# (13) ひずみ制御によるトンネル支保の評価法の開発

神戸大学　正会員　櫻井　春輔
○三井建設（株）　正会員　山地　宏志

## A Method for Dimensioning Tunnel Support Structures by Strain Control

Shunsuke Sakurai　Kobe University
Hiroshi Yamachi　Mitsui Construction Co., LTD.

ABSTRACT

During the course of tunnel excavations, certain kinds of difficulties have been encountered with the method most commonly used to asses the stability of underground openings. This is due to the fact that the method is not capable of determining the dimension of support structures necessary to stabilize the ground.

The purpose of this paper is to propose a new method which is capable of dimensioning support structures quantitatively. The stability of tunnels is assessed by the critical level of strain occurring in the qround around a tunnel, and the optimal dimension of support structures can be determined by controlling the occurring strain so as to maintain it within the critical level.

## 1．はじめに

地下構造物の設計・施工においては，どのように詳細な事前調査を施したとしても対象とする地山の特性を完全に把握することは難しい。従って，施工中に現場計測を実施しこれをもとに周辺地山の安全性を評価し，その結果を設計・施工へフィードバックする必要がある。筆者らのひとりはこれまでに限界ひずみによる施工管理基準を提案し，逆解析などの数値手法を援用することによりこれが有効に運用されることを示してきた。[1),2)] しかしながら，地山の安全性に何らかの懸念が持たれる場合，地山を安定に導く為に要する支保の変更量を定量的に評価する手法は示めされておらず，熟練した技術者の経験に依存するのが実情である。

今後、地下構造物の大型化や高精度化が予測される現在，地下構造物の安定を確保するために必要な支保の変更量を何らかの定量的手法により評価することが望まれる。ここでは，地山の最大せん断ひずみを許容限度内におさめることを目的とした定量的評価手法の提案を行いその計算例を示す。

## 2．仮定及び定式化

まず，次の仮定を設ける。すなわち，

1）解析は二次元平面ひずみ問題として取り扱う

2）対象とする地山は線型弾性地山として近似する

3）支保部材の効果は初期応力パラメータ[2)]の変動として表される。[3),4)]

このとき，地山のひずみは初期応力パラメータの関数として示されるから、

$$\{ \varepsilon_j \} = G(\{ \sigma_0/E \}) \tag{1}$$

ここで、{σo/E} は初期応力パラメータを示す。また仮定の３）より、

$$\{ \sigma_0/E \} = F(\eta_i) \tag{2}$$

ここでη i は支保の量を示す。従ってeq.(1),(2)より

$$\{ \varepsilon_j \} = Q(\eta_i) \tag{3}$$

を得る。今、初期設計における支保量をηo とし必要な支保の変更量をΔη i として，ｅｑ．(3) を初期設計のまわりにTaylar展開し一次項までを採用すると次式を得る。

$$\{ \bar{\varepsilon} \} = \{ \varepsilon^0 \} + \sum_{i=1}^{M} \frac{\partial}{\partial \eta_i} \{ \varepsilon \} \Delta\eta_i \tag{4}$$

このとき最大せん断ひずみは次のように表される。すなわち

$$\bar{\gamma}_{max} = \gamma^0_{max} + \sum_{i=1}^{M} \frac{\partial \eta_{max}}{\partial \eta_i} \Delta\eta_i$$

$$= \gamma^0_{max} + \sum_{i=1}^{M} \frac{\frac{1}{2}(\varepsilon^0_x - \varepsilon^0_y)\left(\frac{\partial \varepsilon_x}{\partial \eta_i} - \frac{\partial \varepsilon_y}{\partial \eta_i}\right) + 2\gamma_{xy}\frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial \eta_i}}{2\sqrt{\left(\frac{\varepsilon^0_x - \varepsilon^0_y}{2}\right)^2 + \gamma^{0\,2}_{xy}}} \Delta\eta_i \tag{5}$$

ここで　　$\gamma^0_{max}$ ：初期設計時の最大せん断ひずみ

$\frac{\partial \gamma_{max,j}}{\partial \eta_i}$ ：支保に対する最大せん断ひずみの感度係数

このようにして,地山の最大せん断ひずみが支保の変更量の線型関数として陽に示される。ここで、必要な支保の変更量を求めるためには何らかの最適化問題を定義する必要がある。ここでは、目的関数としてトンネルを安定に導くために必要な支保の変更量を最小にすることを考える。すなわち

$$\sum_{i=1}^{M} \Delta\eta_i^2 \dashrightarrow Minimum \tag{6}$$

ここで Ｍ ： 変更する支保量の個数，Δη i ： ｉ番目支保量の変更量

無論このままではΔη i ＝０なる白明な解しか得られないから、付帯条件として、設計変更後地山の最大せん断ひずみが地山の限界せん断ひずみを越えないという次のような条件を設ける。

$$\gamma_0 - \bar{\gamma}_{max} + \varepsilon = 0 \quad (\varepsilon < 0 \ \ 全領域において) \tag{7}$$

ここで γo ：地山の許容せん断ひずみ，γ max ：設計変更後の地山の最大せん断ひずみ

従って、eq.(7)に示す付帯条件の下でeq.(6)の汎関数を作り、これを停留させるΔη i を求めることにより必要な支保の変更量が得られる。Lagrangeの未定乗数法により

$$\Pi = \sum_{i=1}^{M} \Delta\gamma_i^2 + \sum_{j=1}^{M} \lambda_j (\gamma_0 - \gamma_{max,j} + \varepsilon_j) \tag{8}$$

ここで　Ｎ ： 観測点の個数，λ j ： Lagrangeの未定乗数

eq.(8)にeq.(5)を代入すると

$$\Pi = \sum_{i=1}^{M} \Delta\eta_i^2 + \sum_{j=1}^{N} \lambda_j \left(\gamma_0 - \gamma^0_{max\,j} - \frac{\partial \gamma_{max,j}}{\partial \eta_i} \Delta\eta_i + \varepsilon_j\right) \tag{9}$$

eq.(9)を停留させる為の必要条件は

$$\frac{\partial \Pi}{\partial \Delta\eta_i} = \frac{\partial \Pi}{\partial \lambda_j} = 0 \tag{10}$$

すなわち、

$$\left.\begin{aligned}
\frac{\partial \Pi}{\partial \Delta \eta_i} &= 2\Delta\eta_i + \sum_{i=1}^{M} \frac{\partial \gamma_{max,j}}{\partial \eta_i} \lambda_j = 0 \\
\frac{\partial \Pi}{\partial \lambda_j} &= \gamma_0 - \gamma_{max,j} + \epsilon_j - \sum_{i=1}^{M} \frac{\partial \gamma_{max,j}}{\partial \eta_i} \Delta\eta_i = 0
\end{aligned}\right] \tag{11}$$

を得る　今、

$$\Delta\gamma_{max,j} = \gamma_0 - \gamma_{max,j} \tag{12}$$

としてeq.(11) をマトリックス表示すると

$$\left[\begin{array}{ccc|ccc}
2 & & 0 & \frac{\partial \gamma_{max,1}}{\partial \eta_1} & \frac{\partial \gamma_{max,2}}{\partial \eta_1} \cdots & \frac{\partial \gamma_{max,1}}{\partial \eta_1} \\
 & & & & \vdots & \\
0 & & 2 & \frac{\partial \gamma_{max,N}}{\partial \eta_N} & \frac{\partial \gamma_{max,N}}{\partial \eta_N} \cdots & \frac{\partial \gamma_{max,N}}{\partial \eta_N} \\
\hline
\frac{\partial \gamma_{max,1}}{\partial \eta_1} & \frac{\partial \gamma_{max,1}}{\partial \eta_2} \cdots & \frac{\partial \gamma_{max,1}}{\partial \eta_N} & & & \\
 & \vdots & & & 0 & \\
\frac{\partial \gamma_{max,N}}{\partial \eta_1} & \frac{\partial \gamma_{max,N}}{\partial \eta_2} \cdots & \frac{\partial \gamma_{max,N}}{\partial \eta_N} & & &
\end{array}\right]
\left[\begin{array}{c} \Delta\eta \\ \vdots \\ \Delta\eta_N \\ \hline \lambda_1 \\ \vdots \\ \lambda_N \end{array}\right]
=
\left[\begin{array}{c} \\ 0 \\ \\ \hline \Delta\gamma_{max,1} \\ \vdots \\ \Delta\gamma_{max,N} \end{array}\right]
+
\left[\begin{array}{c} \\ 0 \\ \\ \hline e_1 \\ \vdots \\ e_N \end{array}\right] \tag{13}$$

従ってeq.(13) を解くことにより求める支保の変更量が得られる。一般にeq.(13) を直に解いただけでは付帯条件は満たされない。このため、何らかの遂次計算によって付帯条件が満たされるまで繰り返し計算を行う必要があるがこれは一般に大きな計算容量を必要としない。

## 3. 計算例

Fig.1 にTトンネルにおいて上部半断面掘削時に求められた最大せん断ひずみの分布を示す。Fig.1 は計測変位より逆解析を行い求めたものである。Fig.2 に逆解析結果を示す。尚，この地山における限界せん断ひずみは0.7%である。

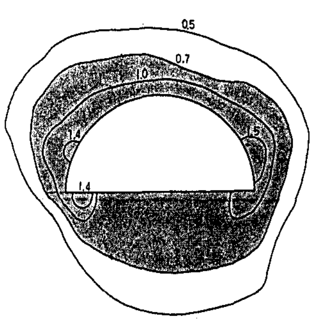



Fig.1　変更前における最大せん断ひずみ分布

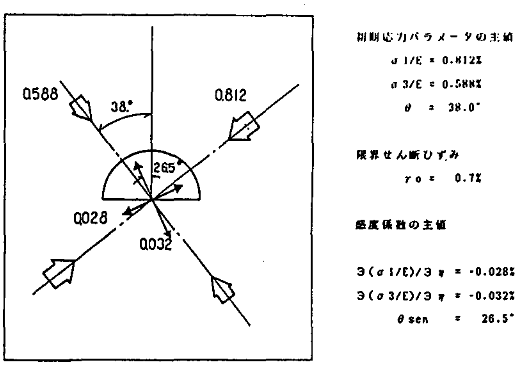
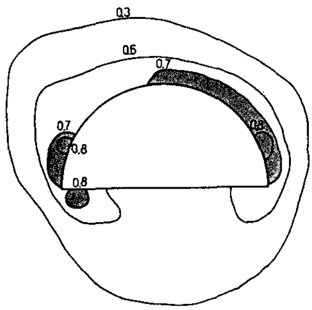



Fig.2　初期応力パラメータ及び感度係数

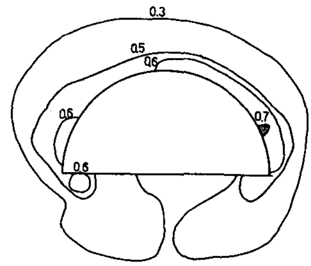
今，ロックボルトによって地山に発生するひずみを限界せん断ひずみ以内に収めることを考える。ここでロックボルトに対する最大せん断ひずみの感度係数を次のように仮定した。

$$\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{\sigma_{x0}}{E}\right) = 0.04\%, \qquad \frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{\sigma_{y0}}{E}\right) = 0.03\%, \qquad \frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{\tau_{xy0}}{E}\right) = 0/05\%,$$

上記の値を用いて行った計算結果をFig.3 に示す。尚，この計算では２回の繰り返し計算を要したがFig.3 には各過程における計算結果も示している。図にあるように計算終了時においても0.7%を超える最大せん断ひずみが若干生じている。これは0.7%を超える最大せん断ひずみを発生するガウスポイントの数が変更すべき支保の数（この場合では１個）と同じになったため計算を打ち切った為である。しかし，工学的にみるならば十分に地山を安定させ得る結果かと思われる。また，収束性は非常に良好でありわずか二回の繰り返しによって最終の計算結果を得ることができた。尚，この場合増し打ちすべきボルトの本数は10.69 本である。




Ｆig.3 (a)　変更後の最大せん断ひずみ分布
（第１回繰り返し）

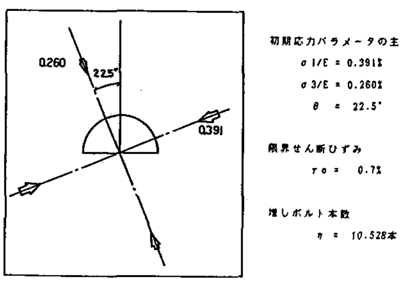



Ｆig.3 (b)変更後の最大せん断ひずみ分布
（計算終了時）

またTab.1 には各繰り返し回数における初期応力パラメータの値とロックボルト本数を示し，Fig.4 には変更後の初期応力パラメータを示す。これらの図表からも良好な収束性が伺われる。また変更後の初期応力パラメータのは変更前に比べ最大主値が若干水平方向に傾くようである。

Ｔab.1　各繰り返し回数における諸元

| 計算段階 | 初期応力パラメータ | | | 増しボルト本数 |
|---|---|---|---|---|
| | σ xo/E | σ yo/E | τ xyo/E | Δ n |
| 変更前 | 0.800 | 0.600 | -0.100 | 0. |
| １回目 | 0.437 | 0.328 | -0.055 | 9.608 |
| ２回目（終了時） | 0.379 | 0.284 | -0.047 | 10.528 |




Ｆig.4　計算終了時における初期応力ﾊﾟﾗﾒｰﾀ

## ４．結言

本報文では，最大せん断ひずみを許容限度以内におさめることを目的としたトンネル支保の定量的評価手法の定式化と，その一計算例を示した。このような評価手法における問題点は支保の効果をどのような力学量で表現するかという点にある。今後，支保効果に関する仮定の吟味，並びに感度係数の同定システムの開発を計り実用化を目指す方針である。

参考文献

１．櫻井春輔：トンネル工事における変位計測結果の評価法，土木学会論文報告集，第317 号,pp.93～100, 1982

２．櫻井春輔，竹内邦文：トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法，土木学会論文報告集，第337 号,pp.137 ～145,1983

３．山地宏志：トンネルにおけるロックボルト支保の作用効果に関する基礎的研究，神戸大学工学研究科，修士論文，1984

４．Sakurai,S. and Yamachi.H, ：Critical Strain of Jointed Rock Masses with Particular Reference to the Effect of Rock Bolts,9th. Southeast Asian Geotechnical Conference,Bangkok,1987