

석회석 광산 지하 Crusher Room의 안정성 해석 연구

전양수, 한공창, 정소걸

한국지질자원연구원 탐사개발연구부

1. 서 론

대규모 석회석 노천 채굴장에 있어서 운반경비의 절감 및 생산 효율성 증대의 목적으로 노천 채석장의 지하에 생산 설비를 건설하는 경우가 있다. 이러한 시설을 위한 지하 공동의 경우 대부분 굴착 직경이 20~30m 이상으로 일반적인 터널에 비해 훨씬 큰 단면으로 굴착된다. 따라서, 설계 시 현장 불연속면의 발생 양상에 따른 굴착과정 중의 국부적인 안정성은 물론 굴착완료 후 역학적 안정성에 대한 세심한 고려가 필요하다. 이러한 지하 구조물에 대한 안정성 평가나 지보 설계에 대한 몇몇 연구 사례¹⁾⁻³⁾가 있으며, 현장 내 불연속면의 분포나 지질특성 등은 공동의 안정에 상당한 영향을 미치는 것으로 알려져 있다.

H시멘트 공장 현장에는 지하 갱내에 약 25m x 25m x 23m 규모의 crusher room이 형성되어있다. Crusher room이 있는 이 지역의 암종은 대부분 석회암으로 구성되어 있는데, 암반 내에 존재하는 절리뿐만 아니라 crusher room의 측벽부에는 단층파쇄대가 나타나고 있다. Crusher room이 굴착된 후 천반부 일부에 슛크리트와 록볼트로 지보를 한 상태로 몇 년간 유지가 되고 있으나, 부분적인 암반 블록의 낙반 및 특히 측벽부 단층파쇄대의 존재로 장기적인 유지 및 이용 측면에서 잠재적인 불안정성을 가지고 있다. 이에 따라, 갱내 crusher room의 장기 안정성 확보를 위하여, 굴착되어 있는 crusher room 및 주위 암반의 현황 조사와 안정성 평가를 통하여 불안정성을 초래하는 요소들을 파악하고 이를 바탕으로 보강대책을 제시하였다.

2. 현지암반특성

연구 대상지역의 지하 갱도의 배치도는 Fig. 1과 같다. 그림에서 보는 바와 같이 장비운반갱(그림의 B)과 Belt Conveyor갱(그림의 C)이 약 75°의 경사로 사교하며, 두 갱도의 교차점에 crusher room이 위치해 있다. 현장 암반의 불연속면 분포 특성을 파악하기 위하여, crusher room 및 갱도 벽면의 수직과 수평 방향으로 scanline법을 이용한 불연속면 조사를 실시하였다.

조사 결과 crusher room 및 2개의 갱도에서 조사된 대표적인 불연속면군은 3개 그룹의 우세한 불연속면과 단층파쇄대로 나타났다. 각 불연속면별 방향성은 set1은 N125/65(경사방향/경사), set2는 N45/35, set3는 N74/40 그리고 단층파쇄대(Fault)는 N114/40~60인 것으로 조사되었다(Table 1 참조). 전체적으로 남동방향(set 1)과 북동방향(set 2)으로 경사진 불연속면이 우세하며, crusher room 공동의 두 벽면의 축 방향과 차이가 10~20° 정도로 거의 평행하게 분포함으로써 공동의 안정성에는 불리하게 작용할 수 있음을 볼 수 있다.

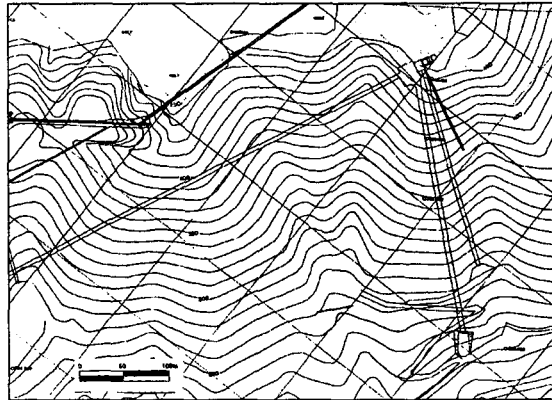


Fig. 1. Plane view of the underground structure

간격은 각 그룹마다 0.3에서 1.3m 이하로 ISRM에 의한 간격등급은 보통에서 넓은에 해당되며 set1의 그룹이 30cm정도로 가장 좁은 간격분포를 보이고 있다. 연속성은 set1의 그룹이 10m 이상으로 높은 연속성을 나타내고 있으며, 나머지 불연속면 그룹은 5m 이하로 보통의 연속성을 보이고 있지만 이러한 연속성은 제한된 공간에서의 연속성으로 실제로는 보다 큰 연속성을 나타낼 수 있다.

Schmidt hammer의 값은 30에서 50까지의 값을 보였으며, 타격방향의 보정에 따른 압축강도의 추정치는 30MPa에서 120MPa의 값을 나타내고 있다. 각 불연속면 그룹의 벽면압축강도 값은 80MPa의 전후로 강도 분류상 보통암에 속한다.

RMR을 이용한 암반평가 결과 단층파쇄대는 25의 값을 보이고, 암반은 67의 값을 보였다.

Table 1. Characteristics of joint sets observed in field

Joint set	dip direction (°)	dip (°)	spacing (m)	persistence (m)
Set 1	125	65	0.32±0.27	> 10
Set 2	45	35	0.95±1.26	2.3±1.6
Set 3	74	40	0.43±0.87	4.1±2.7
Fault	114	40~60	0.89±0.80	-

3. 안정성 해석

3.1 개요

연구 대상지역인 H시멘트 현장 내 지하 crusher room 주변 암반은 대부분 석회암으로 구성되어 있으며, 조사된 대표적인 불연속면군은 3개 그룹의 우세한 불연속면과 단층파쇄대로 구성되어 있다. 이와 같은 불연속면들의 존재로 인한 대규모 지하구조물의 안정성을 평가하고 지보설계를 위하여 범용 수치해석 프로그램인 UDEC version 3.0⁴⁾을 이용한 전산해석을 실시하였다.

모델은 전체적으로 Mohr-Coulomb 파괴조건식을 따르는 매질로 가정하였으며, 불연속면은 탄소성 Coulomb slip 모델은 적용하였다. UDEC프로그램은 불연속면의 거동을 Coulomb slip 모델에 비해 약간 더 잘 표현할 수 있는 Barton-Bandis 모델(BB 모델)을 적용할 수 있지만, BB모델의 적용시 필수 입력자료인 절리면의 압축강도 및 잔류전단강도를 절리면 전단시험 결과로부터 사전에 구하지 못했기 때문에 BB모델을 적용할 수 없었다.

그러나 Bhasin & Barton(1997)의 연구⁵⁾에 의하면, 절리면의 특성이 상당히 취약하지 않는 이상, 가장 일반적인 Coulomb slip 모델을 적용했을 경우와 BB 모델을 적용했을 경우의 해석 결과의 차이는 그다지 크지 않기 때문에 본 해석에서와 같이 기존의 Coulomb slip 모델을 적용하여도 무리는 없을 것으로 판단된다.

3.2 입력자료의 선정

암반은 수많은 절리와 층리 등의 불연속면을 포함하고 있기 때문에 단순히 실험실 시험만으로는 실제적인 암반 물성을 구할 수 없다. 이를 보완하기 위하여 암반물성을 산정하는 각종 경험식이 제안되었다. 이 식들은 기본적으로 암반조사로부터 구한 RMR값을 사용한다. 현장조사로부터 대상 암반인 석회암의 RMR 값은 67인 것으로 평가되었다.

암반의 탄성계수 E의 산정에는 Serafim 등(1983)이 제안한 경험식⁶⁾을 사용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$E = 10 \frac{RMR-10}{40} = 26.6 \text{ (GPa)} \quad (1)$$

암반의 내부마찰각과 점착력 그리고 인장강도는 Hoek-Brown(1988)의 경험적 파괴기준식⁷⁾으로부터 다음과 같이 구하였다.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_3\sigma_c + s\sigma_c^2} \quad (2)$$

여기서 σ_1 과 σ_3 는 파괴시의 최대 및 최소주응력, σ_c 는 일축압축강도 그리고 m, s 는 암석의 파괴특성 상수이다.

교란된 암반의 경우 상수 m 과 s 는 다음과 같은 경험식으로부터 구할 수 있다.

$$m = m_i \exp\left(\frac{RMR-100}{14}\right) \quad (3)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR-100}{6}\right) \quad (4)$$

위 식에서 m_i 는 무결암에 대한 상수로서 삼축압축시험 결과로부터 $m_i = 6.4$ 를 적용하였다.

암반의 압축강도 q_m 은 실험실 압축강도 σ_c 와의 관계로부터 다음과 같이 계산된다.

$$q_m = \sigma_c \cdot \sqrt{s} \text{ (MPa)} \quad (5)$$

암반에 작용하는 수직응력과 전단응력은 다음 식으로부터 구해진다.

$$\sigma_n = \frac{2s\sigma_c}{4\sqrt{s} + m} \text{ (MPa)} \quad (6)$$

$$\tau = \sigma_n \sqrt{1 + \frac{m}{2\sqrt{s}}} \text{ (MPa)} \quad (7)$$

최종적으로 암반의 내부마찰각과 점착력 그리고 인장강도는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\phi = 90 - \arcsin\left(\frac{2\tau}{\sqrt{s}\sigma_c}\right) \text{ (}^\circ\text{)} \quad (8)$$

$$C = \tau - \sigma_n \tan \phi \text{ (MPa)} \quad (9)$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_c}{2} [m - \sqrt{m^2 + 4s}] \text{ (MPa)} \quad (10)$$

이상과 같이 구한 값들을 실험실에서 구한 값들을 정리하면 Table 2와 같다.

암반의 불연속면 입력 물성은 5개의 시추 코어의 절리면 전단시험 결과의 평균값을 적용하였으며, 단층대의 불연속면 입력 물성치는 시험 결과가 없으므로 현지 암반 평가 결과인 RMR과의 비례관계를 통해 다음과 같이 계산하였다.

(단층대 물성) = R.F. × (암반절리 입력값)

R.F. : scale factor, RMRf/RMRm

RMRf : 단층대 RMR,

RMRm : 암반 RMR

전술한 바와 같이 현장 지질조사 결과 현지 암반의 절리군은 단층 파쇄대를 포함하여 우세한 4개의 절리군을 입력 물성으로 채택하였다. 또한 해석 단면을 구성하는 절리군의 경사는 현장조사 결과를 토대로 단면 방향으로 축 변환을 실시하여 적용하였으며, 길이는 모델의 크기를 기준으로 결정하였으며, 이 때 표준편차는 연속성의 최대 값을 적용하였다. 또한, 단락은 모든 불연속면은 연결된 것으로 가정하였다.

상기의 결과를 토대로 UDEC 전산해석을 위한 암반 및 불연속면에 대한 최종 입력 자료는 Table 2와 같다. Table 2에 나타난 바와 같이 154.6°, 104.1° 그리고 122.8°의 경사를 가지는 세 개의 절리군과 단층대는 축방향 결과 130~150°의 범위를 가지며 140°의 단일 절리로 단순화하여 적용하였다. 해석에 반영된 세 개의 절리군은 모두 ±1°의 표준편차의 범위 내에서 random하게 분포하도록 하여 현장 조건에 유사하게 표현하였으며, 개개의 불연속면의 간격은 주 관심지역인 crusher room 직경의 약 2배 이내의 영역에서는 10배를 적용하였으며, 그 이상의 영역에서는 100배를 적용하였다. 각 블록은 다시 fully deformable block으로 세밀하게 나눔으로써 해석 시간의 절약과 해석의 정밀도를 동시에 추구하였다.

지보재의 보강효과를 살펴보기 위해 공동 굴착 후 슛크리트와 록볼트의 설치를 simulation하였으며 그 입력자료는 Table 3과 Table 4에 나타난 바와 같다.

이 때 슛크리트는 두께 10cm로 하고, 록볼트는 길이가 5m이고 물성은 나선형 강봉(SD35/D25)을 기본으로 산정하였으며 압축강도는 압축파괴를 고려하지 않기 위해서 큰 값을 적용하였다.

Table 2. Input data for numerical simulation

불연속면 최종 입력 자료			
	Joint set 1	Joint set 2	Joint set 3
경사각 (°) (평균/표준편차)	154.6/1	104.1/1	122.8/1
길이 (m) (평균/표준편차)	300/15	300/5	40/7
단락 (m) (평균/표준편차)	0/0	0/0	0/0
간격 (m) (평균/표준편차)	3.2/2.7	9.5/12.6	4.3/8.7

불연속면 최종 입력 물성		
	암반	단층
수직강성 (GPa/m)	5.26	1.96
전단강성 (GPa/m)	5.41	2.02
마찰각 (°)	37	14
점착력 (MPa)	0.073	0.027

암반 최종 입력 물성	
단위중량=2720(kg/m ³), 영률=26.6GPa, 포아송비=0.19, 점착력=1.69(MPa)	
내부마찰각=45°, 인장강도=0.85(MPa)	

Table 3. Physical properties of the shotcrete

Shotcrete	
density (kg/cm ³)	2,500
Young's modulus (GPa)	20.0
Poisson's ratio	0.15
tensile yield strength (MPa)	3.0
residual yield strength (MPa)	10.0
compressive yield strength (MPa)	30.0

Rock/Shotcrete Interface	
normal stiffness (GPa/m)	1.0
shear stiffness (GPa/m)	1.0
cohesion (MPa)	2.0
tensile strength (MPa)	1.0
friction angle (°)	0

Table 4. Physical properties of the rockbolt

Rockbolt	
density (kg/cm ³)	3,980
Young's modulus (GPa)	210.0
tensile yield force (MN)	0.18
compressive yield force (MN)	1,000

Rock/Rockbolt Interface	
grout bond stiffness (N/m/m)	1.12×10 ⁷
grout cohesive stiffness (N/m)	1.75×10 ⁹

3.3 해석 모델

해석 모델은 Fig. 1의 A-A' 단면을 기준으로 제작되었다. 이 단면은 단층면을 가로지르므로 전산 해석을 통하여 crusher room에 대한 단층 파쇄대의 영향을 파악하는데 효과적이며, 또한 공동의 중심부를 지나며 Belt Conveyor갯과 나란한 방향을 갖는다.

전산 모델의 좌우경계는 경계조건을 최소화하기 위하여 crusher room 직경의 약 10배 정도로 하고 수평방향변위를 구속시켰으며, 상부경계는 지표면까지 모델링하고 하부경계는 공동 하부 100m에 위치하고 수직방향변위를 구속시켰다. 또한 crusher room의 위상부에 위치한 grizzly 갱도를 모델링에 포함시켜 그로 인한 영향도 파악할 수 있도록 하였다.

지층은 석회암이 균질하게 분포하고 있으므로 모델은 석회암 단일 지층으로 구성하였으며, 모델 내의 절리군은 현장 지질조사를 바탕으로 하여 결정하였다.

Crusher room 굴착전 원지반의 초기응력은 지각 운동에 의한 영향은 없으며 지층의 자중에 의해서만 형성된 것으로 간주하고 계산에 의해 구하였다. 단, 수평응력의 영향을 고려하기 위하여 초기응력 상태를 얻은 후 모델 각 요소에 수직응력대 수평응력의 비인 K값을 적용하였으며 그 비는 0.5이다. 이 수치는 인근 지역에서 수압파쇄법에 의하여 측정된 실측치이다²⁾.

전산해석은 아래와 같은 순서로 실시하였다.

(1) 초기 평형 상태

굴착 전 암반의 초기안정화상태 해석

(2) 굴착상태

굴착으로 인한 영향 해석

(3) 지보재의 타설

굴착 후 지보재의 효과 해석

보강공법의 타당성 고찰

Fig. 2는 crusher room이 굴착되기 이전의 해석 요소망을 나타낸 것이다. 전술한 바와 같이 crusher room 직경의 약 2배 이내의 영역은 세밀하게 zoning하였다. 이때 사용된 block의 수는 1,546개이고 zone의 수는 4,771개이다.

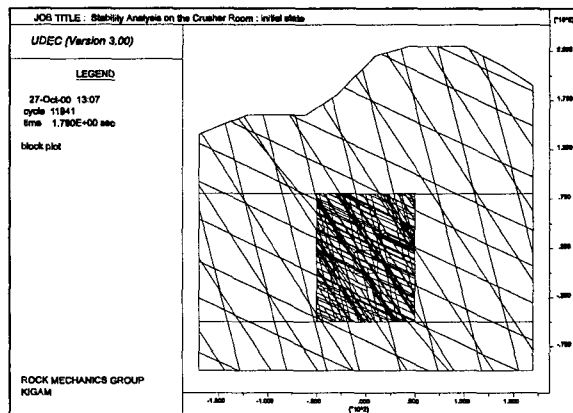


Fig. 2. Numerical model

Fig. 2에서 보이는 바와 같이 해석의 효율성을 기하기 위해서 불연속면의 분포를 주 관심영역과 그 외의 영역으로 구분하기 위해 가상절리(fictitious joint)를 이용하였다. 이 가상절리는 모델의 구분만을 위하여 사용되며, 실제 상당히 큰 입력치를 적용함으로써 지반의 거동에는 전혀 영향을 끼치지 않는다. 현지 암반의 지질조사시 밝혀진 단층대의 경우 그 연장성을 명확히 알 수가 없었으므로 모델의 상부에서 하부까지 연결되어 있는 것으로 간주하였다.

3.4 해석결과

1) 보강 전 - 굴착상태

굴착으로 인한 지반의 영향을 해석하는 단계로서 굴착면 주위의 응력 분포상황이나 변위 발생 양상 그리고 소성파괴 영역의 유무 등 보강을 전혀 실시하지 않는 상태의 crusher room의 역학적 안정성을 고찰하였다. crusher room을 굴착함으로써 주변에는 응력의 재분포가 이루어진다. Fig. 3은 이 때 발생하는 공동 주변의 최대주응력 분포를 보여주는 그림이다. crusher room의 우측벽 상하 모서리와 단층대가 교차하는 crusher room의 좌측벽 상부 모서리를 중심으로 가장 큰 응력이 집중되고 있음을 알 수 있으며, 이때 우측벽 하부 모서리부의 최대주응력은 약 14MPa인 것으로 나타났다. 좌측 벽면쪽에서는 응력의 전달이 단층면에 의해 차단되어 우측벽에서보다 적은 응력이 집중되는 것을 볼 수 있다. 한편 room의 바닥에서는 압축응력이 매우 약화되는 현상이 일어난다.

Fig. 4는 굴착으로 인한 crusher room 주위의 소성파괴 영역의 발생 상황을 보여주고 있다. 그림에서 보이는 바와 같이 단층파쇄대 부분에서 인장파괴 영역 발생하고 있으며, crusher room주위에 전반적으로 소성파괴 영역 발생하고 있다. 이는 보강을 통한 지반의 안정화가 필요함을 의미한다

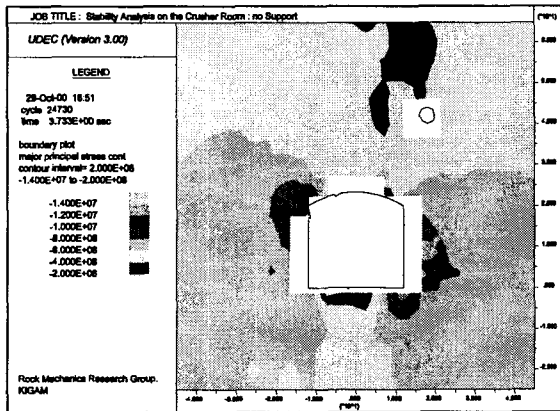


Fig. 3. Principal stress contours-no support

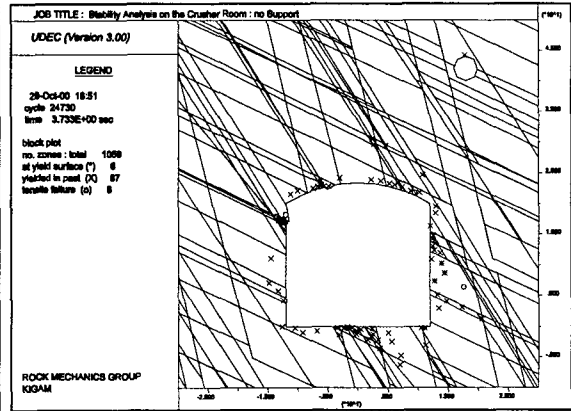


Fig. 4. Plasticity indicators-no support

굴착면 주위의 블록의 거동을 좀 더 자세히 살펴보기 위해 변위 발생 양상을 Fig. 5에 나타내었다. 단층파쇄대(그림의 3)와 천반부(그림의 2)에서 상당히 큰 변위가 발생하고 있음을 볼 수 있다. 이러한 결과는 이 지점에서 소규모 낙석이 수 차례 현장에서 발생되었다는 사실과 부합한다.

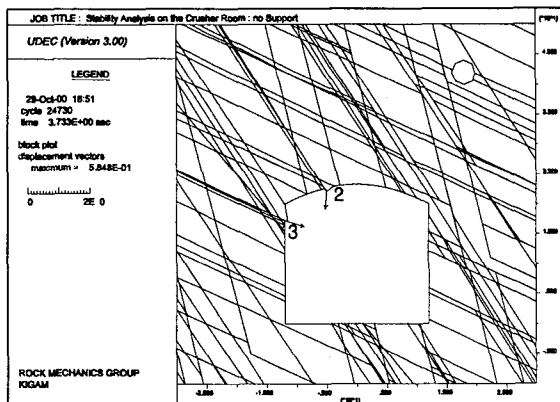


Fig. 5. Displacement vectors-no support

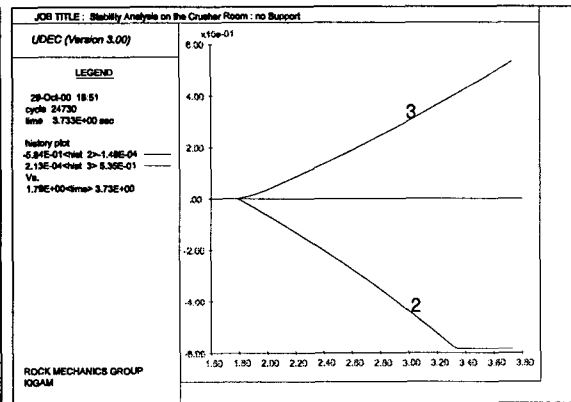


Fig. 6. Displacement history-no support

향후 블록의 거동 가능성을 알아보기 위해 Fig. 6과 같이 상기의 두 지점(Fig. 5의 2와 3)의 변위 발생량을 history시켜보았다. 그림에서 보는바와 같이 천반부에서는 약 58cm의 큰 변위가 발생하지만 인접블록과의 접촉으로 인해 변위 수렴되어 안정화 될 수 있음을 보여준다. 그러나 단층 파쇄대에서는 변위의 지속적 증가로 인해 블록들의 낙석 발생이 예상되므로 이 부분에 슛크리트나 록볼트의 보강이 요구된다.

2) 보강 후

굴착 상태의 해석 결과 crusher room의 보강이 필요함을 알 수 있었으므로 본 해석 단계에서는 슛크리트와 록볼트의 지보효과를 검토하였다. 이 때 각 지보재는 굴착과 동시에 타설되는 것으로 간주하여 모델링하였으며, 슛크리트는 두께 10cm로 바닥부를 제외하고 공동 전체에 타설되며 록볼트는 길이가 5m로 공동의 바닥에서 수직 10m 상부부터 타설되는 것으로 하였다. 록볼트는 직경 25mm의 SD35 나선형 강봉이 볼트 & 그라우팅 방법으로 타설되는 것으로 하였다. 록볼트의 설치간격은 천반부의 경우 약 2m, 우측벽은 2m, 좌측벽은 1m로 하였다.

먼저 록볼트 단독 지보의 경우를 검토하였으며, 암반의 변위와 소성영역을 Fig. 7에 나타내었다. 보강을 실시하지 않은 경우에 비해 변위량은 감소하였으나, 여전히 천반 및 좌측벽부에서의 국부적인 낙석의 가능성이 존재한다. 다음으로 슛크리트 단독 지보의 경우를 Fig. 8에 나타내었다. 변위나 파괴 영역은 보강을 실시하지 않은 경우에 비해 감소하였으나, 여전히 단층 파쇄대에서의 낙석의 위험이 존재한다.

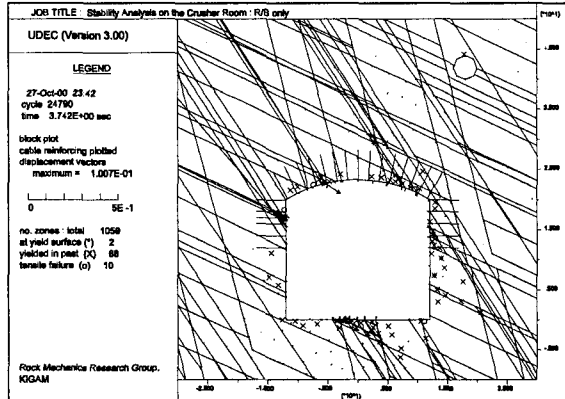


Fig.7. Displacement vectors and plasticity indicators - rockbolt support

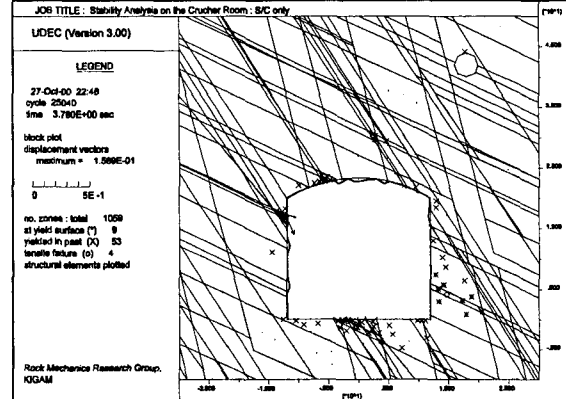


Fig. 8. Displacement vectors and plasticity indicators - shotcrete support

상기의 결과로부터 각 지보요소의 단독 지보로서는 효과적인 지반의 안정화를 기대할 수 없을 것으로 판단되어, 록볼트와 슛크리트를 동시에 타설하는 복합지보의 경우를 simulation해 보았다.

지보재 타설 후 굴착면 주위의 블록의 거동을 자세히 살펴보기 위하여 변위발생을 Fig. 9에 나타내었다. 그림에서 보는바와 같이 보강전과 비교하여 변위는 수십 분의 일정도로 감소하고 있음을 알 수 있다. Fig. 10은 굴착상태 해석 시 큰 변위가 발생하였던 천반부와 단층파쇄대의 변위를 history한 것이다. 천반부에서는 약 1.3cm의 변위 발생 후 변위 수렴 안정되었으며, 단층 파쇄대에서는 약 1.8cm의 변위 발생하였으며 암반블록의 접촉으로 인해 변위 안정되는 등 공동 각 부분의 변위는 수렴되어 안정상태 도달함을 알 수 있었다. 또한 Fig. 11의 소성영역도를 보면 전반적으로 보강전과 비교하여 파괴 영역이 감소하였으며, 특히 천반부와 단층 파쇄대 부분에서의 인장파괴 영역이 상당히 감소하여 보강으로 인한 안정상태 도달함을 알 수 있었다.

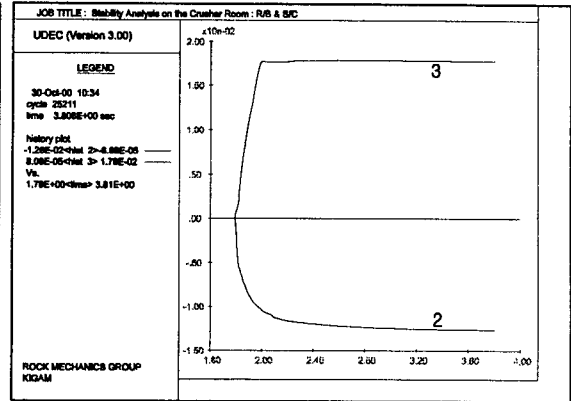
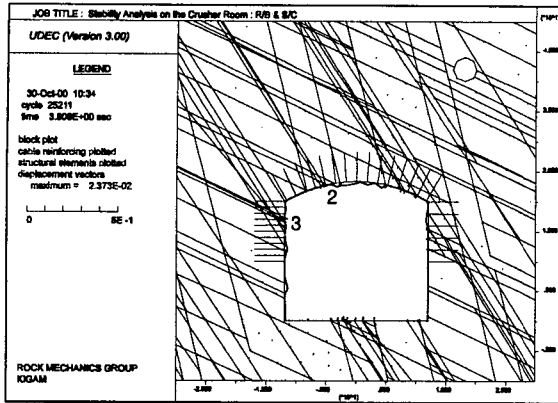


Fig. 9. Displacement vectors-combined support Fig. 10. Displacement history-combined support

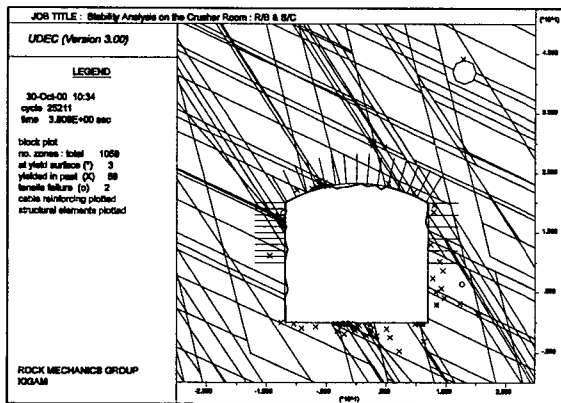


Fig. 11. Plasticity indicators-combined support

4. 결 론

H시멘트 석회석 채석장 지하에 위치한 crusher room은 규격이 25×25×23m의 공동으로 주변압반은 단층파쇄대와 불연속면들로 인해 역학적 불안정과 국부적인 낙석 발생의 가능성이 상존하는 공동이다. 따라서, 이 공동에 대하여 현장 불연속면의 분포를 고려한 UDEC해석을 실시하였으며, 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

1) crusher room을 굴착함으로 인해 발생하는 공동 주변에는 crusher room의 우측벽과 단층대가 교차하는 crusher room의 좌측벽 상부 모서리를 중심으로 가장 큰 응력집중이 발생하였으며, 소성 파괴 영역이나 변위 발생양상을 검토한 결과 보강을 통한 지반의 안정화가 필요함을 파악하였다.

2) 록볼트나 슛크리트의 단독 지보의 경우, 보강을 실시하지 않은 경우에 비해 변위량이나 파괴영역은 감소하였으나, 여전히 천반 및 좌측벽부에서의 국부적인 낙석의 가능성이 존재하였다.

3) 록볼트와 슛크리트를 동시에 타설하는 복합지보의 경우, 보강전과 비교하여 변위는 수십 분의 일정도로 감소하였으며, 파괴 영역 또한 전반적으로 보강전과 비교하여 파괴 영역이 감소하였으며, 보강으로 인한 안정상태 도달할 수 있음을 확인하였다.

4) 따라서 본 현장과 같이 단층파쇄대와 절리가 교차하는 공동의 효과적인 지보설계를 위해서는 역학적 안정성은 물론 암반 블록의 국부적인 불안정을 동시에 고려하는 해석을 실시해야 할 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. 최성용, 신희순, 1997, 연약지반내 굴착터널의 안정성 평가 및 최적보강설계에 관한 연구, 한국암반공학회지, 제7권 3호, pp.191-201
2. 신희순 외, 1999, 석회석 광산의 적정갱도 규격 및 지보대책 수립 연구, 대성산업주식회사, 한국자원연구소, 273p.
3. 신희순 외, 1999, 송라터널 종점부 터널안정성 평가 및 최적보강설계, 유원건설(주), 한국자원연구소, 161p.
4. Itasca Consulting Group, 1996, UDEC User's Manual, Version 3.0, Vol. 1, 2, 3
5. Bhasin, R. and N. Barton, 1997, A comparison of the Barton-Bandis joint constitute model with the Mohr-coulomb model using UDEC, Environmental and Safety Concerns in Underground Construction, pp. 413-420
6. Serafim, J.L. and J.P. Pereira, 1983, Considerations of the geomechanics classification of Bieniawski, Proc. Int. Symp. Eng. Geol. Underground Constr., A. A. Balkema, Rotterdam, Vol.1, pp.II.33-II.42.
7. Hoek, E. and E.T. Brown, 1988, Empirical strength criterion for rock masses, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.106, No.GT9, pp.1013-1035.