

# ロックボルトによる支保内圧効果を考慮した 低強度地山トンネルの簡便モデル

土門 剛<sup>1</sup>・今田 徹<sup>2</sup>・西村和夫<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 東京都立大学大学院助手 工学研究科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

E-mail: dom@ecomp.metro-u.ac.jp

<sup>2</sup>フェロー会員 工博 東京都立大学名誉教授 (同上)

<sup>3</sup>正会員 工博 東京都立大学大学院教授 工学研究科 (同上)

低強度地山トンネルでのベアリングプレートを有するロックボルト挙動の概念を提示し、この概念の正当性を軸対称トンネル模型載荷実験によって実証した。この実験から、ロックボルト打設パターンによって内空変位抑制効果が異なることも明らかにし、その理由をボルトによる支保内圧効果にあるとの観点から論じた。実験で得られたボルトの力学挙動を踏まえ、地山-ボルト間相互作用およびベアリングプレートの影響を加味したボルトの力学モデルを考案し、これに基づいて低強度地山トンネルの簡便モデルを提案した。このモデルにより、トンネル施工上許される壁面変位率を設定した場合の最適なロックボルト長および打設間隔を定めることができる。

*Key Words : weak rock tunnel, rockbolt, support effect, model test, simplified model*

## 1. 緒言

NATM 導入から現在までに、軟岩に代表されるような低強度地山においてもトンネルの主要支保部材としてロックボルトが多用されている。低強度地山のロックボルトの作用効果については、わが国が本格的に NATM を導入してわずか5年ほどで、実施工の成果を踏まえて論じられている<sup>1)</sup>。その後も作用効果の解明を目的とした研究が多く試みられ、ロックボルトの作用効果が理論的にも解明されつつある。その一方で、ロックボルトの作用効果については定性的な記述にとどまっており、定量的評価がなされるまでには至っていないとの見方もある<sup>2)</sup>。つまり現段階では、低強度地山トンネルにおけるロックボルトの作用効果は経験的に認められているものの、トンネル技術者のコンセンサスが得られるまでに達した理論的解釈はないといえよう。

低強度地山トンネルにおけるロックボルトの作用効果は大きく分けて2つ提唱されているとみなしてよい。ひとつは、ボルト頭部軸力がベアリングプレートなどを介して支保内圧を与えたとする支保内圧効果<sup>3)</sup>である。この効果は地山アーチの形成にも寄与することからアーチ形成効果としてさらに分類され

ることもある<sup>4)</sup>。

もうひとつは地山とボルトの境界面に発生するせん断応力によって地山の変形を抑止するというせん断応力効果<sup>5)</sup>である。またこの効果は、地山自身のせん断抵抗力さらには残留強度を増加させ、結果的に地山の強度特性を改善させることにもなるので、地山改良効果<sup>6)</sup>ともよばれる。

しかし、この両効果を包含したモデル、すなわち地山-ボルト間の相互作用の結果として軸力を発生させ、それがベアリングプレート等を介してトンネル壁面に支保内圧を与えたとするモデルに関する研究については極めて少ない。さらには、トンネルの変形問題にまで拡張した例はほとんどみられない。

そこで本研究ではまず、ロックボルトの作用効果に関する既往研究について概観し、これまでに解明された点および課題として残された点について整理する。つぎに、低強度地山におけるロックボルトの軸力ならびにその周面に発生するせん断応力に関して、ベアリングプレートを有する場合のメカニズムの概念を新たに提示する。その上で、その概念の正当性を実験によって明らかにする。実験は、低強度地山トンネルを想定した軸対称載荷実験とし、ボルトの長さおよびその打設間隔をパラメータに数バ

ターン試みる。さらに、各打設パターンのトンネル壁面変位抑制効果に及ぼす影響も明らかにすることにより、ベアリングプレートを設置した場合のボルトの支保内圧効果とトンネル壁面変位抑制効果との関連を見出す。

次に、実験結果を理論的に解釈するため、地山-ボルト相互作用およびベアリングプレートの効果を加味したロックボルトを含む低強度地山トンネルの簡便な力学モデル（以下、簡便モデル）を構築する。この簡便モデルから得られる結果と実験結果との比較を試み、簡便モデルの妥当性を示す。

最後に、ここで提案する簡便モデルをトンネル変形問題にまで拡張するため、トンネル壁面変位抑制効果は簡便モデルから得られる支保内圧によるものとの前提に立った壁面変位簡便解を導き、これも実験結果との比較検討を行う。さらに、簡便モデルの低強度地山トンネル設計への適用を視野に入れて、本実験で採用した条件を例に、トンネル壁面変位量を考慮した最適なロックボルト長およびその打設間隔の範囲を算定する方法を提案する。なお本論で対象とする低強度地山は、軟岩のように連続体的に挙動する地山とする。

## 2. ロックボルトの作用効果に関する既往研究

トンネルにおけるロックボルトの先駆的な研究には、全面接着式ボルトを扱った Farmer<sup>9)</sup> の解析的な研究や Freeman<sup>10)</sup> の実証的な研究があげられる。これらの成果は、せん断応力効果を論じるそれ以降の研究へと引き継がれていくこととなる。

せん断応力効果では、地山とロックボルト境界面の相互作用を考慮した力学モデルが数多く構築されている。たとえば Aydan<sup>11)</sup> は、ロックボルトと充填材および充填材と地山のそれぞれの境界面に作用するせん断応力を考慮した力学モデルを構築し、さらに数値解析モデルを提案している。また、Indraratna と Kaiser<sup>12)</sup> や蔣<sup>13)</sup> などは、いずれも地山-ボルト間の付着特性を考慮した力学モデルを構築し議論を展開している。ただしいずれの研究も、トンネル壁面における支保内圧の取り扱いに関しては踏み込んだ議論がなされていない。

一方、支保内圧効果は、硬岩における先端定着式ロックボルトの効果が、低強度地山で一般に採用されている全面接着式ボルトでも同様にあるとみなすものである。古くはたとえば、全面接着式ボルトがシステムティックに打設されたトンネルについて、Bischoff と Smart<sup>14)</sup> は、その壁面に内圧を与える効果

があるとして解析している。また、Labouse<sup>15)</sup> は非接着式かつプレテンションを与えたロックボルトの支保内圧効果を考慮した数値解析モデルを提案している。谷本・畠<sup>16)</sup> は、ロックボルトの頭部付近の支保内圧効果について国内でいち早く着目し、この効果を考慮したトンネル挙動について理論的に明らかにしている。

支保内圧効果を期待するには、ベアリングプレートなどのように、ボルト頭部軸力の反力を支保内圧として地山に与える部材が必要となる。土屋<sup>17)</sup> あるいは西岡<sup>18)</sup> は、ベアリングプレートの有無による支保効果の差異に特に着目し、ロックボルトの頭部処理（ベアリングプレートの設置）がなされている場合にはそれが無い場合に比べてその効果が大きくなることを実験により明らかにしている。この実証例以外にもベアリングプレートを有する場合のロックボルト作用効果についてはいくつか報告されている。

地山とロックボルトの相互作用として生じるボルト頭部軸力が支保内圧として評価されるとの前提に立てば、ロックボルト頭部に軸力が発生しなければ支保内圧は得られない。すなわち、ベアリングプレートの影響を無視した場合には、支保内圧効果を表現しようとしても直接的にはできないことになる。

こうした中、海外を中心にベアリングプレートを有するロックボルトによって補強されたトンネルについて、その支保内圧効果とせん断応力効果の両者を扱う研究もなされるようになった。たとえば Stille<sup>19)</sup> のようにベアリングプレートを設置した場合を含めて4種類のロックボルト挙動をモデル化し、実計測と比較して議論を展開している例や、Oreste と Peila<sup>20)</sup> のようにベアリングプレートの剛性を考慮し、それによる支保内圧を仮定したロックボルトモデルを提案した例もある。さらにこの例では軸対称トンネルの設計法にまで拡張している。そのほか、Hyett<sup>18)</sup> および Li と Stillborg<sup>21)</sup> もベアリングプレートの存在を考慮したトンネルについて数値解析モデルを構築している。

国内でもこれ以前に、山本<sup>22)</sup> がベアリングプレートを有する場合のロックボルトには、ボルトによる自己つり合い作用が出現することを提案している。これも広義では先の両者の効果を包含した考え方と捉えることもできる。

こうしてみると、それぞれの効果をいずれか一方あるいは両者を包含して扱った研究は国内外を問わず多く試みられていることが分かる。ただし、こうした研究の多く、特に近年の研究では、どちらかといえば数値解析モデルの構築に主眼を置いているた

め、簡便さという観点からはそのモデル化が複雑である。

トンネルでは一般的に地質がトンネル軸方向で変化するが、現在の調査技術でもその地質を事前に精度良く把握することが困難であり、またその情報量も限られている。したがって、そのような地質情報を入力値として、厳密かつ詳細な数値解析モデルを適用して結果を得たとしても、事前にトンネル挙動を把握するという観点からは結果が期待できない場合もあるように思われる。それよりむしろ、ロックボルトの作用効果やそれに起因するトンネル挙動を簡便なモデルによって表現し、そのモデルによって実現象をある程度把握できた方が実用上有用であると考えられる。

### 3. ベアリングプレートの有無によるロックボルト力学モデルの概念

ベアリングプレートの有無によるロックボルトの力学モデルの概念を図-1により説明する。本図は上段から順に、地山およびロックボルトの半径方向変位、ロックボルト周囲に作用するせん断応力およびロックボルト軸力について示している。ここで、 $u_a$  はトンネル壁面における半径方向変位を、 $\Delta u$  および  $\Delta u_b$  はそれぞれボルトの剛体変位とボルト自身の伸びを表す。同図(a)はベアリングプレートのない場合のロックボルトの力学モデル(以下、従来モデル)で、同じく(b)はプレートのある場合のモデルである。従来モデルを提示している多くの研究では、対象地山が比較的硬岩である場合が多い。

まず、従来モデルの概念について説明する。従来モデルでは、地山とロックボルトのトンネル半径方向変位は図-1(a)上段のような分布になる。この変位分布から、地山-ボルト間のせん断応力は、その値がゼロとなる点(ニュートラルポイント)を境にトンネル壁面側ではロックボルトが地山の変位を抑制する方向(ピックアップ作用)に、それより地山側では逆に地山がロックボルトの変位を抑制する方向(アンカー作用)に働くこととなる<sup>9)</sup>。このニュートラルポイントの位置は、頭部処理がされていない全面接着式ボルトと周辺岩盤との力のつり合いから、TaoとChen<sup>20)</sup>によって理論的に導かれている。従来モデルではベアリングプレートの影響を無視しているため、軸力分布形状はボルトの両端でゼロの曲線となる。ロックボルト作用効果の研究の先駆けとなったFreemanの実証的研究<sup>9)</sup>やそのほかの報告<sup>21)</sup>からも同様の軸力分布が得られていることから、ロ

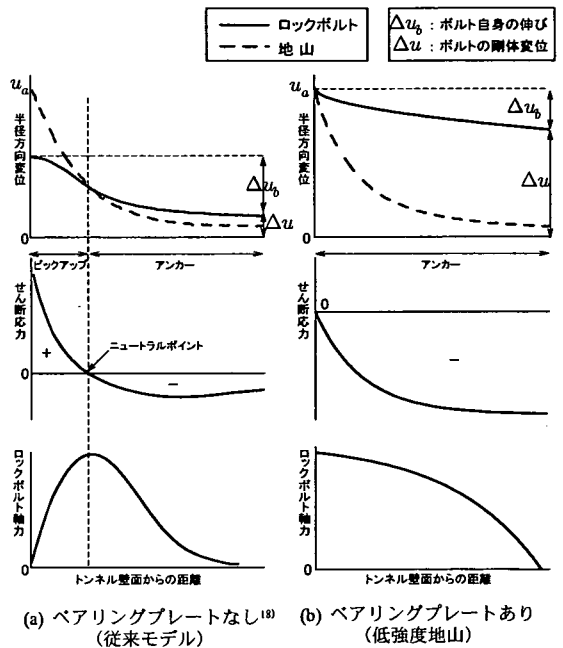


図-1 ロックボルト軸力およびせん断応力の概念

ックボルトを含むトンネルを抜く研究では、従来モデルの考え方を踏襲している例が多い<sup>23)</sup>。ただし、トンネルでは一般にベアリングプレートなどによってボルト頭部処理が施されているため、実際にはボルト頭部においてある程度の軸力が現れるものと思われる。頭部軸力が生じない例では、何らかの原因でベアリングプレートが有効に機能しなかったため、トンネル壁面における地山とボルトの一体化が不完全であったものと考えられる。

一方、低強度地山におけるベアリングプレート有する場合のロックボルト挙動の概念については、図-1(b)のようになると考えられる。

トンネル壁面においてベアリングプレートが地山とロックボルトを完全に一体化させていれば、地山とボルトの半径方向変位  $u_a$  は一致する。しかし、低強度地山では地山の剛性に比してボルトのそれが極めて大きいため、地山奥側に向かうにしたがって両者に大きな変位差が生じる。つまり、地山の変位は同図(b)上段の破線のようなになるが、ボルトの半径方向変位はボルト自身のわずかな伸び  $\Delta u_b$  分を除き、ほとんどがボルトの剛体変位  $\Delta u$  となる。この両者の変位分布の関係から、同図(b)中段のせん断応力分布となる。

せん断応力分布はトンネル壁面においてゼロであり、地山奥側に向かうにしたがって地山がボルトをアンカーしようとする向き(ボルトには地山奥側に

向かう方向)のせん断応力が増加する。このせん断応力はやがて付着強度の限界と一致して一定の分布となる。このせん断応力を積分した結果が同図(b)下段の軸力分布となる。

したがって、軸力分布はトンネル壁面において最大となり、ボルト先端に向かうにしたがってゼロとなる上に凸な分布を呈す。

ベアリングプレートを有する場合のこの概念に基づけば、ボルト頭部に発生した軸力が支保内圧を与えると捉えることができる。したがって、著者らはこの概念の正当性を実験により明らかにした上で、低強度地山トンネルの簡便な力学モデル構築へと議論を展開していくこととする。

ベアリングプレートがトンネル壁面において地山とロックボルトとを一体化させ相対変位を生じさせないようにすることは実務上期待できない場合もある。地山とボルトの一体化が不完全であれば、同図(a)と(b)の中間的な軸力分布をとると考えられる。たしかに、これまでの報告でもこのような分布形状を示している事例<sup>24)</sup>も多い。そこで、中間的な状態をモデル化するために、本論では完全に一体化した状態(ボルト頭部のせん断応力がゼロ)を理想状態と位置づけ、不完全な一体化は理想状態に対して不完全性を表現する係数を乗じることによって簡便化を図る。

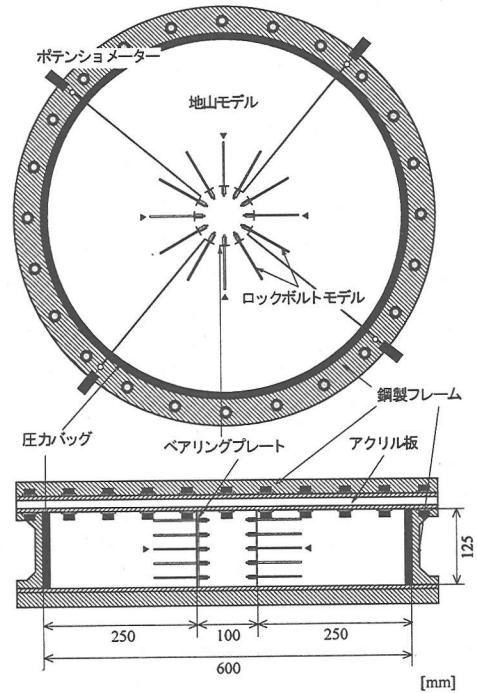


図-2 実験土槽とロックボルトの打設例

#### 4. トンネル模型載荷実験概要

##### (1) 実験モデルの考え方

連続的な挙動を呈すと考えられる軟岩のような低強度地山において、ロックボルトを軸対称に打設したトンネルをモデル化する。ロックボルトの作用効果を厳密に論じるためには、トンネル掘削、支保工の施工、トンネル周辺地山の変形など、実際のトンネル施工で考えられる作業や挙動をその施工ステップごとに忠実に再現する必要がある。しかし、今回用いた小規模な二次元円形土槽では、それらのステップを再現することは難しい。そこで、次のような仮定あるいは考え方に基づいて地山やトンネル掘削に伴うロックボルトの挙動をモデル化した。

- 1) 地山モデルはリングとし、切羽進行に伴う地山変形は、外周を等圧載荷することで模擬する。
- 2) ロックボルト挿入は地山作成時に行う。

軸対称トンネルを想定した実地山と模型地山に対して相似則を考慮する場合、Buckinghamの $\pi$ 定理によれば少なくとも強度 $\pi$ ナンバー(次元解析において模型と実物の縮率を表す無次元量の値)に関して

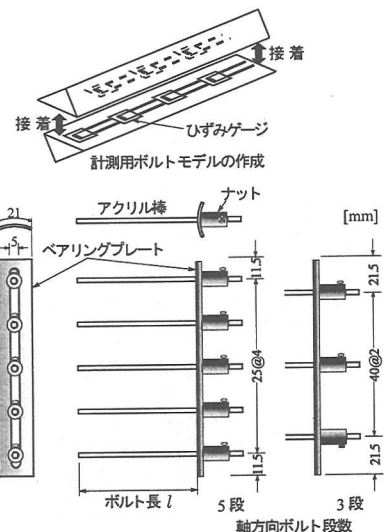


図-3 ボルトおよびベアリングプレートのモデル

は $q_u/p_0$ (一軸圧縮強度/土被り圧)と $\tan \phi$ (内部摩擦角)の2種類を、変位 $\pi$ ナンバーに関して $d/D$ (変形量/トンネル直径)をそれぞれ一致させなければならないとされている<sup>25)</sup>。しかし、本研究で用いた実験方法および使用材料では強度 $\pi$ ナンバー $q_u/p_0$ を

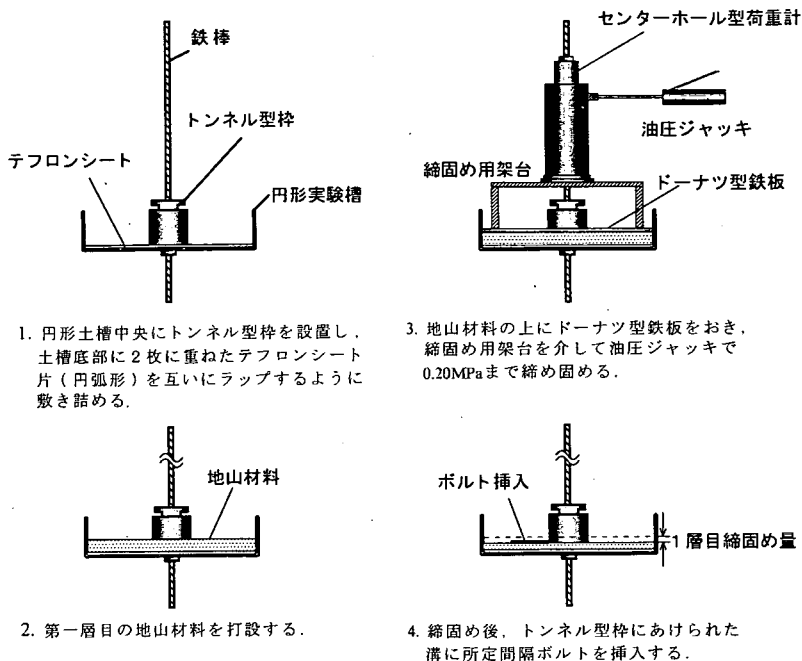


図-4 地山モデル作成方法

一致させることが困難である。したがって、強度ナンバー $\tan\phi$ と変位 $\pi$ ナンバーのみを実トンネルとあわせることとした。また、トンネルは10mの円形トンネルを想定し、実験においてはその1/100の直径100mmの円孔とした。

## (2) 実験装置

### a) 実験土槽および载荷装置

軸対称平面ひずみ条件を再現するため、図-2のような鋼製の円形土槽を用いた。载荷圧は、サーボコントローラによって圧力制御で吐出される水を実験槽内壁に設置したゴム製圧力バッグに供給することにより、模擬地山の外周から等方的に与える。

### b) トンネルモデル

トンネルモデルは直径100mmの円形とし、図-3に示すように肌落ち防止をかねた厚さ0.5mmのアルミ製ベアリングプレートと、アクリル製のロックボルトモデルから構成される。ベアリングプレート中央には縦長の穴が設けられており、所定の軸ピッチでロックボルトモデルを配置できるようにしている。ベアリングプレートをトンネル壁面に設置する際には、隣接するベアリングプレートの長辺どうしがトンネルの内空変位にともなって互いに接触して変形を拘束しないよう若干隙間をあける。

### c) ロックボルトモデル

ボルトモデルは地山と十分な付着強度を発揮する

とともに、载荷にともなって発生する軸力が有意な値として計測されるものでなければならない。したがって本実験では、ボルトモデルの断面積を大きくすることによってこの条件を満足させる。軸力計測用のロックボルトには、実験槽上蓋と底版の摩擦の影響が少ない中央1断面に配置されたボルトのうち、十字を形成する4本のみひずみゲージを貼付した(図-2中▲印のボルト)。軸力計測用ボルトモデルは、断面が二等辺(一辺3mm)直角三角形の2本のアクリル棒の斜辺がわ側面に交互にひずみゲージを貼付し、両側面どうしをアクリル溶剤で接着して1本の計測用ボルトモデルとする(図-3上)。

### d) 地山モデル

地山材料には、硫酸バリウム、酸化亜鉛、ワセリンを70:21:9の重量比で練り混ぜた人工材料を使用する。硫酸バリウム系材料を用いた理由には、1)地山にある程度粘着力を持たせることができる、2)締固め圧によって所定の強度を発現させることができる、3)水を使用しないため実験中に地山物性がほとんど変化しない、ことによる。

## (3) 実験手順

実験の都合上、地山モデルの完成後にロックボルトモデルを挿入することが困難である。そこで地山モデル作成方法は図-4に示す方法をとる。地山材料は軸方向のボルト打設本数に対応した層数に分け、

表-1 実験ケース

実験ケース	ボルト打設間隔		ボルト数		ボルト長 (cm)
	軸方向 (cm)	円周方向 (deg.)	軸方向 段数	円周方向 本数	
033025	2.5	30	5	12	3.0
033040	4.0		3		
053025	2.5		5		5.0
053040	4.0		3		
103025	2.5		5		10.0
103040	4.0		3		

※実験ケースにおいて、左2桁:ボルト長(cm)、中2桁:周方向間隔(deg.)、  
下2桁:軸方向間隔(×10cm)を表す。

各層所定の上載圧で締め固めて地山モデルを作成する。一層締固め終了後にロックボルト一断面分を配置し、引き続き次層の材料を詰めて同様に締め固める。最終的に、層厚が12.5cm弱になるまで同図の2.~4.の作業を繰り返す。地山材料すべて打設後にトンネル型枠を引き抜き、ベアリングプレートを設置する。さらに各ボルトにはナットを取り付けてネジ締めして固定する。この作業を終えた後、地山モデル上面にも底面と同じテフロンシート片を敷き詰め、さらに上蓋をのせてボルト締めする。なおこのテフロンシート片は、間にシリコンオイルを塗布して2枚を重ねたもので、形は円弧形をしている。このシート片を互いにオーバーラップさせて土槽上下面に配することにより地山との摩擦の軽減を図っている。

実験は載荷速度10kPa/minで地山モデル外周から圧力バッグによって外圧を与える。この外圧載荷方式では、土屋<sup>20)</sup>も指摘しているように、トンネル掘削によるひずみの他に加圧による一様なひずみに加わるため完全なトンネルのシミュレーションにはならない。しかし本実験では、ロックボルト軸力発現機構とその壁面変位抑制効果の基本的なメカニズムを明らかにすることが目的であること、また、ボルト設置等の実験作業の能率を考慮しなければならないことからこの方式を採用した。加圧による一様変位はトンネル壁面で極めて小さく、地山奥に向かうにしたがって徐々に増加するが、ボルト挿入範囲に限れば、この一様変位によるボルト挙動やトンネル挙動にはそれほど影響がないとみなした。

最大載荷圧は実験ケースによって若干異なるが、約300kPaまでとした。この最大載荷圧は一軸圧縮強度に比べてはるかに超えた値となっているが、トンネル壁面の崩壊挙動を目視によって確認するためこのような値とした。

表-2 地山・ロックボルトの緒元

	材料	硫酸バリウム系
	地山モデル	単位体積重量( $\gamma$ )
弾性係数( $E_r$ )		5 MPa
一軸圧縮強度( $q_u$ )		64 kPa
粘着力( $c_r$ )		19 kPa
内部摩擦角( $\phi_r$ )		30 deg.
ポアソン比( $\nu_r$ )		0.4
ロックボルトモデル	材料	アクリル
	弾性係数( $E_b$ )	4,000 MPa
地山-ボルト間	粘着力( $c_f$ )	5.9 kPa
	摩擦角( $\phi_f$ )	24 deg.

#### (4) 計測概要

トンネル壁面変位計測については、載荷枠外側にポテンシオメータを4個設置し、トンネル内壁とポテンシオメータをつなぐ針金の移動量から壁面変位を計測する。ボルト軸力については、前述の通り4本の計測用ボルトに貼付されたひずみゲージのひずみ値に、あらかじめ引張り試験によって求めた校正値を乗じて軸力を求める。これらの計測値は載荷開始と同時に10秒間隔で取り込む。

#### (5) 実験ケースおよびモデル物性

実験ケースは表-1に示されているように、ボルト長、およびトンネル軸方向と円周方向の打設間隔をパラメータとして6ケース実施した。

地山モデル、ロックボルトモデルおよび地山-ボルト間の地山物性は表-2の通りである。地山モデルの弾性係数、粘着力および内部摩擦角は、当機関において実施された梨本<sup>20)</sup>の試験方法を適用して求めた。トンネル軸方向のボルト段数に依存して締め固めに要する回数が異なるため、厳密には実験ケースすべて同一の地山物性とはならないが、締め固め回数の差は少ないことから、すべて同一の物性として扱った。地山-ボルト間の物性は、本実験に先立って実施されたボルト引抜き実験<sup>20)</sup>の結果から得た値である。

### 5. 実験結果および考察

#### (1) 載荷に伴うロックボルト軸力・せん断応力の発現メカニズムについて

図-5(a)から(d)は、載荷に伴うボルトに作用する軸力分布の変化を各実験ケースについて示している。これらの図から各ケースの共通な挙動として次の3点があげられる。

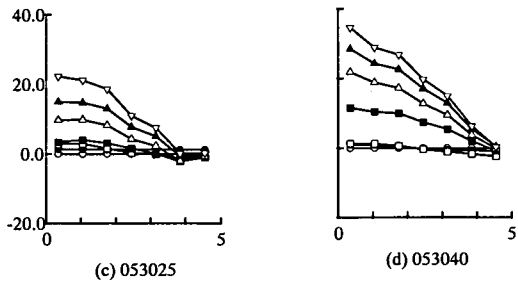
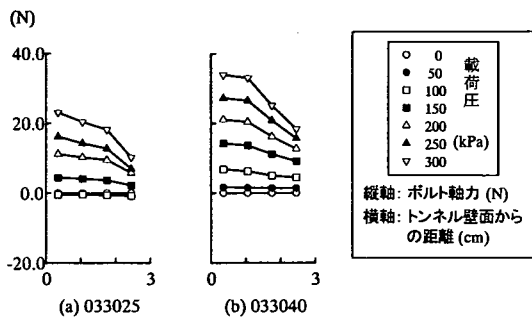


図-5 荷荷にともなうロックボルト軸力分布の変化

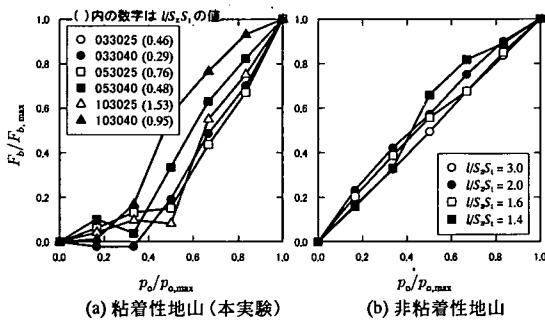


図-6 荷荷にともなうロックボルト頭部軸力の変化

- 1) 荷荷圧の小さい段階（約 50～100kPa まで）ではボルト軸力の増加がみられない、
- 2) 軸力発現箇所は、ボルト頭部から先端部へと徐々に広がるのではなく、全長に現れる。
- 3) 荷荷圧増加にしたがって軸力も増加する。

使用した地山材料の性質あるいは実験手法上、地山モデル外周付近の圧縮は避けられない。このため、荷荷圧がトンネル壁面近傍まで瞬時には伝達されない影響から 1) となったとも考えられる。また、この挙動については次の原因も否定できない。

地山モデルは粘着力を有しているため、地山が自立できる程度の荷荷圧ではロックボルトはほとんど効果を示さない<sup>29)</sup> というものである。つまりこの場合、地山が自立できる程度の荷荷圧では、地山とロック

ボルト間には有意な相対変位が生じない。この原因を裏付ける例として、地山モデルに乾燥したガラスビーズを用いた非粘着性地山における実験結果<sup>30)</sup>との比較を示す。なお、非粘着性地山の実験では、本実験と同じ装置および荷荷方法を適用しており、ロックボルトには直径 1.5mm の針金を用い、ベアリングプレートには本実験とほぼ同じ短冊状のアルミ板を用いている。非粘着性地山の実験では、ベアリングプレートに設置したロードセルにより、ボルト頭部軸力を計測している。

図-6 は今回の実験で用いた粘着性を有する地山（同図(a)）と、非粘着性地山（同図(b)）での荷荷に伴うボルト頭部軸力の変化を比較したものである。同図中、横軸の  $p_0$  は荷荷圧を、縦軸の  $F_b$  はボルト頭部軸力を、それぞれ最大値で無次元化したものである。また、同図において  $l$ 、 $S_2$ 、 $S_1$  はそれぞれボルト長、軸方向および円周方向打設間隔を示し、打設間隔に関するパラメータ  $l/(S_2 S_1)$  でボルト頭部軸力変化を整理している。同図(b)から明らかなように、非粘着性地山では打設密度に関わらず荷荷初期の段階からその圧力に比例してロックボルト頭部軸力がほぼ線形増加している。この比較から、ボルト頭部軸力が荷荷初期に現れない挙動は粘着力を有する地山に特有の挙動とも考えることができる。

中原ら<sup>31)</sup>によれば、粘着力を有する地山におけるトンネル模型荷荷実験において中空変位が急激に増加する荷荷圧があることを見だし、これは一軸圧縮強度の 1/2 とほぼ一致するとの結論を得ている。本実験ではこれよりも大きな荷荷圧でようやく有意な値として軸力が得られているため、中原らの見出した荷荷圧値との関連については特定できない。したがって、荷荷初期においてボルト軸力が有意な値として現出しない現象は、両者の原因が複合したものと推察される。

次に、打設したボルト長の違いによってその軸力にどのような差異が現れるかについて、軸力分布から計算されるせん断応力分布とあわせて考察する。図-7(a)から(d)の各図は、各実験ケースについて上から順に 50～300kPa まで 50kPa 毎の荷荷圧におけるせん断応力分布を示している。せん断応力は計測ポイント間の軸力差と計測ポイント間の距離から求められている。

図-5(a)および(b)のボルト長 3cm のケースでは、どちらもボルト先端部（グラフ右端）において軸力値がゼロに収束していないが、計測値をボルト先端部まで外挿すればほぼゼロに収束する。

打設間隔の違いで比較すると、図-5(a), (b) いずれも荷荷圧の増加にともなう軸力発現の定性的な差違

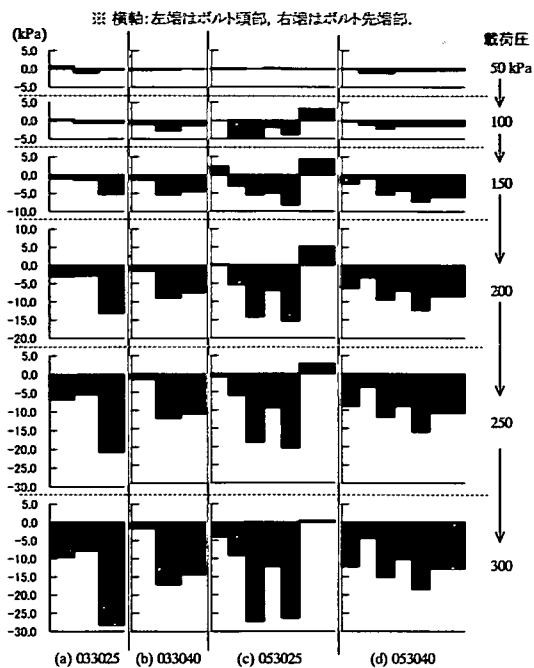


図-7 載荷にともなうロックボルト周囲に生じるせん断応力分布の変化

は両者間では認められない。また、載荷圧の値にかかわらずボルト頭部に軸力の最大値が生じている。この挙動はせん断応力分布を示す図-7(a)および(b)から次のように考えることができる。各載荷圧における軸力分布はいずれの載荷段階でもボルト頭部が最大となる凸型曲線であるから、そのせん断応力分布は全長にわたって負、すなわちボルト周囲には地山奥側に向きをとるせん断応力が作用する。このボルト全長にわたって発現した負のせん断応力がアンカー作用をもたらす。

次にボルト長5cmについて、3cmのケースと同様の観点から考察する。軸力分布を示した図-5(c)および(d)と、せん断応力分布を示した図-7(c)および(d)によると、載荷に伴う軸力およびせん断応力の発現メカニズムはボルト長3cmの場合と定性的にはほぼ同じである。ただし、(c)のケースではボルト先端部付近に若干の圧縮力が現れている。この点を除けば、ボルト長3cmのケースと同様に載荷に伴って軸力はボルト全長にわたって引張力を呈し、その値は頭部で最大となることが確認できる。なおボルト長10cmのケースでは、ボルトの半分から先端部まで圧縮力を呈することが確認されている<sup>33)</sup>。

ボルトに圧縮力が生じた現象について考察する。図-8は、外圧100, 200および300kPa、内圧0および

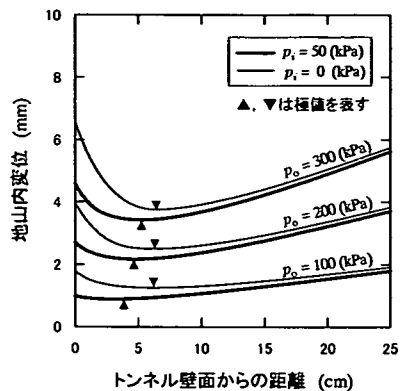


図-8 地山内変位分布の理論曲線 (外圧による掘削前変位を含む)

50kPaを与えた無限媒体中の円孔について、クーロン規準に基づく完全弾塑性理論(体積変化なし)を適用して求めた地山内変位分布<sup>33)</sup>を示している。なお、この図では本実験での載荷条件を適用しているため、掘削前変位を含めた値であることに留意されたい。この図より、変位分布曲線の極値を境にしてトンネル壁面側ではトンネル内空側の変位が大きく、逆に極値より地山奥側では地山奥側の変位が大きくなる。この極値の位置は、内圧が大きくなるにともなって内空側へシフトする様子もわかる。

したがって、ボルトの伸縮によるボルト自体の変位が地山変位に比して無視できるものとすれば、この極値の位置を境としてトンネル壁面側ではボルトには引張力が生じ、逆に地山奥側ではボルトに圧縮力が生じることとなる。本図より、引張-圧縮遷移点はトンネル壁面から5cm前後であることから、実験で得られた引張-圧縮遷移点とはほぼ一致する。したがって、ボルト長10cmのケースでは、作用効果を発揮する部分は中央より頭部の5cmであるとし、ボルト長5cmと同格として扱う。

このように、ベアリングプレートが設置されている場合の低強度地山のロックボルトの挙動は、ベアリングプレートの存在を考慮しない従来モデルとは明らかに異なる。したがって、本論ではベアリングプレートを有する場合のロックボルトの力学モデルはボルト周囲に作用するせん断応力を、その全長すべてアンカー方向に作用するものとしてモデル化する。

## (2) 載荷圧とみかけの支保内圧との関係

本節では、載荷にともなって支保内圧はどのように発現するかについて、各実験ケースとの比較から論じることとする。なお、ボルトに発生した頭部軸



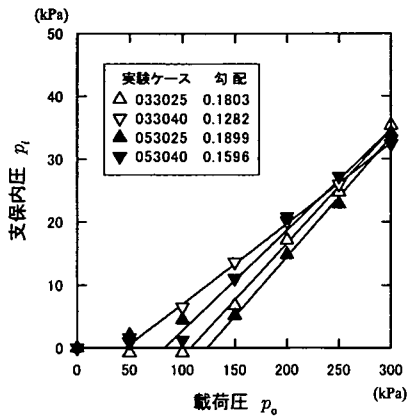


図-9 載荷圧とみかけの支保内圧との関係

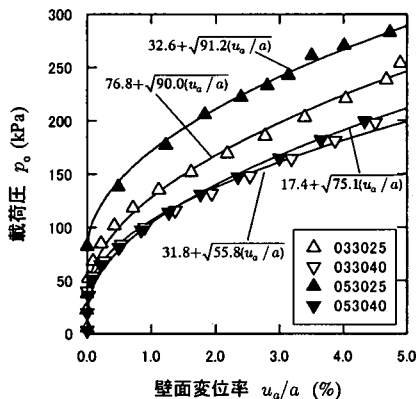


図-10 壁面変位率と載荷圧との関係

力をトンネル壁面でのボルト1本が負担する面積で除した実験値をみかけの支保内圧とよぶことにする。

図-9はそれぞれ各ボルト長の各載荷圧におけるみかけの支保内圧を示している。載荷初期の段階では前述の通り、有意な値として軸力が現れないためみかけの支保内圧も現れない。しかし、みかけの支保内圧が現れはじめると、それ以降載荷圧の増加にともなって増加し、その挙動は線形近似で表すことができる。この挙動は、同じボルト長では打設間隔が密なもの(▲や△)ほどみかけの載荷圧の増加率(近似線の勾配)が大きいこともわかる。

つぎに、同じ打設間隔でボルト長の違いによる支保内圧増加率についてみると、打設間隔の疎なケース(XX3040:XXはボルト長)ではボルトが長い5cmの方が増加率は大きい。密なケース(XX3025)ではボルトの長短による増加率の差はそれほど大きくない。この結果から判断すれば、本実験で適用した範囲内では、ボルトを長くするよりもボルト打設間

隔を密にする方がみかけの支保内圧の増加に効果的であると考えられる。

### (3) 載荷圧とトンネル壁面変位率との関係

図-10はボルト長3および5cmの壁面変位率と載荷圧の関係を示している。この関係から各実験ケースのトンネル壁面変位抑制効果に関する差異を明らかにすることができる。

実験結果における地山内変位分布は、図-8に示した厚肉円筒理論のような掘削前変位を含んだ変位分布になると考えられるため、実地山の変位分布とは異なる。この掘削前変位はトンネル壁面において極めて小さく地山奥に向かうにしたがって線形増加する分布(弾性変位分)となる。しかし、本研究で検討するボルトは比較的短いことからボルト挿入された範囲内では、掘削前変位が与える地山挙動に及ぼす影響が小さいと判断した。このような理由から、本節ではトンネル壁面変位抑制効果について定性的に論じることとする。

壁面変位が顕著にあらわれはじめてからの挙動は、近似曲線の根号内の係数で規定されるが、この係数の値が大きいほど壁面変位抑制効果が大きい。この点を考慮すると、打設パターンによって次の2点が明らかである。ひとつは、同じボルト長であれば打設間隔が密なほどその効果が大きいこと、もうひとつは、打設間隔が密な場合ほどボルトの長短による抑制効果の影響は少ないことである。後者については前節の実験結果とも対応している。土屋<sup>20)</sup>をはじめ中原らの研究<sup>31)</sup>でも、ボルトを長くするよりもボルト打設間隔を密にしたほうがトンネル壁面変位抑制効果が期待できるとの結論に達している。本実験もこれらを支持する結果となった。しかしながら、どの程度まで打設間隔を密にすればボルト長の影響が無視できるのかについては、実験ケースが限られているためこの段階では定められない。この点を補うために、次章では実験で明らかとなったロックボルトの挙動を加味した簡便なトンネル力学モデルにより理論的に検討することとする。

### (4) 支保内圧効果を考慮したトンネルモデルに具備すべき条件

本章で得られた実験結果ならびにその考察を踏まえ、ロックボルトの簡便な力学モデルの構築、さらにはトンネル力学モデル構築への展開には、次の基本的挙動を考慮する必要がある。その際、ロックボルトの作用効果はベアリングプレートと一体となってトンネル壁面に支保内圧を与えることが前提となる。

- (a) ベアリングプレートが有効に機能している状態では、ボルト周面に作用するせん断応力はすべてアンカー作用をもたらす。
- (b) ボルト頭部軸力は载荷に伴って線形増加する。
- (c) 地山が塑性化した後の継続的なトンネル変形に対しては、ボルト打設密度に依存した壁面変位抑制効果がある。
- (d) ボルトとベアリングプレートあるいは地山との不完全な一体化は、(a)の理想状態に対して不完全性を表す係数を乗じて簡便化を図る。

## 6. ロックボルトによる支保内圧効果を考慮したトンネル安定性に関する理論的検討

### (1) トンネル力学モデルの考え方

本章では前章(4)に示した条件に加え、低強度地山トンネルの簡便な力学モデル構築を念頭に置いてさらに次の仮定を設ける。

塑性化した地山内にボルト全長がすべて含まれるものと仮定する。トンネルで問題となるのは、地山が塑性化したあとにトンネルの安定が確保されるか否かにある。また、亀裂性地山を除けば地山が弾性状態にある場合ではなく塑性状態に達した後にロックボルトの効果が発揮される。そこで地山および地山-ボルト間は極限状態に達していると仮定する。ボルトが弾性・塑性の両領域にまたがって存在する場合やさらには従来モデルのようにニュートラルポイントがその領域のどちらに位置するかをも考慮すると、それらの位置関係に応じて場合分けが必要となり、その数だけ理論式を求めなければならない<sup>10)</sup>。そこでボルト全長がすべて塑性域に含まれるものとして簡便化を図る。また、低強度地山に比較的剛なボルトを挿入することを想定し、ボルト自身の伸縮については考慮しない。

### (2) 塑性リングの安定に必要な支保内圧

図-11のように軸対称の地山モデル(同図(a))のうち、円周方向については打設間隔 $\varphi$ を、軸方向については打設間隔 $S_z$ をひとつの要素として切り出す(同図(b))。この要素を上から見た同図(c)において、幅 $dr$ のスリットのロックボルト軸方向のつり合いを考えると、次式が得られる。

$$S_z r \int_{-\varphi/2}^{\varphi/2} \sigma_r \cos \theta d\theta - S_z (r+dr) \int_{-\varphi/2}^{\varphi/2} (\sigma_r + d\sigma_r) \cos \theta d\theta + S_z dr 2\sigma_t \sin \frac{\varphi}{2} + \beta l_b \tau_f dr = 0 \quad (1)$$

本研究では同図(c)のように、ボルトに作用するせ

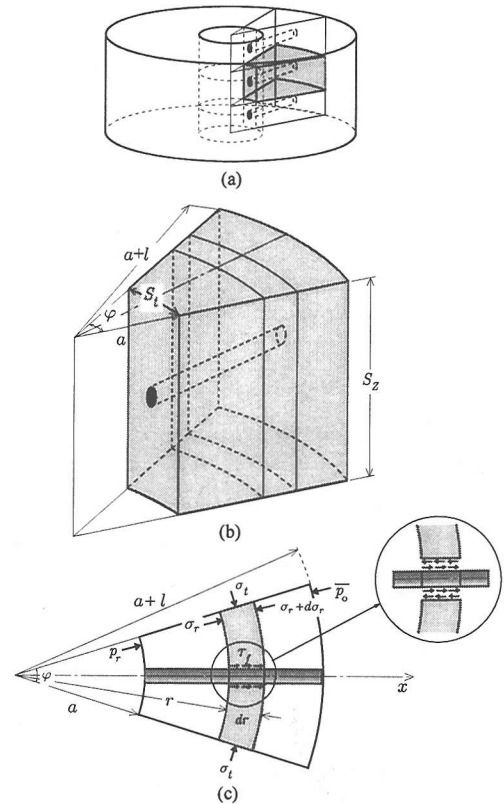


図-11 ロックボルトを含む地山の力学モデル

ん断応力の向きは従来モデル一般に採用されている向きとは逆、すなわち地山奥側へ作用する向き(アンカー作用方向)を正としていることに注意されたい。ここで、

$l_b$ : ボルト周長. ( $l_b \times 1$ ) でボルト単位長さあたりの表面積。

$S_z$ : 軸方向打設間隔

$\varphi$ : 円周方向打設間隔

$\tau_f$ : 地山-ボルト間せん断応力

$\beta$ : 付着度係数 ( $0 \leq \beta \leq 1$ )

である。付着度係数 $\beta$ は地山とボルトの付着の程度を表すものとする。この係数の値が1であれば極限状態を表し、地山-ボルト間の付着が最大限に発揮された状態を意味する。0に近づくほど付着の程度が弱くなり、0ではボルトが打設されていない無支保状態と等価である。

地山内半径方向応力および接線方向応力をそれぞれ $\sigma_r$ および $\sigma_t$ とすれば、地山がクーロンの降伏条件にしたがうとの仮定により、

$$\sigma_t = \zeta \sigma_r + q_u \quad (2)$$

ここで、 $\zeta = (1 + \sin \phi_r) / (1 - \sin \phi_r)$ ,  $q_u$ は地山の一軸圧縮

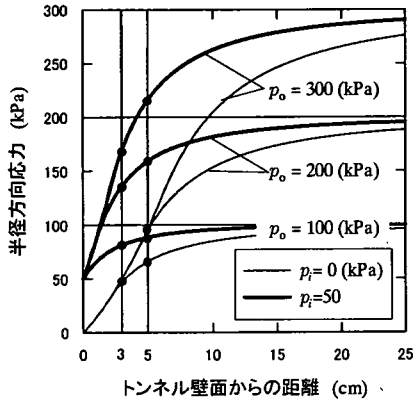


図-12 地山内半径方向応力の理論値(有孔無限媒体)

強度,  $\phi_f$  は地山の内部摩擦角である。また, 地山-ボルト間の付着抵抗  $\tau_f$  は粘着力  $c_f$  および摩擦角を  $\phi_f$  として次式で規定されるものとする。

$$\tau_f = c_f + \sigma_t \tan \phi_f \quad (3)$$

式(2)および(3)を式(1)に代入して整理すると,

$$(1-k\zeta)\sigma_r + r \frac{d\sigma_r}{dr} = kq_u + c_b^* \quad (4)$$

が得られる。ここで,

$$k = 1 + \frac{\beta l_b \tan \phi_f}{S_z 2 \sin(\varphi/2)} \quad (5)$$

$$c_b^* = \frac{\beta l_b c_f}{S_z 2 \sin(\varphi/2)} \quad (6)$$

とする。

さらに式(4)に対して境界条件,

$$\left. \begin{aligned} r = a + l : \sigma_r = \bar{p}_0 \\ r = a : \sigma_r = p_r \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

を適用する。ここで,  $\bar{p}_0$  はボルト先端部 ( $r = a + l$ ) における地山内半径方向応力を表す。

微分方程式(4)を解くと,

$$\left(\frac{a}{a+l}\right)^{k\zeta-1} = \frac{kq_u + c_b^* + (k\zeta-1)p_r}{kq_u + c_b^* + (k\zeta-1)\bar{p}_0} \quad (8)$$

が得られる。したがって, ロックボルトで補強された塑性リングの支保内圧  $p_r$  は,

$$p_r = \left[ \frac{\bar{p}_0 - kq_u + c_b^*}{1 - k\zeta} \right] (1 + \eta_l)^{1-k\zeta} + \frac{kq_u + c_b^*}{1 - k\zeta} \quad (9)$$

となる。ここで, ボルト長  $l$  をトンネル半径  $a$  で除した無次元量をボルト長係数として次のように定義する。

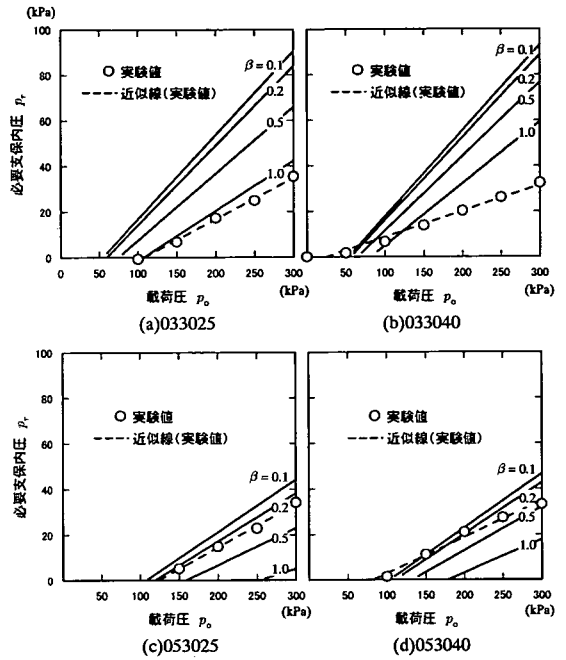


図-13 荷重圧と必要支保内圧の関係

$$\eta_l = \frac{l}{a} \quad (10)$$

式(9)で定義される支保内圧  $p_r$  をボルト全長すべて塑性域に含まれる場合のトンネル安定に必要な支保内圧とする。

ここで用いた  $r = a + l$  での半径方向応力  $\bar{p}_0$  をどのように設定するかについては, 簡単のため,

$$\bar{p}_0 = p_0 \quad (11)$$

として取り扱う。本来  $\bar{p}_0$  は, 完全弾塑性論によっても初期地山応力  $p_0$  より小さな値をとる(図-12)。したがって, 式(9)によって得られる必要支保内圧は, 安全側の値を与えることとなる。ただし, 本研究では実験結果で確認された挙動を単純化してモデル化することを目的としており, また式(11)のように外圧を扱ってもロックボルト打設パターンの差異による支保内圧効果への影響に関する基本的な傾向は把握できるものと判断した。

図-13はボルト長3および5cmの各ケースについて, 式(9)で定義される必要支保内圧の理論値について荷重圧と付着度係数の関係から求めたものである。また図中には実験で得られたみかけの支保内圧も示している。

実線で表される各理論線はいずれも  $p_0$  軸(横軸)切片値がゼロではない。すなわち, ある荷重圧に達するまでは支保内圧を必要としないことを意味する。

これは式(9)の粘着力に関わる項、 $q_u$  および  $c_b^*$  に起因する。地山および地山-ボルト間の粘着力がなければ式(9)により、

$$p_r = \bar{p}_0 (1 + \eta_l)^{1-k\zeta} \quad (9)$$

となり、原点を通る直線となる。このことは、先に考察した図-6を裏付けるものでもある。

次に各実験ケースについて理論線との比較から検討する。まずボルト長5cmでは実験値すべて $\beta=0.2 \sim 0.5$ 程度の必要支保内圧となっている。すなわち、付着度を最大限発揮( $\beta=1.0$ )させなくても、十分に必要支保内圧を満たしていることを意味する。付着度係数は地山-ボルト間に期待される付着度に関する安全率の逆数との見方もできる。 $\beta=1.0$ の必要支保内圧は、地山-ボルト間の付着抵抗が最大限発揮されとした場合の最低の必要支保内圧を意味し、安全率は1.0となる。たとえば(d)では、載荷圧200kPa時には $\beta=0.2$ 線と交わるので付着度の安全率は5.0( $=1/0.2$ )に、同じく300kPa時にはその安全率は2.0( $=1/0.5$ )となる。

一方、ボルト長3cmの場合、特に(b)のケースに着目すると、載荷圧約120kPaまでは $\beta=1.0$ の必要支保内圧を満たしているが、それ以上の載荷圧ではその必要支保内圧に達していない。すなわち、付着度係数を最大限見込んだとしても、載荷圧120kPa以上ではこの打設パターンでは必要支保内圧を満たすことができないことになる。

### (3) 地山-ロックボルト間の付着抵抗によって発揮される有効支保内圧

本実験に先立って実施された引抜き試験結果から、地山-ボルト間の粘着力および摩擦角が得られている。これらの物性を用いれば式(3)によって地山-ボルト間の付着抵抗を求めることができる。塑性リング形成時に、この付着抵抗がボルト全長にわたって作用しているものと考えれば、この付着抵抗をボルト全長にわたって積分することによりトンネル壁面におけるロックボルト頭部軸力 $F_b$ を求めることができるから、

$$\begin{aligned} F_b &= \int_0^{a+l} \beta l_b \tau_f dr \\ &= \int_0^{a+l} \beta l_b (c_f + \sigma_r \tan \phi_f) dr. \end{aligned} \quad (12)$$

ここで $\sigma_r$ については別途求めておかなければならない。式(4)の境界条件と同様の、

$$\left. \begin{aligned} r=a+l : \sigma_r &= \bar{p}_0 \\ r=r : \sigma_r &= \sigma_r \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

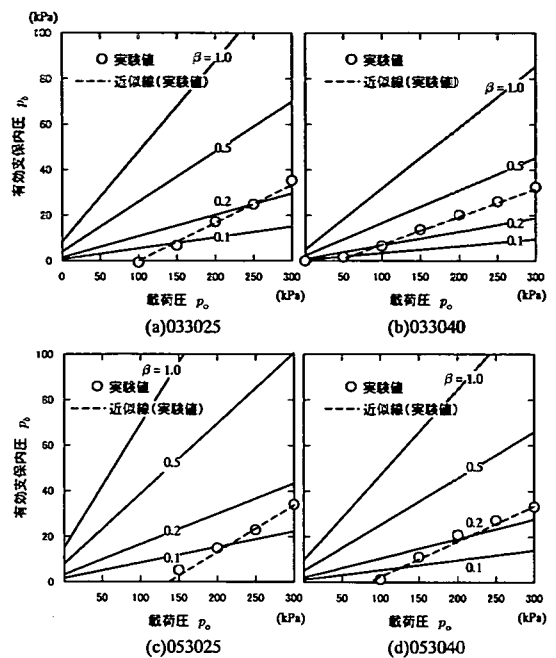


図-14 載荷圧と有効支保内圧の関係

を適用すれば、式(9)と類似の次式が得られる。

$$\sigma_r = \left( \frac{p_0 - kq_u + c_b^*}{p_0 - k\zeta} \right) \left( \frac{a+l}{r} \right)^{1-k\zeta} + \frac{kq_u + c_b^*}{1-k\zeta} \quad (14)$$

したがって、式(14)を式(2)に代入すれば $\sigma_r$ を求めることができる。

以上から、式(12)をボルト全長にわたって積分すれば、

$$F_b = \beta l_b l \left[ c_f + \left[ \frac{1}{k\eta_l} \left( \frac{p_0 - kq_u + c_b^*}{p_0 - k\zeta} \right) \frac{(1+\eta_l)^{k\zeta} - 1}{(1+\eta_l)^{k\zeta - 1}} + \frac{kq_u + c_b^*}{1-k\zeta} \right] \tan \phi_f \right] \quad (15)$$

を得る。 $F_b$ がベアリングプレートを介して支保内圧にすべて換算されるものとすれば次式が成り立つ。

$$p_b = \frac{F_b}{S_z a \varphi} \quad (16)$$

ここで、 $S_z a \varphi$ はボルト1本当たりが負担するトンネル壁面の面積である。式(16)によって与えられる支保内圧を、ボルトの付着抵抗によって発揮される有効支保内圧とする。

図-14は式(16)で定義される有効支保内圧の理論値を、載荷圧と付着度係数の関係から求めたものである。本図より、付着度係数が大きいものほど同じ載荷圧でも発揮される支保内圧が大きいことがわか

る。また、ボルト長5cmのケースは3cmのケースに比べて縦軸切片値が大きく、理論直線の傾きはボルトの打設間隔に依存することも読みとれる。これらの理論直線で表される現象は、載荷圧増加にともなって頭部軸力(=みかけの支保内圧)が線形増加する実験結果を再現している。図中に実験値(○印)およびその近似線(破線)を図-13と同様に示している。実験値において載荷圧がある段階に達しないと支保内圧が現れない現象については先に述べた理由と同じである。

各ケースの近似線は、載荷圧の増加にともなって $\beta$ の大きな理論直線に向かっていく様子がわかる。すなわち、載荷圧増によってつり合いを保つように付着度を発揮する。ただし、いずれのケースも実験値近似線勾配は $\beta=0.4$ の理論直線勾配とほぼ等しいことから、いくら載荷圧を増しても付着度係数は0.4を越えることはない。

この $\beta=0.4$ の値そのものの物理的意味については次の2点を念頭に置かなければならない。まず第一に、有効支保内圧理論値の算定にはボルト引抜き試験の付着特性が用いられていることである。引抜き試験の地山は等方側圧下にあり、トンネル周辺地山のように劣化してはいない。つまり、引抜き試験で得られた付着特性から有効支保内圧を算定すると過大な値を与えてしまうことに留意しなければならない。これに対して地山劣化時の付着特性を用いれば、図-14で与えられた各理論線の勾配は小さくなり、載荷圧を増していくと各近似線は $\beta=1.0$ に漸近していく挙動となると考えられる。

第二に、ボルト打設パターンにかかわらず近似線勾配が同一付着度係数の理論線勾配と一致することから、 $\beta$ はロックボルトの寸法や打設パターンといった幾何学的条件には依存せず、地山とロックボルト間の付着抵抗などの力学的条件に依存することを示唆していることである。

なお、ボルトとベアリングプレートあるいは地山との不完全な一体化を表現するには、付着度係数 $\beta$ を低減すればよい。 $\beta$ の低減により結果的にボルト頭部軸力が小さくなるので、支保内圧も小さくなる。

#### (4) ロックボルト支保特性曲面

式(9)から得られる必要支保内圧と式(16)から得られる有効支保内圧との大小関係から、次のような3種類の状態を仮定する。ここでは一例として、地山、ボルトおよび地山-ボルト間の諸物性は既知とし、ボルトの打設間隔( $\varphi$ および $S_z$ )を固定して考える。

付着度係数 $\beta$ とボルト長係数 $\eta_l$ をパラメータとする関数を $F(\beta, \eta_l) = p_b - p_r$ として、次の3つの状態を

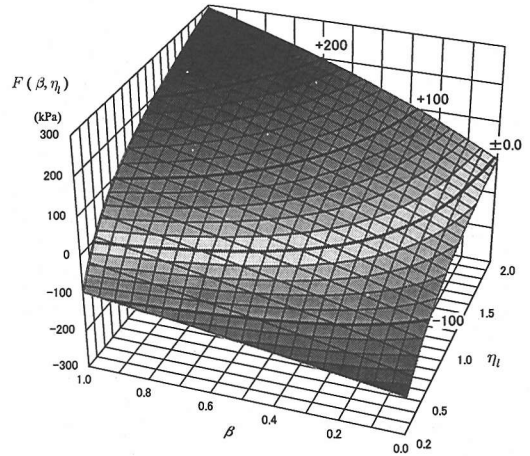


図-15 ロックボルト支保特性曲面の一例  
( $\varphi=30 \text{ deg.}$ ,  $S_z=2.5 \text{ cm}$ ,  $p_0=300 \text{ kPa}$ )

仮定する。

- 1)  $F(\beta, \eta_l) > 0$  : 安定
- 2)  $F(\beta, \eta_l) = 0$  : 極限つり合い状態
- 3)  $F(\beta, \eta_l) < 0$  : 不安定

$F$ をここでは変数 $\beta$ と $\eta_l$ の関数として定義しているが、もちろん他の変数をとっても $F$ を表現することができる。したがって、以後任意に選択した変数によって計算される $F$ を単に $F$ 値とよぶこととする。

トンネルの安定を論じるには、トンネルの変形量も考慮しなければならないが、ここでは3つの状態を力のつり合いのみによって便宜的に表現した。

この3つの状態を具体的に例示するため、ボルトの打設間隔 $\varphi=30 \text{ deg.}$ および $S_z=2.5 \text{ cm}$ で外圧 $p_0=300 \text{ kPa}$ の場合の $F(\beta, \eta_l)$ を考える。このとき $F$ 値は、図-15のように、ロックボルト長と地山-ボルト間の付着度係数に関する特性曲面を描く。この曲面をロックボルト支保特性曲面と呼称する。図中の $F$ 値は、極限つり合い状態からどの程度有効支保内圧が上回るか(正:安定)あるいは下回るか(負:不安定)を内圧換算(kPa)で示されている。

実験ケースすべてについて各載荷段階における同様の特性曲面を描き、それを $(\beta, \eta_l)$ 面上に射影すると図-16となる。この図からロックボルトの支保特性曲面の性質として以下のことが明らかである。

- (a) 付着度係数が高いほど必要なボルト長は短くてよい。
- (b) 載荷圧が高い段階になるほど、また打設間隔が密なほど $F$ 値の感度が高くなる。
- (c) トンネル半径と同じ程度のボルト長( $\eta_l=1.0$ )であればボルト長をそれ以上長くしたとしても、付着

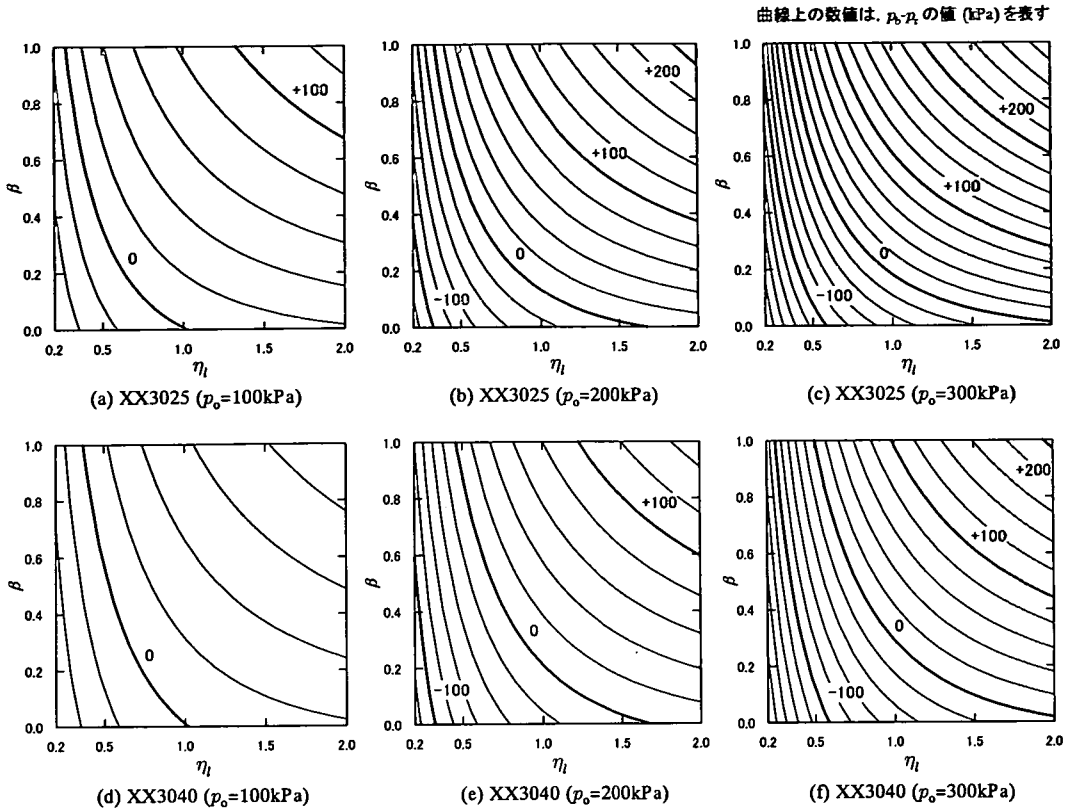


図-16 各載荷段階におけるロックボルト支持特性面 ( $S_r$  および  $\varphi$ : 一定)

度係数に与える安定側  $F$  値 ( $>0$ ) の増加はそれほど大きくはならない。

- (d) ボルト打設間隔が既知であるとの前提のもとに、付着度係数  $\beta$  が決まればボルト長を求めることができる。

この例では、ロックボルトの打設間隔を固定して考えたが、何らかの物性試験で付着度係数を求めることができれば、ロックボルトの長さおよび打設間隔に関するロックボルト支持特性曲面を描くことができる。

## 7. トンネル壁面変位とロックボルト支持特性曲面との関係

前節では、ロックボルト全長がすべて塑性域に含まれるとした場合のトンネル支保内圧の簡便な理論解を導いた。そこでは、地山やボルトの変位については無視し、ロックボルト軸方向の力のつり合いのみによって定式化した。しかし、トンネルの安定性を論じるにはトンネルの変形を考慮する必要がある。

そこで本章では、実験で得られたみかけの支保内圧とトンネル壁面変位との関係を定量的に評価するため、まずトンネル壁面に内圧が与えられたときのトンネル壁面変位の簡便解を導く。次に実験値の妥当性について簡便解から得られる理論値との比較から検証する。本章の最後では、ロックボルト支持特性曲面とトンネル壁面変位とを関連づけ、最適なボルト長ならびに打設間隔の算定方法について示す。

### (1) トンネル壁面変位の簡便解

図-17は、内圧  $p_i$  および外圧  $p_0$  の作用した平面ひずみ条件下の有孔無限媒体を示している。本実験で用いたモデルは厚肉円筒リングであるが、ここでは実際のトンネルに近いモデルを採用する。

トンネル周辺地山がクーロンの降伏規準にしたがう完全弾塑性体であれば、弾塑性境界における半径方向ならびに接線方向の応力の連続性から、境界面に作用する応力  $\sigma_{r,r}$  およびトンネル中心から弾塑性境界までの距離  $R$  は次式で与えられる。

$$\sigma_{r,r} = \frac{2p_0 - q_u}{\zeta + 1} \quad (17)$$

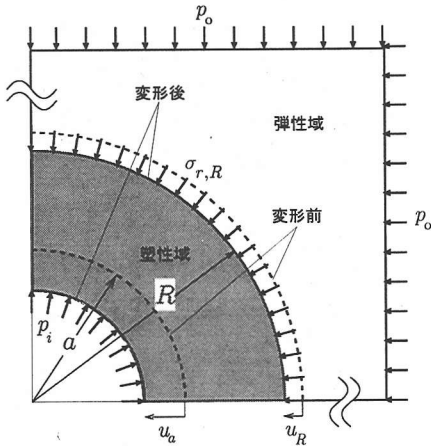


図-17 有孔無限媒体モデル

$$R = a \left[ \frac{2 q_u + p_o (\zeta - 1)}{\zeta + 1 q_u + p_i (\zeta - 1)} \right]^{\frac{1}{\zeta - 1}} \quad (18)$$

弾塑性境界外側の弾性域では、掘削半径  $R$  のトンネル壁面に内圧  $\sigma_{r,R}$  が作用したものと考えることができる。したがって、弾塑性境界面の半径方向変位  $u_R$  は次式から導くことができる。

$$u_R = \frac{1 + \nu_r}{E_r} (p_o - \sigma_{r,R}) R \quad (19)$$

一方、トンネル壁面変位  $u_a$  は、簡単のため変形前と変形後の塑性リングには体積変化が生じないものとすれば次式が成り立つ。

$$(R^2 - a^2) \pi = \{(R - u_R)^2 - (a - u_a)^2\} \pi \quad (20)$$

体積変化なしの仮定は、たとえば Duncan Fama<sup>34)</sup> が次のように述べている。「かなり低強度な岩盤では完全塑性の仮定が適当である」とし、さらに「このときの破壊にともなう体積変化はない」としてダイレイタンス角をゼロとした低強度地山トンネルの安定問題に言及している。また、山地ら<sup>35)</sup> は地山降伏後のロックボルトの作用効果に関して、つぎのような興味深い結論を得ている。亀裂の発達した地山を対象に実験結果と現場計測結果の分析から、「ロックボルトの打設によって地山の最大強度後の挙動はひずみ軟化から完全塑性へ転移、すなわち最大強度後の耐荷力を失わない」ことを示している。本研究でもこれらの見解や知見にしたがい、体積変化については考慮しないこととした。

式(20)を解き、微小項  $u_R^2$  を無視して整理すると、 $u_a$  が次式のように与えられる。

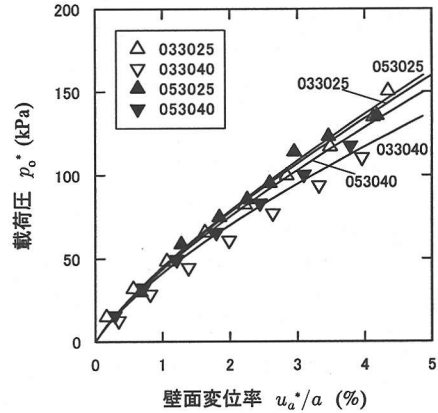


図-18 トンネル壁面変位(理論曲線と実験値の比較)

$$u_a = u_R \left( \frac{R}{a} \right) \quad (21)$$

式(21)に(18)および(19)を代入すると、

$$u_a = \frac{1 + \nu_r}{E_r} \frac{\zeta - 1}{\zeta + 1} \left( p_o + \frac{q_u}{\zeta - 1} \right) \frac{R^2}{a} \quad (22)$$

となる。本式中の  $R$  は式(18)で表せる。

式(22)で与えられる理論解の妥当性を検証するため、同式中の内圧  $p_i$  および外圧  $p_o$  に対して、実験値の線形近似線形で与えられる載荷圧-みかけの支保内圧関係(図-9)を代入し理論解の適否を検討する。ただし理論解の適否を検討するにあたっては次の修正を施す。

ロックボルトの作用効果は地山が塑性化した後に発揮されるとすれば、ボルト軸力が生じない載荷圧では、まだその効果が発揮されていないと考えることができる。そこで、塑性後の壁面変位にのみ着目するため、実験において軸力が現れるまでの載荷圧分を原点にシフトさせて実験値と理論値の壁面変位を比較する。このシフト分を考慮した壁面変位率および載荷圧をそれぞれ  $u_a^*/a$  および  $p_o^*$  とする。こうして得られた実験値にもとづいた理論曲線が図-18である。本図から、実験ケース 033040 のみ理論曲線の方が大きめの値をとっているが、概ねロックボルト軸力発現後の実験挙動を表現できるものと判断できる。

## (2) 支保内圧とトンネル壁面変位の関係

トンネル壁面変位とロックボルトの打設パターンとの関係を明らかにするため、前章で求めたロックボルト支保特性曲面とトンネル壁面変位とを関連づけることを試みる。この関連づけの媒介となるのは、

支保内圧となる。この関連づけによって、選択したボルト長ならびにその打設間隔に対してどの程度の壁面変位が生ずるかを求めることができる。逆に言えば、施工条件や吹付けコンクリート部材などの許容応力などから許容される壁面変位率（以下、許容壁面変位率）が決まり、それを満足するロックボルト打設パターンを導出することもできる。

Hoekら<sup>36)</sup>はトンネル周辺地山を弾性に保つための最小支保内圧を限界支保内圧(critical support pressure)  $p_{cr}$  として次のように定義している。式(18)において、弾塑性境界までの距離  $R$  がトンネル半径  $a$  と等しいときの  $p_i$  が  $p_{cr}$  となるから、

$$p_{cr} = \frac{2p_0 - q_u}{\zeta + 1} \quad (23)$$

したがって  $p_{cr}$  以上の内圧ではトンネル周辺には塑性領域が生じず、本モデルは適用できない。

以上により、ボルトの付着特性から得られる支保内圧  $p_b$  は、6.(4)で定義した下限側の条件、すなわち、 $p_b \geq p_r$  で表される条件と、式(23)で表わされる限界支保内圧を上限として新たに条件に加えると、本モデルに関する支保内圧の適用範囲は次のようになる。

$$p_r \leq p_b \leq p_{cr} \quad (24)$$

初期地山応力と地山および地山-ボルト間特性が既知であれば、ボルト打設パターンに応じて式(24)を満たす支保内圧  $p_b$  を求めることができる。この  $p_b$  をそのままトンネル壁面変位算定式(22)の  $p_i$  に代入すれば、最終的にボルト打設間隔とトンネル壁面変位量との関係を導くことができる。

### (3) ロックボルト打設パターンの最適範囲算定例

実験で用いた諸物性を例にとりて、最適なロックボルト打設パターンの範囲を絞り込む方法を述べる。

最大載荷圧  $p_0$  (300kPa) を初期地山応力と見なし、また、ロックボルト単体の引抜き試験により付着度係数  $\beta$  が0.4であったと仮定する。また、ボルト打設密度係数を  $\eta_p$  として、

$$\eta_p = \frac{l_b}{S_2 2\sin(\varphi/2)} \quad (25)$$

とする無次元量を定義する。 $\eta_p$  はボルト周長やトンネル円周方向あるいは軸方向のボルト打設間隔が密になるほど大きな値をとる。

先に与えた  $F$  値において、 $\eta_p$  とボルト長係数  $\eta_l$  を変数にとれば、これらをパラメータとした支保内圧  $p_b$  を求めることができる(図-19)。また本図において着色された領域は、 $p_b > p_{cr}$  と  $p_r > p_b$  である。した

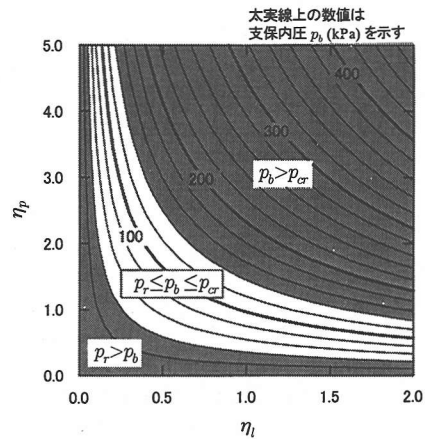


図-19 ロックボルト打設パターンと支保内圧

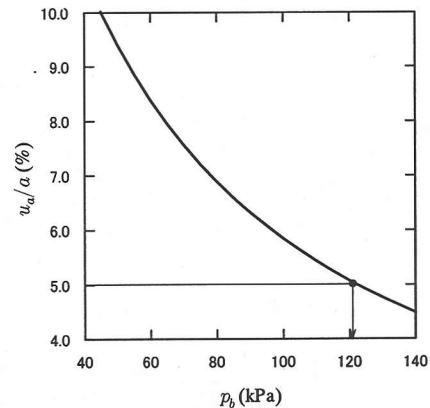


図-20 適用範囲内支保内圧とトンネル壁面変位率

がってこれらの領域に囲まれた部分(非着色領域)が本モデルを適用したときのトンネルの安定に必要な支保内圧の範囲となる。本図から次のことがいえる。

ボルト打設間隔が密になるほど ( $\eta_p$  が大きくなるほど) 必要なボルト長は短くてよい ( $\eta_l$  が小さくてよい) が、 $\eta_p$  がほぼ1.5を境にしてそれよりも小さいと、ボルト長を長くしたことによる支保内圧効果はそれほど得られない。見方を変えれば、 $\eta_p$  をより大きなものとするれば、ボルトを少しでも長くしたことの効果は増す。このことは、実験で採用した打設パターンの範囲  $0.6 \leq \eta_l \leq 2.0$  および  $0.58 \leq \eta_p \leq 0.93$  では、ボルト長を長くするよりも打設密度を密にした方が効果が大きいという実験結果も説明できる。

さらにトンネル壁面変位率との関係を得るために、図-19で与えられる支保内圧の範囲を式(22)に適用すれば、図-20に示す支保内圧とトンネル壁面変位率の関係が得られる。本図から、たとえば許容壁面



## 8. 結言

本論文では、低強度地山トンネルにおけるベアリングプレートを有するロックボルトの作用メカニズムを実験により明らかにし、そのメカニズムを考慮した簡便モデルを構築した。このモデルにより、トンネル壁面変位量を考慮した最適ロックボルト打設パターンの算定方法も示した。模型実験結果ならびに簡便モデルによる理論解析結果から得られた主な結論は以下の通りである。

- (1) ベアリングプレートが有効に機能していれば、トンネル壁面における地山とボルトの相対変位は生じない。したがって、ボルト頭部で最大の軸力を呈し、ボルト全長にわたってアンカー効果をもたらす。
- (2) ロックボルト頭部軸力が出現しはじめると、それ以降荷重増加にともなって頭部軸力は線形増加する。
- (3) 本論文で提案した簡便モデルにより、便宜的にトンネル安定性を論じることができる。
- (4) ボルト長あるいはボルト打設密度の範囲によっては、トンネル壁面変位抑制に顕著な効果をもたらす範囲とそれほど効果を示さない範囲がある。
- (5) 許容壁面変位率を設定することにより、支保内圧の適用条件を満たす最適なボルト打設パターンの範囲を絞り込むことができる。

簡便モデルによって実験結果を説明できることも確認した。ただし、壁面変位算定式においてはロックボルトを剛体とみなしたり、地山-ロックボルト相互作用を付着度係数によって簡便化を図るなどしていることに留意されたい。

しかし、この簡便モデルによって、実設計への目安や、実際に計測されたロックボルトの実現象に対するひとつの評価を与えることができる。

今後は既報告の計測事例等を詳細に分析して、実設計への適用を図りたい。

**謝辞:** 本研究の実験を実施するにあたり、岩井伸夫君(現:国際協力事業団)および松本浩一君(現:日本道路公団)の手を煩わせた。ここに謝意を表す。

### 参考文献

- 1) (社)日本トンネル技術協会: NATMにおけるロックボルト工, 第1回トンネル技術シンポジウム資料, 1980.
- 2) (社)地盤工学会: NATMにおける予測と実際, 地盤工学・実務シリーズ9, 1999.
- 3) Hoek, E & Brown, E.T.: *Underground Excavations in Rock*, The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1980.

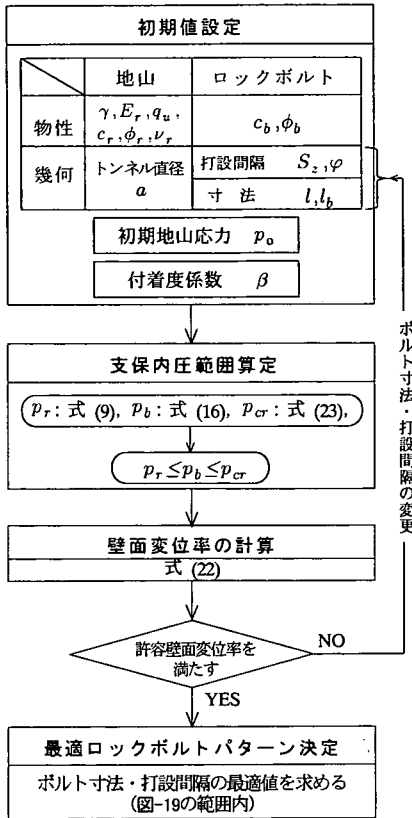


図-21 最適ボルト打設パターン算定フロー

変位率を5%以下に設定したい場合には支保内圧が120kPa以上必要となり、これを満たす打設パターンは図-19の $p_b=120(\text{kPa})$ 線と与えられることになる。

ここで得られた支保内圧120kPaは、初期地山応力として設定した外圧300kPaの40%に相当する。初期地山応力の程度にもよるが、実際には支保工強度には限度があり、ここで得られた支保内圧をそのまま実スケールに適用することが困難な場合もある。また、著者の一人は、掘削面に与える支保工の反力は最大でも1.0~1.5MPa程度である<sup>2)</sup>と指摘している。したがって、実設計への適用にあたっては支保工強度やその反力に十分配慮しなければならない。

この算定過程をまとめると、図-21のようなフローチャートとなる。

このように本モデルでは、地山およびロックボルトに関して得られた物性値の数が限られていても、トンネルの安定に必要なロックボルトの打設パターンの範囲を求めることが可能である。

- 4) 土木学会: トンネル標準示方書[山岳工法編]・同解説, 平成8年版, p.79, 1996.
- 5) Farmer, I.W.: Stress Distribution along a Resin Grouted Rock Anchor, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 12, pp.347-351, 1975.
- 6) Freeman, T.J.: The behavior of fully-bonded rock bolts in the Kielder Experimental tunnel, *Tunnels & Tunnelling*, pp.37-40, 1978.
- 7) Aydan, Ö., Ichikawa, Y. & Kawamoto, T.: Load bearing capacity and stress distributions in/along rockbolts with inelastic behavior of interfaces, *5th Int. Conf. on Num. Meth. in Geomech.*, pp.1281-1292, 1985.
- 8) Indraratna, B. & Kaiser, P.K.: Analytical model for the design of grouted rock bolts, *Int. J. for Num. Methods in Geomech.*, Vol.14, pp.227-251, 1990.
- 9) Indraratna, B. & Kaiser, P.K.: Design for Grouted Rock Bolts Based on the Convergence Control Method, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 27, pp.269-281, 1990.
- 10) 蔣宇静, 江崎哲郎, 横田康行: 軟岩地山トンネルの安定におけるロックボルトの力学的作用効果, 土木学会論文集, No.561/III-38, pp.19-31, 1997.
- 11) Bischoff, J.A. & Smart, J. D. A. : A method of computing a rock reinforcement system which is structurally equivalent to an internal support system, *Proc. of 16th Symp. on Rock Mechanics*, pp.179-184, 1975.
- 12) Labiouse, V.: Ground Response Curves for Rock Excavations Supported by Ungouted Tensioned Rockbolts, *Rock Mech. Rock Engng.*, Vol.29, No.1, pp.19-38, 1996.
- 13) 谷本親伯, 皇昭治郎: 切羽周辺での地山挙動を考慮したトンネル支保の基本的概念, 土木学会論文報告集, 第325号, pp.93-106, 1982.
- 14) 土屋敬, 松本吉雄, 川崎宏二: システムロックボルトの岩盤補強効果に関する基礎的実験, 第13回岩盤力学シンポジウム講演論文集, pp.96-100, 1980.
- 15) 西岡哲, 広井恵二, 鄭光司: ロックボルトおよびベアリングプレート作用効果に関する実験, 土と基礎, Vol.34, No.2, pp.11-17, 1986.
- 16) Stille, H., Holmberg, M. & Nord, G.: Support of Weak Rock with Grouted Bolts and Shotcrete, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 26, No.1, pp.99-113, 1989.
- 17) Oreste, P. P. & Peila, D.: Radial Passive Rockbolting in Tunnelling Design with a New Coverage-confinement Model, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 33, No.5, pp.443-454, 1996.
- 18) Hyett, A.J., Moosavi, M. & Bawden, F.: Load Distribution Along Fully Grouted Bolts, With Emphasis on Cable Bolt Reinforcement, *Int. J. for Num. & Anal. Meth. in Geomech.*, Vol.20, pp.517-544, 1996.
- 19) Li, C. & Stillborg, B.: Analytical models for rock bolts, *Int. J. of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.36, pp.1013-1029, 1999.
- 20) 山本稔: ロックボルトの作用効果について, 土木学会論文報告集, No.277, pp.95-104, 1978.
- 21) Tao, Z.Y. & Chen, J.X.: Behavior of rock bolting and tunnelling support, *Proc. of the Int. Symp. on Rock Bolting*, pp.87-92, 1983.
- 22) 鈴木誠, 田中正造: 山岳トンネルの新技術(21), トンネルと地下, 第19巻12号, pp.69-77, 1988.
- 23) たとえば, 斉藤敏明, 天野悟: ロックボルト支保の設計に関する基礎的考察, 第14回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.76-80, 1982.
- 24) たとえば, 角田至啓, 鈴木金吾, 佐藤重和: 新第三紀凝灰岩の膨張性地山を掘る—東北新幹線岩手トンネル(中里)—, トンネルと地下, Vol.22, No.11, pp.7-17, 1991.
- 25) 猪熊明: トンネルの土圧現象と支保構造に関する研究, 東京大学学位論文, 1990.
- 26) 土屋敬: ロックボルトのトンネル補強効果と最適設計パターンに関する実験的研究, 土木学会論文集, No.436/III-16, pp.17-26, 1991.
- 27) 梨本裕: 最小掘削設計法による低強度地山におけるトンネル設計の合理化に関する研究, 東京都立大学学位論文, 1993.
- 28) 岩井伸夫: 粘着力を有する地山におけるロックボルトの作用効果に関する研究, 東京都立大学修士論文, 1998.
- 29) 今田徹: 若干の粘着力を有する粒状体地山におけるロックボルトの作用効果, 土木学会第44回年次学術講演会講演概要集, III-117, pp.308-309, 1989.
- 30) 今田徹, 杉山博一: ロックボルトの引抜き抵抗が地山安定効果に与える影響, 土木学会第45回年次学術講演会講演概要集, III-259, pp.554-555, 1990.
- 31) 中原康, 岡林信行, 中里吉明, 福岡孝, 須藤英明: NATMに関する研究, 鹿島建設技術研究所年報, 第26号, pp.51-56, 1978.
- 32) 土門剛, 今田徹, 西村和夫: 連続体地山のロックボルト作用効果に関する模型実験, トンネル工学研究論文・報告集, 第8巻, pp.193-198, 1998.
- 33) 今田徹: 岩盤力学入門(11), トンネルと地下, 第16巻, 第12号, pp.49-55, 1985.
- 34) Duncan Fama, M.E.: Numerical modelling of yield zones in rocks, In *Comprehensive rock engineering* (ed. Hudson, J.A.), Vol.2, pp.49-75, Pergamon, Oxford, 1993.
- 35) 山地宏, 櫻井春輔, 平井正雄, 中田雅夫: 現場計測結果に基づくロックボルトの作用効果の評価, 土木学会論文集, No.529/III-33, pp.1-9, 1995.
- 36) Hoek, E., Kaiser, P.K. & Bawden, W.F.: *Support of Underground Excavations in Hard Rock*, A.A.Balkema, Rotterdam, 1995.
- 37) 今田徹: トンネル支保構造物の設計思想, 土木学会論文集, No.672/VI-50, pp.1-12, 2001.

(2002.1.16 受付)

# SIMPLIFIED MODEL FOR WEAK ROCK TUNNELS CONSIDERING THE EFFECT OF SUPPORT PRESSURE DUE TO ROCKBOLTING WITH PLATE

Tsuyoshi DOMON, Toru KONDA and Kazuo NISHIMURA

The simplified model for weak rock tunnel is developed based on perfectly elasto-plastic concepts considering the effect of support pressure due to rockbolting with bearing plate. The model is verified by model tests in which we adopt axisymmetrical tunnel models with various bolting pattern (bolt length and circumferential and longitudinal bolt spacing) in artificial ground modeled on weak rock. The model proposed in this paper could be estimated the optimum bolt length and bolting pattern based on the allowable displacement of tunnel wall. The results of a series of test indicate that: i) the shear stress along the bolt acted as anchor length if the bearing plate set at the tunnel wall; ii) the support effect increased with the decrease of bolt spacing rather than bolt length within the test cases.