

GSI システムを利用した大規模地下発電所空洞設計について

(株)ニュージェック ○ 藤井 隆 弘
(株)ニュージェック 徳 楠 充 宏
(株)ニュージェック 筒 井 勝 治
(株)ニュージェック 森 本 浩

論 文 要 旨

アッパーチソカン揚水発電所プロジェクトは、標高 1,000m 級の山岳地帯において、有効落差 276m、使用水量 432m³/s により、1,040MW (260MW×4 台) を発電するものである。主要構造物である発電所は、プレートサブダクション活動に伴う地殻応力に加え、急峻な地形と、安山岩と堆積岩から成る複雑な地質の中に、幅 26m、高さ 52m、長さ 270m に及ぶ大規模地下空洞を建設する予定である。しかし、地質調査数量が日本国内の事例に比べて極端に少なく、掘削解析に使用する岩盤の強度、変形特性値の評価にリスクを伴う。このリスク回避のため岩盤物性の推定に GSI システム(Geological Strength Index)により GSI 値 (岩盤評価点) をもとめ、GSI 値から Hoek-Brown の破壊規準により入力物性値を定め、掘削解析の適用性を評価した。なお掘削解析の適用性にあたっては、残留強度の評価方法も提案している。

キーワード：地下発電所空洞掘削、掘削解析、GSI システム、Hoek and Brown、Mohr-Coulomb

ま え が き

昨今、地球環境問題への関心から再生可能エネルギーへの期待は高まる一方であり、再生可能エネルギーの内、太陽光エネルギーは今後も増大する可能性が高い。この太陽光エネルギーの効率的運用に揚水発電所の活用が期待されている。揚水発電所は通常大規模地下空洞を伴うものが多く、掘削解析による事前検討が地点の成立性に重要なインパクトを持つ。よって、世界的に多くの使用実績があり、研究者も多く、かつ知名度のある岩盤特性値の推定方法を用いることは解析結果を評価する上で合理性がある。ここでは世界的に使用されている GSI システムを活用した岩盤物性の評価方法を提案し、今後の海外地点計画に参照となることを期待して報告する。

1. プロジェクトの概要

アッパーチソカン揚水発電プロジェクトは、同国初となる



図-1 プロジェクトの位置

出力 104 万 kW (260MW×4 台、使用水量 432 m³/s) の大規模揚水発電所を、西ジャワ州、チタルム川の上流域に、約 60 ヶ月で建設するものである。(図-1 参照)

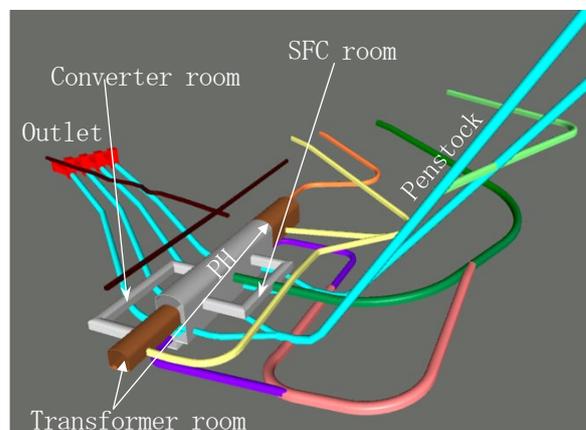


図-2 施設レイアウト

プロジェクト全体の施設は、東側に上部貯水池、西側に下部貯水池を配置し、地下発電所を経由する延長約 2 km、有効落差 276m の水路で繋ぎ、発電所の空洞規模は、幅 26m、高さ 52m、長さ 270m の大空洞で、水車発電機を 4 台設置するレイアウトである。プロジェクトサイトは標高 700m から 1,000m の山岳地帯に位置し、広域の地殻応力として、南側に位置するスダマラ海溝から北側に沈み込むプレートサブダクションに伴う圧縮応力が作用する¹⁾²⁾³⁾。発電所地下空洞は、東西方向の河川に沿う南北に向く谷斜面の山体に計画されており、特に北側は急峻な斜面地形を形成し、発電と揚水に供し

た使用水を放水するための取水口兼放水口を配置している。

2. 掘削解析の課題

空洞坑壁の安定性、変形挙動は、壁面の背面の破砕帯、変質帯や弱層の分布に大きく影響される。日本の揚水発電所の事前調査では、試掘坑を空洞周りに設置し、地山応力測定や岩盤の物理試験を行う。また、空洞の側面に斜めボーリングを行い不連続面等の追跡を行うなど、試掘も含めた多種・多様な調査を行う。ある揚水発電所地点では試掘坑の総延長が約1kmとなる事例もある⁴⁾。しかし、当プロジェクトサイトでは、過去(1992年)の調査において、1本の試掘坑しか実施されておらず、しかも発電所地下空洞予定地の上部40m地点に到達して以降、坑口が崩壊したために発電所地下空洞に沿った延伸掘削がなされていない。よって、発電所地下空洞上部の長軸方向の地質が試掘坑から確認できていない。さらに、海外プロジェクトによく見られることではあるが、地質調査数量が日本に比べて極端に少ない。また、発電所地下空洞部分は安山岩と砂岩・シルト岩の互層がそれぞれ約半分を占めているが、原位置試験は安山岩のせん断試験と平板載荷試験を行っているものの砂岩・シルト岩互層では行われておらず、空洞の安定性解析に用いる弾性係数等の値も一軸圧縮強さの比から想定せざるを得ないなど地質定数の評価に対するリスクは大きい。⁵⁾現時点におけるせん断強さと弾性係数の推定値を表-1に示す。なお、表-1中の黒字は試験値であり、赤字は推定値を示す。

表-1 せん断強さと弾性係数

原位置試験	単位	安山岩 (An)		砂岩 (Ss)		凝灰岩 (Tb)		互層岩 (Alt)		
		CH	CM	CH	CM	CH	CM	CH	CM	
せん断強さ	c	MPa	2.4	1.8	2.2	1.6	1.8	1.3	1.6	1.1
	φ	度	50	45	50	45	50	45	50	45
弾性係数	E	MPa	10,300	2,933	12,200	6,850	5,400	2,000	5,400	2,000
変形係数	D	MPa	5,900	1,300	5,667	4,250	3,100	1,000	3,100	1,000

3. GSI システムの適用

GSI (Geological Strength Index) は、1995年にHoekらによって開発された岩盤の変形及び強度特性を推定するための手法^{6),7),8),9)}であり、インタクトな岩石の強度特性と不連続面の変質状況から求める。

(1) GSI の推定方法

GSIはRMR (Rock Mass Rating) の評点を用いて一般的に以下の式により求める。

$$GSI = RMR - 5 = R1 + R2 + R3 + R4 + R5 - 5 \quad \text{---(1)}$$

ここに、R1；一軸圧縮強さによる評点

R2；RQDに係る評点

R3；亀裂の間隔 (Joint spacing) による評点

R4；亀裂の状況 (Condition of joints) による評点

R5；地下水 (Groundwater) による評点 (=15 とする)

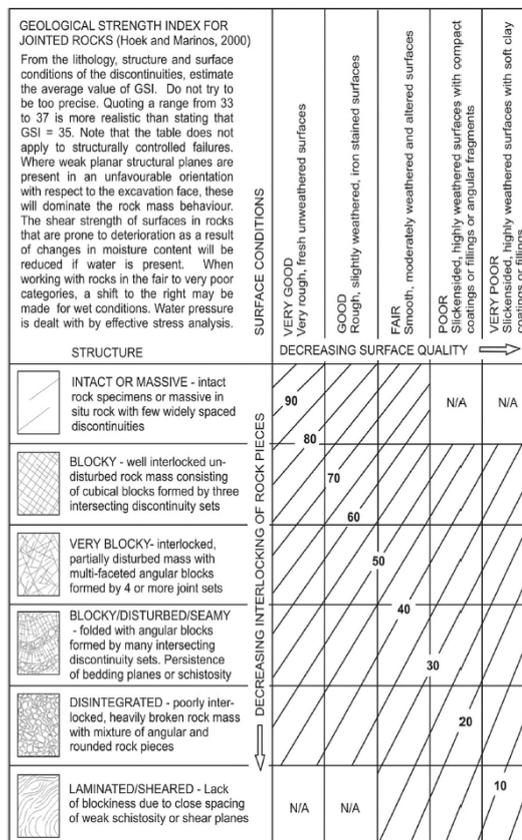


図-3 Basic GSI chart (Hoek and Marinos, 2000)

推定したGSIは、極めて悪い岩盤からかなり強固な岩盤までを0~100の範囲で評価(図-3参照)し、岩盤の状態を特徴付けるシステムである。

GSIの推定方法は他に、RQDとRMRのR4値との関係において次式により推定を提案している⁸⁾。

$$GSI = 1.5 \text{ Cond}_{89} + RQD/2 \text{-----(2)}$$

ここに、 $\text{Cond}_{89} = R4$

RMRの評点は切羽などを直接観察して決定されるものであるが、当プロジェクトサイトでは未だトンネル工事に着手できていない。よって、1995年、2002年に実施されたボーリングコアを用いて、(2)式によりGSIを推定する。

(2) GSI システムによる強度・変形特性値の推定

GSIシステムに岩盤物性の推定は、GSI値と岩石の一軸圧縮強さ(σ_{ci})とインタクトの岩石に対する定数(m_i)及びD (Disturbance factor)によって推定される。定数(m_i)は、図-4のとおり岩石のグループ別に用意されている。また、D値は、Hoek and Brownの2002 Edition^{7),9)}に示されてものであり、掘削後の岩盤の乱れの状態を表すものでD=0~1.0の範囲で値を定める。値の指標は、文献⁷⁾中に写真入りで掲載されて

おり、スームプラスチックなどの制御発破により、掘削外縁部の乱れを制御できる強固な岩盤の場合は $D=0$ と設定出来る。

上記の σ_{ci} , m_i , GSI , D 値を定義した後、計算を行うためのスプレッドシートにより特性値が算定される。スプレッドシートは文献⁵⁾に示されている。なお、スプレッドシートにより等価 Mohr-Coulomb の特性値 (c , ϕ) も計算される。(図-5 中の赤字参照)

それぞれの強度・変形特性値は以下の式により計算される。

・ Hoek and Brown の破壊規準⁷⁾

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(mb \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

ここで、 σ'_1 , σ'_3 は、最大主応力と最小主応力、 mb は m_i 値の減少値であり、次式で表せられる。

$$mb = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right)$$

また、 s と a は次の関係で与えられる岩盤の定数である。

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

・ Mohr-Coulomb の破壊規準

一般的に Mohr-Coulomb の破壊規準は次式で表される。

$$\tau = c' + \sigma \tan \phi'$$

Hoek and Brown の文献⁶⁾では、最大主応力と最小主応力の観点から上式を等価な Mohr-Coulomb の式として次式としており、両破壊規準の関係を図-6のように表している。

$$\sigma'_1 = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma'_3$$

(2) GSI システムにより算定した強度特性値の評価

GSI システムにより推定した岩盤物性と 2002 年に試掘坑内で実施したブロックせん断試験結果 (安山岩のみ) を比較した。その結果を図-7に示す。比較の結果、両者は概ね一致しているものの、ブロックせん断試験結果 (赤丸) が GSI システムによる推定結果に比べて、せん断強度がやや小さめとなった。これは、GSI システムのインプットデータとして、掘削後の乱れの状態を表す指標である D 値を $D=0$ と入力したためと想定される。GSI システムに入力した D 値は、空洞掘削地点が CH クラスと強固であり、掘削の外縁部をスームプラスチックなどにより掘削外縁部を制御する工法と定めているため $D=0$ としている。これに対して、岩盤のブロックせん断試験の実施場所は写真判読の結果から制御発破としておらず、掘削外縁部での試験であるため、せん断強度がやや小さめに計測されたと考えられる。

(3) 残留強度の推定方法

Hoek and Brown が示した GSI システムは、岩盤の残留強度

Rock type	Class	Group	Texture			
			Course	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19	Siltstone 9	Claystone 4
			Greywacke (18)			
	Non-Clastic	Organic	Chalk 7			
		Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
	Chemical		Gypstone 16	Anhydrite 13		
METAMORPHIC		Non Foliated	Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
		Slightly foliated	Migmatite (30)	Amphibolite 25-31	Mylonites (6)	
		Foliated*	Gneiss 33	Schists 4-8	Phyllites (10)	Slate 9

図-4 m_i 値 (Hoek and Brown⁶⁾ から抜粋)

Input:	$\sigma_{ci} = 83.9$ MPa	$m_i = 19$	$GSI = 70.9$
	Class of problem = 1	Enter 1 for underground excavations or 2 for slopes	
	Disturbance $D = 0.0$	Values from 0 (undisturbed) to 1 (disturbed)	
	Depth of tunnel or height of slope $H = 210$ m		
	Rock mass unit weight $\gamma = 0.026$ MN/m ³		
		5.59	
Output:	Hoek-Brown		
	$\sigma_{3max} = 2.85$ MPa	$\sigma_{3n} = 0.034$	$a = 0.5013$
	$mb = 6.72$	$s = 0.039$	$E = 40788$ MPa
	$\sigma_t = -0.49$ MPa	$\sigma_{cm} = 31.27$ MPa	$A = 18.976459$
		UCS = 16.59	$B = 10.053$
	Mohr Coulomb equivalent		
	Cohesion $c = 2.99$ MPa		Friction angle $\phi = 54.99$ degrees

図-5 GSI システムによる強度・変形特性値の入出力例

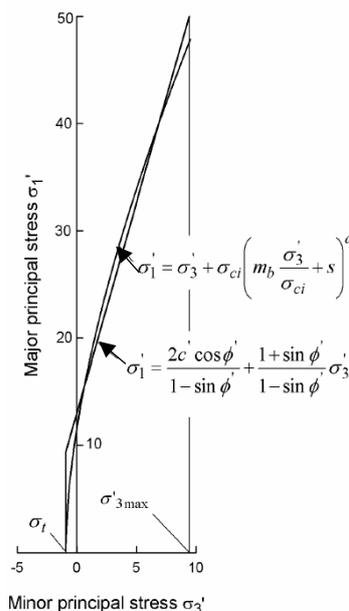


図-6 Hoek and Brown と等価 Mohr-Coulomb に対する最大主応力と最小主応力の関係

を考慮する強度及び変形特性値を得るための指針を示しておらず、いくつかの文献^{10,11)}が提案されている。本論文でも数少ない原位置調査であるブロックせん断試験結果を利用したGSIシステムの入力値について提案する。

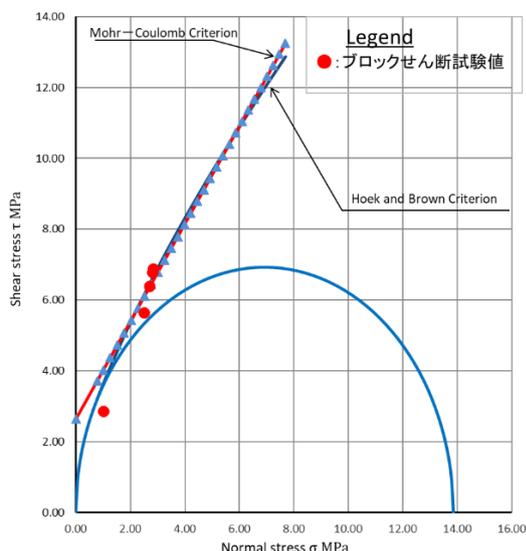


図-7 GSIシステムによる強度特性値と原位置試験の比較

ブロックせん断試験の結果は、ピーク後に弾塑性領域を経て、塑性の開始点から塑性領域、破壊領域と遷移する(図-9)。この残留強度は、破壊領域に達し、変位を最大まで許容した結果の値である。これに対して実際のトンネル施工では、掘削直後に吹付けコンクリート、ロックボルトなどの支保工を行うため、変形をある程度抑えられるので、塑性域の岩盤のせん断強さは残留強度まで低下せず、ピーク強度のモールの包絡線と、残留強度のモールの包絡線の間的な値を取ると思われる。¹²⁾(モールの包絡線の間的な強度のイメージを図-8中の赤点線で示す。)よって、GSIシステムの入力値に適用する残留強度は、破壊領域に至った残留強度ではなく、強度がピーク後に、塑性域へ移行する塑性域の開始点と考える(図-9)。但し、ブロック試験結果では塑性域の開始点の判別が難しいケースもある(図-10)ため、ピーク強度と残留強度の平均値(図-9, 10中の赤点線)も参照指標として考慮す

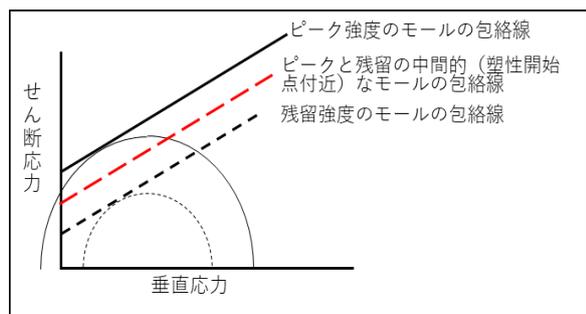


図-8 ピーク強度と残留強度の間的なモールの包絡線のイメージ

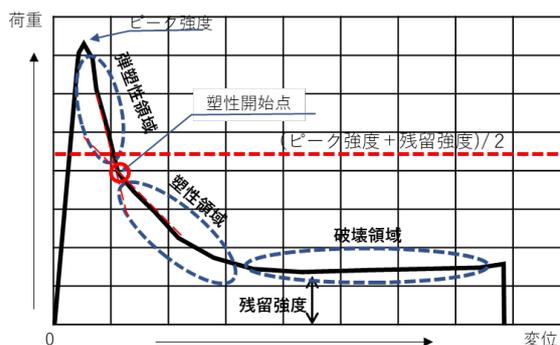


図-9 ブロックせん断試験の荷重、変位曲線と各領域のイメージ(塑性開始点の判別が容易な例)

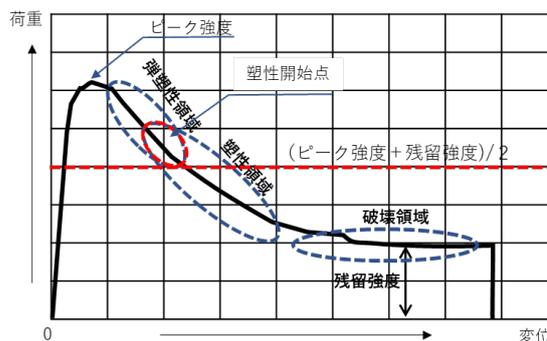


図-10 ブロックせん断試験(塑性開始点が不明確な例)

るものとし、両者を総合的に勘案して残留強度を設定する。但し、塑性域の開始点については今後共各種知見の収集を行い、検討を進める。

(4) 残留強度の場合のGSIシステムの入力値

3.(2)で述べたとおりGSIシステムの入力値は、GSI値と岩石の一軸圧縮強さ(σ_{ci})、岩石の摩擦特性に関する定数(mi)及びD値(Disturbance factor)である。この内、岩石の一軸圧縮強さ(σ_{ci})、岩石の摩擦特性に関する定数(mi)はインタクナな岩石を表す指標であるため、塑性域でもその性状は変化しないので、入力値の変更はしない。また、D値についても掘削後の乱れの状態を表す指標であるため残留状態とは関係ない。よって、残留強度は、岩盤の性状を表したGSI値のみを3.(3)で設定した残留強度に応じた割合に減じた入力値に変更する。(下式参照)

$$GSI\ residual = GSI\ peak \times \frac{\text{残留強度}}{\text{ピーク強度}}$$

4. 弾塑性法による二次元掘削解析

GSIシステムにより推定した強度・変形特性により解析コードRS2(phase2; Rocscience Inc.)により二次元の掘削解析を行った。なお、RS2による残留強度の設定は図-11のとおりピーク強度を過ぎた直後に移行するように設定されている。またRS2ではHoek and Brownの破壊規準を適用した場合の

他に Mohr-Coulomb の破壊規準を適用した場合も解析できるため両者の結果を比較する。

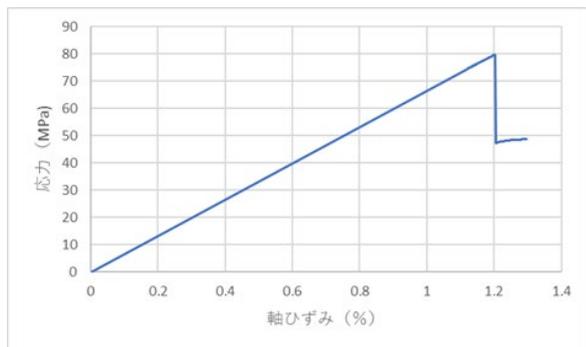


図-1 1 RS2 による残留強度の設定状況

図-12 は RS2 による両破壊規準による解析の結果である。Hoek and Brown の破壊規準を適用した場合は、最大のゆるみ範囲はアーチ部で 3.5m、左壁部で 4.8m、右壁部で 6.2 m となる。現設計における PS アンカーの定着部はゆるみ範囲外にあり、空洞の安定に問題ない。一方、Mohr-Coulomb の破壊規準の適用した場合は、最大のゆるみ範囲はアーチ部で 1.2 m、左壁部で 3.4m、右壁部で 4.4m となり、Mohr-Coulomb の破壊規準を適用した場合の方が比較的ゆるみ領域は小さくなる。この要因に関し、今後解析ケースを増やして明らかにする予定であるが、Hoek and Brown の破壊規準の方が、拘束圧が高くなるにつれて勾配が小さくなることも一因と考えられる。

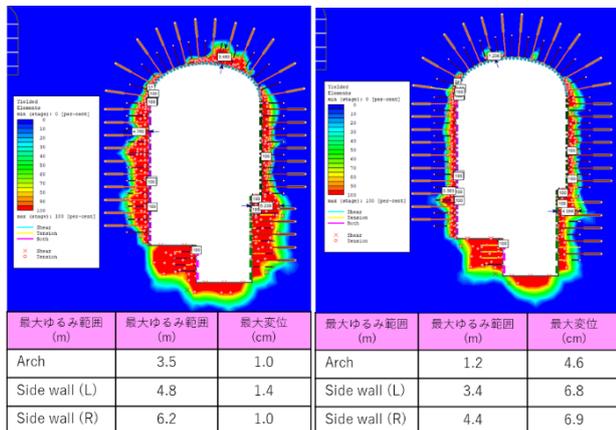


図-1 2 RS2 による二次元掘削解析の実施例

5. まとめ

アッパーチソカンプロジェクトは2023年7月に本格着工を迎え、現在ダム基礎掘削、ヤードの整地工事等を実施中であり、大規模地下空洞の掘削は2025年となる。今回の報告では発電所地下空洞の掘削解析についてGSIシステムを利用した入力値に対する基本的な考え方を示した。今後、試掘坑の延

伸に伴い新たな地質情報を得、入力値を見直す予定である。本論文の要約を以下に示す。

- (1) Hoek and Brown により開発された GSI システムの適用性について、ボーリングコアから求めた GSI 値と一軸圧縮強さなどの入力値から GSI システムによる強度・変形特性値の推定方法を示した。また、掘削後の乱れの状態を表す D 値は、地下空洞掘削等で行われるスムーズプラスティングを行う場合は、残留強度の場合も含めて D=0 が入力値あることを示した。
- (2) GSI システムにより算定した強度特性値について、原位置ブロックせん断試験値と比較して評価を行った。比較の結果、両者は概ね一致しているものの、ブロックせん断試験結果が GSI システムによる推定結果に比べて、せん断強度がやや小さめとなった。これは、GSI システムのインプットデータとして、掘削後の乱れの状態を表す指標である D 値を D=0 と入力したためと想定される。
- (3) 残留強度における GSI 値の低減率は、ブロックせん断試験のピーク強度と残留強度の比を入力するとした。この時の残留強度はせん断試験の残留強度ではなく、強度がピーク後に、塑性域へ移行する塑性域の開始点と考えることをしめした。これは、トンネル施工では、掘削直後に吹付けコンクリート、ロックボルトなどの支保工を行うため、変形をある程度抑えられるため、残留強度まで低下しないと考えたためである。但し、塑性域の開始点については今後共各種知見の収集を行い、検討を進める。
- (4) 求めた残留強度による強度、変形特性値から二次元の掘削解析を行い、Hoek and Brown と、Mohr-Coulomb の破壊規準を適用した場合の比較を示した。この結果、Mohr-Coulomb の破壊規準を適用した場合の方が比較的ゆるみ領域は小さくなる。この要因に関し、今後解析ケースを増やして明らかにする予定である。

参考文献

- 1) Paleostresses and strike-slip movement: the Cimandiri Fault Zone, West Java, Indonesia, Journal of Volcanology and Geothermal Reserch, Vol.9, pp. 3-11, 1994.
- 2) Marliyani G, Helmi H, Arrowsmith J, Clarke A: Volcano morphology as an indicator of stress orientation in the Java Volcanic Arc, Indonesia, Journal of Volcanology and Geothermal Reserch, Vol. 400, 2020, <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0377027319304548>(2024年8月6日参照)
- 3) Handayani.L, Maryati M, Kamtono M, Mukti M, Sudrajat Y: Audio-Magnetotelluric Modeling of Cimandiri Fault Zone at Cibeber, Cianjur, Indonesian Journal on Geoscienc Vol.4, pp39-47, 2017.
- 4) 関西電力：大河内発電所工事誌, pp.470, 1995

- 5) 藤井隆弘, 森 聡, 樋口良典, 西田雅, 徳楠充宏, 筒井勝治: インドネシア国アッパーチソカン揚水発電所の発電所地下空洞の設計, 第 50 回岩盤力学講演会シンポジウム, 6, 2024.
- 6) E. Hoek and E.T. Brown: Practical estimates of rock mass strength, Published in the International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol 34, No 8, pp.1165~1186, 1997.
- 7) E. Hoek, C. Carranza-Torres and B. Corkum: Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition, Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 1, pp.267~273, 2002.
- 8) Hoek, E., Carter, T.G., Diederichs, M.S.: Quantification of the Geological Strength Index Chart, the 47th US Rock Mechanics /Geomechanics Symposium held in San Francisco, CA, USA, 2013,
<https://www.rocksolid.com/assets/resources/learning/hoek/2013-Quantification-of-the-GSI-Chart.pdf>(2024 年 8 月 6 日参照)
- 9) E. Hoek and E.T. Brown: The Hoek - Brown failure criterion and GSI e 2018 edition, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 11, pp445~463, 2019.
- 1 0) M. Cai,, P.K. Kaisera, Y. Tasakab, M. Minami; Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 44, pp. 247–265, 2007.
- 1 1) M. Cai,, P.K. Kaisera, H Uno, Y Tasaka, M minami: Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 41, pp. 3–19, 2004..
- 1 2) 中野良紀; 農業土木学会誌, 第41 卷, 第10 号 pp.649 ~650, 1973.