

GSIシステムによる立坑掘削時の挙動予測

林 正寿¹・吉岡 尚也²・青木 一男²

¹学生会員 大阪工業大学大学院 工学研究科環境工学専攻 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5-16-1)
E-mail:m1m10f05@st.oit.ac.jp

²正会員 大阪工業大学 工学部環境工学科 (同上)

日本原子力研究開発機構は、北海道幌延町において堆積岩を対象とした高レベル放射性廃棄物の地層処分に関する研究開発の一環として、三本の立坑の掘削が進められている。この地層処分は国際的な問題であるため、立坑掘削に伴う岩盤挙動を予測するには、諸外国と同様の岩盤分類を用いる必要がある。そこで本研究では、未施工区間である立坑の深度250～450mを対象地点として、Hoekらが提案するGSIシステムを用いた岩盤物性値を検討し、三次元の数値解析に適用した。立坑掘削に伴う力学的な空洞の安定性評価は、断面変形率、空洞壁面の応力変化、空洞周辺の塑性領域、せん断ひずみにもとづき考察した。

Key Words : *Geological Strength Index, shaft excavation, Rock Mass Rating, numerical analysis*

1. はじめに

日本原子力研究開発機構(以下、JAEAと略称する)は北海道幌延町で、新第三紀の堆積岩を対象とした高レベル放射性廃棄物の地層処分に関する研究開発を行っており、地下施設の建設が進められている。同地下施設は、地上と地下を結ぶ三本の立坑(換気立坑、東立坑、西立坑)から構成されており、このうち換気立坑と東立坑の掘削が250.5mまで到達し、西立坑の掘削が今年度から開始されている。今年度は、換気立坑、東立坑の掘削がそれぞれ350m程度まで進行する予定である¹⁾。

今後、三本の立坑を地下500mまで掘削し、地下施設の建設を完成させるために適切な設計、施工を行うことが重要である。JAEAでは立坑の施工において、掘削を進行しながら周辺部の岩盤挙動の評価や、支保部材に発生する応力を計測している。これは、立坑掘削施工前の段階における情報化施工プログラム²⁾にしたがって行われており、計測したデータが深部の施工に活用されている。

情報化施工プログラムによると、立坑の事前設計で調査した岩盤の工学的特徴は、不連続面の影響が大きいことが確認されている。このため、JAEAでは、不連続面の状態や頻度等を合理的に評価することができる岩盤分類を検討している。岩盤分類は、ダムやトンネル、地下空洞の設計、施工の資料として機能するだけでなく、目

的に応じた多様な評価基準から、岩盤の性質を確認できる³⁾。また、岩盤を分類し評価することで、掘削方法の妥当性や掘削する毎に構築する支保部材の作用効果を把握することも可能である。

高レベル放射性廃棄物の地層処分に関する研究は、ヨーロッパをはじめとした様々な国が取り組んでおり、日本の研究技術を世界に公表するためには、諸外国と同様の岩盤分類を適用することが必要と考えられる。したがって、国内と諸外国において共通する岩盤分類を用いた立坑掘削時の挙動予測が不可欠である。しかしながら、諸外国において、トンネルや地下空洞の設計に広く用いられているBieniawskiのRMR法⁴⁾を我が国で適用した施工事例は限られており、わずかに吉岡ら⁵⁾が、高速道路トンネルと一般道路トンネルの支保パターン選定時に、従来の日本道路公団による岩盤分類とRMR法を比較し、簡易的なRMR法を利用することが望ましいと考察している。

そこで本研究では、未施工区間である深度250～450mの立坑掘削時の挙動を予測するため、RMR法を岩盤分類として利用し、Hoekら^{6),7)}が提案したGSIシステム(Geological Strength Index System)を三次元の数値解析に適用した。なお、立坑掘削に伴う力学的な切羽の安定性については、空洞壁面の断面変形率、応力変化、塑性域の拡

がり、そしてせん断ひずみにもとづき評価を行った。

2 GSIシステムによる岩盤物性値の検討

(1) 国内と諸外国の岩盤分類

国内では、電研式岩盤分類や土研式岩盤分類がダムや地下空洞の建設等で利用されている。また、JAEA が独自に用いている岩盤分類⁹⁾もあり、幌延深地層研究所では1)岩石の硬さ、2)割れ目頻度、3)ヘアークラックの有無の三種類を評価基準としている。

一方、諸外国では Bieniawski が提案する RMR 法や Barton らの Q システムが有名な岩盤分類として知られている。これらは、トンネル工事における支保設計や施工に活用されている。しかしながら、国内と諸外国では、岩盤の強度や分類方法が異なるため、諸外国の岩盤分類を国内の岩盤内構造物の指標としてそのまま用いることは好ましくない。このため、GSI システムを用いて、幌延地域を対象とした詳細項目の検討を行った。

(2) GSI システム

GSI システムとは地質強度指標を意味しており、軟らかい岩盤からきわめて硬い岩盤を対象として、0 から 100 まで点数化を行い、岩盤の強度定数や変形係数の予測を可能としている。Cai ら⁹⁾は、諸外国の岩盤分類のなかで GSI システムに着目し、国内の岩盤物性に関する情報から、電研式岩盤分類との相関性を示し、国内の岩盤評価にも適用できることを示唆している。ここでは、幌延地域で得られた岩盤の評価基準をもとに、RMR 法により点数化した。この RMR 法により点数化した方法を表-1 に示す。項目(A)の一軸圧縮強さは、立坑周辺の岩盤において深度 250m 以深では概ね 10MPa 以上に分布しているため¹⁰⁾、評価区分を 2 と算出した。項目(B)の RQD(Rock Quality Designation)は、Yamamoto ら¹¹⁾の文献を参照し 17 と算出した。項目(C)-(E)の不連続面の間隔、状態および湧水量に関しては、JAEA が取りまとめた文献⁹⁾を参照し算出した。なお、RMR の評価区分は 1989 年に改訂されたものを使用した。

表-2 に解析に使用した岩盤物性値を示す。解析の対象深度 5 地点それぞれに岩盤物性値を検討した。GSI 値は、Hoek らの文献⁹⁾において表-1 で算出した RMR 値 57 より 5 を引いた値 52 に互換されるが、ここでは、対象深度 250-400m において 50 と近似した。ただし、深度 450m 以深では、岩石の硬さや不連続面の間隔にも違いが生じると考えられるため、GSI 値を 55 と設定した。一軸圧縮強さ σ_c は、換気立坑と東立坑の掘削現場に近

表-1 RMR 値の設定

項 目	評 価	評価点('89)
(A)一軸圧縮強さ	10-25(MPa)	2
(B)RQD	75-90(%)	17
(C)不連続面の間隔	60-200(mm)	8
(D)不連続面の状態	やや粗く風化している	20
(E)湧水量	やや水がにじむ	10
合計		57

表-2 解析用岩盤物性値

対象深度(m)	250	300	350	400	450
G S I	50	50	50	50	55
一軸圧縮強さ (MPa)	8.5	13.4	13.8	17.0	19.8
変形係数 (MPa)	1.46E+03	1.83E+03	1.86E+03	2.06E+03	2.97E+03
ポアソン比	0.16	0.10	0.20	0.23	0.26
単位体積 重量(kN/m ³)	15.0	16.0	17.0	18.0	18.5
破壊定数	mi	25	20	20	20
	s	3.87E-03	3.87E-03	3.87E-03	3.87E-03
	a	0.5	0.5	0.5	0.5

い HDB(Horonobe Deep Borehole の略称)の第 1, 3, 6 孔で行った一軸圧縮試験の平均値¹²⁾と強度定数を用いた一軸圧縮強さ σ_c の式(1)を参照し設定した。

$$\sigma_c = \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (1)$$

ここで、式(1)の c は岩盤の粘着力、 ϕ は内部摩擦角である。深度 250~450m 地点において、岩盤の変形係数 E は、得られた GSI 値と一軸圧縮強さを用いたの経験式(2)より設定した。

$$E = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI - 10}{40}\right)} \quad (2)$$

ただし、変形係数算出式より得られた値と国内の変形係数は大きく異なるため、國井¹³⁾が提案する岩盤分類を参照して 1/2 倍した値を岩盤物性値として採用した。ポアソン比と単位体積重量の値については、JAEA が行ったボーリングコアの試験結果を参照し、深度が増加するにつれ値を増加させて設定した。GSI 値が 25 よりも大きい場合の破壊定数 m_b は、式(3)より求めた。

$$m_b = \exp \left(\frac{GSI - 100}{28} \right) m_i \quad (3)$$

ここで、パラメータ m_i を Hoek らの文献^{6), 7)}を参照し、堆積岩に相当する値として対象深度 250m では 25, 対象深度 300m-450m では 20 と設定した。同じく破壊定数 s に関しても式 (4) より設定し、破壊定数 a は全ての地層で 0.5 とした。

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9} \right) \quad (4)$$

なお、これらの破壊定数およびパラメータは、式(5)の Hoek-Brown の降伏規準を判定する際に用いられる。

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (5)$$

ここで、 σ_1' は降伏時の最大主応力、 σ_3' は降伏時の最小主応力である。岩盤の初期応力は、JAEA が実施する立坑掘削前の初期地圧の段階で得られた値を参照し²⁾、鉛直方向には自重を作用させ、水平面の最大主応力側（東西方向）を自重の 1.3 倍、最小主応力側（南北方向）に自重の 0.9 倍と設定した。

3. 解析概要

(1) 解析モデル

解析ソフトは有限差分コードである FLAC3D (ver4.0) を用いた。図-1 に解析モデルを示す。モデルの境界領域は、余掘りを考慮した掘削径 5.8m (仕上がり内径 4.6m) を中心として、東西方向に 30m、南北方向に 60m、鉛直方向については、解析モデル上面から 45m 掘削するものとして 50m と設定した。境界条件は、モデルの上面を自由として、水平方向と鉛直方向を拘束した。モデルのメッシュは、掘削周辺部の半径 10m 程度まで細分割し、岩盤の挙動をより詳細に検討できるように設定した。鉛直方向はモデル上面から深部まで 1m ピッチで分割した。なお、解析モデルの左右対称性を考慮して、半円逐次掘削解析を行った。岩盤の応力-ひずみ関係は弾完全塑性体とし、岩盤の降伏条件は、Hoek-Brown の降伏規準にしたがうものとした。

(2) 支保部材の入力定数

表-3 に立坑掘削における支保部材の入力定数を示す。支保部材には鋼製支保工と覆工コンクリートを使用し、物性値は全ての対象深度で一定とした。鋼製支保工の物

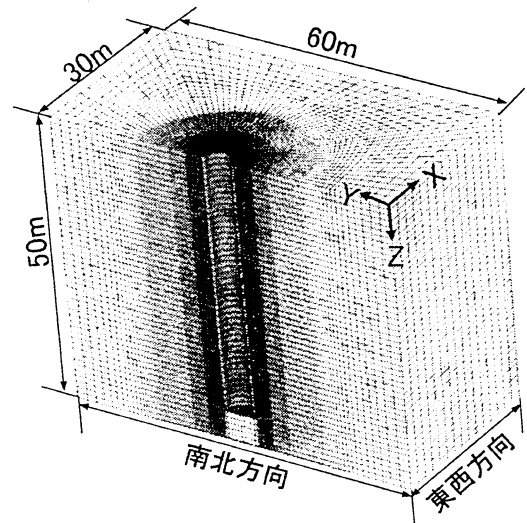


図-1 解析モデル

表-3 支保部材の入力定数

覆 工 コ ン ク リ ー ト	
弾 性 係 数(MPa)	3.10E+04
ポ ア ソ ン 比	0.2
単位体積重量(kN/m ³)	2.3
鋼 製 支 保 工(H-150)	
弾 性 係 数(MPa)	8.70E+05
ポ ア ソ ン 比	0.3
単位体積重量(kN/m ³)	7.7
断 面 積(m ²)	4.00E-03
断面二次モーメント(m ⁴)	1.62E-05

性値はトンネル標準示方書・山岳工法編¹⁴⁾を参照し、H 形鋼の 150 を用いた。覆工コンクリートの物性値は、コンクリート標準示方書・設計編¹⁵⁾を参照し、設計基準強度 40N/mm² の剛性を設定した。力学モデルは、鋼製支保工(H-150)はビーム要素、覆工コンクリートは線形弾性体と仮定し、ソリッド要素でモデル化を行った。

(3) 解析方法

ここでは、深度 250-450m における岩盤挙動を把握することを目的としている。切羽の対象地点は、解析モデル上の深度 25m 地点である。したがって、たとえば表-2 より、深度 250m の解析を行う場合、土被り×単位体積重量=225m×15.0kN/m³ を解析モデル上面に加えて解析を行った。

(4) 掘削手順

図-2 に立坑の掘削ステップを示す。掘削を行う前に、Step1 において初期応力解析を行った。初期応力は、2 章の 2 節でも示したように、鉛直方向に自重（土被り×単

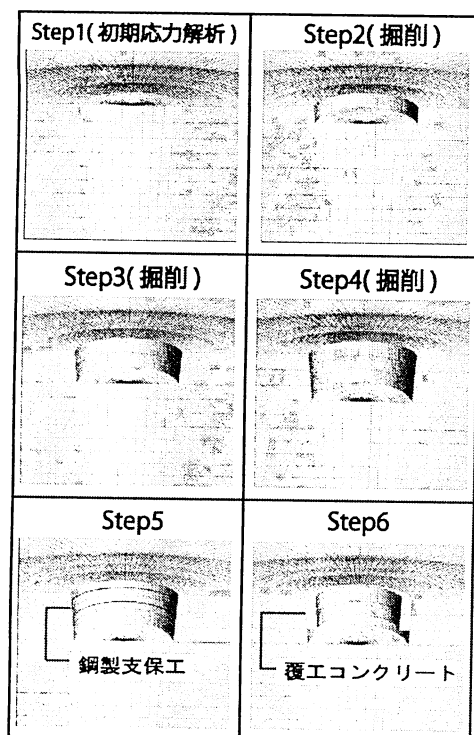


図-2 掘削ステップ

位体積重量)を作用させ、東西方向には自重の 1.3 倍、南北方向には自重の 0.9 倍を作用させた。Step2-4 では 1m ずつ掘削を行い、Step5 では 50cm ピッチのところに鋼製支保工を 1m 間隔で 2 本設置し、Step6 では厚さ 60cm 相当の覆工コンクリートを 2m 分打設した。この Step3-6 における一連の作業を繰り返し行った。

4. 解析結果と考察

(1) 断面変形率

図-3 に各対象地点における切羽から 20m 進行したときの断面変形率を示す。断面変形率とは、内空変位量を掘削径 5.8m で除し百分率したものである。同図より、深度が大きくなるごとに断面変形率が増加している。最大で東西方向では 1.03%、南北方向では 0.71%であった。しかし、深度 450m 地点の断面変形率は東西方向で 0.82%、南北方向で 0.55%と深度 250-300m 地点の断面変形率付近まで減少している。これは、GSI 値と変形係数の関係によるものと考えられる。対象深度 450m 地点のみ GSI 値を 55 と設定したことで、変形係数が深度に比例して大きくなるにつれ、断面変形率は必ずしも大きくならない結果となった。また、津坂¹⁹⁾が提案する立坑掘削における岩盤挙動分類より、深度 250-450m の断面変形率は東西、南北方向とも 0.3%以上であるため、挙動く区分はⅢ_sとなる。深度 250-450m の断面変形率はいず

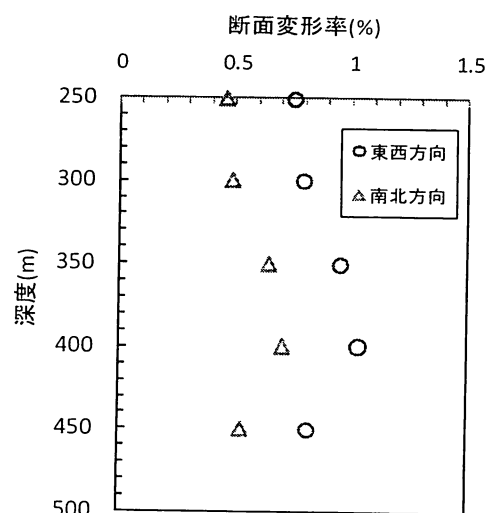


図-3 各対象深度の断面変形率

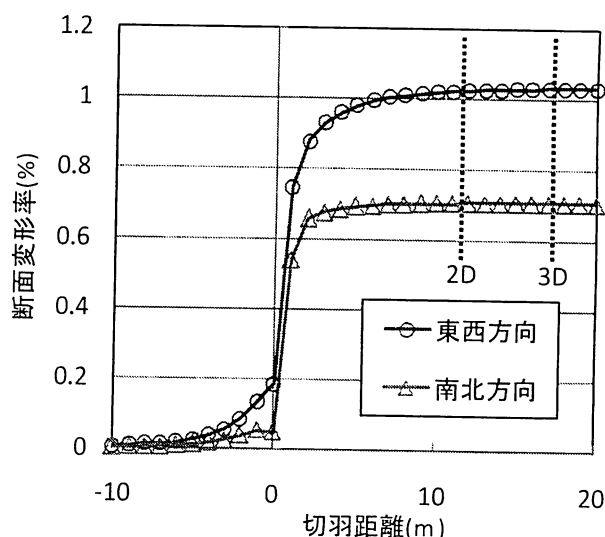


図-4 切羽進行に伴う断面変形率

れも 0.5-1.0%の範囲にあり、東西方向と南北方向の断面変形率の差は各深度ともほぼ同程度である。

つぎに、深度 400m 地点における切羽進行に伴う断面変形率の変化を図-4 に示す。横軸の切羽距離は、原点を立坑底盤の切羽として、その前後の変化を表した。縦軸は、掘削に伴う断面変形率の変化である。同図より、掘削面における東西方向と南北方向の断面変形率は、切羽位置を境に急激に上昇している。掘削径 5.8m を D とし、切羽位置から 2D (11.6m)掘削が進行した時点で、断面変形率の増加は抑えられ、3D(17.4m)以降では南北方向の断面変形率は収束に向かっている。しかしながら、東西方向の断面変形率は、切羽が 3D を通過以降においても微小ながら上昇している。深度 400m 以外の対象地点でも同様の傾向が見られたことから、東西方向側に変形が卓越すると考えられる。

(2) 応力変化

つぎに、深度 400m における切羽近傍の坑壁応力の変化について考察する。図-5, 6 は切羽の進行に伴う支保部材と掘削壁面の境界部分を対象とした応力の変化である。図-4 における断面変形率の変化と同様に、東西方向と南北方向の二種類の場合を考えた。縦軸の応力変化比は、掘削に伴って解放された応力を初期応力で除した値である。

図-5 より、東西方向の最大・最小主応力は、切羽に近づくにつれ初期の応力状態が変化する。最大主応力は、切羽到達前において最も高い値を示し、およそ初期応力(切羽距離-10m)の 50%上昇する。一方、切羽を通過した直後において、初期応力の 80%程度まで減少し、その後切羽距離 20m まで緩やかに上昇しながら収束に向かう。最小主応力は、切羽の 5m 手前から減少し、切羽到達後から収束に向かう切羽距離 20m まで初期応力のおよそ 95%減少した。また図-6 より、切羽到達前における最大主応力は、初期応力の約 35%上昇し、東西方向の最大主応力よりも低い値となった。切羽通過直後は、東西方向と同様の傾向を示すものの、収束に向かう切羽距離 20m 地点において、最大主応力は初期応力の約 40%、最小主応力は約 10%の値となった。図-5, 6 に共通することとして、切羽距離が 2D 進行すると収束に向かう。一方、最小主応力の内圧効果は南北方向に卓越している。これは、切羽の進行に伴いながら応力の異方性による違いが生じるためと考えられる。

(3) 塑性領域の幅

図-7 に対象深度 300m, 400m 地点において切羽がそれぞれの深度から 1m 進行した場合と 20m 進行した場合の塑性領域の幅を示す。この 2 地点の選定理由は、深度 300~400m 区間で水平坑道が掘削される予定であることから¹⁾、掘削に伴いどの程度塑性領域の幅が広がるのか予測するためである。なお、切羽離れ 1m は、図-2 の掘削ステップにおける Step2 に相当し、切羽離れ 20m は Step6 の覆工コンクリート打設時に相当する。赤色の部分は塑性域を表している。図-7 より、どちらの対象深度においても、切羽が進行するにつれて塑性領域の幅は広がる。対象深度 300m (切羽離れ 1m) の塑性領域の幅は、各方向ともおよそ 50cm まで広がる。一方、対象深度 400m (切羽離れ 1m) では、約 60~70cm まで広がり、南北方向に卓越している。一方、深度また、対象深度 300m (切羽離れ 20m) の塑性領域の幅は、約 70~80cm まで広がり、対象深度 400m (切羽離れ 20m) で約

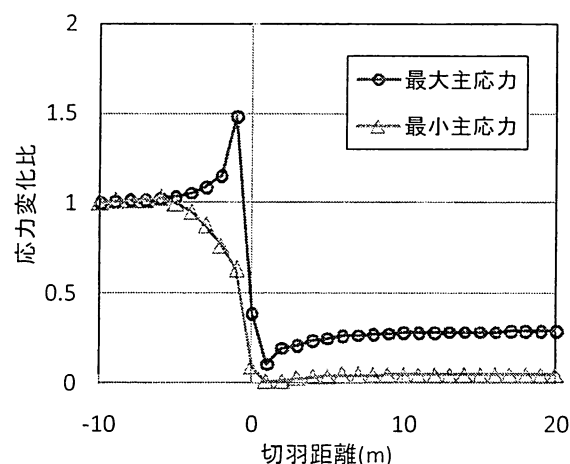


図-5 切羽進行に伴う応力変化
(東西方向)

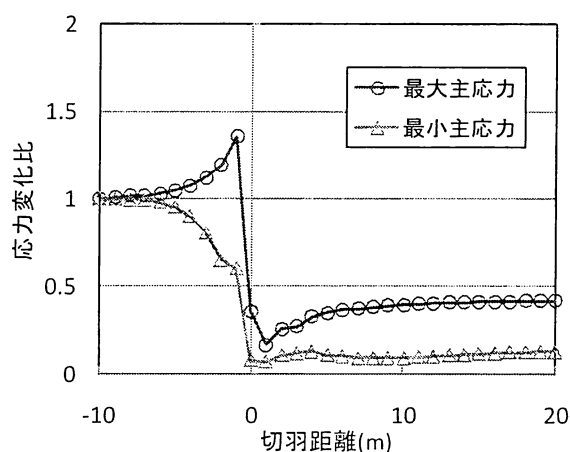


図-6 切羽進行に伴う応力変化
(南北方向)

70~120cm まで広がる。この結果から、深度が増大すると、南北方向側に塑性領域幅は卓越する傾向がある。これは、断面変形率の解析結果と比較して、東西方向に変形が大きくなることにより、南北方向に塑性領域がより広がるためと考えられる。

(4) せん断ひずみ分布

図-8 は、図-7 と同様対象深度 300m, 400m 地点を選定し、それぞれの位置から掘削が 1m および 20m 進行したときの空洞周辺に広がるせん断ひずみ分布である。赤色の部分はせん断ひずみが 0.3~0.4% の範囲であり、緑色は 0.2~0.3%、青色は 0.1~0.2% と表した。同図より、対象深度 300m (切羽離れ 1m) のとき、0.1% 以上のせん断ひずみが空洞周辺に約 40~50cm の範囲に広がる。また、空洞の水平最大主応力方向(東西)、水平最小主応力方向(南北)において 0.3~0.4% の最大せん断ひずみが発生しており、切羽離れ 20m では、空洞周辺全体に約 20~30cm

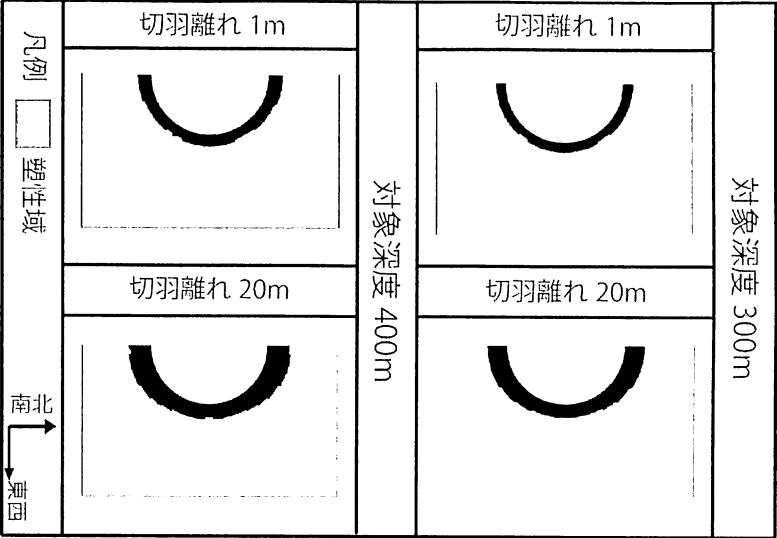


図-7 各対象深度の切羽が進行したときの塑性領域の幅

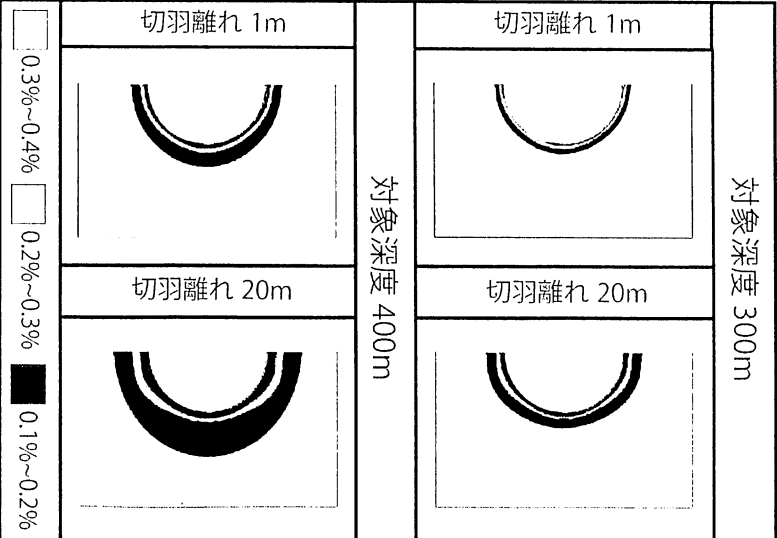


図-8 各対象深度の切羽が進行したときの最大せん断ひずみの最大せん断ひずみ

の範囲に広がる。このとき、切羽が進行すると南北方向側に 0.2%~0.3%以上のせん断ひずみが卓越していることがわかる。

つぎに、対象深度 400m (切羽離れ 1m) においては、0.1%以上のせん断ひずみは約 90~120cm のまで拡がり、東西方向側にせん断ひずみが広がる傾向を示している。また、切羽離れが 20m になると、0.1%以上のせん断ひずみは約 180~220cm まで拡大する。一方、切羽が進行するとともに、南北方向側には 0.2%以上のせん断ひずみが拡がり、対象深度 300m 地点と同様の現象が生じた。

図-7 より、切羽の進行に伴い塑性領域の幅は南北方向に卓越し、対象深度 400m 地点における切羽離れ 20m のせん断ひずみの拡がりには 0.2~0.4%以上になる範囲とほぼ対応している。したがって、せん断ひずみが 0.2%を越える範囲では、切羽進行に伴って南北方向側に卓越し、より深さが大きくなると塑性領域の幅が拡大すると予想される。

5. まとめ

本研究では、高レベル放射性廃棄物の地層処分に関する研究開発の国際的な問題点に着目し、Hook ら⁹⁾が提案する GSI システムを用いて立坑掘削に伴う周辺岩盤の

挙動を予測した。対象とする深度は未施工区間である 250~450m であり、モデルの左右対称性を考慮した立坑の半円逐次掘削解析を行った。岩盤の物性値については、国内と諸外国の岩盤分類による相違点より、種々の文献を参照し、Hook らが考案した経験式を改良して設定した。解析結果により得られた結果をまとめると、以下のようになる。

- (1) GSI 値を国内と同様の条件で設定するには、岩盤の変形係数や一軸圧縮強さの値を変換する必要がある。
- (2) 断面変形率は東西方向側に卓越し、各対象深度とも切羽距離 3D 以降も微かな増加が続いている。切羽距離 20m 地点における断面変形率の岩盤挙動分類は現段階ではⅢ₂となる。
- (3) 深度 400m 地点における応力変化は、応力の異方性が生じ、南北方向側に最小主応力の内圧効果が顕著に働く。
- (4) 塑性領域幅は深度の増大とともに拡がり、切羽が進行するにつれて南北方向側に卓越する傾向がある。
- (5) せん断ひずみ分布は、深度の増加とともに切羽が進行するにつれて南北方向側に 0.2%以上のせん断ひずみが卓越し、塑性領域の幅と調和する傾向を

示す。

今後の課題として、掘削壁面の観察結果をととした GSI 値の詳細な検討や初期変形率と断面変形率の相関図を表し、立坑掘削の岩盤挙動を数値解析的に評価する。

参考文献

- 1) 日本原子力研究開発機構幌延深地層研究センター：幌延深地層研究計画，平成 23 年度調査研究計画，pp.1-4，2011.
- 2) 森岡宏之，山口雄大，舟木泰智，尾留川剛：幌延深地層研究計画における立坑掘削時の計測計画及び情報化施工プログラム，JAEA-Research，2007-050，2007.
- 3) 稲田善紀：岩盤工学，pp.139-140，森北出版，1997.
- 4) T. Bieniawski：Rock mechanics design in mining and tunneling, BALKEMA, pp.97-136, 1984
- 5) 吉岡尚也，畑浩二，道廣一利：トンネル支保と RMR に関する一考察，トンネルと地下第 30 巻 5 号，pp.427-432，1999.
- 6) E.Hoek,P.K.Kaiser,W.F.Bawde:Support of Underground Excavations in Hard Rock, BALKEMA, pp.91-95, 1995.
- 7) E.Hoek,Paul Marinos:Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses,*Tunnels and Tunneling International*, pp.1-21, 2000.
- 8) 例えば，稲垣大介，石井英一，新沼寛明，真田裕幸，津坂仁和，佐野満昭，澤田純之：幌延深地層研究計画平成 21 年度地下施設計測データ集，JAEA-Data/Code 2010-027，2011.
- 9) Ming Cai, Peter Kaiser, 南将行，日比野悦久，宇野晴彦，田坂嘉章，大森剛志：GSI システムと電研式岩盤分類の関係について，土木学会第 57 回年次学術講演会，Ⅲ-467，pp. 933-934，2002.
- 10) 真田祐幸，丹生屋純夫，松井裕哉，藤井義明：堆積履歴が幌延地域に分布する珪質岩の力学的特性や微視的構造変化に及ぼす影響，*Journal of MMIJ* Vol.125，pp.521 - 529，2009.
- 11) T.Yamamoto, K.Tsusaka & C.Tanimoto:Deformation moduli of soft rocks in Japan through Geological Strength Index(GSI),*Rock Mechanics*, pp.287-295, 2007.
- 12) 林克彦，岸裕和，小林保之，武部篤治，大久保誠介：岩石の強度回復特性・一般化応力緩和挙動に関する研究(Ⅲ)，JAEA-Research 2009-058，p.96，2009.
- 13) 國井仁彦：物理探査法を用いた岩盤不連続面の分布特性に関する研究，大阪大学大学院博士論文，pp.78-79，2000.
- 14) 土木学会：トンネル標準示方書・山岳工法編同解説，2007.
- 15) 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編，2007.
- 16) 津坂仁和：堆積軟岩における立坑掘削の内空変位計測に基づく岩盤挙動分類の提案，土木学会論文集 F，Vol.66 No.1，pp.181-192，2010.

PREDICTION OF THE SHAFT EXCAVATION FOR GSI SYSTEM

Masatoshi HAYASHI, Hisaya YOSHIOKA and Kazuo AOKI

Japan Atomic Energy Agency has been excavating three shafts for part of research on geological disposal of high level wastes for sedimentary rock in Horonobe, Hokkaido. As geological disposal is an international issue, to predict the behavior of rock due to excavate deep shafts, it is necessary to use other countries as well as rock classification. In this research, as the target point is depth of the non shaft section, consider the rock mass properties for GSI system proposed by Hoek et al. Evaluation of mechanical stability of the face due to the shaft excavation, discussed the sectional deformation rate, stress changes in the shaft wall, the plastic zone around the cavity and shear strain.