

절리 영속성을 고려한 지하굴착에서의 Keyblock 안정성 고찰

조태진¹⁾ · 김석윤²⁾

A Study on the Stability of Keyblock in Underground Excavation with Consideration of Joint Persistence

Tae-Chin Cho and Seok-Yun Kim

ABSTRACT A statistical method for assessing the joint persistence based on the in-situ measurement of joint trace length has been derived. This method utilizes the probability density distribution of either the joint trace length or the diameter of hypothetically circular joint diameter depending on the relative size of joint surface to that of the potential keyblock. The stability of potential keyblock with different sizes and joint persistences has been also calculated to illustrate the applicability of the developed method to the design and the safe excavation of large scale underground openings.

Key words : persistence, keyblock, trace length, statistical method, probability density function

초 록 현장에서 측정된 절리 trace 길이에 의거하여 영속성을 산정할 수 있는 통계적 분석법을 개발하였다. 이 방법에서는 잠재적 키블록과 불연속면의 상대적인 규모에 따라 절리 trace 길이 또는 원형절리의 직경에 대한 확률밀도분포를 이용한다. 대규모 지하공동의 설계 및 안전적 굴착에 대한 개발된 분석법의 활용성을 설명하기 위하여 규모 및 영속성이 다른 잠재적 키블록의 안정성을 고찰하였다.

핵심어 : 영속성, 키블록, trace 길이, 통계적 분석법, 확률밀도함수

1. 서 론

지하굴착에서의 설계 및 안정적 시공을 위한 분석결과와 도출을 위해 공동주위 암반의 변형, 응력 재배치 및 지하수 영향 등에 대한 해석적·수치적 연구가 다수의 학자들에 의해 수행되어져 왔으며, 현재까지 공동의 안정성 분석에 상당한 기여를 하고 있다. 그러나 굴착대상 암반에 절리가 심하게 발달되어 있는 경우에는 절리 발달 양상, 특히 절리의 영속성(persistence)에 따라 분석대상 암반의 역학적·수리학적 특성이 매우 변화됨에도 불구하고 현장조사상의 어려움에 의해 절리면이 무한대로 발달되었다는 완전영속절리(fully persistent joint) 개념이 적용되어 실제 절리 영향이 해석상에 적합하게 반영되지 못하고 있는 실정이다.

절리 영속성은 '암반내부에서 절리면이 차지하는 비율'로 정의되며 절리면의 형상 및 규모에 지배받는다. 결과적으로 영속성은 암반내부에서의 절리 발달 정도를 지시해 주며, 절리계의 상호 연결성에 대한 기초적인 고

찰을 가능하게 한다. 절리 연결성은 지하수 유동에 대한 절대적인 지배인자이며, 또한 절리암반의 역학적 특성 산출에서 무결암 및 절리 특성 계수의 영향 정도를 고려할 수 있는 근거를 제시한다. 이와 같은 중요성을 갖는 절리 영속성은 상기한 암반의 지질학적 성인 및 응력모드에 대한 요소들을 고려하여 상당수준 고찰될 수 있으나, 영속성에 대한 계량화가 추구되지 않는 한 지하굴착에 대한 분석과정에서 직접적으로 활용될 수 없다. 이와 같은 문제점을 극복하기 위해서 본 연구에서는 현장절리 조사에 근거하여 절리 영속성을 고찰하고 지하공간 굴착시 천장부분에서 형성되는 키블록(keyblock)의 안정성을 분석할 수 있는 방법론을 고찰하였다.

2. 절리형상 및 분포양상

1) 정회원, 부경대학교 탐사공학과 부교수

2) 부경대학교 해양학과 조교수

원고 접수일 : 1998년 10월 21일

원고 심사 완료일 : 1998년 12월 26일

현장암반의 공학적 특성을 지배하는 구조적 불연속면들은 일차적인 암석의 성인적 영향과 이차적인 조구조 운동에 기인된 영향에 지배된다. Aydan and Kawamoto (1990)는 암반의 불연속면을 생성기원에 따라 인장력, 횡압력, 주기적 퇴적작용 및 변성작용에 의한 것으로 구분하였으며, 불연속면의 방향성 및 영속성은 광역응력상태에 의해 지배받고 표면형상 및 aperture는 국지응력상태에 따라 변화된다고 보고하였다. Pallard and Aydin(1988)에 의하면 개별 절리군 형성에 직접적으로 영향을 끼치는 응력모드는 인장력, 압축력, 휨응력, 비틀림 응력이며 이에 따라 개별절리군, 방사형절리군 및 복수절리군이 형성된다. 또한 각 절리면의 형상은 퇴적층리암반의 경우 사변형에 유사한 모양을 형성하고, 피압의 경우에는 타원형을 나타낸다. 용암의 냉각과정 및 퇴적층리에서의 건조과정에서는 사변형의 절리 형상이 나타나는 것으로 조사되었다. 이와 같은 형상의 절리면이 현장암반에서 전체적으로 노출되는 경우는 매우 희박하며, 대부분의 경우 암반표면과 절리면의 교차선의 형태로 나타난다. 현실적으로 전체 절리면의 형상 및 크기를 직접 조사하기는 불가능하기 때문에 Warburton(1980a)은 원형의 절리형상을 가정하여 scanline 조사 결과인 절리 trace 길이 분포에 의거하여 절리규모를 추정할 수 있는 방법론을 제시하였다. Priest and Hudson(1981)은 현장 조사시 유발되는 측정 방법상의 bias를 교정할 수 있는, 즉, semi-trace 길이 조사 결과에 의거하여 절리 trace 길이를 산출할 수 있는 일련의 관계식을 제시하였으며, Villaescusa and Brown(1992)는 maximum likelihood method를 이용하여 원형절리의 크기 분포를 추정하는 방법을 고안하였다. 이와 같이 원형절리를 가정하는 주된 이유는 단순화된 기하학적 형태를 이용하여 trace 길이 조사에 의거한 절리 직경 산출에 대한 이론적 전제가 가능하기 때문이다. 한편 Pollard and Aydin(1988)에 의하면 자연상태에서 관찰되는 절리형상은 생성원인에 따라 타원형 또는 사각형 형태를 취하고 있으며, 원형절리는 실내에서 수행된 수압파쇄실험에 의해서만 관찰되고 있다(Cleary, 1984). 실제로 Warburton(1980b)은 평행사변형의 절리형상을 가정한 모의 분석에서 현장조사 결과에 부합되는 trace 길이 분포를 도출하였다. 이상의 내용을 종합하면 trace 길이 조사에 의거한 절리규모 산정은 절리형상에 좌우되며, 보편적으로 가정되는 원형절리에 대한 타당성은 확고하게 입증되지 못하고 있다. 결과적으로 절리 영속성 산정에

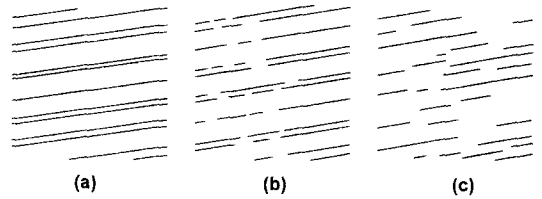


Fig. 1. Traces produced by sets of 3 different types of joints (after Hudson and Priest, 1983). a) persistent discontinuities, b) intermittent discontinuities, c) separate impersistent discontinuities

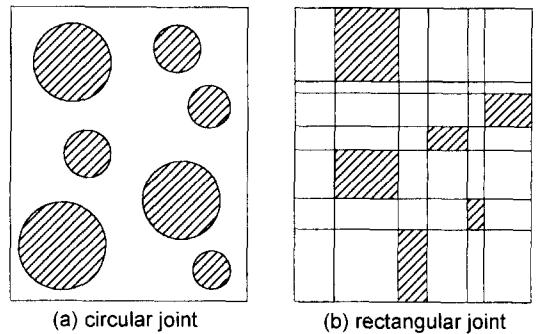


Fig. 2. Hypothetical models for intermittent joints (after Mauldon, 1994)

는 trace 길이 분포를 직접 활용하거나 또는 원형절리를 가정하여 산출된 수치들을 제한적으로 사용하여야 한다.

Hudson and Priest(1983)는 절리 영속성에 따라 관찰되는 암반 노출면에서의 절리 분포양상을 고찰하여 불연속면의 속성을 a) persistent, b) intermittent, c) separate impersistent로 구분하였다(Fig. 1 참조). 이들 중에서 절리 영속성이 고찰되어야 하는 경우는 intermittent 및 separate impersistent 분포양상이다. Intermittent 절리양상은 절리면 들이 가상의 기준면에 포함되어 있는 상태를 지시한다(Einstein *et al.* (1983)). Mauldon(1994)은 자연상태 암반에서 intermittent 절리양상의 존재성을 확인하였으며, Fig. 2에 도시된 가상의 절리분포 모형을 사용하여 지하굴착시 천장부분에서 발달될 수 있는 키블록의 규모 및 안정성을 고찰하였다. 절리 영속성이 내포하는 공학적 의미는 일차적으로 불연속면의 확장성에 따른 절리암반의 강도저하이나, 이차적으로는 암반내부에 존재하는 무결암의 분포정도를 지시하여 불연속면 사이에 발달되는 rock bridge에 의한 자연적 보강효과를 추정할 수 있게 한다. 따라서 현장에서 관찰되는 절리분포가 Fig. 1에 도시된 intermittent

절리 및 한정된 크기의 개별절리 분포양상의 경우에는 암반내부의 rock bridge 형성효과를 기대할 수 있다. 또한 개별절리분포를 나타내는 암반에 대해서도 개별 절리 간격에 비해 해석 대상영역이 매우 큰 경우에는 intermittent 절리양상과 유사한 경우로 간주하여 절리 연속성 고찰에 의거한 rock bridge 효과를 분석할 수 있을 것으로 사료된다.

3. 확률분포에 의거한 연속성 산정

현장암반에서 절리는 노출면과의 교차선으로 나타나기 때문에 개별 절리들의 trace 길이를 측정하여 연속성을 산정하고 있다. 절리 trace 길이 측정결과에 대한 통계적 분석기법이 개발되기 이전에는 절리 양단에서의 연속성을 기준으로 고안된 Termination Index(ISRM, 1978) 사용이 권장되었고, Clerici *et al.*(1990)은 지수 크기에 의거한 연속성에 대한 3개 영역을 제시하여 절리암반의 전단강도 특성을 고찰하였다. 그러나 이와 같은 분석법은 정성적인 개념에서의 활용성은 확보하고 있으나 계량화된 설계개념에의 활용성은 매우 제한적일 수 밖에 없다.

개념적인 측면에서 절리 연속성은 단순화된 모형을 가정하여 계량화 될 수 있다. Einstein *et al.* (1983)은 절리 연속성(K)을 '기준면 상에서 실제로 불연속적인 영역의 비율'로 정의하여 아래와 같은 관계식을 제안하였다.

$$K = \lim_{A_D \rightarrow \infty} \frac{\sum_i a_{Di}}{A_D} \quad (1)$$

여기서, A_D : 기준면적

a_{Di} : 개별 절리면적

또한 현장조사시 절리영역 측정에 대한 난이성을 고려하여 절리길이를 사용한 연속성 산정식도 다음과 같이 제시하였으며(관계식 2), 제시된 2개의 관계식에 의해 산출된 수치가 내포하는 연속성에 대한 의미가 서로 상응된다고 기술하였다.

$$K = \lim_{L_s \rightarrow \infty} \frac{\sum_i l_i}{L_s} \quad (2)$$

여기서, L_s : 기준선 길이

l_i : 개별절리 길이

(2)식에 의거한 연속성 산정은 개념적인 측면에서는 정확성이 저하된다고 볼 수 있으나, 실제 현장에서 암반내부로의 절리 확장성을 측정할 수 없으며 기준되는 절리형상을 명시적으로 확정할 수 없는 상태를 고려할 때 절리길이 측정만에 의해서 연속성을 추정할 수 있는 매우 현실적인 제안식으로 평가될 수 있다. 한편, 현장에서 조사된 개별절리들의 trace 길이는 해당 절리면이 암반 노출면에 교차되어 형성된 선분의 길이에 불과하며 절리면의 크기를 직접적으로 지시하지는 않는다. 절리형상을 원형 또는 사변형으로 가정하여 도시한 모형(Fig. 3 참조)을 고려할 때 동일 trace 길이를 나타내는 절리가 암반 내부에 발달될 수 있는 정도는 절리면의 기하학적 중심 위치에 따라 극단적으로 변화될 수 있다. 이와 같은 가변성을 극복하기 위해서 본 연구에서는 절리 trace 길이에 대한 확률분포를 이용하여 암반 내부에서의 절리 연속성을 산정할 수 있는 방법론을 고찰하였다.

절리 연속성은 암반의 공학적 활용에 영향을 끼칠 때 중요성이 부각되며, 지하굴착의 경우 굴착규모에 따라

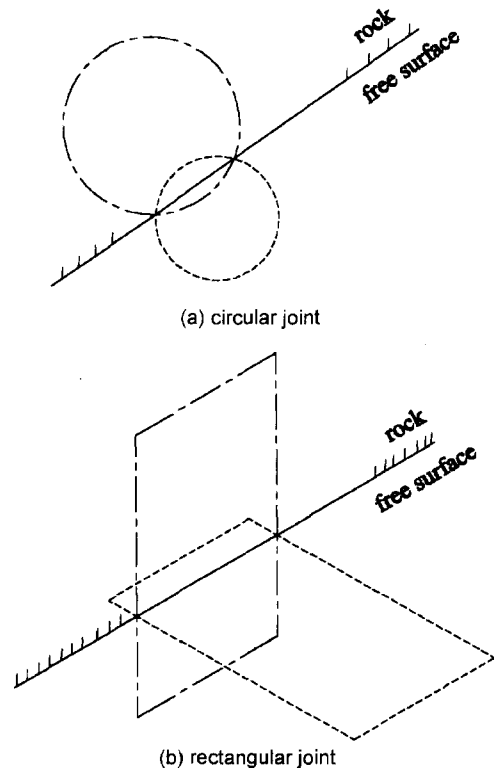


Fig. 3. Area occupied by joint plane with respect to the location of geometric center

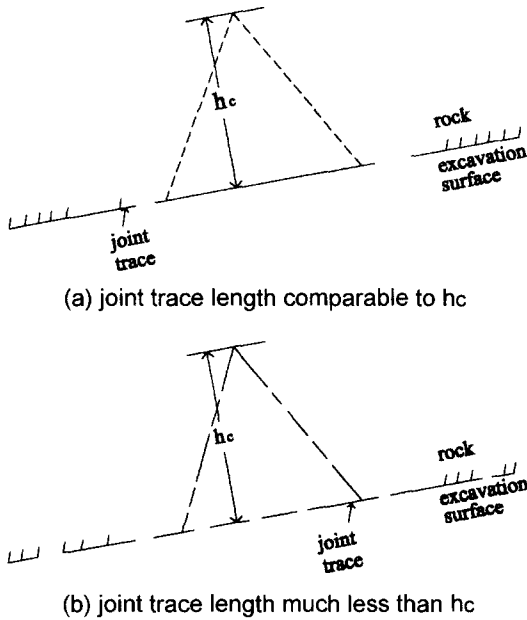


Fig. 4. Size of joint trace length compared to the potential keyblock

해석대상 단면의 크기가 변화된다. 주된 해석대상인 키블록 형성 규모는 절리 간격에 좌우되나, 각 블록면에서의 안정성은 해당 절리면의 영속성에 지배받는다. 이 경우 블록면의 크기와 절리규모를 비교할 때 Fig. 4에 도시된 2가지 경우로 나누어 고찰될 수 있다. Fig. 4(a)의 경우에는 블록면의 규모가 단일 절리면에 포함될 수 있을 정도로 소규모이며, (b)의 경우에는 블록면의 고려대상 범위가 복수의 절리 trace를 함유하는 대규모 상태를 지시한다. 해석영역 암반에서 scanline 조사를 실시하여 측정된 절리들의 trace 길이를 이용하여 trace 길이에 대한 확률밀도분포함수 $f(l)$ 을 산정할 수 있다. 현장조사의 측정오류를 방지하여 정확한 $f(l)$ 을 산정하는 방법론은 Priest and Hudson(1981) 및 Baecher(1980)에 설명되어 있어 본 논문에서의 재기술은 생략하였다. 일차적으로 블록면의 영속성을 단일 절리면내에서 고려할 수 있을 경우에는 절리 trace 길이분포를 사용하여 다음과 같이 고찰될 수 있다. 상기한 바와 같이 절리 trace는 절리면과 굴착면의 교선이다. 따라서 절리면 분포에 대해 임의의 방향으로 설정된 굴착면에 대해 형성된 절리 trace 길이에 대한 분포확률은 모든 방향에서 동일한 것으로 간주될 수 있다. 즉, 굴착표면에서 측정된 절리 trace 길이 분포가 암반 내부 임의의 방향에서도 동일한 분포 특성을 지니는 것으로 가정될 수 있다.

이와 같은 사실에 근거하여 Fig. 4(a)에 도시된 잠재적 키블록(potential keyblock) 면의 영속성은 완전 영속 상태를 형성하는데 필요한 길이(h_c)를 고려하여 산정될 수 있다. 절리 trace 길이 분포가 $f(l)$ 밀도함수를 갖는다면 암반 내부에서 절리 trace 길이가 h_c 이상일 경우의 확률 $P(l \geq h_c)$ 는 아래와 같다.

$$P(l \geq h_c) = 1 - \int_0^{h_c} f(l) dl \quad (3)$$

예를 들어, 확률밀도함수가 음지수(negative exponential) 함수 형태를 지닌다면 $f(l)$ 은 다음과 같이 기술된다.

$$f(l) = \lambda e^{-\lambda l} \quad (4)$$

여기서, $\frac{1}{\lambda} = \mu =$ 평균 trace 길이

(4)식을 이용하여 (3)식의 해를 구하면

$$P(l \geq h_c) = e^{-\lambda h_c} = e^{-h_c/\mu} \quad (5)$$

결과적으로 절리 trace 길이 분포가 음지수 함수 형태를 취할 때 잠재적 키블록 면의 영속성은 블록면의 내부 확장거리 h_c 및 평균 trace 길이(μ)의 상대적인 크기에 좌우된다. 평균길이 μ 가 h_c 에 비해 매우 크거나 또는 블록크기가 극단적으로 소규모이어서 h_c 가 매우 작을 경우에 블록면이 완전한 영속성을 지닐 수 있는 확률이 증가되어 잠재적 키블록의 안정성이 저하된다.

블록의 규모가 커서 해석대상 영역에 복수의 절리면이 포함되는 Fig. 4(b)의 경우에는 예상되는 절리면적을 고찰하여 블록면의 영속성이 산정되어야 한다. Warburton(1980a)은 원형절리면을 가정하여 절리 trace 길이 밀도분포함수 $f(l)$ 과 절리 직경 밀도분포함수 $c(s)$ 와의 관계를 아래와 같이 도출하였다.

$$f(l) = \frac{1}{\mu_s} \int_l^\infty \frac{c(s)}{\sqrt{s^2 - l^2}} ds \quad (l \leq s) \quad (6)$$

여기서, $s =$ 절리직경

$\mu_s =$ 평균 절리직경

(6)식에서 $c(s)$ 는 Villaescusa and Brown(1992)이 제시한 maximum likelihood method를 이용하여 해석적으로 산출된다. 해석대상 영역에서 절리면이 차지하는 면적을 산정하기 위해서는 먼저 절리면의 빈도수(n_s)를 결정하여야 하며, 암반 노출면 측정구간(L)에서

발달되어 있는 절리 trace 개수(n)를 측정하여 산출될 수 있다.

$$n_j = n/L \quad (7)$$

n_j 를 이용한 절리면의 연속성을 산정하기 위해서는 개별 절리면이 독립적으로 발달되어 공유하는 면적이 전혀 없다는 점이 우선적으로 가정되어야 한다. 해석 영역을 개념적으로 직경 D 인 원형 단면으로 간주하면 단면 내부에서 절리면이 차지하는 면적을 다음과 같이 산정할 수 있다. 절리 직경분포가 $c(s)$ 함수를 갖을 때 개별 절리면의 예상직경(D_{exp})은 아래의 관계식으로 산출된다.

$$D_{exp} = \int_0^{\infty} s \cdot c(s) \, ds \quad (8)$$

단위길이당 발달된 절리 개수 n_j 를 고려하면 단위길이의 직경을 갖는 원형단면 내부에서 예상되는 절리면의 직경(D_j)은 다음과 같이 산정된다.

$$D_j = n_j \cdot D_{exp} \quad (9)$$

결과적으로 절리 연속성은 단위면적당 예상되는 절리면의 영역비율로 기술될 수 있다.

$$P = D_j^2 \quad (10)$$

예를 들어 $c(s)$ 함수형태가 음지수 분포 양상을 나타내고 평균 직경이 μ_s 인 절리면 분포를 가정하자. (8)식에서 $D_{exp}=\mu_s$ 가 도출되며, 결과적인 절리면 연속성은 다음과 같다.

$$P = (n_j \cdot \mu_s)^2 \quad (11)$$

관계식 도출과정에서 고찰할 수 있듯이 $n_j \cdot \mu_s$ 는 이론적으로 항상 1보다 작은 값을 갖게 된다. 따라서 동일한 평균 절리직경을 갖는 절리면 분포에서 연속성이 증가하기 위해서는 n_j 가 증가되어야 하며, 이 경우 개별 절리경계면 간격이 좁은 상태를 요구한다. 이와 같은 양상을 세부적으로 고찰하기 위해서 가상의 원형 절리면 분포를 가정한 예제적 모델을 설정하였다. 일차적으로 절리경계면 사이의 간격을 0.1 m로 고정시킨 상태에서 원형절리의 평균 직경 변화에 따른 연속성 및 rock bridge 비율을 산정하여 Table 1에 수록하였으며 Fig. 5에 도시화하였다. 절리 연속성은 Fig. 5에 도시된 바와 같이 평균 절리직경이 절리경계면 간격의 10배에 이를 때 까지는 매우 급격한 증가추세를 나타내며, 이후에는 증가율이 매우 완만하게 변화된다. 평균 절리직

Table 1. Persistence of joint surface for the circular joint of different mean diameters

Mean Joint Diameter (μ_s , m)	Joint Frequency (n_j , m^{-1})	Persistence	Rock Bridge Ratio
0.1	5.00	0.250	0.750
0.2	3.33	0.444	0.556
0.3	2.50	0.563	0.437
0.4	2.00	0.640	0.360
0.5	1.67	0.694	0.306
0.7	1.25	0.766	0.234
1.0	0.909	0.826	0.174
1.5	0.625	0.879	0.121
2.0	0.476	0.906	0.094
3.0	0.323	0.939	0.061
4.0	0.244	0.953	0.047

† distance of joint center = $\mu_s + 0.1$ m

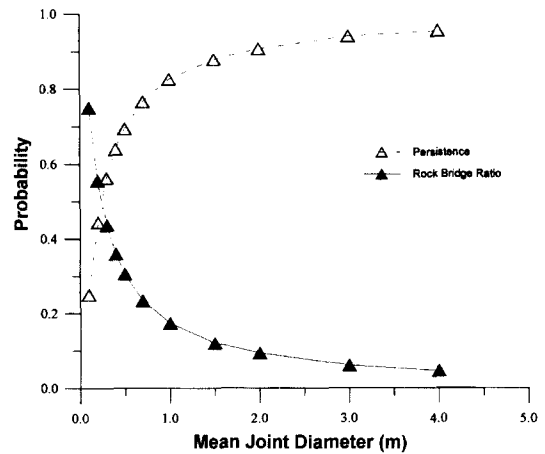


Fig. 5. Variations of joint persistence and rock bridge ratio with the mean joint diameter

경 1 m 인 경우 연속성은 약 82%로 산정되며, 평균 절리직경/간격 비율이 20배인 $\mu_s=2.0$ m에서 약 90% 연속성을 나타낸다. 평균 절리직경이 2.0 m 이상인 경우 연속성이 증가하기는 하나 증가폭이 매우 작아서 절리 규모가 연속성 증가에 미치는 영향이 점차적으로 미약해지는 양상을 보여주고 있다. 결과적으로 복수 절리면에 의해 키블록이 형성될 경우 평균 절리직경이 절리 경계면 간격의 10배 이상 되는 대규모일 때에는 절리 연속성에 따른 키블록의 안정성이 고려되어야 한다.

4. 잠재적 키블록 안정성 분석

지하굴착 공동의 천장부에 형성되는 키블록은 해당

절리암반의 연속성이 매우 큰 경우에는 블록면의 마찰력 및 현장응력에 의해 안정성이 크게 영향을 받으나, 단일 블록면에서 rock bridge 형성이 예상되는 경우에는 rock bridge 분포비율 및 이에 따른 무결암의 파괴강도에 따라 잠재적 키블록의 안정성이 좌우된다. Lajtai (1969)는 rock bridge 파괴양상을 고찰하여 전체 블록면에 작용하는 법선응력의 크기에 따라 인장파괴 및 전단파괴가 발생한다고 보고하였고, Call and Nicholas (1978)는 rock bridge의 파괴형태를 고찰하여 전단파괴를 발생시킬 수 있는 무결암의 길이를 6 cm 이하로 규정하였다. 한편 Savilahti *et al.* (1990)은 무결암에 인공절리를 형성하여 rock bridge 파괴양상을 실험적으로 조사하였다. 암반내부에 2개 인공절리의 상대적인 위치를 변경시켜 설정한 9개 전단실험 모드 중에서 상하 절리면이 대부분 겹쳐지는 경우에만 부분적 전단파괴양상이 관찰되었고 나머지 경우에는 모두 인장파괴양상을 나타내었다. Savilahti *et al.* (1990)의 실험 관찰결과에 의거할 때 과도한 현장응력이 작용하지 않는 자연상태 암반에서의 키블록은 일반적으로 인장파괴에 의한 붕락현상을 나타낼 것으로 사료된다. 이 경우 잠재적 키블록의 안정도는 키블록규모에 의한 자중 및 rock bridge의 인장강도에 대한 상호 비교적인 고찰에 의해 산출될 수 있으며, 결과적으로 동일한 연속성을 갖는 키블록에서도 암반의 인장강도에 따라 안정성이 상이할 수 있다. 이를 수치적으로 입증하기 위하여 인장강도가 상이한 현무암 및 응회암 2개 암종에서의 키블록 안정성을 예제적인 모델을 설정하여 산출하였다. 해석의 편의성을 위하여 Fig. 6에 도시된 키블록은 밀면이 정삼각형이고 높이가 밀면 길이의 1.5배인 형태로 가정하였다. 굴착대상 암반인 현무암 및 응회암의 인장강도는 Nevada site

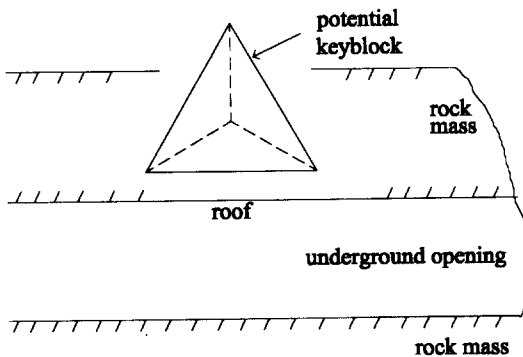


Fig. 6. Configuration of potential keyblock in the roof of underground excavation

Table 2. Joint persistence for sustaining the stability of potential keyblock

Safety Factor	D_j^2 (%)	
	Basalt	Tuff
$l^* = 2$ m		
1	99.96	99.56
2	99.92	99.12
3	99.89	98.67
4	99.85	98.23
5	99.81	97.79
$l = 10$ m		
1	99.81	97.79
2	99.61	95.57
3	99.43	93.36
4	99.24	91.15
5	99.05	88.94

* l : length of base triangle

에서 측정된 13.1 MPa과 1.13 MPa(Goodman, 1980. p. 58)을 각각 사용하였다. 암반의 평균밀도는 일반적 평균치인 2700 kg/m³을 가정하였다.

Rock Bridge를 형성하는 무결암의 인장강도가 잠재적 키블록의 안정성에 대한 주된 요소일 경우 안전율은 개념적으로 (rock bridge 면적×인장강도)/(블록 자중)으로 고찰될 수 있다. 암반내부의 3개 블록면에 형성된 rock bridge에 의해 블록 자중하중이 지탱될 경우 특정 안전율이 유지될 수 있는 절리면 연속성 (D_j^2)을 산출하여 Table 2에 수록하였다. 키블록 밀면을 형성하는 정삼각형의 길이가 2 m 일 때 인장강도가 상대적으로 큰 현무암 블록은 절리 연속성에 관계없이 전반적으로 매우 안정된 양상을 나타낸다. 안전율 5를 요구하는 경우에도 $D_j^2=99.81\%$ 로 산출되어 극히 미세한 분포율의 rock bridge에 의해서도 굴착공동 천장에서의 키블록 안정성이 보장될 수 있다. 또한 응회암 블록에서도 인장강도는 현무암보다 매우 낮지만 안전율 5를 유지할 수 있는 rock bridge 면적율이 2.2% 정도로 매우 작아서 무한 연속성인 경우를 제외하고는 전반적으로 소규모 블록의 붕락에 의한 위험성은 간과될 수 있는 것으로 나타난다. 블록규모가 커지면 자중에 의한 하중 증가율이 암반내부의 블록면 증가율보다 상회하여 동일 안전율에 대해 요구되는 rock bridge 면적비율도 증가하게 된다. Table 2에 수록된 바와 같이 현무암 블록에서 밀면 삼각형의 길이가 5배 증가된 경우 안전율 5에 대한 절리 연속성은 99.81%에서 99.05%로 약간 감소하였다. 그러나 인장강도가 상대적으로 낮은 응회암의 경우에는 97.79%에서 88.94%로 대폭적인 감소현상을

나타낸다. 결과적으로 동일한 절리 연속성을 나타내는 암반에서 잠재적 키블록의 규모가 증대될수록 자중에 의한 붕락 위험도가 증가되는 양상이 나타나며, 특히 굴착암반의 인장강도가 작은 경우에 위험도 증가 추세가 현저하다.

지하굴착 대상 암반에 선 구조가 나타나거나 대규모 절리면들이 발달되어 있는 경우에는 잠재적 키블록 3개면의 연속성을 종합적으로 고찰하기보다는 이들 불연속면의 연속성을 무한대로 규정한 상태에서 상대적으로 규모가 작은 절리면에 의해 형성된 블록면의 연속성을 고찰하여 안정성을 평가하는 것이 요구된다. Fig. 6에 도시된 형태의 블록에 대해서 1개 면에서의 연속성에 따라 변화되는 안전율을 산출하여 Table 3에 수록하였다. 현무암의 경우에는 자중에 의한 블록의 붕락을 지지하는 인장강도가 커서 블록면의 연속성이 매우 높아도 상당수준의 안전율이 확보되며, 블록규모가 증대하여도 거의 대등하게 안정된 상태를 나타낸다. 그러나 인장강도가 10배 이상 감소된 응회암의 경우에는 연속성 변화에 따라 잠재적 키블록의 안정성이 상당히 변화된다. 상대적으로 규모가 작은 $l=2\text{ m}$ 블록의 경우에는 안전율 증가에 요구되는 연속성 감소 폭이 매우 작으며 D_j^2

=96% 이하에서 3 이상의 안전율이 산출된다. 그러나 블록의 규모가 증대되면 동일한 안전율이 보장되는 블록면의 연속성이 상당히 낮을 것을 요구하며, $l=5\text{ m}$ 블록에서 안전율 3이 유지되기 위해서는 $D_j^2=90\%$ 로 감소된다. 이와 같은 양상은 대단면 지하굴착시에 발생할 수 있는 대규모 키블록의 경우에 매우 현저하게 나타난다. $l=10\text{ m}$ 인 블록의 경우 연속성 93%에서 한계 평형 상태를 유지하고, 안전율이 3 이상 요구될 경우에는 80% 이하의 연속성이 확보되어야 한다. 특히 특수 기능 공동에서 요구되는 안전율 5 이상을 유지하기 위해서는 절리면이 차지하는 면적비율이 블록면의 2/3 ($D_j^2=66.8\%$) 이하로 유지되어야 공동사용의 안전성이 보장될 수 있다.

이상의 결과들을 고찰하여 볼 때 잠재적 키블록의 안정성은 무결암의 인장강도에 직접적인 영향을 받는다. Fig. 7에 도시된 바와 같이 인장강도가 높은 현무암 블록 경우에는 절리 연속성이 매우 높아도 블록의 안정성이 상당한 수준으로 유지된다. 인장강도가 낮은 응회암 경우에는 절리 연속성 변화에 따라 안정성이 상대적으로 민감하게 변화되며, 또한 블록의 규모에 따라서도 특정 안전율을 유지할 수 있는 절리 연속성이 매우 변화되는 것으로 나타난다. 한편, 굴착과정 또는 공동기능 수행 시에 발생할 수 있는 응력 재분포 및 진동 등에 의한 추가적 절리 연속성 변화를 고려하면 인장강도가 높은 현무암 블록에서는 미세한 연속성 증가에 따라서

Table 3. Joint persistence for sustaining the stability of potential keyblock with 2 fully persistence faces

Safety Factor		D_j^2 (%)	
		Basalt	Tuff
$l^* = 2\text{ m}$			
1		99.89	98.67
2		99.77	97.35
3		99.66	96.02
4		99.54	94.69
5		99.43	93.36
$l = 3\text{ m}$			
1		99.83	98.01
3		99.48	94.04
5		99.14	90.07
$l = 5\text{ m}$			
1		99.71	96.68
3		99.14	90.04
5		98.57	83.41
$l = 10\text{ m}$			
1		99.43	93.36
2		98.85	86.72
3		98.28	80.08
4		97.71	73.44
5		97.14	66.80

* l : length of base triangle

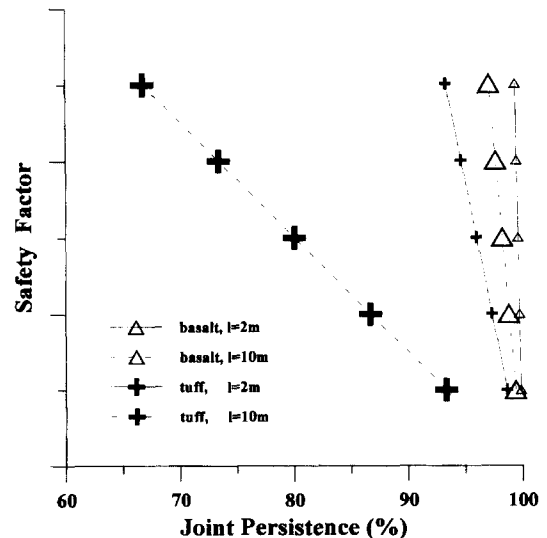


Fig. 7. Variation of safety factor with respect to joint persistence

도 안정성이 매우 현저하게 감소되며 응회암의 경우에는 안정성 감소 폭이 상대적으로 적다. 결과적으로 굴착 과정에서 절리 연속성이 극히 높게 나타나는 암반에 대해서는 추가적인 연속성 증가를 방지할 수 있는 보강대책이 수립되어야 하며, 높은 인장강도에 의해 rock bridge에 의한 자연 지지효과가 높을수록 세부적인 보강방법이 고찰되어야 할 것으로 사료된다.

5. 결 론

본 연구에서는 현장조사에 의해 측정 가능한 절리 trace 길이 분포에 의거하여 절리 연속성을 확률론적인 방법을 사용하여 산정할 수 있는 방법론을 제시하였다. 지하굴착시 천장부에서 형성되는 잠재적 키블록면의 연속성은 절리 규모가 블록 규모보다 큰 경우에는 절리 trace 길이 분포를 직접 활용하여 산정할 수 있으며, 블록면에 복수의 절리면이 내재될 경우에는 절리 직경 분포를 분석하여 절리면이 차지하는 비율에 의거한 연속성 고찰이 가능하다. 단순화된 형태의 키블록 모델을 설정하여 붕락에 대한 안정성을 산정한 결과 블록에 형성된 rock bridge의 인장강도가 큰 경우에는 절리 연속성에 관계없이 상당한 수준의 안정성이 유지되는 것으로 나타났다. 한편 블록을 형성하는 암반의 인장강도가 낮은 경우에는 블록 규모에 따라 특정 안전율을 유지하는 절리 연속성이 매우 변화되는 양상을 나타낸다.

참 고 문 헌

1. Aydan O. and Kawamoto T., 1990, Discontinuities and their effect on rock mass. Rock Joints, Barton & Stephansson (eds), Balkema.
2. Baecher G.B., 1980, Progressively censored sampling of rock joint traces. J. of Mathematical Geology, Vol. 12, No. 1, pp. 33-40.
3. Call R.D. and Nicholas D.E., 1978, Prediction of step path failure geometry for rock slope stability analysis. Proc. 19th U.S. Symp. on Rock Mechanics.
4. Cleary M.P., 1984, Internal Progress Report on Joint Industry Research, MIT.
5. Clerici A., Griffini L. and Pozzi R., 1990, Procedure for the execution of detailed geomechanical structural surveys on rock masses with a rigid behavior. Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Rossmanith(ed), Balkema.
6. Einstein H.H., Veneziano D., Baecher G.B. and O'Reilly K.J., 1983, The effect of discontinuity persistence on rock slope stability. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 20, No. 5, pp. 227-236.
7. Goodman R.E., 1980, Introduction to Rock Mechanics. Wiley.
8. Hudson J.A. and Priest S.D., 1983, Discontinuity frequency in rock masses. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 20, pp. 73-89.
9. ISRM, 1978, Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Mass. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 15, No. 6, pp. 319-368.
10. Lajtai E.Z., 1969, Shear strength of weakness planes in rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 6, pp. 499-515.
11. Mauldon M., 1994, Intersection probabilities of impersistent joints. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 31, No. 2, pp. 107-115.
12. Pollard D. and Aydin A., 1988, Progress in understanding jointing over the past century. Geological society of America Bulletin, Vol. 100, pp. 1181-1204.
13. Priest S.D. and Hudson J.A., 1981, Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 18, pp. 183-197.
14. Savilahti T., Nordlund E. and Stephansson O., 1990, Shear box testing and modelling of joint bridges. Rock Joints, Barton & Stephansson (ed), Balkema.
15. Villaescusa E. and Brown E.T., 1992, Maximum likelihood estimation of joint size from trace length measurements. Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 25, pp. 67-87.
16. Warburton P.M. 1980a, A stereological interpretation of joint trace data. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 17, pp. 181-190.
17. Warburton P.M. 1980b, Stereological interpretation of joint trace data: influence of joint shape and implication for geological surveys. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 17, pp. 306-316.