

다수의 불규칙 공동을 갖는 광주의 안정성에 관한 수치해석

The Numerical Analysis of Pillar Stability with Multiple, Irregular Openings

민 형 기 임 한 옥
Min, Hyung-Ki Lim, Han-Uk

Abstract

A room and pillar mining method has been adopting at the Jeungsun limestone mine To check stability of pillar with multiple and irregular openings, the size, shape and spacing of rib pillar were first designed using some empirical suggestions The Finite Difference Method(FDM)was used to analyze the pillar stability. Twelve different cases with the variation of K (horizontal/vertical stress)values, different height and different spacing of pillar were used in this study. Finally Mohr-Coulomb criterion was adopted to calculate the safety factors.

Horizontal and vertical displacement, maximum and minimum principal stresses, range of plastic zone and safety factors were calculated at each case.

As a result of analysis, the size of one block is 160m long, 70m wide, 40m high with 20m wide rib pillar and 20m square column pillar. The overall recovery at this case can be estimated about 40%

키워드 : 광주의 안정성, 축압계수, Mohr-Coulomb의 파괴 이론

Keywords : stability of pillar, K (horizontal/vertical stress)values, Mohr-Coulomb criterion

1. 서론

국내 광업계는 여러 가지 요인으로 경영 수지가 악화되어 최근에는 일부광산을 제외하면 비금속광산만이 비교적 활발하게 개발되고 있는 실정이며 환경 규제의 강화로 노천 채굴에서 점차 갱내채굴로 전환되고 있다. 그러나 대부분의 석회석 광산들이 객관적인 설계기준 없이 상황에 따라 광주와 갱도의 크기를 달리하여 채굴하고 있는 실정이다. 따라서 공동주변 암반의 불안정성에 대한 잠재성은 갱도내의 인력과 장비의 안전에 위협이 되므로 석회석광산의 채굴장 및 광주를 안정성 있게 설계

할 필요가 있다

광주를 설계시 현지 암반상태에서 예측되는 하중에 대하여 적절한 광주의 크기를 결정하여야 한다. 광주의 설계 방법에는 전체적인 광주에 대한 평균 안전율을 구하는 방법과 문제시되는 지역의 국부안전율을 구하는 방법이 있다. 전체 안전율은 평균적인 광주강도와 하중을 기초로 한 것으로 전체 광주에 있어서 일정하다. 그러나 국부안전율은 주어진 지점에서의 광주강도와 하중을 기초한 것으로 하나의 광주에 있어서 광주강도와 하중은 다양하다 구체적인 광주의 설계방법에는 경험적인 설계방법과 응력해석방법이 있는데 두 방법의 공통점은 평균광주하중을 이용하는 것이며 다른 점은 경험적 설계방법은 평균광주강도를 경험식에 의하여 구하고, 응력해석방법은 평균광주 강도를

* 강원대학교 대학원 지구시스템공학과 공학석사

** 강원대학교 지구·환경공학부 교수, 공학박사

응력해석으로부터 구한다.

본 연구에서는 수치해석적인 기법을 도입하여 석회석 채굴에 따른 채굴적광주의 안정성을 검토하였다. 수치 해석 방법이란 암반내 불연속면과 주요 역학적 특성을 구하고, 이를 해석프로그램에 입력시켜 계산하는 방법으로 크게 연속체 해석과 불연속체 해석으로 나눌 수 있다. 연속체 해석은 대상 암반을 거시적으로 포착하여 그 영역내에서 불연속성에 의한 역학적 특성이 등가(等價)가 되는 연속체로 바꾸어 파괴와 변형 상황을 해석하는 방법이다. 반면에 불연속체 해석은 대상 암반중의 개개의 불연속면을 평가하여 암반을 암반 블록으로 된 불연속체로 간주, 파괴하여 암반 블록의 거동, 영향 범위, 파괴 메카니즘을 해석하는 방법이라 할 수 있다.

수치 해석적인 방법은 컴퓨터의 발전과 더불어 지반공학 및 여러 분야에서 비교적 활발히 채택되고 있다. 특히 이 방법은 경험적인 판단, 실험실 자료와 계측에 의한 해석등에서 상대적으로 비용이 적게 소요되고 또한 정량적 평가가 가능하다는 점에서 최근에 널리 이용되고 있다. 본 연구는 Mohr-Coulomb 모델을 도입하여 유한차분법을 사용하는 FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua)프로그램을 선택하였다.

광주의 안정성을 검토하기 위해서 광주의 폭과 길이, 간격을 검토하였다. 채굴한 지하공동을 유지하기에 충분한 크기인지를 광주 내 응력 크기와 암반의 강도를 비교하여 판별하였다. 또한 광주의 간격은 석회석을 채굴한 지하공동의 크기에 따라 결정된다. 채수율을 높이기 위해 광주의 간격은 넓은 것이 좋으나 이 때 지하공동의 안정성은 낮아 지므로 적절한 간격의 검토가 필요하다. 따라서 광주의 간격에 따라 지하공동 상부 암반의 안정성이 변한다.

본 연구의 대상지역은 강원도 정선에 위치한 정선 석회석광산으로 현재 가행중이다.

2. 대상 암반의 지질 및 역학적 특성

2.1 지형 및 지질

본 연구 대상이 되는 석회석 광산은 행정구역 상으로는 강원도 정선군 남면 낙동리 및 유평리와 동면 석곡리에 위치하며 광산의 지질은 캄브리아 ~ 오도비스기의 조선계 대석회암층군에 속하고 정합관계인 풍촌층, 화절층, 동점구암층, 두무동층 및 막동층이 분포하며 기타 후기 관입한 암맥류가 관찰된다.

본 광산의 광상은 풍촌층 상부의 고품위 석회암대를 대상으로 하는 석회석광산이다. 풍촌층은 암색과 품위 등에 의해 상부 고품위백색대 - 중부

백운암대 - 하부 저품위석회암대로 구분된다. 이 중 상부 고품위대는 화절층의 직하부에서 연속적인 분포를 보이며 백~회백색의 치밀~미립의 고품위 괴상석회암으로 구성된다. 광주 북서측의 계곡부에서 폭 70M이상, 연장 약 400M 규모의 고품위대와 광주 중앙부에서 위쪽 20~150M의 규모로서 NE또는 NW계열의 단층군에 의해 전이된 양상을 보여주는 고품위대의 부존이 각각 확인된다.

현재 본 광산 3개광구내에 부존하는 5~6개의 고품위 석회암대 중 북서구역 고품위대에서 개발이 진행중으로서 북서방향의 계곡부에서 총무3갱(556M) 및 총무5갱(569M)을 개설, 남동측의 연장 방향으로 채굴중에 있으며, 중탄용 또는 소성용도로서 본 광산 소요광량의 대부분을 충당하고 있다.

본 광산의 특성은 단층, 습곡의 발달등 지질구조가 복잡하며, 3개의 주 단층선이 발달되어 있다. 특히 염기성 dyke가 발달된 부위는 변화가 심하여 백색도가 증가하고 품위도 높은 실정이다.

2.2 지반공학적 특성

본 연구에 사용된 암석시료는 암괴로부터 코어를 통해 얻어진 시료이다. 일반적으로 시추코어로부터 구해진 암석의 물성은 대부분 신선한 부분(intact rock)을 이용하여 구하기 때문에 현지 암반의 물성치를 그대로 사용하는데는 어려움이 있다. 따라서 입력 물성치를 결정하기 위해 실험실 시험결과로부터 여러 가지 경험식과 RMR에 의한 암반 분류값과 비교하여 결정하였다.

본 연구에서는 여러 가지 암반 분류 방법중 암반의 중요 특성을 고려하는 Bieniawski의 RMR (rock mass rating) 분류법을 적용하였다. 이 분류 방법은 평가시 6가지의 변수 즉, 신선한 암반으로서의 압축강도, RQD, 불연속면의 간격, 불연속면의 상태, 지하수 상태 등을 고려한 값에 터널 방향과 불연속면의 주향, 경사를 고려한 결과를 부가하여 현지 암반을 분류하는 방법이다.

Table 1은 주변 암반에 대해 RMR 방법에 의한 공학적 암반 분류를 실시한 결과이다.

실내 물성 시험은 국제암반역학회(ISRM)에서 제안한 방법에 의해 일축압축시험, 압연인장시험, 삼축압축시험등을 5회씩 실시하였으며 그 결과는 Table 2와 같다.

Table 1 Classification of rock mass by RMR

	UCS	RQD	Spacing	Condition of discontinuities	Ground water	Adjustment	RMR
Site I	7	13	10~20	20~30	7~15	-5~0	60~75
Site II	7	13	10~20	25~30	7~10	-5	57~75

Table 2 The physical properties of the measurement site

	Specific Gravity (t/m ³)	Uniaxial Strength (MPa)	Elastic Modulus (GPa)	Tensile Strength (MPa)	Poisson's ratio	Cohesion Force (MPa)	Int friction angle (°)
Hwajeol formation	2 694 (2 673~2 711)	95 0 (73 6~11 5 0)	47.5 (43 7~50 3)	6 2 (5 0~8 0)	0 250 (0 243~0 268)	18 4 (17 5~19 3)	53 (53)
Dolomite	2 733 (2 723~2 745)	86 0 (73 7~95 8)	46 5 (44.2~49 6)	6 1 (4 0~8 0)	0 262 (0 241~0 271)	14 6 (13 7~15 4)	50 (46~54)
Limestone	2 685 (2.641~2 704)	82 8 (56 1~129 6)	44 6 (40 5~54 4)	5 4 (4 4~7 2)	0 266 (0 253~0 281)	12 7 (10 6~17 3)	48 (45~50)
Calcite	2.692 (2 649~2 749)	51 1 (37 1~63 4)	39 8 (35 9~43 5)	4 5 (2 5~6 1)	0 289 (0 285~0 294)	9 8 (7 1~12 1)	46 (44~48)
Chlonte	2 693 (2 658~2 720)	74 0 (53 8~84 3)	44 4 (40 5~48 0)	5 7 (4 4~8 3)	0 266 (0 243~0 296)	14 0 (9 7~16 4)	49 (47~50)

3. 유한차분법에 의한 안정성 해석

3.1 프로그램 및 파괴조건식

본 해석에 사용된 프로그램은 유한차분(FDM, Finite Difference Method) 이론을 이용한 2차원 상용 구조 해석 프로그램인 FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua)이다[21].

본 연구에서는 파괴조건식으로 소성모델그룹(Plastic model group)중 토질과 암석의 모델링에 사용되는 Mohr-Coulomb 모델을 사용하였다.

3.2 입력물성치 결정

실험실에서 신선한 암석시편을 대상으로 한 물성시험으로 얻어지는 변형 및 강도는 현지암반이 포함하고 있는 불연속면등의 특성이 고려되지 않는 것이다 따라서 실험실 측정치를 현장의 터널 및 채광 설계를 위한 전산해석에 그대로 적용할 수는 없다 즉, 실험실내 물성 시험은 현장에서와 같은 지압 조건이나 불연속 상태를 정확히 구현하기 힘들다는 것과, 일반적으로 실험실 값은 시추코어에서 신선한 부분으로 값을 결정하기 때문에 이 값은 굴착 지역에서의 일반적인 자료는 될 수 있지만 완전한 현장 암반의 값으로 결정하기에는 무리가 따른다 따라서 아래와 같은 과정을 거쳐 실험실 결과를 기초로 현지 암반의 상태를 추정하였다.

(1) 변형계수 결정

Biemawski는 현지 변형계수와 RMR과의 관계를 식 (1)과 같이 표시하였으며, 이 식은 RMR이 50보다 클 때는 적합도가 높으나 50이하일 때는 떨어지는 것으로 보고되고 있다.

한편, Serafim & Pereira[13]는 이러한 점을 보완해 식 (2) 와 같은 경험식을 제안하였다 이 식은 RMR이 50이하일 때 적합도가 높은 것으로 나타났다.

$$E_m = 2 \cdot RMR - 100 \quad (1)$$

$$E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad (2)$$

또한 최근에는 RMR과 실험실 탄성계수를 이용하여 암반의 변형계수를 산출해 내는 경험식들이 발표되었는데 가장 최근에 Mitri[20]는 식 (3)과 같은 경험식을 발표하였고

$$E_m = 0.5 \cdot \left[1 - \cos\left(\pi \frac{RMR}{100}\right) \right] \cdot E_i \quad (3)$$

Nicholson등은 식(4)와 같은 식을 제안하였다

$$E_m = \left[0.0028R^2 + 0.9 \exp\left(-\frac{RMR}{22.82}\right) \right] \cdot E_i \quad (4)$$

여기서 E_m 은 현지 변형계수 (GPa), E_i 는 실험실에서 구한 탄성계수를 나타낸다.

(2) 점착력, 내부마찰각 및 인장강도 결정

내부마찰각과 점착력을 추정하는 식으로 True man은 RMR을 고려하여 식 (5) 및 식 (6)을 제안하였다.

$$C_m = 0.25 \exp(0.05 \cdot RMR) \quad (5)$$

$$\phi_m = 0.5 \cdot R + 5 \quad (6)$$

C_m 은 암반의 점착력(MPa)이고, ϕ_m 은 암반의 내부마찰각(degree)을 나타낸다

한편, 국내에서는 RMR에 따른 암반의 점착력과 내부 마찰각을 연구 보고한 식 (7) 및 식 (8)과 같은 예가 있다[7].

$$C_m = -0.051 + 0.008RMR - 3.346 \times 10^{-5}RMR \quad (7)$$

$$\psi_m = -0.0086 + 0.789RMR - 0.003RMR^2 \quad (8)$$

그리고, Trunk[16]는 Trueman[14]이 발표한 내부마찰각 추정식을 개선하여 식(9)와 같이 발표하였다.

$$\psi_m = (0.5 \cdot RMR + 8.3) \pm 7.2 \quad (9)$$

한편, Hoek-Brown[12]의 경험적 파괴기준식을 이용하여 내부마찰각, 점착력 및 인장강도를 구하였다. 이 식은 상수 m , s 를 사용하여 다음과 같이 표현된다.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{(m\sigma_3\sigma_c + s\sigma_c^2)} \quad (10)$$

여기서 σ_1 , σ_3 , σ_c 는 각각 최대주응력, 최소주응력, 일축압축강도를 나타내고 m 과 s 는 상수로서, 교란된 암반의 경우 다음과 같은 경험식으로부터 구한다.

$$m = m_i \exp\left(\frac{RMR-100}{14}\right) \quad (11)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR-100}{6}\right) \quad (12)$$

암반에 작용하는 수직응력과 전단응력은 식(13)과 식(14)로 구하며 이로부터 점착력, 내부마찰각 및 인장강도는 식(15), 식(16), 식(17)로부터 구한다.

$$\sigma_n = \frac{2S\sigma_c}{4\sqrt{s+m}} \quad (13)$$

$$\tau = \sigma_n \sqrt{1 + \frac{m}{2\sqrt{s}}} \quad (14)$$

$$\phi = 90 - \arcsin\left(\frac{2\tau}{\sqrt{s\sigma_c}}\right) \quad (15)$$

$$C = \tau - \sigma_n \tan \phi \quad (16)$$

$$\sigma_t = 0.5 \cdot \sigma_c (m - \sqrt{m^2 + 4s}) \quad (17)$$

이상과 같은 과정을 거쳐 구한 입력물성치 중에 안전율을 고려하여 가장 작은 값을 FLAC에서의 입력 물성치로 산정하였다. 한편, 상하반 층에 대한 지질 조사 자료가 없는 관계로 감쇄 기법을 적용하여 입력 물성치를 산정하였다

FLAC 해석을 위한 입력 물성치는 Table 3과 같다.

Table 3 Input data of FLAC

	Limestone	Hanging Wall	Foot Wall
Specific Gravity (gr/cm ³)	2.685	2.694	2.733
Elastic Modulus (GPa)	20.9	22.3	21.8
Tensile Strength (MPa)	2.6	3.0	3.0
Poisson's ratio	0.266	0.250	0.262
Cohesion (MPa)	2.9	4.2	3.3
Int. friction angle (°)	39.5	43.6	41.1

3.3 암반의 파괴기준과 광주의 안전율

(1) 암반의 파괴기준

암반 내 응력이 증가하면 암반이 파괴될 수 있다. 여러 가지의 파괴이론 중 이번 연구에 이용한 암반의 파괴기준은 Mohr-Coulomb의 파괴기준으로 암반의 점착력과 내부마찰각으로 구성되어 있다. 응력의 수준이 높아져 암반이 파괴되면 암반은 소성거동을 보이게 된다. 본 해석에 적용한 Mohr-Coulomb의 소성거동법칙은 다음과 같다.

소성흐름의 적용은 Mohr-Coulomb 파괴조건과 비연관흐름(non-associated flow rule)에 따르는 평면변형률조건인 탄성-완전소성 암반으로 가정한다. 한편 파괴면은 다음 식과 같이 주어진다.

$$f = \sigma_1 - N_\phi \sigma_3 + 2C(N_\phi)^{1/2} \quad (18)$$

소성포텐셜함수(plastic potential function)은 다음과 같다.

$$g = \sigma_1 - N_\psi \sigma_3 + 2C(N_\psi)^{1/2} \quad (19)$$

여기서, $N_\xi = (1 + \sin \xi) / (1 - \sin \xi)$, ($\xi = \Psi$ or ϕ)

C : 점착력

ϕ : 내부마찰각

Ψ : dilation angle

σ_1, σ_3 : 최대, 최소 주응력

변형률 증분은 다음과 같이 탄성, 소성의 두 성분으로 표시할 수 있다.

$$\begin{aligned} \Delta e_1 &= \Delta e_1^e + \Delta e_1^p \\ \Delta e_2 &= \Delta e_2^e + \Delta e_2^p \end{aligned} \quad (20)$$

항복후의 거동에 비연관흐름법칙을 적용하면 소성변형률은 다음 식과 같다

$$\begin{aligned} e_1^p &= \lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_1} = \lambda \\ e_2^p &= \lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_2} = -\lambda N_f \end{aligned} \quad (21)$$

여기서 λ 는 응력상태에 의해 결정되는 상수가 되며, 위 식에 Δt 를 곱하면 다음 식이 된다.

$$\begin{aligned} \Delta e_1^p &= \lambda \Delta t \\ \Delta e_2^p &= -\lambda N_f \Delta t \end{aligned} \quad (22)$$

한편 주응력의 탄성 범위내의 응력증분은 다음 식이 된다

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_1 &= (K - \frac{4}{3}G) \Delta e_1^e - (K - \frac{2}{3}G) \Delta e_2^e \\ \Delta \sigma_2 &= (K - \frac{2}{3}G) \Delta e_1^e + (K + \frac{4}{3}G) \Delta e_2^e \end{aligned} \quad (23)$$

식(2)과 (22)을 식(23)에 대입하면 주응력 증분은 다음 식과 같다.

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_1 &= (K + \frac{4}{3}G)(\Delta e_1 - \lambda \Delta t) \\ &\quad - (K - \frac{2}{3}G)(\Delta e_2 + \lambda N_f \Delta t) \\ \Delta \sigma_2 &= (K - \frac{2}{3}G)(\Delta e_1 - \lambda \Delta t) \\ &\quad + (K + \frac{4}{3}G)(\Delta e_2 + \lambda N_f \Delta t) \end{aligned} \quad (24)$$

항복후의 소성범위내에서 수정된 주응력 σ_1 , σ_2 는 다음식과 같다

$$\sigma_i - \sigma_1 = \Delta \sigma_1^j - \Delta \sigma_1 \quad (i=1, 2) \quad (25)$$

또 초기 주응력의 증가는 다음식과 같다

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_1 &= (K + \frac{4}{3}G)\Delta e_1 - (K - \frac{2}{3}G)\Delta e_2 \\ \Delta \sigma_2 &= (K - \frac{2}{3}G)\Delta e_1 + (K + \frac{4}{3}G)\Delta e_2 \end{aligned} \quad (26)$$

그러므로 식(24), (26)을 식(25)에 대입하여 새로운 주응력을 구하면 식(27)과 같고, λ 는 주응력이 파괴선상에 있을 때 구할 수 있다.

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_1^j - \lambda \Delta t (a_1 - a_2 N_f) \\ \sigma_2 &= \sigma_2^j - \lambda \Delta t (a_2 - a_1 N_f) \end{aligned} \quad (27)$$

여기서

$$\begin{aligned} a_1 &= (K - \frac{4}{3}G) \\ a_2 &= (K - \frac{2}{3}G) \end{aligned}$$

이고 식(27)을 식(28)에 대입해 0으로 놓고 풀면 구할 수 있다

$$\begin{aligned} \lambda \Delta t &= \frac{\sigma_1^j - N_f \sigma_2^j - 2CN_c}{a_2(1 + N_f N_f) - a_1(N_f + N_f)} \\ &= \frac{f(\sigma_1^j, \sigma_2^j, C, N_c)}{r} \\ r &= a_2(1 + N_f N_f) - a_1(N_f + N_f) \end{aligned} \quad (28)$$

식(28)을 식(27)에 대입하여 정확한 주응력을 구하면 식(29)와 같다

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_1^j - (a_1 - a_2 N_f) \cdot \frac{f(\sigma_1^j, \sigma_2^j, C, N_c)}{r} \\ \sigma_2 &= \sigma_2^j - (a_2 - a_1 N_f) \cdot \frac{f(\sigma_1^j, \sigma_2^j, C, N_c)}{r} \end{aligned} \quad (29)$$

(2) Mohr-Coulomb의 파괴기준에 의한 광주의 안전율

암반 내 응력이 증가하면 Mohr-Coulomb의 파괴기준에 따라 파괴될 수 있다 이는 암반 내 응력의 수준이 높아져 검착력과 마찰각으로 표시되는 Mohr-Coulomb의 파괴기준선에 접하면 암반은 파괴되어 소성의 거동을 보이는 것으로 가정한 것이다 그런데 응력의 수준이 높아지는 동안 Mohr-Coulomb의 파괴선에 접하지는 않았으나 가까이 접근해가는 과정이 나타난다 이 상태에서 암반은 파괴에 이르지 않았으나 암반의 강도가 작아져 가는 과정이 된다 따라서 암반 내 최대 및 최소 주응력으로 표시할 수 있는 Mohr의 응력원과 Mohr-Coulomb의 파괴선 사이의 거리 변화에 따라 암반의 파괴접근도를 구하고 이를 광주의 안전율로 표시하도록 한다 즉 Mohr 응력원의 반지름에 대한 Mohr응력원의 중심에서 파괴선까지의 거리 비를 안전율로 정할 수 있다. 따라서 Mohr 응력원이 Mohr-Coulomb의 파괴선에 접한 상태로 암반이 파괴된 경우 안전율이 1로 나타날 것이다

그러나 경험식을 바탕으로 광주의 단축압축강도와 광주내 응력의 크기를 기준으로 결정하는 광주의 안전율과 구별하기 위하여 Mohr-Coulomb의 파괴식에 의한 안전율을 Mohr-Coulomb의 안전율

이라고 서술하도록 한다.

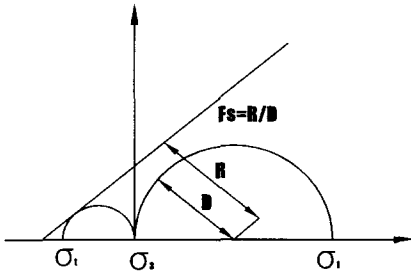


Fig. 1 Mohr-Coulomb failure criterion

4. 광주의 안정성 검토

4.1 현행채광법의 안정성 분석

석회석을 안전하게 채굴하기 위해서는 석회석을 채굴한 후 생기는 채굴공동이 역학적으로 안정되어야 할 것이다. 채굴 공동의 안정성을 유지하기 위해서는 적절한 간격으로 광주와 채굴공동이 배열되어야 한다. 이러한 광주의 역학적 안정성을 평가하기 위해 본 연구에서는 석회석의 채굴높이와 폭에 따라 변하는 광주와 채굴공동의 안정성을 수치해석적 방법을 통하여 검토하였다. 현재 채굴하고 있는 석회암 층의 경사는 약 30도이다. 광주의 폭을 20m로 일정하게 유지하고 채굴공동의 높이와 채굴공동의 폭, 즉 광주의 간격을 변화시킬 때 광주와 주변 채굴 공동에서 변화하는 암반의 거동을 검토하여 채굴공동과 광주의 안정성을 평가하도록 한다.

채굴공동의 높이는 60m와 40m 두 경우로 나누어 안정성을 검토한다. 이는 현재 채굴작업을 하고 있는 상태가 표고 차 20m를 기준으로 상부와 하부로 구별된 별도의 채굴공동에서 채굴작업을 하고 있는데 상부와 하부 사이에 남게 되는 수평광주를

향후 채굴하는 경우 결과적으로 높이 40m 또는 60m의 채굴공동이 형성될 수 있기 때문이다. 즉 상부와 그 하부 채굴공동에 남아있는 수평광주를 한층 채굴하는 경우에는 높이 40m의 채굴공동이, 수평광주를 두층 채굴하는 경우에는 높이 60m의 채굴공동이 생기는 것으로 가정하는 것이다

또 채굴공동의 높이가 60m와 40m로 변하는 각각의 경우에 대해 광주의 배열 간격을 변경하여 채굴공동과 광주의 안정성을 검토하였다. 광주 중심사이의 배열 간격이 70m의 띠광주(barrier pillar)를 남기고 두개의 양측 띠광주 사이에 기둥광주(column pillar)를 남기되 띠광주에 평행한 방향으로 기둥광주의 중심간격은 약71m로 채굴하도록 되어 있다. 따라서 띠광주를 횡단하는 방향으로 해석단면을 선택하게 되면 광주의 간격이 두 가지 경우로 나타난다. 즉 광주의 중심 간격이 70m로 중간에 기둥광주가 없는 경우와 기둥광주를 포함하는 경우로 구별된다. 따라서 높이 60m와 40m의 광주 각각에 대해 광주의 중심간격이 35m와 70m인 경우로 다시 나누게 되면 총 4가지 해석형상 조건을 가정하도록 한다. 이를 표로 정리하면 Table 4와 같고 모델링 단면도는 Fig. 3~6과 같다.

또 채굴공동의 높이와 광주의 간격이 변하는 각각의 경우에 대해서 초기수평응력의 변화에 따른 암반의 거동을 검토하였다. 초기연직응력에 대한 초기수평응력의 비를 0.75, 1.0 및 1.25로 변하는 경우로 나누어 그 안정성을 검토하였다. 이는 채굴 전 석회암반 내 분포한 초기응력 조건이 채굴공동의 위치에 따라 변하는 경우를 감안한 것이다.

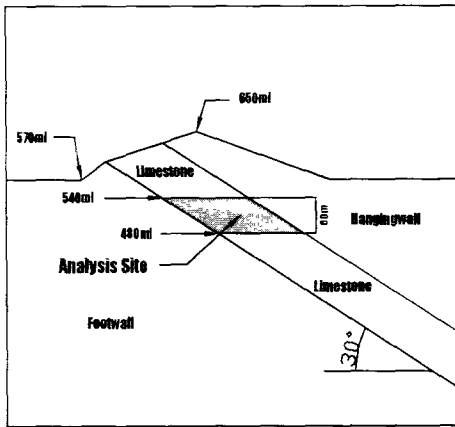
따라서 조건의 변화에 따라 안정성 해석을 수행한 모델은 열두 가지가 된다.

4.2 요소망과 응력조건

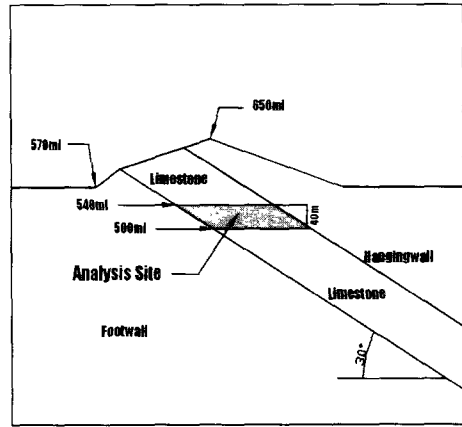
석회석 채굴 공동의 역학적 안정성을 검토하기 위하여 수치해석적 방법 중 유한차분법을 이용하

Table 4 Modelling cases

	Height (m)	Pillar Width(m)	Room Width (m)	Room Length (m)	Spacing of Pillar (m)	Reference	Remarks
CASE I	60	20	50	160	70 (20+50)	Fig. 3	without column pillar
CASE II	40	20	50	160	70 (20+50)	Fig. 4	without column pillar
CASE III	60	20	50	160	35	Fig. 5	with column pillar
CASE IV	40	20	50	160	35	Fig. 6	with column pillar

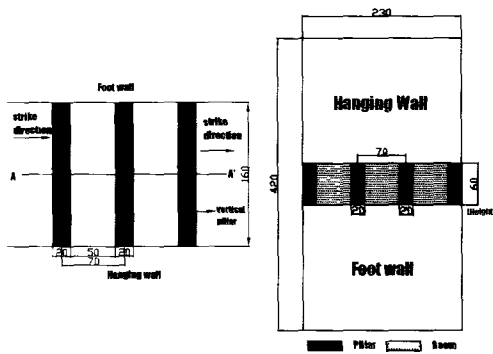


(a) Case I, III



(b) Case II, IV

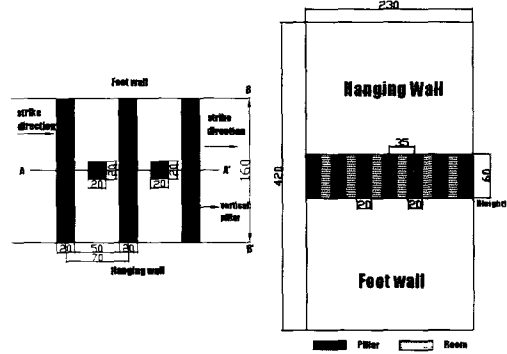
Fig. 2 Cross-section of modelling



(a) Plane view

(b) A-A' section

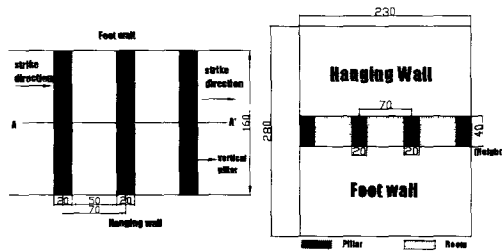
Fig. 3 The sectional view of model CASE I



(a) Plane view

(b) A-A' section

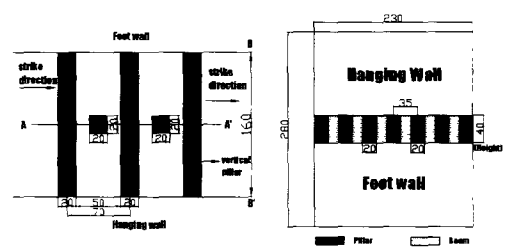
Fig. 5 The sectional view of model CASE III



(a) Plane view

(b) A-A' section

Fig. 4 The sectional view of model CASE II



(a) Plane view

(b) A-A' section

Fig. 6 The sectional view of model CASE IV

었다 유한차분법은 요소망의 입력과 경계조건 및 하중조건의 입력이 필요하다. 요소망의 크기는 계산의 정확도를 높일 수 있도록 채굴 공동 주변의 요소망을 해석의 중심이 되는 채굴적과 광주가 위치한 부분에서는 요소의 크기를 1m(가로)×1m(세로)를 기본으로 하되 계산의 효율을 높이기 위하여

광주에서 멀어지는 부분은 요소의 크기가 점진적으로 커지도록 하였다. 그 결과 총 요소망의 수는 가로 230개, 세로 140개이다.

경계조건으로 요소망의 하부는 연직, 수평변위가 발생하지 않도록 하였고 요소망의 좌우 양측에서

는 수평방향의 변위가 발생하지 않도록 하였다.

석회석 채굴 후 발생하는 채굴공동의 안정성을 평가하기 위해서는 석회암 채굴 전 암반에 분포한 초기응력을 요소망 내에 생성시켜야 한다. 이를 위하여 초기연직응력은 암반의 단위중량과 깊이의 곱에 비례하도록 하였다. 그러나 초기수평응력은 지역에 따라 변할 수 있으므로 그 값을 변화시킨 여러 가지 경우로 나누어 평가하였다. 즉 초기연직응력에 대한 초기수평응력의 비 K 를 0.75, 1.0, 1.25로 나누고 각각의 경우에 대해 안정성 해석을 수행하였다. 이는 본 연구지역에 분포할 가능성이 높은 초기수평응력의 범주를 국내 다른 지역의 측정 사례로부터 유추한 것이다.

Fig. 7은 광주의 높이가 60m인 경우와 40m인 각각의 경우에 대해 유한차분 요소망을 보인 것이다.

4.3 해석결과 및 고찰

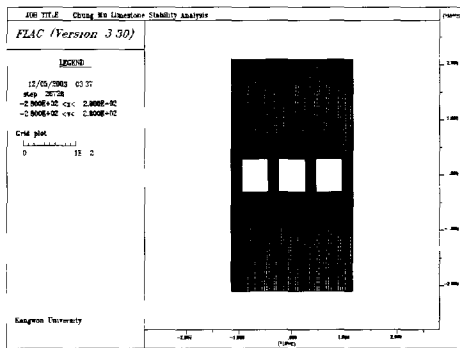
수치해석적 방법을 통하여 석회석 채굴공동의

광주에 대한 안정성을 해석한 결과 채굴공동 주변에서 소성영역, 응력의 크기와 분포, 변위 분포 및 광주의 안전율을 구하였다. 이를 항목별로 고찰하고 그 결과를 종합하여 채굴공동과 광주의 안정성을 평가하여 적절한 광주의 높이와 간격을 결정하도록 한다.

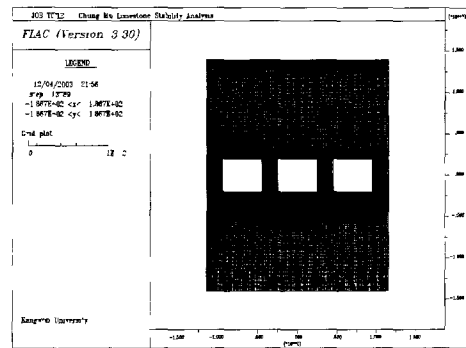
(1) 소성영역의 고찰

터널을 굴착하면 지하공동 주위 암반은 응력의 재배치와 응력 집중으로 채굴공동 주변과 광주에서 응력이 집중된다. 석회암 채굴에 의해 암반 내 응력이 과도하게 증가되면 암반은 파괴되어 소성영역으로 변할 수 있다. 만약 암반이 소성영역으로 변하게 되면 암반은 채굴공동을 지지할 수 있는 강도가 상실되고 광주와 채굴공동의 안정성은 유지될 수 없다. 따라서 유한차분법 등의 수치해석 방법으로 암반 내 채굴공동의 안정성을 평가하는 경우 소성영역의 분포를 검토하는 것이 중요하다.

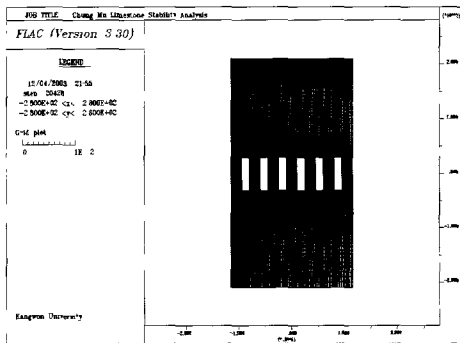
채굴적 사이의 광주에 분포하는 소성영역은 Fig 8 ~ Fig. 11과 같다.



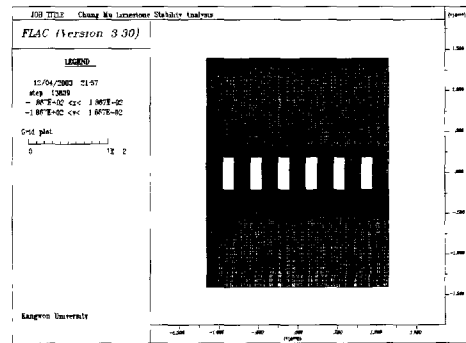
(a) CASE I



(b) CASE II

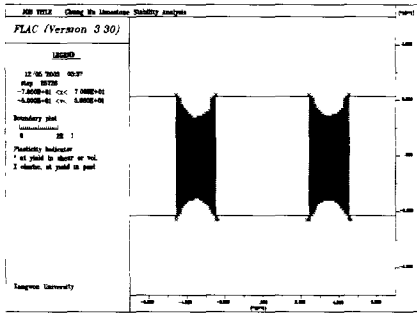


(c) CASE III

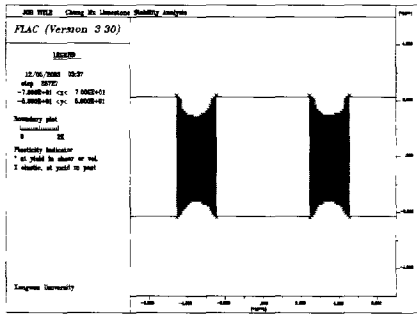


(d) CASE IV

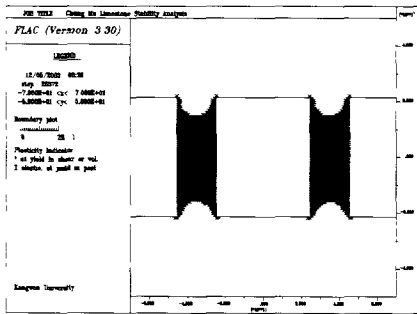
Fig. 7 Finite difference grid for Case I, II, III, IV



(a) K=0.75

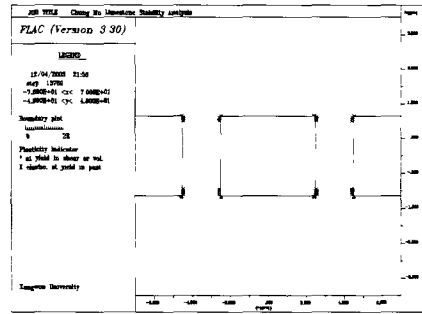


(b) K=1.00

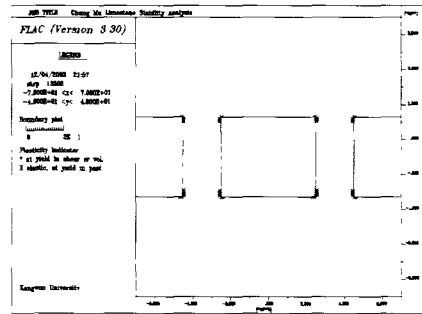


(c) K=1.25

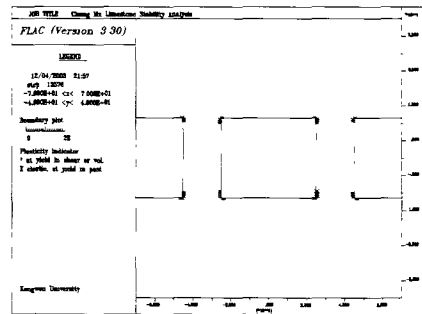
Fig. 8 Plot of plastic zone(CASE I)



(a) K=0.75



(b) K=1.00



(c) K=1.25

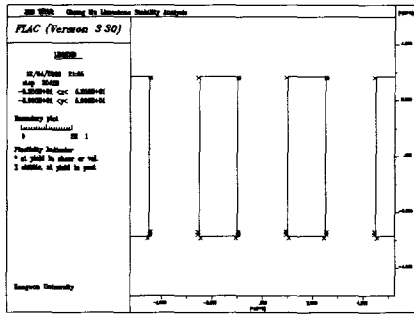
Fig. 9 Plot of plastic zone(CASE II)

CASE III와 같이 광주의 높이가 60m이고 광주 중심 간격이 35m인 경우 소성영역은 광주의 표면에서 극히 얇게 발생하였다 그러나 CASE I과 같이 같은 높이의 광주에서 간격이 70m로 넓어지면 광주 전체에서 소성영역이 발생하였고 그 결과 광주의 지지력은 상실되었다 이 현상은 뒷부분에서 다시 광주의 Mohr-Coulomb 안전율로 확인하기로 한다. 따라서 광주의 높이가 60m이고 그 중심 간격이 70m일 때는 채굴공동은 불안정한 상태로 분석되었다

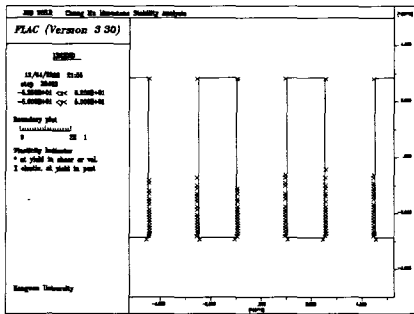
CASE IV와 같이 광주의 높이가 40m이고 광주 중심 간격이 35m인 경우 소성영역은 광주의 표면에서 극히 얇게 발생하였고 소성영역의 발생영역도 광주의 높이가 60m일 때와 비교할 때 줄었다.

그리고 CASE II와 같이 높이 40m의 광주에서 간격이 70m로 넓어져도 소성영역은 광주의 표면 일부에서만 발생하였다 그 결과 광주의 강도가 유지되므로 채굴공동은 안정된 상태가 될 것이다 광주의 안전율에서 후술하는 것과 같이 Mohr-Coulomb 안전율은 큰 상태를 보일 것이다 따라서 CASE II, IV와 같이 광주의 높이가 40m이고 그 중심 간격이 70m이거나 35m인 경우에 채굴공동은 안정된 상태로 분석되었다.

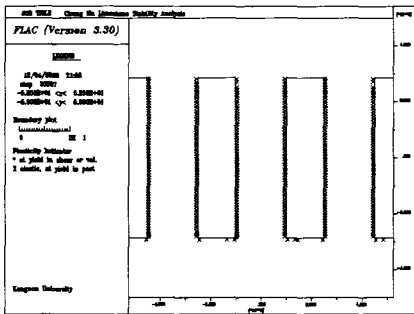
암반 내 초기응력비 K가 0.75에서 1.0, 1.25로 증가함에 따라 변하는 광주내 소성영역의 발생범위를 검토한 결과 CASE III와 같이 광주 높이가 60m, 광주의 중심간격이 35m인 경우 소성영역의 깊이는 변하지 않았으나 소성영역 발달 영역은 K



(a) K=0.75

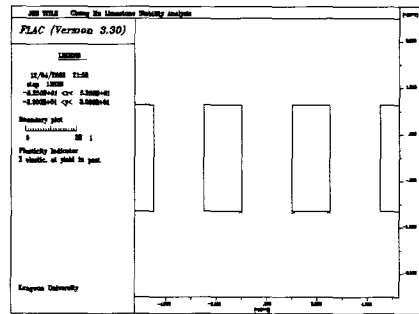


(b) K=1.00

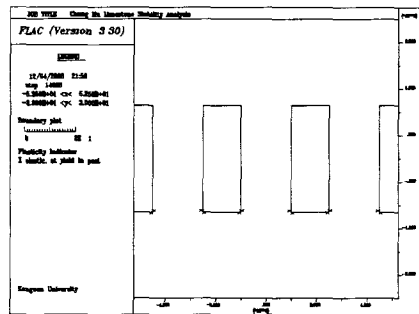


(c) K=1.25

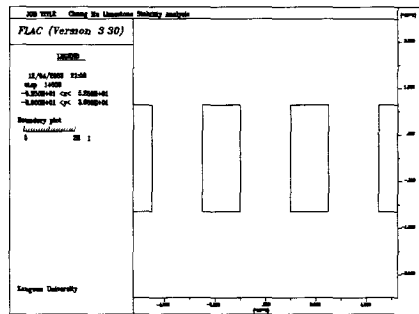
Fig. 10 Plot of plastic zone(CASE III)



(a) K=0.75



(b) K=1.00



(c) K=1.25

Fig. 11 Plot of plastic zone(CASE IV)

가 증가함에 따라 약간 넓어지는 경향을 보였다. 그러나 그 변화는 광주의 안정성을 해칠 만큼 뚜렷하지 않았고 나머지 경우에는 K가 변하더라도 소성영역의 변화는 거의 없었다. 즉 초기응력비 K가 소성영역의 발달에 미치는 영향은 거의 없었음을 확인하였다.

또한 광주의 높이와 광주의 간격에 따른 영향을 검토한 결과, 광주의 높이가 60m에서 40m로 변할 때 CASE III, IV와 같이 광주의 간격이 35m인 경우에는 소성영역의 범위가 약간 감소하였으나 CASE I, II와 같이 광주의 간격이 70m로 변하면 소성영역의 크기는 현저하게 변하였다. 따라서 소성영역만으로 광주의 높이와 간격 중 광주의 소성영역을 좌우하는 인자가 어떤 것인지 판단할 수

없었다.

(2) 응력분포의 고찰

초기응력 상태의 암반을 굴착하면 채굴공동 주변의 암반에 응력이 집중된다. 만약 집중된 응력의 수준이 암반의 강도보다 크게 되면 암반은 파괴되어 지지력이 없어지게 된다. 이번 해석 대상인 채굴공동과 같이 광주에 의해 채굴공동의 안정성을 유지하는 경우에는 광주의 형상에 따라 응력의 변화가 변할 수 있다. 광주의 높이가 높아질수록 광주에 분포하는 응력은 광주에 평행한 방향이 우세해지면서 광주 내 수평면에서의 응력성분은 점점 감소하여 궁극적으로는 단축압축상태에 도달할 수도 있다. 응력의 크기를 확인하기 위하여 Fig. 12

와 같이 광주 중앙부를 1번으로 하였고 광주를 중심으로 좌측부분과 우측부분으로 구분하여 각각 2~4, 5~7번으로 정하여 각각의 위치에서 응력을 확인하였는데 그 결과는 Table 5~6과 같다.

먼저 광주 내 최대주응력의 특성을 검토하기로 한다. CASE III와 같이 광주의 높이가 60m이고 광주 중심 간격이 35m인 경우 광주내 점1위치에서의 최대주응력은 약 8.7MPa로 K에 관계없이 거의 일정하였다. 그러나 CASE I과 같이 같은 높이의 광주에서 광주의 중심간격이 70m로 넓어지면 광주내 동일지점에서의 최대주응력은 약 10.1~11.8MPa로 증가하였다. CASE IV와 같이 광주의 높이가 40m이고 광주 중심 간격이 35m인 경우 광주내 동일 지점에서의 최대주응력은 약 5.9MPa로 K에 관계없이 거의 일정하였다. 그러나 CASE II와 같이 같은 높이의 광주에서 광주의 중심간격이 70m로 넓어지면 광주내 동일지점에서의 최대주응력은 약 10.8MPa로 증가하였다 따라서 광주의 간격이 넓어지면 광주내 응력집중현상이 더 뚜렷해짐을 보였다. 그리고 광주의 간격이 변할 때 응력변화량이, 광주의 높이가 변할 때의 응력변화량 보다 크게 나타나고 있다

또한 광주 내 최소주응력의 변화 특성은 다음과 같다 CASE III와 같이, 광주의 높이가 60m이고 광주 중심 간격이 35m인 경우 Table 6에서 최소주응력은 약 0.013~0.018MPa의 미소한 크기의 인장응력이 광주의 중심부에서 발생하였다 CASE I과 같이, 같은 높이의 광주에서 광주의 중심간격이 70m로 넓어지면 광주에서의 최소주응력은 약 0.07~0.15MPa의 인장응력으로 약간 증가하였다. CASE IV와 같이, 광주의 높이가 40m이고 광주 중심 간격이 35m인 경우 광주에서의 최소주응력은 약 0.06~0.11MPa로 역시 인장방향으로 발생하였다. 그러나 CASE II와 같이, 같은 높이의 광주에서 중심간격이 70m로 넓어지면 광주내 최소주응력은 약 0.08~0.12MPa로 거의 변하지 않았다. 따라서 광주의 간격과 높이에 거의 관계없이 약간의 인장응력이 광주 내에 발생하고 있다. 또 광주 내 인장응력의 크기는 초기응력비 K값의 영향도 거의 없는 것으로 분석되었다 만약 인장응력의 크기가 상당히 커지면 광주의 파괴가 발생하여 광주의 안정성에 큰 영향을 미치게 될 것이다. 최대 및 최소주응력의 영향은 다음 부분에서 기술하는 Mohr-Coulomb의 안전율 산정시 다시 검토하기로 한다

(3) 연위분포의 고찰

터널 굴착 중 암반내에 발생하는 응력의 재배치에 따라 암반은 변위를 일으킨다. 변위의 크기는 암반의 물성과 초기응력 상태 및 터널의 형상과 배열에 따라 차이를 보인다. 채굴공동 주변에서 발생하는 변위는 Fig 16~17과 같다. 변위특성을 분

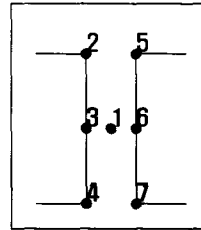


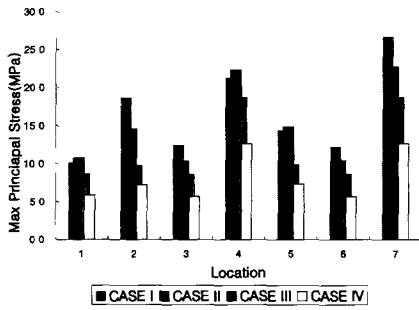
Fig 12 Viewpoint of principal stress

Table 5 The max. principal stress of pillar (unit : MPa)

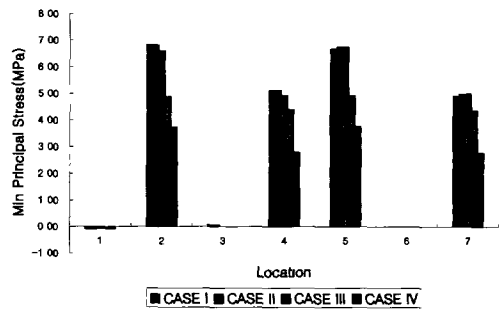
Location K Value		Number of Viewpoint (+ : compression, - : tension)						
		1	2	3	4	5	6	7
CASE I	0.75	10.1	18.7	12.5	21.3	14.4	12.3	26.7
	1.00	11.8	16.7	12.7	25.6	16.8	12.3	25.0
	1.25	11.4	16.6	12.6	24.5	17.9	12.7	27.7
CASE II	0.75	10.8	14.6	10.4	22.3	14.9	10.4	22.8
	1.00	10.8	15.1	10.4	23.0	15.5	10.5	23.4
	1.25	10.8	15.4	10.2	23.4	15.7	10.4	23.8
CASE III	0.75	8.7	9.8	8.6	18.7	9.9	8.6	18.7
	1.00	8.7	10.5	8.7	19.7	10.6	8.7	19.7
	1.25	8.7	11.2	8.5	20.6	11.3	8.5	20.5
CASE IV	0.75	5.9	7.3	5.7	12.6	7.4	5.7	12.6
	1.00	5.9	7.7	5.7	13.2	7.8	5.7	13.2
	1.25	5.9	8.2	5.6	13.9	8.3	5.7	13.8

Table 6 The min. principal stress of pillar (unit : MPa)

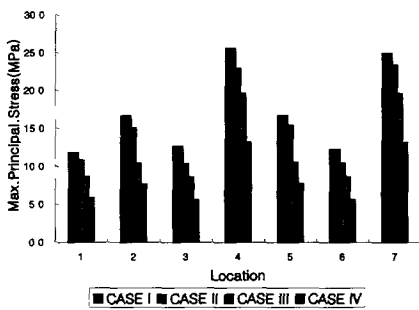
Location K Value		Number of Viewpoint (- : compression, - : tension)						
		1	2	3	4	5	6	7
CASE I	0.75	-0.07	7.2	0.01	4.2	5.3	-0.03	5.1
	1.00	-0.09	6.8	0.08	5.1	6.7	0.00	4.9
	1.25	-0.15	7.2	0.04	5.1	7.6	0.06	5.6
CASE II	0.75	-0.08	6.0	0.002	4.7	6.1	-0.001	4.7
	1.00	-0.10	6.6	-0.0003	4.9	6.7	-0.002	5.0
	1.25	-0.12	7.1	-0.0001	5.2	7.2	-0.002	5.2
CASE III	0.75	-0.013	4.0	0.001	4.0	4.0	0.0008	4.0
	1.00	-0.014	4.9	0.003	4.4	4.9	0.0002	4.4
	1.25	-0.018	5.6	-0.004	4.7	5.7	0.0015	4.7
CASE IV	0.75	-0.06	3.2	-0.001	2.5	3.2	-0.001	2.5
	1.00	-0.08	3.7	-0.002	2.8	3.8	-0.002	2.8
	1.25	-0.11	4.2	-0.003	3.0	4.3	-0.002	3.0



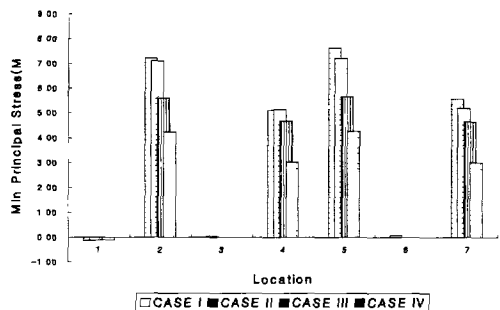
(a) K = 0.75



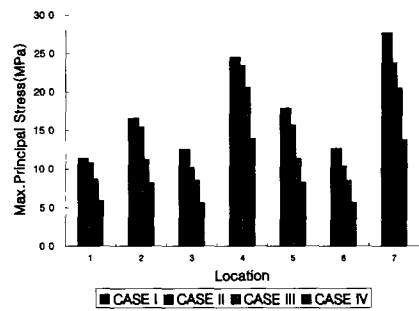
(a) K = 0.75



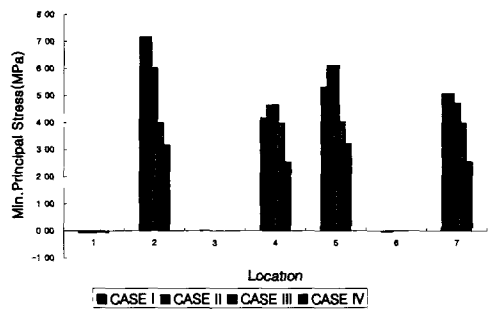
(b) K = 1.00



(b) K = 1.00



(c) K = 1.25



(c) K = 1.25

Fig. 13 Max. principal stress with K-value

Fig. 14 Min. principal stress with K-value

석하기 위하여 Fig. 15처럼 천정과 바닥에서 연직 변위를, 광주의 좌측벽과 우측벽에서 수평변위를 검토하였는데 이를 정리하면 Table 7 및 8과 같다.

CASE III와 같이, 광주의 높이가 60m이고 광주 중심 간격이 35m인 경우 광주의 침하량은 약 6.4~8.8mm, 광주측벽에서의 수평방향변위도 2.3~3.9mm로 K가 커짐에 따라 약간 증가하였다. 그러나 CASE I과 같이, 같은 높이의 광주에서 광주의 중심간격이 70m로 넓어지면 광주 전체는 소성영역으로 변하고 소성변위가 발생하므로 침하량은 크게 증가하였다. CASE IV와 같이, 광주의 높이가 40m이고 광주 중심 간격이 35m인 경우 광주에서

의 침하량은 약 3.2~4.3mm, 수평방향 변위는 약 1.6~2.4mm의 분포를 보였다. 그러나 CASE III와 같이, 같은 높이의 광주에서 광주의 중심간격이 70m로 넓어지면 광주에서의 침하량은 약 13.5~14.5mm, 수평방향 변위는 약 2.2~3.3mm의 분포를 보였다. 따라서 광주의 높이가 60m에서 40m로 낮아지면 침하량은 약 50%가 감소하였으나 수평 변위는 큰 변화가 없었다. 또 광주의 높이가 40m 일 때 광주의 간격이 넓어지면 광주에서의 침하량은 크게 증가하나 수평방향 변위는 거의 변화가 없었다. 따라서 광주는 그 높이에 따라 변형량의 크기가 영향을 받는 것으로 분석되었다.

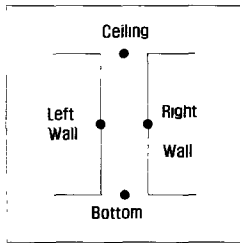


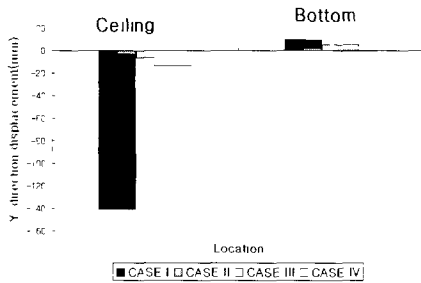
Fig. 15 Viewpoint of displacement

Table 7 Pillar's Y-direction displacement (unit : mm)

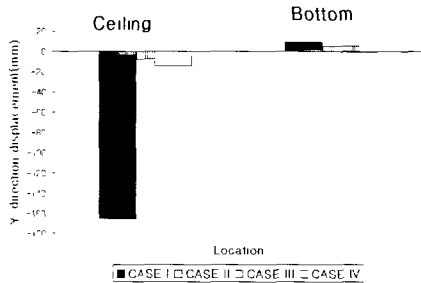
K Values	Location		CASE I		CASE II		CASE III		CASE IV	
	Ceiling	Bottom	Ceiling	Bottom	Ceiling	Bottom	Ceiling	Bottom	Ceiling	Bottom
0.75	-140.8	9.7	-13.5	-0.6	-6.4	5.1	-3.2	1.8		
1.00	-165.1	9.5	-14.3	-0.7	-7.7	5.3	-3.8	1.8		
1.25	-164.1	9.4	-14.5	-0.5	-8.8	5.5	-4.3	1.9		

Table 8 Pillar's X-direction displacement (unit : mm)

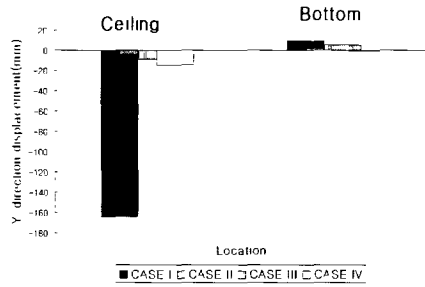
K Values	Location		CASE I		CASE II		CASE III		CASE IV	
	Left wall	Right wall	Left wall	Right wall	Left wall	Right wall	Left wall	Right wall	Left wall	Right wall
0.75	-50.2	50.3	-2.5	2.2	-2.4	2.3	-1.6	1.6		
1.00	-60.4	50.8	-2.9	2.7	-3.0	2.9	-2.0	2.0		
1.25	-59.4	51.5	-3.3	3.0	-3.6	3.6	-2.4	2.4		



(a) K=0.75

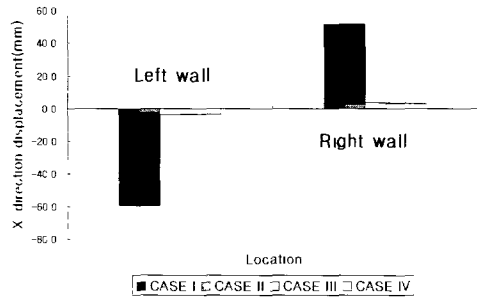


(b) K=1.00

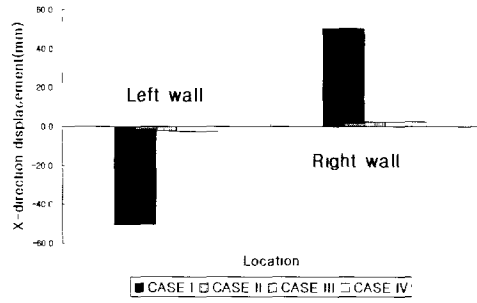


(c) K=1.25

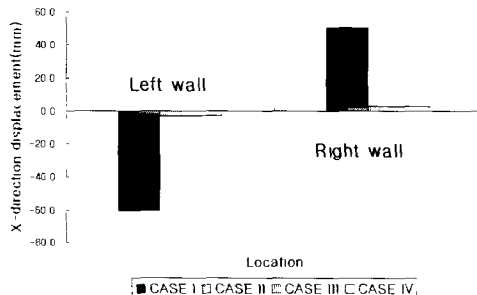
Fig. 16 Y-direction displacement with K-value



(a) K=0.75



(b) K=1.00



(c) K=1.25

Fig. 17 X-direction displacement with K-value

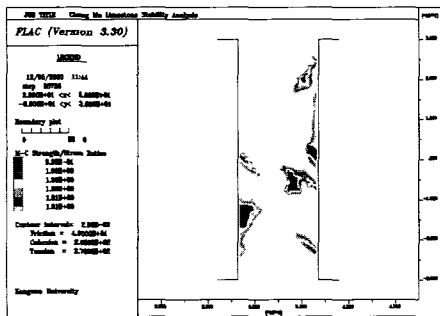
(4) Mohr-Coulomb 안전율의 고찰

본 연구에서 안전율은 경험식에 의한 광주의 설계시 표시하는 안전율과 수치해석 중 Mohr-Coulomb의 파괴조건식에 의한 안전율 및 절리와 채굴터널의 교차에 의한 썩기의 안전율이 나타나므로 이를 구별하기 위하여 수치해석에 의해 구한 안전율은 Mohr-Coulomb의 안전율로 표현한다. Mohr-Coulomb의 안전율은 광주내에 분포한 최대주응력과 최소주응력 및 파괴기준에 따라 결정된다. 이에 따라 확인한 광주의 Mohr-Coulomb의 안전율은 Fig. 18~21에 나타내었고 Table 9는 이를 요약한 것이다.

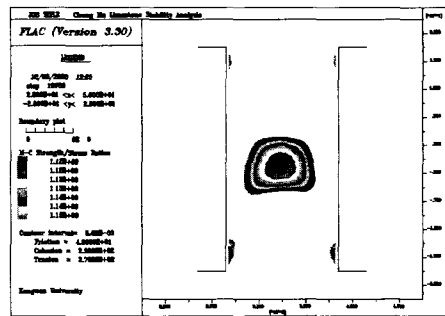
Mohr-Coulomb의 안전율은 초기응력비 K에 따라 미세한 차이는 있지만 거의 비슷한 양상을 보였다.

CASE III와 같이, 광주의 높이가 60m이고 중심 간격이 35m인 경우 광주의 Mohr-Coulomb 안전율은 약 1.28~1.35이었다. 그러나 CASE I과 같이, 같은 높이의 광주에서 광주의 중심간격이 70m로 넓어지면 광주 전체는 소성영역으로 변화하였다. CASE IV와 같이, 광주의 높이가 40m이고 광주 중심 간격이 35m인 경우 광주에서의 Mohr-Coulomb 안전율은 약 1.95~2.1이었다. 그러나 CASE II와 같이, 같은 높이의 광주에서 광주의 중심간격이 70m로 넓어지면 광주의 Mohr-Coulomb 안전율은 약 1.09~1.15이었다. 따라서 높이와 배열간격에 따라 광주의 Mohr-Coulomb 안전율이 변하는 것으로 분석되었다.

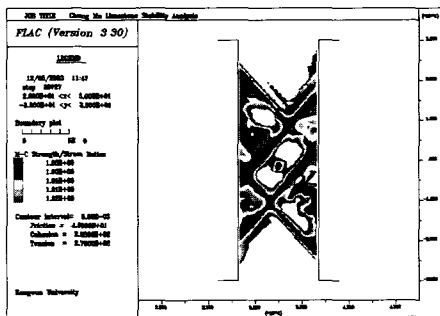
또 이번 해석에서는 띠광주로 간주하여 Mohr



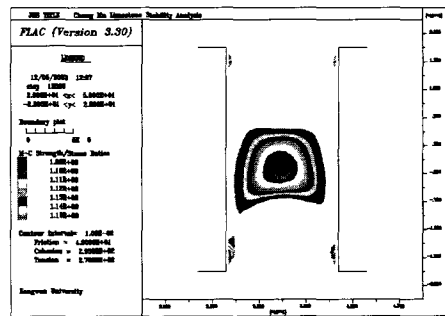
(a) K=0.75



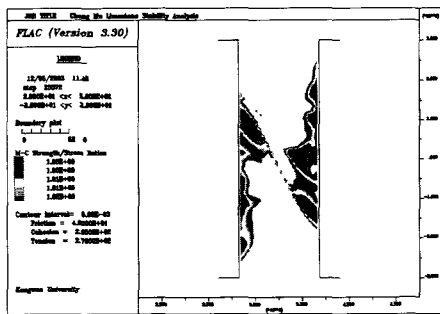
(a) K=0.75



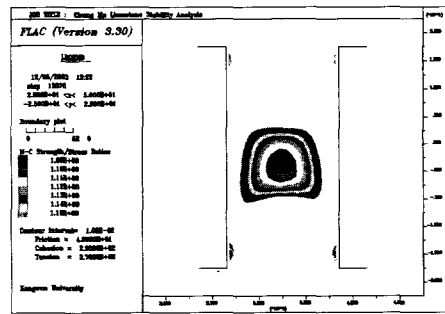
(b) K=1.00



(b) K=1.00



(c) K=1.25



(c) K=1.25

Fig. 18 Plot of safety factor(CASE I)

Fig. 19 Plot of safety factor(CASE II)

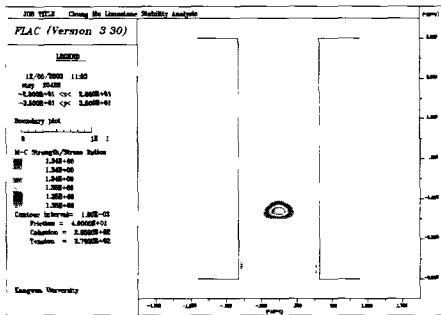
-Coulomb의 안전율 구하였으므로 띠광주 사이에 남
개 되는 기둥광주의 안전율은 이보다 약간 작을 것
이다. 그러나 전체 채굴공동과 광주의 안정성에 영
향을 주는 것은 띠광주의 안정성이므로 이에 대한
검토는 생략하였다.

5. 결론

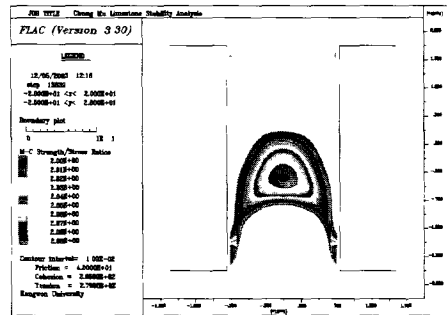
채굴대상 광상의 폭과 경사가 각각 70m, 30°내
의인 광체에 중단채굴법을 채택할 경우 채수율을
높이고, 채굴공동의 역학적 안정성을 검토하기 위
하여 광주의 폭(너비)과 간격을 조정하면서 4가지

Table 9 Mohr-Coulomb's safety factor
& recovery of Ore

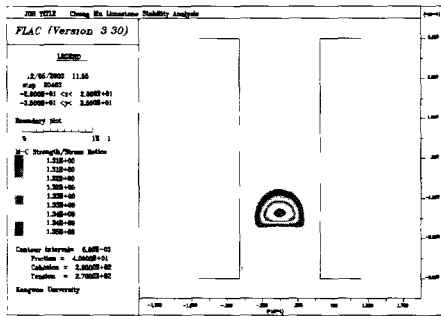
K-Value	CASE I	CASE II	CASE III	CASE IV	Remarks
0.75	1.00 ~1.01	1.12 ~1.15	1.34 ~1.35	2.0 ~2.1	
1.00	1.00 ~1.02	1.09 ~1.15	1.31 ~1.35	1.95 ~2.0	
1.25	1.00 ~1.02	1.09 ~1.15	1.28 ~1.35	1.95 ~2.0	
Recovery (%)	53.5	47.6	50.8	45.2	* The width of crown pillar is 20m



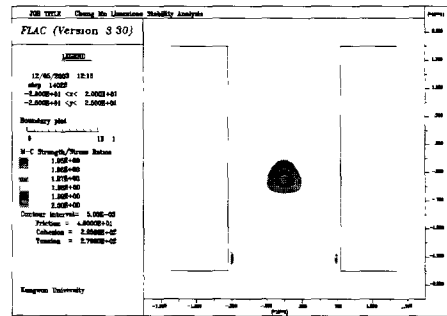
(a) K=0.75



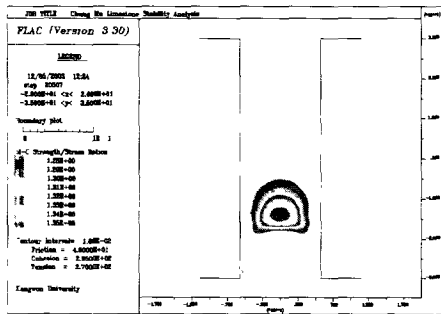
(a) K=0.75



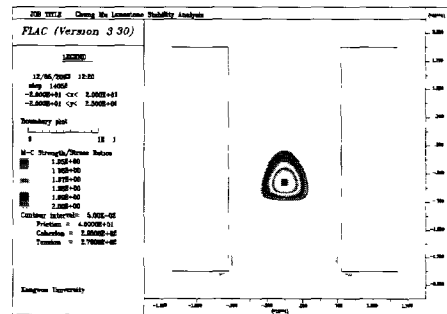
(b) K=1.00



(b) K=1.00



(c) K=1.25



(c) K=1.25

Fig. 20 Plot of safety factor(CASE III)

Fig. 21 Plot of safety factor(CASE IV)

조건으로 나누어, 수치해석적 방법중 유한차분법을 이용하여 해석하였다.

해석 모델링으로 광주의 높이를 60m와 40m로 나누고, 광주의 간격을 각각 70m와 35m로, 그리고 연직응력에 대한 수평응력의 비 ($K = \sigma_h / \sigma_v$)를 0.75, 1.0, 1.25로 변화시키면서 해석한 결과를 요약하면 다음과 같다.

(1) K값의 변화에 따른 각 조건별 소성영역, 응력 및 변위의 크기와 분포, 광주의 안전율등은 큰 차이가 없음을 확인하였다. 특히 채굴공동 및 광주의 높이가 40m, 광주 간격이 35m인 CASE IV의 경우 거의 변화가 없다.

(2) CASE I과 같이, 광주의 높이가 60m, 그 간격이 70m인 경우 광주 전체에서 소성영역이 발생한 반면 나머지 경우는 그 일부에서만 나타났다. 특히 광주의 높이가 40m인 CASE II와 CASE IV의 경우 소성 영역 발생 관계로 본 채굴 공동은 거의 안정상태로 분석되었다.

(3) 광주내 동일지점에서 최대주응력의 크기는 광주의 간격이 넓어질수록, 광주의 높이가 커질수록 더욱 커지는데 그 변화정도는 광주의 간격이었다. 한편 최소주응력의 크기는 광주의 간격과 높이에 거의 관계없이 약간의 인장응력이 광주내에 발생된다 그리고 광주내 인장응력의 크기는 K값에 거의 관계없는 것으로 분석되었다.

(4) 광주의 높이가 60m에서 40m로 낮아지면 연

직변위는 약 50% 감소하나 수평변위는 큰 변화가 없었다. 또한 광주의 높이가 40m일 때 광주의 간격이 넓어지면 연직변위는 크게 증가하나 수평방향 변위는 거의 변화가 없었다.

(5) Mohr-Coulomb의 안전율은 광주의 높이가 60m, 40m이고 채굴공동 중간에 기둥광주(column pillar)가 없는 경우 그 안전율은 K값에 따라 다소 차이가 있으나 대체로 1.0~1.15이다. 반면에 중간에 기둥광주를 갖는 CASE III과 CASE IV의 경우 그 값이 1.28~2.0으로 대폭 증가한다 이와 같은 Mohr-Coulomb의 안전율은 이론상 구한 값이며, 또한 본 해석은 암반을 연속체로 가정된 것이나 실제로는 불연속면이 다수 발달된 불연속체임을 고려할 때 해석상 주의를 요한다.

(6) 이상의 결과를 고려할 때 CASE I, II의 경우 채택시 안정성 문제가 우려되며, CASE IV가 타당할 것으로 판단된다. 그러나 CASE IV의 경우도 기둥광주가 없는 CASE II와 기둥광주가 있는 CASE IV의 조합이므로 CASE IV를 그대로 적용하는데 문제가 있을 수 있다.

따라서 Fig. 22처럼 횡방향과 마찬가지로 종방향(longitudinal direction)으로 50m 간격으로 기둥광주를 추가로 유지할 필요가 있다. 이 경우 채광법은 중단식 채광법이 아닌 주방식 채광법에 속한다. 그리고 수평광주의 두께를 20m로 설정한다면 채수율은 약 40.4%로 예상된다.

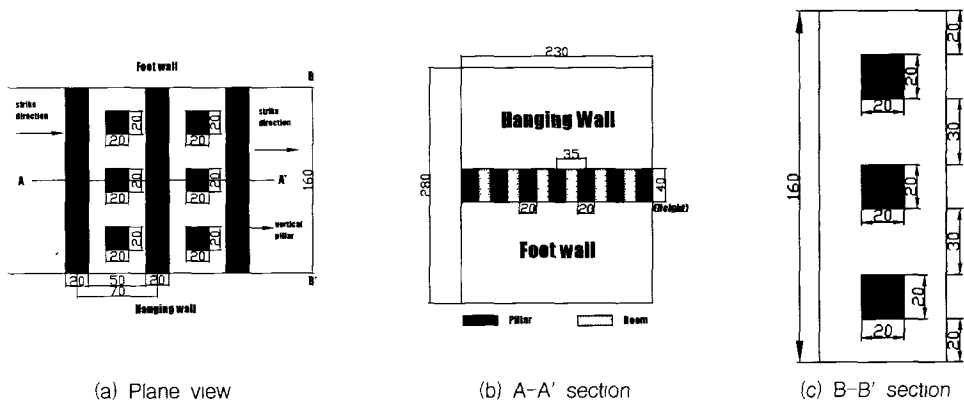


Fig. 22 The adjustment of CASE IV

Reference

[1] 대한광업진흥공사, "Room & Pillar 채광법 설계 및 안전진단에 관한 연구", pp.57-76, 1992.

[2] 박근익, "수치해석에 의한 절리 암반 비탈면의 안정성 해석에 관한 연구", 강원대학교 석사학위논문, 2002

[3] 신동오, "터널 굴착시 안정성 평가를 위한 변

- 위 계측 및 수치해석에 관한 연구”, 강원대학교 석사학위논문, 1998.
- [4] 이정인 외, “암반역학을 이용한 터널설계”, 구미서관, pp 121-175, 2000
- [5] 임한욱 외, “환경오염 저감을 위한 석회석 광산개발방안에 대한 연구”, 한국암반공학회, 터널과 지하공간, Vol. 10, pp 80-91, 2000.
- [6] 임한욱 외, 터널공학, 구미서관, pp 101-156, 2003
- [7] 장명환, 양형식, “암반 구조물의 수치해석을 위한 일력 자료의 비교분석”, 한국암반공학회지, 터널과 지하공간, Vol. 9, No 3, pp.221-229, 1999.
- [8] 터널공사 표준시방서, 건설기술연구회, pp. 511, 1992.
- [9] 터널 표준시방서, 한국지반공학회, pp.186, 1996.
- [10] 한국지반공학회, 터널, pp.513-559, 1995.
- [11] 한국자원연구소, “석회석광산의 적정경도 규격 및 지보대책수립연구”, pp.126-196, 1999.
- [12] Hoek, E. and Brown E. T. The Hoek-Brown Failure Criterion-a 1988 Update, Proc 15th can. Rock Mech. Symp., University of Toronto, Oct. 1988.
- [13] Serafim, J.L and pereira, J. p., considerations of the Geomechanics Classification of Bieniawski, Proc int Symp. Eng. Geol. Under-ground Constr., 1, II, pp33-42, 1983.
- [14] Trueman, R., An evaluation of strata support techniques in dual life gateroads Ph. D Thesis, University of Wales Cardiff, 1988.
- [15] Trunk, U., Honisch, K., Private communication. To be published in Felsbau, 1989
- [16] Mohammad, Reddish D. J. and Stace. L. R., The relation Between In-situ and Laboratory Rock Properties Used in Numerical Modelling, Int. J rock Mech. Min. Sci Vol. 34, pp.289-297, 1987.
- [17] Bieniawski, Z. T., The Geomechanics Classification in Rock Engineering Applications, Proc. 4th Int. Congr. Rock mech., ISRM, Montreuxx, Vol 2, pp. 41-48, 1979
- [18] Bieniawski, Z.T., Determining Rock Mass Deformability : Experience from Case Histories, Int. J Rock Mech. Min. Sci. Vol. 15, pp.237-247, 1978
- [19] Nicholson, G.A. and Bieniawski Z T, A nonlinear deformation modulus based on rock mass classification, Int. J. Min & Geological Engng, Vol 8, pp.181-202, 1990.
- [20] Mitri, H. S, Edrissi, R and Henning, J., Finite element modelling of cable-bolted stopes in hard rock underground mines Presented at the SME Annual Meeting, Albuquerque New Mexico, pp 14-17, 1994
- [21] Itasca Consulting Group, Inc., FLAC User's Manual, Version 3.0, 1995