

第Ⅲ部門 アルミ棒積層体を用いた円形空洞の安定性に関するモデル実験

神戸大学工学部	正会員	櫻井春輔
神戸大学工学部	正会員	芥川真一
神戸大学大学院	学生会員	○木谷 努
大阪市	正会員	樽野吉宏

1. はじめに

近年、都市部の未固結な砂質地山に土被りの浅いトンネルがNATM工法によって掘削される機会が多くなってきた。その際、トンネルに作用する土圧の解明が重要な問題となってくる。そこで、本研究では、筆者の一人がすでに開発した圧力境界の条件により掘削をシミュレートするモデル実験¹⁾を行いトンネルに作用する土圧及びトンネルの安定性について検討を行った。

2. 実験の概要

実験の地山材料には村山²⁾が開発したアルミ棒積層体を用いる。地山内には2次元横断面トンネルモデルを図-1のように設置し、そこにはエアバックを設ける。エアバック内の空気圧はレギュレーターを用いて土被り圧から徐々に減圧でき、このことによって、掘削をシミュレートすることとする。なお、減圧の過程で地山の変形が急激に進むときの空気圧は最小支保圧力と考えることができる。さらにアルミ棒積層体に標点を描き、地山の変形前後での標点の移動を写真撮影した。この写真からデジタイザーで標点の移動量を読み取ることにより、その変位及び地山内のひずみを求めることができる。以上の実験をトンネル径 $D=10, 20\text{cm}$ 、土被り $H=10, 20, 40\text{cm}$ について行った。

なお実験に先立ち次のような予備実験を行った。それは、エアバックの剛性と最小支保圧力との関係を調べることを目的として、エアバックの厚さを $0.035, 0.020, 0.0125\text{mm}$ の3ケースとし、 $D=15\text{cm}, H=1D$ の場合について行った。この予備実験の結果を表-1に示す。これによれば、エアバックの厚さが 0.020mm 以下であれば、エアバックの剛性は最小支保圧力に影響はないものと考えられる。したがって、本実験では厚さ 0.020mm のエアバックを用いることとする。

3. 実験結果および考察

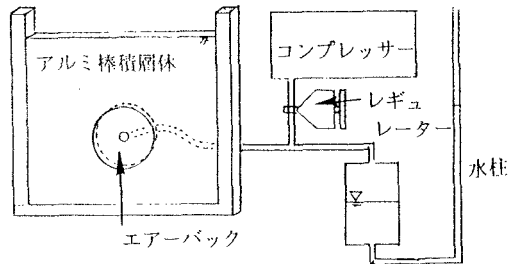
実験結果を図-2に示す。これにより、同じ土被り比でもトンネル径が大きくなれば、トンネルの安定性が低くなることがわかる。さらに、表-2には、実験によって求められた最小支保圧力と図-3³⁾に示す式から求められるテルツァーギの緩み土圧との比較を示す。なお、このときに必要なアルミ棒積層体の単位体積重量は $\gamma=2.18\text{gf/cm}^3$ とし、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ は一面せん断試験より求めた値 $c=0.0026\text{kgf/cm}^2$ 、 $\phi=28.8^\circ$ とした。表-2によれば、実験により計測された最小支保圧力はテルツァーギの緩み土圧よりかなり小さい値となっていることがわかる。つぎに、図-4に $D=20\text{cm}, H=1D$ のときの最大せん断ひずみ図を示す。これによれば、最大せん断ひずみの大きいゾーンがトンネル斜め上に発生しそこから上方へ伸びていることがわかる。また、このゾーンの内側では最大せん断ひずみが非常に小さくなっているが、これによりこの領域はほぼ剛体的に変位していると考えられる。つまりこの領域は、村山²⁾が落とし戸実験において1次領域と名付けた部分と考えられる。ここで、トンネルの安定性について考えるため、この1次領域に関して図-5のような力のつり合いを考える。すなわち、トンネルが今まさに崩壊しようとする時には、1次領域に働く3つの力、自重(W)、摩擦抵抗(R)、最小支保圧力(P)は $W=R+P$ としてつり合わなければならない。そこで、 W, R, P の鉛直成分 W_y, R_y, P_y を求めれば、 $W_y=980\text{gf/cm}$ 、 $R_y=620\text{gf/cm}$ 、 $P_y=350\text{gf/cm}$ となり、ほぼ上の関係を満足していることがわかる。なお、 R は応力状態が土被り H の任意点において鉛直方向 γH 、水平方向 $0.5 \gamma H$ の主応力をもつと仮定することによって求めたすべり線での垂直応力とモール・ク

ーロンの破壊基準とから計算した。これにより実験によって測定された最小支保圧力は1次領域の力のつり合いを考慮することにより、その意味が明確になることがわかった。

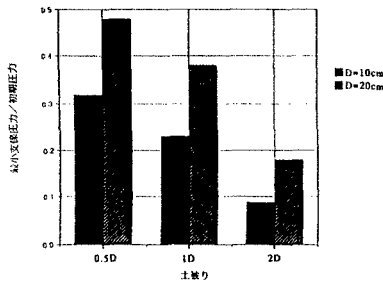
4. まとめ

本研究では、トンネルに作用する土圧についてモデル実験を行い検討した。それにより、テルツァーギの緩み土圧よりかなり小さい最小支保圧力は1次領域における力のつり合いを満たす支保圧力であることがわかった。

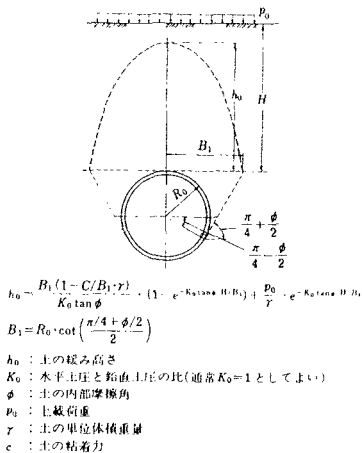
参考文献 1) 櫻井春輔・川嶋幾夫・川端康祝・皿海章雄：土被りの浅いトンネルの力学的挙動に関するモデル実験,土木学会論文集, No.487, pp.271~274, 1994 2) 村山朗郎・松岡元：砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究,土木学会論文集, No.187, pp.95~108, 1971 3) 土木学会トンネル工学会委員会：トンネル標準示方書（シールド編）同解説,土木学会, pp.34~36, 1977



図一 実験装置概要



図二 最小支保圧力



ただし、 P_0/γ が H に比し小さい場合は下記の式によってよい、

$$h_0 = \frac{B_1(1-C/B_1/r)}{K_0 \tan \phi} \cdot (1 - e^{-K_0 \tan \phi H/B_1})$$

ここに H_1 : 換算土被り $\left(H + \frac{P_0}{\gamma}\right)$ (m)

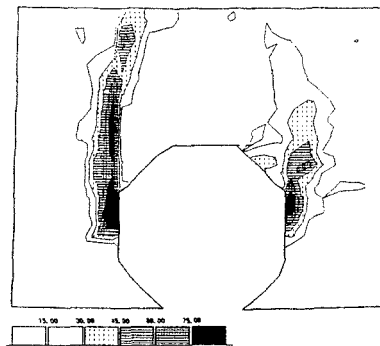
図三 テルツァーギの緩み土圧³⁾

表一 エアバックの厚さと最小支保圧力

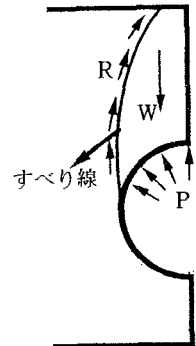
厚さ (mm)	最小支保圧力 (gf/cm ²)		
	1回目	2回目	平均
0.0125	9.7	9.7	9.7
0.020	9.7	9.7	9.7
0.035	5.5	5.5	5.5

表二 テルツァーギの緩み土圧と最小支保圧力

	土被り	0.5D	1D	2D
D=10cm	テルツァーギの緩み土圧 (gf/cm ²)	8.17	14.14	21.69
	最小支保圧力 (gf/cm ²)	3.5	2.8	5.4
D=20cm	テルツァーギの緩み土圧 (gf/cm ²)	17.61	30.48	46.76
	最小支保圧力 (gf/cm ²)	10.6	15.3	15.5



図四 最大せん断ひずみ
(D=20cm, H=1D)



図五 力のつり合い