

(30) 三次元B E Mを用いた山はね機構の考察

西松建設(株) ○正会員 平野 享, 平田篤夫
西松建設(株) 正会員 田中義晴, 荒井紀之
日本建設機械化研究所 正会員 亀岡美友, 菊地富良

Description of rock bursts with light 3-dimensional B.E.M.

Toru Hirano, Nishimatsu Construction CO., LTD
Atsuo Hirata, Nishimatsu Construction CO., LTD
Yoshiharu Tanaka, Nishimatsu Construction CO., LTD
Noriyuki Arai, Nishimatsu Construction CO., LTD
Yoshitomo Kameoka, Construction Method and Machinery Research Institute
Tomi Yoshi Kikuchi, Construction Method and Machinery Research Institute

Abstract

The five tunnels are through Mt. Tanigawa-dake in Japan. When these were excavated, rock bursts happened frequently in particular tunnel zone. In these zones, rocks are quartz diorite and applied high geostatic stresses. In the case of Shimizu and Shin-shimizu tunnel placed along the same direction, rock burst occurred at side wall mainly. In other tunnels of Dai-shimizu and Kan-etsu double track, rock burst were seen at tunnel face or sidewall closed it. The differences of burst site are responsible to tunnel direction difference to the geostatic stresses or joints groups presumably. So that, we have been tried describing that rock burst is rock block separation along the joint faces. For judgment of separation, stresses at the joint faces is important. If joint's dip and strike were known, these stresses can estimate using induced stresses caused by excavation. This time, stress estimation is carried out with three dimensional boundary elements method. When the judgment of rock burst following this approach is applied to usual tunneling, this approach is heavy. Then we also tried "diet" of analytical procedures.

1. はじめに

トンネル掘進時の山はねは作業を妨げ、作業員を危険にさらす。そこで山はねが予想される区間では岩片の剥離、飛散防止としてロックボルトを打ち込む等の対策がとられる。このとき山はねの発生部位を予測できればより効果的な対策をとることができる。本研究では山はねが発生した事例として谷川岳を貫くトンネルをあげ、卓越する不連続面上の応力状態から山はねの発生部位に対し検討を加えた。不連続面上の応力は3次元境界要素法から算定したトンネル掘削時の二次応力より求める。なお3次元解析手順に対し、将来の施工に際して日常的な利用が可能のように簡略化を試みている。

2. 3次元BEM解析の概要

トンネル掘削時の二次応力状態は安全施工に必要な情報である。その中でも今回注目した事例のように山はねが予想される区間の施工に不可欠なものである。情報の収拾を迅速に行うために解析作業は軽快なものが望ましい。現在二次応力の評価法において境界要素法を利用する解析が有力である。しかし一般に境界要素法を用いて3次元解析を行うことは座標変換やメッシュ分割を主とする計算量が非常に多くなり、解くための計算機はスピードと多量のメモリを備える必要がある。したがって現在のところ、このような重さをそのままにトンネルの日常的な施工管理に生かすことはいまひとつ考えにくい。ところが問題をトンネル掘削に限ると、トンネルの形状が建設省や道路公団、JRでそれぞれ標準的な形状に決められている。したがって必要な解析モデルの形状も数種類に限定される。いっぽう地山が弾性的挙動のみを示すと仮定すれば、ある任意の地山応力下での岩盤挙動は単位地山応力下での岩盤挙動の重ね合わせで表現することができる。いまこれらの点に着目して、解析モデルに依存する部分を予め大型計算機で解いておき、その後の解析ではトンネル形状の選択、すなわち解析モデルの選択と地山応力やヤング率にしたがった重ね合わせ計算のみを行うようにシステムを組み立てれば大幅な解析作業の簡略化ができることがわかる。そこで今回の二次応力の評価にはこの視点に立って解析手順を踏んだ。

大型計算機で予め計算した解析モデルは道路トンネル形状をなし、切羽から前方および後方一定区間のトンネル壁面ならびに周囲の岩盤内における応力と変位を与える。図1に岩盤内の解析位置ならびに切羽における要素分割を示す。解析点はトンネル軸に沿う切羽前後20m区間の1mおき合計21断面内で図1の位置にある。またトンネル壁面は三角形境界要素に分割し、その接点で変位が、要素の

重心で応力が得られる。合計で要素分割数は934、岩盤内の解析点は3150とした。重ね合わせ前の計算でポアソン比は0.2に固定し、1式で示される6種の単位地山応力あたりの結果、合計6組を得た。いまこれらの応力を T_j^i 、変位を U_j^i ($j=1\sim6$)とおくと、任意の地山応力 F^∞ 下におけるトンネル壁面と周囲の岩盤内の応力 t ならびに変位 u は次式で示される。

$$t_i = F_j^\infty T_i^j \quad (i, j = 1 \sim 6) \quad (1)$$

$$u_i = (E_0/E) F_j^\infty U_i^j \quad (i = 1 \sim 3, j = 1 \sim 6) \quad (2)$$

ここで添字 i は解析結果の応力成分を表す。また E は任意の地山のヤング率、 E_0 は重ね合わせ前のヤング率である。以上の手法をとることで、重ね合わせのためのデータ量は1トンネル形状1ポアソン比あたり2HDフロッピー6枚組となり、以後これらはハードディスク上に保存して利用する。およそ重ね合わせに必要な計算時間はi80386+i80387CPU搭載のパソコンで10分程度となる。

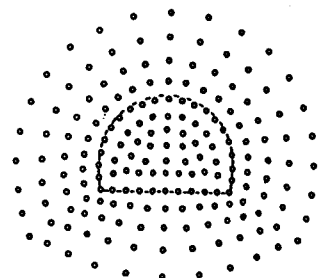


図1a 岩盤内の解析位置

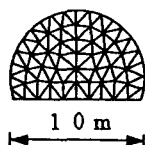


図1b 切羽の要素分割

3.1. 山はね地点の概要

群馬県と新潟県の境に位置する谷川岳を貫いて、現在5本の道路および鉄道トンネルが開通している。これらのトンネル掘削時にいずれでも山はねが観測された。トンネル施工区間の地質は谷川連峰を形成する石英閃緑岩および貫入した花こう岩を主体に、これらに貫かれた第三紀層が変質作用を受けホルンフェルス化した岩より構成される。各トンネルの位置関係と方位、山はね区間を図2に示す。山はね区間は県境の尾根が連なる付近の直下、すなわち土被

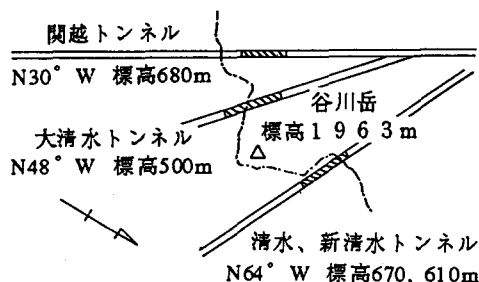


図2 各トンネルの位置

りの比較的大きな場所である。各トンネルでも最大土被りは1000mを越えている。清水、新清水の二本のトンネルはおよそ同一の位置と方位をなし、新清水トンネルが山はね区間で80m程清水トンネルより深い位置に掘削されている。これらトンネルでは山はねの大部分が側壁および切羽近傍の側壁肩部にて発生した¹⁾。大清水トンネルは5本のトンネルのうちで最も地表より深く、清水トンネルよりやや北向きに掘削されている。その山はねは切羽近傍の側壁肩部に多発したが切羽でも見られた²⁾。さらに関越トンネルは清水と同程度の標高に掘削され、最も北向きに走行し、一期線および二期線が最大100mの間隔を持ちほぼ平行に位置している。この山はねのほとんどは切羽で発生し、とくにその東側で多発した³⁾。また山はねは、湧水を全く欠きある程度不連続面の卓越した硬岩で発生する特徴が以上の事例に共通していた。また関越トンネルでは山はねのほとんどが石英閃緑岩で発生しホルンフェルスにはまれであったが、他の鉄道トンネルでは両者を問わず発生している。さらに関越トンネルでは掘削方向が岩盤節理に対して受け盤となる場合に山はねが多発することも指摘された。そのため山はねが岩種よりも岩盤節理に関連して発生し、適度の亀裂を含む場合に多発することが推測された。

3.2 山はね地点における岩盤応力

谷川岳を貫くトンネルのうち建設の時期が最も新しい関越トンネル二期線では、山はね区間を対象に過去数回の応力測定が行われている^{4) 5) 6) 7)}。今回、3次元解析を行うにあたり入力値となる地山応力は、これらの結果の中から応力解放法による値を利用した。関越二期線で行われた応力解放法では、球面状に仕上げられた小口径ボアホール孔底のひずみを計測し地山応力を決定する球面孔底ひずみ法が採用された。表1にそこで算定された地山応力を示す。ここで座標系は図4に示すように各トンネルごとにトンネル軸坑口向きをx、水平方向で切羽に向かって右をy、鉛直地表向きをzにとられている。いっぽう他のトンネルでは山はね発生地点における地山応力の測定例がないので、ここでは最も簡単に標高差と掘削方位の違いのみを考慮し関越トンネルでの算定値から推定した。すなわち標高差を Δh とし、岩盤の密度 γ を 2.7 g/cm^3 、静止土圧係数を1とすれば、

$$\Delta \sigma_z = \gamma \Delta h, \Delta \sigma_h = \Delta \sigma_z \quad (2)$$

のように算定される。また方位の差は応力の座標変換のみで考慮される。表2に結果を示す。

表1 地山応力 (圧縮+, Kgf/cm^2)

	関越トンネル	新清水トンネル
σ_{xx}	122.2	173.3
σ_{yy}	124.4	111.1
σ_{zz}	286.7	305.6
τ_{yz}	85.9	37.5
τ_{zx}	94.1	144.9
τ_{xy}	34.0	32.7

4. 解析結果と考察

図3.1～3.6は弾性解析の結果得られたトンネル近傍の岩盤内応力である。ここで応力は前述した各トンネル固有の座標系で定義されている。また解析点の位置を図中左上に示す。図4にトンネル方位が示されているが、方位のみに着目すれば大清水トンネルは関越トンネルと新清水、清水トンネルの中間的性格と考えられる。そこで関越トンネルと新清水トンネルに限って例示した。図3で横軸は切羽面との距離を表しており前

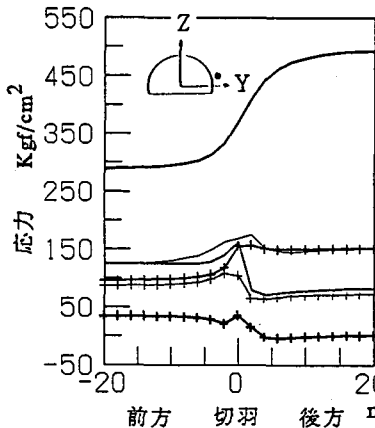


図3.1 関越トンネル右側壁

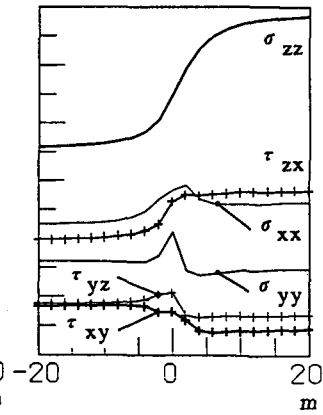


図3.2 新清水トンネル右側壁

方を負とする。また縦軸は圧縮を正とする応力値である。各応力成分の絶対値は地山応力の差によりトンネルごとに異なっているが、切羽前後での変化特性は同様で初期値に依存してシフトするのみと見られる。したがって例示した事例程度の差では二次応力の特性に与える影響は小さいと言える。

図5.1～5.6は図3の応力より求めた3種類の不連続面上での応力状態である。ここで横軸は図3と同様、縦軸は図6のように定義された σ_n と σ_s との比で表わし、変化を強調する意味でLogスケールにより表示している。関越トンネルでの観察では図4に表すような不連続面が卓越していた。またAE計測から震源を特定するとこの図中でA群と示される不連続面に集中していた⁸⁾。そこで解析する不連続面として図中A群から一点と、さらに岩盤節理は互いに直交する3面に共役な面を持つとの仮定から残り2点を選んだ。以後これら3つの不連続面を便宜上 α 、 β 、 γ 面と呼ぶ。いま σ_n と σ_s との間の破壊規準は明かでないが定性的に $\sigma_n < \sigma_s$ の度合いが強いほど滑りやすい、すなわち山はねの発生を助長する側と考える。いま簡単に $\sigma_n = \sigma_s$ を山はねの規準とみればいくつかのケースで危険側へ移動している。関越トンネルでは切羽で α 面が、また天盤で γ 面が最も危険と推定される。このトンネルで実際に発生した山はねは切羽に集中したが、これは切羽に比較的平行な α 面に起因するものと理解される。 γ 面はほぼ水平であるので天盤よりトンネル空洞内への崩落が推定される

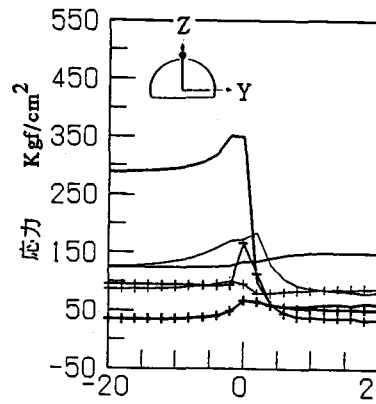


図3.3 関越トンネル天盤 m

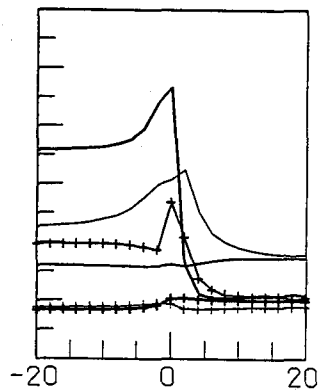


図3.4 新清水トンネル天盤 m

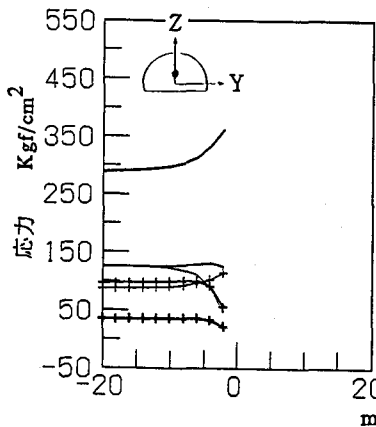


図3.5 関越トンネル切羽

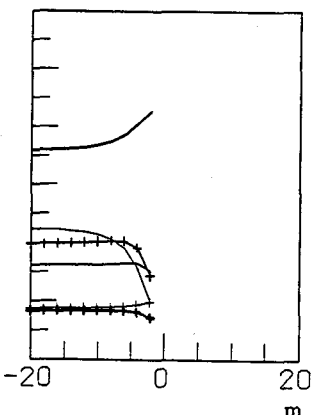


図3.6 新清水トンネル切羽

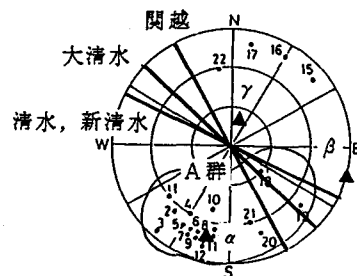


図4 関越トンネルでの不連続面

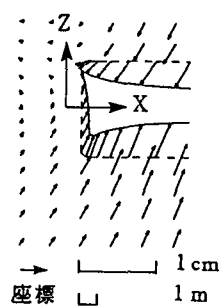


図7 関越トンネルでの変形挙動

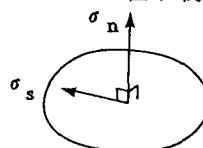


図6 不連続面での応力

が、これに対応する山はねは観察されなかった。そこで γ 面の不連続面が存在しない、あるいは弾性解析したことによる実際との相違の可能性がある。天盤の変形量は図7のように大きく応力が集中する領域であるので、実際では弾性領域を越え、緩んでいたことも推測される。つぎに新清水トンネルをみる。ここで山はね発生区間の岩は比較的均質で類似していたことから関越と同様の不連続面を仮定している。その場合、切羽で α 、 β の両面が、また天盤で γ 面が危険となる。また β 面は側壁部の切羽後方でやや危険側寄りとなる。このトンネルで実際に発生した山はねは側壁部からであり、これは β 面によると考えられる。しかし切羽の α 面および β 面での発生に対応する山はねは見られなかった。これら二面はトンネル軸と同程度に斜交するので互いに複合して破壊に寄与することも考えられる。 γ 面に関しては関越と同様のことが言える。

5. おわりに

互いに斜交するトンネルに発生した山はね部位を不連続面上での応力から検討した。その結果は必ずしも実際と良く対応するとは言えない。今後は破壊規準を厳密に評価して、山はね発生機構の検討を試みる所存である。

参考文献

- 1) 峰本 守, 新清水トンネル掘削における山はね現象について, 日本鉱業会誌, vol.84, No.965, 1968
- 2) 中井善人, 大清水トンネル工事の概要, 土木学会誌, 1979, 5
- 3) 猪間英俊, 関越トンネルにおける山はね, 応用地質, 22, 1981
- 4) 山口 勉ほか, DSCAによる原位置応力の推定に関する実験的研究, 資源と素材, vol.107, No.7, 1991
- 5) 志水俊仁ほか, DSAによる地圧計測法について, 資源素材春期大会論文集, 1991
- 6) 佐藤嘉見ほか, 関越トンネル二期線内における水圧破碎法による応力測定結果, 第22回岩盤力学に関するシンポジウム論文集, 1990
- 7) 尾原祐三ほか, 関越トンネルの岩盤応力測定, 熊本大学工学部, 1989
- 8) 多賀直大ほか, 関越トンネルにおけるA E特性, 第22回岩盤力学に関するシンポジウム論文集, 1990

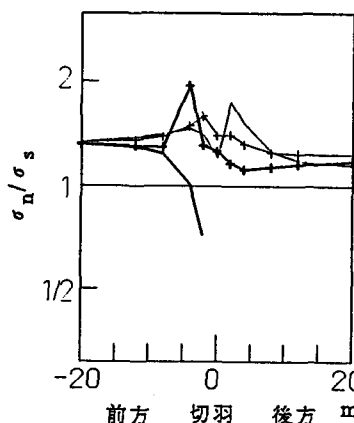


図5.1 関越トンネル α 面

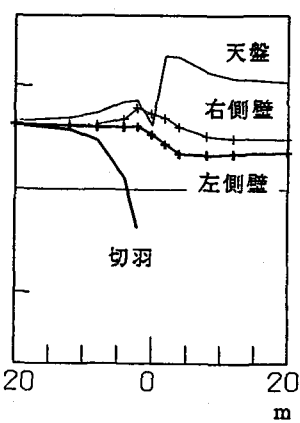


図5.2 新清水トンネル α 面

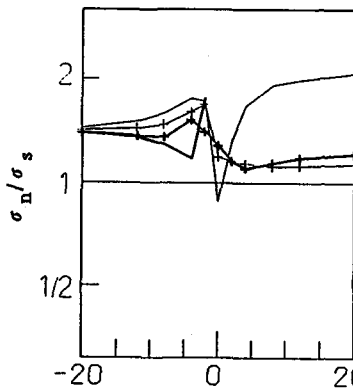


図5.3 関越トンネル β 面

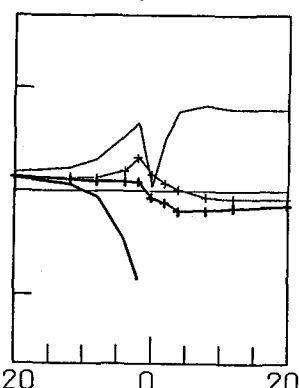


図5.4 新清水トンネル β 面

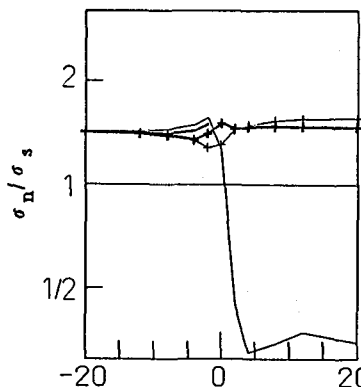


図5.5 関越トンネル γ 面

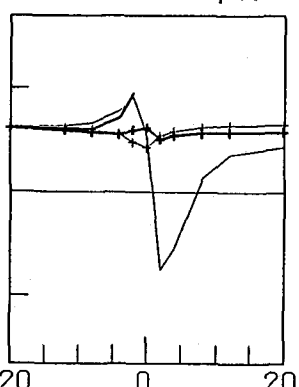


図5.6 新清水トンネル γ 面