

암반불연속면의 실험 및 해석상의 문제

Problems Associated with Tests and Analysis of Rock Discontinuities

박연준¹⁾, Yeon-Jun Park

¹⁾수원대학교 토목공학과 조교수, Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, University of Suwon

1. 서론

현지 암반은 무결암과 불연속면의 복합체로 구성되어 있다. 암반 내 불연속면은 절리, 층리면, 단층, 파쇄대, 엽리, 편리 등 여러 가지 종류가 있으며 암반의 거동에 지대한 영향을 준다.

일반적으로 암석은 매우 강한 물질에 속하나 불연속면은 암반의 강도를 저하시키는 주된 요인이다. 불연속면의 강도와 변형성은 무결암의 수십 내지 수천분의 1 정도이므로 종종 불연속면의 거동이 암반 전체의 거동을 지배하게 된다.

암반 공학에서 불연속면은 '유한한 두께를 가진 연약대'로 정의되며, 대표적인 불연속면인 '절리'와 혼용되기도 한다.

2. 암반 불연속면의 거동 특성

불연속면이 발달한 암반의 거동 해석과 관련하여 절리의 강도 및 변형특성은 여러 가지 조사의 주제가 되어왔다 (Link, 1969; Goodman, 1970; Cundall et al., 1978; Bandis, 1980 및 Barton & Bakhtar, 1983).

절리는 표면형상에 따라 표면이 평탄한 비팽창성 절리와 표면에 굴곡이 있는 팽창성 절리로 구분된다. 절리의 전단강도는 가장 간단하게는 Coulomb의 직선파괴식으로 표현이 가능하나, 불행히도 이의 적용은 표면이 평탄한 비팽창성 절리에 국한된다. 표면이 평탄치 않은 팽창성 절리에 대한 변형·파괴특성은 크기 의존성을 보인다는 것이 Pratt et al. (1974), Barton & Choubey (1977) 및 Bandis et al. (1981) 등에 의하여 조사된 바 있으며 크기 의존성 및 일반적인 거동은 거칠기(roughness)와 모암 강도(wall strength)와 같은 표면특성 및 블록크기에 의해 많은 영향을 받고 있다는 것이 밝혀졌다. 그러므로 토목공학이나 광산공학에서 관심이 되는 중간정도의 응력수준(1 MPa 내외)에서 암석의 종류에 따른 거동의 차이는 현저하다. 적절한 시험에 의하여 개별절리의 변형 및 파괴특성을 파악하고 이를 근거로 지반 구조물의 설계 및 안정성 평가를 수행하는 것이 절리가 발달된 암반에 대한 올바른 접근방식이 될 것이다.

2.1 절리의 강도특성

절리의 강도특성은 일찍이 Amonton이 1699년에 발표한 바 있는 마찰법칙으로 설명될 수 있다. 즉 마찰면에서의 최대 전단저항력 S는 수직력 N에 비례하며 접촉면적의 크기는 영향을 주지 못한다. 이후 1785년에 Coulomb은 접착력의 개념을 도입한 2개항의 마찰법칙을 제안하였다. 즉,

$$S = a + N/\mu' \tag{1}$$

여기서 S 는 마찰에 의한 전단저항력이며, a 는 점착력, N 은 수직력, μ' 는 마찰계수의 역수이다. 이는 다시 점착력 c 와 마찰각 φ 를 도입하여 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$S = c + N \cdot \tan \varphi \quad (2)$$

이러한 마찰법칙은 표면이 평탄한 마찰면에 있어서는 유효하나, 마찰면이 평탄하지 않을 경우에는 표면의 형상에 따라 마찰면이 경사지게 되어, 마치 언덕을 올라가는 형상이 되므로, 이에 대한 효과를 고려하여야 한다. 그러나 수직응력이 큰 경우에는 asperity를 타고 넘지 않고 asperity를 파괴시키며 진행하므로 Patton (1966)은 다음과 같은 이중선형 관계식을 실험적으로 제안하였다 (그림 1).

$$\begin{aligned} \tau_p &= \sigma_n \cdot \tan(\phi_b + i) & \sigma_n < \sigma_T \\ \tau_p &= \sigma_n \cdot \tan \phi_r + c & \sigma_n > \sigma_T \end{aligned} \quad (3)$$

여기서 ϕ_b 는 기본 마찰각, ϕ_r 는 잔류 마찰각, c = 점착강도 절편이다.

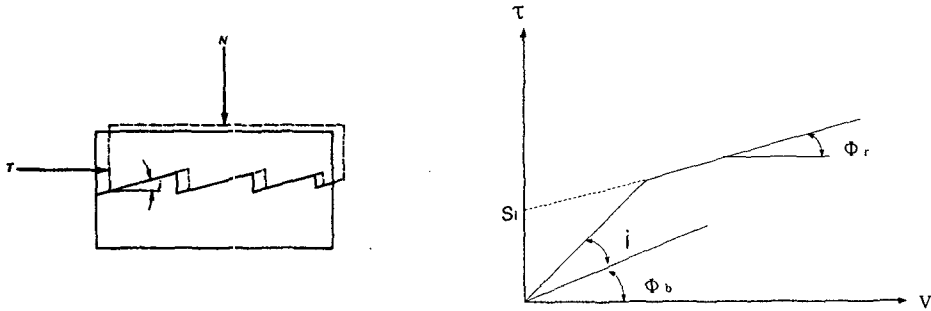


그림 1. 절리강도에 대한 Patton의 이중 선형법칙

이는 절리의 강도특성이 표면 거칠기 및 모암의 강도와 같은 표면특성에 의존한다는 사실을 간접적으로 시사한 것이나, 상기한 Patton의 식은 모암의 강도 항을 포함하지 않고 있다. 이를 개선하여 1970년에 Ladanyi와 Archambault는 절리의 마찰, 팽창 및 절리표면의 asperity 파괴를 모두 고려한 다음의 절리 전단강도식을 발표하였다.

$$\tau_p = \frac{\sigma_n \cdot (1 - a_s) \cdot (v + \tan \phi) + a_s S_R}{1 - (1 - a_s) \cdot v \cdot \tan \phi} \quad (4)$$

여기서 a_s = 절리면적중 asperity가 절단된 면적의 비, v = 팽창률, S_R = asperity의 강도이다.

이 식은 절리의 전단거동상태를 잘 표현하였으나, 상기한 요소의 측정이 매우 어려워 실용성이 떨어진다.

현재 가장 많이 쓰이는 절리의 전단강도식은 인공 및 자연절리에 대한 시험결과를 근거로 Barton이 1973년에 발표한 경험식이다.

$$\tau_p = \sigma_n \cdot \tan \{ JRC \cdot \log(JCS/\sigma_n) + \phi_r \} \quad (5)$$

여기서 JRC = 절리의 표면 거칠기, JCS = 절리면의 강도, ϕ_r = 잔류 마찰각이다.

이중 JRC 는 0에서 20까지의 값을 갖는 절리의 거칠기 계수로 측정이 매우 어려우나, 간단한 tilt test로 간접적으로 구할 수 있다. 이상적인 시료는 축방향으로 절리가 있는 시료이나 관례적으로 시추조사 시 구한 시료처럼 경사방향으로 전단된 시료에 대해서도 이 시험의 적용이 가능하다.

$$JRC = \frac{\alpha - \phi_r}{\log(JCS/\sigma'_{no})} \quad (6)$$

여기서, α = 미끄러질 때의 각도, σ'_{no} = 미끄러질 때 유효수직응력에 해당하는 값(상부시료의 중량 $\times \cos \alpha$ / 절리면적)이다.

일반적으로 JRC값은 0~15정도이며, 0인 경우는 $\alpha = \phi_r$ 로 잔류 비팽창성 절리면(residual non-dilatant joint surface)에 상응하는 값이다. 잔류마찰각, ϕ_r 은 마모 또는 변질효과(alteration effect) 때문에 평평한 절리에 대한 tilt test로써 구한 기본마찰각 ϕ_b 보다는 작다. Barton & Chouby(1977)는 Schmidt hammer를 이용하여 풍화된 절리벽에 대한 rebound test를 기초로 ϕ_b 로부터 ϕ_r 을 평가할 수 있는 간단한 경험적인 관계식을 개발하였다.

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20r/R \quad (7)$$

여기서 R은 건조된 신선한 면에 대한 Schmidt hammer 반발계수이며, r은 풍화된 절리벽면에 대한 반발계수이다.

JRC, JCS, ϕ_r 는 전단강도, 변위, 팽창 및 응력-폐쇄곡선을 정의하는데 필요한 모든 것이다. Coulomb의 직선식과 더불어 Barton의 경험식, Ladanyi & Archambault의 이론식 및 Fairhurst의 암석파괴 조건식을 도시하면 다음의 그림 2와 같다.

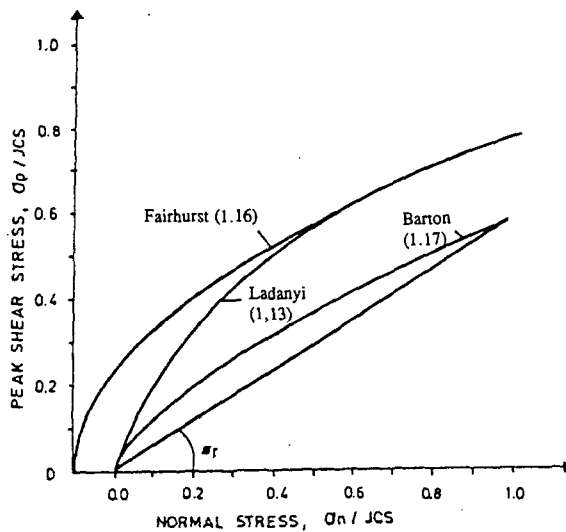


그림 2. 여러가지 절리 전단강도식과 Fairhurst의 암석파괴식의 비교

그림에서 볼 수 있듯이 Barton의 식은 수직응력이 작을 때에는 Coulomb의 직선식 보다 큰 전단저항력을 예측하나, 수직응력이 증가할수록 Coulomb의 식과 가까운 값을 예측하다가 결국 수직응력과 모암의 강도가 일치할 때는 Coulomb의 식과 완전히 일치한다.

반면 Ladanyi & Archambault의 식은 작은 수직응력 하에서 Barton의 식보다도 큰 전단저항력을 예측하다 수직응력이 증가함에 따라 모암의 강도와 가까운 값을 예측한다. 이는 수직응력이 커질수록 전단에 의해 잘려나가는 asperity의 비가 커진다는 가정에 기인한 것으로, 절리의 전단강도를 과대 평가하는 경향이 있다.

2.2 절리의 변형특성

절리의 변형거동은 전단변형과 수직변형으로 구분된다. 수직하중-수직변형 곡선은 아래로 볼록한 형태(concave)이며, 전단하중-전단변형은 위로 볼록한 형태(convex)이다.

가. 수직변형거동

암반절리의 수직변형거동에 대한 자세한 조사는 Bandis (1980), Bandis et al. (1983)에 의해 발표되었다. slate, dolerite, limestone 및 sandstone 등의 암석을 대표하는 64개의 절리시료에 대해 다단계 하중을 적용하였는데, 이 연구에서는 맞물린 절리, 어긋난 절리 및 유사한 등급의 풍화를 나타내는 intact sample에 대한 시험을 포함하였다. 절리시료의 전체변형(ΔV_t)은 intact sample의 변형을 포함한 것이므로 절리시료의 암석부분의 변형(ΔV_r)을 빼면 절리의 순변형(ΔV_j)을 구할 수 있다(그림 3).

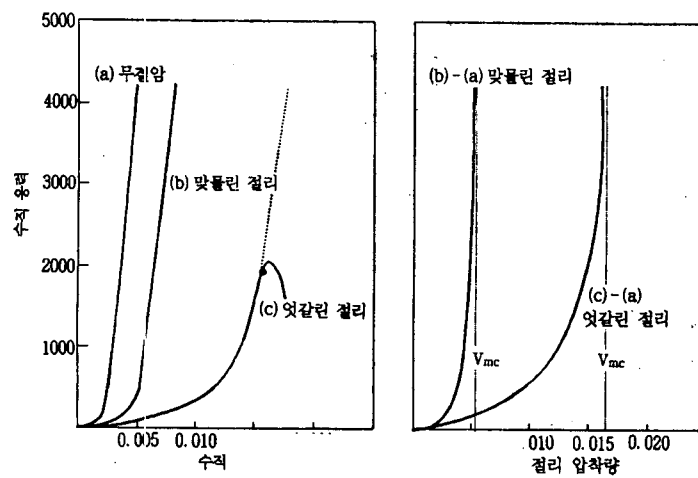


그림 2.10 절리의 수직 변형

그림 3. 절리의 수직변형

이 보정 방법은 절리 양면의 풍화된 표면의 변형특성이 그 결과에 혼합되어 있다는 것을 의미한다. 동일한 면이 tilt test로 구한 JRC값에 영향을 미칠 뿐만 아니라 Schmidt Hammer시험에서 구한 JSC값에도 영향을 미친다. 그러므로 JCS와 JRC의 값을 수직폐쇄거동을 예상하는데 사용하는 것은 놀라운 일이 아니다.

나. 수직변형거동의 모델링

Goodman(1974)은 실험을 통하여 절리의 수직변형거동을 다음과 같은 쌍곡선 함수로 나타내었다.

$$\sigma_n = \frac{V \cdot \sigma_i}{V_{mc} - V} + \sigma_i \quad (8)$$

여기서 V_{mc} = 절리의 최대 가능폐쇄이며 σ_i = 초기 sitting 압력이다.

Bandis (1980) 또한 실험을 통하여 절리폐쇄를 위한 초기 구성모델을 개량한 폐쇄모델을 제안하였다. 이는 쌍곡선 재하 및 재하곡선을 통합한 것으로 다음과 같이 유효수직응력(σ_n)과 절리폐쇄(V)와 관련 지을 수 있다.

$$\sigma_n = \frac{V}{a - b \cdot V} \quad (9)$$

여기서 a 와 b 는 상수이다. 초기폐쇄강성(initial normal stiffness, K_n)은 a 의 역수이며 최대가능폐쇄(maximum possible closure, V_m)는 그림 4에 도시된 바와 같이 a/b 의 점근선이다. 각 재하 주기시 K_{ni} 와 V_m 의 크기를 정의하는 경험식을 실험 데이터로부터 유추하였는데 이들은 각각 다음과 같다.

$$V_m = A + B[JRC_o] + C \left[\frac{JCS_o}{a_j} \right]^D \quad (10)$$

$$K_{ni} \approx 0.02 \left[\frac{JCS_o}{a_j} \right] + 2JRC_o - 10$$

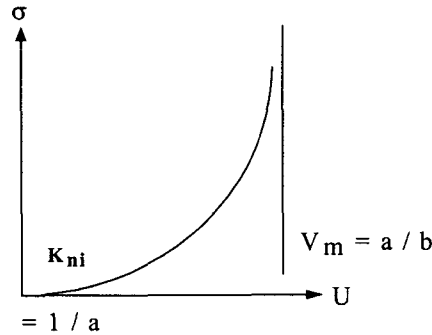


그림 4. Bandis에 의해 제안된 절리의 수직거동 모델

응력범위가 0~20 MPa일 때의 응력-변형 거동은 비선형이므로 수직강성 값은 상수가 될 수 없다. 각 증분시 K_n 에 대응하는 σ_n 은 쌍곡선 함수로부터 구해야 한다. 그러나 어긋난 절리에 대해서는 수직응력과 강성이 비례한다고 하였다.

$$K_n = K_{ni} \left[1 - \frac{\sigma_n}{V_m K_{ni} + \sigma_n} \right]^{-2} \quad : \text{맞물린 절리} \quad (11)$$

$$K_n \propto \sigma_n \quad : \text{어긋난 절리}$$

JCS_o 와 JRC_o 의 첨자는 수직폐쇄 모델링을 위해 실내시험규모의 변수를 사용한 것을 의미한다.

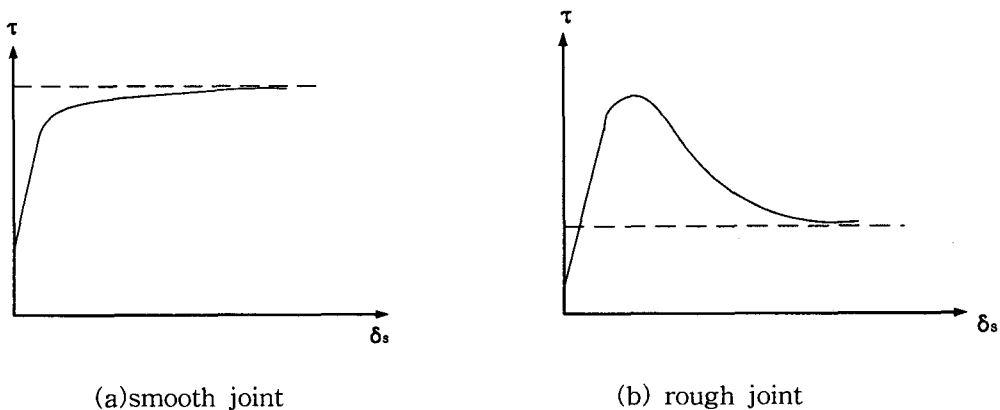


그림 5. 수직응력이 일정한 경우의 대표적인 전단응력 - 전단변형 관계

다. 전단변형거동

전단응력-변위거동은 고전적인 침투-잔류의 두 직선으로 나타내는 곡선과 아주 완만한 쌍곡선을 나타내는 경우가 있다. 침투-잔류거동은 팽창성 절리의 특성으로 블록이 작고 절리가 거칠며 σ_n' / JCS 비가 작은 경우 전형적으로 나타난다. 완만한 쌍곡선 거동은 비팽창성 절리의 특성으로 블록이 크고 절리 표면이 부드러우며 σ_n' / JCS 비가 큰 경우에 나타난다 (그림 5).

라. 전단 변형거동의 모델링

일정한 수직력 하에서의 절리전단거동은 Goodman (1974), Jaeger (1971) 등에 의하여 토의된 바 있다. 수직변형거동과는 달리 팽창성 절리의 전단거동은 아래로 볼록한(convex) 형태이며 peak까지는 강한 선형성을 보인다. peak 이전까지의 곡선은 종종 쌍곡선 함수로 표현되는데, Kulhawy(1975)는 다음과 같은 식으로 모델링하였다.

$$\tau = \frac{u}{m + n \cdot u} \quad (12)$$

여기서 m과 n은 상수로 m은 초기 전단강성의 역수이며, n은 수평점근선, τ_{ult} 의 역수이다. 이 경우 전단 강성 K_s 는

$$K_s = K_{si}(1 - \tau R_f / \tau_p)^2 \quad (13)$$

가 되며, K_{si} 는 초기전단강성, R_f 는 τ / τ_{ult} , τ_p 는 침투 전단강도이다.

Hunger & Coates (1978) 역시 쌍곡선식을 이용하여 전단거동의 침투 이전 부분을 다음과 같이 표현하였다.

$$\tau = s \cdot t / (t - u) - s \quad (14)$$

여기서 s와 t는 각각 다음과 같이 정의된다.

$$s = \frac{z \cdot a \cdot f \cdot \sigma_n^2}{a \cdot \sigma_n - b}, \quad t = \frac{z \cdot b \cdot f}{a \cdot (a \cdot \sigma_n - b)} \quad (15)$$

여기서 $z = \tau_y / \tau_p = 0.9 \tau_p / \tau_p = 0.9$

a = 항복시의 전단강성 (K_{ssy})/ σ_n , f = σ_n 하에서의 peak 마찰계수, b = scale 계수이다.

이 경우 주어진 응력조건 하에서의 전단강성은 다음과 같다.

$$K_s = \frac{d\tau}{du} = \frac{s \cdot t}{(t - u)^2} \quad (16)$$

2.3 불연속면이 암반의 거동에 미치는 영향

가. 암반 강도에 대한 영향

그림 6은 암반 중의 절리 발달 상태에 따른 3가지 경우를 나타낸다. (a)는 불연속면이 거의 없는 괴상의 암반이며, 이 때 암반의 강도는 무결암의 강도 특성에 좌우된다. (b)의 경우 암반 내에 우세한 한 두 개의 불연속면이 발달하였으며, 그 이외에는 눈에 띄만한 불연속면이 없는 경우이다. 이 때 암반의 강도

는 무결암의 강도 특성은 물론, 불연속면의 강도 특성에도 영향을 받게 된다. (c)는 2조 이상의 연속성이 좋은 불연속면이 조밀하게 발달한 암반을 나타내는데, 이 때 암반의 강도는 무결암의 강도와는 거의 상관이 없어지며 불연속면의 강도 특성에 좌우된다. 여기서 불연속면의 발달 상태를 결정하는 연속성과 간격은 구축하고자하는 지반 구조물과의 상대적인 크기에 따라 달라지게 됨을 염두에 두어야 한다.




- (a)  $f(c_0, \phi_0)$ only
- (b)  $f(c_0, \phi_0, c_j, \phi_j)$
- (c)  $f(c_j, \phi_j)$ only

그림 6. 암반의 강도에 대한 불연속면의 영향

나. 변형성에 대한 영향

그림 7은 암반의 변형성에 대한 불연속면의 영향을 나타낸다. 무결암의 경우 일축압축하에서 선형탄성적인 거동을 보이며, 이 때 응력-변형률 선도의 기울기는 암석의 영의 계수가 된다. 그러나 최대 압축력이 작용하는 면과 평행으로 불연속면이 존재할 경우에는 응력-변형률 곡선은 무결암의 영의 계수와 더불어 불연속면의 수직강성에도 영향을 받게된다. 수직강성은 응력의 증가와 더불어 증가하므로 응력-변형률 곡선은 비선형을 나타낸다. 이 경우 가했던 재하시와 제하시의 경로는 동일하다.

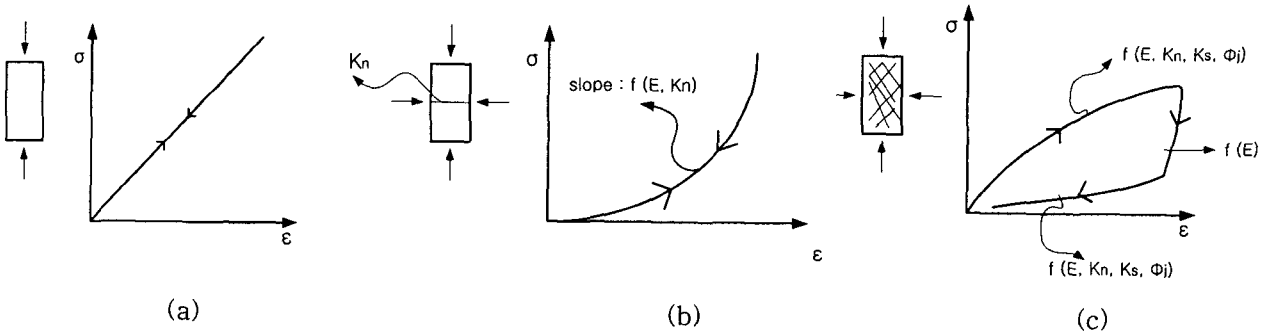


그림 7. 암반의 변형성에 대한 불연속면의 영향

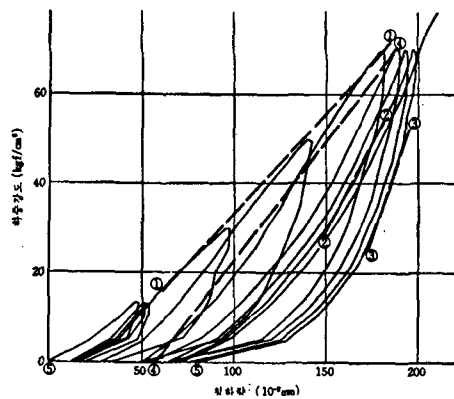


그림 8. 평판재하시험에서의 하중-변형량 곡선 예(윤지선, 1992)

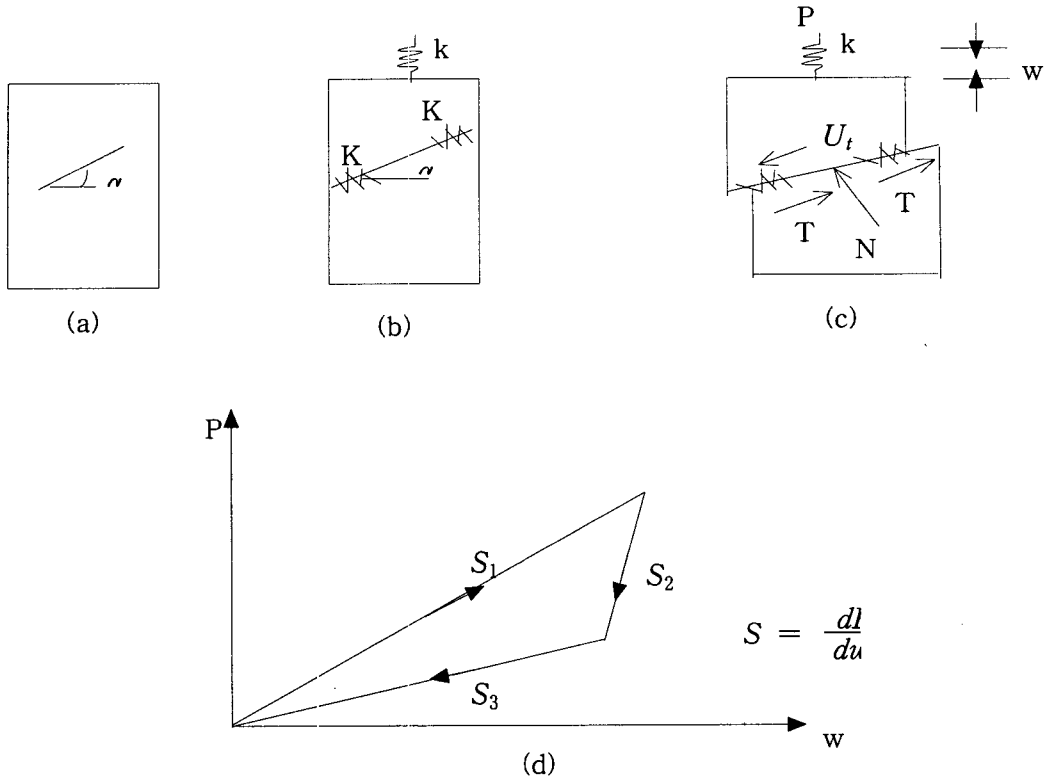


그림 9. 1개의 경사진 균열을 포함한 암석의 일축압축거동

마지막으로 암반 내에 2조 이상의 불연속면 군이 규칙적으로 발달한 경우에는 암반의 거동이 무결암과는 상당한 차이를 보인다. 재하시의 변형은 무결암의 탄성 변형과 더불어 곳곳에 산재하는 불연속면의 변형 및 미끄러짐도 포함하게 되므로 재하곡선의 기울기는 무결암의 영의 계수(E)와 더불어 불연속면의 변형 특성(K_s 및 K_n) 및 불연속면의 마찰각에 영향을 받는다.

재하시의 기울기는 두단계로 구분되는데, 초기에는 단순히 무결암의 영의 계수에만 의존하다가 하중이 더욱 감소하게 되면 재하시와 마찬가지로 4개의 인자(E, K_s, K_n, ϕ)의 영향을 받게된다.

이 같은 응력-변형 관계는 절리가 발달한 암반에 대한 재하시험을 통하여 흔히 관찰되는데(그림 8), 이는 다음의 그림 9와 같이 단순화된 모형을 통하여 설명될 수 있다. 그림 9(a)는 경사진 단일 균열을 포함한 암석 시험편이다. 이 시험편의 일축압축 거동을 알아보기위해 (b)와 같이 무결암의 탄성 변형을 나타내는 스프링 k 와, 균열 좌우부의 암석부분의 탄성 변형을 나타내는 스프링 K 로 단순화하여 나타낼 수 있다.

이 시험편이 축하중 P 를 받으면 그림(c)에서처럼 총 w 의 변형이 발생하게된다. 이 총 변형 w 는 k 의 변형과 더불어 균열의 미끄러짐에 의한 변형도 포함하고 있다. 이 경우 재하 및 제하 곡선은 (d)에 나타난 바와 같이 3개의 기울기를 가지게 된다. 재하시에 2중선형거동을 보이는 것은 하중의 방향이 바뀌는 초기에 마찰력이 균열부의 복원을 방해하는 방향으로 작용하기 때문이다. 균열의 점착력이 없는 경우 세 기울기는 균열의 경사각과 스프링의 강성, 그리고 균열의 마찰각으로써 다음과 같이 구해진다.

$$\begin{aligned}
 S_1 &= \frac{2kK}{2K + k \sin \alpha (\sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi_j)} \\
 S_2 &= k \\
 S_3 &= \frac{2kK}{2K + k \sin \alpha (\sin \alpha + \cos \alpha \tan \phi_j)}
 \end{aligned}
 \tag{17}$$

3. 불연속면에 대한 시험법

전단시험은, 시험체에 수직응력과 전단응력을 가하여, 직접전단강도를 구하는 직접전단시험과, 삼축 압축 시험을 통하여 점착력(c), 내부마찰각(ϕ) 수직응력(σ)을 구하여 Mohr-Coulomb의 관계식에서 간접적으로 전단강도를 구하는 2종류로 분류된다. 불연속면에 대해서는 대부분 직접전단시험을 통하여 전단강도 및 변형 특성을 구하게 된다.

3.1 시험법의 종류

가. 직접전단시험

직접전단시험은 가장 오래전부터 행해지는 시험으로서, 상부상자와 하부상자로 나뉘어진 전단상자를 사용하여, 수직력(N)을 가하면서 상하의 전단상자를 전단면을 따라서 움직여서 전단시키는 것이다. 시험 장치의 개략적인 이해도를 그림 10에 나타내었다. 직접전단시험 장치가 간단하고 시험이 용이하며 시험체가 얇은 상태라서 점토에서는 압밀 및 배수 전단시험이 용이하다. 또한 역학적인 관계의 이해가 쉬워서, 결과의 정리도 쉬운 장점이 있는 반면 전단이 진행하면서 전단면의 면적이 변하고 비배수 조건의 전단이 곤란하다. 또한 전단 중의 시험체, 가압판과 전단상자 내부면과의 사이에 유발되는 마찰력 때문에 시험체의 체적변화가 자유롭지 않다는 단점이 있다.

나. 비틀림 전단 시험

직접전단시험에서는 전단면의 면적이 변하고, 전단변형이 불균일한 응력집중과 진행성파괴를 발생시키는 문제를 피할 수 없다. 비틀림 전단시험은 이들 문제를 해소할 목적으로 개발된 것으로, 원주형 또는 링형의 시험체 상하면에 토크(torque)를 가하여, 원주방향으로 비틀림 전단하는 시험이다.

그림 11은 대표적인 비틀림 전단 시험장치의 도해도이다. 링형 공시체는 반경방향의 전단응력, 전단 비틀림의 비균질성의 영향을 작게 하기 위해 사용할 수 있지만, 링의 두께와 관련된 구체적인 연구가 진행된 바 없다. 하지만, 전단이 일반적으로 고려되는 불연속면의 거동과 달리 원주 방향으로 진행되며, 시료 성형 및 시험에 있어서의 어려움 등의 문제가 있으며, 경암의 경우, 인장파괴 등을 유발할 가능성이 커서 주로 토사나 연약 암석에 적합한 시험이다.

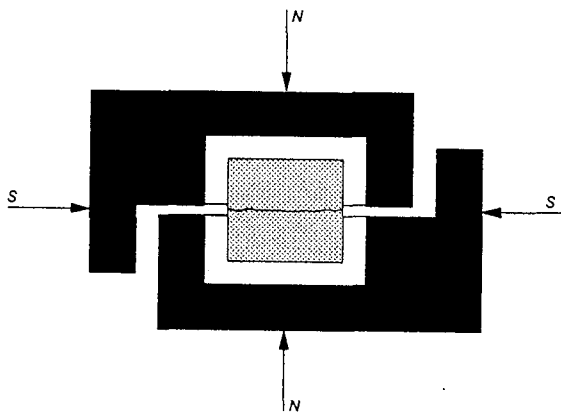


그림 10. 전통적인 직접전단시험의 도해도

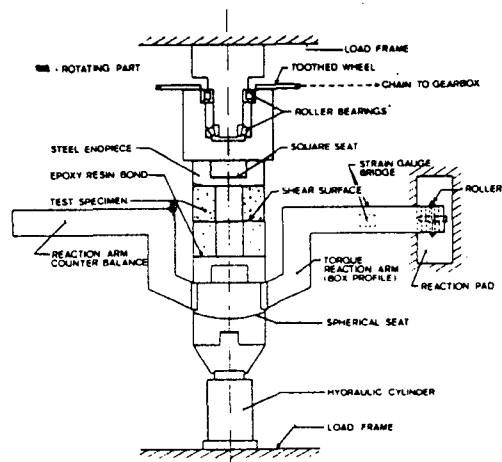


그림 11. 비틀림 전단 시험장치의 도해도

다. 경사 회전식 전단시험

일반적으로 무결암(intact rock)에 대하여 일면전단시험을 실시하는 방법으로써, 그림에 제시된 바와 같이 힘을 가하는 방향에 대해서 임의의 각도 α 만큼 전단면을 기울이고, 하중 방향과의 각도에 따른 분력 성분의 형태로 전단응력과 수직응력을 가한다. 그림 12에 현재 국내에서 사용되고 있는 회전식 전단 시험 장치의 개략도를 보여주고 있다.

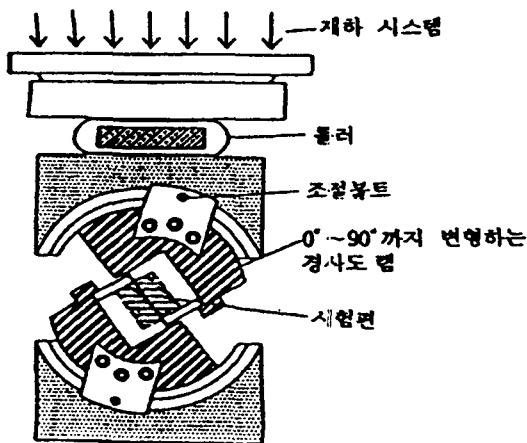
시료의 크기에 대한 ISRM 규정은 직경이 20~100mm, 길이대 지름의 비는 1.8~2.2로 비교적 넓은 범위에서 일면전단시험을 추천하고 있다. 시험시에 경사각은 여러가지로 변화시킬수 있으나 40° 이상 넘어가면, 가해지는 수직응력이 너무 커져서 정확하게 전단면을 이루기가 어렵고, 너무 작으면 회전력을 받게되므로 4개의 시료를 시험하는 경우, 10° 15° 20° 25° 또는 15° 20° 25° 30° 가 추천된다.

시험을 실시하여 파단이 일어날 때까지 가한 하중을 P, 전단면적을 A라고 하면,

$$\sigma = \frac{P}{A} \sin \alpha$$

$$\tau = \frac{P}{A} \cos \alpha$$
(18)

로 결정된다.



각도를 변화시켜 파단시켰을 때, 각 각도에서의 파단 수직응력, 전단응력의 값을 구하여, σ - τ 그래프 상에 도시하고 Coulomb의 식 $\tau = c + \sigma_n \tan \phi$ 을 이용하여 σ , τ 에 대하여 회귀선을 구한다.

이를 이용하여 기울기로 나타나는 마찰각(ϕ)와 τ 축을 자르는 점인 점착력(c)을 구한다. 여기서 구한 마찰각과 점착력은 삼축압축시험에서 구한 마찰각과 점착력과 거의 일치한다. 하지만, 시료 조건 및 크기 효과 등에 의해 경사 회전식 일면전단시험에서의 값들이 크게 나타나는 경향을 보이기도 한다.

그림 12. 경사회전식전단시험기의 구성도

3.2 직접전단시험

직접 전단 시험에서의 주요 측정 항목은 수직응력(하중), 전단응력(하중), 수직변위 및 전단변위이며, 이들로부터 불연속면의 강도 특성과 변형 특성을 구할 수 있다.

수직 하중과 전단 하중은 각각 별도의 ram에 의해 제어되어야 하는데, 보통 수직하중을 시험중에 일정하게 유지하면서 1mm/min 정도의 속도로 전단 변위를 발생시킨다. 이를 위해서는 수직하중과 전단 하중 모두 servo-control이 가능한 시험기를 사용하여야 한다.

그림 13은 대표적인 직접 전단 시험기의 모식도이다.

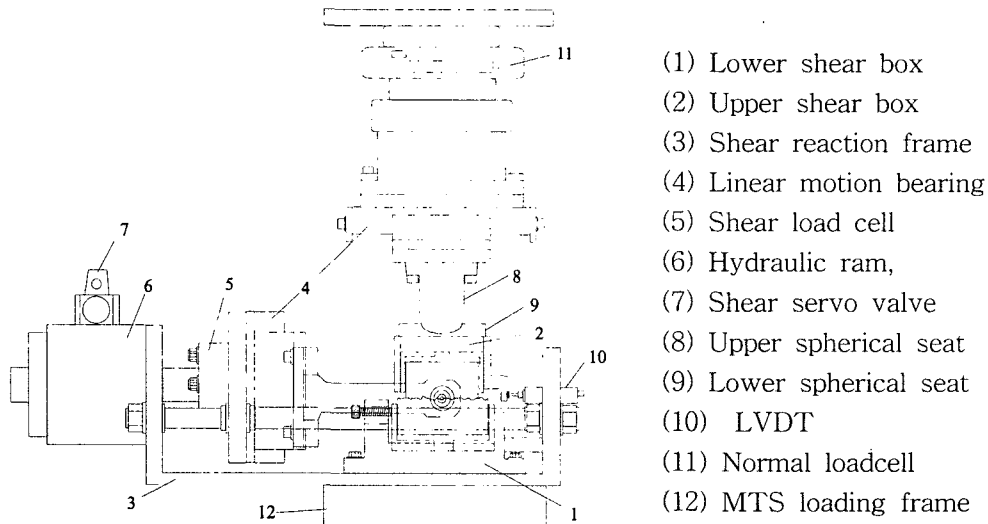


그림 13. 직접전단 시험장치의 모식도 및 각부 명칭

4. 시험결과의 해석 및 이용

토목 현장에서 설계정수를 구하기 위하여 수행되는 절리면 전단 시험의 경우, 대부분의 시료는 시추 코아에 의존하게 된다. 시료를 선택할 때는 연속성이 좋고 구조물의 안정성에 영향을 주는 방향성을 가진 시료 중 강도가 약할 것으로 추정되는 시료, 즉 충전물이 있거나 표면이 매끄러운 시료를 택하여 시험한다.

시험을 하기 전에 그림 14에 나타난 바와 같이 절리가 미끄러지기 쉬운 방향을 정하여 사진을 찍고, 시험 후에 다시 사진을 찍어 전후의 모습을 관찰할 수 있도록 한다. 시험 후에 시험편의 일부가 떨어져 나갔는지 확인하여 전단응력-수직응력 관계도에서 마찰각을 구할 때 참조한다.

현장 시료의 경우 동일한 시료를 구할 수 없으므로 한 개의 시료에 대하여 수직응력을 단계적으로 증가시키며 전단시험을 반복하여 강도정수를 구한다. 이때 각 수직응력단계에서 절리면의 asperity의 파괴를 최소화하기 위해서는 낮은 속도로 전단변위를 가하면서 전단강도가 더 이상 증가하지 않는 점에서 전단을 멈추고 다음 단계로 수직하중을 증가시켜야 한다.

4.1 설계 정수의 결정

가. 수직 강성

수직 강성 K_n 을 구하기 위해서는 전단시험을 실시하기 이전에 절리의 두 면을 잘 맞춘 후 수직력을 가하면서 수직 변위를 측정한다. 보통 그림 15와 같은 곡선을 얻게 되는데, 그림 4에서 설명한 바와 같이 초기에는 기울기가 낮으나 수직 응력이 증가하면 기울기가 높아진다.

식 (8) ~ (11)을 이용하면 수직강성을 구할 수 있으며, 예상되는 수직압력 부근에서의 접선의 기울기로 부터 접선 수직 강성을 구할 수도 있다.

나. 전단 강성

전단 강성은 그림 16에 도시된 바와 같은 전단응력-전단변위 곡선으로부터 (13)식이나 (16)식을 적용하여 구한다. 보통 초기에 강한 선형성을 보이는데 이 직선 부분의 기울기가 K_{st} 이다. 정교한 해석의 경우를 제외하면 수직 및 전단 강성은 실제 절리면에 작용하는 수직응력을 추정하여 그 부근에서의 값을 적용하는 것이 일반적이다.

다. 팽창각

그림 17은 불연속면에 대한 전단시 수직변위의 변화 양상을 도시한 것이다. 각 수직응력 단계에서 전단변위가 발생함에 따라 팽창이 발생하다가 수직응력을 증가시키면 전단변위가 감소함을 나타내고 있다.

각 단계에서 곡선의 기울기는 $\frac{d\delta_n}{d\delta_s}$ 로 구할 수 있으며 이 값이 절리의 팽창각(λ)이 된다. 수직응력이 증가함에 따라 곡선의 기울기가 감소함을 알 수 있다.

라. 마찰각과 점착력

그림 18은 절리면 전단시험의 가장 중요한 결과의 하나인 강도 특성을 구하기 위하여 각 수직응력 단계에서의 최대 전단응력을 도시한 것이다. 그림에 도시한 5개의 점은 완벽하게 일직선상에 있지는 않으나 제 4단계 수직응력까지는 강한 선형성을 보이고 있다. 최고 수직응력단계에서는 다소 낮은 값을 보이고 있는데, 이는 다단계 전단시험을 거치는 동안 asperity가 과도하게 손상받은 징후이며, 전기한 바와 같이 전단시험 후 절리면의 상태를 관찰함으로써 알 수 있다. 그림의 경우, 직선회귀시 5번째 점은 제외하였다.

Barton의 경험식에서 알 수 있듯이 전단강도-수직응력 관계는 선형이 아니므로, 직선 회귀시에는 겉보기 점착력이 발생하게 되는데 보통 이 값을 무시하여 안전측으로 해석한다.

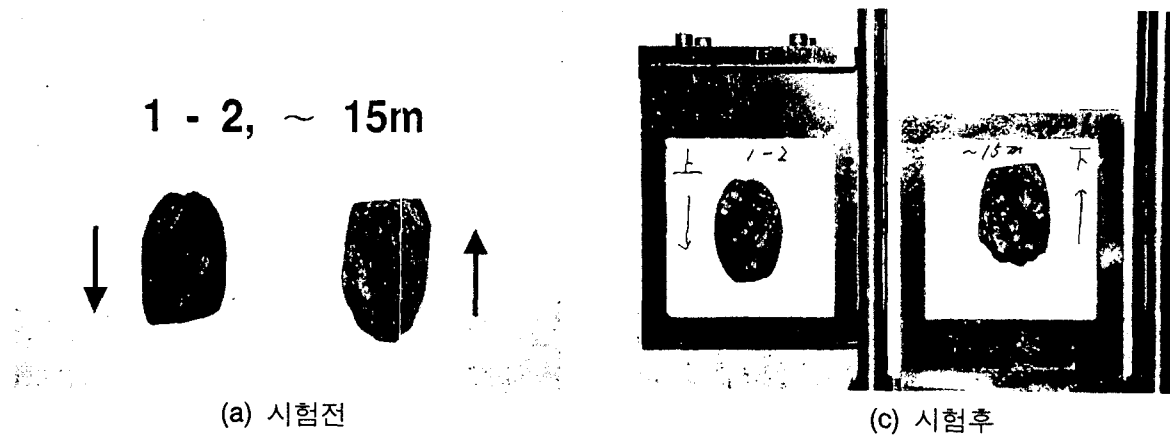


그림 14. 시험 전후의 절리 시료 사진

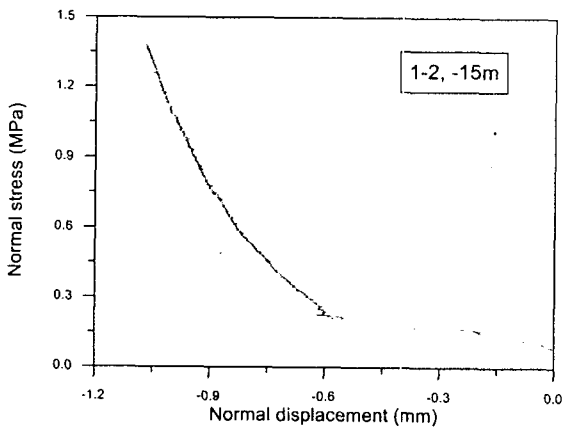


그림 15. 절리의 수직거동

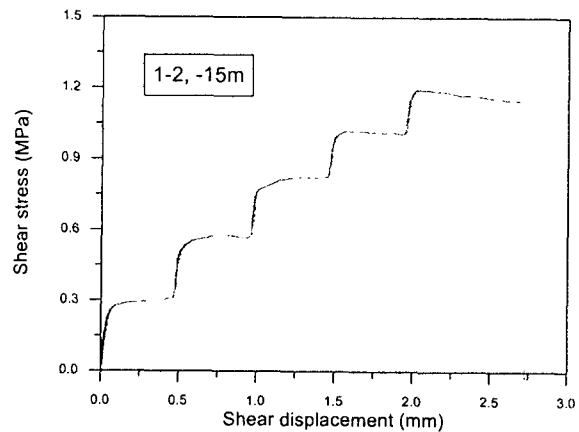


그림 16. 절리의 전단 거동

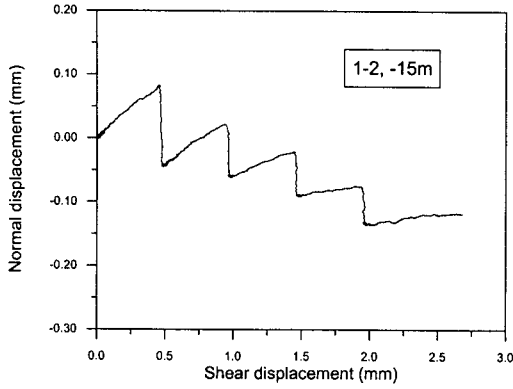


그림 17. 절리의 팽창 거동

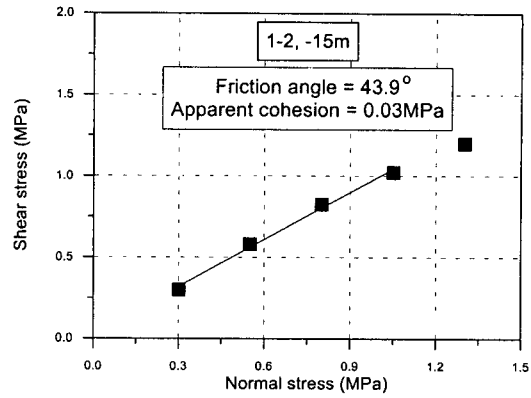


그림 18. 절리 전단 강도의 결정

4.2 이방성과의 관계

층리 및 층리면이 발달한 퇴적암의 경우에는 그림 19에 도시한 바와 같은 평면이방성(transversely isotropic)을 나타내게 된다. 이 경우 E_1 , E_2 , ν_1 , ν_2 , G 의 5개 탄성정수를 가지게 되는데, 일반적인 평면 이방성에서 응력-변형률 관계는 다음과 같다.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \frac{1}{E_1} \begin{bmatrix} 1 & -\nu_1 & -\nu_2 & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_1 & 1 & -\nu_2 & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_2 & -\nu_2 & E_1/E_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu_1) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & E_1/G_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & E_1/G_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} \quad (19)$$

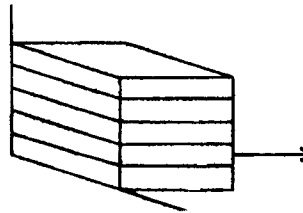


그림 19. 평면 이방성 물체

불연속면의 평균 간격(S)과 수직 및 전단 강성을 알 경우, 이 이방성체의 등가 탄성 정수는 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$\begin{aligned} E_1 &= E \\ \frac{1}{E_2} &= \frac{1}{E} + \frac{1}{K_n S} \\ \nu_1 &= \nu \\ \nu_2 &= \frac{E_2}{E} \nu \\ \frac{1}{G_2} &= \frac{1}{G} + \frac{1}{K_s S} \end{aligned} \quad (21)$$

4.3 불연속면을 고려한 해석시의 문제점 및 접근 방법

가. 문제점

불연속면은 암반의 취약부이므로 해석상에 고려되어야 하지만 이를 고려하는 데에는 여러 가지 문제점이 있다. 대표적인 문제점은 다음과 같다.

- (1) 불연속면과 구조물간의 상대적 방향성을 제대로 반영하려면 3차원 해석이 필요
- (2) 암반 내부의 절리발달 상태를 완벽하게 알아내기는 불가능
- (3) 해석 범위에 비하여 절리의 간격이 좁을 경우 개별요소법의 적용은 무리
- (4) 등가연속체 모델은 절리의 간격이 상대적으로 클 경우 올바른 결과를 주지 않음

나. 접근 방법

상기와 같은 해석 방법들의 한계를 인지하면 올바른 접근 방법은 절리의 발달 상태에 따라 암반을 어떤 방법으로 모델링하는가에 따라 해석의 성패가 달려있음을 알 수 있다. 이는 보통 해석하고자 하는 지반 구조물과 불연속면의 평균 간격에 따라 달라지게 된다.

그림 20(b)의 경우 암반은 매우 우세한 2개의 불연속면으로 분할되어 있다. 분할된 각 블록 내부에서의 응력장 및 변위장은 연속일 것이므로 각 블록은 연속체로 모델링 될 수 있으며, 불연속면에 대해서는 미끄러짐과 벌어짐이 허용되어야 할 것이다. 이 경우 각 블록 내부는 유한요소법이나 유한차분법을 사용하여 탄소성 해석을 수행하고, 블록간의 거동은 개별요소법을 응용한 방법의 해석이 수행되어야 한다. 상용 프로그램 중 UDEC과 FLAC은 모두 이러한 기능을 가지고 있으나 연속성이 매우 좋은 우세 불연속면의 수가 3개 이하인 경우에는 FLAC의 interface 요소 기능을 쓰는 것이 바람직하며, 우세 불연속면의 수가 4개 이상으로 많아지면 UDEC의 fully deformable block을 사용하는 것이 바람직하다.

그림 20(c)의 경우 암반은 2조 이상의 절리 군에 의하여 규칙적으로 나누어진 블록들의 집합체로 구성되어 있다. 이 경우 암반거동의 주된 모드는 각 블록을 구성하는 물질의 변형·파괴보다는 불연속면에서의 미끄러짐과 벌어짐, 그리고 블록들의 강체운동, 즉 이동과 회전이 될 것이다. 따라서 이러한 지반조건에 대해서는 rigid block을 이용한 개별요소법을 적용하는 것이 바람직하다 할 수 있다.

마지막으로 그림 20(d)의 경우 암반은 3조 이상의 절리 군에 의하여 매우 잘게 분할되어 있다. 상기한 (c)의 경우와 구별되는 점은 불연속면의 평균간격과 공동의 크기와의 상대적인 비인데, 그림의 경우에는 공동의 한 변에 절리가 한 조당 5개 이상이 교차하고 있어 개별 절리의 거동을 일일이 계산하기에는 블록의 수가 과도하다. 이 경우 암반은 위-연속체(pseudo-continuum)로 가정할 수 있다. 즉, 불연속면의 성질을 연속체의 성질에 포함시킨 등가연속체모델을 이용하는 것이다. 방향성이 우세할 경우(보통 평면상에서 2조 이하의 절리 군이 존재하는 경우)에는 편재절리모델의 사용이 적합하며, 방향성이 없을 경우(절리의 방향이 random 하거나 평면상에 3조 이상의 절리 군이 존재하는 경우)등방 탄소성 모델의 적용이 바람직하다. 이상을 요약하면 표 1과 같다.

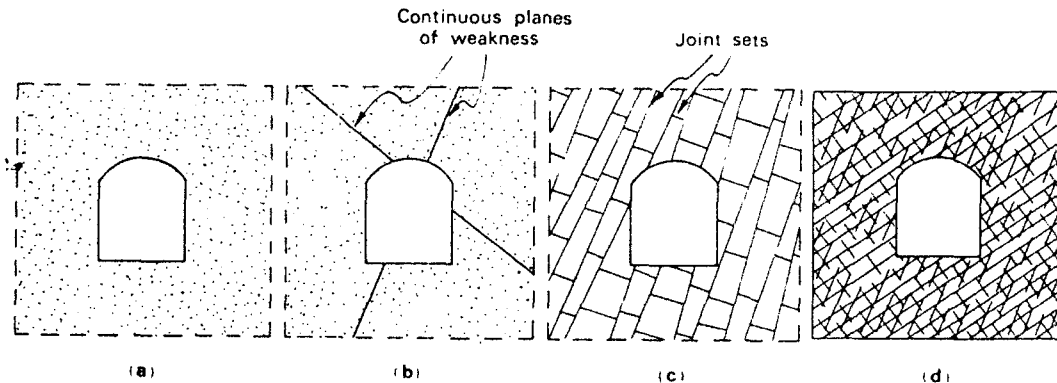


그림 20. 지반 내 구조물 및 지반조건에 따른 개념적 모델(E. T. Brown, 1987)

표 1. 지반 모델에 적합한 수치해석법

지반모델	지반특성	해석 목적	적정 수치해석법
연속체 (Continuum)	불연속면이 존재하지 않는 등방, 혹은 이방성의 지반	지반응력의 재분배 상황이나 인접구조물에 미치는 영향	경계요소법
		지반의 이완영역 및 이를 보완할 수 있는 보강대책의 수립	유한요소법이나 유한차분법에 의한 탄소성 해석
위-연속체 (Pseudo-Continuum)	방향성이 우세한 절리암반	규칙적인 절리 군이 지반거동에 미치는 영향 및 지반의 이완영역 산정 후 보강대책 수립	편재절리모델을 이용한 유한요소/유한차분법에 의한 탄소성 해석
	방향성이 뚜렷하지 않은 절리암반		등방 탄소성 모델을 이용한 유한요소/유한차분법에 의한 탄소성 해석
우세 불연속면을 가진 연속체 (Continuum with few Discontinuities)	우세 불연속면의 수 3개 이하	우세 불연속면이 지반거동에 미치는 영향 및 지반의 이완영역 산정 후 보강대책 수립	불연속면 해석 기능을 가진 유한요소/유한차분법에 의한 해석 (FLAC, interface element)
	우세 불연속면의 수 4개 이상		연속체에 대한 탄소성 해석 기능을 가진 개별요소해석 (UDEEC, fully-deformable block)
불연속체 (Discrete Blocks)	blocky	절리의 변형 파괴가 암반의 거동에 미치는 영향 해석	개별요소법 (UDEEC, rigid block)

5. 결론

본 고에서는 암반 불연속면의 일반적인 거동 특성과 더불어 시험법 및 시험 결과의 해석과 이용 방법에 대하여 기술하였다.

불연속면에 대한 시험은 시료 채취시기부터 이용 목적을 염두에 두고 불연속면의 방향, 위치(심도), 빈도, 연속성, 표면 거칠기, 충전물 등을 참조하여야 한다. 시험 결과로 얻어지는 불연속면에 대한 강도 및 변형성 자료는 구조물의 종류 및 크기, 해석 목적 등에 따라 적절한 지반 모델을 설정한 후 이에 필요한 입력정수의 결정에 사용한다.

본 고에서는 절리나 두께가 얇은 단층과 같이 시추에 의하여 실험실 시험을 위한 시험편의 채취가 가능한 불연속면에 대하여 기술하였으나, 실제 토목현장에서는 수십 cm 이상 수 m 의 폭을 가진 단층 및 단층파쇄대와 같은 대규모 불연속면이 문제가 되는 경우도 많다. 이러한 파쇄대에서는 시료의 채취가 매우 어려우며, 설령 채취가 가능하다 할 지라도 각력 등이 포함되어있는 경우에는 시험편의 크기가 매우 커야하므로 현실적으로 어려움이 많다. 상당한 두께를 가진 이러한 불연속면에 대한 적절한 시험법은 아직 개발되지 않아 경험적으로 물성을 추정하여 사용하고 있는 바, 새로운 현장 시험법의 개발이 요구된다.

참고문헌

1. 윤지선 (1992), *암반역학*, 구미서관, p.49
2. 이희석 (1999), "주기전단 하중하의 암석 절리의 역학적 및 수리학적 거동 연구", 박사학위 논문, 서울대학교, p. 282.
3. 지반공학회 (2000), *토목기술자를 위한 암반공학*, 구미서관, p. 309
- Brady, B. H. G. 1987. "Boundary element and linked methods for underground excavation design." In *Analytical and computational Methods in engineering Rock mechanics*, E. T. Brown(ed), p165, London, Allen & Unwin.
4. Bandis, S., (1980), *Experimental studies of scale effects on shear strength and deformation of rock joints*, Ph.D Thesis, University of Leeds, Dept. of Earth Sciences.
5. Bandis, S., A. C. Lumsden and N. Barton, (1981), "Experimental studies of scale effects on the shear behavior of rock joints", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 18, 1-21.
6. Bandis, S., Lumsden, A.C. and Barton, N.R. (1983), "Fundamentals of Rock Joint Deformation", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* vol. 20, pp. 249-268
7. Barton, N., (1973), "Review of a new shear-strength criterion for rock joints", *Engng. Geol.* 7, 287-332.
8. Barton, N. and V. Choubey, (1977), "The shear strength of rock joints in theory and practice", *Rock Mech.* 10, 1-54.
9. Barton, N. and K. Bakhtar, (1983), "Rock joint description and modelling for the hydrothermomechanical design of nuclear waste depositories". *Contract Rept, Submitted to CANMET*, Mining Research Laboratories, Ottawa. Parts 1-4, 270 pp. Part 5, 108 pp.
10. Cundal, P., J. Marti, J. Beresford, P. Last, and M. Asgian, (1978), "Computer modelling of jointed rock-masses", *Report by Dames and Moore, London, for U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station*, Vicksburg, 396 pp.
11. Pratt, H.R., A. D. Black, and W. F. Brace, (1974), "Friction and deformation of jointed quartz diorite", *Proc. 3rd Int. Congr. on Rock Mechanics*, Denver, Colorado, Vol.2A, pp.306-310.
12. Goodman, R. E. (1970), "Deformability of joints", *Symp. Determination of the In situ Modulus of Deformation of Rock*, American Society for Testing Materials, STP 477, pp.174-196.
13. Goodman, R. E. (1974), "The Mechanical Properties of Joints," *Proc. 3rd Congr. ISRM*, Denver, Colorado, vol.1A, 127-140.
14. Hungr, O. and Coates, D.F. (1978), Deformability of joints and Its Relation to Rock foundation Settlements, *Can. Geotech. J.* vol. 15, pp. 239-249.
15. Jaeger, J.C., (1971), "Friction of Rocks and Stability of Rock Slopes," *Geotechnique*, 21, No.2, 97-134.
16. Kulhawy, F.H., (1975), "Stress Deformation Properties of Rock and Rock Discontinuities," *Engineering Geology*, 9, pp.327-350.
17. Ladanyi, E.Z, and G. Archambault, (1970), "Simulation of Shear Behavior of a Jointed Rock Mass," *Proc. 11th Symp. Rock Mech.*, AIME, pp.105-125.
18. Link, H., (1969), "The sliding stability of dams", *Water Pwr*, March, April, May, Parts I, II and III.
19. Patton, F.D., (1966), "Multiple Modes of Shear Failure in Rock," *Proc. 1st Congr. Int. Soc. Rock Mech.*, Lisbon, vol.1, pp.509-513.