

(87) 形状弾性ひずみエネルギーに基づく トンネル支保の評価法

(株) 熊谷組技術研究所 正会員○御手洗良夫

”

”

大嶋 孝二

Evaluation of the effect of tunnel supports by distortional strain energy

Yoshio MITARASHI KUMAGAIGUMI Co., Ltd

Koji OHSHIMA

”

”

Abstract

The effect of tunnel supports is discussed from the point of geostatic distortional strain energy.

The tunnel stability and the efficiency of tunnel supports are evaluated on the basis of the distortional strain energy calculated by FEM analysis using a personal computer.

This paper deals with the theoretical thought based on the energy concept and two examples of FEM analysis. And also compared results of numerical analysis with the field measurement results, the validity of this approach is examined.

1. はじめに

近年、トンネル技術は、NATMの導入や数値解析手法の適用など、ハード・ソフト両面で著しい進展をとげ、より安全で合理的な施工が出来るようになってきた。

その一方で、都市部の地下空間利用の推進や社会的ニーズの多様化により、トンネルの役割は一層重要となり、地質条件に関係なしに大断面化・大深度化・施工の高速化が要求されるようになってきた。

このようにトンネルは、ますます厳しい条件下での施工を余儀なくされるが、安全で効率的な施工を行うには、適切な工法および支保パターンの選定はいうにおよばず、補助工法の適用が不可欠となる。

これまで、定められた支保パターンや補助工法の効果を定量的に明確に評価する方法はあまり見あたらなかった。そこで、西岡・松本の形状弾性ひずみエネルギーによる方法¹⁾に基づき有限要素法を用いた数値解析の結果から要素内の形状弾性ひずみエネルギーを算定し、その値より、地山の安定性や支保の効果を評価するシステムを確立した。

本報文は、形状弾性ひずみエネルギーによって地山の安定性および支保の評価法について述べ、有限要素法による数値解析結果と現場計測結果の比較を行い、トンネル支保および補助工法の効果の評価方法について述べたものである。

2 形状弾性ひずみエネルギーによるトンネル安定性および支保効果の評価法

一般に等方性物質の降伏は、体積変化によることなく形状変化によることが知られている。

形状弾性ひずみエネルギーは、物質の形状変化によって物質内に蓄えられるもので、地山が蓄え得る最大形状弾性ひずみエネルギーより大きくなった場合に物質の降伏が起こる。形状弾性ひずみエネルギー U_s は主応力の偏差応力成分 ($\sigma_1 - \sigma_m$ 、 $\sigma_2 - \sigma_m$ 、 $\sigma_3 - \sigma_m$) を用いて次の様に表わされる。

$$U_s = ((\sigma_1 - \sigma_m)^2 + (\sigma_2 - \sigma_m)^2 + (\sigma_3 - \sigma_m)^2) / 4 \cdot G$$

ただし、 $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$

G : せん断弾性係数

物質の形状変化は、この形状弾性ひずみエネルギーが一定の限界を超えたときに発生する。この限界を最大形状弾性ひずみエネルギーと呼び $\bar{U}_s$ で表わす。土や岩盤の降伏条件としてよく用いられるDrucker-Pragerの降伏条件による最大形状弾性ひずみエネルギー $\bar{U}_s$ は次のように表わされる。

$$\bar{U}_s = 12 \cdot (\sin \phi \cdot \sigma_m - C \cdot \cos \phi) / 2 \cdot G \cdot (3 - \sin \phi)$$

ただし、 G : せん断弾性係数

C : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

地山が降伏しているかいないかの判定は、地山の応力状態によって地山に蓄えられる形状弾性ひずみエネルギー U_s と地山が蓄え得る最大形状弾性ひずみエネルギー $\bar{U}_s$ との差

($\bar{U}_s - U_s$) で行い、 $\bar{U}_s - U_s < 0$ となった場合には、その地山は塑性化していると判断する。

つぎに支保の効果について述べる。支保および補助工を施すと地山の形状弾性ひずみエネルギーは改善される。地山のポテンシャルを ΔU_s とし、支保によって改善される形状弾性ひずみエネルギー U_s^s とすると、 $\Delta U_s = \bar{U}_s - (U_s - U_s^s)$ となる。() でくくられた項が掘削及び支保によって、地山に発生する形状弾性ひずみエネルギーである。 U_s^s は吹付けコンクリートやロックボルトによって改善される形状弾性ひずみエネルギーの総和である。支保の効果を示す支保効率率は次式で表わされる。

$$\text{支保効率率} = \sqrt{U_s^s / U_s}$$

右辺が $1/2$ 乗で表わされているのは、この支保効率率を変位または応力の無次元量で表示するためである。このように定義された支保効率率を用いればそれぞれの地山に対して設計された吹付けコンクリート・ロックボルトがどの程度効果を發揮しているか定量的に把握出来る。すなわち、支保効率率が1であれば支保によって掘削前の地山の状態を保つことが出来ることを、この値が0であれば支保の効果が全くないことを意味している。

3 有限要素法によるトンネル解析

3-1 解析システム

形状弾性ひずみエネルギーによる地山安定性の評価法を有限要素法に組み込み、論理的に地山安定性と支保の効果の評価を行う。

形状弾性ひずみエネルギーによる地山安定性の判定法を組込んだプログラムの概略フローチャートを図-1に示す。

解析条件は次の通りである。

- (1) 二次元平面ひずみ問題とする。
- (2) 地山は塑性化するまで等方性弾性体とし弾性解析を行う。
- (3) 地山の塑性化の判定は形状弾性ひずみエネルギーに基づく判定法で行ない、降伏条件としてはDrucker-Pragerのものを採用する。

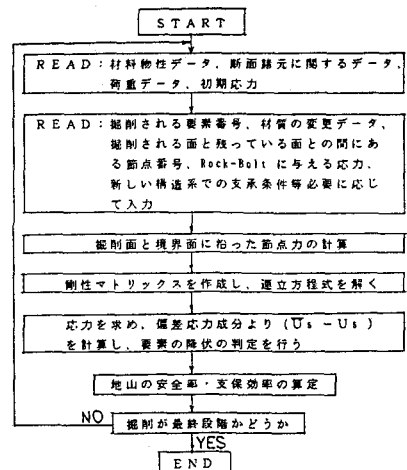


図-1 形状弾性ひずみエネルギーを考慮したFEM解析フローチャート

3-2 支保部材のモデル化

主要な支保部材である吹付けコンクリートとロックボルトのモデル化について述べる。

吹付けコンクリートは掘削後直ちに施工され、支保能力を発揮するが、図-2に示すように施工直後から徐々に強度が上がっていく。しかし、施工後の日数が余り経っていないと強度が低く、特に地山の変位速度が最も大きい0～2日間は強度の変化が著しい。

このように経時的に変化する吹付けコンクリートの剛性を解析上モデル化するのは難しい問題である。ここでは吹付けコンクリートの支保能力をマクロにとらえ、掘削後1週間から10日間程度までにその支保能力を発揮するものとし、その間の吹付けコンクリート⁽¹⁾⁽²⁾の変形係数を採用する。これまでの参考文献によると吹付けコンクリートの変形係数は経時変化を考慮して $E_c = 2.0 \times 10^4 \sim 3.4 \times 10^4 \text{ Kg f/cm}^2$ としている。ここでは吹付けコンクリートの変形係数として安全側をとって $E_c = 2.0 \times 10^4 \text{ Kg f/cm}^2$ を用いる。吹付けコンクリートは平面要素でモデル化する。

ロックボルトは一次元の棒要素でモデル化し長手方向のピッチはボルトの断面積で換算する。一般的なねじれ棒鋼の引張試験結果を図-3に示す。この曲線の荷重を応力に置き換えると応力-ひずみ関係は次式のような近似式で表わされる。

$$\sigma = A(1 - e^{-B \cdot t}) \quad \text{----- (1)}$$

ロックボルトの応力は(1)式で求める。

4 FEMによる解析事例と計測結果

FEMによる解析事例として次の二例を示す。

case-1: 地表面が平坦な被りが浅いトンネル

case-2: 地表面が傾斜しているトンネル

4-1 case-1

このトンネルは、掘削断面積が約 7.7 m^2 の2車線道路トンネルで坑口付近の地質は風化が著しい花こう閃緑岩と崖錐堆積物が分布しており、切羽の安定性が著しく悪い箇所である。坑口付近は切羽の安定性向上と偏圧防止のために補助工法として垂直縫地工法を採用した。地質条件・立地条件・経済性等を加味してこの地点での垂直縫地工は $\phi 300$ のボーリング孔に

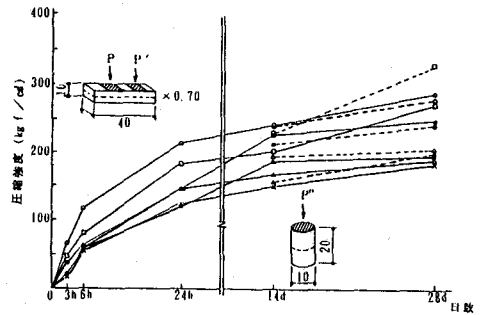


図-2 吹付けコンクリートの
圧縮強度の経時変化図

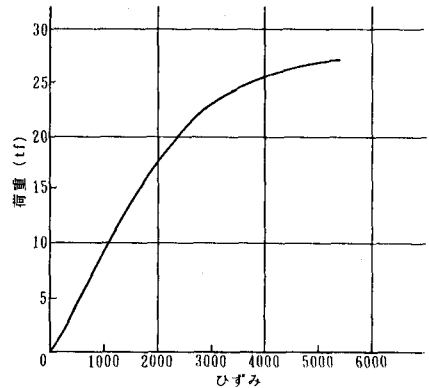


図-3 ロックボルトの荷重-ひずみ曲線
(TD24)

表-1 地山物性値

地層	地山 (I) 軟 岩	地山 (II) 風化岩
物性		
単位体積重量 (tf/m^3)	2.1	1.9
弾性係数 (kgf/cm^2)	3000.0	1000.0
ポアソン比	0.35	0.40
粘着力 (kgf/cm^2)	0.5	0.05
内部摩擦角 ($^\circ$)	35	30

D 32 mm の鉄筋を挿入するモルタル鉄筋柱とした。

これまで収集した各種計測結果や三次元 F E M 解析結果によると、切羽到達時には、既に最終ゆるみ量の何%かのゆるみが生じていることが把握されている。その先行ゆるみの比率は 20～70%と幅が広く、地質条件で大きな差異が生じる。ここでは先行変位の比率を 50%とした。

補助工法の効果は、先行変位を考慮した解析結果と縫地により先行変位が抑制されるとした解析結果とを比較して評価する。

図-4 に、無支保状態・先行変位を考慮した支保状態・縫地ボルトを考慮した支保状態の 3 つのケースの破壊領域図を示す。

図-5 には、先行変位を考慮した支保状態と縫地ボルトを考慮した支保状態の 2 つのケースの支保効率図を示す。無支保の場合の破壊領域はアーチ部肩 45° 付近から 45° の角度ですべり線が地表面まで達しており、先行変位を考慮した場合もアーチ部肩 45° より鉛直方向に地表まですべり線が発達している。この状態は、切羽上部が不安定となり、切羽崩落発生の可能性があることを示している。

一方、縫地ボルトを施工した場合には側壁部にわずかな破壊領域が発生するが、アーチ部には全く破壊領域は発生していない。また、支保効率図によると通常の支保を行った場合には、天端上方部分の支保効率はほとんどが 0.5～0.75 と 0.3～0.5 であり比較的低い値となっているが、縫地ボルトを施工した場合には、縫地ボルト施工箇所は全ての領域が 0.75～1.0 と高い支保効率となっており、縫地ボルトの作用効果が認められた。表-2 に現場計測結果と解析結果の比較を示す。この結果が示すようにほぼ予測通りの挙動となった。

被りが浅く、悪い地山であったが、補助工法の効果が発揮され、切羽の安定性が確保された。

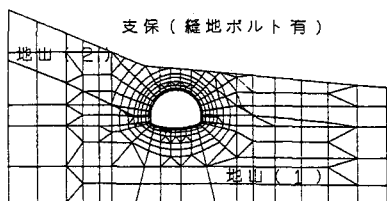
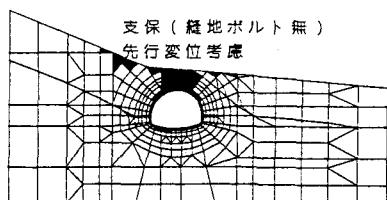
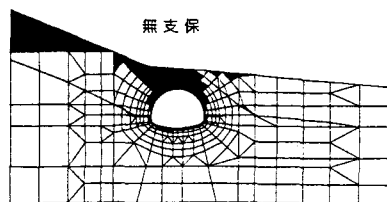


図-4 破壊領域図

表-2 解析値と計測値の比較表

	解析値	計測値
天端沈下 (mm)	2.5	10.0
内空変位 (mm)	8.0	6.1
ロックボルト 軸力 (ton)	6.7	6.7
吹付けコンクリート応力 (kgf/cm ²)	25.6	21.4

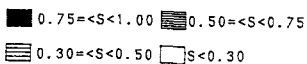
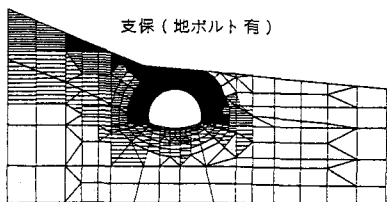
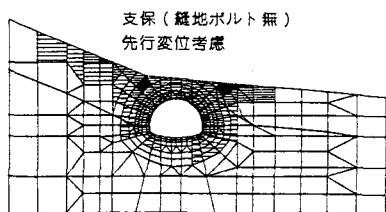


図-5 支保効率図

4-2 case-2

このトンネルは坑口部が斜面に位置している2車線の道路トンネルである。地質は基盤岩である粘板岩が地殻運動によりもまれて脆弱化しており、崩落跡地や滑落崩が連続的に存在している。

物性値は基岩が弾性係数 $E=3500\text{kgf/cm}^2$ 、トンネル上部が $E=300\sim 750\text{kgf/cm}^2$ 程度である。切羽安定性向上と斜面安定性向上のために垂直縫地工法を採用した。垂直縫地工は $\phi 100$ のボーリング孔にD32mmの鉄筋を挿入し2m x 2m 間隔で施工した。図-6に掘削完了時の支保効率図を示す。case-1の結果と異なる点はトンネル天端から斜面の角度と平行な線上に支保効率の低い領域があり、また支保効率の高い領域は左側の方が広域に広がっていることである。この両者の違いの原因としては、斜面の影響が大きく出ていることが挙げられる。

図-7に上半切羽が計測点手前と計測点を通過した時点での縫地ボルト軸力図を示す。平坦地での計測結果と異なるのはNo.1の縫地ボルトに一時的に引張が生じていることであり、偏圧が作用していることを如実に表わしている。支保効率図と計測結果を照し合わせると、トンネルセンターから左側は高い支保効率となっており、計測値も最大引張力17.4tonと高い値を示しており縫地ボルトが有効に作用効果を発揮していることがうかがえ、両者の結果が一致している。

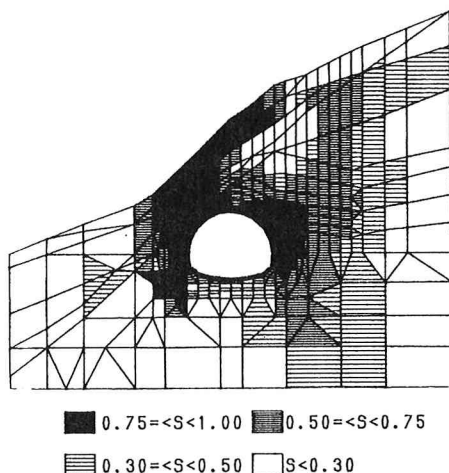


図-6 支保効率図

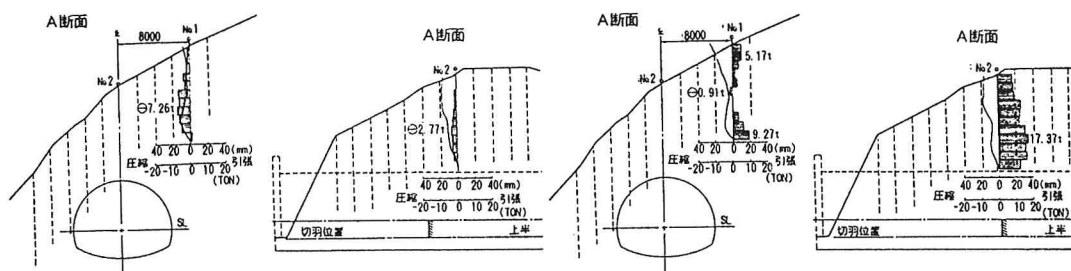


図-7 縫地ボルト軸力図

5 あとがき

支保の効果を形状弾性ひずみエネルギーにより定量的に表わし、現実の挙動に対比し、その有効性について検討した。その結果、従来経験的に把握されていた支保の作用効果を定量的に確認できた。さらに違った条件での補助工法の作用効果についても支保効率という概念で定量的に評価することが可能であった。

最後に本研究にあたり終始御指導いただきました東京理科大学 松本嘉司教授ならびに筑波大学 西岡 隆教授に対し、深く感謝の意をここに表わします。

参考文献

- 1) 西岡隆 松本嘉司：形状弾性ひずみエネルギーによるトンネル周辺地山の安定解析 土木学会論文集、第376号/Ⅲ-6、P151~160、1986、12
- 2) 土屋敬：トンネル設計のための支保と地山物性値に関する研究 土木学会論文集、第364号、1985、12