

CASE STUDY

연약암반에서 암반의 특성을 고려한 광산갱도의 최적 설계

장명환*, 하태욱, 정희선

한국광물자원공사 자원개발기술팀

Optimized Design of Mine Span Considering the Characteristics of Rockmass in Soft Ground

Myoung Hwan Jang*, Taewook Ha, and Hee Sun Jeong

Mining & Geotechnical Team, Korea Resources Corporation

*Corresponding author: mhjang@kores.or.kr

Received: January 22, 2018

Revised: February 14, 2018

Accepted: February 19, 2018

ABSTRACT

For a long-term mine development plan, the determination and design of mine tunnel size are very important because it is the basis of plans for equipment, transportation and operation. The OO mine has had a difficulty in changing the mining plan due to the design of the tunnels with an emphasis on productivity improvement, and much effort was needed to maintain the mine tunnel. In this study, we designed the mine tunnel with optimized tunnel span considering the mechanical properties of rockmass and established the support plan. To do this, the estimation of the mechanical parameters(Swelling pressure, deformation coefficient and earth coefficient), field investigations and various analyses were carried out. As a result, it was necessary to consider the downsizing of the tunnel section in order to maintain the tunnel stability and dimension by using the roof bolt and analyzed that various functional constructions of the support material and method would be required to maintain the current tunnel size.

Keywords: A long-term mine development plan, Productivity improvement, Design of optimum mine tunnel, Mechanical parameters

초록

장기적 광산 개발계획을 위하여 광산의 갱도설계는 장비계획, 운반계획, 운영계획 등의 기본이 되므로 매우 중요하다. OO광산은 생산성 향상에 중점을 둔 갱도설계가 이루어짐으로써 채광계획 변경이 매우 어렵고, 굴착갱도를 유지하기 위한 많은 노력이 필요하였다. 본 연구에서는 암반의 역학적 특성을 고려한 최적갱도를 설계하고 지보계획을 수립하고자 하였다. 이를 위하여 암반의 역학적 변수(팽윤압력, 변형계수, 지압계수)들에 대한 추정, 다양한 현장조사와 분석 등을 수행하였다. 그 결과 roof bolt 등을 활용하여 갱도유지를 하려면 갱도단면 축소 등을 고려할 필요가 있었으며, 현 갱도규격을 유지하기 위해서는 지보재와 지보방법에 대한 다양한 기능적 기술들이 필요할 것으로 분석되었다.

핵심어: 장기적 광산개발계획, 생산성 향상, 최적갱도설계, 역학적 변수



서론

OO광산은 퇴적모암의 층상형 미고결 암반층으로 함수율이 30~40% 정도의 재채굴 광산이다. 본 광산은 후퇴식 채광(Retreat mining)을 위한 연속채광장비(Continuous miner)의 원활한 운영을 위하여 갱도규격 4.5~6.0 m로 설계되었다. 이러한 갱도규격은 채광장비의 운영효율을 고려한 생산성에 중점을 둔 설계로 광산별로 채광기간을 3년 이내로 완료한다는 개념이다.

본 광산의 지보는 록볼트(Rock bolt), 케이블 볼트(Cable bolt), 케이블 트러스(Cable truss) 등을 조합한 것으로 초기에는 지반 제어가 가능하였지만 암반의 시간 의존성으로 지반제어에 많은 어려움이 있었다.

따라서 본 연구에서는 OO광산의 암반의 역학적 특성을 고려한 갱도의 최적크기를 도출하고자 하였다. 갱도의 최적크기를 결정하기 위하여 경험적인 방법과 신경망(Neural network)의 학습결과를 이용하여 최적 갱도규격을 결정하고 수치해석 등을 통하여 지반강도의 다양한 감소조건에 대한 안정성과 적정 지보재를 검토하였다.

암반의 물리·역학적 특성

OO광산의 광체는 광석광물이 층상의 쇄설성 세립 퇴적물 내에 농집되어 있는 형태의 “Manto”를 이루고 있으며 7개의 층으로 구성되어 있다. Manto(M)의 단위중량은 16~17 kN/m³, 주변암의 단위중량은 18~21 kN/m³ 정도이다. 본 광체의 일축압축강도는 1.5 MPa, 탄성계수는 530 MPa 정도의 강도특성을 가지고 있다.

팽윤성과 함수율

OO광산은 Montmorillonite 계열의 점토광물들을 상당량 혼재하고 있다. Montmorillonite 계열의 점토광물들은 수분을 흡수하면 원래 부피의 수배로 팽창하며 내부 마찰저항이 작아지는 특성이 있다. 본 광산에 대한 팽윤성과 함수율 등에 대한 실험자료는 Table 1, Table 2와 같다.

Table 1. Swelling strain and composition of Montmorillonite of OO mine ore

Classification	Swelling strain (%)	Montmorillonite (Wt%)
Upper clay-bed of Manto3	7.9	-
Clay-bed in Manto3a	18.5	26.8
Clay-bed between Manto3 & Manto3a	29.3	94.6

Table 2. Moisture content and slake of Manto in OO mine

Classification	Moisture (%)	Slake
Manto3 (roof)	25.2±6	12.81
Manto3	39.4±3	10.29
Manto3 (floor)	4.5±1	95.46

Fig. 1은 Klein(2001)의 액상한계와 팽윤압력(Swelling pressure)과의 관계를 나타낸 그래프에 본 광산의 함수율을 적용시킨 것이다. 암석의 단위중량 $16 \text{ kN/m}^3 \sim 18 \text{ kN/m}^3$, 함수율 30~40%를 적용하였을 때 팽윤압력은 최소 25~35 kPa, 최대 40~50 kPa 정도로 분석되었다.

따라서 본 광산의 갱도설계는 갱도벽면에 작용하는 측압조건 외에 함수비에 따른 팽윤압력을 고려하여야 할 것으로 사료된다.

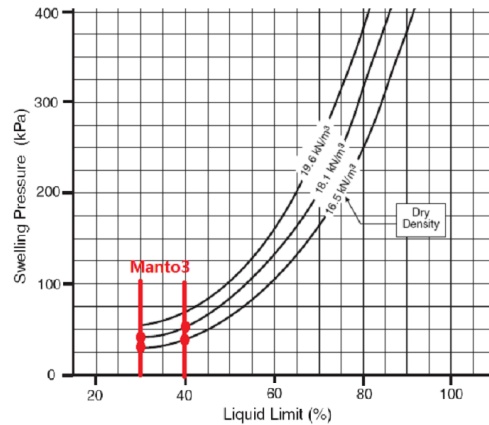


Fig. 1. Relationship between swelling pressure and liquid limits of OO mine ore

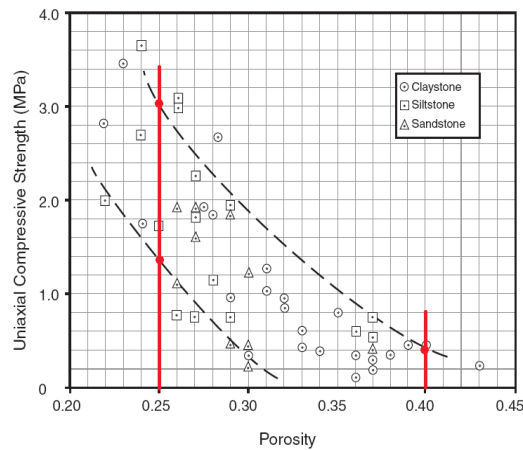


Fig. 2. Characteristics of the uniaxial strength on porosity of OO mine ore

Fig. 2는 Klein(2001)의 취약한 퇴적층에서 3가지 암석(실트암, 점토암, 사암)에 대한 공극률과 일축압축강도의 변화도에 본 광산의 암석의 특성을 적용시킨 것이다. 본 광산 암석의 함수율은 25~40% 수준이므로 공극률이 40%에서 25%로 감소하면, 일축압축강도는 0.4 MPa 정도에서 1.4 MPa~3.0 MPa까지 증가하는 것으로 분석되었다. 따라서 본 광산과 같이 함수비가 높은 암반내의 갱도유지를 위해서는 적절한 통기에 의한 건조과정을 거쳐서 암반의 강도를 증진시킬 수 있을 것으로 사료된다.

암반분류와 GSI

본 광산에 대한 암반의 공학적 분류결과 BRMR은 36.7 ± 5.6 (N=46 개소), AjRMR은 25, Q값은 0.027 ± 0.015 정도로 분석되었고 RMR과 Q의 상관관계는 다음과 같다.

$$RMR = 5.86 Q + 46.9 \quad (r^2=0.46) \tag{1}$$

현지암반에 대한 GSI 분류를 위하여 Marinos et al.(2005)의 GSI 표를 이용하였다. 분석결과 Fig. 3과 같이 하부 층서로부터 역암은 40~45, M3층(Manto3)은 5~15, M3층 상부 응회암이 15 정도로 매우 낮은 값으로 분석되었다. M3층의 하부인 역암층의 GSI 값이 비교적 큰 것으로 볼 때 반팽(Heaving)의 영향이 가장 낮은 것으로 분석되었다.

따라서 본 광산은 광체 중으로 갱도를 개설하기 보다는 하부의 역암층을 기저로 하는 갱도를 개설하면 반팽에 의한 변형요소를 완화시킬 수 있을 것으로 분석되었다.

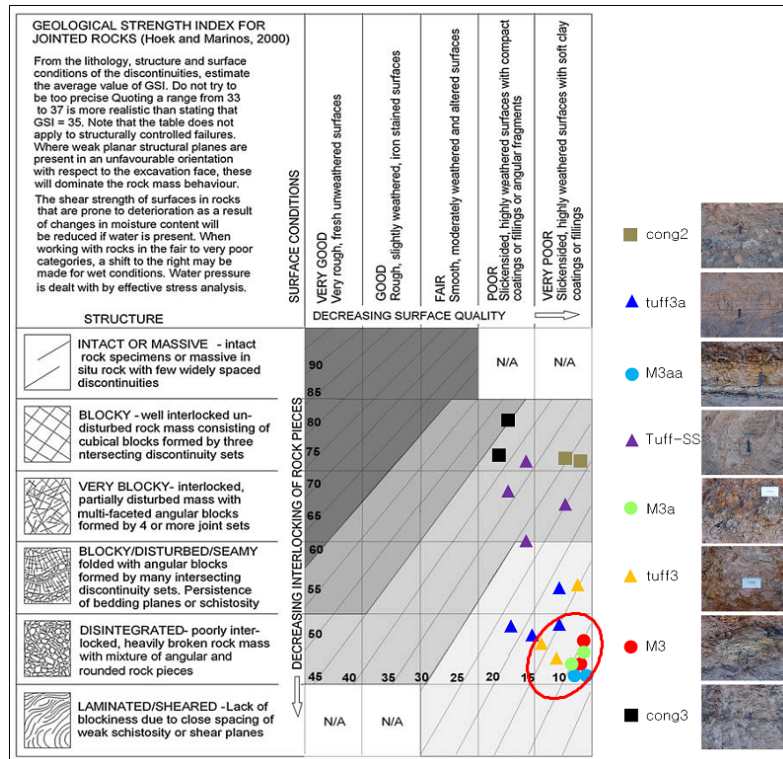


Fig. 3. GSI by rock types in OO mine

암반의 변형특성

RMR을 이용한 현지암반의 변형계수는 Serafim(1983), Bieniawski(1978) 등의 방법에 의하여 평가할 수 있으며, RMR 50 이하일 때 Serafim 식이 유용하다. 본 광산의 변형특성을 Serafim식에 의한 결과 RMR 25일 때 현지암반의 변형계수는 2.4 GPa 정도로 평가되었다. 이 값은 Fig. 4와 같이 변형특성이 매우 낮아 갱도 굴착시 낮은 응력에도 갱도에 큰 변형거동을 야기할 수 있다.

Hoek(2004)는 암반이 불량할 경우 GSI와 일축압축강도로부터 변형계수를 산출할 수 있는 경험식을 아래와 같이 제안하였다. 이 식은 실험에 의하여 변형계수를 측정하기 어려울 때 주로 사용한다.

$$E_m (GPa) = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{(GSI-10)}{40}} \tag{2}$$

본 광산의 개별암석에 대한 변형계수를 평가한 결과 Fig. 5와 같이 M3층은 일축압축강도 1.5 MPa, GSI 15일 때, 변형계수 0.16 GPa, 응회암은 일축압축강도 2.0 MPa, GSI 20일 때 변형계수는 0.25 GPa, 사암은 일축압축강도 3.0 MPa, GSI 35 일 때 변형계수는 0.73 GPa, 역암은 일축압축강도 8.5 MPa, GSI 45일때 변형계수는 2.19 GPa정도로 평가되었다.

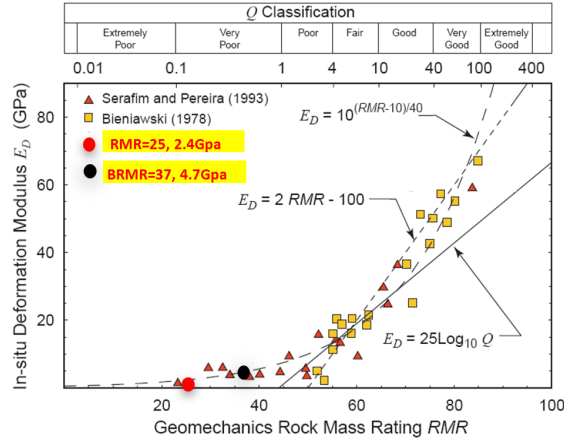


Fig. 4. In-situ deformation modulus by RMR & Serafim method (1983)

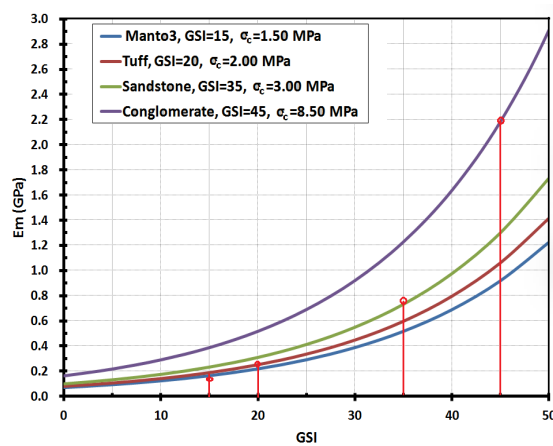


Fig. 5. Deformation properties of rockmass by GSI & uniaxial strength

축압계수

본 광산의 채광설계회사인 Agapito는 기존 문헌 및 지질학적 현상을 분석한 결과 지구조 활동에 의해 발생된 수평응력은 최소이거나, 연직응력에 비해 아주 작다고 판단하였다. 본 광산은 미고결층과 재채굴 광산으로 암반의 특성과 입지 여건상 초기응력을 측정하기가 어려워 축압계수 K 값을 Sheorey(1994)의 지구의 탄성-정열역학적 응력모델식(Elasto-static thermal stress model)을 이용하여 계산하고 광산지역에 대한 구조적 특성들의 정성분석을 통하여 결정하였다.

$$K = 0.25 + 7E_h \left(0.001 + \frac{1}{z}\right) \quad (3)$$

E_h 는 광산전역의 암반분류값 BRMR이 37, A_j RMR이 25일 때의 현지암반의 변형계수를 적용하고, 개발심도가 지표면으로부터 75 m~175 m 사이일 때 본 광산의 평균 측압계수(K)를 Fig. 6과 같이 0.5로 평가하였다.

또한 내공축소와 지반침하하는 작용응력을 감소시키므로 Manto 층에 존재하는 구채굴적에 의해 발생한 내공축소와 지반침하가 수평응력을 감소시켰을 것으로 추정하는데 과거와 현재의 채광활동 결과 전형적인 수평응력 활동이 없었기 때문에 측압계수를 0.5로 결정하였다.

이는 Manto층의 분포 위치가 계곡층의 상부 또는 직하부이고, 계곡층을 침식하거나 메사(Mesa)층 생성에 어떤 수평응력의 작용이 없었으며, 점토질 Manto층이나 Manto층 상부의 연약한 사암층이 소성상태로 작용함으로써 암반은 쉽게 항복이 발생하며 작용응력은 소성변형에 의해 소산되기 때문이다.

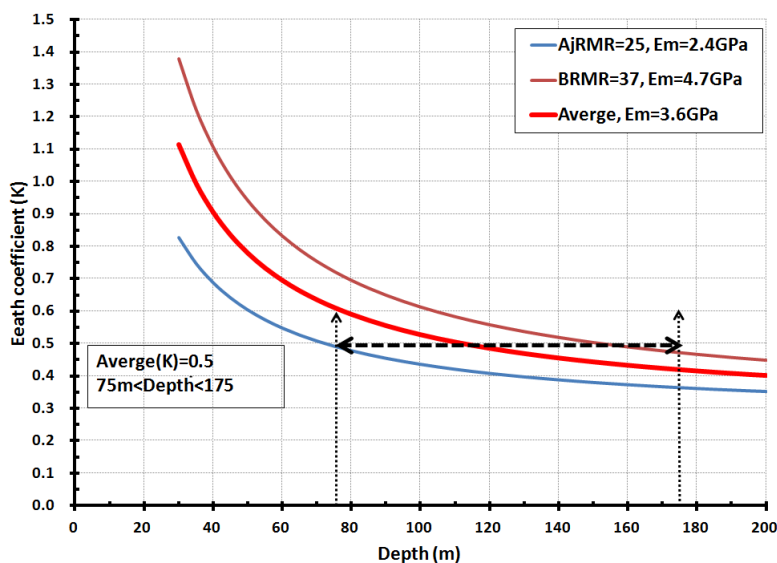


Fig. 6. Earth coefficients (K) to development depth in oo mine

갱도 규격설계

경험적 갱도설계

OO광산은 광산별로 최대 3년간 개발을 하도록 계획하고 있다. Fig. 7은 RMR에 의한 무지보 기간과 지보력을 분석한 것으로 RMR 37에서 6 m 폭의 갱도는 3.5시간, 4.5 m 폭은 6시간, 3.0 m 폭은 10시간정도 무지보가 가능하며, RMR 25에서 3 m 폭의 갱도는 1시간 정도 무지보가 가능하다. 이것은 이 시간 내에 지보력을 강화하지 않으면 갱도가 변형파괴될 수 있다는 것을 의미한다.

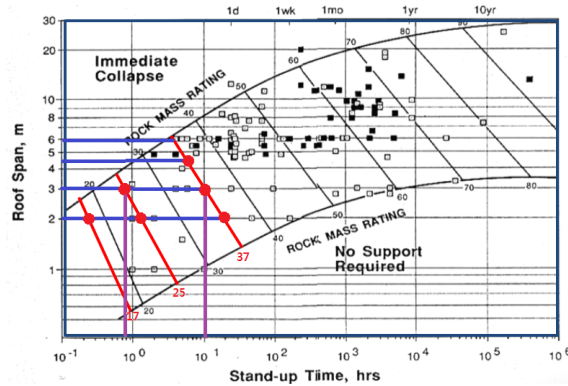


Fig. 7. Stand up time according to RMR and mine spans in OO mine

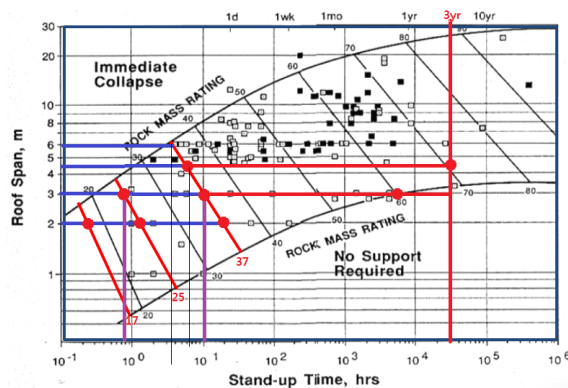


Fig. 8. Rockmass condition for supporting of mine tunnel more than 3 years

Fig. 8은 3년간 광산갱도를 유지하기 위해서 현재 4.5 m~6 m 폭의 갱도는 RMR 70 이상의 암반조건이 되도록 지보력으로 유지하는 것이 필요하다는 것을 의미한다. 3 m 폭의 갱도는 RMR 60 정도의 암반조건이 되도록 지보력을 유지하여야 한다. 이것은 RMR 25 수준에서는 현재의 운반갱도 폭 4.5 m 이상을 유지하기 위한 지보력 강화를 위해서는 비용증가를 예상할 수 있다. 따라서 본 광산은 RMR 25를 기준으로 할 때 지보력을 감안하더라도 갱도너비는 최대 3 m 정도가 안정적인 것으로 분석되었다.

Q에 의한 Span 설계

Q-system에서 등가 굴착크기(De, Equivalent Dimension)는 갱도의 폭(m)과 굴착지보계수(ESR, Excavation Support Ratio)의 비로 표시되며 구조물의 사용목적에 따라 ESR을 적용한다. Barton et al. (1974)은 광산의 일시적인 갱도로 ESR 값을 3~5로 제시한 바 본 광산은 광산별 개발기간이 최대 3년을 감안하여 ESR 3을 적용하였다. 그 결과 Q에 의한 갱도의 설계규격은 1.4 m 폭 정도이므로, 광산갱도의 폭을 3.0~4.5 m로 개발하려면 지보비용의 증가가 필연적이다.

$$S_{\max} = 2 \times ESR \times Q^{0.4} = 2 \times 3 \times 0.027^{0.4} = 1.4 \text{ m} \quad (4)$$

록볼트 길이는 (5)식에 의하여 ESR=3, 갱도 폭 4.5 m 일 때 2.25 m이고, 갱도 폭 3.0 m 일 때는 2.15 m 정도로 계산되었다. 이때 지보압력은 (6)식에 의하여 0.48 MPa 정도로 평가되었다.

$$L_{bolt}(m) = 2 + \frac{0.15B}{ESR} \tag{5}$$

$$P_{roof} = \frac{0.2}{J_f} Q^{-(1/3)} (\text{MPa}) = 0.48 \text{ MPa} \tag{6}$$

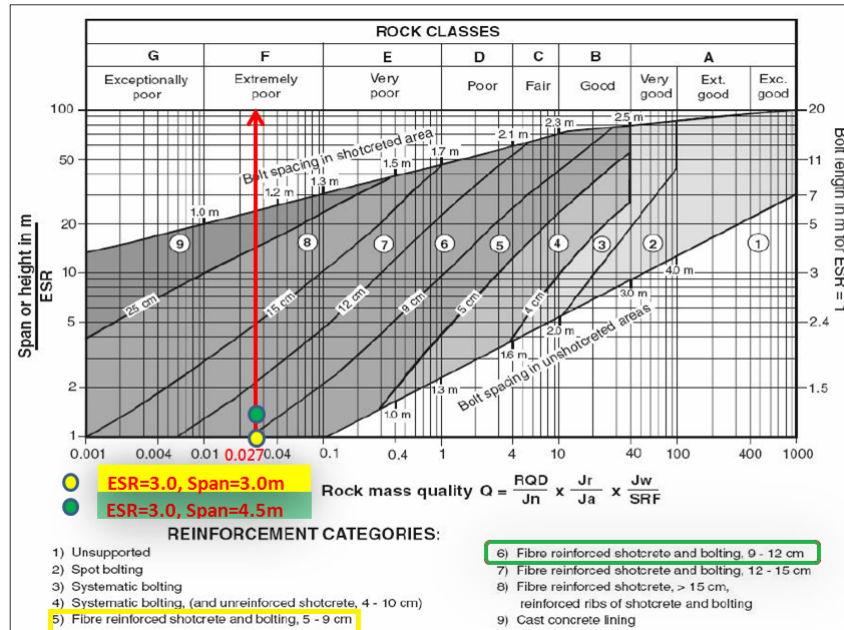


Fig. 9. Reinforcement of OO mine tunnel (Span=3, 4.5 m) by Q

Fig. 9는 Barton et al.(1974)의 Q에 의한 지보량 산정을 나타낸 도표이다. 그림에서 Q=0.027, ESR=3일 때, 갱도규격 4.5 m의 지보범주는 볼트간격 1.0 m의 록볼트와 강섬유로 보강된 슛크리트 두께 9~12 cm를 시공하여야 한다. 또 갱도규격 3.0 m일 때는 볼트간격 1.0 m의 록볼트 시공과 강섬유로 보강된 슛크리트 두께 5~9 cm를 시공하여야 한다.

본 광산을 개발하기 위해서는 위와 같이 슛크리트 시공과 록볼트를 체계적으로 시공하여 지보력에 의한 안정성을 증진시켜야 하지만 광산 특성상 슛크리트 내압강도와 같은 정도의 록볼트+케이블 볼트+Wire mesh를 조합 시공하고 필요시 케이블 트러스(Cable truss)를 시공하여 내압강도를 증진시키는 방안을 검토할 필요가 있다.

신경망에 의한 갱도규격 설계

경험적인 지보설계는 암질이 보통에서 양호한 범주인 $RMR_{76} > 50$ 에서 개발되었다. Ouchi et al.(2009)은 신경망(Neural network) 학습결과로 Table 3과 같이 안전율과 지보형태가 유사한 것들을 비교하여 4개의 범주로 분석하였다. 표에서 Category A는 안전율 1.0 이하에서 지보력을 강화하여 Category B~C수준까지 안전율을 증가시킬 수 있음을 보여주고 있다. 본 광산에서는 Category A의 신경망 학습결과를 이용하여 연약암반에서 지보력을 감안한 최적 갱도규격을 분석하였다.

Table 3. Description for Neural network categories

Category	SF	RMR	Span (m)	Remark
A	1.0<	25~60	2~12	- Pattern bolt (1.2 m×1.2 m or 0.9 m×0.9 m) - Friction bolt (Split set or Swellex)
B	6.76	30~60	1.5~9.1	- Category A+ - Spot bolting using resin grouted rebar
C	7.32	26~60	1.8~10.7	- Category B+ - Resin grout rebar and pattern bolt
D	9.55	15~55	2.1~13.1	- Cable bolt - Engineering designed support system such as cemented rock fill

Fig. 10은 Category A에 대한 신경망 학습결과를 이용하여 본 광산에서 적용할 수 있는 갱도의 규격을 분석한 것이다. 갱도규격 3.0 m는 “Weak Rock PU-Unstable” 영역에 위치하나 작은 지보력으로 “Weak Rock Stable” 영역으로 향상시킬 수 있을 것으로 분석되었다. Category A는 안전율 1.2 이하로써 본 광산의 개발계획(개발기간 6개월~3년)과 유사하며, RMR 25에서 최대 갱도규격을 3 m로 분석하였다. 이는 록볼트만의 지보력을 감안한 것이기 때문에 지반보강이나 지보재 개발을 통하여 안전율을 더 향상시킬 수 있을 것으로 판단된다.

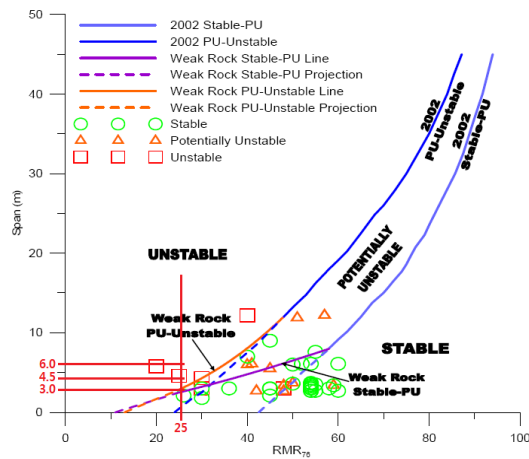
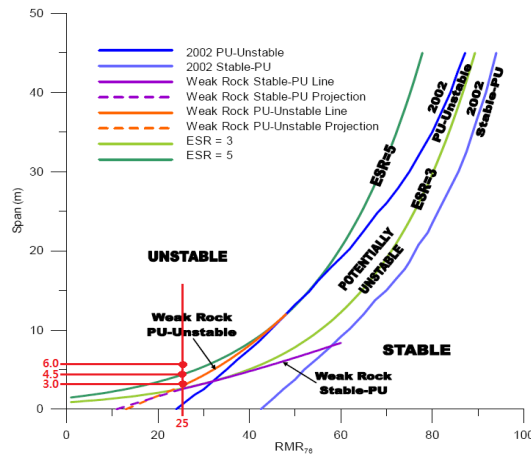

Fig. 10. Estimation of OO mine's span by neural network in Category A

Fig. 11. Estimation of OO mine's span by neural network with ESR in Category A

Fig. 11은 본 광산의 광산별 가행기간이 6개월~3년 정도로 짧게 설계되어 있기 때문에 ESR 3~5정도를 적용한 신경망 학습결과를 이용한 것이다. RMR 25인 경우 ESR=5에서도 갱도규격 4.5 m 이상은 “Unstable” 영역으로 “Weak Rock Stable” 영역까지 보강하기 위해서는 많은 지보비용이 소요되며, ESR=3에서 갱도규격 3 m는 “Potentially Unstable” 영역으로 “Weak Rock Stable” 영역까지 작은 지보력으로 본 광산의 개발기간 까지 갱도유지가 가능한 것으로 분석되었다.

갱도규격 분석결과

본 광산에서 암반의 특성을 고려한 최적 갱도규격을 평가하기 위하여, RMR, Q-system, 신경망의 학습결과들은 Table 4와 같다. 표에서 RMR에 의한 지보하중은 Unal(1992)의 제안식을 이용하였다. 표에서와 같이 본 광산의 개발갱도는 3 m 정도에서 마찰볼트(Friction bolt)나 케이블 볼트 등을 이용하여 안전율 1.2 정도의 수준에서 개발 가능한 것으로 분석되었다.

Table 4. Optimized mine span by 3-estimation methods in OO mine

Classification	RMR	Q	Neural network
Estimation factor	25	0.027	47-database train
Unsupported span (m)	<1.1	<1.4	<2.0
Maximum span (m)	3.0	3.0	3.0
Support load (MPa)	0.043	0.476	-
support	System bolt	Shotcrete+rockbolt	Friction bolt, ESR=3
SF	-	-	SF > 1.0

그러나 구채굴적 등 국부적으로 나타나는 위험요소들은 별도의 지보대책이 필요하다. 따라서 본 광산의 개발갱도는 최대 폭 3 m 정도에서 마찰볼트나 케이블 볼트 등을 조합하여 개발하는 것이 가능하며, 4.5 m의 갱도폭은 현재의 록볼트보다 지보력의 강화가 예상되어 강지보 등에 대한 지보재의 검토가 더 필요할 것으로 사료된다.

갱도 규격분석

갱도규격

CASE별 갱도규격은 RMR, Q, 신경망에 의한 최적 갱도폭 3 m부터 Agapito에 의하여 설계된 갱도폭 4.5 m까지, 갱도높이는 2.5 m, 3.0 m로 설정하였다. 갱내 채광시 혼입률(Dilution)등의 채광 안정성을 고려하기 위하여 HR(Hydraulic radius) 분석을 실시하였다. Martin et al.(1999)은 갱내 채광시 "Stability Graph Method"에서 HR과 안정성 Index (N)와 교점으로 갱도 막장면의 안정성 등을 유추하였다. 동일한 안정성 Index에서 HR 값이 적을수록 막장면에서 채광갱도의 안정성이 높다. HR은 사각형 갱도에서 (7)식과 같으며 A는 갱도의 단면적(m²)을, w는 갱도의 너비(m), h는 갱도의 높이(m)를 나타낸다. HR 분석결과 Table 5와 같이 CASE(2)가 0.68로 가장 안정한 것으로 분석되었다.

$$HR = \frac{A}{2(w + h)} \tag{7}$$

Table 5. Dimension for design of OO mine tunnel

Classification	CASE(1)	CASE(2)	CASE(3)	CASE(4)	CASE(5)
Width (m)	3.0	3.0	3.5	4.0	4.5
Height (m)	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5
Hydraulic radius (m)	0.75	0.68	0.73	0.77	0.80

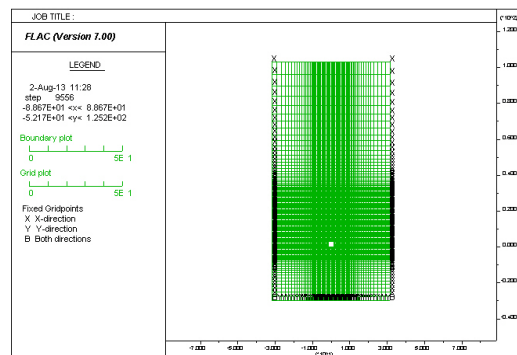
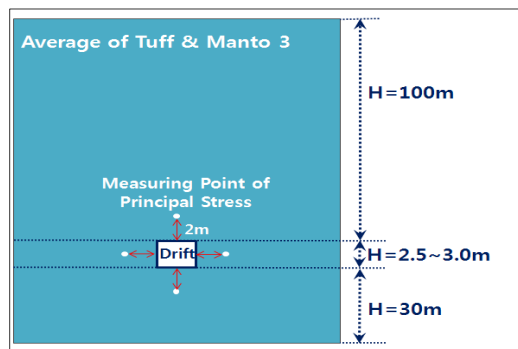
수치모델링

수치해석을 위한 입력자료는 Table 6과 같다. 갱도규격과 형상에 의한 주응력 분포와 안전율의 경향을 분석하기 위하여 M3와 응회암의 평균값을 적용하여 동일조건에서 분석하였다.

Table 6. Input data for numerical analysis

Rock type	ρ (kg/m ³)	E (MPa)	ν	c (MPa)	ϕ (°)	σ_{tm} (MPa)
Tuff & M3	1,750	85	0.35	0.30	13.3	-0.007

수치모델은 Fig. 12와 같이 굴착에 의한 주응력의 교란이 없도록 연약암반을 고려하여 갱도크기의 5배 이상으로 구현하였다. 주응력 측정은 Fig. 13과 같이 록볼트 선단정착 위치인 천단, 갱도벽면, 갱도바닥 중앙등의 2 m 지점에서 실시하였다.


Fig. 12. Model for numerical analysis

Fig. 13. Measuring point of principal stress

CASE별 안전율 분석

Hoek & Brown(1994)은 신선암뿐만 아니라 절리암반등 전체적인 암반의 상태를 고려하여 사용할 수 있는 파괴조건식으로 (8) 식을 제안하였다. 이 식에서 m 은 주응력선도의 기울기와, s 는 암석의 연약계수와 관계가 있다.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_3\sigma_c + s\sigma_c^2} \tag{8}$$

연약암반에 대한 안전율을 계산하기 위하여 (8)식을 (9)식과 같이 변환하면 Fig. 14와 같은 주응력 좌표계상의 파괴거동 곡선으로 표현할 수 있다. (9)식을 편차주응력 식으로 변환하고 무차원화 시키면 (10)식과 같이 일반화할 수 있으며, Fig. 15와 같은 무차원 파괴거동 곡선으로 표현하여 안전율을 쉽게 계산할 수 있다.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_r \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s_r \right)^a \tag{9}$$

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma_{ci}} = \left(m_r \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s_r \right)^a \tag{10}$$

Fig. 15에서 작용응력이 B라고 하면 안전율(SF)은 (11)식과 같이 계산할 수 있으며 작용응력 $\mathbf{B(AB)}$ 는 수치해석을 통하여 구하였다. m_r, s_r 은 실험실 값을 GSI에 의하여 현지암반 값으로 보정한 값이며 암석의 일축강도와 암반의 파괴상수 등은 Table 7과 같다.

$$SF = \frac{AC}{AB} \tag{11}$$

Table 7. Hoek-Brown's failure coefficients for calculation of safety factor

Rock type	σ_c (MPa)	m_r	s_r	a	Remark
Tuff & M3	1.95	1.03	0.003	0.51	GSI 47.5 (Tuff 50, M3 45)

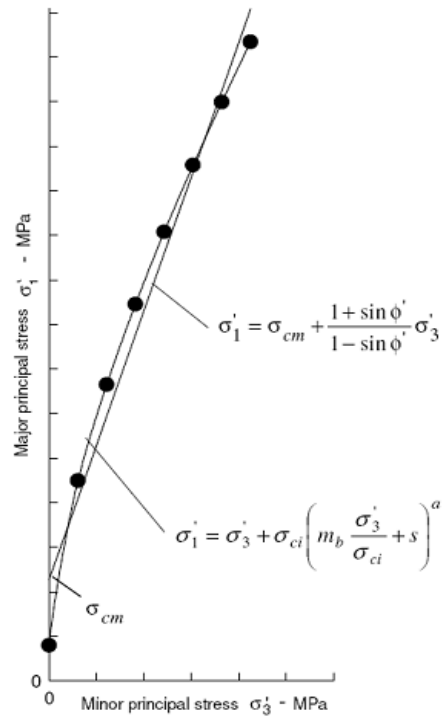


Fig. 14. Failures criteria

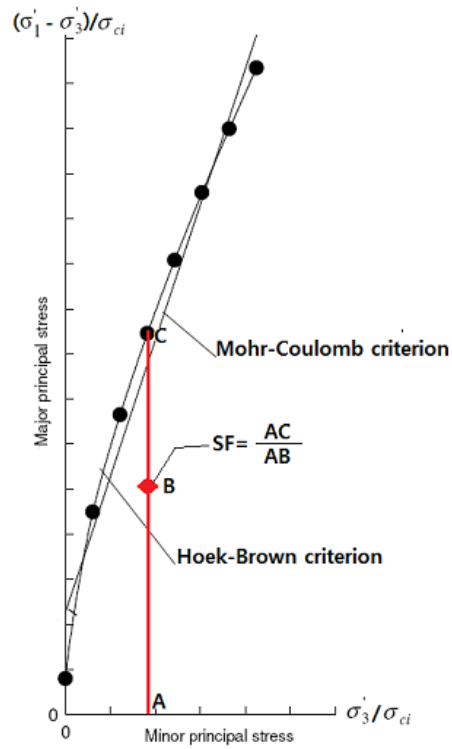


Fig. 15. Safety factor

Table 8은 천단, 벽면, 바닥의 각 중앙 2 m 지점에서 주응력에 의한 안전율을 분석한 결과 천단 중앙부분에서 안전율은 CASE(2)인 경우가 제일 높았으며, CASE(2) 대비 CASE(3)은 0.67, CASE(5)는 0.38배 까지 크게 감소하였다.

Table 8. Safety factors at the roof of OO mine tunnel

CASE	σ_1 (MPa)	σ_3 (MPa)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (MPa)	σ_3/σ_c	FLAC,(a) $(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_c$	Hoek-Brown,(b) $(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_c$	SF (b)/(a)	SF/SF _{max}
CASE(1)	0.99	0.59	0.40	0.30	0.21	0.56	2.70	0.94
CASE(2)	0.98	0.60	0.38	0.31	0.19	0.56	2.88	1.00
CASE(3)	0.98	0.48	0.51	0.24	0.26	0.50	1.92	0.67
CASE(4)	0.98	0.37	0.61	0.19	0.31	0.44	1.40	0.49
CASE(5)	0.97	0.28	0.69	0.14	0.35	0.38	1.08	0.38

Table 9. Safety factors at the sidewall of OO mine tunnel

CASE	σ_1 (MPa)	σ_3 (MPa)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (MPa)	σ_3/σ_c	FLAC,(a) $(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_c$	Hoek-Brown,(b) $(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_c$	SF (b)/(a)	SF/SF _{max}
CASE(1)	1.46	0.43	1.02	0.22	0.53	0.47	0.902	0.89
CASE(2)	1.70	0.59	1.11	0.30	0.57	0.55	0.970	0.96
CASE(3)	1.69	0.58	1.11	0.30	0.57	0.55	0.970	0.96
CASE(4)	1.93	0.73	1.19	0.38	0.61	0.62	1.013	1.00
CASE(5)	1.92	0.73	1.19	0.38	0.61	0.62	1.012	1.00

Table 10. Safety factors at the floor of OO mine tunnel

CASE	σ_1 (MPa)	σ_3 (MPa)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (MPa)	σ_3/σ_c	FLAC,(a) $(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_c$	Hoek-Brown,(b) $(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_c$	SF (b)/(a)	SF/SF _{max}
CASE(1)	1.04	0.51	0.53	0.26	0.27	0.51	1.903	0.95
CASE(2)	1.02	0.52	0.50	0.26	0.26	0.52	2.013	1.00
CASE(3)	1.00	0.40	0.60	0.21	0.31	0.46	1.484	0.74
CASE(4)	0.99	0.31	0.67	0.16	0.34	0.40	1.174	0.58
CASE(5)	0.97	0.23	0.74	0.12	0.38	0.35	0.917	0.46

Table 9는 갱도벽면에서 주응력에 의한 안전율을 분석한 것으로 CASE(4)의 안전율이 1.01로 가장 높게 평가되었으나 CASE(2)의 안전율 0.97과 대비하여 감쇠 비는 0.96정도로 대동소이 하였다.

Table 10은 바닥부분에서 주응력에 의한 안전율을 분석한 것으로 갱도 3.0×2.5 m인 경우가 가장 높았으며, CASE(2)와 비교하여 안전율은 갱도폭 3.5 m에서 0.74, 4.5 m는 0.46까지 크게 감소하였다. 이러한 현상은 연약암반에서 갱도너비가 커지면 하부에서 응력집중에 의한 반팽현상이 클 것으로 사료된다.

이상으로부터 갱도규격에 따른 주응력으로부터 안전율을 계산한 결과 CASE(2)의 3 m(W)×2.5 m(H) 규격이 가장 양호한 단면인 것으로 분석되었으며, 이는 HR에 의한 갱도 막장면 상에서의 안정성과도 일치한다.

물성변화에 따른 변위분석

굴진과정중 지지력 저하요인(불연속면, 수분, 팽창, 구개도, 채굴적)등을 반영하기 위해서는 암반물성을 감소시킬 필요가 있다. 갱도 규격 3 m(W)×2.5 m(H)의 갱도에서 물성을 10~50%까지 단계적으로 감소시켜서 수치해석을 실시한 결과 물성 감소율 30%까지 변위와 내공변형률은 Fig. 16, Fig 17과 같이 선형적인 거동을 보였으며 물성감소율 30%이상에서는 지수함수적인 급격한 변형거동을 보였다. 이러한 결과는 소성-이완 단계로서 Roof bolt 등에 의한 지보력에는 한계가 있는 것으로 사료된다.

실제 현장에서 Fig. 17과 같이 암반의 물성변화에 따른 변위 측정결과 암반물성이 30%정도 감소되었을 때 수직 내공변위는 25% 정도로서 갱도의 수직단면 축소에 영향을 주고 수평 내공변위 39%는 초기에 갱도가 축소되나 본 광산과 같이 매우 연약한 암반조건에서는 축소된 부분이 통기로 인하여 박락되어 갱도가 확장되는 결과를 가져왔다.

본 광산에서 지보설계는 암반의 초기 물성치에 대하여 선형적으로 변화하는 30% 감소치를 기준으로 할 필요가 있고 그 이후는 변형이 가속화 되는 소성영역으로 구분하여 강지보재의 설계가 필요할 것으로 판단된다. 따라서 본 광산에서 다양한 갱도크기를 운영하기 위해서는 Roof bolt 뿐만 아니라 지반특성과 갱도의 규격에 따른 다양한 지보재의 평가와 팽윤압력을 고려한 설계가 필요할 것으로 평가되었다.

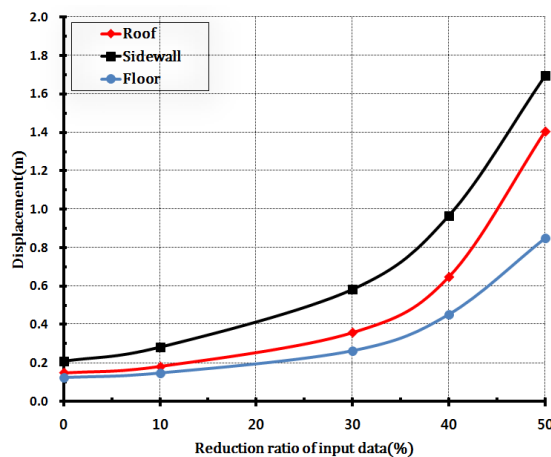


Fig. 16. Displacement of OO mine tunnel by reduction ratios of physical properties

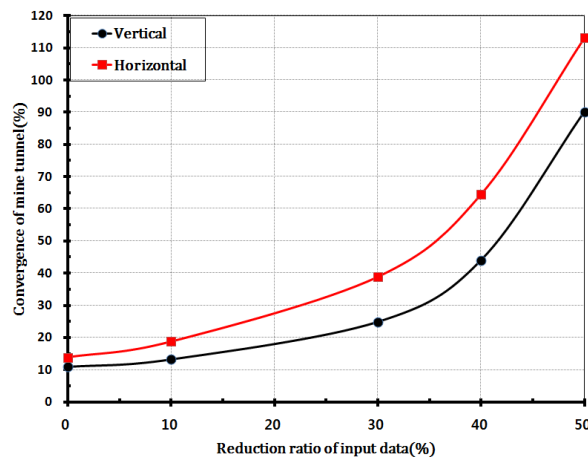


Fig. 17. Convergence of OO mine tunnel by reduction of physical properties

결론

OO광산의 암반의 역학적 특성을 고려한 갱도설계를 위하여 다양한 현장조사와 분석을 통하여 암반의 역학적 특성을 규명하고, RMR, Q, 신경망 등에 의한 최적 갱도규격을 결정과 수치해석에 의한 안정성평가 등의 연구결과는 다음과 같다.

1. 본 광산의 광체(Manto3)의 팽윤변형률은 29.3%, 팽창성 암석의 성분은 90% 정도이고 함수율은 25~45% 수준이며, 팽윤압력은 최소 25~35 kPa, 최대 40~50 kPa 정도로 갱도설계는 측압외에 함수비에 따른 팽윤압력을 고려하여야 할 것으로 사료된다.
2. 암반의 공학적 분류결과 BRMR은 36.7 ± 5.6 (N=46 개소), A_j RMR은 25, Q값은 0.027 ± 0.015 정도로 RMR과 Q의 상관관계는 $RMR = 5.86 Q + 46.9$ ($r^2=0.46$) 였다. 광체 직하부인 역암층이 강도와 GSI 값 등이 비교적 양호하여, 하부의 역암층을 거저로 하는 갱도를 개설하면 반팽에 의한 갱도 변형을 완화시킬 수 있을 것으로 사료된다.
3. 현지암반의 변형계수는 2.4GPa, 개별암석에 대한 변형계수는 Manto3가 0.16 GPa, 응회암이 0.25 GPa, 사암이 0.73 GPa, 역암이 2.19 GPa 정도로 변형특성이 매우 적을 경우 갱도 굴착시 낮은 응력에도 갱도에 큰 변형거동을 야기할 수 있을 것으로 분석되었다.
4. 본 광산의 측압(K)은 Sheorey의 탄성-정역학적 응력모델식을 이용하여 계산하고 광산지역의 구조적 특성들에 대한 정성분석을 실시하여 0.5로 결정하였다.
5. 암반의 특성을 고려한 최적 갱도규격을 평가하기 위하여, RMR, Q-system, 신경망 학습결과 등에 의한 분석결과를 종합한 결과, 본 광산의 갱도폭은 3 m 정도가 적합한 것으로 분석되었으며 갱도폭 4.5 m는 현재의 록볼트보다 지보력의 강화가 예상되어, 강지보 등에 대한 지보재의 검토가 더 필요할 것으로 사료된다.
6. 갱내 채광시 갱도막장에서 혼입률(Dilution)등의 채광 안정성을 고려하기 위하여 HR 분석을 실시한 결과 갱도규격 3.0 m(W)×2.5 m(H)가 HR 0.68로 가장 안정한 것으로 분석되었다.
7. 수치해석에 의한 주응력으로부터 안전율을 계산한 결과 CASE(2)의 3.0 m(W)×2.5 m(H)가 가장 양호한 굴착 단면인 것으로 분석되었으며 이는 HR에 의한 안정성과도 일치하였다.
8. 굴진과정중 지지력 저하요인 등을 반영하기 위하여 암반물성을 10~50%까지 단계적으로 감소시켜서 수치해석을 실시하였다. 그 결과 물성 감소율 30%까지 변위는 선형적으로 증가하였으며, 물성감소 30% 이상에서는 지수함수적인 급격한 지반 변형거동을 보였다. 이는 소성-이완 단계로 해석하여서 Roof bolt 등에 의한 지보는 한계가 있는 것으로 사료된다.

사사

본 연구는 한국광물자원공사의 자체 연구과제인 “OO 광산 연약암반에 적합한 지보시스템 개발”의 일환으로 수행되었습니다.

REFERENCE

Klein, S., 2001, An Approach to the classification of weak rock for tunnel projects, 2001 RETC proceedings, 793-805.

- Marinos, P.G., Marinos, V., Hoek, E., 2005, The geological strength index(GSI): A characterization tool for assessing engineering properties for rock masses, 87-94.
- Serafim, J. L. and J. P. Pereira, 1983, "Considerations on the geomechanical classification of Bieniawski", in Proc. Symp. on Engineering Geology and Underground Openings, Lisboa, 1133-1144.
- Bieniawski, Z. T., 1978, Determining rock mass deformability: Experience from case histories, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr., 15, 237-247.
- Hoek, E., 2004, Estimates of rock mass strength and deformation modulus, Discussion paper#4, 6p.
- Sheery, P.R., 1994, A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.31(1), 23-34.
- Barton, N.R., Lien, R. and Lunde, J., 1974, Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support, Rock Mech. 6(4), 189-232.
- Ouchi, A., Pakalnis, R., Brady, T., 2009, Weak rock mass span design-best practices, proceeding of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium, Toronto.
- Unal, E., 1992, Rock reinforcement design and its application in mining, Proc. International Symposium on Rock Support, Sudbury, Ontario, Canada, 541-546.
- Martin, C.D., Tannant, D.D., Yazici, S., Kaiser, P.K., 1999, Stress path and stability around mine openings, 9th ISRM Congress, 25-28.
- Hoek, E. and Brown, E.T., 1994, Strength of rock and rock masses, ISRM News Journal, 2(2), 4-16.