

均質化法と極限支持力解析法の組み合わせによる 岩盤構造物の破壊強度評価法の提案

A METHOD TO ESTIMATE STRENGTH OF ROCK MASS STRUCTURES BASED ON A HOMOGENIZATION METHOD AND A LIMIT LOAD ANALYSIS

京谷孝史*, 岸野佑次**, 渡嘉敷直彦***

Takashi KYOYA, Yuji KISHINO and Naohiko TOKASHIKI

* 東北大学大学院助教授 土木工学専攻 (〒980-77 仙台市青葉区荒巻字青葉)

** 東北大学大学院教授 土木工学専攻 (同 上)

*** 琉球大学講師 工学部環境建設工学科 (〒903-01 中頭郡西原町千原1)

The strength of failure is the most important value in design of structures. However, as to rock masses, it is hard to estimate their strengths since a lot of cracks distribute in them. On a macroscopic viewpoint, mechanical effects of such cracks distributed in rock mass can be regarded that they make a rock mass be an anisotropic material both in the stiffness and in the strength properties. In this paper, a method to estimate the strength of rock mass structures is proposed and its applicability is examined through numerical analyses of a few examples. The method consists of a homogenization method and a classical limit load analysis. The rock mass is idealized as an equivalent continuum which has anisotropic stiffness and anisotropic strength. The homogenization method gives reasonable anisotropic elastic constants to the equivalent continuum. Meanwhile, an anisotropic failure criteria is given to the equivalent continuum accounting for the crack distribution in it. Then, the strength at failure of the rock mass structure under an applied load can be estimated through a classical limit load analysis of the equivalent continuum in a form of Linear Programming based on the stress distribution obtained through a boundary value problem.

Key Words: strength of rock mass structures, homogenization method, limit load analysis

1. 序 論

岩盤には節理など大小の不連続面が分布し、その力学特性は岩盤を構成する岩石のそれとは本質的に異なる。それら不連続面は、岩盤構造物からみれば十分に小さく無数に存在すると見做せるが、供試体採取して室内試験によって岩盤の特性を知ろうとするには大きすぎるスケールで存在する。そのような分布する不連続面を含む「岩盤の強度」をどのように考えるかということが岩盤構造物の設計において常に技術者を悩ませている。本研究はこの問題に対するひとつの解析法を提案するものである。

岩盤の力学挙動はそれを構成する岩石(母岩材)と分布する不連続面に支配される。そうした岩盤の特性をそのまま具現し、室内試験に供することができるとような材料供試体は存在しない。しかし、我々は母岩材の力学特性は室内試験によって知ることができる。また、不連続面の分布性状(平均長さ、方向、亀裂間隔など)についても現位置岩盤露頭での観察によってある程度推定することができる。したがって、これら支配要因である岩石の特性と不連続面分布を知って、岩盤の強度を推定することを考えればよい。

無数の不連続面を含む岩盤は、構築される構造物の巨視的スケールから見れば連続体として扱うのが適当である。ただし、その変形挙動は不連続面の分布を反映した異方的なものである。また、そこに構築される構造物の破壊強度は、与えられた境界条件のもとでの異方的変形挙動に応じて生じる応力と、分布不連続面によって低下した局所的な強度との組み合わせによって決まる。したがって、岩石の変形特性と不連続面分布をもとに、巨視的スケールからみた岩盤の変形特性と、不連続面の存在を反映した強度特性を持つような等価な連続体モデルを考えれば、岩盤構造物の破壊強度はそのモデルに対する何がしかの境界値問題の解として得られることになる。以上が問題設定である。

構造物に対する古典的な極限支持力解析では、材料を弾完全塑性体として理想化し、与えられる荷重系の単位荷重に対する応力分布をもとに、つり合い式と局所的破壊条件を満たす最大の応力分布を求めることによって、その荷重系に対する構造物の極限支持力が定められる⁹⁾。この枠組みを利用して、局所的な破壊条件に不連続面の存在を反映した異方的なものを導入し、その一方で、単位荷重系に対する

応力分布を岩盤に等価な異方弾性体から定めることにすれば、上記の問題設定に適う解析が実現できる。

残る問題は、等価な異方弾性体をどのように設定するか、不連続面の存在を反映した局所的な破壊条件をどのように与えるか、の2点である。この2点について、本研究では、Singular Perturbation法に基礎を置く均質化法¹⁻⁵⁾によって岩盤を等価な異方弾性体に置き換えることとし、また、不連続面の存在を反映した局所的破壊条件については、母岩材の破壊基準と不連続面の摩擦滑りを組み合わせた複合的な破壊基準を導入することによって表現することとした。ここで提案する解析法の骨子である。

こうした枠組みで、分布不連続面を含む岩盤の構造物の破壊強度がどの程度評価し得るのか。不連続面を配置した供試体の強度試験について、提案法による解析を行ってその適用性を検討した結果を報告するものである。

2. 均質化法 (Homogenization method)

ここで用いる均質化法は、Singular Perturbation法における2変数展開法を応用して周期的微視構造を有する材料の平均物性を求める手法である¹⁻⁵⁾。

図1に示すような微視的周期構造を有する材料について、微視的単位構造(以下ユニットセルと呼ぶ)のスケールを ε とすれば、この材料に対するつり合いは仮想仕事式の形で

$$\int_{\Omega} E_{ijkl}^{\varepsilon}(x) \frac{\partial u_k^{\varepsilon}(x)}{\partial x_l} \frac{\partial v_i^{\varepsilon}(x)}{\partial x_j} dx = \int_{\partial\Omega} t_i v_i^{\varepsilon}(x) dx + \int_{\Omega} f_i^{\varepsilon}(x) v_i^{\varepsilon}(x) dx \quad \forall v_i^{\varepsilon}(x) \quad (1)$$

と表される。

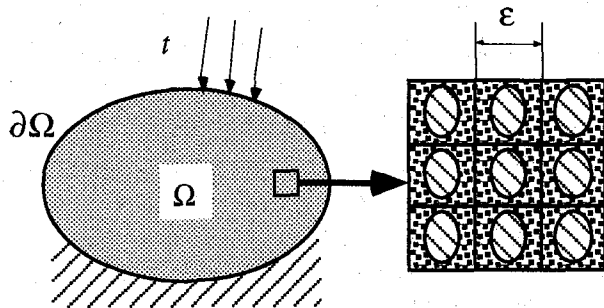


図1 周期的微視構造を有する材料

式中、弾性係数 $E_{ijkl}^{\varepsilon}(x)$ 、物体力 $f_i^{\varepsilon}(x)$ および変位 $u_i^{\varepsilon}(x)$ は ε のスケールで急激に変化する関数であることを表す。これらの関数は $y_i = \frac{x_i}{\varepsilon}$ なる微視的スケール変数を導入して、 y_i に関してユニットセルの代表長の周期性(Y-periodicであるという)を有する2変数関数として次のように表される。

$$E_{ijkl}^{\varepsilon}(x) = E_{ijkl}(x, y), \quad f_i^{\varepsilon}(x) = f_i(x, y)$$

$$u^{\varepsilon}(x) = u(x, y) = u^0(x) + \varepsilon u^1(x, y) + \varepsilon^2 u^2(x, y) + \dots \quad (2)$$

ここで、(1)式の解である変位を ε についての漸近展開形で表わしていることに注意する(2変数展開法)。2変数表示された関数の微分が

$$\frac{\partial u_i^{\varepsilon}(x)}{\partial x_j} = \frac{\partial u_i(x, y)}{\partial x_j} + \frac{1}{\varepsilon} \frac{\partial u_i(x, y)}{\partial y_j}$$

となることに注意して(1)式を展開し、極限 $\varepsilon \rightarrow 0$ を取ると、平均変位 u^0 と微視的構造の影響を表す第1項 u^1 に関する次の2つの式を得る⁵⁾。

$$\int_{\Omega} \left(\frac{1}{|Y|} \int_Y E_{ijkl} \frac{\partial u_k^1}{\partial y_l} \frac{\partial v_i^1}{\partial y_j} dy \right) dx = \int_{\Omega} \left(\frac{1}{|Y|} \int_Y \frac{\partial E_{ijkl}}{\partial y_j} v_i^1 dy \right) \frac{\partial u_k^0}{\partial x_l} dx \quad \forall v_i^1 \quad (3)$$

$$\int_{\Omega} \left[\frac{1}{|Y|} \int_Y E_{ijkl} \left(\frac{\partial u_k^0}{\partial x_l} + \frac{\partial u_k^1}{\partial y_l} \right) dy \right] \frac{\partial v_i^0}{\partial x_j} dx = \int_{\Omega} \left(\frac{1}{|Y|} \int_Y f_i dy \right) v_i^0 dx + \int_{\partial\Omega} t_i v_i^0 dx \quad \forall v_i^0 \quad (4)$$

ここに、 $|Y|$ はユニットセルの体積である。そして、(3)式が成立するための条件から、 $E_{ijkl}(x, y)$ がY-periodicであることを考慮して次式を得る。

$$\int_Y E_{ijpq} \frac{\partial \chi_p^{kl}}{\partial y_q} \frac{\partial v_i}{\partial y_j} dy = \int_Y E_{ijkl} \frac{\partial v_i}{\partial y_j} dy \quad (5)$$

(5)式は右辺の指標 (k, l) の6通りの組み合わせに応じてY-periodicな6つのベクトル関数 χ^{kl} を解に持つ。この χ^{kl} を用いると(3)式の一般解 u^1 が

$$u_i^1(x, y) = -\chi_i^{kl}(x, y) \frac{\partial u_k^0(x)}{\partial x_l} + \tilde{u}_i^1(x) \quad (6)$$

で与えられることが容易に確かめられる。ここに $\tilde{u}_i^1(x)$ は任意関数である。 χ^{kl} はユニットセルに巨視的な一定の単位ひずみを与えた時に生じる変位の微視的な乱れを表し、ユニットセルの特性変位関数(characteristic deformation)と呼ばれる。

こうして得られた u^1 の一般解を(4)式に代入する

と平均変位 u^0 が満たすべき式として

$$\begin{aligned} \int_{\Omega} E_{ijkl}^H \frac{\partial u_k^0(x)}{\partial x_i} \frac{\partial v_l^0}{\partial x_j} dx \\ = \int_{\Omega} f_i^H v_i^0 dx + \int_{\partial\Omega} t_i v_i^0 dx \quad \forall v_i^0 \end{aligned} \quad (7)$$

を得る。ここに

$$\begin{aligned} E_{ijkl}^H &= \frac{1}{|Y|} \int_Y \left(E_{ijkl} - E_{ijpq} \frac{\partial \chi_p^{kl}}{\partial y_q} \right) dy \\ f_i^H &= \frac{1}{|Y|} \int_Y f_i dy \end{aligned} \quad (8)$$

とされている。(7)式は(1)式と同じ境界値問題の式であるが、(8)式による平均弾性係数 E_{ijkl}^H および平均物体力 f_i^H を用いることにより平均変位 u^0 が解として与えられることを表している。すなわち E_{ijkl}^H および f_i^H が、均質化弾性係数および均質化体積力である。

結局のところ、周期構造の基本単位（ユニットセル）に対して式(5)を解いて特性変位関数を求め、それを用いて式(8)を計算すれば、均質化弾性係数および均質化体積力が得られるというものである。そして、これらを用いて与えられた境界条件のもとでのつり合い式を解けば、岩盤内に生じる実際の複雑な応力分布を均質化した応力分布が得られる。

3. 極限支持力解析法

弾完全塑性材料からなる物体に荷重を作用させ、ある限界まで増加させると物体は一定荷重のもとで変形が続く塑性崩壊を起こす。そのような荷重を極限荷重と定義する。極限支持力解析は、作用荷重を $\rho(X_i, T_i)$ (X_i : 物体力, T_i : 表面力, ρ : 荷重係数) として、物体が塑性崩壊を起こすときの極限荷重を与える荷重係数 ρ を求めるものである。

3.1 下界定理による定式化

下界定理は、荷重 $\rho(X_i, T_i)$ に対して、つり合い式

$$\begin{aligned} \sigma_{ij,j} + \rho X_i &= 0 \quad \text{in } V \\ \sigma_{ij} n_j &= \rho T_i \quad \text{on } S_T \end{aligned} \quad (9)$$

を満足する静的可容応力場 σ_{ij}^s が物体内の至るところで降伏条件を破らない、すなわち

$$f(\sigma_{ij}^s) < 0 \quad (10)$$

ならば物体は崩壊しないことを保証する。

一方、荷重系 $\rho(X_i, T_i)$ の作用のもとで物体が弾塑性挙動を生じているとき、物体内の応力 σ_{ij} は、単位荷重系 (X_i, T_i) とつり合う弾性応力成分を σ_{ij}^e として、 ρ 倍の弾性応力成分 $\rho\sigma_{ij}^e$ と残留応力成分 σ_{ij}^r によって、

$$\sigma_{ij} = \rho\sigma_{ij}^e + \sigma_{ij}^r \quad (11)$$

のように表すことができる。ここに、

$$\begin{cases} \sigma_{ij,j}^e + X_i = 0 & \text{in } V \\ \sigma_{ij}^e n_j = T_i & \text{on } S_T \end{cases} \quad (12)$$

$$\begin{cases} \sigma_{ij,j}^r = 0 & \text{in } V \\ \sigma_{ij}^r n_j = 0 & \text{on } S_T \end{cases} \quad (13)$$

である。

すると、(11)式で与えられる応力は明らかに静的可容応力であるから、上述の下界定理の内容から、荷重系 (X_i, T_i) に対してつり合い式(12)を満足する弾性応力を σ_{ij}^e としたとき、

$$\begin{aligned} f(\rho\sigma_{ij}^e + \sigma_{ij}^r) &\leq 0 \\ \begin{cases} \sigma_{ij}^r = 0 & \text{in } V \\ \sigma_{ij}^r n_j = 0 & \text{on } S_T \end{cases} \end{aligned} \quad (14)$$

を満たす残留応力分布 σ_{ij}^R が見いだされる場合には物体は荷重系 $\rho(X_i, T_i)$ に対して安定である、ということになる。

以上、(11)~(14)式に示される枠組みにおいて、(12)式を満足する弾性応答応力成分 σ_{ij}^e を、均質化法によって得られた等価異方弾性体に対する境界値問題を解いて与えようというのが本提案法の基本的アイデアである。

3.2 破壊条件の導入

不連続面が分布した岩盤の局所的な破壊条件をどう考えるべきかは、それ自体非常に難しい問題である。ここでは、節理群のような規則的に分布する不連続面を想定し、局所的な破壊条件は基本的には母岩材の特性に支配されるが、不連続面群の平均方向については、不連続面に沿う摩擦滑りが支配すると仮定する。こうして、局所的破壊条件は、母岩材の破壊条件に不連続面の平均方向の摩擦滑り条件を重ね合わせた複合的な破壊条件として与えるものとす

る。

母岩材の破壊条件は、Drucker-Prager型の条件

$$f = \sqrt{J_2} + \alpha I_1 - \sigma_0 \quad (15)$$

によって与える。ここに、 $J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij}$ 、 $I_1 = \sigma_{kk}$ 、 s_{ij} は偏差応力成分である。

また、不連続面に沿う摩擦滑りには、Mohr-Coulomb型の条件

$$|\tau| = c - \sigma \tan \phi \quad (16)$$

を用いることにする。

3.3 線形計画問題としての定式化

有限要素法による離散化を行うと、(12)および(13)式は

$$B^t \tilde{\sigma}^e = F \quad (17)$$

$$B^t \tilde{\sigma}^r = 0 \quad (18)$$

と表される。ここに、 $\tilde{\sigma}^e$ 、 $\tilde{\sigma}^r$ はそれぞれ全ガウス点での弾性応力成分および残留応力成分を並べたベクトル、 B はガウス点毎の変位ひずみ関係から構成される全体マトリックスであり、 F は単位荷重系に等価な全節点荷重ベクトルである。

一方、破壊条件については、図2に模式的に示すように主応力空間において線形近似する。図中の不連続面方向の破壊条件を表す直線は、不連続面方向と主応力方向の関係によって決まることに注意する。また、 $n_k (k=1, 2, \dots)$ は、線形近似された破壊条件面の単位法線ベクトルを表す。

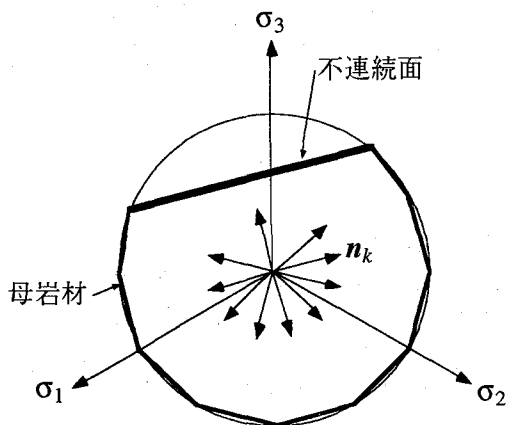


図2 破壊条件の区分線形近似

このようにすると、(14)式の破壊条件式は

$$N^t (\rho \tilde{\sigma}^e + \tilde{\sigma}^r) - R \leq 0 \quad (19)$$

のように線形不等式で表される。ここに、 N は破壊条件面へ向かう単位法線ベクトル $n_k (k=1, 2, \dots)$ を並べたマトリックス、 R はそれぞれの破壊条件面の原点からの距離を並べたベクトルである。

こうして離散化されたつり合い式ならびに破壊条件式を用いると、極限支持力を求める問題は「単位荷重系 F が与えられたとき、つり合い式

$$B^t \tilde{\sigma}^e = F \quad (17 \text{ 再掲})$$

を満たす応力ベクトルを $\tilde{\sigma}^e$ として、線形制約条件

$$N^t (\rho \tilde{\sigma}^e + \tilde{\sigma}^r) - R \leq 0 \quad (18, 19 \text{ 再掲})$$

$$B^t \tilde{\sigma}^r = 0$$

のもとで荷重係数 ρ を最大にすること、すなわち次のような線形計画問題として定式化される。

$$\rho_{\text{ult}} = \max \left\{ \rho \mid N^t (\rho \tilde{\sigma}^e + \tilde{\sigma}^r) \leq R, B^t \tilde{\sigma}^r = 0 \right\} \quad (20)$$

4. 不連続性岩盤の破壊強度の評価

岩盤の破壊は、既存亀裂の進展や新たな亀裂の生成による巨視的亀裂の形成によって起こる。それらの挙動は微視的に見れば脆性的であって弾完全塑性挙動ではない。しかし、そうした脆性破壊が内部で進行することによって、岩盤は一定荷重のもとで変形が続く状態、すなわち巨視的破壊にいたる。したがって、そうした破壊の開始点を押さえることを目的とすれば、岩盤を弾完全塑性体として取り扱うことに何ら問題はないと考える。

4.1 解析の手順

これまでに述べたことから明らかなように、ここで提案する不連続性岩盤に対する破壊強度の評価法とは、2節で述べた均質化法と3節で述べた極限支持力解析を、単位荷重に対する弾性応力分布を受渡しながら順次行うという単純な構成である。以下にその手順をまとめる。

(手順1)：現位置における亀裂観察データをもとに、規則的な不連続面分布に理想化してユニットセルを決定する。

(手順2)：ユニットセルについて有限要素モデルを作成し、岩石試験の結果から定めた弾性係数 E_{ijkl} をもとに、

$$\int_Y E_{ijpq} \frac{\partial \chi_p^{kl}}{\partial y_q} \frac{\partial v_i}{\partial y_j} dy = \int_Y E_{ijkl} \frac{\partial v_i}{\partial y_j} dy \quad (5 \text{ 再掲})$$

を解いてユニットセルの特性変位関数 χ^{kl} を求め、

$$E_{ijkl}^H = \frac{1}{|Y|} \int_Y \left(E_{ijkl} - E_{ijpq} \frac{\partial \chi_p^{kl}}{\partial y_q} \right) dy \quad (8 \text{ 再掲})$$

を計算して均質化弾性係数 E_{ijkl}^H を計算する。

(手順3)：構造物に与えられる荷重系の単位荷重を定め、均質化弾性係数 E_{ijkl}^H を用いて有限要素解析を行い弾性応力分布 $\tilde{\sigma}^e$ を求める。

(手順4)：不連続面分布と岩石試験の結果得られている岩石の強度から、局所的破壊条件を定める。

(手順5)：単位荷重に対する弾性応力分布 $\tilde{\sigma}^e$ を用いて線形計画問題

$$\rho_{\text{ult}} = \max \left\{ \rho \mid N^t(\rho \tilde{\sigma}^e + \tilde{\sigma}^r) \leq R, B^t \tilde{\sigma}^r = 0 \right\} \quad (20 \text{ 再掲})$$

を解く。

4.2 モデル試験との比較

提案法の適用性を検討するために、不連続面を配置した供試体の室内実験に対する解析を行い、実験結果との比較検討を行った。

(1) 一面せん断試験との比較

川本ら⁶⁾は、石こうモルタルを用いて不連続面を規則的に配置した供試体 (15×15×4cm) を作成し、図3に示すような一面せん断試験を実施して不連続面の角度と破壊強度の関係を求めている。石膏モルタルの材料定数を表1に示す。

この石膏供試体に対して、図4に示すようなユニットセルを抜き出して均質化法によって等価な弾性係数を計算し、その弾性係数を用いて図5に示す有限要素モデルによって、2次元平面応力問題として P_t の単位荷重に対する弾性応力分布を求めた。

垂直荷重 P_n については、所定の値を加えたときの応力分布を求めておき、支持力解析の際にこれを初期応力としてその分だけ応力空間における破壊曲面への距離を変化させるようにした。

材料の破壊条件には、主応力空間において、表1の定数で与えられるMohr-Coulombの破壊基準面に内接するような曲面のDrucker-Prager型の基準を与えた。また、不連続面の摩擦滑りに対するMohr-Coulombの基準については、粘着力を材料のその3分の1程度の $c = 10.0 \text{ kg/cm}^2$ およびその半分の $c = 5.0 \text{ kg/cm}^2$ の2通り、内部摩擦角については $\phi = 20^\circ, 30^\circ$ の2通りに設定した。

表1 石膏モルタルの材料定数

圧縮強度	(kgf/cm ²)	218.8
引張強度	(kgf/cm ²)	15.8
せん断強度	(kgf/cm ²)	33.3
内部摩擦角	(度)	56.3
弾性係数	(kgf/cm ²)	3.73×10^4
ポアソン比		0.16

表2 セメントモルタルの材料定数

せん断強度	(kgf/cm ²)	110.0
内部摩擦角	(度)	47.0
弾性係数	(kgf/cm ²)	1.40×10^5
ポアソン比		0.13

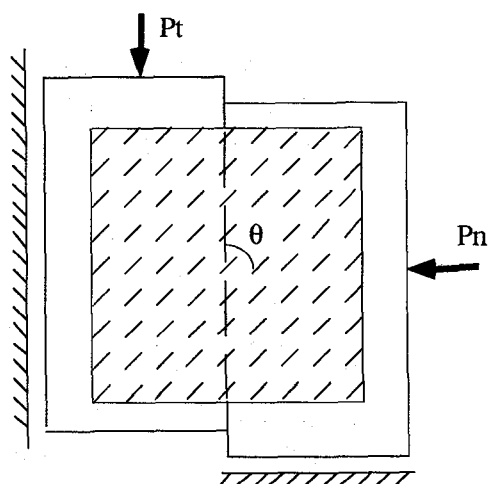


図3 不連続面を配置した石膏モルタル供試体の一面せん断試験⁶⁾

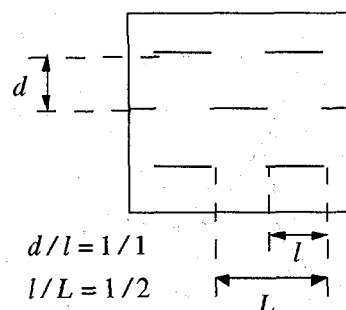


図4 石膏供試体のユニットセル

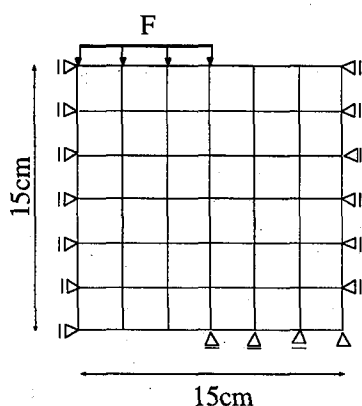
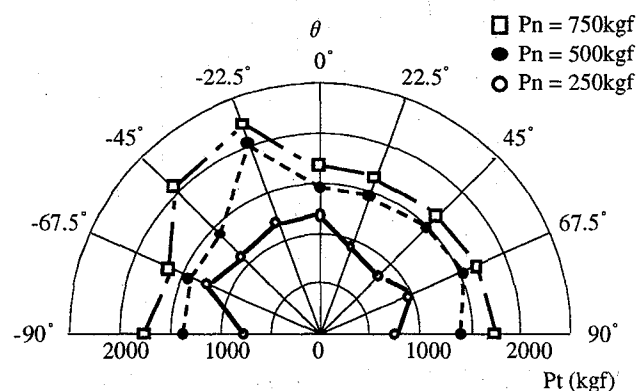


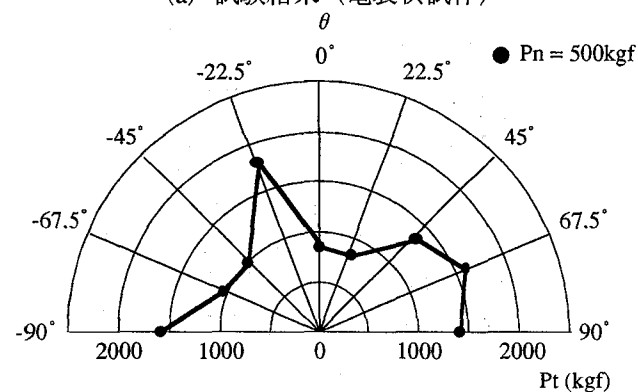
図5 一面せん断試験の有限要素モデル

実験結果を図7に、解析結果を図8に示す。解析値は不連続面方向の強度に大きく左右されている。そのうち、 $c = 10.0 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi = 20^\circ$ としたときの解析結果が拘束圧250kgfの場合を除いて実験結果をよく表現している。また、 $c = 5.0 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi = 20^\circ$ と不連続面方向の強度を小さくした時には、不連続面が完全につながった積層体の実験結果に非常に近い結果が得られている。

この結果から、不連続面方向の局所的な強度を合理的に設定できれば、分布不連続面を含む材料の巨視的破壊強度が推定し得ると考えられる。



(a) 試験結果 (亀裂供試体)



(b) 試験結果 (積層供試体)

図7 一面せん断試験の結果

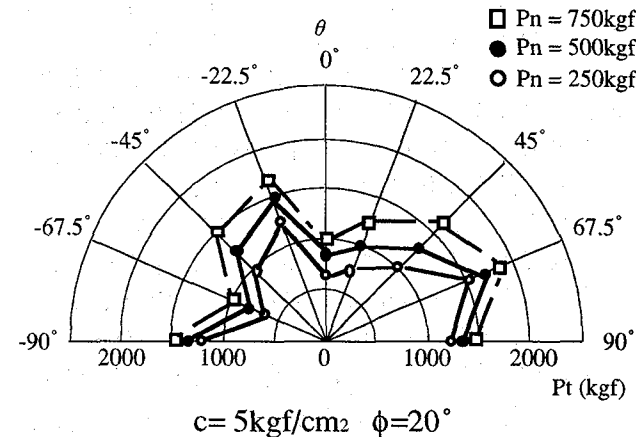
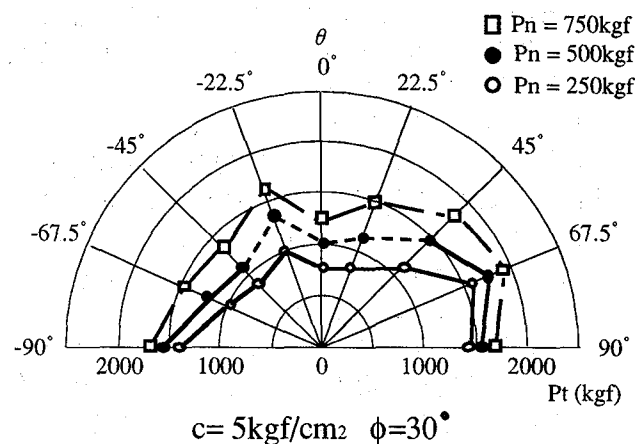
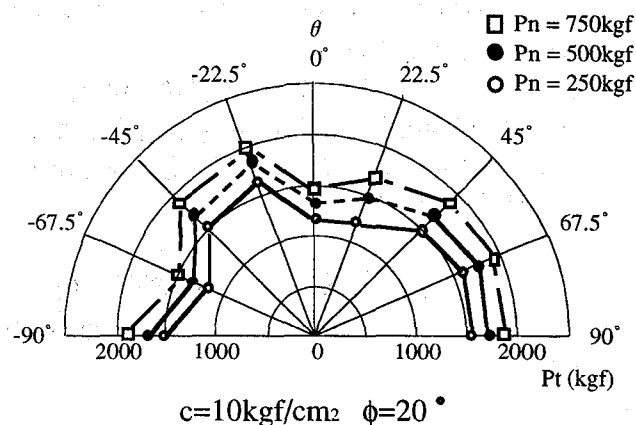
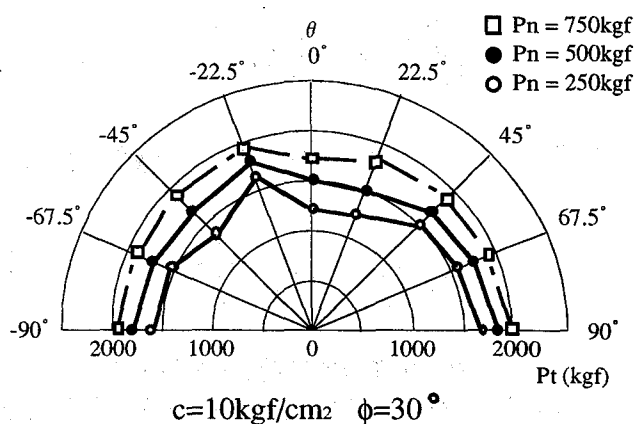


図8 一面せん断試験の解析結果

(2) 二軸圧縮試験との比較

MüllerとPacherは、図9に示すように、一定方向に不連続面群を入れたコンクリートブロックの二軸圧縮試験を行い、不連続面と最大荷重 p_3 方向がなす角度 θ と、主荷重比 $n = p_3/p_1$ を3, 5, ∞ と変化させて、分布不連続面が強度に及ぼす影響を検討している⁷⁾。 $n = \infty$ は一軸圧縮を表す。実験結果を図10に示す。図中の q は、不連続面を含まない供試体の圧縮強度 σ_c に対する試験体の破壊荷重 $p_3^{\max}$ の比 $q = p_3^{\max}/\sigma_c$ を表す。

この実験に対して一面せん断試験と同様にして解析を行った。セメントモルタルの材料強度は表2に示す通りである。不連続面方向の強度には、粘着力を $c = 10.0 \text{ kg/cm}^2$ に固定し、内部摩擦角を変化させ、 $\phi = 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$ の3通りとした。なお、解析では参考のために $n = 10$ の場合も取り上げた。

解析結果を図11に示す。モデルでは不連続面の厚みが考慮されていないため、不連続面の角度 θ が 0° と 90° の時には実験とは異なり材料強度がそのまま発揮される結果になっている。しかし、不連続面を含んだ材料の巨視的な強度異方性をうまく表現している。

5. 結論

本論文では、均質化法と極限支持力解析を組み合わせ、不連続性岩盤の巨視的破壊強度を評価する方法を提案し、一面せん断試験と二軸圧縮試験の解析を行ってその適用性を検討した。

その結果、本手法は、不連続面方向の強度をうまく定めさえすれば不連続面を含む材料の異方的な巨視的破壊強度をよく推定し得ることが確かめられた。したがって、実際の岩盤構造物の強度評価に適用できる可能性はあると判断する。

しかし、いくつか解決せねばならないことがある。まず、1) 不連続面が分布している岩盤の局所的破壊条件を適切に定めるにはどうすればよいかということ。これは、本手法の精度に関わる大きな問題である。また、実際の岩盤に適用するためには、2) 決して完全な周期構造を持たない不連続面分布に対してユニットセルをどのように設定すれば適当であるか、3) さらに、その理想化による実際との誤差をどのように評価しうるか、という大きな問題が横たわっている。今後の課題である。

謝 辞

本研究で用いた極限支持力解析については、長岡技術科学大学工学部助教授大塚悟先生に細部にわたってご指導をいただいた。ここに記して謝意を表するものである。

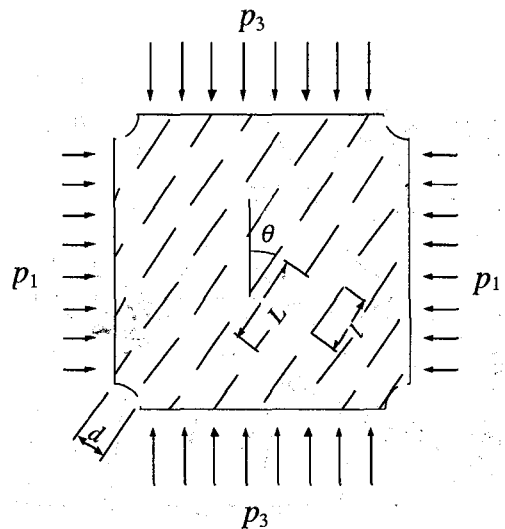


図9 コンクリートブロックの二軸圧縮試験⁷⁾

参考文献

- 1) Sanchez-Palencia, E.; Non-homogeneous media and vibration theory, Lecture Note in Physics, No. 127, Springer, Berlin, 1980.
- 3) Lions, J.L.; Some methods in the mathematical analysis of systems and their control, Science Press, Beijing, China, 1981.
- 4) Bakhvalov, N., and Panasenko, G.; Homogenization: Averaging processes in periodic media, Kluwer Academic Pub. 1989.
- 5) Guedes, J. M., and Kikuchi, N.; Preprocessing and postprocessing for materials based on the homogenization method with adaptive finite element methods, Computer Method in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 83, pp.143-198, 1990.
- 6) 川本 眺万、吉田 英生：節理体および積層体の巨視的なせん断破壊性状について、材料, 17 (181), pp.42-49, 1968.
- 7) 川本 眺万：岩盤力学, 朝倉書店, pp.78-80, 1975.
- 8) 北川 浩：塑性力学の基礎, 日刊工業新聞社, 1987.
- 9) Grierson, D. E.; Collapse load Analysis, M. Z. Cohn and G. Maier (eds): Engineering plasticity by mathematical programming, Proc. NATO ASI, Pergamon Press, pp.93-105, 1977

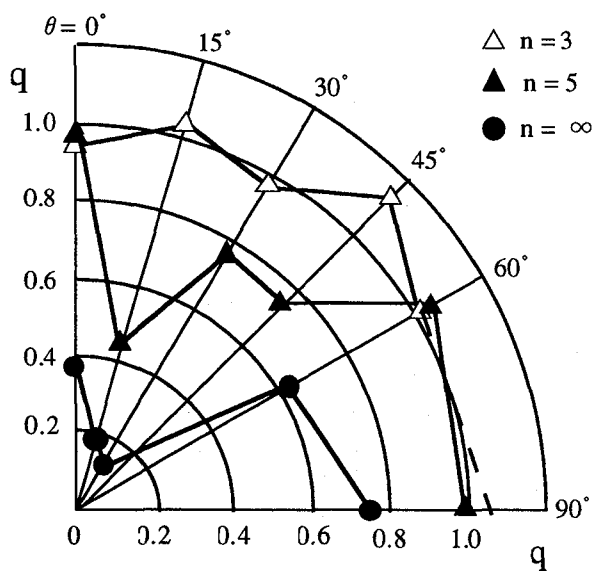


図10 コンクリート供試体の二軸圧縮試験結果
(参考文献7から再構成)

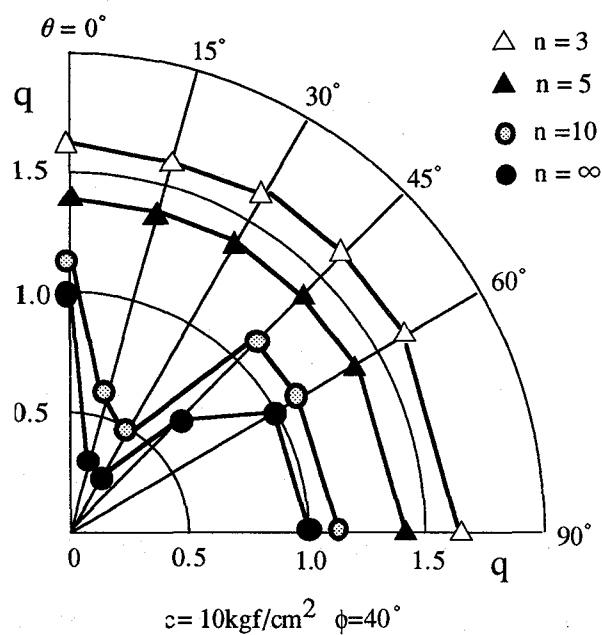
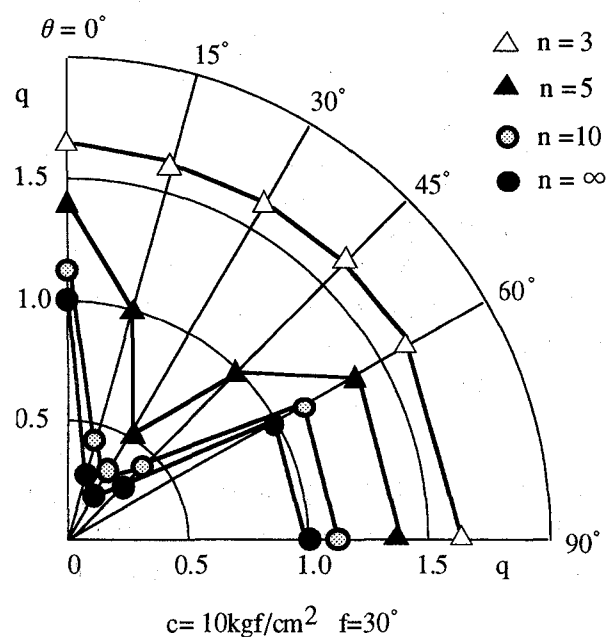
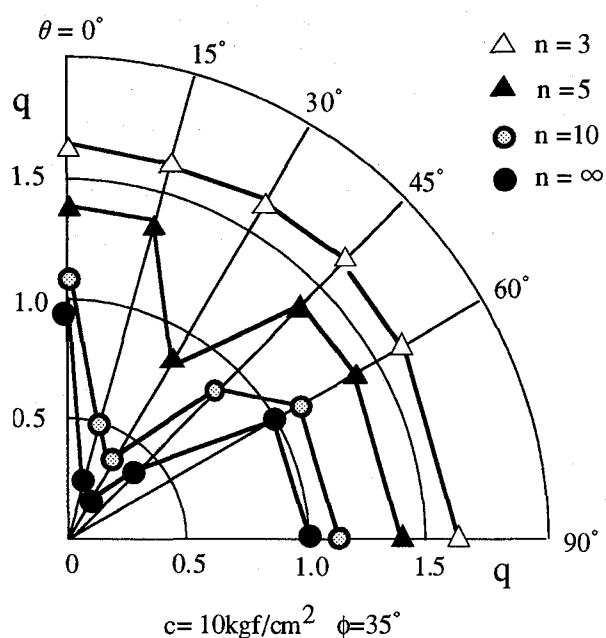


図11 二軸圧縮試験の解析結果



(1996年9月6日 受理)