

例 応用地質調査事務所 正会員 ○ 土屋 浩
同 上 同上 近藤 達敏

1 緒 言

全面接着式ロックボルトの作用機構に関して、Freeman¹⁾は岩盤とロックボルトとの間の相対変位に着目し、ロックボルトが岩盤から受ける剪断応力と、ロックボルトに発生する軸力との関係を説明した。斉藤²⁾は、ロックボルトの微小区間に関する力の釣り合いを微分形で定式化し、数値解析によつて岩盤変位とロックボルト軸力とを相互に結びつけられることを示した。これらの研究においては、変形解析とロックボルト軸力の解析とを分離して取扱っている。しかし、岩盤とロックボルトとの相互作用を解明するためには、両者を同時に行なう必要がある。そこで筆者ら³⁾は、全面接着式ロックボルトの変位拘束効果を表わすモデルを作成し、変形解析の中でロックボルト軸力を求める方法を提案している。

今回は、全面接着式ロックボルトに関するビーム要素モデルの概要を説明した後、実際の円形トンネルにおける計算例を紹介する。

2 ビーム要素モデルの概要

全面接着式ロックボルトが施工された岩盤の変形状況を模式的に描くと図-1のようになる。平面ひずみ解析を行なうための解析断面を、ロックボルト打設間隔の中央部分に設定すると、解析断面の岩盤は、岩盤を介してロックボルトの拘束を受けていると考えることができる。解析断面とロックボルトとの間に介在する岩盤は、あたかも片持梁のたわみにも似た変形を示すので、これを岩盤と同じ材質の片持梁におきかえたのが図-2のビーム要素モデルである。

図-2において、ロックボルトの変位量が無視できるものとする、地山の変位量 a の半分 $a/2$ が片持梁のたわみ量になつている。ロックボルトの張力 T は、この片持梁の水平バネによる力とつり合っており、これによつて地山の見掛け弾性係数 E' は本来の地山弾性係数 E よりも次式に示す地山改良率 R 倍だけ増大する。

$$R = \frac{E'}{E} = \frac{W+T}{W} = 1 + \frac{3LI}{2l^3A}$$

ここに、 A : ロックボルト1本が負担する地山面積

L : ロックボルト軸方向の分割巾

$2l$: トンネル軸方向打設間隔

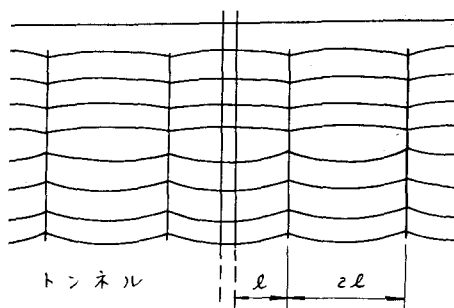


図-1 ロックボルトと解析断面の関係

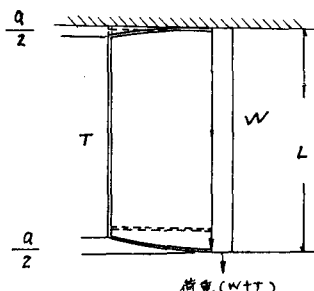


図-2 ビーム要素モデルの構成

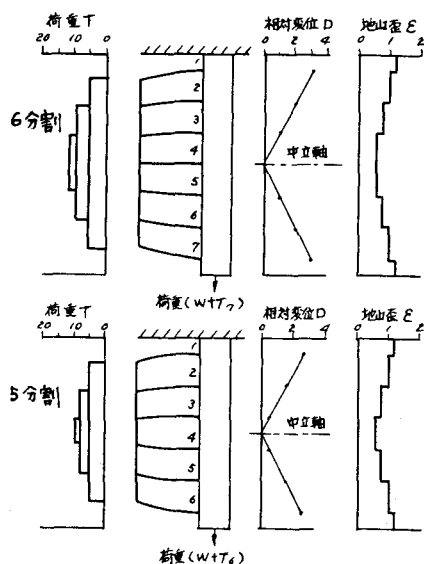
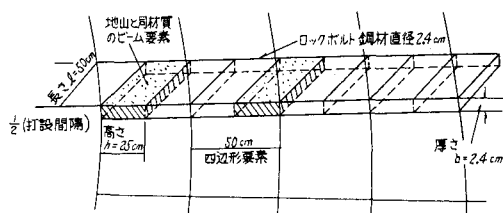


図-3 ビーム要素モデルによる解析解

I : 片持梁の断面2次モーメント

である。

図-3は、ロックボルトを5~6ケのビーム要素モデルの連結として表現した場合の軸力分布である。分割数を6に設定すると、軸力分布の形状はかなり整つたものになることがわかる。トンネルのFEM解析における平面要素とビーム要素との関係は図-4のように構成する。



トンネル周辺地山

図-4 平面要素とビーム要素の関係

3 計算結果と実測結果の対比

円形トンネルに断面当り20本のロックボルトを施工した場合の計算例を示す。計算条件は次の通りである。

- トンネル半径 : 3.75 m
- 初期応力 : 30 Kgf/cm²
- 岩盤の弾性係数E : 1000 Kgf/cm²
- ロックボルト : $\phi 24$ mm, 長さ3 m
- 打設間隔 : 軸方向21 = 0.8 m
- 円周方向 1.18 m

ロックボルト軸力の計算値は図-5の通りであり、最大値はS L付近の19.8 tである。これに対し、S L付近で実測した軸力の最大値は16.0 tonであり、両者の値はほぼ一致している。

地中ひずみの計算値は図-6の通りであり、ひずみの最大値は壁面近くにおける4.5%である。これに対し、S L付近で実測した地中変位から求めた地中ひずみは最大3%であるが、全体的にかなりよく一致しているといえよう。

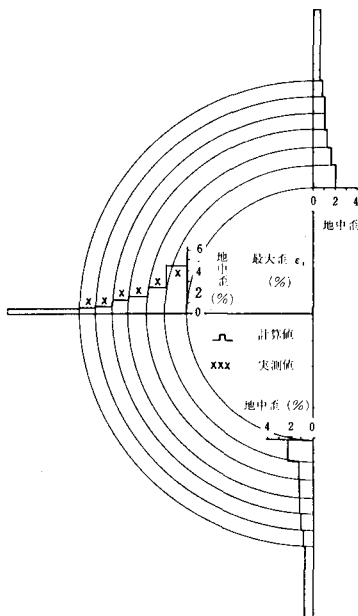


図-6 地中ひずみ

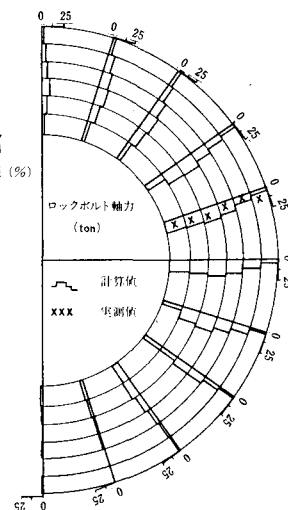


図-5 ロックボルト軸力

参考文献

- 1) T J Freeman : The behaviour of fully-bonded rock bolts in the Kielder Experimental tunnel, Tunnel & Tunnelling, June 1978
- 2) 斉藤・天野 : ロックボルト支保の設計に関する基礎的考察, 才14回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 1982年2月.
- 3) 近藤・土屋 : ロックボルトの変位拘束効果を表わすビーム要素モデル, 才17回土質工学研究発表会発表講演集, 1982年6月.