変位が正確に測定できた載荷圧は $0.7 \text{ kg/cm}^2 \sim 1.0 \text{ kg/cm}^2$ の範囲に解析を限定する。この間の内空変位を表-5に示す。

3.3 考察

ケース1, ケース2とわに、地山強度が初期応力に対してよ

表-5 内空変位 (ケース2, 再載荷)

載荷圧(初期応力) kg/cm^2	0.7	0.8	1.0
mm	3.42	4.51	5.33
d/D	0.020	0.026	0.030

り小さいため、切羽におけるエネルギー解放によって地山は降伏し、トンネル周辺の接線方向地中応力は、切羽付近で減少している3)。しかし、その減少率は、わずかながらケース1 (約20%) の方がケース2 (約10%) より大きい (図3, 図5)。これに対して、トンネル半径方向地中応力はケース1の方は、トンネルが通過することによってほぼ0.0近くまで減少しているが、ケース2の方は0.5程度

表-4 内空変位 (ケース1, 再載荷)

載荷圧(初期応力) kg/cm^2	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1
mm	4.08	5.74	9.96	13.7	17.02
d/D	0.023	0.033	0.057	0.078	0.097

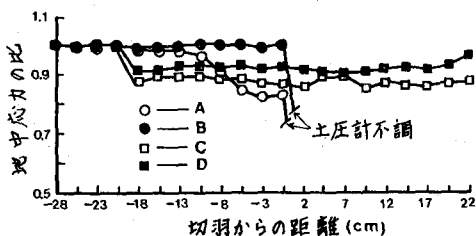


図5 トンネル周辺の接線方向地中応力比
(ケース2, 掘削, A, B, C, Dは図2参照)

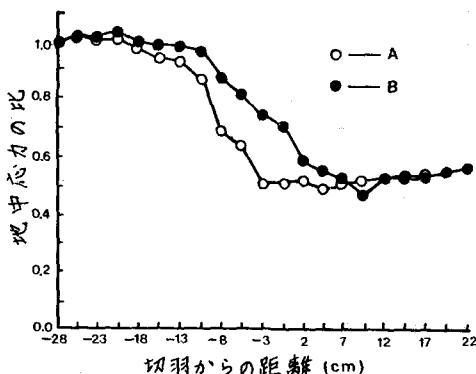


図6 トンネル周辺の半径方向地中応力比
(ケース2, 掘削, A, Bは図2参照)

にまで減少しただけで、最小値に達した後若干の増加さえ示している(図4, 図6)。半径方向の応力が増加しているのに、接線方向の応力がそれほど増加しない原因は、地山のポアソン比の減少もしくは体積の縮小(この場合体積一定とした時の見掛けポアソン比は減少を意味する)が発生したためと考えられる。事実、実験的にロックボルトのベアリングプレート部分から水がしみ出して来る現象がみられており、地山の圧密が急速に進行していることが推定できる。こうしたロックボルト打設領域における地山の強度増加現象は、現場においても確認されている4)。

内空変位は、掘削実験ではケース1とケース2でそれほど差はない。したがって、実験条件に示されるような状況(地山強度、初期応力)においては、トンネルの掘削断面(内空)を確保するという目的からすると、あまり長いロックボルトを用いるのは経済的でないといえる。

ただし、同じ地山であっても初期応力(載荷圧)が異なると、長さの異なるロックボルトの支保効果の差は明瞭に表われる(表-4, 表-5)。

実験結果を、相似則パイナンの型式でまとめると、表-6のようになる。表-6によれば、ケース1とケース2は、地質上の要因はほぼ等しいが支保要因が異なるため、結果として内空変位に関するパイナバーが多少異なるという結果になっている。

また、残された問題に掘削面全体の安定効果がある。実際のトンネルはアーチ状であるため、コンクリート自体の破壊と、地山との付着部の破壊が複合された形の破壊形態を示す。これについては今後全体系を考慮したモデルにより実験・解析を行っていく予定である。

4. 結論

本研究で明らかになった点は、以下の通りである。

- (1) 地山の内部まざつ角がかなり小さくとも地山強度比が0.7程度あれば、一断面16本のロックボルトを打設する場合、ロックボルトの長さ l_{RB} がトンネル直径 D に対して0.17の場合と0.86の場合で内空変位の差はそれほど顕著ではない。
- (2) 上記の条件で、切羽付近の応力状態は接線方向の応力状態ではそれほど大きい差は見られないのに、半径方向の応力状態には大きい相違がみられた。すなわち $l_{RB}/D=0.17$ の方は半径方向応力はトンネル近傍でほぼ0になったのに、 $l_{RB}/D=0.86$ の場合には初期の地圧の0.5に減少しただけである。
- (3) (2)の現象は、 $l_{RB}/D=0.86$ の実験では、トンネル近傍の地山が圧密されたことが原因であると推定される。
- (4) 上記の条件から初期地圧を約40%増加させてやると、ロックボルトの長さの差は内空変位の差に大きい影響を与えた。

参考文献

- 1) 猪熊, 石村, トンネル切羽付近の応力状態に関する模型実験, 13回岩盤力学シンポ, 1980.
- 2) 今田, 猪熊, 石村, トンネルの力学に関する3次元的模型実験, 土木学会論文集, No 322, 1982.
- 3) Konda, InoKuma, Kanto, Three demensional model tests on soft ground tunnels, ISRM Symp, 1981, Weak Rock, Ba/Kema pp 807~812
- 4) 新堀果, personal communication.

表-6

パイナバーによる実験結果

パイナバー	記号	ケース1 (模型実験)	ケース2 (模型実験)
π_1	H/D	23.0	22.8
π_2	C/r_H	0.5	0.45
	C/r_D	11.6	10.2
π_3	$\tan \phi$	0.04	0.05
π_4	μ/r_H	0.8	0.6
π_5	Ee/r_H	25.7	14.16
π_6	d/D	0.021	0.015
π_7	d/H	0.001	0.0007
π_8	l_{RB}/D	0.17	0.86
π_9	$360^\circ/\theta$	16	16
π_{10}	l_{BP}/D	0.06	0.06
H	cm	402	399
C	Kg/cm^2	0.399	0.35
γ	g/cm^3	1.973	1.958
D	cm	17.5	17.5
ϕ	mm	2.20	3.00
d	cm	0.37	0.27
$l_{R.B}$	cm	3	15
θ	$^\circ$	22.5	22.5
$l_{B.P}$	cm	1.13	1.13
μ	Kg/cm^2	0.630	0.467
$Ee(50)$	Kg/cm^2	20.42	11.06

(42) Three Dimensional Model Tests on Tunnelling with
Rock Bolts in Squeezing Ground

By Akira Inokuma #

Summary

The purpose of the tests is to know the stress distribution around a tunnel supported with rock bolts and to clarify the difference of the effects due to the difference of rock bolt length.

The method of the experiments is as follows. The first step is to fill the earth tank with the model earth material. The second step is to give 68kPa pressure to the model earth. The third step is to excavate a 17.5 cm diameter tunnel 2.5 cm in length at a time and then to push 16 model rock bolts per section into the earth uniformly around the tunnel. The third step is repeated until the model tunnel becomes 50 cm long. The fourth step is to rise the pressure from 68kPa to 196kPa.

Two cases are done. Case 1 is the test of 3 cm long rock bolts. Case 2 is the one of 15 cm long rock bolts. The friction angle and uniaxial compressive strength are about 3 and 49 kPa each.

The results are as follows.

- (1) The distribution of the vertical stresses around the tunnel face is not so different between Case 1 and Case 2. But the distribution of the radial stresses is quite different between Case 1 and Case 2 in the stage of 68 kPa loading pressure.
- (2) The convergence is not so different between Case 1 and Case 2 at 68 kPa pressure level but quite different at the pressure higher than 98 kPa.
- (3) Consolidation is observed in the earth near rock bolts.

Ministry of Construction, P.W.R.I.