硬質岩盤のせん断強度とその変形に関する研究

名古屋工業大学 正会員 長谷部 宣男 東海旅客鉄道株式会社 正会員 伊藤 雄郷 中部電力 正会員 上田 念 佐藤 正俊

1. はじめに

代表的な原位置岩盤試験の1つに,硬質岩盤のせん断強度を算定することを目的とした原位置一面せん断試験がある.しかし,原位置一面せん断試験には問題点が多く存在し,得られる岩盤特性値は信頼性を持って評価することが難しいと言われている.そこで,本研究では,クラックの進展を考慮して,原位置一面せん断試験よりせん断応力とせん断方向変位の関係を導く.

2. せん断応力せん断変位の関係式

市川・長谷部等は川平・長谷部等の用いた硬質岩盤の圧縮変形に対する理論 1 を用いて原位置一面せん断試験から得られるせん断応力せん断方向変位の関係式を導いた.原位置一面せん断試験図 1 において,せん断破壊が進行していく過程で,図 2 のモデルを考える.クラック面(破壊面)に働く垂直応力 2 は不連続性岩盤の圧縮変形理論 2 より, 2 なの関数で与えられ, 2 0にかって。と仮定する. 2 1、 2 2 はクラック接触面の特性による定数である.

また,クラックに働くせん断力 f_i は Byerlee の法則より,低荷重(200Mpa 以下)においてはクーロンの摩擦法則が成立し f_i = μ f_n ,(μ :摩擦係数),図 2 の垂直応力 σ ,クラック面に働く垂直応力の合力 af_n はせん断方向変位(水平方向変位)に寄与しないことから除くと,せん断方向の変位 x は次式の形で表される 3).

$$x = \frac{a(\kappa + 1)}{G} (\phi_1 f_t + \phi_2 \tau) \tag{1}$$

ここで,a はクラックの長さ, $\kappa=3-4\nu$ (平面ひずみ状態), ν はポアソン比,G は供試体全体のせん断弾性係数, ϕ_1 , ϕ_2 はクラックの進展と供に値が変化する形状に関する関数である.これをせん断応力 τ の関数とし $\phi_1=\alpha_1\tau^i$, $\phi_2=\beta_1\tau^i+\beta_2$ と仮定し,クラック面で生じる垂直応力を $f_i=\mu$ f_n を用いて,式(1)のせん断変位挙動の理論式として次式が導かれる.

$$x = \frac{a(\kappa + 1)}{G} \left\{ \mu \alpha_1 \tau^n \left(c_1 \sigma^m + c_2 \sigma \right) + \left(\beta_1 \tau^l + \beta_2 \right) \tau \right\}$$
 (2)

 μ は摩擦係数,応力 で整理し,各項の係数を A , B , C , D とおけば,式(2)は以下のように表すことが出来る.

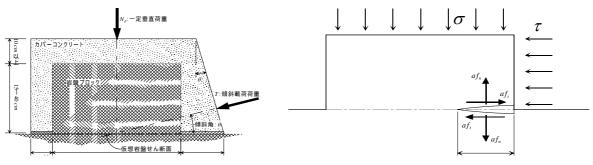


図1 ロックせん断試験の試験体

図2 せん断クラックのモデル

キーワード 硬質岩盤 せん断試験 せん断強度 ロックせん断試験法

連絡先 〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町 名古屋工業大学社会開発工学科 TEL&FAX 052-735-5482

$$x = A\tau^{n}\sigma^{m} + B\tau^{n}\sigma + C\tau^{l+1} + D\tau$$

$$= A\tau^{n}\left(N + \tau \tan\theta\right)^{m} + B\tau^{n}\left(N + \tau \tan\theta\right) + C\tau^{l+1} + D\tau$$
(4)

4.理論式の誘導及び解析

このとき係数 m の値は $1\sim 2$ の範囲に分布することが分かっている 4 . その多くは m=1 に近い値であることを考慮して,式(4)において $c_2=0$ とした場合を考える.このとき式(4)は次式となる.

$$x = \frac{a(\kappa + 1)}{G} \left\{ \mu \alpha_1 \tau^n c_1 \sigma^m + (\beta_1 \tau^l + \beta_2) \tau \right\}$$
 (5)

$$x = A\tau^{n} \left(N + \tau \tan \theta \right)^{m} + C\tau^{l+1} + D\tau \tag{6}$$

試験結果として,原位置で 4 個のせん断応力変位の値が計測されている.異なる鉛直応力 N のせん断応力とせん断方向変位の値を用いて,式(6)の係数 A ,C ,D ,n ,l を最小二乗法で決定する(解析方法 1) . 最も多いm の値は 1.02 の辺りにあることから m=1.02 として解析を行った.その結果を図 3 に示す.しかしこのとき, 4 つの鉛直応力 N_1 , N_2 , N_3 , N_4 の各データに対して, A ,C ,D ,n ,l 各係数の値が違う(4 個のせん断試験の試験結果は厳密に同一地点の結果ではない).次に 4 つの曲線を 1 つの式(6)で表すことができないため次のように N_1 , N_2 の 2 つの曲線に合うように係数を決定する.

解析方法 1 で求めた 2 つの鉛直応力 N_1 , N_2 のせん断方向変位 x_1 , x_2 の値を用いて変位差 x_1 x_2 を考える . 式(6)より x_1 x_2 は以下のように A の項のみで表され , 最小二乗法により係数 A , nを決定する .

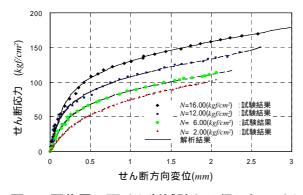
$$x_1 - x_2 = A\tau^n \left\{ \left(N_1 + \tau \tan \theta \right)^m - \left(N_2 + \tau \tan \theta \right)^m \right\}$$
 (7)

次に式(6)を次のように変形する.

$$x = A\tau^{n} \left(N + \tau \tan \theta \right)^{m} + C\tau^{l+1} + D\tau \quad \Rightarrow \quad x - A\tau^{n} \left(N + \tau \tan \theta \right)^{m} = C\tau^{l+1} + D\tau \tag{8}$$

式(7)で決定した係数 A , n を用いて , x_1 , x_2 の解析結果 1 の各変位データから式(6)の第 1 項を引き , そのデータに対して , 式(8)の係数 C , D , l を最小二乗法により決定する(解析結果 2) . 図 4 に N_1 =2.00 kgf/cm^2 , N_2 =16.00 kgf/cm^2 の値を用いた場合の結果を示す . 精度のよく解析結果が得られていることが分かる . これにより任意の初期鉛直応力 N のせん断方向変位曲線を求めることができる . 純せん断曲線は =0 で表され , 式(6)の中の第 2 , 3 項のみで表される .

本研究においては,19 サイト 36 地点の様々な岩盤に対する原位置一面せん断試験の結果に対して, せん断変形挙動の解析を行い,精度のよい解析結果が得られることを確かめた.



150 100 (大宮田 50 0 0.5 1 1.5 2 2.5 3 せん断方向変位(mm)

図3 原位置一面せん断試験から得られるせん 断変位挙動の試験結果と解析結果(解析結果1)

図 4 原位置一面せん断試験から得られるせん 断変位挙動の試験結果と解析結果(解析結果2)

参考文献

¹⁾ 川平・長谷部等 土木学会第 56 回年次学術講演会概要集 第 部 2001, pp.552-555

²⁾ Goodman, R.E. 「不連続性岩盤の地質工学」 森北出版 1978P.9 参照

³⁾ 市川・長谷部等 土木学会第 57 回年次学術講演会概要集 第 部 2002, pp.923-926

⁴⁾ 伊藤・長谷部等 土木学会第 57 回年次学術講演会概要集 第 部 2002 , pp.905-906