

# III-B 99

## 縦断面におけるトンネル切羽安定性に関する基礎的研究

|         |      |      |
|---------|------|------|
| 神戸大学大学院 | 学生会員 | 畠田篤志 |
| 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 |
| (株)フジタ  | 非会員  | 福田就一 |

### 1. はじめに

本稿では、トンネル縦断面モデル（図-1参照）に対して実施した応力境界<sup>1)</sup>による掘削実験<sup>2)</sup>の結果を、剛塑性有限要素法による解析結果と比較検討し、縦断面におけるトンネル切羽の安定性が、土被り、及びトンネルの直径にどのような影響を受けるかを検討する。

### 2. 解析の概要

ここで用いた剛塑性有限要素法は、支持力問題などに適用されている方法<sup>3)</sup>に改良を加え、独立な二つの荷重系を取り扱うことができるようにしたものである<sup>4)</sup>。すなわち、図-2に示すように一方の荷重系を物体力 $G$ （ここでは重力）としてこれを一定に保ち、もう一方の荷重系（エアバック内の圧力 $P$ ）を荷重係数 $\mu$ を伴って変化させるものとする。 $\mu$ がある値に達すると、その荷重のもとで地山の变形が連続して生じる極限状態となる。この時の圧力 $P$ が、地山を支持するのに必要な最小支保圧力となる。

### 3. 解析結果および考察

ここでは、トンネルの径を10cm、20cmとし、それぞれのケースにおいて土被りを5cm、10cm、20cm、40cmと変化させて実験及び解析を行った。実験の方法は文献1)に詳しい。解析における入力値は表-1の通りである。表-2に実験及び解析から得られた最小支保圧を示すが、両者は良く一致している。最大せん断ひずみ分布の比較をトンネル径10cm、土被り10cmの場合において図-3に示す。

ここで、図-4に示す崩落領域の自重 $W$ 、すべり線に沿う抵抗力 $R$ 、及び支保圧 $P$ の3者の関係に注目して、土被り、及びトンネル径の大きさが、最小支保圧つまり切羽の安定性に及ぼす影響について考察する。まず、トンネル径が20cmの場合について、各土被りに対する崩落領域の形状（図-5参照）を比較すると、土被りの増加にともない緩み高さが減少し崩落領域の幅がやや増加していることが分かる。この時、土被りは5cmから40cm（トンネルの径 $D$ に対して0.5 $D$ から2 $D$ に相当する）まで変化しているが、これに対する崩壊領域の $W$ は奥行き1cmあたり

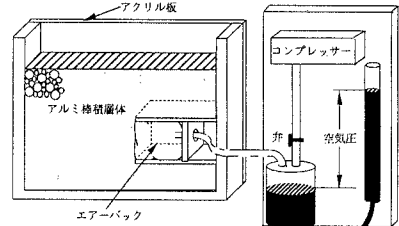


図-1 縦断面トンネルモデルの概要



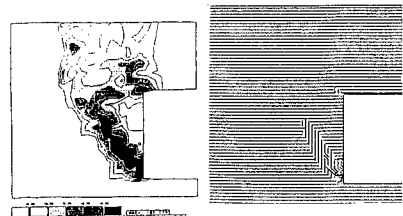
図-2 剛塑性解析の概念

表-1 剛塑性解析の入力値

|                               |         |
|-------------------------------|---------|
| 単位体積重量 ( $\text{kgf/cm}^3$ )  | 0.00218 |
| 粘着力 $c$ ( $\text{kgf/cm}^2$ ) | 0.0005  |
| 内部摩擦角 $\phi$ ( $^\circ$ )     | 29      |
| ダイレイタンスパラメータ $r$              | 1.0     |
| 緩和パラメータ $\omega$              | 0.100   |
| 解析終了の判定値 $\beta$              | 0.001   |

表-2 モデル実験及び剛塑性解析の最小支保圧 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

|        |     | H=5cm | H=10cm | H=20cm | H=40cm |
|--------|-----|-------|--------|--------|--------|
| D=10cm | 実験値 | 3.5   | 3.7    | 4.5    | 4.6    |
|        | 解析値 | 3.85  | 3.98   | 4.19   | 4.76   |
| D=20cm | 実験値 | 9.5   | 9.9    | 10.0   | 10.45  |
|        | 解析値 | 9.29  | 9.57   | 9.79   | 10.64  |



(a) 実験

(b) 解析

357, 368, 349, 331 (gf)となり変化幅は比較的小さい。ただし、土被りが大きくなるほど、最小支保圧は大きくなっており（従って、切羽は不安定となっている）、これは図-6に示すように応力分布が変化したことにより抵抗力 $R$ の作用方向・大きさが変化しているためと考えられる。

次に、土被り比（＝土被り／トンネル径）の比が同じで、トンネル径が変化する場合について考える。トンネル径 $D$ が2倍になり、崩落領域も相似形を保つならば $W$ は4倍になる（図-7参照）。この時、地山内の応力レベルが相似的に2倍になれば、最小支保圧も2倍となるはずである。

しかし、実際には図-8に示すように、最小支保圧は2倍以上となり、相対的に切羽はより不安定になることが分かる。これは、土被り圧はおおよそ2倍程度になるが、地山材料の強度は一定であるため実際の応力分布が相似的に2倍にならないことに起因していると考えられる。

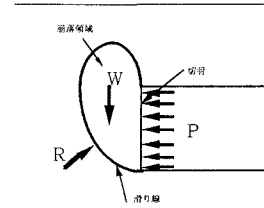


図-4 崩落領域に関する力の釣り合い

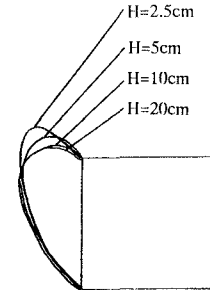


図-5 土被りの変化と崩落領域の形状

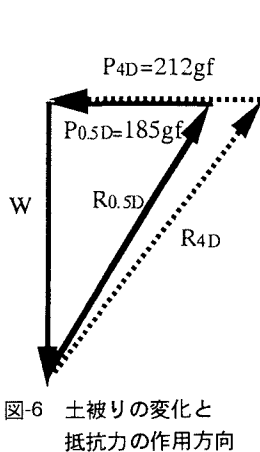


図-6 土被りの変化と抵抗力の作用方向

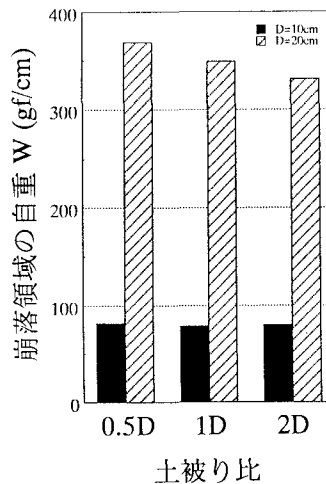


図-7 土被り比と崩落自重の関係

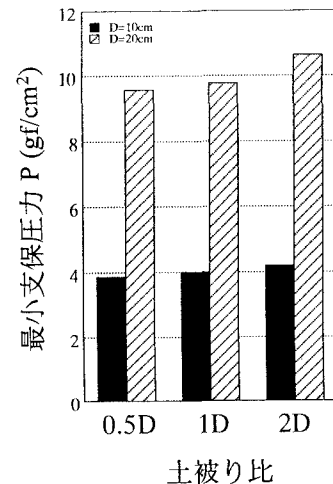


図-8 土被り比と最小支保圧の関係

#### 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) 福田就一：トンネル切羽周辺の安定性に関する基礎的実験-縦断面における検討-，神戸大学工学部土木工学科卒業研究，1996.3.
- 3) Takeshi Tamura, Shoichi Kobayashi, Tetsuya Sumi : Limit Analysis of Soil Structure by Rigid Plastic Finite Element Method, Soils and Foundations, Vol.24, No.1, pp.34-42, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1984.
- 4) 小川清貴：剛塑性有限要素法によるトンネルの安定性評価に関する研究，神戸大学大学院自然科学研究科修士論文，1996.3