

鏡止めボルトによる変位抑制に関する数値解析的研究

THE SUPPORT EFFECT OF TUNNEL FACE BOLTS BASED ON THREE DIMENSIONAL FINITE ELEMENT ANALYSIS

櫻井宏親¹⁾, 道廣一利²⁾, 吉岡尚也³⁾

Hirochika SAKURAI, Kazutoshi MICHIIHIRO and Hisaya YOSHIOKA

Tunnels in poor rock are driven by short bench excavation method. However, in order to limit the deformation of tunnel sidewalls and roof, micro bench excavation method utilizing face bolts as an auxiliary measures will be required. From this view of point, numerical analysis using finite element method was carried out to simulate the support effect of face bolts in poor rock. Analytical results indicate that fully grouted face bolts are available to reduce the deformation of the tunnel face.

Key Words: tunnel face bolts, auxiliary measures, 3D FE analysis, poor rock

1. はじめに

トンネルを掘削する際には、切羽が自立していることが前提となる。しかし、近年では、大型施工機械を積極的に導入し、全断面工法に近い、補助ベンチ付き全断面工法が主流になっている。ところが、補助ベンチ付き全断面工法は、一度に掘削する面積が大きくなるため、地山の状態が悪くなると切羽前方に緩みを引き起こし、切羽の自立が困難になる可能性がある。このように切羽の自立が困難な場合には、切羽の安定性を確保するために何らかの補助工法の採用を考える必要がある。切羽安定対策としての補助工法には、種々なものがあるが、鏡止めボルト¹⁾程度の補助工法で切羽の安定性を確保できることが望ましい。そこで、どのような地山条件になれば切羽の自立が困難となり補助工法の必要性が生じるかについて、補助ベンチ付き全断面工法を基本とし、数値解析的に考察した。併せて、切羽の自立が困難であると考えられる場合については、補助工法として鏡止めボルトを打設し、その効果についても数値解析的に考察した。

2. 解析条件

2 車線の高速自動車道トンネルが土被り高さ 100mの地山内に構築されるものとした。トンネルの幾何形状がわかるように空洞周辺を拡大した解析モデルの一例を図-1 に示す。地山の初期応力は、鉛直方向については土被り圧($\gamma_t \times H$)から求め、水平方向については側圧係数を 1.0 として求めた。トンネルの掘削工法は、補助ベンチ付き全断面工法(ベンチ長:2m)を基本としたが、切羽の自立が困難であると考えられる場合は、上半工法(ベンチ長:20m)についても解析を行った。また、切羽の安定対策として鏡止めボルトを打設した場合の解析も行った。

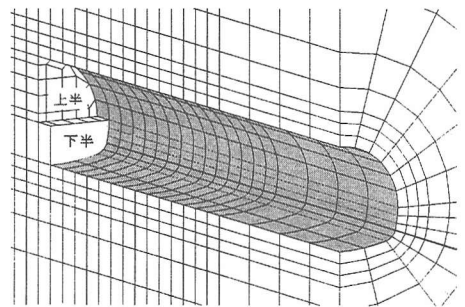


図-1 解析モデルの一例

1) 学生会員 摂南大学大学院 工学研究科

2) 正会員 工学博士 摂南大学 工学部 土木工学科

3) 正会員 博士(工学) 大阪工業大学短期大学部

数値解析を行うにあたっては、3次元有限要素法プログラム「3D-σ」を用いて弾塑性解析を行った。降伏の判定には、ドラッカー・プラグの降伏基準を用いた。解析モデルは対称性を考慮して半断面とした。入力定数については、弾性係数の値は、セラフィムら²⁾の提案している式から推

表-1 入力定数

地山等級C _I	弾性係数 (kN/m ²)	1.0×10^7	地山等級D _I	弾性係数 (kN/m ²)	2.0×10^6
	粘着力 (kN/m ²)	250		粘着力 (kN/m ²)	150
	内部摩擦角 (°)	30		内部摩擦角 (°)	20
	単位体積重量 (kN/m ³)	24		単位体積重量 (kN/m ³)	22
	吹付け厚 (m)	0.10		吹付け厚 (m)	0.15
地山等級C _{II}	弾性係数 (kN/m ²)	3.5×10^6	地山等級D _{II}	弾性係数 (kN/m ²)	1.1×10^6
	粘着力 (kN/m ²)	200		粘着力 (kN/m ²)	130
	内部摩擦角 (°)	25		内部摩擦角 (°)	15
	単位体積重量 (kN/m ³)	23		単位体積重量 (kN/m ³)	21
	吹付け厚 (m)	0.10		吹付け厚 (m)	0.20
吹付けコンクリート	弾性係数 (kN/m ²)	3.4×10^6	鏡止めボルト	弾性係数 (kN/m ²)	8.5×10^7
	ポアソン比	0.2		半径 (m)	0.014

定し、粘着力と内部摩擦角については、ビニアウスキーの提案している値を参照して推定した。吹付けコンクリートの弾性係数については、土屋³⁾の提案した値を用いた。鏡止めボルトの弾性係数については、グラスファイバー⁴⁾の弾性係数を用いた。解析に用いた入力定数を表-1に示す。なお、吹付けコンクリートはトンネル掘削と同時に切羽面まで施工するものとし、鏡止めボルトについてはトンネル掘削と同時に格子状に打設するものとした。

3. 結果と考察

図-2～5は、トンネルを補助ベンチ付き全断面工法で5D程度掘削した場合のトンネル切羽面における押出し量のコンターを地山等級の違いにより示したものである。

図-2と図-3は、地山等級がC_IとC_{II}の場合における切羽面の押出し量を示したもので、いずれの例でもわずかな押出し量しか生じていないことがわかる。

図-4は、地山等級がD_Iにおける場合であり、トンネル上半中央付近において25mmを越える押出しが生じている。このように地山等級が悪くなると切羽面の押出し量が増加することがわかる。

図-5は、地山等級がD_{II}における場合である。トンネル上半の中心付近では、切羽面の押出し量が70mmを越えて発生している。図-2～4に示した切羽面の押出し量と図-5の結果を比較すると、図-5の場合は著しく大きくなっている。2車線の高速自動車道トンネル程度の大きさを有する断面では、トンネル掘削時の内空変位が150mmを越えると施工面で難渋することが多い⁵⁾。したがって、切羽面の押出し量が70mmを越えて

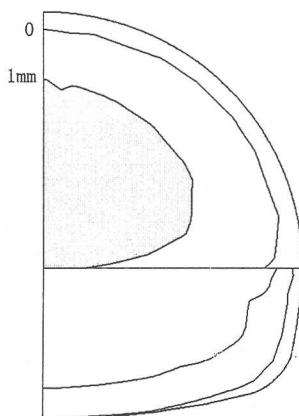


図-2 地山等級 C_I

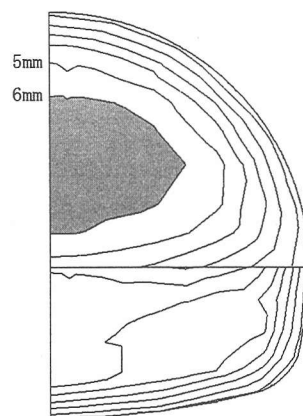


図-3 地山等級 C_{II}

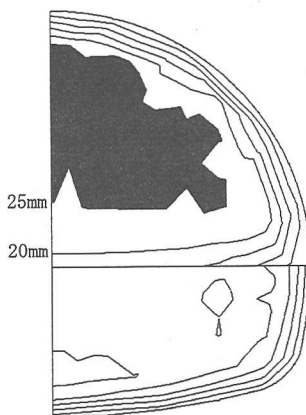


図-4 地山等級 D_I

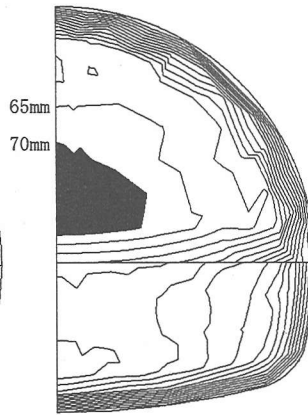


図-5 地山等級 D_{II}

発生するような地山を補助ベンチ付き全断面工法で掘削した場合には、切羽が不安定になることが考えられる。このような場合には、何らかの補助工法による切羽安定対策を検討し、切羽の自立を確保する必要性があると考えられる。

図-6～9 はトンネル縦断方向におけるトンネル周辺の塑性域を示したものである。これらの図において、黒塗りの部分が塑性域、灰色の部分が掘削されたトンネルの空洞部分を表している。

図-6 は、地山等級が C_I の場合における塑性域を示したもので、トンネル切羽前方と周方向においてわずかな発生しかみられない。図-2 に示した切羽面の押出し量から考えても切羽の安定は、十分保たれていると考えられる。

図-7 は、地山等級が C_{II} の場合であり、切羽前方に 2m 程度、トンネル周方向において 1～2m 程度の塑性域が発生している。一方、図-3 に示した切羽面の押出し量については、わずかな押出し量しかみられていないため、地山等級が C_{II} の場合においても切羽の安定性については問題がないものと考えられる。

図-8 は、地山等級が D_I の場合であり、切羽前方においてドーム状の塑性域が 4m 程度発生している。切羽面の押出し量も最大 25mm 発生(図-4 参照)していることから切羽面が不安定になる可能性が考えられる。

図-9 は、地山等級が D_{II} の場合である。この場合には、切羽前方にドーム状の塑性域が 6m 程度発生し、切羽面の押出し量も図-5 に示したように 70mm 以上発生しているため、応力上・変形上の問題で切羽崩壊の危険性があると考えられる。この解析例のように切羽が不安定になる地山においてトンネルを掘削するためには、加背を分割して施工するかあるいは何らかの補助工法を併用することが考えられる。

切羽が不安定になると考えられる地山等級 D_{II} において、切羽の安定性を検討するため、ここでは全断面工法・補助ベンチ付き全断面工法(ベンチ長:2m)・上半工法(ベンチ長:20m)による 3 種類の掘削工法について比較を行った。これらの結果のうち、全断面工法と上半工法における切羽の押出し量のコンターを図-10、11 に、トンネル周辺地山の塑性域を図-12、13 に示す。

図-10 は、地山等級が D_{II} なる地山を全断面工法により掘削した場合の切羽の押出し量を示したもので、80mm を越えて発生していることがわかる。これと図-5 の補助ベンチ付き全断面工法による切羽の押出し量と比較すると、補助としてのベンチ長が 2m あるだけでも変形を抑制する効果のあることがわかる。

図-11 は、地山等級が D_{II} の場合において上半工法(ベンチ長:20m)により掘削した場合の切羽の押出し量を示したものである。トンネル中心付近で 70mm を越える押出し量がみられる。これと補助ベンチ付き全断面工法の結果を比較すると、上

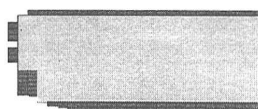


図-6 地山等級 C_I

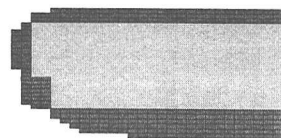


図-7 地山等級 C_{II}

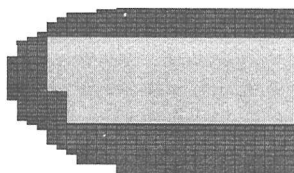


図-8 地山等級 D_I

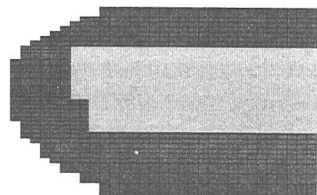


図-9 地山等級 D_{II}

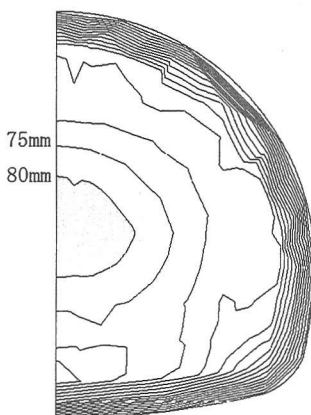


図-10 全断面工法

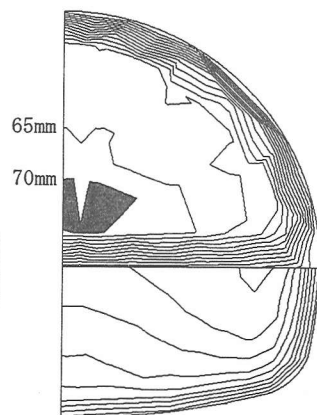


図-11 上半工法
(ベンチ長:20m)

半工法のほうが切羽面の押し出し量を若干抑制していることがわかる。これらの解析結果から、上半工法と補助ベンチ付き全断面工法では、補助工法の併用なしで切羽の安定を確保しようとすれば有意な差がないものと言える。

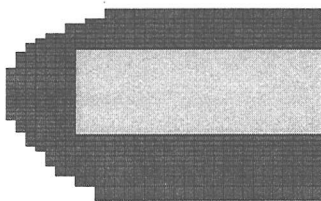


図-12 全断面工法

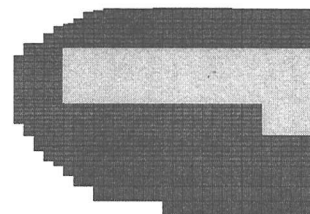


図-13 上半工法
(ベンチ長:20m)

図-12 は、地山等級が D_{II} なる地山を全断面工法により掘削した場合のトンネル周辺の塑性域を示したもので、切羽前方においてドーム状に 7m 程度発生している。一方、図-13 は、上半工法により掘削した場合のトンネル周辺の塑性域であり、切羽前方においてドーム状の塑性域が 5m 程度発生している。これらのことから、加背を分割してトンネルを掘削することにより切羽前方に形成される塑性域の広がりを抑制できることがわかる。

図-14 は、地山等級が D_{II} において、上半工法(閉合位置;切羽から 20m 後方)と補助ベンチ付き全断面工法(閉合位置;切羽から 2m 後方)により掘削した場合の側壁部分におけるトンネル壁面間の相対的な変位を示したものである。○が上半工法、●が補助ベンチ付き全断面工法で掘削した場合の結果である。切羽距離は負の値が切羽前方、正の値が切羽後方を示している。トンネル切羽後方(掘削部分)の変位については、補助ベンチ付き全断面工法のほうが約 30% 抑制されていることがわかる。したがって、掘削に伴う壁面間の相対的な変位を抑制するためには、断面を早期に閉合することができる補助ベンチ付き全断面工法が有利であることがわかる。

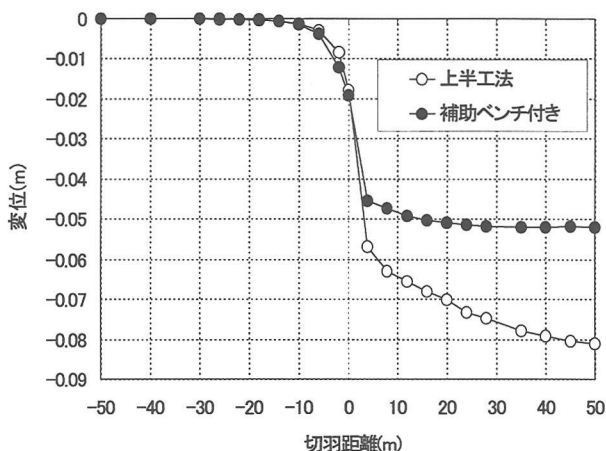


図-14 壁面間の相対的な変位

以上より、トンネル掘削に伴う内空変位が懸念されるような地山では、全断面工法に近い補助ベンチ付き全断面工法で掘削していくほうが好ましい。

そこで補助ベンチ付き全断面工法に切羽安定対策としての補助工法である鏡止めボルトを用いてトンネルを掘削することを考え、解析を行った。

図-15~17 は、地山等級が D_{II} なる地山を補助ベンチ付き全断面工法で掘削するために、鏡止めボルトをトンネル上部半断面にそれぞれ 1.5m、1.2m、1.0m の間隔で打設した 3 ケースについての解析結果である。ただし、鏡止めボルトの打設長は、トンネル前方地山に形成される塑性域の広がりを考慮して 10m とした。

図-15 は、鏡止めボルトを 1.5m 間隔でトンネル上部半断面に打設した場合の切羽

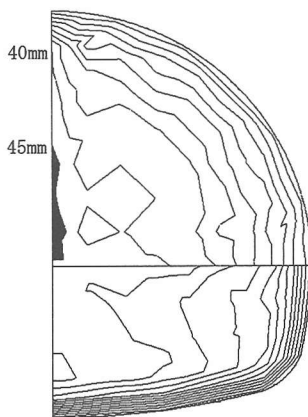


図-15 鏡止めボルト
打設間隔 1.5m
(補助ベンチ付き)

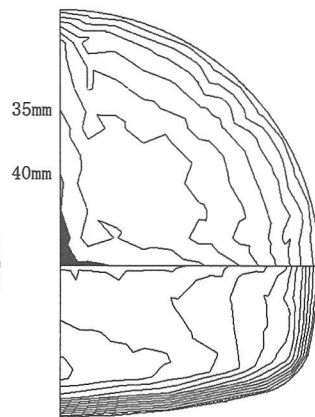


図-16 鏡止めボルト
打設間隔 1.2m
(補助ベンチ付き)

面の押出し量を示したものである。切羽面の押出しは、トンネル中心付近で 45mm となっている。鏡止めボルトを打設するとにより、切羽面の押出し量が約 36%抑制されていることがわかる。

図-16 は、鏡止めボルトの打設間隔が 1.2 m の場合の切羽押出し量である。この場合の切羽面における押出し量は、約 43%抑制されている。

図-17 は、鏡止めボルトの打設間隔を 1.0 m にした場合であり、切羽面の押出し量は約 50%抑制されていることがわかる。

図-18 は、地山等級が D_{II} の地山を上半工法で掘削するために、長さ 10m の鏡止めボルトを 1.5m 間隔打設で打設した場合の切羽面の押出し量を示したものである。トンネル上部半断面の中心付近で 30mm を越える押出しが生じている。したがって、上半工法においては、鏡止めボルトを打設することにより約 57%抑制されることがわかる。これらのことから、補助ベンチ付き全断面工法でトンネルを掘削する場合においては、鏡止めボルトの間隔を 1.0~1.2m 程度で打設することにより切羽面の押出し量を大幅に抑制できることがわかった。上半工法の場合においては、打設間隔が 1.5m 程度でも切羽面の押出し量が抑制されることがわかった。

図-19 は、地山等級が D_{II} なる地山を鏡止めボルト(打設間隔 1.2m)を併用して、補助ベンチ付き全断面工法によりトンネルを掘削した場合のトンネル周辺の塑性域である。一方、図-20 は、上半工法によりトンネルを掘削する場合に鏡止めボルトを 1.5m 間隔で打設した場合の結果である。トンネル掘削に伴って切羽前方地山に形成される塑性域に注目し、鏡止めボルトを打設した場合と、していない場合の塑性域(すなわち、図-9 と図-19、図-13 と図-20)を比較すると、鏡止めボルトを併用した場合には、切羽前方の塑性域が若干抑制されているが、切羽面の押出し量のような抑制効果はみられない。一方、図-19 と図-20 に示した切羽後方地山に形成される塑性域に注目すると、上半工法の場合は補助ベンチ付き全断面工法よりも断面の閉合が遅れるため、上半工法で掘削した場合にはトンネルインバート部分で塑性域の拡大することが懸念される。

図-21 は、地山等級が D_{II} において補助ベンチ付き全断面工法によりトンネルを掘削した場合に鏡止めボルトの打設間隔を 1.2m で打設した場合と上半工法により鏡止めボルトの打設間隔を 1.5m で打設した場合の軸力分布である。●印と○印は、それぞれ補助ベンチ付き全断面工法によりトンネルを掘削した場合の天端付近、トンネル中心付近に打設した鏡止めボルトの軸力を示している。一方、▲印と△印は、それぞれ上半工法によりトンネルを掘削した場合の天端付近と中心付近に打設した鏡止めボルトの軸力を示している。縦軸の軸力は引張を示している。発生する軸力は、切羽前方 4m 付近から切羽面に近づくにつれボルトの軸

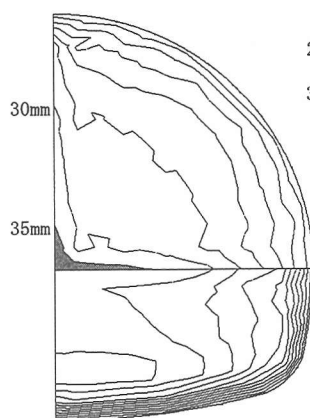


図-17 鏡止めボルト
打設間隔 1.0m
(補助ベンチ付き)

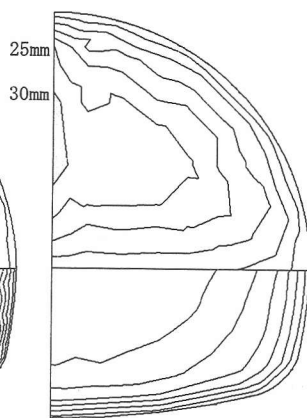


図-18 鏡止めボルト
打設間隔 1.5m
(上半工法)

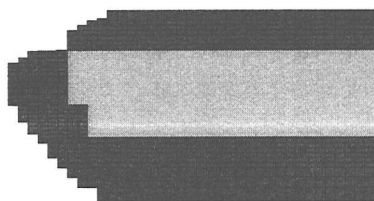


図-19 補助ベンチ付き全断面工法
(鏡止めボルト打設間隔 1.2m)

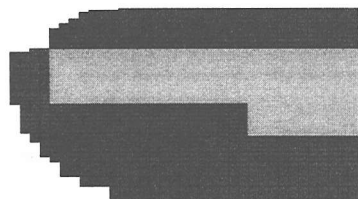


図-20 上半工法
(鏡止めボルト打設間隔 1.5m)

力は増大していく傾向がみられる。一方、切羽前方に形成される塑性域は 5m 程度発生していることから、鏡止めボルトは、切羽前方に形成される塑性域よりも長いものを打設するのが効果的であると考えられる。特に、補助ベンチ付き全断面工法によりトンネルを掘削した場合においては、トンネル中心付近に打設したボルトの軸力が天端付近の軸力よりもかなり大きな値を示している。掘削に伴う切羽面の押出し量がトンネル中心付近で大きく発生していることを考えると、当然の結果と言える。これらのことから切羽の押出し量が大きく発生する個所では、鏡止めボルトの打設間隔について考慮する必要があると言える。

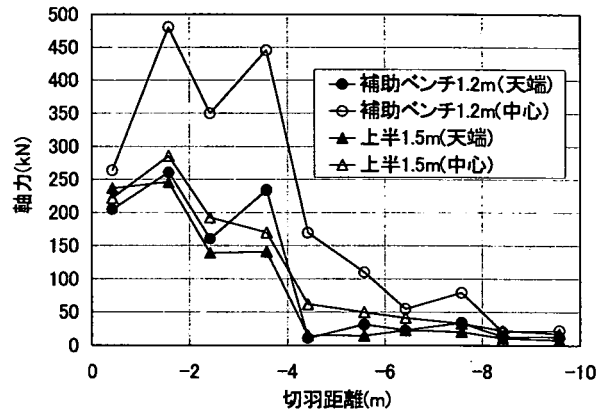


図-21 鏡止めボルトの軸力

4. まとめ

本稿では、どのような地山条件になれば切羽の自立が困難となり補助工法の必要性が生じるかについて、数値解析的な考察を行った。併せて、切羽の自立が困難になると考えられる場合については、鏡止めボルトを併用した場合の効果についても数値解析的に検討した。得られた結果をまとめると以下のようになる。

- 1) 補助ベンチ付き全断面工法によりトンネルを掘削した場合、地山等級が D_{II} 程度になると切羽の安定性が困難になる場合があることがわかった。
- 2) 切羽の安定性が困難でなおかつ掘削に伴う内空変位が懸念される場合には、補助ベンチ付き全断面工法に鏡止めボルトを併用してトンネルを掘削したほうがよいことがわかった。
- 3) 鏡止めボルトを併用して補助ベンチ付き全断面工法によりトンネルを掘削する場合においては、鏡止めボルトの打設間隔を 1.0~1.2m 程度、打設長さを 10m 程度にすることにより、切羽面の押出し量を大幅に抑制できることがわかった。
- 4) 切羽前方に発生する塑性域については、鏡止めボルトを打設することにより若干ではあるが抑制される効果があることがわかった。

謝辞

数値解析を行うにあたりソフトブレーン(株)の協力を得たことをここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 吉岡尚也、木梨秀雄、道廣一利、谷本親伯：鏡止めボルトによるトンネル切羽面の補強効果、土木学会論文集、No. 638/Ⅲ-49、pp. 389-394、1999
- 2) Serafim, J.L. and Pereira, J.P.: Considerations of the geomechanics classification of Bieniawski, International Symposium on Engineering Geology and Underground Construction, LNEC, Lisbon, Portugal, Vol.1, pp.33-42, 1983
- 3) 土屋敬：トンネル支保の地山物性値に関する研究、土木学会論文集、第 364 号、Ⅲ-4、pp. 31-40、1985
- 4) 今田徹、岡林信行、野間正治：最新山岳トンネルの施工、鹿島出版会、pp. 146-147、1996
- 5) 谷本親伯、吉岡尚也：変形に基づくトンネル地山分類の提案、材料、第 41 巻、第 463 号、pp. 424~429、1992