

亀裂の配置・せん断特性を考慮した岩盤安定性評価の試み
Stability Assessment of Rock Structures Taking Account of Configuration and
Strength Property of Included Crack

土居正信*・大塚 悟**
Masanobu Doi and Satoru Ohtsuka

The stability of rock structures is largely affected by macroscopic cracks distributed in the rock. Rock slope actually shows some typical failure modes depending on the conditions of geometry and strength characteristics of macroscopic crack. The aim of the present study is to investigate the effect of both configuration and shear strength on the stability of jointed rock slope quantitatively. For the stability assessment, this study employs the finite element analysis based on the lower bound theorem in plasticity. The non-linear shear strength of crack is also considered in the analysis.

Key words : jointed rock slope, stability, lower bound theorem, finite element analysis

1. はじめに

岩盤の安定性は岩石自身の強度特性の外、内包する亀裂の分布やせん断特性によって大きく左右されることは良く知られている。亀裂には大小さまざまな大きさの亀裂が存在し、その岩盤安定性に及ぼす影響はすべての亀裂をまとめて定量的に勘案することは難しい。本研究では極めて直感的ではあるが、亀裂を2つのレベルに分類した。1つは本研究で取り扱う巨視的な亀裂であり、岩盤の安定性に及ぼす影響は境界条件の1つとして取り扱われる性質のものである。他方、比較的小さい亀裂はその1つ1つを丹念に調べることが大変な岩盤調査や、1つ1つを境界条件として取り込んでいくことが非常に困難な解析上の都合を反映して、その影響をむしろ亀裂を含む岩盤の力学特性として勘案する方がよりよい近似になるとして微視的亀裂と定義した。亀裂を内包する岩盤の特徴は岩盤の連続体としてのせん断特性と亀裂での不連続性とせん断特性にある。本研究の目的は亀裂を有する岩盤の安定性評価に関して、岩盤の連続体としてのせん断特性と亀裂の不連続性並びにせん断特性の両者を取り入れて簡単に合理的な解析手法を開発することにある。

本研究は塑性定理の1つである下界定理を用いる。亀裂面での接触応力には、(1)垂直応力は引張力に耐えない、(2)せん断応力は Coulomb による摩擦則によって定められるせん断強度を超えない、の2つの制約条件を課して、可容な解の内の最大値を線形計画法により求める。塑性変形に対応して発生する残留応力を変数に取り入れることによって、岩盤連続体のせん断挙動と亀裂のせん断や剥離による応力の再配分を考慮して全体安定性を評価する(Ohtsuka, 1997a)。亀裂を含む岩盤斜面では亀裂に沿うすべりやトップリング破壊、岩石部の座屈などの亀裂を含む岩盤特有の破壊形態が生じるが、岩盤を構成する岩石の強度特性と亀裂の配置、せん断特性によって定められると考える。本研究は亀裂の幾何学的配置とせん断特性によって異なる岩盤の安定性の定量的評価を試みた。

亀裂のせん断特性は摩擦則に従うことが知られているが、Jaeger(1971)らによって指摘されるように亀裂のせん断強度は垂直力に対して非線形に増加する拘束圧依存性のあることが知られている。亀裂のせん断強度の拘

* 正会員 工修 長岡技術科学大学講師 工学部環境・建設系

** 正会員 工博 長岡技術科学大学助教授 工学部環境・建設系

束圧依存性は場合によっては破壊形態そのものを変化させる要因となりうる。ここでは Ohtsuka(1997b)による亀裂せん断強度特性の数値解析的考察から亀裂のせん断強度にバイリニア関数を導入して解析に取り込んでいる。事例解析によって解析手法の適用性を明らかにしている。

2. 亀裂を考慮した岩盤の安定解析

2. 1 下界定理

本研究は岩盤構造物の安定性を評価するために、塑性論に基づく下界定理を適用する。岩盤は弾完全塑性材料に単純化・理想化している。下界定理では塑性変形によって生じる残留応力 σ^r を導入する。実応力 σ は弾性応力 σ^e と残留応力 σ^r の和 $\sigma = \sigma^e + \sigma^r$ によって定義される。 σ および σ^e はそれぞれ外荷重に対する釣り合い式を満足しているが、 σ^r は外荷重 = 0 と釣り合う自己平衡応力である。下界定理においては、外荷重 $F(t)$ に対して構造物のいたるところで、 $\sigma^e(t) + \bar{\sigma}^r = \sigma^s(t)$ 、かつ、 $f(\sigma^s(t)) < 0$ を満足するような時間 t に無関係な残留応力 $\bar{\sigma}^r$ を見出すことができるならば、その構造物は安定 (Shakedown) であることを保証する (Maier, 1969)。ただし、 f は構造物の降伏関数である。なお、本解析のように単調載荷の場合、シェイクダウン解析は極限解析に一致する (大塚ら, 1997c)。

2. 2 解析手法

下界定理は一般に荷重係数に関する最大化問題に帰着する。式(1)の線形不等式による降伏関数を用いると、下界定理による解析は線形計画問題に定式化される (Maier, 1969)。

$$N^T \sigma = N^T (\sigma^e + \bar{\sigma}^r + \sigma_0) \leq K \quad (1)$$

ここに、 σ_0 は初期応力、 σ^e は外荷重によって生じる弾性応力である。外荷重 F に対する支持力問題の場合には、式(2)のように外荷重 F の大きさを示す荷重係数 α の最大化問題になる。

$$s = \max \left\{ \alpha \left| \begin{array}{l} N^T (\alpha \sigma^e + \bar{\sigma}^r + \sigma_0) \leq K \\ B^T \sigma^e = F, \quad B^T \bar{\sigma}^r = 0 \end{array} \right. \right\} \quad (2)$$

ここに、 B は有限要素離散化による力の釣り合い式を構成する応力ベクトルと外力ベクトルを関係づけるマトリックスである。式(2)において、右辺の下段第 1 式および第 2 式は、それぞれ弾性および残留応力に関する力の釣り合い式である。上段式 (式(1)) は実応力 σ が降伏条件を満たすように、残留応力 $\bar{\sigma}^r$ による応力の再配分を勘案して安定性評価を行うことを示している。

2. 3 亀裂における接触条件

亀裂面における接触応力 q を亀裂面の垂直応力 q_n およびせん断応力 q_s の 2 成分によって表す。亀裂面に引張り応力が作用する場合には、 $q_n \leq 0$ (引張力を正と定義) として、引張には抵抗しないものとする。ただし、亀裂面で粘着力 c_n を考慮する場合には接触条件として、 $q_n \leq c_n$ にしたがうものとする。

せん断応力に関する接触条件は Coulomb モデルによるせん断強度を導入することによって定義する。亀裂のせん断応力は亀裂面の粘着力 c_d および摩擦角 ϕ_d を用いて、 $q_n \cdot \tan \phi_d - c_d \leq q_s \leq -q_n \cdot \tan \phi_d + c_d$ の条件に表される。これらの接触条件をまとめて表示すると式(3)になる。

$$\begin{bmatrix} 1 & \tan \phi_d \\ -1 & \tan \phi_d \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_s \\ q_n \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} c_d \\ c_d \\ c_n \end{Bmatrix} \leq 0. \quad (3)$$

亀裂面の応力 q は式(3)の条件を満足しなければならないことから、式(3)は式(1)に示す岩盤地山の降伏関数と同様に、亀裂を含む岩盤の安定解析における制約条件式を構成する。ここでは、式(1)と式(3)をまとめて次の線形不等式により表す。

$$\bar{N}^T \left(\begin{Bmatrix} \sigma^e \\ q^e \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \bar{\sigma}^r \\ \bar{q}^r \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \sigma_o \\ q_o \end{Bmatrix} \right) \leq \bar{K}. \quad (4)$$

ここに、 q^e 、 $\bar{q}^r$ および q_o は、それぞれ亀裂面での接触に関する弾性応力、残留応力および初期応力である。

2. 4 岩盤構造物の安定解析

Goodman *et al.* (1968) によって提案されたジョイント要素を導入すると、亀裂面における接触応力 q を変数とする力の釣り合い式が得られる。亀裂を含む岩盤構造物に対する支持力問題は式(2)と同様に、

$$s = \max \left\{ \alpha \left[\bar{N}^T \left(\alpha \begin{Bmatrix} \sigma^e \\ q^e \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \bar{\sigma}^e \\ \bar{q}^r \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \sigma_o \\ q_o \end{Bmatrix} \right) \leq \bar{K} \right], \bar{B}^T \begin{Bmatrix} \sigma^e \\ q^e \end{Bmatrix} = F, \bar{B}^T \begin{Bmatrix} \bar{\sigma}^r \\ \bar{q}^r \end{Bmatrix} = 0 \right\} \quad (5)$$

と定式化される。式(5)では岩盤内での応力再配分は勿論、外荷重によって亀裂面で接触条件を越えるような弾性接触応力が生じる場合には、残留接触応力 $\bar{q}^r$ が発生し、接触応力 q の再配分が取り入れられている。

ジョイント要素は垂直方向の剛性が k_n とせん断方向の剛性が k_s の 2 本のバネで構成されている。本研究では、亀裂面での接触力を変数とする力の釣り合いを得るためにジョイント要素を導入しており、亀裂の変形を評価する意味でのバネ剛性の値は重要でない。本研究ではバネ剛性を大きく設定することによって、亀裂のせん断特性を剛完全塑性体にモデル化している。亀裂面における接触条件はジョイント要素の降伏関数を表し、亀裂の剥離やすべりはジョイント要素の塑性変形として捉えられている。

3. 下界定理による解析結果の検討

3. 1 材料および境界条件

田村 (1990) は剛塑性構成式を用いた有限要素解析を速度場に不連続面が存在する場合に拡張して、いくつかの極限支持力の計算結果を示している。本解析手法の妥当性を検証するために、田村が解析に用いた問題を対象に図 1 の地盤内に水平方向の不連続面を有する地盤の支持力解析を行った。田村に従い、地盤は Mises および Drucker-Prager 材料としてモデル化する。本解析では、地盤の降伏関数を式 (4) の線形不等式により外接近似する。地盤の材料定数として、弾性係数 $E=100$

MPa, ポアソン比 $\nu=0.33333$ と適宜仮定した。弾性定数 E , ν は基本的には極限支持力に影響しない (大塚ら, 1997c)。巨視的な不連続面は level 1 あるいは level 2 に配置する。

3. 2 田村 (1990) による解析との比較

田村は地盤が Mises 材料 (M 材料) の場合の極限支持力を図 2 のように与えている。図 2 は地盤の支持力を

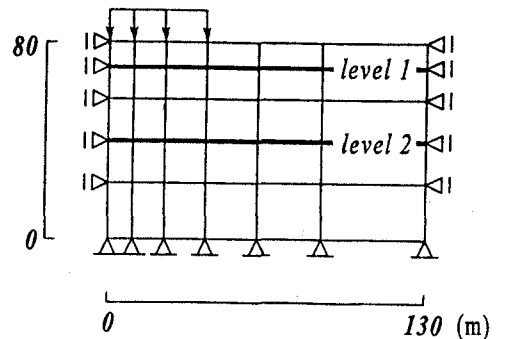


図 1 境界条件と不連続面の配置 (田村,1990)

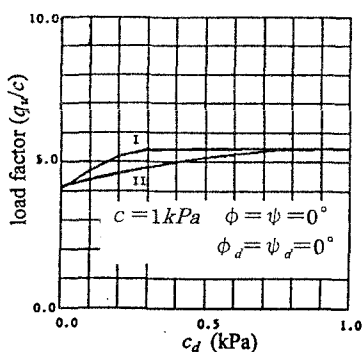


図2 極限支持力と不連続面のせん断強度の関係(田村,1990):Mises

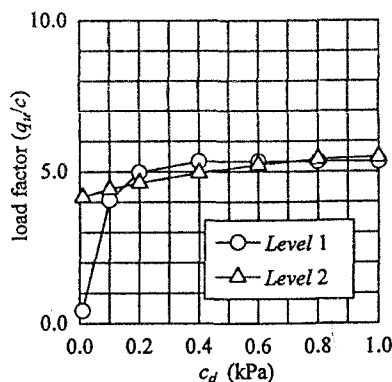


図3 極限支持力と亀裂せん断強度の関係(本解析結果):Mises

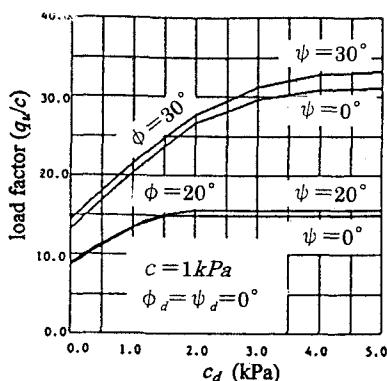


図4 極限支持力と不連続面のせん断強度の関係(田村,1990):Drucker-Prager

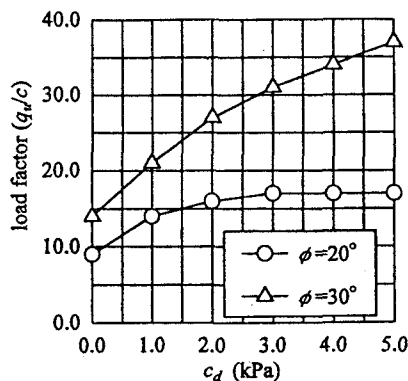


図5 極限支持力と亀裂せん断強度の関係(本解析結果):Drucker-Prager

地盤のせん断強度で正規化した q_u/c と不連続面のせん断強度 c_d との関係を示している（実際には $c = 1 \text{ kPa}$ を用いている）。不連続面の配置がいずれの場合も不連続面の強度 c_d の増加とともに極限支持力は大きくなり、Hill の理論解 $(\pi + 2) \cdot c$ へ収束している。このことは、岩盤構造物全体の破壊メカニズムが不連続面によって影響を受けていることを示している。しかしながら、不連続面でのせん断強度の増加にともなって、不連続面の影響は小さくなる。本論文で提案する解析手法による結果を図3に示す。ジョイント要素のバネ剛性および亀裂面での引張強度は、それぞれ $k_n = k_s = 10^{10} \text{ kPa/m}$ および $c_n = 0 \text{ kPa}$ として計算する。田村の結果（図2）と比較すると、亀裂面が *level 1* にある場合に若干の差異が見られるが、全般的に非常によく一致している。

図4は地盤を Drucker-Prager 材料（D-P 材料）としてモデル化した場合の田村の結果を示している。ただし、不連続面の位置は図1の *level 2* に設定している。材料定数は、地盤の粘着力が $c = 1 \text{ kPa}$ 、内部摩擦角が $\phi = 20^\circ$ および 30° としている。図中の ψ はダイレイション角を表している。したがって、 $\phi = \psi$ の場合は関連流動則による計算結果と一致する。図より、不連続面での粘着力が大きくなると極限支持力も大きくなるが、地盤の内部摩擦角に依存してある大きさに収束することがわかる。図4で示している田村の結果に対応する本解析結果を図5に示す。両図を比較すると若干の差異はあるものの田村の結果と本解析結果はよく一致する。Maier (1969) によると、下界定理に基づく線形計画問題の双対問題は上界計算に帰着することが証明されている。以上から、本論文で提案する解析手法は、巨視的亀裂を有する岩盤の合理的な安定解析結果を与えている。

4. 亀裂を含む岩盤斜面の極限支持力

4.1 境界条件

図 6 と図 7 に傾斜した巨視的亀裂を含む岩盤斜面を示す。図 6 (*type1*)と図 7 (*type2*)では斜面の幾何条件ならびに材料定数は一致するが、亀裂の傾斜方向が異なっている。図に示すように、*type1* と *type2* では、亀裂についてそれぞれ細かい間隔(0.5m : 実線と破線の間隔)と粗い間隔

(1.0m : 実線の間隔)の両方について計算を行う。図 8 (*type3*)と図 9 (*type4*)には、それぞれ岩盤ブロックによって構成される斜面を示す。*type3* と *type4* では、岩盤ブロックの構成様式に相違がある。亀裂の幾何学的配置が異なる *type1* から *type4* に対し、亀裂面のせん断強度特性が極限支持力におよぼす影響について検討する。表 1 に本解析で用いた材料定数をまとめる。

表 1 本解析で用いた解析定数

E	1000 MPa	ν	0.33333
γ_t	23 kPa/m		
c	1000 kPa	ϕ	0°
c_n	10 kPa	ϕ_d	0°
k_n	10 ¹² kPa/m	k_s	10 ¹² kPa/m

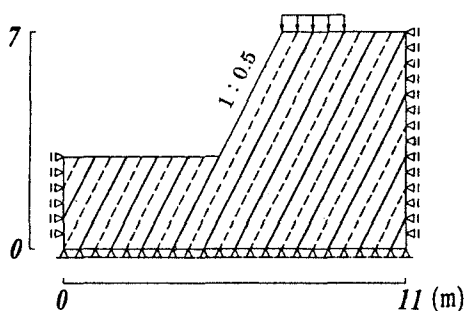


図 6 岩盤斜面の亀裂配置 (*type1*)

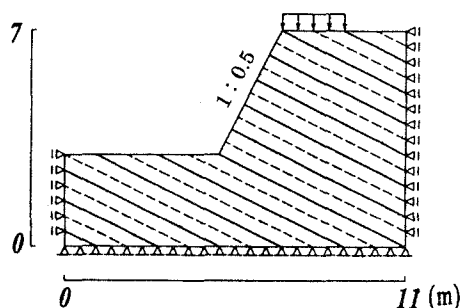


図 7 岩盤斜面の亀裂配置 (*type2*)

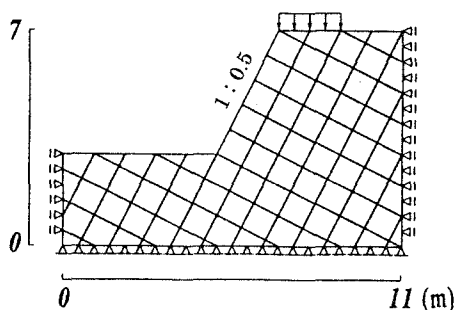


図 8 岩盤斜面の亀裂配置 (*type3*)

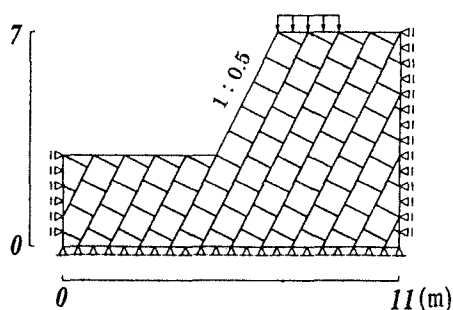


図 9 岩盤斜面の亀裂配置 (*type4*)

4.2 解析結果

亀裂面のせん断強度の違いによる極限支持力の変化の様子を図 10 に示す。岩盤は Mises 材料とする。*type1* と *type2* については粗い亀裂間隔に対する計算結果である。どちらの亀裂様式の場合も、亀裂面のせん断強度が増加すると極限支持力も大きくなり、次第に亀裂がない場合の支持力へ収束する。*type3* あるいは *type4* のように亀裂を設定した場合は、*type1* と *type2* の場合と比較して、極限支持力は小さい値が得られている。*type3* と *type4* では設定した亀裂間隔は等しいが、配置様式が異なっており、亀裂の配置が極限支持力に影響を与えるということを示している。図 11 は *type1* と *type2* について、亀裂を細かく設定した場合の極限支持力を示す。前述の粗く設定した場合の傾向(図 10)と類似しているが、亀裂面でのせん断強度が小さい範囲では亀裂の傾

斜方向による影響が顕著である。いずれのタイプにおいても亀裂面のせん断強度が小さいときは亀裂でのすべり破壊あるいは亀裂と岩盤の複合破壊が生じ、大きくなると岩盤自体のせん断破壊が卓越することを示している。

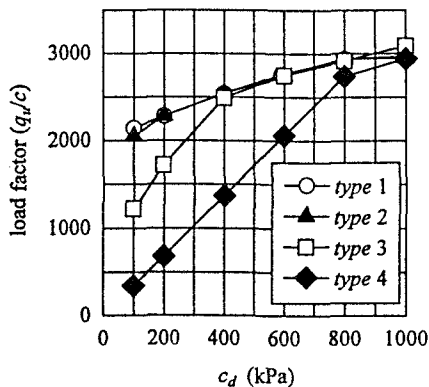


図 10 極限支持力と亀裂のせん断強度の関係(粗い配置)

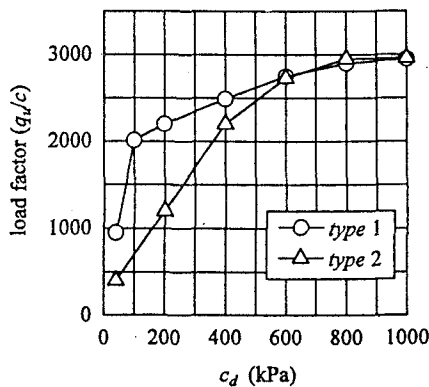


図 11 極限支持力と亀裂せん断強度の関係(細かい配置)

5. 亀裂面におけるせん断強度の非線形特性

5. 1 亀裂でのせん断強度の非線形性

亀裂面のせん断強度特性は、図 12 (Jaeger, 1971) に示すように拘束応力に関する非線形性を有する。ここでは亀裂面のせん断強度をバイリニアな関数で表すこととし、式(6)を亀裂面での接触条件に用いる。非線形な強度特性を示す亀裂を内包する岩盤構造物の安定解析は、式(3)を式(6)に置き換えることで容易に行われる。

$$\begin{bmatrix} 1 & \tan \phi_{dL} \\ -1 & \tan \phi_{dL} \\ 1 & \tan \phi_{dH} \\ -1 & \tan \phi_{dH} \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_s \\ q_n \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} c_{dL} \\ c_{dL} \\ c_{dH} \\ c_{dH} \\ c_n \end{Bmatrix} \leq 0 \quad (6)$$

ここに、 c_{dL} および ϕ_{dL} は亀裂面の低拘束圧でのせん断強度を表す粘着力および摩擦角であり、 c_{dH} および ϕ_{dH} は高拘束圧でのせん断強度を表す粘着力および摩擦角である。

5. 2 亀裂を内包する岩盤の極限支持力

亀裂面のせん断強度の非線形特性を考慮して、図 1 に示す基礎の極限支持力を求める。亀裂面は level 2 の位置に設定する。岩盤は Drucker-Prager 材料とし、粘着力 $c=1\text{kPa}$ 、内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ とする(岩盤定数は田村(田村, 1990)に一致させている)。極限支持力におよぼす亀裂のせん断強度の非線形性の影響を検討するために、低拘束圧でのせん断強度を $c_{dL}=0\text{kPa}$ 、 $\phi_{dL}=30^\circ$ に設定し、高拘束圧での c_{dH} および ϕ_{dH} を変化させる。図 13 はその解析結果を示す。 ϕ_{dH} に関しては、case1 (0°) と case2 (10°) の 2 つ定数を設定した。 c_{dH} および ϕ_{dH} の値に応じた亀裂面のせん断強度の非線形性の変化を反映して、case1, case2 とともに極限支持力は c_{dH} の増加にともなって大きくなっている。 c_{dH} がある程度大きくなると、 ϕ_{dH} の値にかかわらず支持力は同じ値へ収束する。これは非線形性の現れる応力レベルが高くなると、亀裂面の非線形

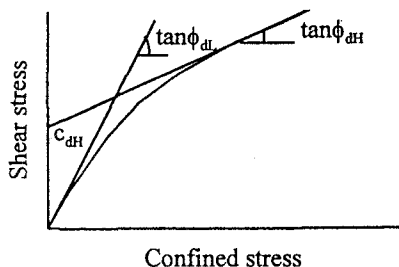


図 12 亀裂のせん断強度の非線形特性

性が極限支持力に影響しないことを表す。また、全般的に ϕ_{dH} の値が大きい case2 の方が、case1 より大きい極限支持力が得られており、妥当な解析結果を与えている。次に、 c_{dH} および ϕ_{dH} は一定値とし、極限支持力におよぼす ϕ_{dL} の影響について検討する。 c_{dH} は 0 kPa に設定し、 c_{dL} を 0.5 から 2.5 kPa まで変化させた。解析結果を図14に示す。 c_{dL} および ϕ_{dL} の値に応じた亀裂面のせん断強度の非線形性を反映して、各々の c_{dL} において ϕ_{dL} の増加とともに極限支持力が大きくなる。また、 c_{dL} が大きいほど極限支持力は大きく、その収束値も大きい。

6. 結論

塑性論における下界定理に基づいて、亀裂面での接触条件を考慮した岩盤の安定解析手法を開発した。田村(1990)が報告した剛塑性構成式による解析結果と本解析の比較・検討によって、本解析手法が合理的で妥当な解を与えることを示した。亀裂を有する岩盤斜面のいくつかの事例解析を行い、提案する解析手法が、(1)亀裂のすべり破壊、(2)亀裂のすべり破壊と岩盤のせん断破壊の複合破壊、(3)岩盤のせん断破壊、など代表的な破壊形態を評価できることを示した。最後に、亀裂面でのせん断強度の非線形特性を考慮に入れた安定解析例についても示し、解析手法の適用性を明らかにした。

謝辞

本研究を実施するにあたり、五洋建設・山路智生氏の多大なる支援を得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Goodman, R.E., Taylor, R.L. and Brekke, T. (1968). A model for the mechanics of jointed rocks, *Proc. of ASCE*, 94, SM3, pp.637-659.
- 2) Jaeger, J.C. (1971). Friction of rocks and the stability of rock slopes, *Geotechnique*, Rankine Lecture, Vol.21.
- 3) Maier, G. (1969). Shakedown theory in perfect elastoplasticity with associated and nonassociated flow-laws: a finite element linear programming approach, *Meccanica*, Vol.4, No.3, pp.1-11.
- 4) Ohtsuka, S. (1997a). Bearing capacity analysis of rock structures including cracks, *Proc. of 9th Int. Conf. of Int. Assoc. for Comp. Mech. and Adv. on Geomech.*, Vol.1, pp.739-744.
- 5) Ohtsuka, S. (1997b). Effect of microstructure on crack shear strength in rock, *Proc. of Int. Symp. on Deformation and Progressive Failure in Geomech.*, pp.75-80.
- 6) 大塚悟・山田英司・松尾稔 (1997c). 基礎と地盤間の静的相互作用を考慮した直接基礎の極限支持力, 土木学会論文集, No.525 / III-41, pp.151-162.
- 7) Tamura, T. (1990). Rigid-plastic finite element method in geotechnical engineering, *Computational Plasticity, Current Japanese Material Research*, Vol.7, Elsevier, pp.135-164.

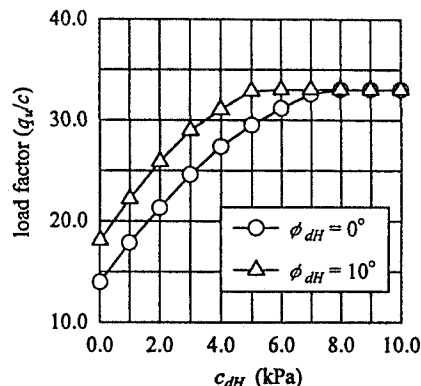


図13 亀裂のせん断強度の非線形性の影響 (パラメータ: c_{dH})

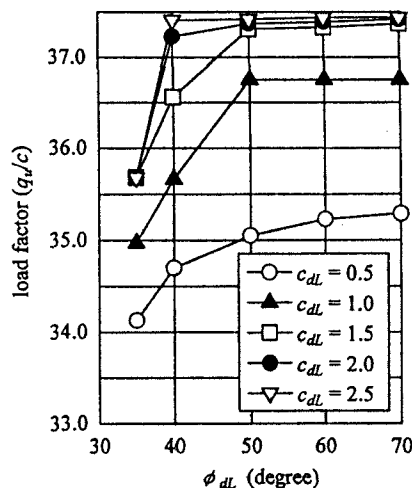


図14 亀裂のせん断強度の非線形性の影響 (パラメータ: ϕ_{dL})